Tragverhalten von textilbewehrtem Beton unter zweiaxialer Zugbeanspruchung

Bearing Behaviour of Textile Reinforced Concrete Under Biaxial Tension Loading

Dissertation
vorgelegt an der Fakultät Bauingenieurwesen
der Technischen Universität Dresden
zur Erlangung der Würde eines

Doktor der Ingenieurwissenschaften
– Dr.-Ing. –

von
Dipl.-Ing. Dirk Jesse
geboren am 4. November 1975 in Görlitz

Gutachter:
Univ.-Prof. Dr.-Ing. Manfred Curbach
Univ.-Prof. Dr.-Ing. Josef Hegger

Dresden, 29. Mai 2011

Für meine Familie.

Danksagung

Ich danke zuerst den Gutachtern Prof. Manfred Curbach und Prof. Josef Hegger für die fachliche Beurteilung dieser Arbeit. Darüber hinaus gilt Prof. Manfred Curbach mein besonderer Dank für die Betreuung und Förderung meiner beruflichen und persönlichen Entwicklung während der sechsjährigen Zeit als wissenschaftlicher Mitarbeiter am Institut für Massivbau der Technischen Universität Dresden. Weiterhin gebührt mein Dank der Deutschen Forschungsgemeinschaft (DFG), welche mit der Förderung des Sonderforschungsbereiches 528 „Textile Bewehrungen zur bautechnischen Verstärkung und Instandsetzung“ die Voraussetzungen für die vorliegende Arbeit geschaffen hat.

Ein besonders großes Dankeschön geht an meine Frau Jana und meine Tochter Melina, die mir zu jeder Zeit den Rücken freigehalten, mich aufgemuntert, meine Zweifel zerstreut, für Erholung gesorgt und durch ihr Verständnis vor allem während der letzten Wochen diese Arbeit ermöglicht haben.

Neben den bisher genannten haben eine ganze Reihe weiterer Personen auf verschiedene Weise einen entscheidenden Anteil am Gelingen. Dafür bedanke ich mich nochmals ganz herzlich bei:

- meinem großen Bruder Frank, der (die Familienbande einmal ausgeklammert) zweifelsfrei einer der kritischsten Wegbegleiter und zugleich ein unverzichtbarer, geschätzter Diskussionspartner ist,
- meinem Freund und Kollegen Ulrich van Stipriaan, dessen sprachliche Gewandtheit unzählige Male die eigenen Texte klarer und flüssiger lesbar gemacht hat,
- meiner neuen Kollegin Katrin Schwiteilo, dem guten Geist des Zimmers BEY 116f der letzten 3 Monate – und wohl auch der kommenden Jahre. Ich wünsche ihr alles Gute für den Start am Institut.
- meiner Kollegin Silke Scheerer für die kurzfristige Unterstützung und dreifarbige Korrektur meiner Arbeit. Ihr unbelasteter Blick von „außen“ hat der Verständlichkeit der folgenden Seiten mit Sicherheit sehr gut getan.
- meinem ehemaligen Kollegen Ingolf Lepenies für die vielen kurzen und längeren Diskussionen rund um den Textilbeton und die permanente Bereitschaft, auf wenige knifflige und viele simple Fragen zu *Python* Antwort zu geben,
- den Mitarbeitern des Otto-Mohr-Labors Frau Dietz, Frau Sonntag, Herrn Polke-Schminke, Herrn Belger und Herrn Jänke für die tolle Unterstützung bei den zahlreichen, aufwändigen Versuchen.
- Prof. Steffen Marx, dem ich durch viel Gestaltungsfreiraum und Vertrauen viel Freude in der Lehre, speziell im Massivbrückenbau, verdanke. Vieles von dem, was wir gelegentlich besprochen haben, hat mich in meiner persönlichen Entwicklung doch entscheidend weitergebracht.
- und natürlich auch bei allen weiteren, bisher noch nicht genannten Mitarbeitern des Instituts sowie den Diplomanden und studentischen Hilfskräften (Hiwi's) während der Laufzeit des Forschungsprojekts: Laura Lemnitzer (die kurz darauf ebenfalls meine Kollegin wurde), Michael Glatz, Jan Herel, Amin Zahedi, Martin Wohlfart und Andre Beyer.

Dresden, 9. August 2010

Inhaltsverzeichnis

1 Einleitung **1**

1.1 Textilbeton – ein neuer Hochleistungsverbundwerkstoff 1
1.2 Fragestellung 2
1.3 Angewandte Methoden und Ergebnisse 3

2 Stand des Wissens **5**

2.1 Mechanische Grundlagen 5
2.1.1 Hookesches Gesetz 5
2.1.2 Ebener Spannungszustand 6
2.2 Tragverhalten von Beton unter Zug-Zug-Beanspruchung 7
2.3 Tragverhalten von Stahlbeton unter Zug-Zug-Beanspruchung 11
2.4 Ferrozement 12
2.5 Versuchsstände zur Untersuchung des zweiaxialen Materialverhaltens 15
2.5.1 Vecchio & Collins 15
2.5.2 Keuser, Purainer 16
2.5.3 Hegger & Voss 17
2.5.3.1 Versuchsstand 17
2.5.3.2 Probengeometrie und Herstellung 18
2.5.3.3 Untersuchung der Einflüsse der Lasteinleitung 19
2.5.3.4 Schlussfolgerungen 20
2.5.4 Erkenntnisse zum Einfluss des Versuchsstandes aus anderen Forschungsbereichen 21
2.6 Textilbeton 22
2.6.1 Vorbemerkungen 22
2.6.2 Feinbeton 22
2.6.3 Textile Fasermaterialien (AR-Glas, Carbon) 23
2.6.3.1 AR-Glas 24
2.6.3.2 Carbon 24
2.6.3.3 Herstellung der textilen Bewehrung 25
2.6.4 Modelle zur Beschreibung des Tragverhaltens von Faserverbundwerkstoffen und spröder Matrix 27
2.6.4.1 ACK-Modell nach Aveston, Cooper & Kelly 27
2.6.4.2 Erweiterung des ACK-Modells von Ohno & Hannant 29
2.6.4.3 Modified Compression Field Theory (MCFT) 29
2.6.4.4 Weitere Modelle 32
2.6.5 Einaxiales Tragverhalten 32
2.6.5.1 Zustand I 32
2.6.5.2 Erstriss – Übergang vom Zustand I/II 34
2.6.5.3 Mehrfachrissbildung – IIa 35
2.6.5.4 Ende der Rissbildung – Übergang vom Zustand IIa/IIb 35

2.6.5.5 Abgeschlossenes Rissbild – IIb . . . 36
2.6.5.6 Bruchzustand . . . 38
2.6.6 Arten und Verlauf der Rissbildung . . . 38
2.6.7 Filamentversagen in der Matrix . . . 42
2.6.8 Einfluss gedrehter Bewehrung im Dehnkörperversuch . . . 43
2.7 Mehraxiales Tragverhalten von Textilbeton . . . 50
2.7.1 Einfluss von Querzug- und Querdruckspannungen . . . 50
2.7.2 Schädigungsmodell infolge von Längsrissen durch Rovings . . . 51
2.8 Zusammenfassung . . . 54

3 Experimentelle Methoden 57
3.1 Materialien . . . 57
3.1.1 Feinbeton . . . 57
3.1.2 Textile Bewehrung . . . 58
3.1.2.1 AR-Glas . . . 58
3.1.2.2 Carbon . . . 59
3.2 Versuchsaufbau . . . 60
3.2.1 Allgemeines . . . 60
3.2.2 Rahmenkonstruktion für biaxiale Versuche . . . 60
3.2.3 Einfluss der Zylinderreibung . . . 62
3.2.4 Probekörpergeometrie . . . 63
3.2.4.1 Gestaltung des Lasteinleitungsbereiches . . . 64
3.2.4.2 Bewehrungskonzept . . . 66
3.2.4.3 Herstellung . . . 66
3.2.4.4 Effektive Probenbreite . . . 67
3.2.5 Messtechnik . . . 70
3.2.6 Versuchsdurchführung . . . 72
3.2.7 Bezeichnungen und Definitionen des Versuchsaufbaus . . . 72
3.3 Versuchsprogramm . . . 74
3.4 Qualitative Bewertung des Versuchsaufbaus . . . 76
3.4.1 Allgemeines . . . 76
3.4.2 Herstellung . . . 76
3.4.3 Probekörpergeometrie . . . 78
3.4.4 Lasteinleitung . . . 79
3.4.5 Referenzprüfkörper . . . 79
3.4.6 Randstörungen . . . 79
3.4.7 Digitale Nahbereichsphotogrammetrie . . . 83
3.4.7.1 Allgemeines . . . 83
3.4.7.2 Einfluss der physikalischen Auflösung . . . 85
3.4.7.3 Schlussfolgerungen . . . 86
3.5 Methoden zur Verarbeitung der Messdaten . . . 86
3.5.1 Aufbereitung der Photogrammetriedaten . . . 86
3.5.2 Lineare Regression gemäß des erweiterten ACK-Modells . . . 88
3.6 Einaxiale Zugversuche an modifizierten zweiaxialen Prüfkörpern . . . 89
3.6.1 Fragestellung . . . 89
3.6.2 Durchgeführte Versuche . . . 89
3.6.3 Ergebnisse . . . 90
3.6.3.1 Materielle Randstörungen . . . 90

3.6.3.2 Geometrische Randstörungen 94
3.6.3.3 Einfluss auf die Erstrissdehnung 95
3.6.3.4 Einfluss auf die Erstrissspannung 95
3.6.3.5 Einfluss auf die Rissbildung und den Übergang zum abgeschlossenen Rissbild 96
3.6.3.6 Einfluss auf die Steifigkeit im Zustand IIb 99
3.6.3.7 Einfluss auf den Bruch 101
3.6.4 Schlussfolgerungen 102

4 Tragverhalten unter Zug-Zug-Beanspruchung 105
4.1 Allgemeines 105
4.2 Visualisierung der Versuchsdaten 105
4.3 Zustand I 108
4.3.1 Ergebnisse und Diskussion 108
4.3.2 Schlussfolgerungen 109
4.4 Zustand IIa (Prozess der Rissbildung) 109
4.4.1 Erstrissbildung 109
4.4.1.1 Ergebnisse und Diskussion 109
4.4.1.2 Schlussfolgerungen 111
4.4.2 Verlauf der Rissbildung 111
4.4.2.1 Ergebnisse und Diskussion 111
4.4.2.2 Schlussfolgerungen 114
4.5 Zustand IIb (abgeschlossene Rissbildung) 116
4.5.1 Ergebnisse und Diskussion 116
4.5.1.1 Steifigkeit im Zustand IIb 116
4.5.1.2 Zugversteifung 118
4.5.2 Einfluss der Welligkeit der Garne 120
4.6 Versagen/Bruch 125
4.6.1 Ergebnisse und Diskussion 125
4.6.2 Schlussfolgerungen 128
4.7 Zustandsdiagramme 129
4.8 Zusammenfassung 131

5 Tragverhalten bei gedrehter Bewehrung 135
5.1 Allgemeines 135
5.2 Einfluss der Ausrichtung der Bewehrung auf den Bruchzustand unter einaxialer Zugbeanspruchung 135
5.3 Überlegungen zur Modellvorstellung des Tragverhaltens bei geneigter Bewehrung 139
5.4 Einfluss der Orientierung der Bewehrung auf die Rissbildung unter zweiaxialer Beanspruchung 145
5.4.1 Ergebnisse und Diskussion 145
5.4.2 Schlussfolgerungen 148

6 Modell zur Bestimmung des internen Spannungszustands des biaxialen Probekörpers 151
6.1 Motivation 151
6.2 Modellbeschreibung 152
6.3 Spannungsermittlung und Kalibrierung des Modells 153

6.4 Ergebnisse und Diskussion der Nachrechnung . . . 155
6.5 Schlussfolgerungen . . . 158

7 Zusammenfassung, offene Fragen und Ausblick 159
7.1 Zusammenfassung . . . 159
7.2 Offene Fragen und Ausblick . . . 161

8 Literaturverzeichnis 163

A Formelzeichen 171

B Versuchsdokumentation 175
B.1 Serie 1 – AR-Glas unter biaxialer Zugbeanspruchung . . . 177
B.1.1 Allgemeine Informationen . . . 177
B.1.2 Versuchsprogramm . . . 177
B.1.3 Einzelversuche B1-426 bis B1-445 . . . 178
B.2 Serie 3 . . . 201
B.2.1 Allgemeine Informationen . . . 201
B.2.2 Versuchsprogramm . . . 201
B.2.3 Einzelversuche B1-488 bis B1-502 . . . 202
B.3 Serie 4 . . . 233
B.3.1 Allgemeine Informationen . . . 233
B.3.2 Versuchsprogramm . . . 233
B.3.3 Einzelversuche B1-535 bis B1-546 . . . 234
B.4 Serie 5 . . . 283
B.4.1 Allgemeine Informationen . . . 283
B.4.2 Versuchsprogramm . . . 283
B.4.3 Einzelversuche B1-555 bis B1-574 . . . 284
B.5 Serie 6 – Carbon unter biaxialer Zugbeanspruchung . . . 324
B.5.1 Allgemeine Informationen . . . 324
B.5.2 Versuchsprogramm . . . 324
B.5.3 Einzelversuche B1-613 bis B1-660 . . . 326
B.6 Serie 7 . . . 393
B.6.1 Allgemeine Informationen . . . 393
B.6.2 Versuchsprogramm . . . 393
B.6.3 Einzelversuche B1-663 bis B1-674 . . . 394
B.7 Serie 9 . . . 443
B.7.1 Allgemeine Informationen . . . 443
B.7.2 Versuchsprogramm . . . 443
B.7.3 Einzelversuche B1-718 bis B1-727 . . . 444

C Diagramme 465
C.1 Serie 1 . . . 467
C.2 Serie 3 . . . 473
C.3 Serie 4 . . . 481
C.4 Serie 5 . . . 485
C.5 Serie 6 . . . 491
C.6 Serie 7 . . . 497

C.7 Serie 9 501

1 Einleitung

1.1 Textilbeton – ein neuer Hochleistungsverbundwerkstoff

Unsere heutigen Landschaften und Stadtbilder sind geprägt durch eine Jahrhunderte lange Kultur- und Baugeschichte. Unsere Bauwerke sind ein Spiegelbild der industriellen und kulturellen Entwicklung und unserer Art, wie wir wohnen und leben. Gleichzeitig stellen sie einen bedeutenden volkswirtschaftlichen Wert dar, den es zu schützen und zu erhalten gilt.

Neben der klassischen Sanierung und Instandsetzung gewinnt das Bauen im Bestand – der Herausforderung einer ästhetischen und funktionalen Verbindung zwischen Neu und Alt – ebenso wie die Umnutzung bestehender Gebäude mehr und mehr an Bedeutung. Damit verbunden sind Aufgaben zur Verstärkung von Tragwerken infolge der Erhöhung vorhandener Ausbau- und Verkehrslasten.

Im Verlauf der vergangenen 15 Jahre entwickelte sich aus einer Vision von Forschergruppen der TU Dresden und der RWTH Aachen der Textilbeton für die Herstellung extrem schlanker und leistungsfähiger Bauteile. Der neue Verbundwerkstoff Textilbeton erschließt durch seine besonderen Eigenschaften neue Einsatzfelder für den Beton und erweitert das Spektrum der Verstärkungsmethoden um Verfahren zur effektiven Steigerung der Biege-, Querkraft-, Torsions- und Normalkrafttragfähigkeit bestehender Tragwerke unter weitgehender Beibehaltung der ursprünglichen Tragwerksgeometrie.

Erste Praxiserfahrungen bei der Verstärkung von Schalentragwerken, siehe Curbach et al. [23] und Schladitz et al. [88], oder der mehrfach preisgekrönte, innovative Einsatz von Textilbeton als Konstruktionsbaustoff im Brückenbau, siehe Curbach et al. [22, 24], belegen schon heute die Wirtschaftlichkeit und das enorme Potential des noch jungen Verbundwerkstoffes.

In textilbewehrtem Beton werden anstelle der im Stahlbeton üblichen Stahlbewehrung textile Hochleistungsfasern als Bewehrungsmaterial verwendet, die auf Textilmaschinen zu flächigen Gelegestrukturen verarbeitet werden. Als Fasermaterialien kommen vor allem alkaliresistente Glasfasern (AR-Glas) und seit einigen Jahren verstärkt Carbonfasern zur Anwendung. Daraus ergibt sich einer der größten Vorteile im Vergleich zum Stahlbeton – die Bewehrung muss nicht durch eine Betondeckung vor Korrosion geschützt werden. Im Hinblick auf die Dauerhaftigkeit, die hohen Festigkeiten und die Möglichkeit zur Herstellung schlanker, leichter Tragwerke eröffnen sich dadurch völlig neue Einsatzgebiete. Die Grundlagen zum Tragverhalten von Textilbeton, der Bemessung von Tragwerken und der numerischen Simulation des Verformungsverhaltens wurden in den vergangenen Jahren geschaffen. Mit dieser Arbeit soll ein Beitrag zum besseren Verständnis des Tragverhaltens unter zweiaxialer Zugbeanspruchung geleistet werden.

1.2 Fragestellung

Die realitätsnahe Einschätzung des Tragverhaltens eines Bauwerkes sowie die Bemessung und konstruktive Durchbildung von Verstärkungen ist eine besondere Herausforderung für den planenden Ingenieur. Die spezifischen Materialeigenschaften von textilbewehrtem Beton, sein stark nicht-lineares, anisotropes Spannungs-Dehnungsverhalten, die Kriech- und Schwindeigenschaften des Feinbetons und die für den Massivbau typischen Tragreserven der zumeist statisch vielfach unbestimmten Tragwerke führen infolge Rissbildung und den damit verbundenen Steifigkeitsänderungen zu Umlagerungen in der Lastabtragung. Die Vielzahl der Einflussparameter kann nur unvollständig erfasst bzw. durch vereinfachte geometrische und mechanische Modelle abgebildet werden.

Sowohl bei der Bemessung neuer Bauteile/Tragwerke als auch bei deren Nachrechnung bedeutet dies, dass der reale Spannungs- und Verformungszustand nur näherungsweise ermittelt werden kann. Mehraxiale Spannungszustände, Spannungsumlagerungen aufgrund veränderter Steifigkeitsverhältnisse infolge Rissbildung oder der Einfluss von Schwind- und Kriecheinflüssen können mit Hilfe numerischer Simulationen grundsätzlich erfasst werden. Die Herleitung der zugrunde liegenden Materialmodelle basiert auf den Ergebnissen zahlreicher experimenteller Untersuchungen. Das Tragverhalten textiler Gelege unter zentrischem Zug wurde von Jesse [45] und Molter [72] untersucht. Verbundgesetze wurden anhand der Ergebnisse von Auszugsversuchen an Einzelfilamenten wie auch an Rovings formuliert (z.B. Brameshuber et al. [12], Schorn [89]), am textilen Gelege wurden Übergreifungs- und Verankerungslängen bestimmt und auf deren Grundlage Aussagen zum Einfluss der Lagenanzahl auf das Verbundverhalten getroffen. All diese Erkenntnisse stützen sich jedoch ausschließlich auf einaxiale Beanspruchungszustände. Grundsätzlich können aus dem Vergleich der Ergebnisse von Versuchen an Rovings und an textilen Bewehrungsstrukturen Rückschlüsse auf den Einfluss der Quer- und Stützfäden und der verschiedenen Bindungstechniken auf das einaxiale Tragverhalten von Textilbeton gezogen werden. Offen bleibt jedoch, inwieweit sich die gefundenen Gesetzmäßigkeiten auf mehraxiale Beanspruchungssituationen übertragen lassen bzw. weiterhin Gültigkeit besitzen.

Dadurch werden einige Fragen bezüglich des Tragverhaltens textiler Bewehrungen unter mehraxialen Zugbeanspruchungen aufgeworfen, welche die Motivation für die vorliegende Arbeit liefern:

- Welchen Einfluss haben bewehrungsparallele Risse infolge Querzug auf das Tragverhalten von Textilbeton (Zustand I, IIa und IIb) in der Hauptrichtung?
- Welchen Einfluss haben Längsrisse aus Querzug auf das Verbundverhalten – die Mitwirkung des Betons zwischen den Rissen – im Zustand der abgeschlossenen Rissbildung?
- Welchen Einfluss hat die Ausrichtung/Drehung der Bewehrung gegenüber der Richtung der Belastung auf das Tragverhalten von Textilbeton?
- Welchen Einfluss haben die Richtung der Belastung und die Ausrichtung/Drehung der Bewehrung auf die Orientierung der Risse?

1.3 Angewandte Methoden und Ergebnisse

Zunächst wird in Kapitel 2 der Stand des Wissens in Bezug auf das Materialverhalten von Beton und Stahlbeton unter mehraxialer Zugbeanspruchung erarbeitet. Die bisherigen Erkenntnisse zum Tragverhalten von Textilbeton unter einaxialer Beanspruchung sowie hinsichtlich geneigter Bewehrungen werden zusammengefasst und der daraus resultierende Forschungsbedarf umrissen, der die Grundlage für die vorliegende Arbeit liefert.

Die Arbeit stützt sich überwiegend auf die Auswertung experimenteller Untersuchungen zweiaxialer Zugversuche an scheibenartigen Prüfkörpern. Der für diese Untersuchungen entworfene Versuchsstand wird in Kapitel 3 vorgestellt und hinsichtlich der zu erwartenden Qualität der Messergebnisse ausführlich diskutiert. Anhand zweier Versuchsserien für AR-Glas- und Carbonbewehrungen werden die theoretischen Überlegungen zu möglichen Einflüssen des Versuchsaufbaus auf die Messergebnisse verifiziert.

In Kapitel 4 wird das Tragverhalten von Textilbeton mit biaxialen Bewehrungen aus AR-Glas und Carbon unter zweiaxialer Zugbeanspruchung diskutiert. Aufgrund der herstellungsbedingten Anisotropie des Verbundwerkstoffes Textilbeton können hierbei keine Symmetriebedingungen ausgenutzt werden, weshalb sich die Versuche auf den gesamten Zug-Zug-Quadranten (11 Spannungsverhältnisse) erstrecken.

In Kapitel 5 wird der Einfluss der Ausrichtung der Bewehrung gegenüber den einwirkenden Kräften untersucht. Im Hinblick auf den Praxisbezug zur Querkraft- und Torsionsverstärkung kommen hierbei triaxiale Bewehrungen aus AR-Glas und Carbon zum Einsatz, deren Schussrichtungen unter $\pm 45\,^{\circ}$ geneigt sind. Die hieraus resultierenden Phänomene werden zunächst an scheibenartigen Probekörpern unter einaxialer Beanspruchung untersucht. Im Rahmen einer Versuchsserie werden die mehraxiale Zugbeanspruchung und der Einfluss einer geneigten Bewehrung in Kombination untersucht. Das Kapitel umfasst eine Diskussion der Rissverläufe und Rissabstände in Abhängigkeit der mehraxialen Zugbeanspruchung. Die aus den bisherigen Forschungsergebnissen abgeleitete These, dass die Rissbildung generell der Richtung der Querfäden der Bewehrung folgt, wird anhand der Auswertung von Bruchbildern mit gedrehter Bewehrung auf ihre Gültigkeit überprüft.

Kapitel 6 rundet die Arbeit mit der Vorstellung eines Modells zur Berechnung der mittleren Betonspannungen des Probekörpers auf Basis photogrammetrischer Versuchsdaten und einaxialer Spannungs-Dehnungs-Beziehungen ab. Anhand dieses Modells wird überprüft, inwieweit einaxiale Materialmodelle zur Spannungsberechnung zweiaxial unter Zug beanspruchter Bereiche sinnvoll eingesetzt werden können.

Die Zusammenfassung, die Benennung offener Fragen und ein Ausblick bilden mit Kapitel 7 den Abschluss dieser Arbeit. Die Anhänge B und C enthalten eine vollständige Dokumentation aller Einzelversuche sowie eine Zusammenfassung aller Ergebnisse der Auswertung der einzelnen Serien.

2 Stand des Wissens

2.1 Mechanische Grundlagen

2.1.1 Hookesches Gesetz

Grundlage für die Ermittlung der Materialkennwerte von linear elastischen Werkstoffen ist das Hookesche Gesetz. Für einen prismatischen Körper der Länge l_0 und der Querschnittsfläche A gilt unter einachsiger Zug- oder Druckbelastung folgende Beziehung:

$$\sigma = E \cdot \varepsilon \tag{2.1}$$

Als Proportionalitätsfaktor zwischen Spannungen und Dehnungen fungiert der Elastizitätsmodul E, der mit geeigneten Versuchsanordnungen für jedes Material (soweit dieses ein elastisches Materialverhalten aufweist) experimentell nach Gleichung 2.2 bestimmt werden kann.

$$\sigma = \frac{F}{A} \qquad \text{mit der zugehörigen Dehnung} \qquad \varepsilon = \frac{\Delta l}{l_0} \tag{2.2}$$

Im Fall eines isotropen Materials sind die elastischen Materialkonstanten (Schubmodul G, Elastizitätsmodul E, Kompressionsmodul K) miteinander verknüpft (Gross [30], Götsche & Petersen [31]).

Die Querdehnzahl ν (auch Querkontraktionszahl oder Poissonsche Konstante genannt) beschreibt das Verhältnis der relativen Längenänderungen von Längs- und Querrichtung (siehe Bild 2.1) unter Einwirkung einer Spannung σ. Sie ist dimensionslos und eine weitere Materialkonstante. Sie kann entweder experimentell bestimmt oder aus den anderen elastischen Materialkonstanten berechnet werden.

$$\nu = -\frac{\Delta d/d}{\Delta l/l} \tag{2.3}$$

$$\nu = \frac{E}{2G} - 1 = \frac{3K - E}{6K} = \frac{3K - 2G}{6K + 2G} \tag{2.4}$$

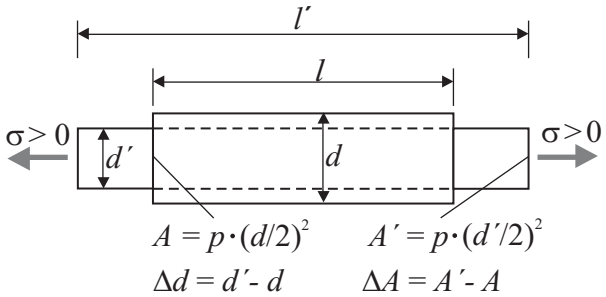


Bild 2.1: Querkontraktion bei Zugbeanspruchung

Bei Beton bewegt sich die Querdehnzahl in Abhängigkeit der Belastungsart (Zug/Druck) zwischen 0,15 und 0,25.

2.1.2 Ebener Spannungszustand

Beim *ebenen Spannungszustand* wird angenommen, dass σ_z, τ_{xz}, τ_{yz}, γ_{xz}, γ_{xz} sehr gering oder null und die restlichen Spannungen und Verzerrungen von der z-Richtung unabhängig sind. Dieser Fall ist für Bauteile mit kleinen Dicken im Vergleich zu den Abmessungen der Ebene (Scheiben) näherungsweise erfüllt, die nur durch Kräfte in der Ebene beansprucht werden, siehe z.B.: Gross [30].

Im ebenen Spannungszustand muss das Hookesche Gesetz um den Einfluss der Querdehnzahl ν erweitert werden. In diesem Zustand wirken alle angreifenden Spannungen (σ_x, σ_y, τ_{xy}) in der x-y-Ebene.

$$\varepsilon_x = \frac{1}{E}\left(\sigma_x - \nu \cdot \sigma_y\right) \tag{2.5}$$

$$\varepsilon_y = \frac{1}{E}\left(\sigma_y - \nu \cdot \sigma_x\right) \tag{2.6}$$

$$\varepsilon_z = -\frac{\nu}{E}\left(\sigma_x + \sigma_y\right) \tag{2.7}$$

$$\gamma_{xy} = \frac{\tau_{xy}}{G} \tag{2.8}$$

oder umgestellt nach den Spannungen

$$\sigma_x = \frac{E}{1-\nu^2}\left(\varepsilon_x + \nu \cdot \varepsilon_y\right) \tag{2.9}$$

$$\sigma_y = \frac{E}{1-\nu^2}\left(\varepsilon_y + \nu \cdot \varepsilon_x\right) \tag{2.10}$$

$$\tau_{xy} = G \cdot \gamma_{xy} \tag{2.11}$$

Die Transformation der im x-y-Koordinatensystem ermittelten Spannungen in ein beliebiges Koordinatensystem mit den Hauptachsen ξ, η erfolgt über:

$$\sigma_\xi = \frac{1}{2}\left(\sigma_x + \sigma_y\right) + \frac{1}{2}\left(\sigma_x - \sigma_y\right)\cos 2\varphi + \tau_{xy}\sin 2\varphi \tag{2.12}$$

$$\sigma_\eta = \frac{1}{2}\left(\sigma_x + \sigma_y\right) - \frac{1}{2}\left(\sigma_x - \sigma_y\right)\cos 2\varphi - \tau_{xy}\sin 2\varphi \tag{2.13}$$

$$\tau_{\xi\eta} = -\frac{1}{2}\left(\sigma_x - \sigma_y\right)\sin 2\varphi + \tau_{xy}\cos 2\varphi \tag{2.14}$$

Das σ_1-σ_2-Hauptspannungssystem beschreibt jenes ξ-η-System, in welchem die Schubspannungen $\tau_{\xi,\eta}$ zu null werden. Sie lassen sich über folgende Gleichung ermitteln:

$$\sigma_{1,2} = \frac{\sigma_x + \sigma_y}{2} \pm \sqrt{\left(\frac{\sigma_x - \sigma_y}{2}\right)^2 + \tau_{xy}^2} \qquad \text{und} \qquad \tan 2\varphi^* = \frac{2\tau_{xy}}{\sigma_x - \sigma_y} \tag{2.15}$$

Soweit zu den mechanischen Grundlagen zur Ermittlung elastischer Materialkenngrößen. Das Tragverhalten von unbewehrtem Beton unter Zugbeanspruchung kann bis zum Erreichen der Zugfestigkeit näherungsweise als linear elastisch angesehen werden.

2.2 Tragverhalten von Beton unter Zug-Zug-Beanspruchung

Das Tragverhalten von unbewehrtem Beton unter mehraxialer Zug-Beanspruchung war in der Vergangenheit Thema zahlreicher Untersuchungen, z.B. KUPFER, HUSSEIN und LEE [40,41,54, 56]. Weiterhin zu erwähnen ist die Forschergruppe CURBACH, deren Forschungsschwerpunkt auf dem mehraxialen Tragverhalten von Hochleistungs- und Hochleistungsleichtbetonen liegt. Als wichtigste Publikationen sind die Arbeiten von HAMPEL, SPECK und SCHEERER [33,87,91] zu nennen.

Die Vergleichbarkeit der Ergebnisse von KUPFER, HUSSEIN und LEE untereinander gestaltet sich jedoch aufgrund der zum Teil stark variierenden Randbedingungen schwierig. Einerseits wurden vor allem bei den frühen Veröffentlichungen keine Angaben über den Versuchsstand gemacht, andererseits kamen unterschiedlichste Betonsorten zum Einsatz und der Focus der Untersuchung lag zumeist auf dem Druck-Druck-Bereich, während der Zug-Zug-Bereich im Regelfall mit sehr wenigen Spannungsverhältnissen geprüft oder gar nicht betrachtet wurde.

In [55] stellt KUPFER Ergebnisse mehraxialer Druck-, Druck-/Zug- und Zug-Versuche an scheibenförmigen Prüfkörpern mit Abmessungen von $200 \times 200 \times 50\,\text{mm}$ für Normalbetone unterschiedlicher Festigkeitsklassen zusammen, siehe Bild 2.2. Im Zug-Zug-Bereich wurden die Spannungsverhältnisse $\sigma_1/\sigma_2 = 1/0$, 1/0,23, 1/0,54, 1/1 untersucht. Die Versuche zeigen im Zug-Zug-Quadranten einen leichten Festigkeitszuwachs bei den Spannungsverhältnissen $\sigma_1/\sigma_2 = 1/0{,}23$ und $1/0{,}54$. Die Bruchflächen verlaufen jeweils senkrecht zur größeren Zugspannung. Eine Ausnahme bildet das Spannungsverhältnis $\sigma_1/\sigma_2 = 1/1$, wo laut KUPFER kein einheitliches Bruchbild zu verzeichnen ist.

Zu ähnlichen Ergebnissen kommen auch LINSE UND STEGBAUER, die in [60] die Festigkeit und das Verformungsverhalten von Leichtbeton, Gasbeton, Zementstein und Gips unter biaxialer Kurzzeitbeanspruchung untersucht haben. Die Versuche fanden ebenfalls an scheibenartigen Prüfkörpern mit Abmessungen von $200\,\text{mm} \times 200\,\text{mm} \times 50\,\text{mm}$ statt. Wie die Ergebnisse in Bild 2.3 der Spannungs-Dehnungs-Verläufe im Zug-Zug-Quadranten zeigen, kann das Materialverhalten in erster Näherung als unabhängig vom Spannungsverhältnis angesehen werden. Die Kurven für Zementstein, Gips und Leichtbeton verlaufen im Zug-Zug-Quadranten nahezu geradlinig auf den Achsen $\sigma_1 = 1{,}0$ und $\sigma_2 = 1{,}0$. Einzig bei Gasbeton (Bild 2.3(d)) stellt sich ein leicht gekrümmter Verlauf ein, wobei dessen Festigkeitswerte im Zug-Zug-Quadranten im Vergleich zu den anderen Materialien deutlich stärker streuen. Wie zuvor KUPFER bestätigen

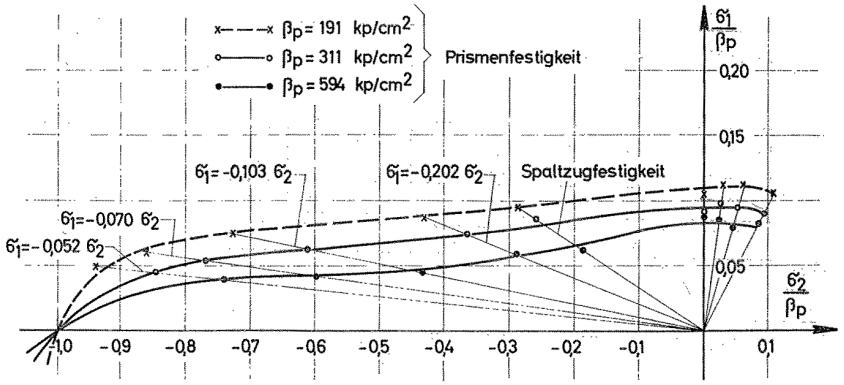
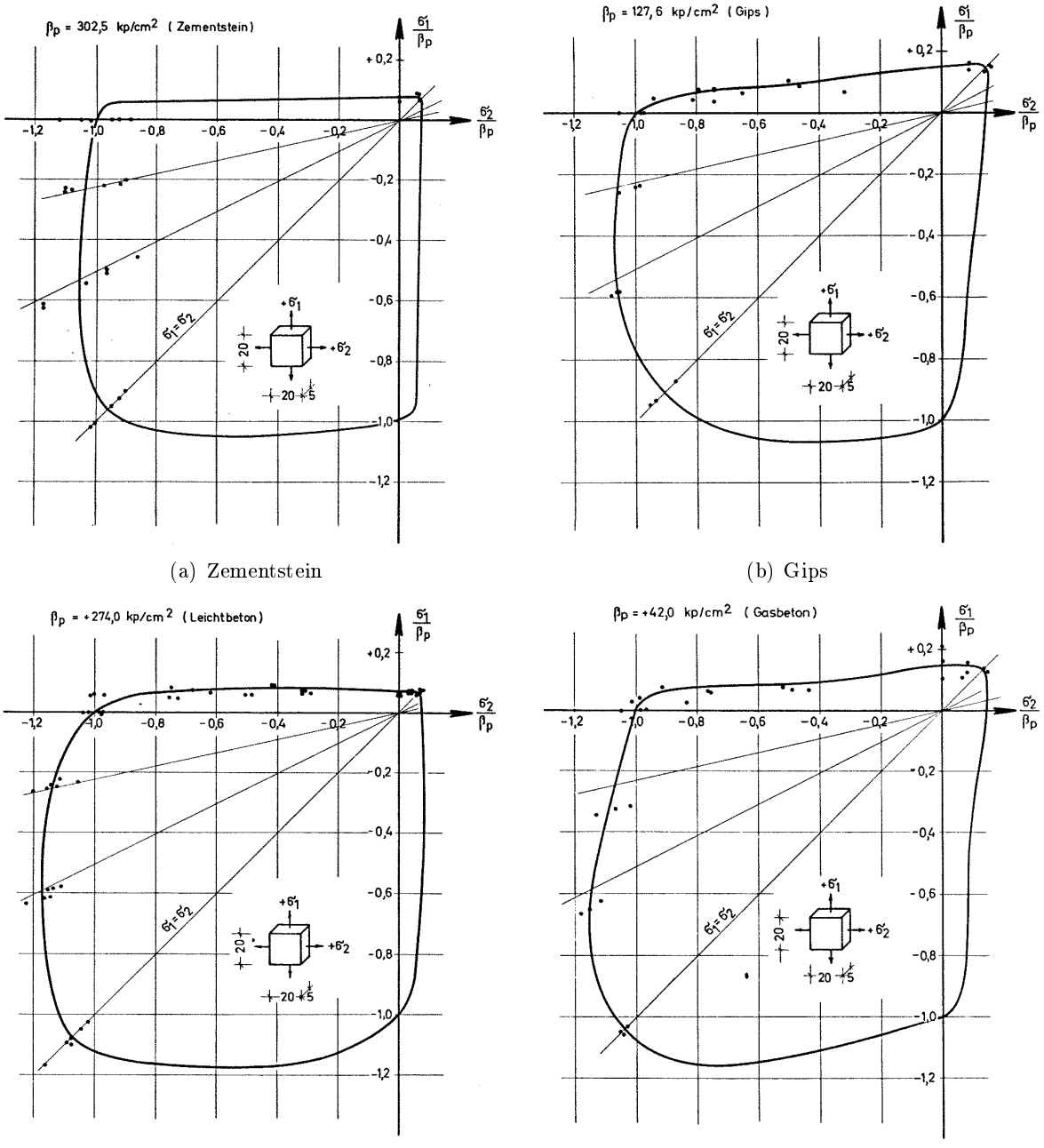


Bild 2.2: Festigkeit des Betons unter zweiaxialer Druck-Zug- und Zug-Zug-Beanspruchung, KUPFER [55]

auch LINSE UND STEGBAUER, dass sich der Bruch in einer Ebene senkrecht zur größeren Zugspannung einstellt und bei einem Spannungsverhältnis $\sigma_1/\sigma_2 = 1/1$ keine bevorzugte Richtung zu erkennen ist.

TASUJI [92] kommt bei seinen Untersuchungen an unbewehrtem Normalbeton unter mehraxialer Beanspruchung zu dem Ergebnis, dass bei Zug-Zug-Beanspruchung ein Zuwachs der



(a) Zementstein

(b) Gips

(c) Leichtbeton

(d) Gasbeton

Bild 2.3: Festigkeiten verschiedener Materialien unter biaxialem Zug, LINSE UND STEGBAUER [60]

Festigkeit von 10 bis 20 % verzeichnet werden kann, wobei die maximale Festigkeitssteigerung bei einem Spannungsverhältnis $\sigma_1/\sigma_2 = 2,0$ erzielt wurde.

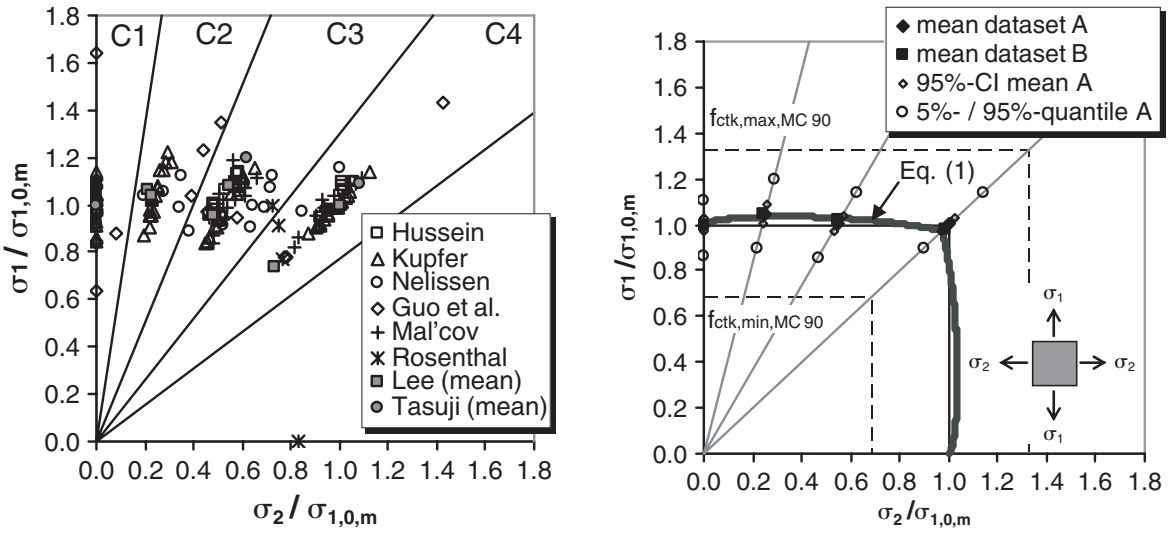
Lemnitzer et al. [57] haben diese und weitere Publikationen von Versuchsdaten für Normalbetone aufbereitet und mit Hilfe von statistischen Cluster-Verfahren bewertet. Hierzu wurden die zur Verfügung stehenden Versuchsdaten hinsichtlich der Prüfkörpergeometrie (Scheiben, Zylinder, Würfel) sowie der geprüften Spannungsverhältnisse in Cluster eingeordnet, siehe Bild 2.4(a). Die Einzelwerte der Zylinder- und Würfelprüfungen wurden getrennt voneinander statistisch ausgewertet und die Ergebnisse der Zylinderprüfungen über Wichtungsfaktoren auf die Würfelform umgerechnet, siehe Bild 2.4(b).

Die dargestellten Versuchsergebnisse bewegen sich innerhalb des 95 %-Konfidenzintervalls (CI). Für das Spannungsverhältnis $\sigma_2/\sigma_1 = 0{,}25$ konnte ein maximaler Anstieg der mittleren Zugfestigkeit um 5 % ermittelt werden, während bei $\sigma_2/\sigma_1 = 1{,}0$ ein Abfall um 2 % zu verzeichnen ist. Die mittlere Zugfestigkeit für Normalbetone kann demnach über folgende Gleichung beschrieben werden:

$$\frac{\sigma_{1,\mathrm{m}}}{\sigma_{1,0,\mathrm{m}}} = 1 - 0,11 \cdot \left(\frac{\sigma_2}{\sigma_1}\right)^2 + 0,08 \cdot \left(\frac{\sigma_2}{\sigma_1}\right)^{0.5} \qquad \text{für} \qquad 0 \leq \left(\frac{\sigma_2}{\sigma_1}\right) \leq 1 \tag{2.16}$$

Zur Bewertung dieser Ergebnisse sind in Bild 2.4(b) zusätzlich die Grenzwerte für $f_{\mathrm{ctk,min}}$ und $f_{\mathrm{ctk,max}}$ gemäß Model-Code 90 (MC 90) [21] eingetragen wie auch die 5 %- und 95 %-Quantile der Würfelfestigkeiten. Es ist deutlich erkennbar, dass die Breite der natürlichen Streuungen der Zugfestigkeit die statistisch ermittelte Festigkeitsänderung in Abhängigkeit des Spannungsverhältnisses um ein Vielfaches übersteigt.

Als Grundaussage der Untersuchungen von Lemnitzer et al. kann festgehalten werden, dass kein signifikanter Einfluss des Spannungsverhältnisses auf die Betonzugfestigkeit besteht. Eine



(a) Cluster Daten

(b) Ergebnis der statistischen Analyse

Bild 2.4: Statistische Bewertung von Versuchsdaten im Zug-Zug-Bereich für Normalbetone, Lemnitzer et al. [57]

Vermutung, die auch bereits KUPFER [54] aufgestellt hatte und die sich ebenso im MC 90 [21], der aktuellen Normungsbasis für die Bemessung von Beton, niederschlägt.

Schlussfolgerungen

Die verschiedenen Untersuchungen zum Tragverhalten von Beton unter zweiaxialem Zug kommen zu keinem eindeutigen Ergebnis. Während Steigerungen der Druckfestigkeit von Beton unter mehraxialer Beanspruchung seit längerem zum anerkannten Stand des Wissens zählen und sowohl für Normalbetone als auch für Leichtbetone sowie HPC und UHPC recht umfassend untersucht wurden, ist der Kenntnisstand im Zug-Zug-Bereich von Beton weitaus geringer.

Die im Zug-Zug-Quadranten durchgeführten Versuche sind von ihrer Anzahl her meist sehr gering. Die untersuchten Spannungsverhältnisse beschränken sich zudem im Regelfall auf das Verhältnis 1/1 und 1/0,5, welches über die Kesselformel einen direkten Praxisbezug hat. Die Kesselformel besagt, dass in zylindrischen Körpern mit mittlerem Durchmesser d und Wandstärke s unter Innendruck p die Axialspannungen σ_a exakt halb so groß sind wie die Tangentialspannungen σ_t, womit auf den Mantel ein zweiaxiales Zugspannungsverhältnis $\sigma_t/\sigma_a = 1{,}0/0{,}5$ wirkt.

$$\sigma_t = \frac{pd}{2s} \tag{2.17}$$

$$\sigma_a = \frac{pd}{4s} \tag{2.18}$$

Darüber hinaus wird in der Regel nur noch ein einaxialer Referenzwert geprüft. Die von verschiedenen Forschergruppen durchgeführten Versuche an unterschiedlichen Materialien zeigen ein uneinheitliches Bild. Zum Teil werden Steigerungen der Zugfestigkeit gemessen, insbesondere im Bereich zwischen $\sigma_1/\sigma_2 = 1{,}0/0{,}0$ und $\sigma_1/\sigma_2 = 1{,}0/0{,}5$, während es bei $\sigma_1/\sigma_2 = 1{,}0/1{,}0$ in einigen Versuchen zu einem geringen Abfall der Festigkeit kommt. Generell liegen all diese Messwerte innerhalb des Streubereiches der Betonzugfestigkeit, was eine Deutung der Ergebnisse erschwert. Die Messergebnisse werden weiterhin durch äußere Randbedingungen (z.B. den Versuchsaufbau) beeinflusst. Die meisten Veröffentlichungen gehen jedoch nur unzureichend auf den Versuchsaufbau und den Ablauf der Versuche ein, sodass hieraus keine Rückschlüsse zur Interpretation der Ergebnisse gezogen werden können.

Die statistische Auswertung der Zug-Zug-Versuche für Normalbetone von LEMNITZER ET AL. [57] ist daher ein wichtiger Anhaltspunkt zur Bewertung der Problematik. Der leicht gekrümmte Verlauf der Mittelwertkurve deutet darauf hin, dass kein signifikanter Einfluss des Spannungsverhältnisses auf die Betonzugfestigkeit besteht. Zwar wächst auch die Mittelwertkurve im Bereich $\sigma_1/\sigma_2 = 1{,}0/0{,}5$ auf einen Wert geringfügig über 1,0, jedoch kann dieser Anstieg seine Ursache darin haben, dass die einaxiale Zugfestigkeit – ebenfalls eine streuende Größe – in diesem Fall auf einen fixen Bezugswert reduziert wurde. Das Streumaß der Betonzugfestigkeit (5 %- und 95 %-Quantile der Würfelfestigkeiten gemäß MC 90) ist um eine Zehnerpotenz größer als die Abweichung der Mittelwertkurve in Abhängigkeit des jeweiligen Spannungsverhältnisses.

2.3 Tragverhalten von Stahlbeton unter Zug-Zug-Beanspruchung

Cho et al. [19, 20] stellen Ergebnisse eines analytischen Modells zur Beschreibung des Spannungs-Dehnungs-Verhaltens von Stahlbeton unter biaxialer Zugbeanspruchung vor. Als Grundlage dienen experimentelle Untersuchungen an Stahlbetonscheiben. Das Spannungsverhältnis σ_x/σ_y wird dabei über den eingeschlossenen Winkel ($\tan^{-1}\alpha$) angegeben. Die Probengeometrie variiert zwischen $1500 \times 1500 \times 380\,\mathrm{mm}$ und $900 \times 900 \times 380\,\mathrm{mm}$. Ziel der Untersuchungen ist eine Berücksichtigung des Betontraganteils zwischen den Rissen für eine realitätsnahe Bemessung von Beton unter mehraxialer Zugbeanspruchung. Die Untersuchungen umfassen insgesamt 13 Versuche unter einaxialer und zweiaxialer Beanspruchung. Variationsparameter waren der mechanische Bewehrungsgrad und das aufgebrachte Spannungsverhältnis.

Obgleich sich die Veröffentlichungen vorrangig der Modellbeschreibung widmen und nicht direkt auf Versuchsergebnisse eingegangen wird, bleibt eine erwähnenswerte Erkenntnis. Das zweiaxiale Tragverhalten wurde von Cho et al. über das bekannte einaxiale Tragverhalten von Stahlbetonbauteilen abgeleitet und zeigte nach der Rissbildung eine gute Übereinstimmung mit den Versuchsergebnissen. Das deutet darauf hin, dass es keine ausgeprägte Abhängigkeit des Tragverhaltens von Stahlbeton unter zweiaxialer Zugbeanspruchung gibt.

Purainer [84] beschäftigt sich mit den Auswirkungen mehraxialer Beanspruchungen auf das Trag- und Verformungsverhalten von Flächentragwerken aus Stahlbeton. Der Schwerpunkt der Arbeit liegt auf der Betrachtung der gegenseitigen Interaktion der Bewehrung in den Hauptrichtungen infolge der durch Zugspannungen hervorgerufenen Risssysteme. Bereits unter einaxialer Zugbeanspruchung kann das Vorhandensein einer Querbewehrung eine Reduzierung der Erstrisslast nach sich ziehen. Zudem konnte eine Korrelation zwischen dem Stababstand der Querbewehrung und dem sich einstellenden Rissabstand nachgewiesen werden. Dabei wurde eine Abhängigkeit vom Querbewehrungsgrad festgestellt, während offensichtlich der Bewehrungsdurchmesser keinen messbaren Einfluss hat. Begründet wird der Abfall der Erstrisslast durch die Querschnittsschwächung infolge des verminderten Betonquerschnitts sowie infolge Schwindeigenspannungen.

Unter zweiaxialer Zugbeanspruchung konnte Purainer nachweisen, dass bei geringen Querbewehrungsabständen ein Einfluss der Verbundschädigung infolge von bewehrungsparallelen Rissen besteht und damit ein Einfluss auf das Verformungsverhalten. Maßgebend für die Größe des sich ergebenden Einflusses ist nach Purainer dabei weniger die Rissbreite als vielmehr die Anzahl der durch Querstäbe induzierten Längsrisse, die zu einer Verbundschädigung an den Längsstäben führen, wodurch die Mitwirkung des Betons an der Lastabtragung zwischen den Rissen herabgesetzt wird.

Wichtig in diesem Zusammenhang ist die Feststellung, dass die Verbundschädigung im Stahlbeton infolge der Längsrissbildung keinen Einfluss auf die Festigkeit der Bewehrung und somit auf die Tragfähigkeit besitzt [84]. Die Einflüsse sind somit auf das Verformungsverhalten beschränkt. Die Schädigung des Verbundes infolge von Längsrissen entlang der Bewehrung führt zur Abnahme der Zugversteifung (Mitwirkung des Betons zwischen den Rissen) und resultiert in einem Verformungszuwachs.

2.4 Ferrozement

Eine besondere Form des Stahlbetons stellt der sogenannte *Ferrozement* dar. Die Bezeichnung geht auf die Ursprünge der Stahlbetonbauweise zurück. Ferrozement wurde 1848 von Joseph Louis Lambot erfunden als Alternative zu Holz in feuchten oder nassen Umgebungen. Parallel zu Lambot und unabhängig von dessen Forschung beschäftigte sich Joseph Monier mit der Kombination zementöser Matrizes und Eisenbewehrungen.

Lambot konzentrierte sich bei seinem Ferrozement auf dünne Bauteile und sehr feine, engmaschige Bewehrungsnetze, die zu dieser Zeit jedoch in der Herstellung deutlich teurer und aufwändiger waren als Bewehrungselemente mit größerem Durchmesser und größeren Stababständen, sich aber fortan als Stahlbetonbauweise weltweit durchsetzten. Naaman greift das Thema Ferrozement in [76] auf und fasst die wichtigsten Materialeigenschaften, Bemessungs-

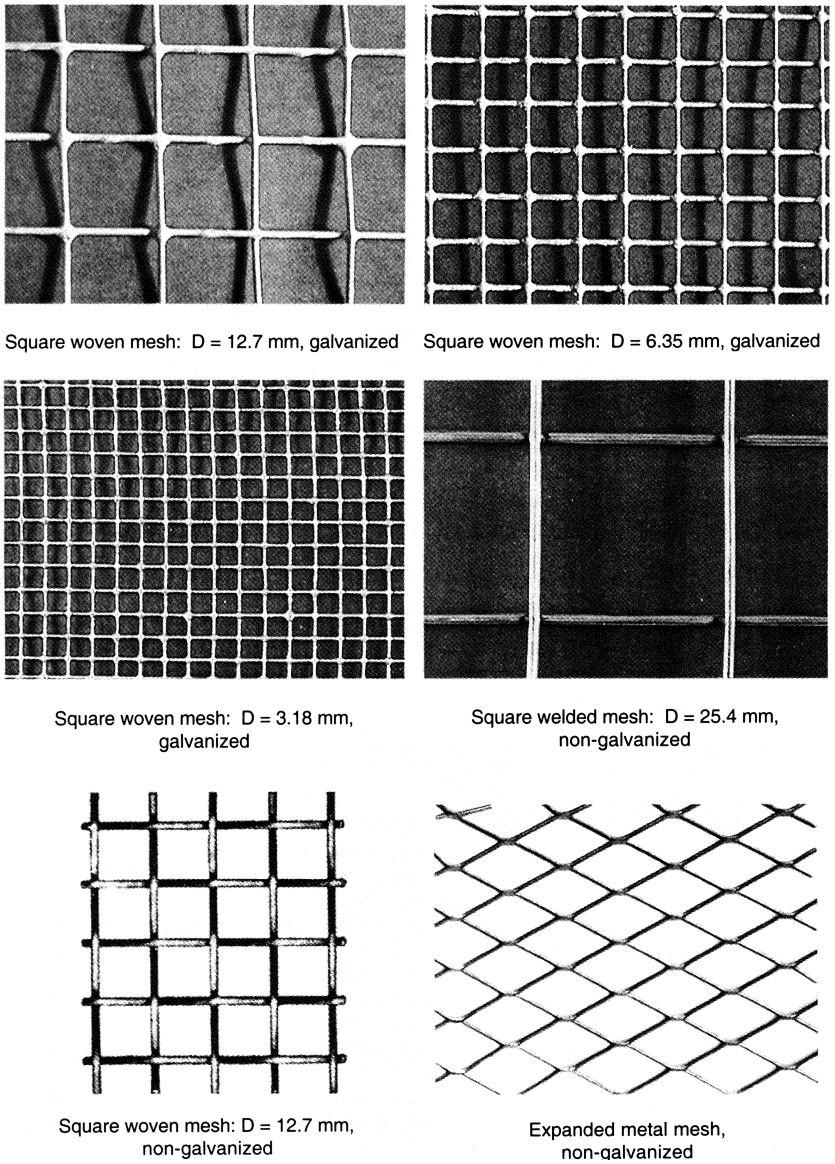


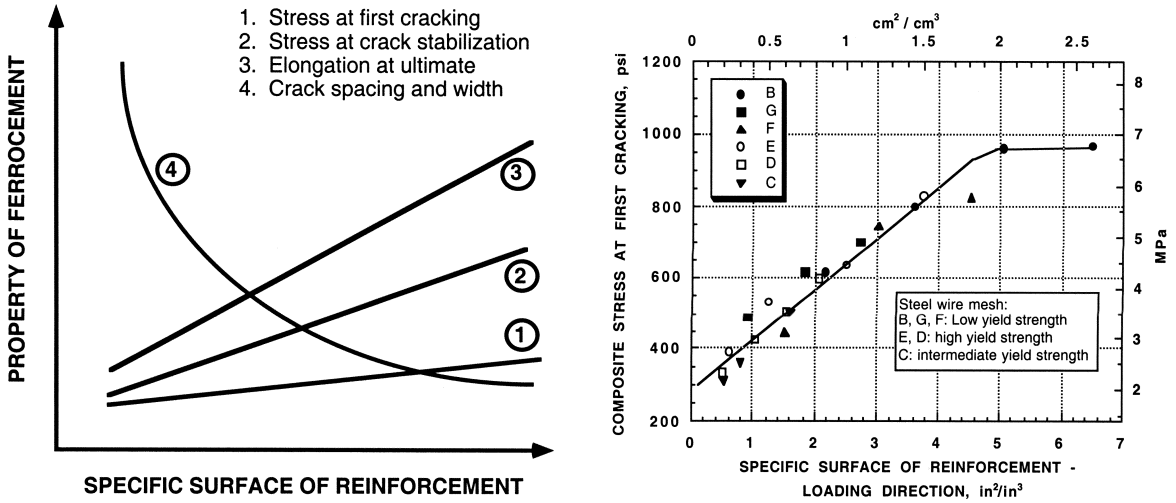
Bild 2.5: Mögliche Ausbildung für flächige Bewehrungsstrukturen von Ferrozement, Naaman [75]

methoden und Konstruktionshinweise zusammen. Weitere Veröffentlichungen von HAMMOUD UND NAAMAN [32] sowie MANSUR ET. AL. [64, 65] widmen sich der Verankerungsproblematik bei dünnwandigen Bauteilen aus Ferrozement.

Der wichtigste Unterschied in den charakteristischen Materialeigenschaften des Ferrozementes zum Stahlbeton rührt aus der Beschaffenheit seiner Bewehrungsstruktur, siehe Bild 2.5. Diese besitzt aufgrund der kleinen Stabdurchmesser (0,5 bis 1,5 mm) und der engmaschigen Bewehrungsnetze ($6 \leq d \leq 25\,\text{mm}$) eine um ein bis zwei Größenordnungen höhere spezifische Oberfläche. Die Bewehrungsnetze bestehen aus gewobenen oder geschweißten quadratischen Gittern, hexagonalen Wabenstrukturen oder expandierten Metallgittern. Der Bewehrungsgehalt beträgt typischerweise zwischen 2 bis 8 Vol-%. Zur Erhöhung der Dauerhaftigkeit der Bewehrungsgitter werden die Bewehrungen entweder galvanisiert oder verzinkt.

Bild 2.6(a) fasst den qualitativen Einfluss der spezifischen Bewehrungsoberfläche auf das charakteristische Materialverhalten zusammen. Die Erstrissspannung von Ferrozement ist direkt proportional zur spezifischen Oberfläche der Bewehrung. Der Anstieg der Erstrisslast, siehe Bild 2.6(b), ist auf die rissunterdrückende Wirkung der feingliedrigen, engmaschigen Bewehrungsgitter zurückzuführen. Mit steigender Lagenanzahl verstärkt sich der Effekt proportional. Zur weiteren Erhöhung der Erstrisslast können dem Zement Kurzfasern aus Carbon, Kevlar oder vergleichbaren Kunststoffen hinzugegeben werden.

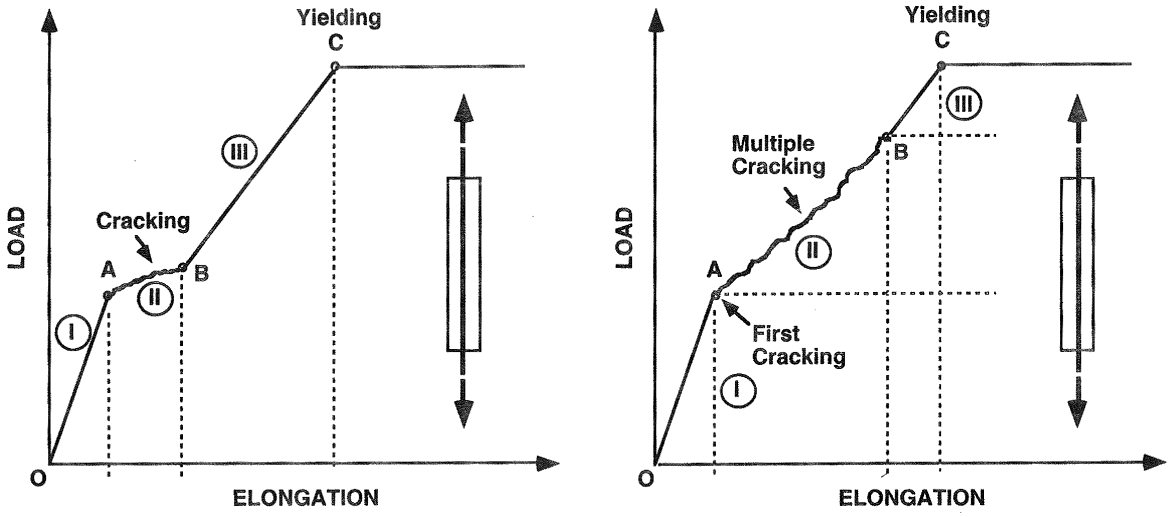
Qualitativ besteht ebenso eine lineare Abhängigkeit zwischen effektiver Bewehrungsoberfläche, dem Spannungsniveau, auf dem die Rissbildung als abgeschlossen gilt, sowie der Bruchdehnung des Verbundmaterials, siehe Kurve 3 in Bild 2.6(b). Vom Stahlbeton her ist bekannt, dass die Betonspannung am Ende der Rissbildung nur geringfügig höher liegt als zu Beginn der Rissbildung. Die Ursache hierfür liegt in der Streuung der Zugfestigkeit des Betons, wodurch zunächst Bereiche mit niedriger Betonzugfestigkeit reißen und den Beginn der Rissbildung manifestieren, während andere Bereiche mit höherer Festigkeit erst bei höheren Betonspannungen reißen. Nach der Rissbildung schließt sich bei Stahlbeton ein ausgeprägter, annähernd linear verlaufender Bereich der Spannungs-Dehnungs-Linie an, in welchem keine neuen Risse mehr entstehen, son-



(a) Qualitativer Einfluss der spezifischen Bewehrungsoberfläche

(b) Einfluss der spezifischen Bewehrungsoberfläche auf die Erstrisslast

Bild 2.6: Materialeigenschaften von Ferrozement, NAAMAN [75]



(a) Stahlbeton (b) Ferrozement

Bild 2.7: Schematische Kraft-Verformungs-Linien für Dehnkörper unter einaxialer Zugbeanspruchung, NAAMAN [75]

dern sich bestehende Risse mit wachsender Last öffnen. Die Steifigkeit des Verbundwerkstoffes ist in diesem Bereich durch die Steifigkeit des Bewehrungsmaterials bestimmt. Der Anstieg der Spannungs-Dehnungs-Kurve (siehe Bild 2.7(a)) verläuft annähernd linear bis zum Erreichen der Fließgrenze des Bewehrungsstahls.

Bei Ferrozement bewirkt die Struktur der Bewehrung, dass sich Risse über einen deutlich größeren Spannungsbereich bilden als bei Stahlbeton und die Rissbildung erst kurz vor dem Erreichen der Fließgrenze des Bewehrungsstahls abklingt, siehe Bild 2.7(b). Rissbreiten und Rissabstände reduzieren sich hingegen exponentiell mit ansteigender spezifischer Oberfläche der Bewehrung. Generell zeichnet sich Ferrozement deshalb durch extrem geringe Rissbreiten aus, die um ein bis zwei Größenordnungen niedriger liegen als im Stahlbeton, was insbesondere der Dauerhaftigkeit und der Wasserdichtheit zugute kommt und das Verbundmaterial ab 1940 für den Boots- und Schiffbau interessant machte.

Bei quadratischen geschweißten Netzen wird unter axialer Zugbeanspruchung in den beiden Hauptrichtungen im Verbundwerkstoff eine Dehnsteifigkeit in der Größe des E-Moduls des Einzeldrahtes erreicht. Sowohl bei gewobenen Netzen als auch bei von der quadratischen Form abweichenden Gitterstrukturen führt laut NAAMAN das Geradeziehen der Bewehrungselemente unter Zug zu einer teilweise deutlichen Reduktion der messbaren Dehnsteifigkeit bzw. zu größeren Verformungen. Durch das Strecken der Bewehrungsgitter – insbesondere infolge Querzug – kommt es bei diesen Strukturen an den Knotenpunkten zum lokalen Stahlfließen und damit zu plastischen Verformungen (soweit plastische Stähle verwendet werden). Der Wiederbelastungsast verläuft – typisch für Stahl – linear elastisch bis zum Erreichen der Maximallast aus dem vorhergehenden Belastungszyklus. Bei gewobenen Strukturen treten zudem infolge der Umlenkung der Drähte auch Zugspannungen senkrecht zur Bewehrungsebene auf, die ein Abplatzen der Zementmatrix verursachen können. Bei geraden geschweißten Bewehrungsnetzen wurde dieser Effekt nicht beobachtet.

Zusammenfassend beschreibt NAAMAN das Tragverhalten von Ferrozement unter Zugbeanspruchung folgendermaßen:

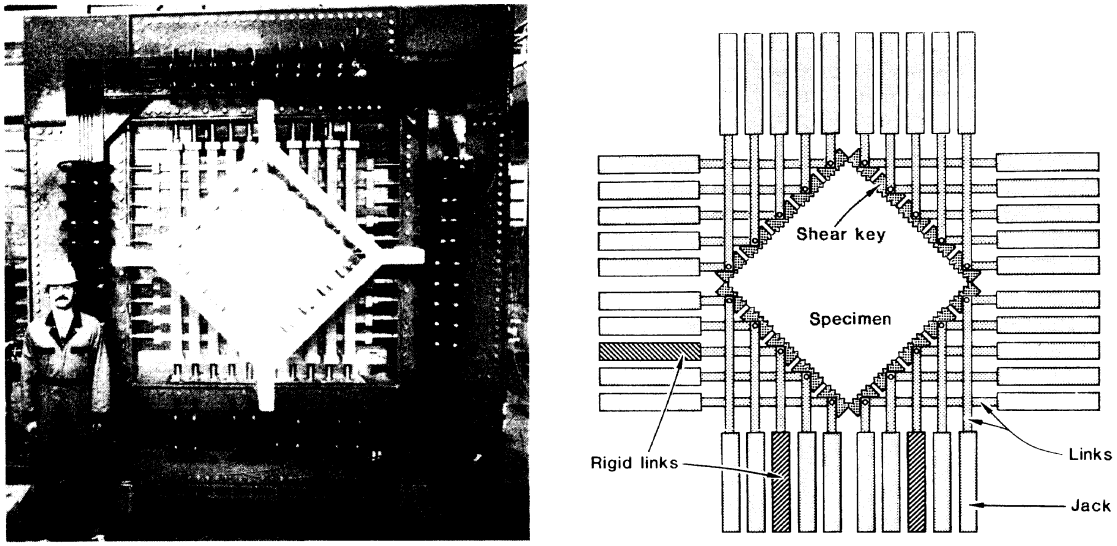
- Erstrissbildung und Ende der Rissbildung sind direkt proportional zur spezifischen Oberfläche der Bewehrung. Die für Ferrozement typischen engmaschigen Gitterstrukturen und feingliedrigen Bewehrungselemente bewirken eine effektive Rissunterdrückung mit steigendem Bewehrungsgrad. Die Erstrisslast des Verbundmaterials kann über die spezifische Bewehrungsoberfläche gezielt gesteuert werden.
- Bei gleichem Bewehrungsgehalt sind rechteckige Bewehrungsnetze effektiver als hexagonale Strukturen, wobei hexagonale Strukturen in Längsrichtung eine annähernd identische Biegetragfähigkeit aufweisen, in Querrichtung jedoch nur ca. 69 % der Tragfähigkeit der Längsrichtung erreichen.
- Generell lokalisieren die Risse bei rechteckigen Bewehrungsstrukturen an den Querdrähten. Die Anzahl der Bewehrungslagen hat keinen signifikanten Einfluss auf die Rissabstände.
- Geschweißte Bewehrungsgitter sind leistungsfähiger als gewobene Bewehrungsgitter. Als Ursachen werden zum einen der geringere effektive E-Modul gewobener Gitterstrukturen angeführt, zum anderen die bessere Verankerung geschweißter Querdrähte infolge höherer Verschiebesteifigkeit der Drähte, was sich positiv auf die Verbundeigenschaften auswirkt.
- Bei Beanspruchungen, die nicht in Richtung der Bewehrungshauptrichtungen verlaufen, sinkt die Tragfähigkeit ab. Für einen Winkel von 45° wird für rechteckige Gitter ein Abfall der Biegetragfähigkeit auf 70 bis 80 % angegeben, für hexagonale Gitterstrukturen sogar auf 57 %, verglichen mit einer Beanspruchung in Längsrichtung der Bewehrung.
- Zugbeanspruchungen in nicht-rechteckigen Gitterstrukturen sowie bei gewobenen Netzen führen bei plastischen Stählen zu dauerhaften plastischen Verformungen infolge des stetigen Streckens-/Geradeziehens der Drähte/Gitterstruktur.

2.5 Versuchsstände zur Untersuchung des zweiaxialen Materialverhaltens

2.5.1 Vecchio & Collins

Vecchio & Collins [93] entwickelten Mitte der 90er Jahre einen Versuchsstand (siehe Bild 2.8), um das Tragverhalten von Stahlbetonscheiben unter kombinierten Schub-/Normalkraftbeanspruchungen untersuchen zu können. Innerhalb einer 30 Einzelversuche umfassenden Serie wurden hauptsächlich Schubversuche mit monoton steigender Beanspruchung durchgeführt. Daneben wurden Einzelversuche unter uniaxialer Druck- und Zug- sowie kombinierter Schub-/Zug- bzw. Schub-/Druck-Beanspruchung durchgeführt. Damit deckt der Versuchsstand – mit Ausnahme mehraxialer Druckbeanspruchungen – das gesamte Spektrum der möglichen ebenen Beanspruchungen ab.

Die Geometrie der Stahlbetonprüfkörper betrug 890 mm × 890 mm × 70 mm. Entscheidend für die Größe des Prüfkörpers ist die Sicherstellung einer ausgeprägten Mehrfachrissbildung innerhalb des Messbereiches. Die Prüfkörper enthielten eine zweilagige Mattenbewehrung, welche randparallel zu den Bauteilkanten eingelegt wird. Über jeweils fünf Lasteinleitungsstellen auf jeder Seitenfläche der Scheibe, den sogenannten „shear keys“, werden die Lasten über Kopfbolzendübel in den Beton eingetragen. Jede dieser Lasteinleitungsstellen ist über zwei Gelenkstangen mit jeweils einem horizontal und einem vertikal wirkenden Hydraulikzylinder verbunden



(a) Foto des Versuchsstandes

(b) Pressenschema zur linienartigen Eintragung von Schub- und Normalspannungen

Bild 2.8: Versuchsstand für biaxiale Schub-/Zugversuche an Stahlbetonscheiben, VECCHIO & COLLINS [93]

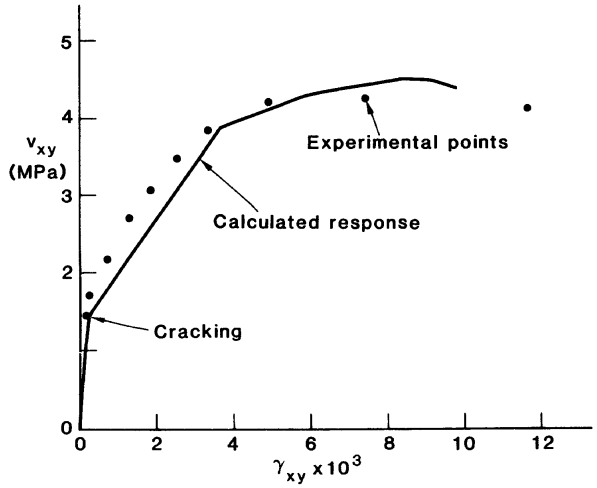


Bild 2.9: Vergleich der Systemantworten zwischen prognostiziertem und beobachtetem Verlauf infolge reiner Schubbeanspruchung, VECCHIO & COLLINS [93]

(insgesamt 37 Stück), sodass eine annähernd linienartige Lasteintragung jeder beliebigen Kombination aus Normal- und Schubspannungen in den Beton möglich wird.

2.5.2 Keuser, Purainer

KEUSER ET AL. und PURAINER [53, 84] untersuchten den Einfluss zweiaxialer Zugbeanspruchungen auf das Last-Verformungs-Verhalten von Stahlbeton. Sie konzentrieren sich bei den experimentellen Untersuchungen auf den Einfluss der Querschnittsschwächungen der Querbe-

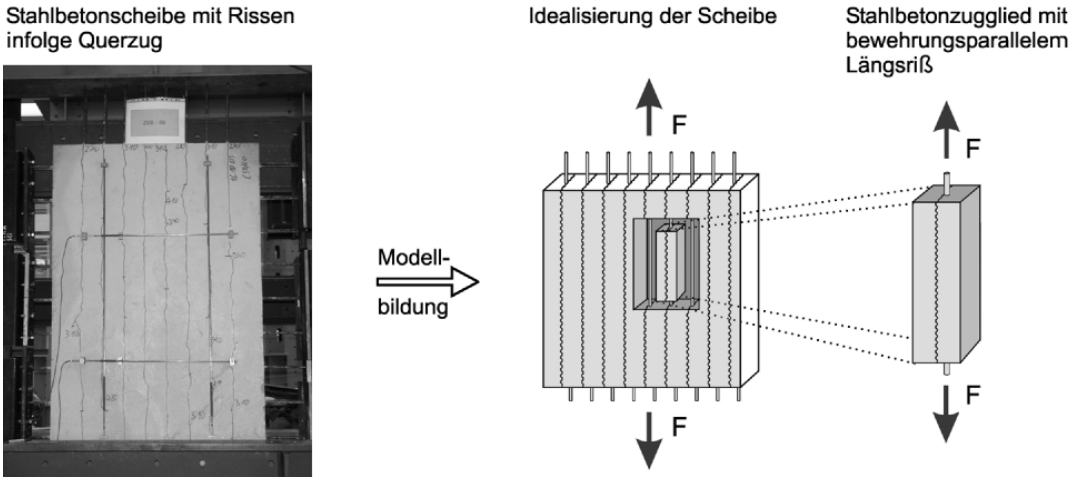


Bild 2.10: Foto des Versuchsstandes zur Untersuchung von Stahlbetonscheiben unter Querzug, Konzeption des Versuchskörpers nach KEUSER ET AL. [53]

wehrung und den Einfluss kleiner Querbewehrungsabstände unterhalb der Lasteinleitungslänge l_e der Längsbewehrung.

Der Versuchskörper (siehe Bild 2.10) besteht aus einer Stahlbetonscheibe mit zentrisch angeordneter Bewehrung in Längs- und Querrichtung. Die Abmessungen der Stahlbetonscheibe betragen $1000 \times 1500 \times 100$ mm. Die Lasteinleitung in Längsrichtung (vertikal) erfolgt über einen Hydraulikzylinder. Die aufgebrachte Zugkraft wird über eine Traverse (Stahlprofil HEB 280) auf die aus dem Prüfkörper herausstehenden Längsstäbe verteilt. Die einzelnen Bewehrungsstäbe werden über Lochbleche in den Kastenträger eingeschraubt.

In Querrichtung (horizontal) werden insgesamt drei Hydraulikzylinder parallel geschaltet, um die Last, welche ebenfalls über eine Traverse (HEB 360) gleichmäßig auf die Querbewehrung verteilt wird, einzutragen. Die Rückverankerung erfolgt über einen vertikalen Träger innerhalb des Versuchsrahmens. Aufgrund der Steifigkeitsverhältnisse zwischen Stahlbetonscheibe und den seitlich herausstehenden und verankerten Bewehrungselementen kann davon ausgegangen werden, dass die Verformung der Scheibe infolge Zugbeanspruchung weitgehend zwängungsfrei erfolgt. Die jeweils senkrecht zur Zugbeanspruchung verlaufenden Bewehrungsstäbe werden in diesem Fall auf Biegung beansprucht, wobei die Biegesteifigkeit mehrere Größenordnungen niedriger liegt als die Dehnsteifigkeit des Stahlbetonprüfkörpers, weshalb von einer unbehinderten Verformung der Scheibe ausgegangen werden kann. Die eingeleiteten Kräfte wurden über Kraftmessdosen an jedem Hydraulikzylinder gesteuert. Die Erfassung der Verformungen erfolgt in Längsrichtung und Querrichtung über induktive Wegaufnehmer.

2.5.3 Hegger & Voss

2.5.3.1 Versuchsstand

HEGGER & VOSS [38,98] entwickelten im Rahmen des Sonderforschungsbereiches 532 (SFB 532) an der RWTH Aachen einen Versuchsstand zur Untersuchung des mehraxialen Tragverhaltens von scheibenartigen Probekörpern aus Textilbeton, siehe Bild 2.11. Die Herausforderung bestand darin, mindestens zwei Spannungszustände (Druck/Zug) unabhängig voneinander und

möglichst zwängungsfrei in scheibenförmige Probekörper aus Textilbeton einleiten zu können. Die Lasteinleitung soll näherungsweise als Linienlast wirken, um eine gleichmäßige Spannungsverteilung im Probekörper zu garantieren und Lastausbreitungsbereiche möglichst klein zu halten.

Die Lasteinleitung erfolgt kraftgesteuert über ein System aus Hydraulikzylindern vom Typ *Lukas* LLC 10/40. Die Zylinder werden über den Öldruck gesteuert, wobei zwei unabhängige Regelkreise zur Verfügung stehen. In der vertikalen Hauptbelastungsrichtung kann der Öldruck über eine Elektropumpe gesteuert werden, die Kraftsteuerung der horizontalen Richtung (Querrichtung) erfolgt über eine Handpumpe. Alternativ besteht die Möglichkeit, die Zylinder der Querrichtung mit der Hauptrichtung in einem Regelkreis zusammenzuschließen und über die Elektropumpe anzusteuern. Die Einstellung des Kräfteverhältnisses F_x/F_y erfolgt in diesem Fall über die Anzahl der in horizontaler und vertikaler Richtung eingebauten Zylinder.

2.5.3.2 Probengeometrie und Herstellung

Die scheibenförmigen Versuchskörper sind quadratisch und haben Außenabmessungen von 600 mm × 600 mm, siehe Bild 2.12. Der Randbereich ist umlaufend mit einer Breite von 130 mm

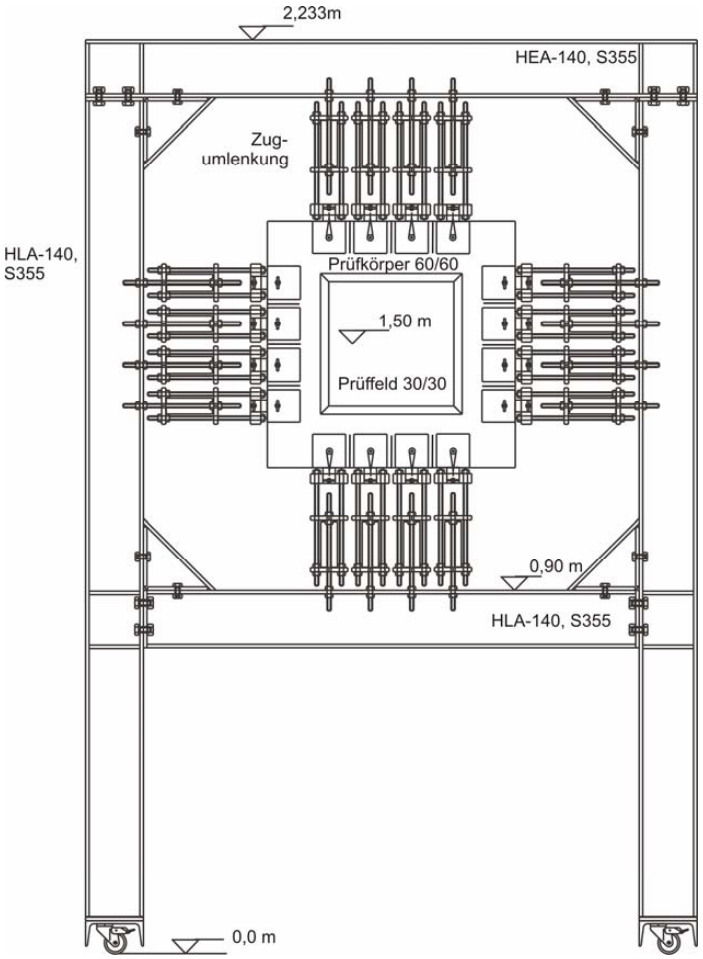


Bild 2.11: Stehender Stahlprüfrahmen für biaxiale Scheibenversuche, Voss [98]

in einer Querschnittsdicke von 12 mm ausgebildet. Zur Minimierung von Zwangsbeanspruchungen sind zwischen den einzelnen Stahllaschen der Lasteinleitung 80 mm tiefe Einkerbungen vorgesehen. Nach innen verjüngt sich die Scheibendicke allseitig über eine Länge von 20 mm auf 8 mm. Der Innenbereich, einschließlich der Voutung, hat Abmessungen von 300 mm × 300 mm.

Die Hauptbeanspruchungsrichtung des Versuchsstands erfolgt in der vertikalen Achse. Die zu untersuchenden textilen Bewehrungen werden generell so eingebaut, dass die Kettrichtung als Hauptbewehrung und die Schussrichtung als Querbewehrung fungiert.

Die Herstellung der Prüfkörper erfolgt durch Injektion des Betons in eine stehende Schalung. Die beidseitige Stahlschalung der Scheibenprüfkörper verhindert ungleichförmige Oberflächeneigenschaften und -verformungen infolge eines unterschiedlichen Schwindverhaltens. Die textile Bewehrung wird vierseitig in der Schalung verankert und leicht vorgespannt, um eine zentrierte Lage innerhalb des Prüfkörpers sicherzustellen. Zusätzlich zur Hauptbewehrung wurde in den Randbereichen eine weitere Bewehrungslage vom TYP MAG-07-03 eingebaut, um dem frühzeitigen Ausreißen der Ecken wirksam zu begegnen.

Zur Aufnahme der Verformungen während des Versuches wird der Innenbereich auf einer Seite der Probe mit insgesamt 4 IWA's bestückt und vierseitig randparallel (Randabstand ca. 20 mm zur Voutung) im Innenbereich angeordnet. Die Messlänge der IWAs beträgt 26 cm.

2.5.3.3 Untersuchung der Einflüsse der Lasteinleitung

Zur Überprüfung möglicher Einflüsse der Lasteinleitung auf das gemessene Tragverhalten der textilen Bewehrung im Innenbereich der Probekörper wurden zweiaxiale Versuche an bewehrten und unbewehrten Probekörpern vorgenommen. Aufgrund von Bedenken hinsichtlich eines möglichen Kurzschließens der jeweils über Eck benachbarten Zylinder aus Haupt- und Querrichtung sowie der Gefahr eines vorzeitigen Ausbrechens der Ecken wurde die Anzahl der Zylinder in Querrichtung von vier auf zwei reduziert, wobei in Querrichtung auch auf die Bewehrungs-

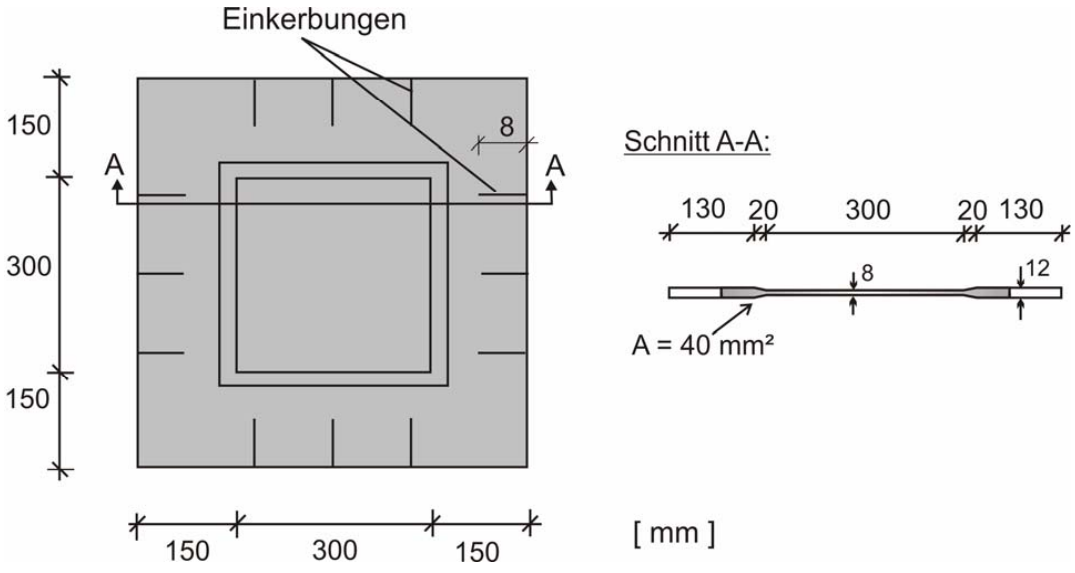


Bild 2.12: Geometrie und Querschnittsabmessungen der Scheiben für zweiaxiale Beanspruchungen, Voss [98]

zulagen im Randbereich der Prüfkörper verzichtet wurde. Zusätzlich wurden für Versuche mit zweiaxialer Beanspruchung alle Zylinder in einem Steuerkreis zusammengefasst und ein konstantes Spannungsverhältnis 2 : 1 gefahren.

Ein Vergleich der Spannungs-Dehnungs-Beziehungen zwischen den einaxialen Dehnkörperversuchen von Molter [72] und scheibenförmigen Prüfkörpern unter einaxialem Zug in Haupt- und Querrichtung ergibt, dass die Erstrissspannungen in den Scheibenversuchen deutlich (ca. 40 %) unterhalb der Werte aus den Dehnkörperversuchen liegen, siehe Bild 2.13. Voss schlussfolgert daraus, dass eine rissunterdrückende Wirkung der textilen Bewehrung – wie z.B. von Jesse [45] an einaxialen Zugversuchen nachgewiesen – in den Scheibenversuchen nicht beobachtet werden kann. Als Ursache für die niedrigere Erstrissspannung wird der aus der Herstellungstechnologie resultierende größere Luftporengehalt angeführt sowie die größere Probenbreite, welche die Wahrscheinlichkeit von Fehlstellen erhöht, wobei hier vermutlich der Einfluss auf die Betonzugfestigkeit gemeint ist. Der von Voss für die Darstellung in Bild 2.13 verwendete Bezug zur Faserspannung ist in diesem Zusammenhang etwas unglücklich gewählt, denn aus der Gegenüberstellung der Randbedingungen der Versuche geht hervor, dass der Bewehrungsgrad bei den Scheibenversuchen von Voss um etwa 14 % höher lag als bei den Dehnkörperversuchen. Dennoch ist ein Abfall der Festigkeit in Kettrichtung um 10 % und um 20 % in Schussrichtung zu verzeichnen, wie auch eine deutlich geringere Bruchdehnung in Schussrichtung. Auch diese Effekte werden mit dem Herstellungsverfahren (Injektionsverfahren) der Scheiben begründet. Voss vermutet, dass sich die im Frischbeton aufsteigenden Luftblasen vermehrt an den quer verlaufenden Schussfäden anlagern und die Verbundqualität reduzieren. Das generelle Spannungs-Dehnungs-Verhalten der beiden Kurven wird als ähnlich beschrieben. Auf den steiferen Verlauf der Spannungs-Dehnungs-Linie in Schussrichtung der Scheibenversuche im Zustand IIb (siehe Bild 2.13, rechts) wird nicht näher eingegangen.

2.5.3.4 Schlussfolgerungen

Die Voruntersuchungen von Voss zum Einfluss des Versuchsstandes und der Probekörpergeometrie auf die Verformungen im Messbereich zeigen, wie wichtig im Vorfeld der eigentlichen experimentellen Untersuchungen die Kontrolle des Versuchsstandes hinsichtlich möglicher Störeinflüsse auf die späteren Ergebnisse ist. Für die eigenen zweiaxialen Zugversuche mit Textilbeton wird in folgenden Punkten Potential für eine Verbesserung des Versuchsaufbaus gesehen:

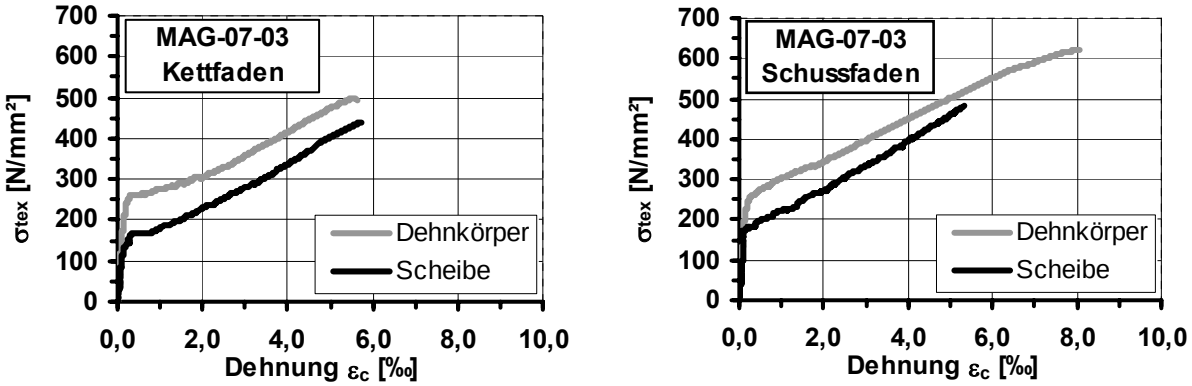


Bild 2.13: Vergleich der Spannungs-Dehnungs-Linien aus Dehnkörper- und Scheibenversuchen, Voss [98]

- Die Steuerung aller Lasteinleitungszylinder über einen gemeinsamen Ölkreislauf (Kombination 4 Zylinder vertikal, 2 Zylinder horizontal) beschneidet die Möglichkeiten zur Untersuchung verschiedener Spannungsverhältnisse. Über die Zylinderanordnung ist das Verhältnis 2 : 1 als zweiaxiale Beanspruchung praktisch fest vorgegeben. Für die Untersuchung des mehraxialen Tragverhaltens textiler Bewehrung erscheint diese Limitierung zu stark. Eine unabhängige Ansteuerung beider Richtungen wäre wünschenswert.
- Die Verformungsmessung erfolgt ausschließlich im Randbereich des 300 mm × 300 mm großen Messfeldes. Der umlaufende Lasteinleitungsbereich wie auch die Verformungen in der Mitte des Messfeldes werden nicht erfasst. Infolge der Querschnittsaufweitung und der nicht-gelenkig ausgebildeten Lasteinleitungskonstruktion rechnen Hegger & Voss mit Zwangsspannungen, die über Einkerbungen zwischen den Lasteinleitungsplatten abgebaut werden sollen. Eine Kontrolle dieser Annahme wie auch der Annahme hinsichtlich einer homogenen Spannungsverteilung innerhalb des komplexen Probekörpers ist jedoch aufgrund der fehlenden Verformungsmessung im umlaufenden Lasteinleitungsbereich nicht möglich. Somit besteht die Gefahr einer Fehlinterpretation der Messergebnisse.

2.5.4 Erkenntnisse zum Einfluss des Versuchsstandes aus anderen Forschungsbereichen

Muzyka analysiert in [74] die spezifischen Eigenschaften von Versuchsständen für Experimente an platten-/scheibenförmigen Probekörpern unter biaxialer statischer, zyklischer oder dynamischer Belastung, darunter auch eine einfache Konstruktion für Zug-Zug-Beanspruchungen. Unabhängig vom jeweilig geplanten Belastungsregime bleibt festzuhalten, dass in den meisten vorgestellten Versuchsständen die Lasteinleitungskonstruktion einen möglichst großen Abstand zum Messbereich einnimmt, kreuzartige Probekörpergeometrien entstehen. Damit ist gewährleistet, dass die Lasteinleitungsbereiche weitgehend gegen Einflüsse aus der jeweils anderen Belastungsrichtung abgeschirmt sind und lokale Störeinflüsse innerhalb der Lasteinleitungsbereiche abklingen. Nur im eigentlichen Messbereich kommt es zu einer mehraxialen Beanspruchung.

In [29] diskutiert Geiger die Geometrie für einen Versuchskörper zur Untersuchung des biaxialen Tragverhaltens von Stahl, Aluminium oder Magnesium. Anhand numerischer Untersuchungen wird die Ausbildung der Lasteinleitungszähne und die Ausformung innenliegender Ecken, Kerben und Einschnitte optimiert, siehe Bild 2.14. Das Ziel einer homogenen Spannungsverteilung bei gleichzeitiger Abwesenheit von lokalen Spannungsspitzen kann nach Geiger nicht erreicht werden. Die Variante (D) in Bild 2.14 liefert in den Untersuchungen die gleichförmigste Spannungsverteilung bei gleichzeitig nur sehr geringen lokalen Spannungsspitzen.

Bhatnagara beschreibt in [11] einen Versuchsaufbau für die Untersuchung faserbewehrter, thermoplastischer Verbundwerkstoffe unter biaxialem Zug. Der vergleichsweise aufwändige mechanische Aufbau ermöglicht biaxiale Beanspruchungen der Probe mit nur einer einzigen Lasteinleitung. Die Beanspruchung in Querrichtung, entsprechend des gewünschten Spannungsverhältnisses, wird über mechanische Umlenkkonstruktionen realisiert. Zur Vermeidung von lokalen Spannungskonzentrationen werden die Eckbereiche des Probekörpers stark ausgerundet, wodurch Spannungsspitzen nicht verhindert werden, deren Höhe jedoch wirksam reduziert werden konnte.

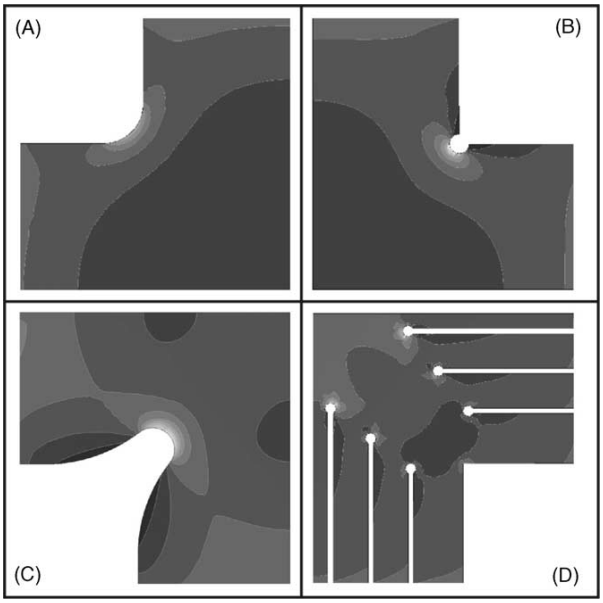


Bild 2.14: Errechnete Spannungsverteilung (1. Hauptspannung) für unterschiedliche Probekörpergeometrien nach Geiger [29]

2.6 Textilbeton

2.6.1 Vorbemerkungen

Textilbewehrter Beton (TRC) ist ein neuer Verbundwerkstoff, dessen Bewehrung aus technischen Textilien (Garnen/Rovings) verschiedener Materialien besteht. Die Materialeigenschaften unter einaxialer Zugbeanspruchung und unter Biegebeanspruchung wurden bereits eingehend untersucht. Die Vorarbeiten von u.a. Curbach et al. [25, 27], Molter [71, 72] und Jesse [45] zum Tragverhalten von Textilbeton bilden die Grundlage dieser Arbeit. Hinsichtlich der Textiltechnik sind die Arbeiten von Offermann [78], Köckritz et al. [50–52] und Abdkader [3, 4] zu nennen, die Anforderungen an textile Bewehrungsstrukturen im Betonbau definieren, Verfahren zur Gelegeherstellung und -beschichtung entwickelt sowie Materialprüfungen an Filamenten und Multifilamentgarnen vorgenommen haben, auf die in dieser Arbeit Bezug genommen wird.

2.6.2 Feinbeton

Die DIN 206 [1] definiert zementöse Baustoffe erst ab einem Größtkorn des Zuschlags von 4 mm als Beton. Baustoffe mit kleinerem Größtkorndurchmesser gelten als Mörtel. Die Bezeichnung „Textilmörtel“ wäre deshalb formal korrekt, spiegelt jedoch weder den Anspruch an die Materialeigenschaften des Verbundwerkstoffes wider noch das mögliche Anwendungsgebiet als leichten Konstruktionswerkstoff. Die Matrix erreicht bei den meisten Eigenschaften das Niveau von Hochleistungsbetonen (HPC) und dient als Konstruktionsbeton, dessen Größtkorn auf die Anforderungen der als Bewehrungselemente eingebetteten Hochleistungsfasern abgestimmt ist. Aus diesem Grund wird in der Forschung der Begriff „Feinbeton“ oder „Feinkornbeton“ verwendet.

Die Anforderungen an die Matrix gehen jedoch über die Anpassung des Größtkorns an die textilen Bewehrungen hinaus. Die Matrix muss hinsichtlich ihrer chemischen Kompatibilität zu den verwendeten Fasermaterialien (z.B. AR-Glas) optimiert werden. Hinsichtlich der Verarbeitungstechnologie gilt es, die rheologischen Eigenschaften des Frischbetons sowie das Ansteifungsverhalten und die Festigkeitsentwicklung anzupassen. Aus dem Anwendungsprofil heraus, mit Textilbeton besonders dünn und filigran bauen zu können, kommt diesen Eigenschaften eine besondere Bedeutung zu. Die Problematik des Austrocknens der im Laminierverfahren aufgebrachten, wenige Millimeter starken Feinbetonschichten unter Baustellenbedingung wie auch ein möglichst geringes Schwind- und Kriechverhalten der dünnwandigen Querschnitte stellen besondere Herausforderungen dar, denn zum Teil ergeben sich aus den Anforderungen gegenläufige Konsequenzen für den Mischungsentwurf.

So bedingt beispielsweise der geringe Größtkorndurchmesser von 1 mm einen relativ hohen Bindemittelgehalt, um die angestrebten Festigkeiten und Verarbeitungseigenschaften zu erreichen. Demgegenüber besteht der Wunsch nach möglichst geringen Schwindverformungen, die mit steigendem Bindemittelgehalt jedoch eher zunehmen. Zur Sicherung der Dauerhaftigkeit von AR-Glasfasern im Beton wird versucht, ein weniger alkalisches Milieu einzustellen. Bei Einsatz von AR-Glas kommen deshalb vorrangig Hochofenzemente (CEM III) und Kompositzemente (CEM II) zum Einsatz. Auf Portlandklinker, der maßgeblich für die im Stahlbeton gewünschte hohe Alkalität verantwortlich ist, wird weitgehend verzichtet. Auch hinsichtlich dieser Randbedingung können sich gegenteilige Anforderungen ergeben. So hat der Verzicht auf CEM I zugunsten von CEM III nach Butler [17] einen maßgeblichen Einfluss auf die Frostbeständigkeit und Frost-Taumittel-Beständigkeit. Carbon zeigt im Vergleich zu AR-Glas eine gute Verträglichkeit gegenüber dem alkalischen Milieu des Betons, weshalb diese Überlegungen beim Einsatz von Carbon keine Rolle spielen. Vergleichbare Untersuchungen zur Optimierung der Feinbetonrezeptur wurden im Rahmen des Aachener SFB 532 von Brockmann [14] durchgeführt. In [26] dokumentieren Curbach und Jesse die Entwicklung vom Anforderungsprofil zur Rezeptur der im Rahmen dieser Arbeit verwendeten Feinbetonmischung und geben einen Einblick auf den derzeitigen Stand und Entwicklungstendenzen.

2.6.3 Textile Fasermaterialien (AR-Glas, Carbon)

Bei den im Textilbeton verwendeten Bewehrungen ist die Angabe eines Durchmessers in den wenigsten Fällen sinnvoll, da die Bewehrungselemente in der Regel aus Faserbündeln, sogenannten Multifilamentgarnen (Rovings) bestehen. In einem vorbereitenden Arbeitsschritt werden die in einem mehrstufigen Herstellungsprozess gewonnenen Einzelfasern (Filamente) zu Garnen, sogenannten Rovings, zusammengefasst. AR-Glasfasern werden beispielsweise als Multifilamentgarne mit 400 bis 2000 Einzelfasern geliefert. Die Angabe eines Durchmessers – wie aus dem Stahlbeton bekannt – ist hier nur für eine Elementarfaser (Filament) möglich. Garne werden in der Textiltechnik über die *Feinheit* mit der Maßeinheit *tex* charakterisiert. Der Bezug zu bekannten SI-Einheiten kann über folgende Beziehung hergestellt werden:

$$1\ \text{tex} = \frac{\text{g}}{1000\ \text{m}} \tag{2.19}$$

Mit Hilfe der Dichte ρ kann aus der angegebenen Feinheit die Faserquerschnittsfläche bestimmt werden.

$$A_f = \frac{tex}{\rho} \tag{2.20}$$

2.6.3.1 AR-Glas

Alkaliresistentes Glas (AR-Glas) ist eines der beiden aktuell im Sonderforschungsbereich 528 (SFB 528) verwendeten Bewehrungsmaterialien für Textilbeton. Eine einzelne AR-Glasfaser (Filament) hat einen Durchmesser von ca. 10 bis 30 µm. Der Durchmesser der Filamente kann während des Herstellungsprozesses (Düsenziehverfahren) über die Ziehgeschwindigkeit aus der Glasschmelze gesteuert werden. Die Zugfestigkeit des Einzelfilamentes liegt für AR-Glas bei über 2000 N/mm^2, siehe Abdkader [3].

Normales E-Glas besteht aus einer amorphen Siliziumoxid-Struktur (SiO_2) und ist aufgrund seiner chemischen Zusammensetzung normalerweise nicht als dauerhaftes Bewehrungsmaterial innerhalb einer Betonmatrix geeignet. Innerhalb des alkalischen Milieus von Beton werden die Siliziumoxid-Verbindungen aufgebrochen. Der Vorgang der Glaszersetzung im Beton wird als Hydrolyse bezeichnet und führt innerhalb kurzer Zeit zu einer Auflösung des Glases im Beton, einhergehend mit dem vollständigen Verlust der Festigkeit. Die in der Feinbetonmatrix enthaltenen $Ca(OH)_2$-Phasen regen diesen Effekt nach Butler et. al. [18] zusätzlich an. Die Zugabe von Zirkoniumdioxid (ZrO_2) zur Glasschmelze und in die Schlichte der Fasern verhindert das Aufbrechen der Si-O-Bindungen bzw. verzögert die Hydrolyse derart stark, dass die Dauerhaftigkeit des Glases innerhalb des Verbundwerkstoffes gegeben ist. Der Zirkoniumanteil dieses gegenüber der Hydrolyse unempfindlichen und damit alkaliresistenten Glases (AR-Glas) beträgt typischerweise zwischen 15 und 18 %. Zur weiteren Verringerung des Angriffspotentials auf die Glasfasern wurde im Rahmen des SFB 528 der verwendete Feinbeton hinsichtlich eines niedrigeren pH-Wertes und eines reduzierten Anteils an $Ca(OH)_2$-Phasen modifiziert.

Die AR-Glasfilamente erhalten innerhalb des Herstellungsprozesses einen Schlichteüberzug aus einer wässrigen Polymersuspension, der die Verarbeitbarkeit der spröden Fasern und deren Materialeigenschaften verbessert. Die Schlichte wirkt als Schutzschicht, hat eine antistatische Wirkung und beeinflusst so den Zusammenhalt der Filamente untereinander sowie die Reibung zwischen den Filamenten als auch zwischen Filamenten und Maschinenteilen während der Verarbeitung. Weiterhin überdeckt die Schlichte vorhandene Oberflächendefekte, was eine Reduzierung der Kerb- und Bruchempfindlichkeit der Filamente und effektiv eine Steigerung der messbaren Filamentfestigkeit bewirkt, siehe Mäder et. al. [68].

Die genannten Oberflächendefekte sind statistisch zufällig. Ihr Auftreten innerhalb der betrachteten Bezugslänge führt zu einem direkten Zusammenhang zwischen Messlänge und Festigkeit. Mit steigender Probenlänge wächst die Wahrscheinlichkeit, dass sich größere Defekte innerhalb der Messlänge befinden und die im Versuch gemessene Festigkeit reduzieren.

Die Festigkeit von Multifilamentgarnen liegt unterhalb der Festigkeit des Einzelfilamentes. Die Ursachen hierfür sind in der deutlich größeren Prüflänge für Garne, unterschiedlichen Prüfgeschwindigkeiten und Einspannbedingungen zu finden. Die Hauptursache für die Reduzierung der Festigkeit liegt jedoch im Versagensmechanismus der Multifilamentgarne begründet, der durch ein progressives Versagen des Faserbündels oder durch Verbundversagen in der Faser/Matrix-Grenzfläche oder innerhalb der Kernfilamente gekennzeichnet ist, siehe Banholzer [8, 9] und Brameshuber [12].

2.6.3.2 Carbon

Die im Textilbeton eingesetzten Carbonfasern werden aus dem Rohmaterial Polyacrylnitril (PAN) gewonnen. Im Verlauf eines mehrstufigen Herstellungsprozesses können durch gezielte

Variation von Temperatur und Zugspannungen die mechanischen Eigenschaften der Carbonfasern individuell eingestellt werden. Während dieses Prozesses werden innerhalb der Filamente annähernd reine Kohlenstoffringe aufgebaut und fast alle Nicht-Kohlenstoffatome abgespalten. Mit steigender Temperatur und Verstreckung richten sich die Graphitebenen zunehmend parallel aus, was zu immer hochmoduligeren Fasern führt. Carbonfasern sind mit Elastizitätsmodulen zwischen 180.000 und 800.000 N/mm^2 erhältlich.

Im Anschluss an den Herstellungsprozess erhalten auch Carbonfasern einen Schlichteüberzug. Dieser besteht im Regelfall aus Epoxidharzen und übernimmt ähnlich wie bei AR-Glas Funktionen zur Verbesserung der Verarbeitbarkeit der Filamente und der positiven Beeinflussung der Verbundeigenschaften. In geringem Maße wird auch die Festigkeit gesteigert, jedoch deutlich weniger als bei AR-Glas.

Carbonfasern werden als Multifilamentgarne geliefert. Der Filamentquerschnitt beträgt zwischen 5 und 10 µm. Die Dichte liegt im Bereich von 1,7 bis 1,8 g/cm^3. Die Anzahl der Filamente bei gleicher tex-Zahl ist gegenüber AR-Glas also signifikant höher. Mit dem geringeren Filamentdurchmesser geht eine um mehrere Größenordnungen geringere Biegesteifigkeit einher, weshalb sich Carbonfilamente sehr viel leichter verformen. In der Folge neigen Multifilamentgarne aus Carbon zu einer größeren Welligkeit als Garne aus AR-Glas.

Im Gegensatz zu Glas ist Carbon unempfindlich gegenüber Säuren und Alkalien, wird also auch innerhalb des alkalischen Milieus des Betons nicht angegriffen. Erwähnenswert – jedoch für diese Arbeit nicht von Belang – ist der negative Temperaturausdehnungskoeffizient von Carbon. Er liegt bei α_T = -0,1.

2.6.3.3 Herstellung der textilen Bewehrung

Im Textilbeton übernehmen die eingebetteten Fasermaterialien die Abtragung der Zugkräfte und der Beton die der Druckkräfte. Die Einleitung der Kräfte in die Bewehrung erfolgt über Verbundkräfte an den Kontaktflächen von Matrix und Roving. Für den Einsatz als Konstruktionswerkstoff sind dementsprechend geringe Verbundlängen sowie eine möglichst gute Ausnutzung der hohen Faserfestigkeiten wünschenswert. Daraus ergeben sich nach Jesse [46] zahlreiche Anforderungen für die Herstellung der textilen Bewehrungen:

Welligkeit Zur Vermeidung von Querzugbeanspruchungen im Feinbeton sowie der optimalen Ausnutzung der Dehnsteifigkeit und Festigkeit der Fasern müssen Krümmungen der Filamente innerhalb der Garne ebenso wie Umlenkungen der Rovings im textilen Gelege möglichst gering gehalten werden. Garnkrümmungen führen nach Lorenz et al. [63] in Verbindung mit einer Normalkraftbeanspruchung der Garne zu Umlenkkräften im Beton (und damit zu Beanspruchungen der Betondeckung) infolge der Bestrebung des Garnes, sich unter Belastung geradezuziehen. Neben den hier genannten Punkten beschreiben Lorenz et al. die aus der Garnwelligkeit resultierenden Verbundmechanismen (Delamination, lokale Abplatzung der Betondeckung) sowie weitere Einflussfaktoren auf die Delaminationsneigung (Verbundkräfte, Garnform, Haftzugfestigkeit).

Querschnittsgeometrie Die optimale Form des Rovingquerschnitts ergibt sich aus dem Anwendungsszenario. Kompakte Kreisquerschnitte mit hoher Packungsdichte resultieren in einer höheren Festigkeit und Biegesteifigkeit der textilen Bewehrung. Flache, linsenförmige Rovingquerschnitte verbessern hingegen die Verarbeitbarkeits- und Festigkeitseigenschaften bei Applikation auf gekrümmten Flächen durch geringere Eigenspannungen.

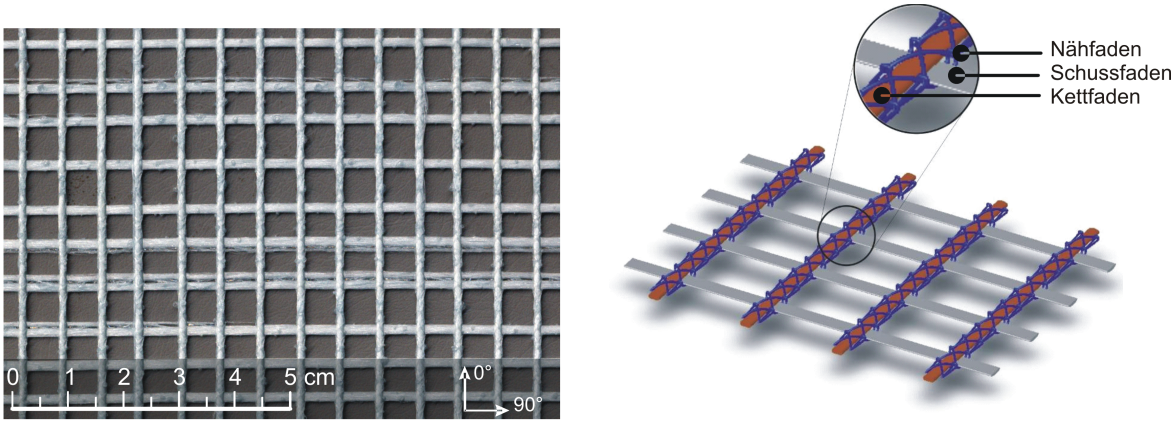
Gitterabstände Über den Abstand der Rovings zueinander wird sichergestellt, dass die Matrix jedes einzelne Garn vollständig umschließen kann und keine Verbundstörungen durch Abschattungseffekte entstehen. Darüber hinaus können Filamentgarne aus AR-Glas oder Carbon keine nennenswerten Beanspruchungen quer zur Faserlängsrichtung aufnehmen. Der Haftverbund der Verstärkungsschicht zum Altbeton muss deshalb über Zugkräfte im Beton aufgenommen werden. Hierfür müssen auch bei mehrlagiger Bewehrung ausreichend große Restflächen verbleiben (siehe Ortlepp [81]), um ein Delaminationsversagen innerhalb der Textilebene zu vermeiden.

Oberflächenstruktur Verbundkräfte können von der Matrix in die Faser nur über Adhäsion (Haftverbund) eingetragen werden. Die Oberflächenstruktur von AR-Glas- und Filamentgarnen ist typischerweise nahezu perfekt glatt. Die Höhe der maximal übertragbaren Verbundspannungen kann jedoch über die Faserfestigkeit, die Anzahl der Filamente je Garn sowie die Oberflächenstruktur beeinflusst werden.

Formstabilität Für den praktischen Einsatz textiler Bewehrungen ist ein gutes Handling besonders wichtig. Über eine ausreichend große Verschiebesteifigkeit wird sichergestellt, dass die Verarbeitungskette (Transport, Lagerung, Konfektionierung, Einbau) die planmäßige Ausrichtung und Lage der textilen Struktur nicht negativ beeinflusst. Über die Bindungsart und den Einsatz von Beschichtungen kann die Formstabilität der textilen Bewehrungen gezielt beeinflusst werden.

Als textile Bewehrung wurden im Rahmen dieser Arbeit nähverwirkte Gelege aus AR-Glas- und Carbon-Multifilamentgarnen verwendet. Bild 2.15(a) zeigt ein typisches AR-Glas-Textil mit der aktuell im SFB 528 angewandten Bindungsart „Trikot gegenlegig“. In Bild 2.15(b) ist der schematische Aufbau ersichtlich, siehe Offermann [77].

Kennzeichnend für diesen Bindungstyp ist eine gute Streckung und geradlinige Führung der Schussfäden, wohingegen der Fadenabstand technologisch bedingt in Schussrichtung weniger gleichmäßig ist als in Kettrichtung. Die Kettfäden wiederum werden von einem Nähfaden umschlungen, der den Verbund zur umgebenden Matrix beeinflusst sowie Kett- und Schussrichtungen in den Kreuzungspunkten verbindet. Diese Technik führt zu einer guten Formstabilität



(a) Textiles Gelege, AR-Glas

(b) Schematische Darstellung der Bindungsart „Trikot gegenlegig“

Bild 2.15: Biaxiales AR-Glas-Textil mit Kettfaden (0°) und Schussfaden (90°)

des Textils, jedoch auch zu einer Welligkeit des Kettfadens und damit zu einer Beeinflussung des Tragverhaltens der Kettrichtung durch das Bestreben, sich unter Last geradezuziehen.

Der herstellungsbedingte vertikale Versatz der Schwereachsen der beiden Bewehrungsrichtungen bewirkt nach Lorenz et al. [63] infolge Reibung in den Knotenpunkten zudem, dass die einzelnen Bewehrungselemente nicht rein normalkraftbeansprucht sind, sondern sich zusätzlich lokale Momenten- und Querkraftbeanspruchungen aufbauen können. Durch den in Bild 2.15(b) gut erkennbaren Nähfaden schattet die Rovingoberfläche quasi gegen die umgebende Matrix ab. Die Reduzierung der Verbundfläche führt zu unterschiedlichen Verbundeigenschaften der Rovings in Schuss- und Kettrichtung.

Es ist bekannt, dass die gemessenen Festigkeiten von Faserwerkstoffen (z.B. AR-Glas, Carbon) abhängig sind von der Bezugslänge und der Konfektionierung (Einzelfilament, Multifilamentgarn). Eine ähnliche Abhängigkeit besteht zwischen der Garnfestigkeit und der am Textil gemessenen Festigkeit. Im Rahmen der Verarbeitung der Garne zum fertigen Bewehrungstextil können einzelne Filamente eine Vorschädigung erfahren oder bereits brechen. Innerhalb der Textilebene liegen die Garne nicht exakt gerade ausgerichtet. Durch Umlenkkräfte aus nichtzentrischer Beanspruchung der Rovings sowie durch zusätzliche Biegespannungen infolge von Filamentkrümmungen kommt es lokal zu Überbeanspruchungen einzelner Filamente. Das vorzeitige Versagen von Einzelfilamten resultiert in einer niedrigeren gemessenen Festigkeit für das jeweilige Garn/Textil.

Lomov et al. [61] führten zweiaxiale Zug/Zug- sowie Schubversuche an multiaxialen, dichten Geweben aus Carbon durch. Erwähnenswert sind die Versuche deshalb, weil Lomov et al. unter mehraxialem Zug teilweise eine Steigerung der Tragfähigkeit feststellten. Weiterhin wurden keine signifikanten Unterschiede im Tragverhalten aus der Garnorientierung innerhalb der Gewebe festgestellt. Die Gewebe mit Schuss- und Kettfäden (0°/90°) und Gewebe mit mehreren Schüssen in ±45° zeigten bei achsparalleler Beanspruchung ein nahezu identisches Tragverhalten. Eine Übertragung dieser Erkenntnisse auf die im Textilbeton verwendeten Gelegestrukturen ist jedoch nicht ohne weiteres möglich. Der Hauptunterschied liegt in der Herstellungstechnologie. Die bereits angesprochene Welligkeit ist bei Geweben noch deutlich stärker ausgeprägt und führt zu einer verzögerten Aktivierung, verbunden mit großen Verformungen. Ein derartiges Materialverhalten ist für Bewehrungen im Textilbeton jedoch nicht erwünscht.

2.6.4 Modelle zur Beschreibung des Tragverhaltens von Faserverbundwerkstoffen und spröder Matrix

2.6.4.1 ACK-Modell nach Aveston, Cooper & Kelly

Aveston, Cooper & Kelly stellen in [5] erstmals eine Theorie zum Verbundverhalten von Beton mit stabförmigen Bewehrungselementen vor unter der Voraussetzung, dass es zu einer ausgeprägten Mehrfachrissbildung kommt. Für diesen Fall beschreibt das ACK-Modell das Tragverhalten über drei Zustände, siehe Bild 2.16(a), die anhand der Rissbildung voneinander abgegrenzt sind. Innerhalb der Zustandsgrenzen gelten jeweils lineare Beziehungen, die durch folgende Randbedingungen beschrieben werden können:

- Im Zustand I (ungerissener Zustand) verhält sich das Verbundmaterial gemäß der Elastizitätstheorie.
- Die Matrix kommt bei Erreichen einer konstanten Zugbruchdehnung in die Rissbildung.

- Die Rissbildung (Zustand IIa) findet auf einem konstanten Spannungsniveau statt. Eine Berücksichtigung der natürlichen Streuung der Betonzugfestigkeit ist nicht vorgesehen.
- Nach Erreichen des abgeschlossenen Rissbildes (Zustand IIb) steigt die Spannungs-Dehnungs-Linie mit der Dehnsteifigkeit der Bewehrung an.
- Das Versagen tritt bei Erreichen der Faserfestigkeit ein.

Das Modell ist ausgesprochen einfach und aufgrund seiner wenigen Parameter gut für die Beschreibung neuer Bewehrungsmaterialien geeignet, da diese Parameter relativ leicht experimentell bestimmbar sind. Für die Beschreibung des Tragverhaltens von Textilbeton ist es grundsätzlich geeignet, jedoch können zunächst nicht alle beobachteten Effekte des Tragverhaltens zufriedenstellend abgebildet werden. Jesse nimmt deshalb in [45] einige Anpassungen am ACK-Modell vor. Im Detail spricht er verschiedene Defizite an und liefert – soweit möglich – Vorschläge für die Anpassung/Erweiterung des Modells:

- Die Abhängigkeit der Erstrissspannung vom Faservolumengehalt bleibt unberücksichtigt. Der beobachtete Effekt der Rissunterdrückung kann somit nicht erfasst werden. Es existieren jedoch keine einfachen Modelle zur Beschreibung der Rissunterdrückung.
- Der Anstieg der Spannungs-Dehnungs-Linie während der Rissbildung kann infolge der als konstant angenommenen Bruchspannung der Matrix nicht berücksichtigt werden. Jesse schlägt auf Grundlage seiner experimentellen Untersuchungen vor, den Anstieg der Spannung am Ende der Rissbildung gegenüber der Spannung beim Erstriss über einen Faktor k_R mit $1,0 \leq k_R \leq 1,3$ zu berücksichtigen.
- Die aus dem Modell ermittelten Dehnungen am Ende der Rissbildung unterschreiten deutlich die experimentell ermittelten Werte. Jesses Korrekturvorschlag basiert auf den Empfehlungen von Ohno & Hannant [79,80] zur Reduzierung des effektiven Faservolumengehaltes über einen Bündelfaktor k_B. Über diesen Faktor kann ein teilweises Versagen von Randfilamenten bereits während der Rissbildung berücksichtigt werden.
- Der Anstieg der Spannungs-Dehnungs-Linie nach Erreichen des abgeschlossenen Rissbildes (Zustand IIb) verläuft gegenüber den experimentell ermittelten Werten zu steil. Wie schon zuvor passt Jesse den Anstieg durch die Reduzierung des Faservolumengehaltes über den Bündelfaktor k_B an.

  In diesem Zusammenhang benennt Jesse als weitere unberücksichtigte Einflüsse die Überschätzung der Mitwirkung des Betons zwischen den Rissen (Zugversteifung) als auch zusätzliche Verformungen infolge der Welligkeit der Textilien, die im ACK-Modell nicht erfasst werden können.
- Die Bruchlasten stimmen nicht mit den Versuchen von Jesse überein, sie liegen deutlich über den experimentell ermittelten Werten. Es ist bekannt, dass die Faserbruchspannung von zahlreichen Faktoren – wie der Bezugslänge – abhängig ist. Es existiert jedoch noch kein Modell, womit die innerhalb der textilen Bewehrung effektiv nutzbare Faserbruchspannung aus den am Einzelfilament gemessenen Festigkeiten ermittelt werden kann. Somit ist eine wirklichkeitsnahe Beschreibung des Bruchzustands nicht möglich.

Die Modifikationen der ACK-Theorie durch Jesse führen zu einer deutlich besseren Übereinstimmung der Spannungs-Dehnungs-Linien mit den Versuchswerten. Keine Verbesserung ergibt sich hinsichtlich der Erstriss- und Bruchspannungen.

Aveston & Kelly [6] erweitern den Ansatz später durch den Einbau der schrittweisen Auflösung des Verbundes zwischen Bewehrungselement und Matrix, die jedoch nach Jesse [45] keine Vorteile bei der Beschreibung des Tragverhaltens von Textilbeton bringt, da in praktischen Materialien immer ein Festigkeitsversagen eintritt. Die zweite Erweiterung betrifft den Umgang mit Kurzfasern, die entweder ungerichtet (willkürlich verteilt) oder aber unter einem Winkel in der Matrix liegen, der von der Beanspruchungsrichtung abweicht. Für diesen Fall werden zwei Gleichungen für die Umlenkkraft am Rissufer infolge der Umlenkung des Bewehrungselementes sowie einer Gleichung für den maximalen Rissabstand in Abhängigkeit dieses Winkels angegeben.

2.6.4.2 Erweiterung des ACK-Modells von Ohno & Hannant

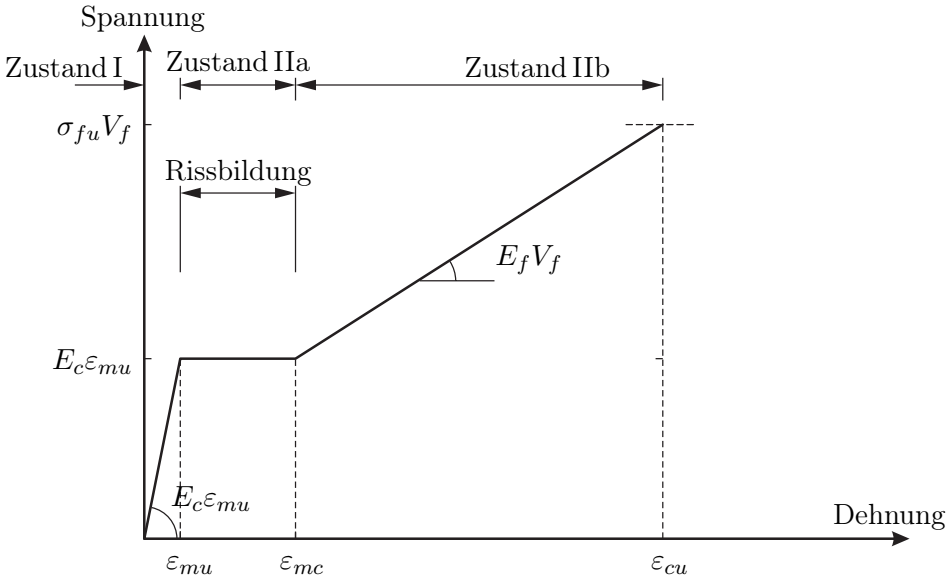
Ohno & Hannant [80] beobachteten bei Versuchen an Multifilamentgarnen Relativverschiebungen zwischen den Fasern. Auf der Grundlage ihrer Beobachtungen modifizierten sie das ACK-Modell, indem sie die Filamente innerhalb eines Faserbündels in zwei Gruppen einteilten und für diese unterschiedliche Verbundbedingungen vorgaben. Als Gruppen werden sogenannte Randfasern (direkter Kontakt zur Matrix) und Kernfasern (kein direkter Kontakt zur Matrix) definiert. Zwischen beiden Gruppen wird eine Grenzschicht eingeführt, in der Verschiebungen (Schlupf) möglich sind. In den so entstehenden Schichten des Rovingquerschnitts werden wiederum konstante Verbundspannungen vorgeschrieben, wobei die Verbundspannung der Kernfasern niedriger liegt als die der Randfasern aufgrund des besseren Verbundes in der Matrix-Faser-Grenzfläche.

Die Verbesserung dieser Modifikation kommt in der Beschreibung des Übergangs vom Zustand IIa in den Zustand IIb zum Tragen. Der Bereich der Rissbildung wird nunmehr zweigeteilt, siehe Bild 2.16(b). Der erste Teil verläuft weiterhin horizontal unter Annahme einer konstanten Betonbruchspannung. Im zweiten Abschnitt jedoch ist ein positiver Anstieg vorhanden, der kleiner ist als im Zustand IIb. Im OH-Modell kommt es bereits im zweiten Abschnitt des Zustands IIa zu einem teilweisen Versagen der Randfasern, womit auch die in Versuchen gemessene niedrigere Steifigkeit im Zustand IIb erklärt wird. Das teilweise Filamentversagen und die damit verbundene Reduktion des effektiven Faserquerschnitts wird über den Bündelfaktor k_B in der Theorie berücksichtigt.

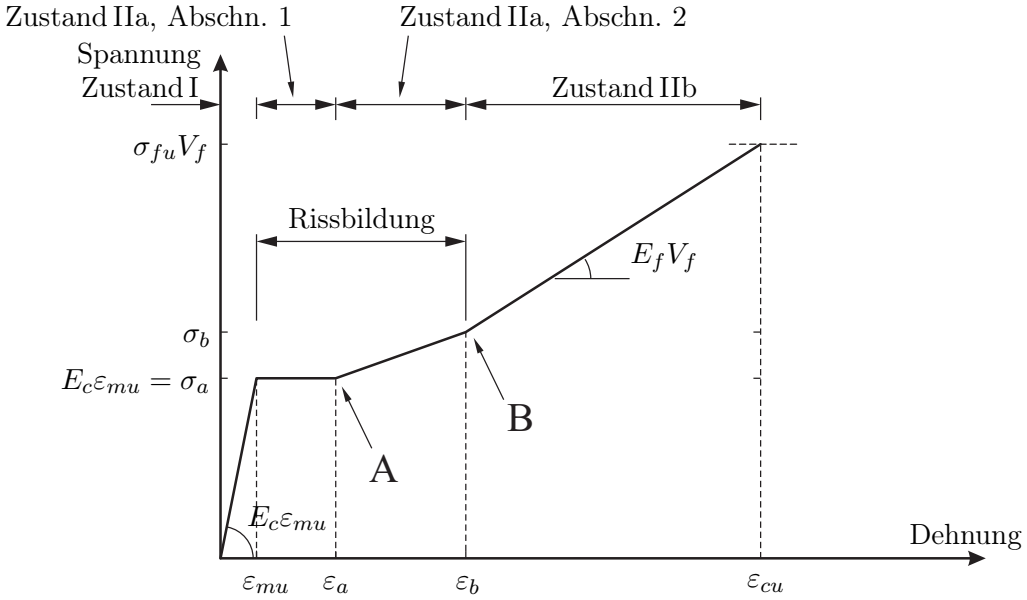
2.6.4.3 Modified Compression Field Theory (MCFT)

Die von Vecchio & Collins [93] entwickelte *Modified Compression Field Theory* (MCFT) stellt einen makroskopischen Modellansatz zur Vorhersage des gemittelten Last-Verformungs-Verhaltens von Stahlbeton unter zweiaxialen Normalkraftbeanspruchungen in Kombination mit Schubspannungen dar. Der Ansatz basiert auf der Auswertung der Gleichgewichts- und Kompatibilitätsbedingungen an einem Scheibenelement mit einem fiktiven Riss zur Ermittlung mittlerer Spannungen und Dehnungen. Die erste Formulierung dieser Theorie ließ die Mitwirkung des Betons zwischen den Rissen (Zugversteifung, engl. *tension stiffening*) außer Acht [94], wodurch die Steifigkeit des Verbundwerkstoffes teilweise unterschätzt wurde. Spätere Erweiterungen der Theorie [95–97] beseitigten diese Einschränkung. Ji veröffentlichte [47] ein Modell zur besseren Berücksichtigung schiefwinkliger Bewehrung in Stahlbetonbauteilen.

Die Theorie ist damit für Bereiche geeignet, die infolge ausgeprägter Mehrfachrissbildung eine verschmierte Betrachtung der Einzelrisse ermöglichen, um das makroskopische Materialverhal-



(a) ACK-Modell nach Aveston & Kelly [6], entnommen aus Jesse [45]



(b) OH-Modell nach Ohno & Hannant [80], entnommen aus Jesse [45]

Bild 2.16: Schematische Darstellung zweier Modelle zur Beschreibung des Spannungs-Dehnungs-Verhaltens von Faserverbundwerkstoffen in spröder Matrix

ten repräsentativ abbilden zu können. Eine Übertragung des theoretischen Modells auf den Textilbeton erscheint aufgrund mehrerer Fakten nicht ohne weiteres möglich:

- In der MCFT wird angenommen, dass die Bewehrung im Riss nicht umgelenkt wird. Bei textilen Bewehrungen besteht hingegen die Vermutung (siehe Voss [98]), dass die Bewehrung aufgrund der geringen Biege- und Schubsteifigkeit der Rovings nur Beanspruchungen in Achse der Bewehrung aufnehmen kann. Somit kommt es an beiden Rissufern

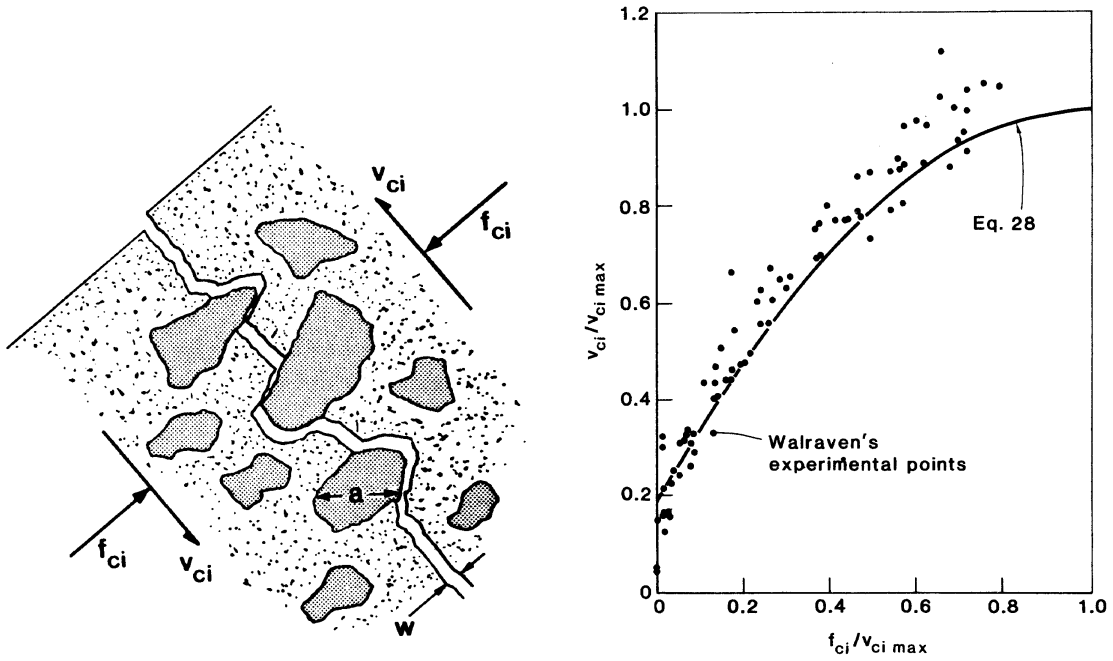
zu einer Umlenkung der Rovings, die mit einer signifikanten Reduktion der Festigkeit verbunden ist. Diese Effekte werden nicht erfasst.

- Die MCFT stützt sich zur Erfassung der Mitwirkung des Betons zur Abtragung von Scherkräften im Riss auf die Erkenntnisse der Rissreibungsbeziehungen von WALRAVEN [99]. Diese wurden jedoch nur für normalfeste Betone mit typischen Zuschlagsgrößen bestimmt. Dabei wird vorausgesetzt, dass das Versagen von Normalbeton in der Zementsteinmatrix bzw. an der Grenzfläche zwischen Zementsteinmatrix und Zuschlag stattfindet, während das Zuschlagskorn selbst intakt bleibt. Die auf diesem Wege entstehenden Rissverläufe führen bei Scherbeanspruchung zu dem beschriebenen Verzahnungseffekt, engl. *aggregate interlock*, siehe Bild 2.17(a).

  Inwieweit die von WALRAVEN gefundenen Zusammenhänge zwischen Rissöffnung und den übertragbaren Scherkräften im Riss (siehe Bild 2.17(b)) auf den Feinbeton übertragen werden können, ist ungeklärt. [1]

- Weiterhin stützt sich das MCFT-Modell zur Berücksichtigung der Mitwirkung des Betons zwischen den Rissen auf das für Normalbetone bekannte einaxiale, nicht-lineare Last-

[1] Die im Textilbeton auftretenden Bruchflächen sind aufgrund der Feinheit der Zuschläge weniger rau. Daneben ist von den ultrahochfesten Betonen (UHPC) bekannt, dass die Bruchflächen in der Regel durch den Zuschlag verlaufen und nicht wie bei normalfestem Beton um den Zuschlag herum. Die Ursache hierfür wird maßgeblich in den veränderten Festigkeitsverhältnissen zwischen Zementstein und Zuschlag gesehen. Der Textilbeton bewegt sich vom Festigkeitsniveau her im Berich der hochfesten Betone. Aussagen zum Rissverlauf beim Bruch liegen nach Kenntnis des Verfassers nicht vor. Es ist daher momentan ungeklärt, ob sich das von WALRAVEN für Normalbetone passende Verzahnungsmodell unverändert auf Textilbeton anwenden lässt.



(a) Übertragung von Scherkräften über den Riss hinweg durch Verzahnung der Rissufer, engl. „aggregate interlock“ [93]

(b) Zusammenhang der im Riss übertragbaren Scherkraft in Abhängigkeit von der Drucknormalspannung senkrecht zum Riss [93]

Bild 2.17: Mechanismen zur Übertragung von Scherkräften in Rissen aufgrund der Rissverzahnung des Betons

Verformungs-Verhalten für Beton auf Druck sowie für gerissenen Beton unter Querzug. Für den im Rahmen des SFB 528 eingesetzten Feinbeton stehen diese Materialparameter nicht bzw. nur teilweise zur Verfügung.

2.6.4.4 Weitere Modelle

Neben den vorgenannten existieren zahlreiche weitere Modelle auf Meso- und Microebene zur Beschreibung des Tragverhaltens von Textilbeton. Zu erwähnen sind hier die Arbeiten von Zastrau et al. [100, 101] und Hegger et al. [35], welche das OH-Modell um unterschiedliche Ansätze zur Einteilung der Rovings in unterschiedliche Verbundzonen erweitern, um die Verbundbedingungen besser abzubilden. Weiterhin sei das Verbundmodell auf der Basis von Haftbrücken von Schorn [89] erwähnt sowie das von Lepenies [58] vorgestellte Multi-Scalen-Modell.

All diese Modelle haben gegenüber dem ACK-Modell eine deutlich höhere Anzahl von Freiwerten und Unbekannten gemeinsam, deren Beschaffung über experimentelle Untersuchungen nur schwer oder gar nicht möglich ist, und werden deshalb in dieser Arbeit nicht näher betrachtet.

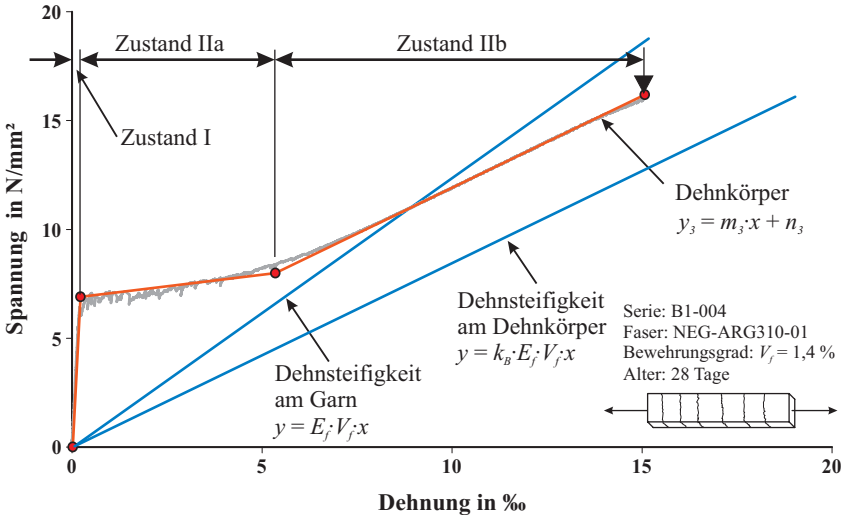
2.6.5 Einaxiales Tragverhalten

Unter einaxialer Zugbeanspruchung verhält sich textilbewehrter Beton ähnlich wie Stahlbeton bzw. andere Faserverbundwerkstoffe in spröder Matrix. Das Tragverhalten lässt sich entsprechend Bild 2.18(a) in drei Zustände unterteilen: den Zustand I (ungerissener Beton), den Zustand IIa (Rissbildung) und den Zustand IIb (abgeschlossene Rissbildung bis zum Bruch). Anders als beispielsweise bei Stahlbeton gibt es aufgrund des spröden Versagens der textilen AR-Glas- oder Carbonbewehrung keinen Zustand III, welcher den plastischen Verformungsbereich, hervorgerufen durch das Fließen des Bewehrungsstahls, beschreibt und mit einer geringen Laststeigerung bis zum Bruch (Verfestigung) bei großer Verformungszunahme einhergeht. Nachfolgend wird der Stand des Wissens hinsichtlich des Spannungs-Dehnungs-Verhaltens von Textilbeton unter einaxialer Zugbeanspruchung zusammengefasst. Bezeichnungen für Spannungen und Dehnungen an den jeweiligen Zustandsgrenzen sind Bild 2.18(b) zu entnehmen.

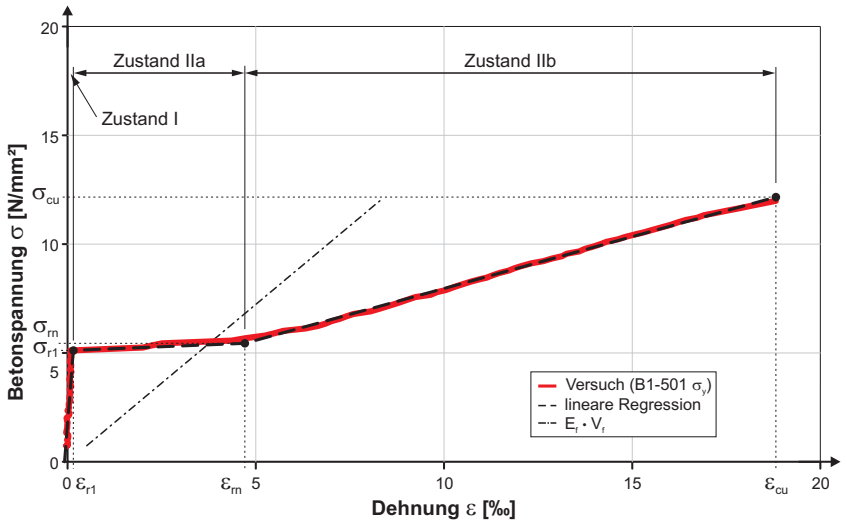
2.6.5.1 Zustand I

Bei einaxialer Zugbeanspruchung wirken quer zur Belastungsrichtung verlaufende Bewehrungselemente (Querfäden) der textilen Gelegestrukturen steifigkeitsmindernd, denn sie reduzieren den zur Lastabtragung verfügbaren Betonquerschnitt. Dies führt zu einer Verminderung der Dehnsteifigkeit und zu einer Herabsetzung der Erstrisslast. Beide Effekte konnten von Jesse nachgewiesen werden.

Darüber hinaus wird von Jesse darauf hingewiesen, dass die Schlichte die Erhärtungskinetik der Umgebung der Rovings nachweislich verändert. Diesbezügliche Untersuchungen von Mäder et al. [68], Rothe et al. [86] und Plonka et al. [83] konnten eine deutliche Verbesserung der Materialeigenschaften durch den Schlichteeinsatz belegen. Die hydrophilen Eigenschaften der Garne und deren kapilare Saugwirkung entziehen dem Frischbeton Wasser. Gefügestörungen in Form unvollständiger Hydratation im Roving/Matrix-Grenzbereich oder Kerbwirkung können die Folge sein. Jesse vermutet, dass dieser Einfluss die Auswirkungen der reinen Querschnittsschwächung noch überwiegt.



(a) Spannungs-Dehnungs-Linie einer unidirektional bewehrten Probe und die Spannungs-Dehnungs-Linie einer eingebauten textilen Bewehrung aus der textilphysikalischen Prüfung nach Jesse [45]



(b) Definition der Spannungs- und Dehnungsbezeichnungen zur Beschreibung der Zustandsgrenzen

Bild 2.18: Spannungs-Dehnungs-Verhalten von Textilbeton: Idealisierung des Tragverhaltens durch Regression und Definition von Bezeichnungen

Nach der Elastizitätstheorie wirken Matrix und textile Bewehrung im ungerissenen Zustand gemeinsam. Nach dem ACK-Modell [6] wird die textile Bewehrung entsprechend ihres Flächenanteils innerhalb des Querschnitts berücksichtigt.

$$\sigma_c = \sigma_f V_f + \sigma_m V_m = \sigma_f V_f + \sigma_m (1 - V_f) \tag{2.21}$$

$$E_c = E_f V_f + E_m V_m = E_f V_f + E_m (1 - V_f) \tag{2.22}$$

Jesse kam auf Grundlage seiner Dehnkörperversuche zu der Erkenntnis, dass die Annahme $V_f = 1 - V_m$ (siehe Gleichung 2.22), wonach der Faseranteil V_f der ersetzten Querschnittsfläche des Betons entspricht, zu einer Überschätzung der Steifigkeit des Verbundmaterials führt. Die Begründung dafür ist, dass Filamentgarne im Regelfall eine Packungsdichte von 40 bis 75 % aufweisen, somit die effektive Faserfläche geringer ist. In der Berechnung des E-Moduls kann dies über die Beziehung $V_m = 1 - V_f/\nu_p$ berücksichtigt werden.

$$E_c = E_f V_f + E_m V_m = E_f V_f + E_m(1 - \frac{V_f}{\nu_p}) \tag{2.23}$$

Die maximal erreichbare Packungsdichte stellt sich bei kreisförmigen, kompakten Querschnitten zu $\nu_p = 0,907$ ein. Der untere Grenzwert liegt praktisch im Bereich von $\nu_p = 0,3 \ldots 0,4$ für unbeschichtete Garne. Bei mehraxialer Beanspruchung ist weiterhin der Einfluss aus der Querkontraktion zu beachten. Der E-Modul kann dabei aus experimentell bestimmten Dehnungen und aufgebrachten äußeren Kräften mit den in Abschnitt 2.1.1 angegebenen Gleichungen näherungsweise bestimmt werden.

Aufgrund der im Textilbeton verwendeten Bewehrungsgrade in der Größenordnung von 1 bis 5 Vol-% und der vergleichsweise geringen Steifigkeitsunterschiede zwischen AR-Glas und Beton empfiehlt Molter [72], zur Beschreibung des Dehnungsverhaltens im ungerissenen Zustand vereinfachend den E-Modul des Betons zu verwenden.

2.6.5.2 Erstriss – Übergang vom Zustand I/II

Zum Erstriss kommt es beim Überschreiten der Zugfestigkeit der Matrix des Verbundwerkstoffes. Der Fasergehalt hat dabei nach den Erkenntnissen von Aveston, Mercer und Sillwood [7] & Romualdi und Batson & [85] bei Kurzfaserbetonen unterhalb der Grenze von 5 Vol.-% keinen signifikanten Einfluss auf diese Erstrissspannung. Oberhalb dieses Grenzwertes für V_f kommt es infolge Rissunterdrückung zu einem Anstieg der Erstrissspannung σ_{r1}.

Für Textilbeton liegt ein Faservolumengehalt von 5 Vol. % mit den aktuell verfügbaren Textilien an der oberen Grenze des technisch Machbaren. Jesse konnte jedoch in zahlreichen Versuchen auch bereits ab $V_f > 1$ Vol.-% einen messbaren Anstieg der Erstrissspannung nachweisen. Die Ursache für diesen Unterschied wird in der Art der verwendeten Fasern vermutet. Aveston et al. untersuchten Kurzfasern verschiedenster Materialien mit Längen zwischen 13 und 75 mm. Es ist bekannt, dass sich die räumliche Ausrichtung von Kurzfasern nur in engen Grenzen beeinflussen lässt, siehe Markovic [66], und daher davon auszugehen ist, dass unabhängig vom gewählten Faservolumengehalt nur ein geringer Anteil der Fasern in der jeweils betrachteten Richtung wirksam wird.

Bei Textilbeton hingegen kommen Endlosfasern zum Einsatz, die zielgerichtet entsprechend des Kräfteflusses eingebaut werden. In den Dehnkörperversuchen von Jesse [45] und Molter [72] liegt die jeweils untersuchte Faserrichtung (Schuss- oder Kettfaden) parallel zu den Bauteilkanten des Dehnkörpers und damit der volle Faserquerschnitt orthogonal zum Riss. Es ist deshalb zu erwarten, dass aufgrund des höheren wirksamen Faseranteils im Riss bei Textilbeton der Effekt der Rissunterdrückung bereits bei einem geringeren absoluten Faservolumengehalt V_f nachweisbar ist als bei der Verwendung von Kurzfasern. Die Versuchsergebnisse von Jesse, in

denen eine Abhängigkeit der Erstrisslast vom Faservolumengehalt nachgewiesen werden konnte, stützen diese These.

Wie bereits beim Verhalten im Zustand I erwähnt, reduzieren die Querfäden den tragenden Betonquerschnitt und damit auch die Erstrissspannung. Der die Rissspannung erhöhende Einfluss der Rissunterdrückung und der die Erstrissspannung reduzierende Einfluss der Querfäden überlagern sich. Die Resultate der einaxialen Dehnkörperversuche von Jesse lassen vermuten, dass die rissunterdrückende Wirkung den Einfluss der Querschnittsschwächung (Lagenanzahl) ab einem Faservolumengehalt von ca. 2 Vol. % ausgleicht bzw. überwiegt. Unterhalb dieser Grenze überwiegt der reduzierende Einfluss der Querschnittsschwächung auf die Erstrissspannung.

2.6.5.3 Mehrfachrissbildung – IIa

Maßgebend für den Verlauf der Rissbildung ist nach Jesse [45] die Lage der Querfäden innerhalb der Matrix. Die Querschnittsschwächungen führen zunächst zu einer Lokalisierung der Risse an den Querfäden (primäre Rissbildung). Erst auf einem höheren Spannungsniveau entstehen bei ausreichend gutem Verbund weitere (sekundäre) Risse. Die Lokalisierung der Risse ist dabei maßgeblich vom Bewehrungsgrad, der Lagenanzahl und dem Rovingabstand abhängig. Die Anzahl der Bewehrungslagen, die Querschnittsdicke und deren Lage innerhalb der Matrix bestimmen, wie stark der Betonquerschnitt lokal geschwächt wird.

Speziell in der frühen Entwicklungsphase des Textilbetons wurde mit verhältnismäßig engmaschigen Textilien gearbeitet. Die verfügbaren Garnfeinheiten und geringen erzielbaren Garn- und Textilfestigkeiten bedingten geringe Rovingabstände und eine hohe Lagenanzahl zur Erzielung des gewünschten Faservolumengehalts oder der Tragfähigkeit. Die stetig steigende Qualität der Garne, die immer größeren, verfügbaren Garnquerschnitte und -festigkeiten sowie die Verbundproblematik führen heute mehr und mehr zu offeneren Strukturen mit deutlich größeren Rovingabständen. Durch den Einsatz von Carbon ist aufgrund der höheren Festigkeit in vielen Fällen eine signifikante Reduzierung der Lagenanzahl möglich. Es wird daher vermutet, dass der Einfluss der Querfäden auf die Rissabstände zurückgeht und Risse vermehrt durch Erreichen der Betonzugfestigkeit f_{ct} auch zwischen den Querfäden entstehen. Die Annahme, dass bei Textilbeton der mittlere Rissabstand dem Abstand der Querfäden entspricht, ist daher hinsichtlich dieser Entwicklung kritisch zu hinterfragen.

Ein weiterer Effekt, der sich signifikant auf die Dehnung am Ende der Rissbildung ε_{rn} auswirkt, ist die herstellungsbedingte Welligkeit der Garne innerhalb der textilen Gelege. Beginnend mit dem Einsetzen der Rissbildung erfolgt mit zunehmender Beanspruchung der Abbau der Welligkeit. Die resultierenden Verformungen schlagen sich in einem zusätzlichen Dehnungsanteil während der Rissbildung nieder. Bild 2.19(b) verdeutlicht schematisch die Auswirkungen auf die Spannungs-Dehnungs-Linie.

2.6.5.4 Ende der Rissbildung – Übergang vom Zustand IIa/IIb

Das Spannungsniveau σ_{rn} beim Erreichen des abgeschlossenen Rissbildes liegt nach den Erkenntnissen von Jesse [45] etwa beim 1,2-fachen Wert der Erstrissspannung σ_{r1}. Der Faktor ist mit der Streuung der Betonzugfestigkeit bestimmt.

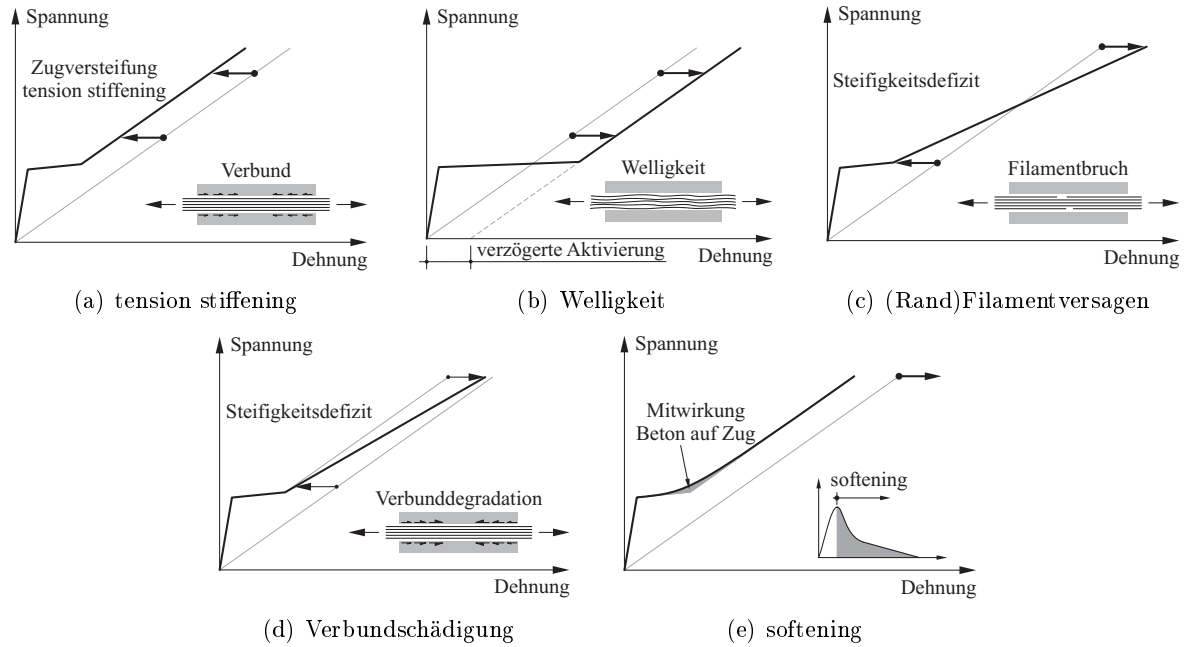
Die Dehnung am Ende der Rissbildung ε_{rn} ist stark vom Faservolumengehalt abhängig. Mit zunehmendem Faservolumengehalt sinkt ε_{rn} exponentiell ab. Ein grundsätzliches Problem ist die Bestimmung des exakten Übergangs zwischen den Zuständen IIa und IIb. Bei niedrigen Faservolumengehalten ändert sich die Neigung der Spannungs-Dehnungs-Linie nur in sehr geringem Umfang. Der Übergang gestaltet sich insbesondere bei guten Verbundbedingungen und dem vermehrten Auftreten sekundärer Rissbildung gleitend.

Gleichzeitig wächst mit steigendem Faservolumengehalt der Traganteil, welcher auf die Mitwirkung des Betons zwischen den Rissen zurückzuführen ist, was in einer immer deutlicher zu Tage tretenden Ausrundung der Spannungs-Dehnungs-Linie im Übergang vom Zustand IIa/IIb resultiert. Dieser Effekt macht die Detektierung der Zustandsgrenzen zunehmend schwieriger, da bei hohen Bewehrungsgraden kein eindeutiges Rissbildungsplateau im Zustand IIa mehr zu beobachten ist.

2.6.5.5 Abgeschlossenes Rissbild – IIb

Nach dem Abschluss der Rissbildung ist der weitere Dehnungszuwachs auf das gleichmäßige Öffnen der Risse bei steigender Last zurückzuführen. Die Spannungs-Dehnungs-Linie verläuft im Zustand IIb nahezu linear bis zum Bruch, welcher in der Regel spröde und ohne Vorankündigung eintritt.

Der Verlauf der Spannungs-Dehnungs-Linie orientiert sich grundsätzlich an der theoretischen Dehnsteifigkeit $E_f A_f$, kann jedoch aufgrund verschiedener Einflüsse sowohl in Neigung als auch Lage abweichen. Zunächst wurde das Steifigkeitsdefizit von Jesse in [45] mit Hilfe des Faktors k_B beschrieben. Allerdings sind über diesen Ansatz nicht alle beobachteten Effekte erklärbar,



(a) tension stiffening (b) Welligkeit (c) (Rand)Filamentversagen

(d) Verbundschädigung (e) softening

Bild 2.19: Modellvorstellung für Mechanismen in den Zuständen IIa und IIb und ihr Einfluss auf das Spannungs-Dehnungs-Verhalten

sodass die theoretischen Modellvorstellungen später erweitert wurden. MOLTER [72] wies erstmals auf diesen Umstand hin. Zur Beschreibung des effektiv wirksamen Bewehrungsgrades im Zustand II führte er den Faktor k_{eff} ein, welcher den Bewehrungsgrad, die Ausrichtung der Bewehrung gegenüber der Belastungsrichtung und die Rissgeometrie berücksichtigt, um den Anstieg im Zustand IIb zu beschreiben.

Nach dem aktuellen Kenntnisstand beeinflussen bei achsparalleler Lage der Bewehrung zur Richtung der Zugbeanspruchung die folgenden, in Bild 2.19 schematisch dargestellten Einflüsse die Dehnsteifigkeit im Zustand IIb, wobei an dieser Stelle nur eine qualitative Beschreibung erfolgt:

Tension Stiffening Die Mitwirkung des Betons zwischen den Rissen behindert die freie Dehnung der Bewehrung und resultiert in einer geringeren Dehnung des Verbundmaterials. Der als *Zugversteifung* (engl. *tension stiffening*) bezeichnete Effekt äußert sich, wie in Bild 2.19(a) dargestellt, in einer Parallelverschiebung der Kurve entlang der Dehnungsachse in negativer Richtung.

Welligkeit der Faser Der Abbau der den Garnen im Zuge der Textilherstellung eingeprägten Welligkeit wurde bereits im Zustand IIa als Ursache für einen zum Teil erheblichen Dehnungszuwachs im Verlauf der Rissbildung herausgestellt. Dieser Effekt führt modellhaft zu einer Parallelverschiebung der Spannungs-Dehnungs-Linie im Zustand IIb in positiver Richtung der Dehnungsachse und kann in einer negativen Zugversteifung bzw. einem positiven Dehnungsoffset zur Bezugslinie der theoretischen Dehnsteifigkeit der Bewehrung führen, siehe Bild 2.19(b).

Versagen einzelner Filamente Infolge der unterschiedlichen Verbundbedingungen im Rand- und Kernbereich der Rovings kommt es zu einer ungleichförmigen Spannungsverteilung innerhalb der Filamente. Während die Randfilamente in direktem Kontakt zur Matrix stehen und aufgrund ihrer guten Verbundeigenschaften frühzeitig hohe Beanspruchungen erfahren, haben die Kernfilamente keinen direkten Kontakt zur Matrix. Sie können sich lediglich über Reibung zwischen den Filamenten an der Lastabtragung beteiligen, wobei die resultierenden Beanspruchungen der Kernfilamente niedriger sind. Die ungleichmäßige Beanspruchung über den Rovingquerschnitt kann dazu führen, dass einzelne Randfilamente bereits während der Rissbildung die Faserbruchspannung σ_{fu} erreichen und versagen. Vergleichsrechnungen von JESSE mit dem Modell von OHNO & HANNANT an unbeschichteten textilen Bewehrungen bestätigen diese Hypothese. Bild 2.19(c) zeigt schematisch die Auswirkungen der Steifigkeitsreduzierung infolge des Filamentversagens. Für unbeschichtete Garne konnte dieser Effekt von KAKEMI, HANNANT & MULHERON [48] nachgewiesen werden.

Eine offene Frage ist, inwieweit dieser Effekt durch die Beschichtung aktueller textiler Bewehrungen an Bedeutung verliert. Die im SFB 528 verwendeten Polymerbeschichtungen durchdringen den Garnquerschnitt gleichmäßiger und tiefer als Zementstein und führen zu einem Verkleben der einzelnen Filamente untereinander. Dies bewirkt eine bessere Aktivierung der Kernfilamente und resultiert in einer gleichmäßigeren Spannungsverteilung über den Rovingquerschnitt, siehe KÖCKRITZ [50]. Die hohen Beanspruchungen der Randfilamente in der Faser/Matrix-Verbundfläche werden dadurch wirksam reduziert, ebenso die Gefahr eines frühzeitigen Filamentversagens.

Verbunddegradation In [90] beschreibt JESSE die aus dem Stahlbeton übernommene Annahme, dass es bei zunehmender Belastung zu einer progressiven Verbundschädigung kommt,

wodurch die Mitwirkung des Betons zwischen den Rissen reduziert wird. Ebenso möglich sei eine von der Belastungsdauer abhängige Verbunddegradation, wodurch die Kurve infolge des Steifigkeitsabfalls maximal auf das theoretische Dehnungsniveau der Bewehrung $E_f V_f$ zurückfallen kann, siehe Bild 2.19(d). Eine negative Zugversteifung ist durch diesen Einfluss nicht abbildbar.

Softening Die Mitwirkung des Betons auf Zug führt bei kleinen Rissbreiten zu einer Ausrundung der Spannungs-Dehnungs-Linie im Übergang zwischen Zustand IIa und IIb, siehe Bild 2.19(e). Wie bereits vorab beschrieben, nimmt die Ausprägung dieses Effektes mit wachsendem Faservolumengehalt zu.

2.6.5.6 Bruchzustand

Beim Erreichen der Festigkeit der Bewehrung kommt es zum Sprödbruch ohne Vorankündigung. In einigen Fällen kündigt sich das Versagen kurz vorher akustisch durch eine signifikante Anzahl an Filamentbrüchen an und schlägt sich im Tragverhalten durch einen Abfall der Steifigkeit nieder. Eine Systematik ist jedoch laut Jesse [45] nicht erkennbar.

Die im Zugversuch erreichte Festigkeit der Textilien hängt neben den rein geometrischen Faktoren (Anzahl und Form der Rovings) von statistisch verteilten Materialeigenschaften (Verteilung der Filamentfestigkeit, Verbundeigenschaften) und probeninternen Möglichkeiten für Lastumlagerungen nach einem lokalen Filament-/Rovingversagen ab, womit auch die Probekörpergeometrie selbst zu einem Einflussfaktor wird.

Zu Beginn des SFB 528 wurden ausschließlich unbeschichtete Textilien verwendet, deren Tragverhalten von relativ großen Beanspruchungsunterschieden zwischen Kern- und Randfilamenten innerhalb der Rovings gekennzeichnet ist. Dies führt bereits auf niedrigem Lastniveau zu einem teilweisen Versagen der Randfilamente, wodurch die Verbundverhältnisse zwischen Matrix und Bewehrung frühzeitig gestört werden und in der Folge die theoretischen Rovingfestigkeiten nicht ausgenutzt werden können. Durch die Beschichtung der Textilien erfolgt eine bessere Aktivierung der Kernfasern. Infolge der gleichmäßigeren Beanspruchung von Rand- und Kernfilamenten kommt es nicht mehr zu einem frühzeitigen Versagen der Randfasern. Der Ausnutzungsgrad der theoretischen Festigkeiten des Verbundwerkstoffes konnte damit wesentlich gesteigert werden.

2.6.6 Arten und Verlauf der Rissbildung

In der Auswertung der Dehnkörperversuche führt Jesse in [45] drei Einflussfaktoren an, die unabhängig voneinander das Rissbildungsverhalten des Textilbetons maßgeblich beeinflussen:

Verbundeigenschaften der Bewehrung Die textile Verarbeitung der Filamentgarne hat einen entscheidenden Einfluss auf das Verbundverhalten der textilen Bewehrungen. Die Eigenschaften der Filamentoberfläche definieren z.B. über die Haftzugfestigkeiten und Reibeigenschaften die Qualität des Verbundes zum umgebenden Beton. Die Größe der Oberfläche, in der die Filamente eines Rovings im Verbund mit dem umgebenden Beton stehen, stellt ein quantitatives Maß für die übertragbaren Verbundkräfte dar, welches durch das komplexe Zusammenwirken hunderter oder tausender Einzelfilamente des Rovings bestimmt wird. Bei neueren Textilien wird generell eine Beschichtung eingesetzt, um die

Verbundqualität an der Rovingoberfläche zu verbessern. Gleichzeitig bewirken diese Beschichtungen ein Verkleben der Einzelfilamente untereinander, führen in der Folge zu einem kompakteren Garnquerschnitt und einem geringeren Anteil an direkt mit der Matrix im Verbund stehenden Randfasern. Die vorliegenden Erkenntnisse von Plonka, Rothe & Mäder [83] an Zugprüfkörpern zeigen jedoch, dass diese – die Verbundfläche reduzierenden Effekte – durch die höheren eintragbaren Verbundkräfte und die gleichmäßigere Auslastung von Rand- und Kernfilamenten in der Summe mehr als ausgeglichen werden können, siehe Bild 2.20.

Gegenüber unidirektionaler Bewehrung verschlechtert sich das Verbundverhalten der Rovings aufgrund zahlreicher Einflüsse aus der Textilherstellung. Die Umschnürung der Kettfäden durch den Nähfaden führt zu einer Reduzierung der mit dem Beton im Verbund stehenden Oberfläche. Gleichzeitig kann die Matrix in diesen Bereichen weniger tief in die Rovings eindringen, was die Aktivierung einer größeren Zahl von Randfilamenten erschwert. In den Knotenpunkten der verschiedenen Garnrichtungen ergeben sich Abschattungen, in welche die Matrix weniger gut eindringen kann bzw. es keinen direkten Kontakt zwischen Matrix und Roving gibt. Peled & Bentur beschreiben dies in [82] als Abdeckeffekt.

Querschnittsstörungen durch Querbewehrung Die Rovingquerschnitte der aktuell verwendeten textilen Bewehrungen variieren im Durchmesser zwischen 0,2 mm bis 1,0 mm (bei 2400 tex). Innerhalb der typischerweise dünnen Textilbetonschichten (5 mm bis 5 cm) wirkt sich die Reduktion des Betonquerschnitts durch die Querfäden trotz der in Längsrichtung vergleichsweise geringen geometrischen Bewehrungsgrade zwischen 1-5 Vol.-% merklich auf die Rissbildung aus.

Bei mehreren Bewehrungslagen ist die relative Lage der einzelnen Querbewehrungslagen zueinander entscheidend dafür, wie sich der Einfluss der Querschnittsschwächung auf das Tragverhalten des Verbundwerkstoffes auswirkt. Bild 2.21 stellt schematisch die beiden möglichen Grenzen dar. In Bild 2.21(a) kommt es zu einer Konzentration der Querfäden aller Bewehrungslagen in einer vertikalen Achse. Die Flächenanteile der Querfäden in den

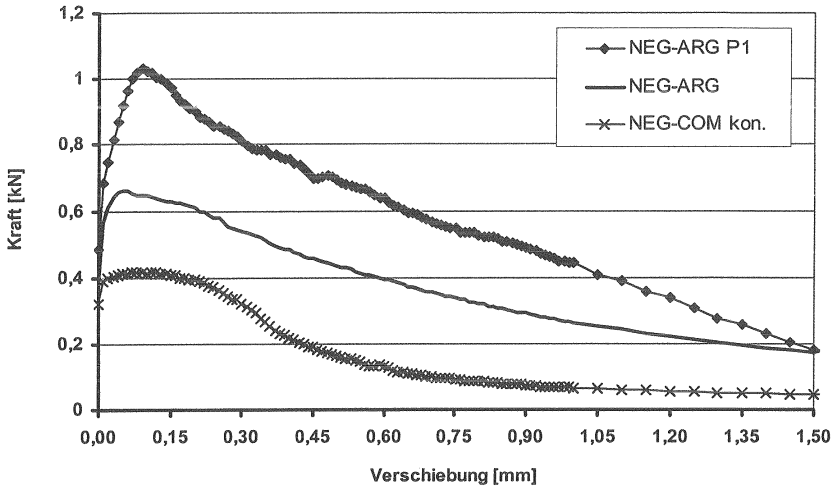


Bild 2.20: Kraft-Verschiebungs-Kurven für Zugprüfkörper mit NEG-ARG 620 tex Rovings in zementgebundener Matrix im Vergleich zu Polymerbeschichtung P1 und nach Verbundkonsolidierung PP-COM-Hybridgarn 60 tex, Plonka, Rothe & Mäder [83]

einzelnen Lagen addieren sich. In Bild 2.21(b) liegen die Querfäden der einzelnen Lagen jeweils versetzt zueinander, wodurch sich die Querschnittsschwächungen nicht in einem vertikalen Schnitt addieren. Der Einfluss auf die Rissbildung ist in diesem Fall deutlich geringer und vor allem nicht mehr direkt abhängig von der Anzahl der Bewehrungslagen.

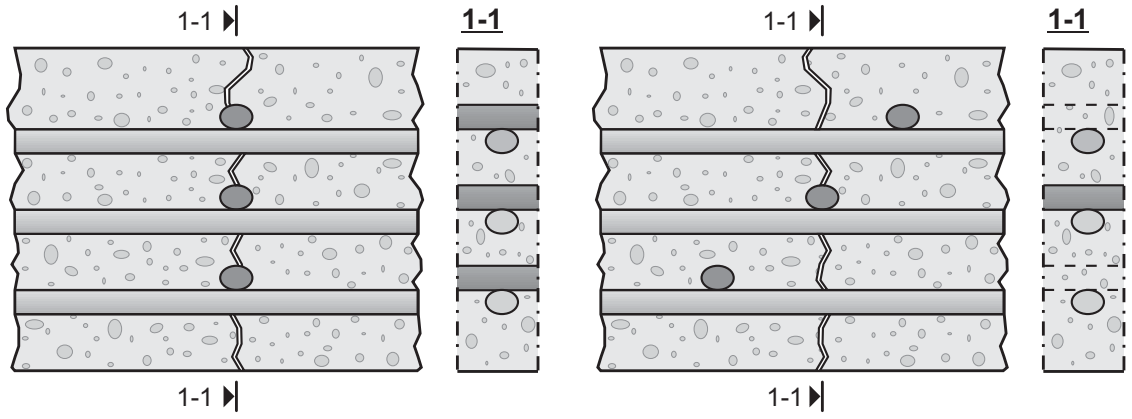
Rissunterdrückung Jesse weist in [45] darauf hin, dass dieser Mechanismus auch bei textiler Bewehrung zu erwarten ist und er demzufolge einen Einfluss auf die Rissbildung hat.

Im Verlauf der Mehrfachrissbildung überlagern sich die drei Effekte, wobei die Querschnittsschwächung nach den Erkenntnissen von Jesse und Molter die Rissbildung entscheidend prägt. Aus den verschiedenen Verläufen der Rissentwicklung hat Jesse eine Klasseneinteilung formuliert, die auch im weiteren Verlauf dieser Arbeit zur Beschreibung des Rissverhaltens herangezogen werden wird.

Klasse 1: primäre Rissbildung Als primäre Risse werden jene Risse bezeichnet, die aufgrund der vorgenannten Querschnittsschwächungen des Betons direkt an der Querbewehrung durch Erreichen der Zugbruchdehnung entstehen, siehe Bild 2.22(b) und Bild 2.22(c). Die Risse sind gekennzeichnet durch den – im Vergleich zu sekundären Rissen – ruhigen, geradlinigen Verlauf, weitgehend identisch mit der Lage der Querfäden. Der Rissabstand bewegt sich zwischen dem einfachen und einem ganzzahligen Vielfachen des Rovingabstands. Jesse beobachtete bei den Dehnkörperversuchen, dass die mittleren Rissabstände X_P und der mittlere Querfadenabstand oft identisch sind.

Klasse 2: sekundäre Rissbildung Sekundäre Risse entstehen unabhängig von der Lage möglicher Querschnittsschwächungen infolge des Erreichens der Zugbruchdehnung im ungeschwächten Betonquerschnitt, siehe Bild 2.22(a). Die Bezeichnung „sekundär“ leitet sich aus der zeitlichen Entstehung dieser Risse ab, da sie generell nach den primären Rissen sichtbar werden. Das resultierende Rissbild wird charakterisiert durch ein feineres, teilweise verzweigtes Rissbild mit spontanen Richtungsänderungen – hervorgerufen durch die Streuung der Betonzugfestigkeit.

Quasi unvermeidlich ist, dass bei Anwesenheit einer Querbewehrung einzelne Risse immer auch an den Querschnittsschwächungen lokalisieren, weshalb eine annähernd reine sekun-

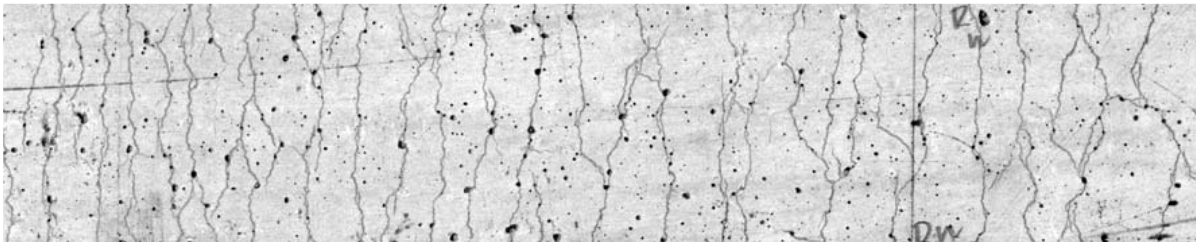


(a) Rovings deckungsgleich übereinander (b) Rovings versetzt nebeneinander

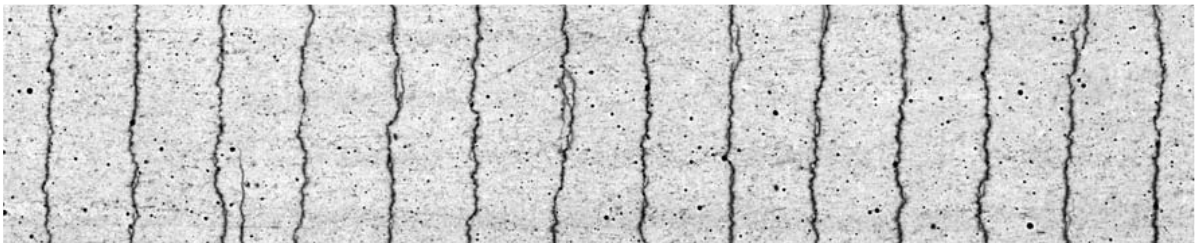
Bild 2.21: Relative Lage der Querfäden aus mehreren Bewehrungslagen zueinander

däre Rissbildung bei Textilbeton vermutlich kaum — oder nur bei großen Querschnittsdicken in Verbindung mit niedrigen Bewehrungsgehalten beobachtet werden kann.

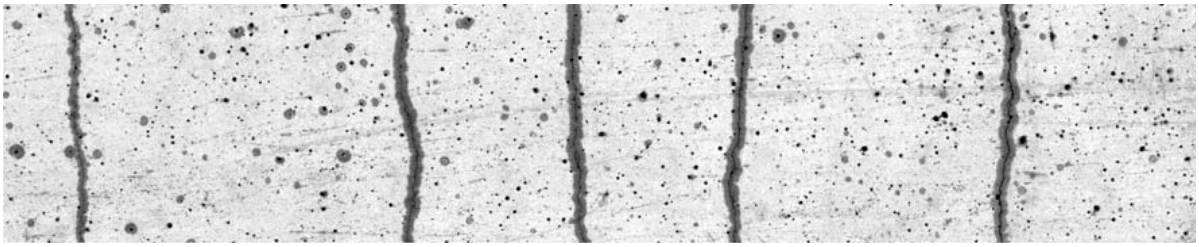
Klasse 3: gemischte Rissbildung Die gemischte Rissbildung beschreibt ein Rissbild, welches sowohl primäre als auch sekundäre Risse enthält, jedoch die Risse nicht zweifelsfrei einer der beiden Grundformen zugeordnet werden können bzw. keine der beiden Klassen erkennbar überwiegt.



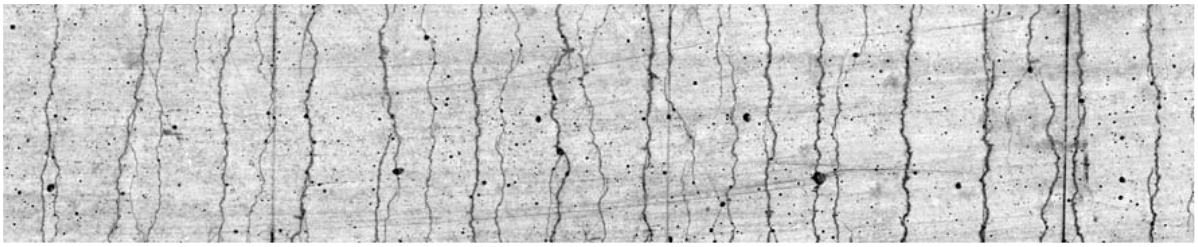
(a) Probe B1-237-01, Referenzrissbild für quasi reine sekundäre Rissbildung an einer unidirektional bewehrten Probe



(b) Probe B1-223-11, reine primäre Rissbildung



(c) Probe B1-224-01, reine primäre Rissbildung mit X_p als n-faches des Fadenabstandes



(d) Probe B1-262-02, Mischrissbildung oder primäre Rissbildung aus verschiedenen Ebenen

Bild 2.22: Typische Rissbilder von textilbewehrtem Beton mit Klassifikation und Rissbild einer unidirektional bewehrten Probe als Referenz für reine sekundäre Rissbildung, Jesse [45]

2.6.7 Filamentversagen in der Matrix

Kang, Hannawald und Brameshuber veröffentlichten in [49] Ergebnisse von Garnauszugprüfungen zur Untersuchung des Schädigungsverhaltens eines in Beton eingebetteten, unbeschichteten Multifilamentgarns. Die verwendeten Garne aus AR-Glas besitzen eine Feinheit von 2400 tex und wurden aus einem biaxialen Textil extrahiert. Mit Hilfe der Schallemissionsanalyse soll festgestellt werden, in welchem Umfang es bei Auszugsversuchen zu lokalem Filamentversagen kommt, um die gemessenen Kraft-Auszugs-Kurven besser interpretieren zu können.

Die Ergebnisse in Bild 2.23 zeigen für diesem Versuch deutlich, dass ein nennenswertes Versagen einzelner Filamente innerhalb des Rovings ab einem Lastniveau von ca. 75 % der Garnfestigkeit beginnt. Ab diesem Zeitpunkt beginnen die äußeren Filamente zu brechen, die einen besonders guten Verbund zur Matrix besitzen, was zu einem Abflachen der Auszugskurve führt. Sind annähernd alle äußeren Filamente gebrochen, können Kräfte im Roving nur noch über Reibung zwischen den äußeren Filamenten und den Filamenten im Kern des Rovings übertragen werden. In der Folge steigt die Auszugskraft kaum noch an, die Anzahl der Filamentbrüche ist in dieser Phase relativ gering. Die meisten Filamente brechen nach Überschreiten der Maximalkraft. Am Ende des Versuches sind ca. 22 % der Filamente gebrochen. Der somit bei weitem überwiegende Teil der Filamente wurde aus dem Beton herausgezogen, ohne dabei zu brechen.

Zu ähnlichen Ergebnissen hinsichtlich der Detektion von Filamentbrüchen kamen Butler et al. [18]. Zur Bestimmung von Kraft-Rissöffnungs-Beziehungen wurde hier jedoch ein zweiseitiger Auszugsversuch an einem Dehnkörper verwendet. Zusätzlich zu der Kraft F und der Rissöffnung w wurden auch die akustischen Signale des Probekörpers aufgezeichnet. Die Signale der gefilterten akustischen Messung geben einen Hinweis auf ein sukzessives Versagen der Filamente im Roving, wobei die im Versuch getesteten Rissöffnungen deutlich über den zu erwartenden Rissbreiten von Textilbeton liegen. Auch in diesen Versuchen konnte ein maßgeblicher Anteil von Filamentbrüchen während des Auszugsversagens festgestellt werden.

Eine Übertragbarkeit dieser Ergebnisse auf das Verhalten textiler Flächenbewehrungen hinsichtlich eines möglichen Versagens von Randfilamenten während der Rissbildung und einer möglichen Ankündigung des Bruchzustands durch eine Zunahme an Filamentbrüchen vor dem Versagen eines Dehnkörpers ist nicht ohne weiteres möglich. Zum einen ändert sich der maßgebende Versagensmechanismus vom Faserauszug zum Filamentbruch, zum anderen wurden

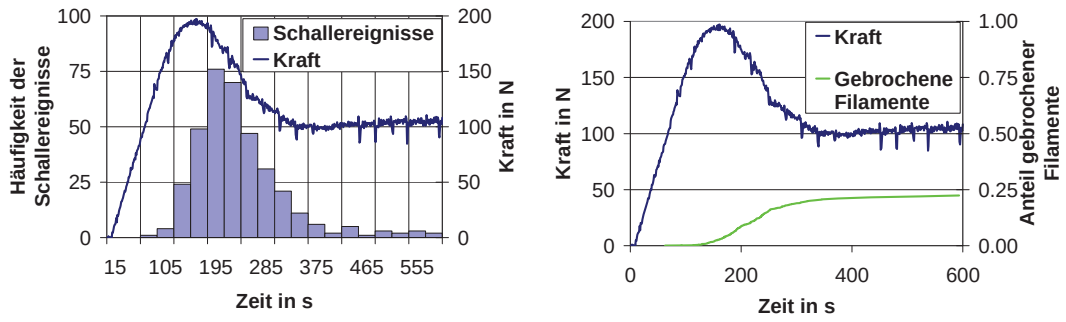


Bild 2.23: a) Häufigkeitsverteilung der Schallereignisse über die Zeit, b) Anteil gebrochener Filamente abhängig von der Zeit, Kang, Hannawald und Brameshuber [49]

unbeschichtete Garne verwendet. Rückschlüsse auf das Versagen von Randfilamenten beschichteter Garne sind aus den Ergebnissen nicht ableitbar, da der Einfluss der Beschichtung nicht erfasst wurde.

2.6.8 Einfluss gedrehter Bewehrung im Dehnkörperversuch

Die bisherigen Aussagen und Erkenntnisse zum Tragverhalten von Textilbeton stützen sich auf die Randbedingung, dass Risse von der textilen Bewehrung unter 90° gekreuzt werden und es gleichzeitig zu keiner Querverschiebung der Rissufer kommt. Aus praktischen Gesichtspunkten muss diese Situation als Spezial- oder Sonderfall bezeichnet werden, denn weder ist in der Praxis sichergestellt, dass die Bewehrung immer exakt am bauteilinternen Hauptspannungssystem ausgerichtet werden kann, noch kann sichergestellt werden, dass ein solches Hauptspannungssystem eine konstante Richtung aufweist. Tragwerke sind in der Praxis zahlreichen wechselnden Beanspruchungssituationen unterworfen, die in der Bemessung näherungsweise erfasst werden und auf deren Hauptrichtungen die Bewehrungsführung ebenfalls nur in begrenztem Umfang optimiert werden kann.

Für den Fall, dass eine unidirektionale textile Bewehrung einen Riss unter einem Winkel $\gamma \neq 0°$ kreuzt, beschreibt Jesse [45] verschiedene Effekte anhand der schematischen Darstellung in Bild 2.24:

- Infolge einer Rissuferverschiebung kommt es zu einer Umlenkung des Rovings an den Rissufern und damit zu einer Biegebeanspruchung. Die daraus resultierenden lokalen Biegezugspannungen an der Außenseite der Krümmung überlagern die Längsspannungen der Rovings und führen zu einer Reduktion der Festigkeit des Rovings.
- Senkrecht zur Längsachse des Rovings auftretende Umlenkkräfte an den Rissufern führen zu einer Querdruckbeanspruchung des Rovings bzw. der Filamente. Bei spröden Faser-

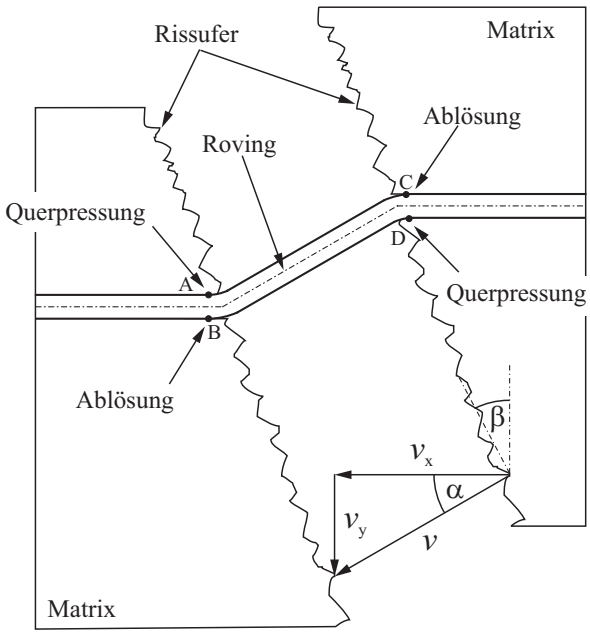


Bild 2.24: Schematische Darstellung der Beanspruchungen einer Bewehrung, die die Rissufer unter einem Winkel 90° kreuzt, Jesse [45]

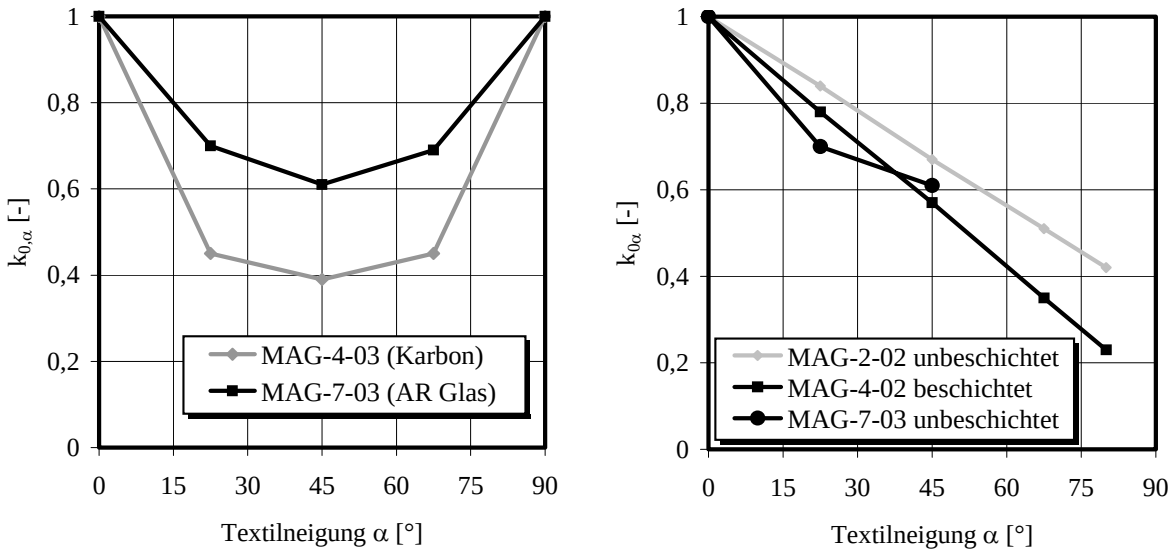
materialien führt eine Querdruckbeanspruchung in der Regel zu einer Reduktion der Festigkeit.

- An der Innenseite der Krümmung (Punkte A und D) werden die Filamente durch die Umlenkkräfte gegen die Matrix gepresst. Dies führt lokal zu Drucknormalspannungen in der Faser-Matrix-Grenzfläche und damit zu höheren übertragbaren Verbundkräften (Reibung).
- An der Außenseite der Krümmung (Punkte B und C) kommt es infolge der Umlenkkräfte zu Zugbeanspruchung innerhalb der Faser-Matrix-Grenzfläche, die bei Überschreitung der Haftzugfestigkeit der Verbundfuge zu einem Ablösen des Garns führt. Einhergehend mit dem Ablösen des Garns von der Matrix bewirken die Umlenkkräfte ein Zusammendrücken des Garnquerschnitts.

Das Modell und die daraus resultierenden Effekte wurden bereits von Bartos [10] sowie von Mashima, Hannant & Keer [67] verwendet, um die experimentell ermittelte Reduktion der Faserbruchspannungen an unidirektionalen Bewehrungsstrukturen zu begründen. Für duktile Fasern stellten Morton & Groves [73] sowie Li et. al. [59] in Auszugsversuchen an verschiedenen Metallfasern (Stahl, Kupfer, Nickel) und Kunststofffasern fest, dass nur ein geringer Einfluss zwischen dem Auszugswinkel und der Festigkeit besteht. Beide beschreiben bis zu einem Winkel von 45° einen Anstieg der für den Faserauszug benötigten Kraft.

Molter zeigt in [71] erstmals Ergebnisse über den Einfluss der Neigung der Faserstränge textiler Bewehrungen aus AR-Glas auf die Tragfähigkeit. Zur Begründung der deutlichen Abnahme der Festigkeit bei steigender Neigung stützt er sich ebenfalls auf die theoretischen Modelle von Bartos [10] sowie Mashima, Hannant & Keer [67], die das Verhalten von geneigten Polypropylenfasern in einaxialen Dehnkörperversuchen untersucht haben.

Hegger & Voss [39] bauen auf den Versuchen von Molter auf und untersuchen gezielt den Einfluss der Textilneigung für multiaxiale textile Gelege aus AR-Glas und Carbon (siehe



(a) Bidirektionale Bewehrung

(b) Unidirektionale Bewehrung

Bild 2.25: Abhängigkeit der Festigkeit vom Neigungswinkel der Filamentgarne nach Hegger & Voss [39]

Bild 2.25(a)) sowie den Einfluss der Rissuferverschiebung (siehe Bild 2.25(b)) auf die Tragfähigkeit. Die Versuche zur Untersuchung des Einflusses der Neigung der Bewehrung erfolgen an 10 cm breiten, einaxialen Dehnkörpern. Geprüft werden zwei biaxiale Textilien aus AR-Glas und Carbon mit annähernd identischen geometrischen Eigenschaften in den beiden Bewehrungshauptrichtungen. Untersucht werden Neigungen der Bewehrung gegenüber der Vertikalen zwischen 0° und 90° im Abstand von 22,5°. Die ermittelten Tragfähigkeiten werden normiert und daraus ein Abminderungsfaktor $k_{0\alpha}$ gebildet, der die Reduktion der Textilzugfestigkeit im Vergleich zur achsparallelen Lage der Bewehrung zur Belastungsrichtung angibt ($\alpha = 0°$), siehe Bild 2.25(a). Die Berechnung der Textilzugfestigkeit erfolgt über folgende Gleichung:

$$f_{y,res} = k_{0,\alpha} \cdot f_{y,t} \tag{2.24}$$

Aus den Veröffentlichungen von Hegger & Voss geht nicht hervor, inwieweit bei der Bewertung der Tragfähigkeit der wirksame Bewehrungsanteil berücksichtigt wurde. Die effektive Probenbreite schnürt sich, bedingt durch die seitliche Verankerung der Bewehrung, mit wachsendem Neigungswinkel immer mehr ein. Infolgedessen beteiligen sich diese Rovings nur bis zu einem gewissen Grad am Lastabtrag. Nicht ausreichend verankerte Garne versagen nicht durch Reißen der Filamente, sondern unterhalb der Festigkeit durch Faserauszug. Auch Jesse äußert in [45] diesbezüglich Kritik und vermutet, dass eine entsprechende Korrektur der effektiven Probenbreite bei diesen Versuchen nicht vorgenommen wurde. In diesem Fall würde die Tragfähigkeit der textilen Bewehrung unterschätzt werden.

Molter führte weiterhin Dehnkörperversuche durch, bei denen gezielt eine definierte Rissuferverschiebung aufgebracht wurde, und untersucht den daraus resultierenden Einfluss auf die Tragfähigkeit der Bewehrung für beschichtete und unbeschichtete textile Bewehrungen. Seine Ergebnisse, siehe Bild 2.26, bestätigten frühere Untersuchungen der Forschungsgruppe Hegger.

Jesse [45] beschäftigt sich ebenfalls mit dem Einfluss der Neigung der Garne im Riss, verwendet dazu jedoch mehrlagige unidirektionale Bewehrungen, die symmetrisch zur Belastungsachse angeordnet werden, um eine Relativverschiebung der Rissufer infolge des Bestrebens der Bewehrung zum Geradeziehen zu vermeiden und so ausschließlich Effekte beobachten zu können,

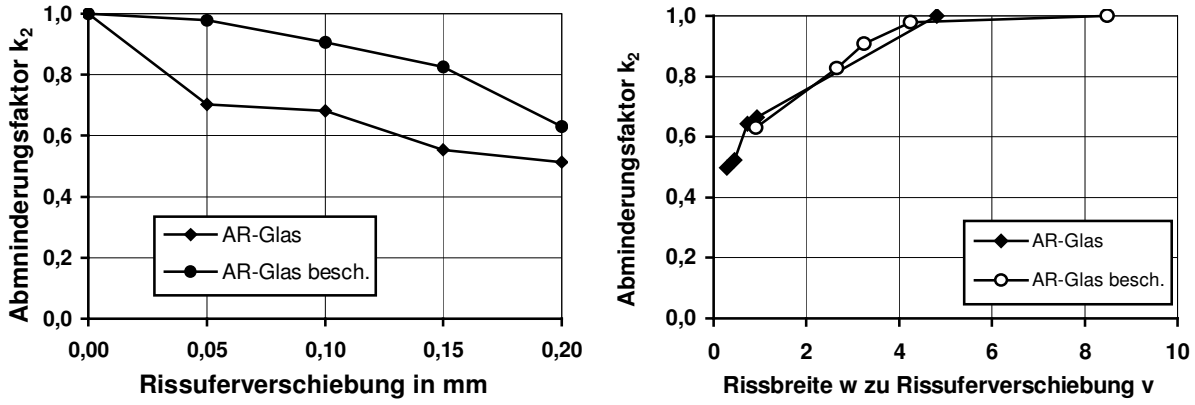


Bild 2.26: Einfluss der Rissuferverschiebung (links) und das Verhältnis der Rissbreite w zur Rissuferverschiebung v (rechts) auf die Zugtragfähigkeit von AR-Glas-Multifilamentgarnen, Molter [72]

die sich aus der Rissöffnung ergeben. Seine Ergebnisse (Bild 2.27) weisen insbesondere bei kleinen Winkeln einen schwächeren Abfall der Tragfähigkeit auf als bei früheren Untersuchungen der genannten Forschergruppen.

In den bisher genannten Veröffentlichungen wird davon ausgegangen, dass die Fasern im Riss in Richtung der Beanspruchung umgelenkt werden und annähernd parallel zur Beanspruchungsrichtung verlaufen. Querdruckspannungen und Verbundstörungen in den Umlenkpunkten an den Rissufern führen zu lokalen Schädigungen der Fasern, womit letztlich die Reduktion der Festigkeit begründet wird. Diese Theorie setzt jedoch voraus, dass auch Faserbündel umgelenkt werden, deren Bündeldurchmesser einem Vielfachen der mittleren Rissbreite entspricht. Die Biegesteifigkeit der Filamentbündel müsste dazu nahe null sein.

Die jüngsten Untersuchungen zum Einfluss der Textilneigung stammen von Voss [98]. Darin wird erstmals die Vermutung geäußert, dass zumindest die Kernfasern der Rovings keine vollständige Umlenkung an den Rissufern erfahren. Begründet wird das mit der Tatsache, dass der Rovingquerschnitt nicht in höchstmöglicher Packungsdichte der kreisrunden Filamente vorliegt, sondern größere Zwischenräume existieren, sodass sich die Filamente zum Teil durch eine Lageänderung einer Kraftaufnahme entziehen. Numerische Simulationen von Bruckermann et. al. [16] und Hegger et. al. [37] konnten nach Meinung von Voss zwar die Schädigungswirkung grundsätzlich nachbilden, jedoch keine exakte Quantifizierung des beschriebenen Effektes aufgrund der sich in ihrer Wirkung gegenseitig beeinflussenden Effekte.

Zur Beschreibung des Verlaufs der Bewehrung über den Riss stellt Voss in [98] zwei Modellansätze (siehe Bild 2.28) vor. Die Modelle unterscheiden sich anhand der Art der Rissüberbrückung durch die Bewehrung. In Modell 1, basierend auf dem schematischen Modell aus Bild 2.24, wird davon ausgegangen, dass eine zur Beanspruchungsrichtung geneigte Bewehrung an den Rissufern vollständig umgelenkt wird und den Riss unter 90° kreuzt. Modell 2 folgt dem Ansatz, dass die Bewehrung nicht umgelenkt wird und den Riss schiefwinklig kreuzt.

Voss nutzt für die experimentellen Untersuchungen mit geneigten Bewehrungen einen schmalen Dehnkörper (Breite 10 cm) mit beidseitig 2 cm tiefen Einkerbungen, um die Mitwirkung der

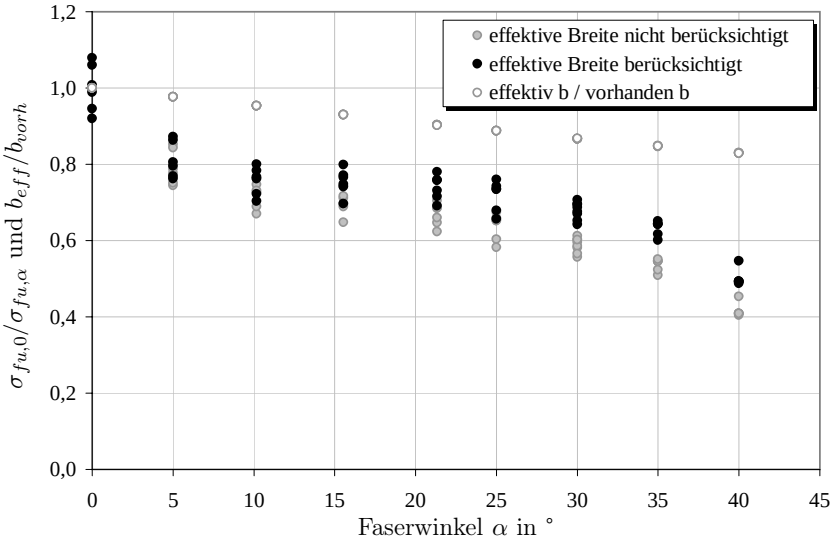


Bild 2.27: Verhältnis $b_{\text{eff}}/b_{\text{vorh}}$ sowie bezogene Tragfähigkeit $\sigma_{\text{fu},0}/\sigma_{\text{fu},\alpha}$ mit und ohne Berücksichtigung der effektiven Breite b_{eff}, Jesse [45]

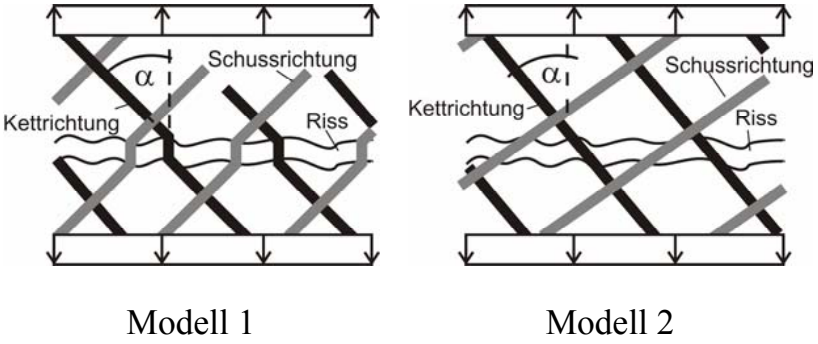


Bild 2.28: Modelle für den Verlauf geneigter Bewehrung über einen Riss nach Voss [98]

durch die Neigung der Bewehrung nur teilweise oder nicht verankerten Garne auszuschließen. Untersucht werden textile Bewehrungen aus AR-Glas und Carbon mit symmetrischem Aufbau in Schuss- und Kettrichtung. Auf mögliche Einflüsse der herstellungsbedingten Anisotropie der beiden Hauptrichtungen wird nicht eingegangen.

Seine in Bild 2.29 dargestellten Ergebnisse liefern aufgrund der Vielzahl der Versuche und der feinen Abstufung (5°) der Textilneigung einen klaren Trend zur Abhängigkeit der Faserbruchspannung vom Neigungswinkel gegenüber der Richtung der Beanspruchung. Bei kleinen Winkeln ($\alpha < 10°$ für AR-Glas und $\alpha < 15°$ für Carbon) kommt es nach Voss offenbar zu keinem signifikanten Abfall der Tragfähigkeit, sondern sogar zu einem geringfügigen Anstieg (Bild 2.29, rechts). Der bei größeren Neigungen erkennbare Abfall bestätigt die Erkenntnisse früherer Untersuchungen der Forschergruppe Hegger.

Untersuchungen an breiten Dehnkörpern

Aufbauend auf den Versuchen mit gedrehter Bewehrung an schmalen Dehnkörpern prüft Voss [98] das Tragverhalten schiefwinklig eingebauter Bewehrungen zusätzlich an scheibenartigen Prüfkörpern unter einaxialem Zug als auch die Kombination aus schiefwinkliger Bewehrung und zusätzlicher Querzugbeanspruchung. Die Geometrie des für biaxiale Zugversuche ausgelegten Prüfkörpers, siehe Abschnitt 2.5.3, erlaubt eine realistischere Erfassung des Einflusses einer gedrehten Bewehrung, denn außerhalb des Messbereiches sind allseitig ausreichend große

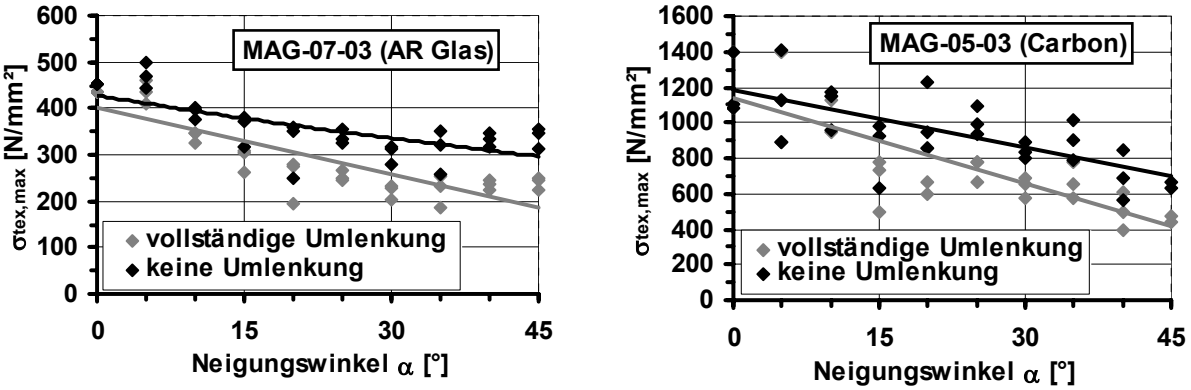


Bild 2.29: Experimentell ermittelte Textilfestigkeiten und Berechnungsergebnisse für AR-Glas- (links) und Carbongelege (rechts) nach Voss [98]

Betonflächen vorhanden, um die Verankerung der Bewehrung zu gewährleisten. Die größere Probenbreite ermöglicht daher, die Mitwirkung der Querbewehrung wirklichkeitsnah zu erfassen.

Voss führt mit dieser Probekörpergeometrie Versuche mit gedrehter Bewehrung unter einem Winkel $\alpha = 22{,}5°$ und $\alpha = 45°$ durch, um diese mit Versuchen mit randparalleler Bewehrung zu vergleichen, Bild 2.30, und kommt zu folgenden Erkenntnissen:

- In den Versuchen mit gedrehter Bewehrung wurde ein leichter Anstieg der Erstrissspannung festgestellt. Begründet wird dieser Effekt mit dem erhöhten geometrischen Bewehrungsgrad.
- Die Rissbildung erfolgte zunächst senkrecht zur vertikalen Beanspruchungsrichtung der Scheibe. Im Verlauf des Versuches bildeten sich jedoch zusätzlich schräg verlaufende Risse, die annähernd parallel zu den Schussfäden verlaufen. Bei den Versuchen mit $\alpha = 22{,}5°$ entwickelte sich aus einem dieser Schrägrisse der finale Versagensriss. Die Versuche mit $\alpha = 45°$ versagten vorzeitig durch Abscheren des Betons unterhalb der Stahlbacken und ließen daher keine Schlussfolgerungen hinsichtlich des Bruchzustands zu.
- Die gemessenen Rissabstände liegen deutlich unter denen, die bei randparalleler Bewehrungsführung gemessen wurden, und stimmen relativ gut mit dem Rovingabstand des verwendeten Textils überein. Zurückgeführt wird dies ebenfalls auf den höheren Bewehrungsgrad in den mehrheitlich horizontal verlaufenden Rissen und auf möglicherweise verbesserte Verbundeigenschaften infolge Querpressung an den Risskanten.

Auf der Grundlage dieser Beobachtungen erweitert Voss seine bereits in Bild 2.28 vorgestellten Modelle zur Beschreibung der Rissquerung der Rovings um das Modell 3 (siehe Bild 2.31), in welchem die Risse parallel zur Neigung der Querfäden verlaufen und somit den Riss ohne jegliche Umlenkung senkrecht kreuzen. Für die drei Modelle stellt Voss Ansätze zur Berechnung der Bruchkraft unter Berücksichtigung der den Riss kreuzenden Bewehrungsanteile aus Schuss- und Kettrichtung sowie dem in Abschnitt 2.6.8 beschriebenen Faktor $k_{0,\alpha}$ bereit.

Im Rahmen einer Nachrechnung der Bruchlasten mit den drei Modellen kommt er zu dem Schluss, dass die nach Modell 1 berechneten Bruchkräfte zu einer deutlichen Überschätzung

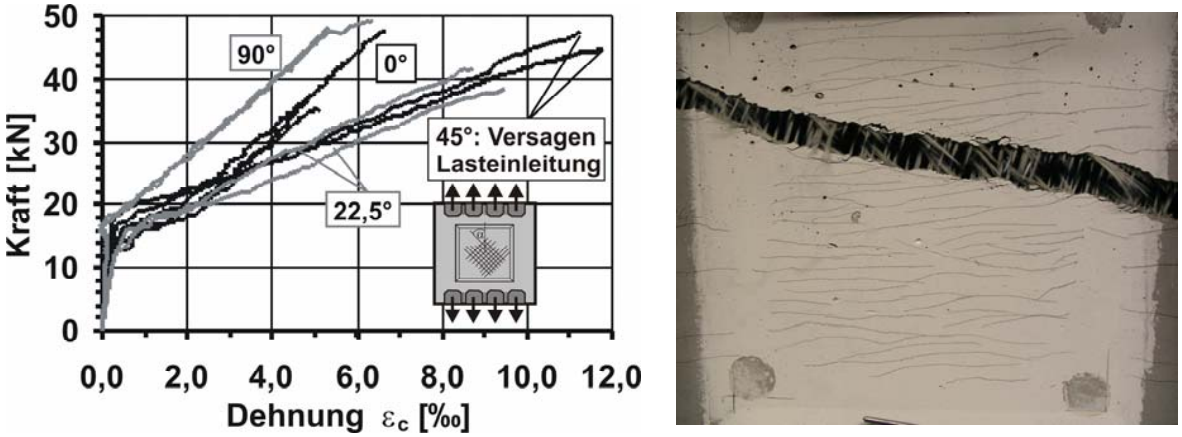


Bild 2.30: Kraft-Dehnungs-Linien bei unterschiedlicher Bewehrungsorientierung (links); Bruchbild bei einer Bewehrungsneigung $\alpha = 22{,}5°$ (rechts), Voss [98]

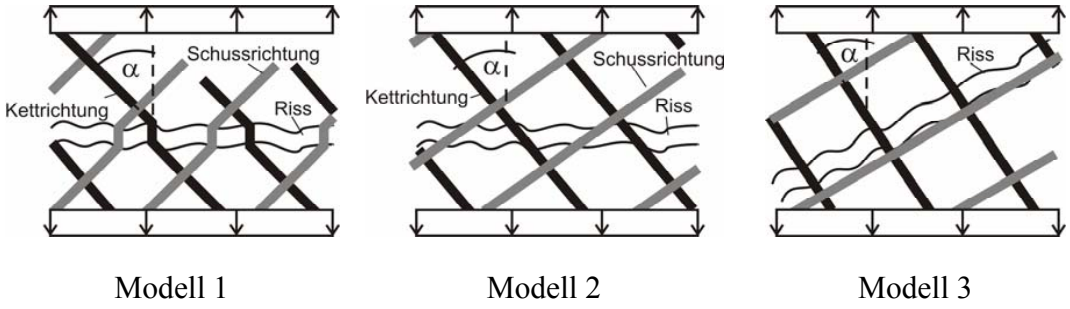


Bild 2.31: Modelle zur Beschreibung der Wirkungsweise schiefwinklig geführter textiler Bewehrung nach Voss [98]

der in den Versuchen gemessenen Tragfähigkeiten führen. Als mögliche Erklärung der Abweichungen weist er auf die Randbedingungen der Dehnkörperversuche zur Ermittlung des Faktors $k_{0,\alpha}$ hin, die in Abschnitt 2.6.8 bereits diskutiert wurden. Auch unter Anwendung der Modelle 2 und 3 ergeben sich teils deutliche Differenzen zu den Versuchslasten.

Voss vermutet daher, dass alle Modelle (1 bis 3) anteilig das Tragverhalten des Probekörpers beeinflussen und sieht weiteren Forschungsbedarf. Die zahlreichen Einflussfaktoren und deren teils gegenläufige Auswirkungen auf das Tragverhalten lassen sich mit dem verwendeten zweiaxialen Versuchsaufbau nicht getrennt voneinander betrachten. Hinzu kommen störende Einflüsse aus dem Versuchsaufbau, die den Spannungs- und Dehnungsverlauf im Messbereich beeinflussen und belastbare Aussagen erschweren.

Schlussfolgerungen

Bartos [10], Mashima, Hannant & Keer [67], Molter [71, 72] und Jesse [45] verwendeten unidirektionale Bewehrungen. Hierbei bleibt der Einfluss der Querbewehrung vollständig unberücksichtigt. Eine Übertragung der Ergebnisse auf textile Flächenbewehrungen ist deshalb nicht ohne weiteres möglich. Hegger & Voss [39, 98] untersuchten erstmals den Einfluss der Neigung an textilen Flächenbewehrungen. Jedoch weist Voss bereits darauf hin, dass dem Einfluss der Verankerung der Querfäden zu geringe Aufmerksamkeit zukam, die jedoch mit steigendem Neigungswinkel maßgeblich an Einfluss auf die Tragfähigkeit gewinnt.

Die Ergebnisse der Versuche von Voss an schmalen Dehnkörpern resultieren aus einem erzwungenen Einzelriss (Einkerbung des Versuchskörpers), während im Textilbeton normalerweise eine ausgeprägte Mehrfachrissbildung stattfindet. Die damit verbundene Lokalisation der Risse in einem Einzelriss führt zu einem untypischen Rissbild, wodurch die Vergleichbarkeit der Ergebnisse zur Praxis kritisch hinterfragt werden muss. Hinsichtlich der Versuche mit Carbon weist Voss zudem darauf hin, dass die Querfäden zum Teil unzureichend verankert waren, womit der Versagensmechanismus beeinflusst wird. Die Mitwirkung der Querbewehrung im Riss wird damit möglicherweise unterschätzt.

Die Versuche von Voss [98] an breiten Dehnkörpern im Rahmen der biaxialen Zugversuche liefern neue Erkenntnisse hinsichtlich des Rissverlaufes. So beobachtete Voss einerseits, dass sich Risse auch bei gedrehter Bewehrung entlang der Querfäden bilden und damit nicht mehr senkrecht zur Belastungsrichtung stehen, andererseits beobachtete er auch das umgekehrte Verhalten, dass sich der Rissverlauf unabhängig von der Orientierung der Bewehrung streng

an der Richtung der Belastung orientiert. Die geringe Anzahl von Versuchen und Variationen der Textilneigung sowie mögliche Randstörungen des zweiaxialen Versuchsstandes (siehe Abschnitt 2.5.3) ermöglichen keine abschließende Bewertung der beobachteten Effekte.

Weiterer Forschungsbedarf für die Untersuchungen des Einflusses geneigter textiler Bewehrungen an breiten Probekörpern resultiert aus den bisher verwendeten, im Verhältnis zur Verankerungslänge der Bewehrung sehr schmalen Probekörpern. Die effektive Probenbreite, innerhalb derer beide Bewehrungshauptrichtungen als vollständig verankert angesehen werden können, schnürt sich im Verhältnis zur Probenbreite sehr stark ein. Weitere Untersuchungen sollten daher an breiteren Dehnkörpern durchgeführt werden, um den Einfluss der Verankerungsbereiche zu reduzieren.

2.7 Mehraxiales Tragverhalten von Textilbeton

Auf Basis des in Abschnitt 2.5.3 vorgestellten Versuchsstandes untersuchen Voss [98] und Bruckermann [15] den Einfluss von Querzug und Querdruck sowie den Einfluss schiefwinkliger Bewehrungsführung unter einaxialem Zug auf das Tragverhalten von Textilbeton. Sowohl der Feinbeton als auch das verwendete Bewehrungstextil sind mit den im SFB 528 eingesetzten Materialien hinsichtlich ihrer mechanischen Kennwerte vergleichbar. Einzig die für die Schussrichtung des Bewehrungstextils ausgewiesene, geringe Rovingzugfestigkeit der Garnprüfung ist auffällig. Sie liegt bei ca. 30 % der Filamentfestigkeit.

2.7.1 Einfluss von Querzug- und Querdruckspannungen

Im Rahmen der biaxialen Zugversuche von Voss wurde das Zug/Zug-Spannungsverhältnis $\sigma_1/\sigma_2 = 1,0/0,5$ untersucht und Referenzversuchen unter einaxialem Zug ($\sigma_1/\sigma_2 = 1,0/0$) gegenübergestellt. In allen Fällen stellt die Kettrichtung die Hauptbelastungsrichtung dar. Versuche, in denen die Hauptbelastung in Achse der Schussrichtung verläuft, wurden nicht durchgeführt.

Unter Querdruck, siehe Bild 2.32(a), ist nach Voss kein signifikanter Einfluss auf das Tragverhalten in der Hauptbelastungsrichtung erkennbar. Sowohl die Steifigkeit im Zustand IIb als auch die Bruchlasten lassen keinen Einfluss erkennen. Lediglich im Bereich der Rissbildung zeigen sich größere Abweichungen der Kurvenverläufe, die aufgrund der verhältnismäßig großen Erstrissdehnungen auf eine leichte Vorschädigung der Scheiben hindeuten könnten, die jedoch gleichwohl keinen Einfluss auf das weitere Tragverhalten hat.

Unter dem Einfluss von Querzug, siehe Bild 2.32(b), zeigen zwei der drei Versuchskurven im Zustand IIb (Kettrichtung) einen signifikanten Steifigkeitsabfall ab einer Faserspannung von ca. 240 N/mm^2, verbunden mit einem überproportionalen Dehnungszuwachs von ca. 3 ‰. Die dritte Kurve zeigt dieses Verhalten nicht. Sie verläuft weitgehend deckungsgleich mit den einaxialen Referenzversuchen bis zu einer Faserspannung von ca. 330 N/mm^2 und fällt dann bis zum Versagen bei ca. 350 N/mm^2 leicht ab.

Der Steifigkeits- und Festigkeitsabfall unter Querzug wird mit der Schädigung der Rovings in Kettrichtung durch die Rissbildung infolge der Querzugspannungen begründet. Im Bruchzustand wurde ein mittlerer Rissabstand von 1,2 cm gemessen, der etwa dem 1,5-fachen Rovingabstand entspricht. Nach dem von Bruckermann [15] entwickelten Modell, siehe auch

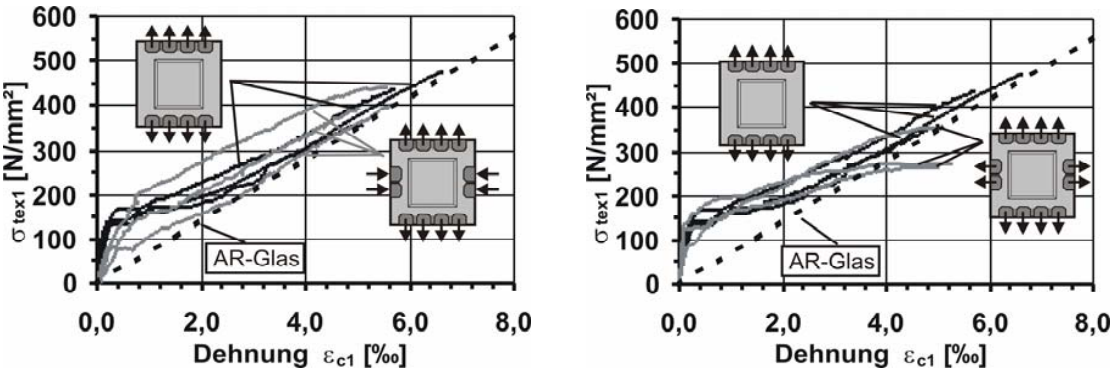
Abschnitt 2.7.2, kommt es infolge leicht schiefwinklig durch einen Roving verlaufender Risse zu einer starken Schädigung der Kernfilamente, infolgedessen der verbleibende Restquerschnitt der Bewehrung effektiv eine geringere Steifigkeit und Tragfähigkeit aufweist. Dieses Modell wird in Abschnitt 2.7.2 ausführlich diskutiert.

In allen drei Zugversuchen beträgt die Betonspannung aus Querzug zum Zeitpunkt des Versagens zwischen $3,5\,\mathrm{N/mm^2}$ und $4,4\,\mathrm{N/mm^2}$. Damit sollte die Querrichtung nach Meinung des Verfassers planmäßig erst gegen Versuchsende in die Rissbildung kommen. Zu einer möglichen Beeinflussung des Tragverhaltens der Haupttragrichtung durch bewehrungsparallele Risse infolge von Querzug kann es daher erst kurz vor dem Versagen in Längsrichtung kommen. Auf diesem Lastniveau wurde in einaxialen Zugversuchen von Molter und Jesse in einigen Versuchen ein Abfall der Dehnsteifigkeit durch das beginnende Versagen von Einzelfilamenten beobachtet. Beide Effekte könnten sich in den zweiaxialen Versuchen von Voss überlagern, was eine Identifikation von Einflüssen aus der Querrichtung erschwert.

Nach Meinung des Verfassers deuten jedoch der starke Steifigkeits- und Festigkeitsabfall der beiden Proben sowie die generell sehr geringen Werte für die gemessene Betonzugfestigkeit in Querrichtung zwischen $1,1\,\mathrm{N/mm^2}$ und $1,6\,\mathrm{N/mm^2}$ unter Querzug (entnommen aus der Versuchsdokumentation von Voss [98], Anhang A6) auf eine mögliche Vorschädigung der Prüfkörper oder einen systematischen Einfluss des Versuchsaufbaus auf die Verformungen im Messbereich hin.

2.7.2 Schädigungsmodell infolge von Längsrissen durch Rovings

Bruckermann [15] analysiert ausgewählte biaxiale Zugversuche von Voss und stellt ein Modell vor, um den Abfall der Dehnsteifigkeit im gerissenen Zustand unter Querzug sowie die ebenfalls reduzierte Tragfähigkeit zu erklären. In seinem Modell setzt er voraus, dass die Längsrisse infolge Querzug entlang der Querfäden verlaufen, siehe Bild 2.33. Er nimmt an, dass diese bewehrungsparallelen Risse den Roving aufspalten und mit zunehmender Rissöffnung einzelne Filamente versagen. Dabei wird nach Bruckermann maßgeblich die Anbindung der innenliegenden Filamente durch die Zerstörung von Matrixbrücken beeinflusst, während außenliegende Filamente weitgehend unbeschädigt bleiben. Durch Filamentbrüche und die Zerstörung von



(a) Querdruck (b) Querzug

Bild 2.32: Einfluss von Belastungen in Querrichtung auf das Zugtragverhalten, Voss [98]

Matrixbrücken reduziert sich der effektiv an der Lastabtragung beteiligte Bewehrungsgehalt und resultiert in einer niedrigeren Steifigkeit und Tragfähigkeit.

Durch den nicht exakt parallelen Verlauf der Rissachse zur Rovingachse wird dieser Einfluss weiter verstärkt, denn dadurch kreuzt eine größere Anzahl von Filamenten den Riss, siehe Bild 2.34. Die Anbindung der Kernfilamente geht infolge der Verbundstörung fast vollständig verloren und führt zu einer Mehrbeanspruchung der Randfilamente, welche folglich ebenfalls früher versagen. Das Versagen von Randfilamenten führt ebenfalls zur Reduzierung des effektiven Bewehrungsgrades und somit zu dem von Voss beobachteten Materialverhalten unter Querzug.

Diskussion und Schlussfolgerungen für die eigene Arbeit

Entsprechend der Modellvorstellung Bruckermanns sind durch das Aufreißen der Rovings in erster Linie die Kernfasern betroffen, während die Randfasern ausreichend weit entfernt vom Rissufer weiterhin gute Verbundeigenschaften besitzen. Voraussetzung für ein lokales Versagen von Einzelfilamenten im Riss ist nach der vorgestellten Theorie ein sehr kleiner Krümmungsradius der Kernfilamente infolge der Umlenkung an den Rissufern. Bei beschichteten Garnen ist ein Aufspalten der Rovings durch den Längsriss eher unwahrscheinlich. Mit dem Erreichen des abgeschlossenen Rissbildes ist der Haftverbund in der Matrix/Roving-Grenzfläche zerstört,

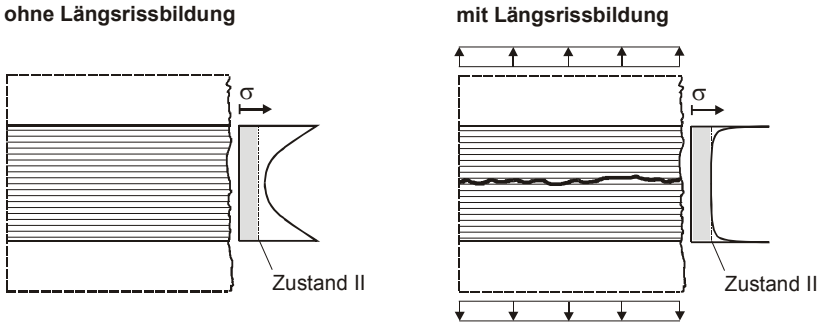


Bild 2.33: Verbundverlust durch perfekt parallele Längsrissbildung unter Querzug, Bruckermann [15]

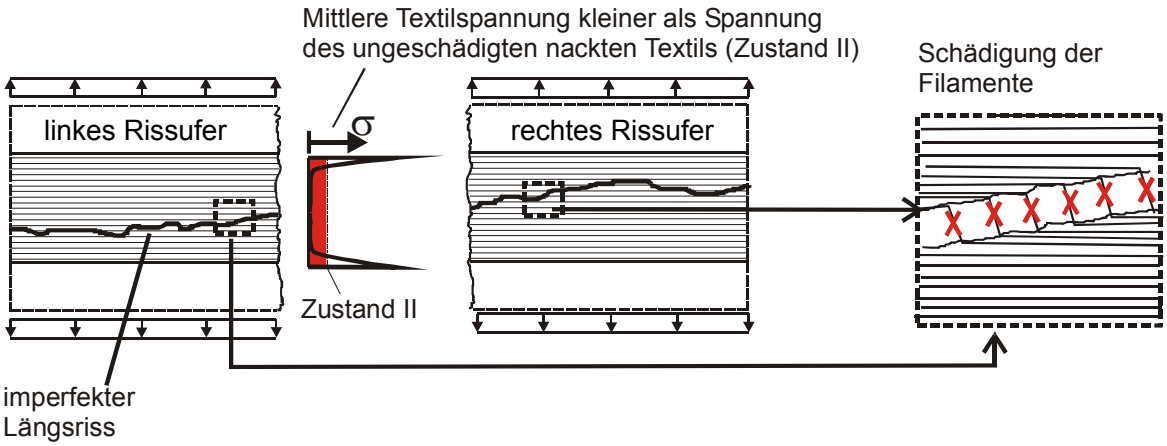


Bild 2.34: Einfluss schiefer Längsrisse, Bruckermann [15]

weshalb eher zu erwarten ist, dass er den Roving umläuft. Die Kernfilamente unbeschichteter Garne könnten einen solchen Riss indes unter einem extrem flachen Winkel über eine große Länge kreuzen. Sie haben nur über Reibung Kontakt zu den Nachbarfilamenten, eine plötzliche Umlenkung, wie in Bild 2.34 dargestellt, bedingt jedoch jeweils direkt hinter dem Umlenkpunkt eine Zugkraft, die innerhalb der Kernfilamente aufgrund des fehlenden Haftverbundes nicht aufgenommen werden kann.

In Bild 2.35 zeigt Bruckermann ein typisches Rissbild unter zweiaxialer Zugbeanspruchung. Nach Auffassung des Verfassers variieren sowohl die Rissabstände in vertikaler als auch in horizontaler Richtung sehr stark. Während die horizontal verlaufenden Risse relativ geradlinig verlaufen, zeigen die Risse aus der Querzugbeanspruchung eine deutliche Neigung um bis zu 45° gegenüber der Vertikalen. Der Rissabstand vergleichmäßigt sich in beiden Tragrichtungen erst im mittleren Bereich der Probe, ebenso die Richtung des Rissverlaufs. Nach Meinung des Verfassers ist eine Bewertung des Rissbildes hinsichtlich primärer/sekundärer Rissbildung sehr schwer. Zwar verlaufen die meisten horizontalen Risse sehr geradlinig, was auf Querschnittsschwächungen durch die Bewehrung als Ursache hindeutet, jedoch ist der Abstand dieser Risse doppelt bis dreimal so groß wie der im Bruchquerschnitt gut zu erkennende Rovingabstand. Der überwiegende Teil der Querrichtung folgt nicht dem geradlinigen, vertikalen Verlauf der Bewehrung in der Hauptrichtung, sondern stellt sich zu den Rändern des Messbereiches hin immer mehr schief. Die Risse verlaufen zudem deutlich unruhiger, was zu der Vermutung führt, dass in dieser Richtung die sekundäre Rissbildung dominiert. In diesen Bereichen kreuzen die Risse sowohl die Längs-, als auch die Querbewehrung. Nur wenige Risse in der Mitte des in Bild 2.35 dargestellten Messbereiches verlaufen randparallel und stützen das in Bild 2.34 beschriebene Versagensmodell.

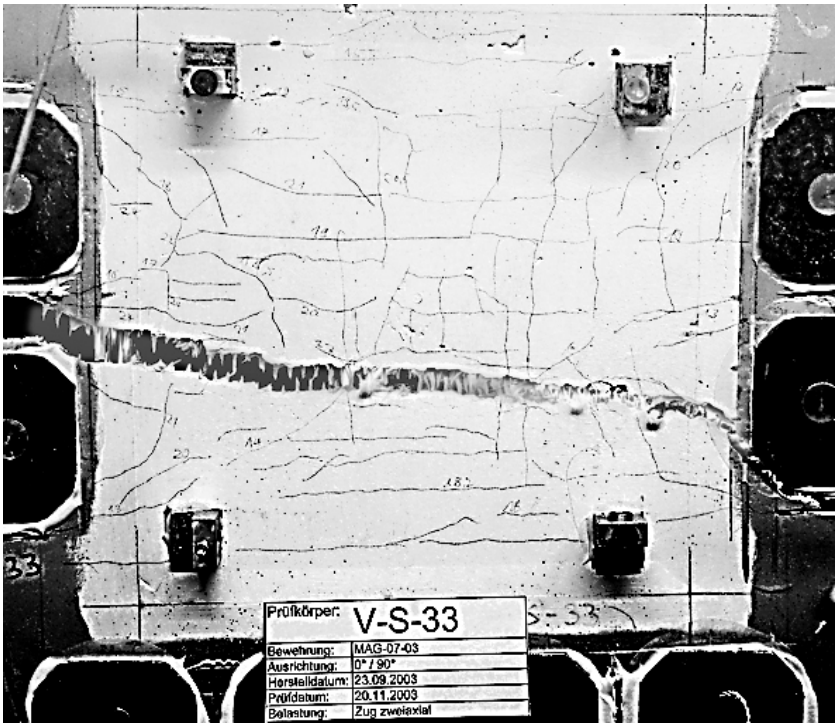


Bild 2.35: Typisches Rissbild bei zweiaxialer Zugbelastung, Bruckermann [15]

Nach Meinung des Verfassers deutet der zunehmend schräge Rissverlauf an den Rändern des Messbereiches auch auf Veränderungen des internen Spannungsverlaufes hin, die aus Steifigkeitsunterschieden zwischen Lasteinleitungsbereich und Innenbereich des Prüfkörpers herrühren könnten. Aufgrund dieser Beobachtungen erscheint die Modellvorstellung des Einflusses geringfügig schief verlaufender Längsrisse am Roving nicht ausreichend, um die beobachteten Phänomene zu erklären.

Die dritte Versuchskurve unter zweiaxialer Beanspruchung in Bild 2.32(b) zeigt jedoch keinen signifikanten Steifigkeitsabfall gegenüber den einaxialen Referenzen im Zustand IIb und auch die Bruchspannung liegt mit 350 N/mm^2 deutlich über den anderen beiden Kurven. Dieser Versuch lässt sich mit dem Modell von Bruckermann weniger gut beschreiben.

Nicht zuletzt fehlt zur Untermauerung der Hypothese der Nachweis, dass die Filamente wirklich in der beschriebenen Form versagen. Bei einaxialen Dehnkörperversuchen mit textiler Bewehrung lokalisieren die Risse typischerweise an den Querfäden. Hier müssten gemäß der Modellvorstellung die Querfäden mehrheitlich aufgespalten werden. Weder Molter noch Jesse beobachteten diese Versagensform der Querfäden.

2.8 Zusammenfassung

Im Forschungsbereich des unbewehrten Betons besteht mehrheitlich die Meinung, dass keine signifikante Abhängigkeit zwischen Betonzugfestigkeit und dem Spannungsverhältnis unter zweiaxialer Zugbeanspruchung existiert. Die von Lemnitzer et al. [57] vorgenommene Zusammenstellung und statistische Bewertung zahlreicher Forschungsergebnisse bestätigt diesen Standpunkt. Grundsätzlich stellt das praktische Anwendungsgebiet für unbewehrten Beton auf Zug aufgrund seiner geringen Zugfestigkeit und der spröden Versagensform einen Randbereich der Betonforschung dar, weshalb in diesem Bereich vergleichsweise wenige Forschungsergebnisse vorliegen. Der Fokus liegt klar auf dem Tragverhalten unter mehraxialem Druck und Verbundwerkstoffen, in denen Bewehrungen (z.B. Stahl) die Abtragung von Zugkräften übernehmen. Von Stahlbeton ist bekannt, dass bewehrungsparallele Risssysteme das Verformungsverhalten von mehraxial beanspruchten Konstruktionen beeinflussen, Längsrisse und die daraus resultierenden Verbundstörungen entlang der Bewehrung jedoch keinen signifikanten Einfluss auf die Tragfähigkeit der Bewehrung haben. Die Übertragbarkeit der Erkenntnisse aus dem Stahlbeton auf den textilbewehrten Beton ist nur in engen Grenzen möglich. Zu stark weichen die mechanischen Eigenschaften der textilen Bewehrungen vom bekannten Materialverhalten des Baustahls ab.

Eine der charakteristischen Eigenschaften von Textilbeton ist seine flächige Bewehrungsstruktur. Damit einher gehen konstruktive Anforderungen an die Gestaltung von Bauteilen und Tragwerken zur Ausnutzung mehraxialer Spannungszustände (Stichwort: Schalentragwerke). Dies ist erforderlich, um mit den typischerweise geringen Bauteildicken des Verbundwerkstoffes effektiv und wirtschaftlich konstruieren zu können. Dass dies reizvolle neue Einsatzgebiete für den Einsatz von Beton erschließt, zeigen erste gebaute Pilotprojekte wie beispielsweise die weltweit erste Segmentbrücke aus Textilbeton [22]. Beim Einsatz des Verbundmaterials zur Verstärkung und Instandsetzung bestehender Tragwerke wie auch beim Neubau von Tragwerken treten im Regelfall keine rein einaxialen Spannungszustände auf. Die Kenntnisse über das Tragverhalten von Textilbeton unter mehraxialem Zug sowie der Einfluss der Ausrichtung der Bewehrung gegenüber den Hauptrichtungen der Beanspruchung sind deshalb von enormer Be-

deutung für die realistische Abschätzung der Verformungen und des Tragverhaltens sowie die Voraussetzung für eine wirtschaftliche Bemessung.

Hinsichtlich der Einflüsse auf das Tragverhalten infolge zweiaxialer Zugbeanspruchungen und der damit einhergehenden vermuteten Verbundstörung durch bewehrungsparallele Risse liegen noch sehr wenige Erkenntnisse vor. Wertvolle Vorarbeiten liefern Bruckermann [15] und Voss [98]. Speziell Voss widmet sich neben der reinen mehraxialen Zugbeanspruchung auch dem Einfluss einer gedrehten Bewehrung, d.h. die Hauptspannungsrichtung stimmt nicht mehr mit den Hauptachsen der textilen Bewehrung überein. Sowohl unter Anwesenheit von Querzug als auch bei gedrehter Bewehrung wurde ein signifikanter Einfluss auf das Tragverhalten von Textilbeton festgestellt, der zu einer deutlichen Reduktion der Festigkeit führt. Die vorgestellte Hypothese der schädigenden Wirkung von Längsrissen auf die Längsbewehrung erscheint nach Meinung des Verfassers jedoch nicht geeignet, das Tragverhalten unter mehraxialem Zug wirklichkeitsnah zu beschreiben. Vielmehr besteht die Vermutung, dass Einflüsse aus dem Versuchsaufbau die Untersuchungen der textilen Bewehrung überlagern. Die bisherigen Versuchsdaten innerhalb des Zug-Zug-Quadranten beschränken sich auf sehr wenige Spannungsverhältnisse und erscheinen deshalb im Hinblick auf die typische, herstellungsbedingte Anisotropie der mechanischen Eigenschaften textiler Bewehrungen nicht ausreichend, um das Tragverhalten des Verbundmaterials zu beschreiben. Hieraus ergibt sich umfangreicher Forschungsbedarf für die Untersuchung des mehraxialen Tragverhaltens von Textilbeton, welcher die Motivation und Grundlage für die experimentellen Untersuchungen im Rahmen der vorliegenden Arbeit bildet.

3 Experimentelle Methoden

3.1 Materialien

3.1.1 Feinbeton

Für die Matrix wird ein Feinbeton mit einem Größtkorn von 1 mm verwendet. Die genaue Mischreihenfolge sowie detaillierte Angaben zu Frisch- und Festbetoneigenschaften finden sich in Curbach et al. [26]. Die verwendete Zusammensetzung gilt als Referenzmischung des SFB 528 und ist identisch mit der von Jesse [45] verwendeten Feinbetonmatrix[1]. Gleiches gilt für Materialkennwerte wie Festigkeitsentwicklung, Festigkeit, Elastizitätsmodul und Schwindeigenschaften. Die einaxiale Druckfestigkeit am Mörtelprisma beträgt ca. $80\,\mathrm{N/mm^2}$, die Biegezugfestigkeit ca. $7\,\mathrm{N/mm^2}$. Die Festbetoneigenschaften des Feinbetons werden an Mörtelprismen mit Abmessungen von $40\,\mathrm{mm} \times 40\,\mathrm{mm} \times 160\,\mathrm{mm}$ gemäß DIN 1164 bzw. DIN EN 196-1 ermittelt. Aufgrund des geringen Größtkorns von 1 mm wird der verwendete Feinbeton prüftechnisch als Mörtel klassifiziert und die Ermittlung der Materialeigenschaften der Prüfnorm für Zement unterworfen.

Die erzielten Druckfestigkeiten am Mörtelprisma liegen auf dem Niveau hochfester Normalbetone, was letztlich ausschlaggebend für die allgemein gebräuchliche Formulierung *Feinbeton* war. Brameshuber & Brockmann beschäftigen sich in [13] mit der Übertragbarkeit der gemessenen Festbetoneigenschaften auf die typischerweise stark abweichenden Probekörpergeometrien von quaderförmigen Mörtelprismen zu der bei Beton typischen Würfelform. Für weitergehende Erläuterungen zur Ermittlung der mechanischen Eigenschaften wird auf Jesse [45] verwiesen.

[1] Es sei an dieser Stelle darauf hingewiesen, dass bei der in [45] angegebenen Rezeptur für die Feinbetonmatrix die Mengenangaben [kg/m^3] in Tabelle 2.1 fehlerhaft sind. Die Werte in Tabelle 3.1 sind bereits korrigiert.

Tabelle 3.1: Referenzrezeptur für den Feinbeton im SFB 528 nach Curbach et al. [26]

Bestandteile	Masseteile	Menge [kg/m3]
Sand 0/1	1	942
Zement CEM III/B 32,5 NW/HS/HA	0,6667	628
Steinkohlenflugasche	0,282	265,6
Elkem Mikrosilica (Suspension)	0,1067	100,5
Zugabewasser	0,2278	214,6
Fließmittel Woerment FM 30 (nach Bedarf)	0,0112	10,5

Tabelle 3.2: Mechanische Eigenschaften des Feinbetons im SFB 528

Eigenschaft	Einheit	Wert
Druckfestigkeit (Mittelwert)	N/mm^2	76,3
Biegezugfestigkeit (Mittelwert)	N/mm^2	7,11
Standardabweichung	N/mm^2	0,76
empirischer 5 % Fraktilwert	N/mm^2	5,84
empirischer 95 % Fraktilwert	N/mm^2	8,41
Elastizitätsmodul	N/mm^2	28500
Dichte	g/cm^3	2,17

3.1.2 Textile Bewehrung

Es gibt zwei Arten textiler Bewehrungen. Für Biegeverstärkungen kommen vorrangig biaxiale Gelege zum Einsatz, deren Hauptrichtungen unter 0°/90° (Schuss- und Kettrichtung) verlaufen, wobei die Kettrichtung der Fertigungsrichtung entspricht. Der zweite Bewehrungstyp ergibt sich aus dem Anforderungsprofil zur Querkraft- und Torsionsverstärkung. Während Zuschnitt und Einbau der Bewehrung sich im Regelfall an der äußeren Bauteilgeometrie orientieren, verlaufen die Hauptbeanspruchungen geneigt zu den Bauteilkanten. Bei der Konfektionierung der Bewehrung wird diesem Umstand durch Neigung und Anzahl der Schusslagen Rechnung getragen. Zur Querkraft- und Torsionsverstärkung werden daher bevorzugt triaxiale Bewehrungen verwendet, deren Schusslagen unter ±45° geneigt sind.

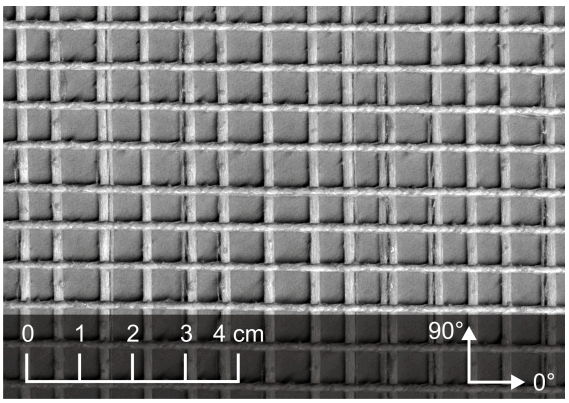
Das Auswahlkriterium für die im Rahmen dieser Arbeit untersuchten textilen Bewehrungen war ein vergleichbarer Aufbau in beiden Hauptrichtungen, um den Einfluss der herstellungsbedingten Anisotropie in den Verbund- und Trageigenschaften von Schuss- und Kettfäden auf das zweiaxiale Tragverhalten untersuchen zu können. Für beide Anwendungsszenarien (Biege- und Querkraftverstärkung) werden jeweils Bewehrungen aus AR-Glas und Carbon untersucht.

3.1.2.1 AR-Glas

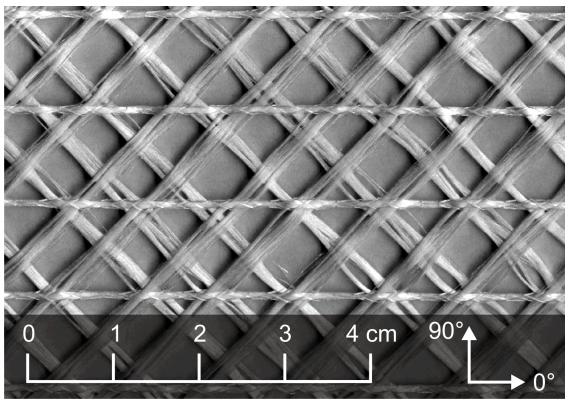
Das für Kett- und Schussfaden verwendete Garn VET-ARG 1200-02 der Fa. Saint-Gobain Vetrotex Deutschland GmbH (Abkürzung: VET) hat eine gravimetrisch ermittelte Feinheit von 1274 tex (Nennfeinheit 1200 tex) und besteht aus 1600 Filamenten mit einem Durchmesser von i. M. $18,53\,\mu m$. Die Dichte von VET-AR-Glas beträgt $2,74\,g/cm^3$. Die Festigkeit wurde zu $1680\,N/mm^2$ (Mittelwert) am Filament bzw. $1208\,N/mm^2$ (Mittelwert) am Garn bestimmt [3]. Der E-Modul der Fasern beträgt 74450 N/mm^2.

Das Textil **NWM3-026-05-p2** (Kurzbezeichnung: TYP A00, siehe Bild 3.1(a)) ist ein biaxiales Gelege mit Fadenrichtung von 0 ° in Kettrichtung (kurz: Kette) und einem unter 90 ° verlaufenden Schussfaden (kurz: Schuss). Es ist mit einer thermisch ausgehärteten Beschichtung auf Polymerbasis versehen. Der Abstand der Rovings in Kett- und Schussrichtung beträgt jeweils 7,2 mm.

Das Textil **NWM3-003-07-p2** (Kurzbezeichnung: TYP A45, siehe Bild 3.1(b)) ist ein triaxiales Gelege. Es besteht aus zwei unter ± 45 ° verlaufenden Schussfäden, welche über einen Stütz-



(a) NWM3-026-05-p2 (TYP: A00)



(b) NWM3-003-07-p2 (TYP: A45)

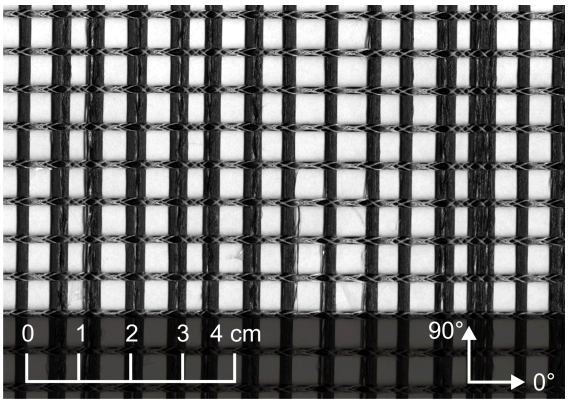
Bild 3.1: Verwendete VET-AR-Glas-Textilien

faden in Kettrichtung (0 °) fixiert werden. Der Stützfaden dient der Formstabilität. Er beteiligt sich aufgrund seiner hohen Welligkeit und der geringen Festigkeit nur in sehr geringem Maße an der Lastabtragung.

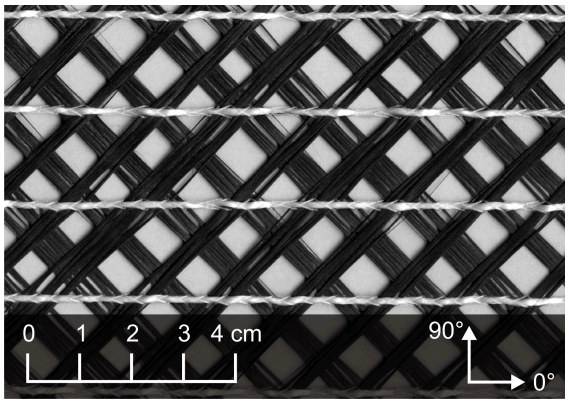
3.1.2.2 Carbon

Das für Kett- und Schussfaden verwendete Garn TEN-CF800-01 der Fa. Tenax Fibers GmbH Deutschland (Abkürzung: TEN) hat eine gravimetrisch ermittelte Feinheit von 803 tex (Nennfeinheit 800 tex) mit einem Durchmesser von i. M. 7-8 µm. Die Dichte von TEN-Carbon beträgt $1,80\,\mathrm{g/cm^3}$. Die Festigkeit wurde zu $3245\,\mathrm{N/mm^2}$ (Mittelwert) am Filament bzw. $2695\,\mathrm{N/mm^2}$ (Mittelwert) am Garn bestimmt [3]. Der E-Modul der Fasern beträgt $213500\,\mathrm{N/mm^2}$.

Die beiden verwendeten Carbonbewehrungen sind hinsichtlich der Bindungsart und dem geometrischen Aufbau identisch zu den AR-Glas-Textilien. Das Textil **NWM3-007-08-p2-30%** (Kurzbezeichnung TYP C00, siehe Bild 3.2(a)) ist ebenfalls ein biaxiales Gelege mit einem gleichmäßigen Rasterabstand von 7,2 mm in Schuss- und Kettrichtung. Es ist mit einer thermisch ausgehärteten Beschichtung auf Polymerbasis versehen.



(a) NWM3-007-08-p2-30% (TYP: C00)



(b) NWM3-015-07-p1 (TYP: C00)

Bild 3.2: Verwendete TEN-Carbon-Textilien

Das Textil Typ **NWM3-015-07-p1** (Kurzbezeichnung TYP C45, siehe Bild 3.2(b)) ist wiederum ein triaxiales Gelege, welches vom Aufbau her dem AR-Glas-Textil A45 gleicht. Es besteht aus zwei unter ± 45 ° verlaufenden Schussfäden aus Carbonfasern der Fa. Tenax (TEN-CF800-01), welche über einen Stützfaden aus AR-Glas in Kettrichtung (0 °) (VET-ARG-640-02) fixiert werden, der maßgeblich für Formstabilität verantwortlich ist, sich jedoch aufgrund des geringeren E-Moduls und der geringeren Festigkeit nur in unbedeutendem Maße an der Lastabtragung beteiligt. Tabelle 3.3 fasst die wichtigsten Daten der beiden Textilien zusammen.

3.2 Versuchsaufbau

3.2.1 Allgemeines

Zur Charakterisierung des mehraxialen Tragverhaltens von Textilbeton werden zwei unterschiedliche Versuche durchgeführt. In einer speziell für die Untersuchung von textilbewehrtem Beton entwickelten Prüfmaschine werden zweiaxiale Versuche unter Zug-Zug-Beanspruchung durchgeführt. Außerdem werden zur Sicherung der Aussagekraft der Ergebnisse aus den biaxialen Zugversuchen aus jeder Betoniercharge und für jede der Hauptbelastungsrichtungen mindestens zwei einaxiale Dehnkörper als Referenzproben geprüft. Die einaxialen Versuchskörper orientieren sich an der von Jesse [45] entwickelten Standard-Dehnkörperprüfung, um eine direkte Vergleichbarkeit der Ergebnisse sicherzustellen. Daneben werden von jeder Betoncharge Mörtelprismen hergestellt und der regulären Materialprüfung gemäß DIN EN 196-1 [2] unterzogen, um die Materialkennwerte des Feinbetons (Druck- und Biegezugfestigkeit) zu bestimmen.

3.2.2 Rahmenkonstruktion für biaxiale Versuche

Der in Bild 3.3 dargestellte Versuchsstand besteht aus einem vierseitigen, stählernen Rahmen. Stiele und Riegel werden jeweils durch doppelte U200-Profile nach DIN 1026 gebildet. Der Textilbetonprobekörper wird in diesem Rahmen mittig platziert und vierseitig (in Rahmenebene) schwimmend gelagert. Hierzu ist der Versuchsrahmen in den beiden Hauptachsen (horizontal,

Tabelle 3.3: Bezeichnung und Materialparameter der verwendeten Bewehrungstextilien

Typ	Bezeichnung	Garn	Feinheit [tex]	Orientierung [°]	Abstand [mm]
A00	NWM3-026-05-p2	VET-ARG 1200-02	1274	0	7,2
		VET-ARG-1200-02	1274	90	7,2
A45	NWM3-003-07-p2	VET-ARG 1200-02	1274	+45	10,8
		VET-ARG 1200-02	1274	−45	10,8
		VET-ARG 640-02	640	0	18,0
C00	NWM3-007-08-p2-30%	TEN-CF800-01	803	0	7,2
		TEN-CF800-01	803	90	7,2
C45	NWM3-015-07-p1	TEN-CF 800-01	803	+45	10,8
		TEN-CF800-01	803	−45	10,8
		VET-ARG 640-02	640	0	18,0

vertikal) mit jeweils zwei doppelt wirkenden Zylindern an den gegenüberliegenden Seiten ausgestattet. An jedem Zylinder befindet sich ein induktiver Wegaufnehmer (IWA) zur Erfassung des Zylinderweges sowie eine Kraftmessdose zur Erfassung der Zylinderkraft. Jeder der vier Zylinder wird über einen separaten Ölkreis gesteuert und kann somit über einen Steuercomputer und eine Vielmessstellenanlage MGC+ der Fa. HBM unabhängig geregelt werden.

Die Entscheidung, die vier Öldruckzylinder unabhängig voneinander zu steuern, beruht auf zwei grundsätzlichen Überlegungen:

Zylinderreibung Die Berücksichtigung der Mantelreibung des Zylinders ist insbesondere bei niedrigem Lastniveau von Bedeutung und sollte nicht vernachlässigt werden. Näheres dazu in Abschnitt 3.2.3.

Kombinierte Kraft-/Wegsteuerung Gewünscht ist eine möglichst störungsfreie, gleichmäßige Lasteintragung der Zugnormalkräfte in die Hauptachsen des Probekörpers. Um mögliche Exzentrizitäten infolge Dehnung des Probekörpers (z.B. ungleichmäßige Verteilung der Risse) oder Festkörperverschiebungen innerhalb des Rahmens zu minimieren, ist eine Lagejustierung des Probekörpers während des Versuches erforderlich. Neben der angestrebten kraftgesteuerten Lasteintragung erfolgt in jeder der beiden Hauptachsen parallel über eine Wegsteuerung die Ausrichtung des Probekörpers. Weitere Details zur kombi-

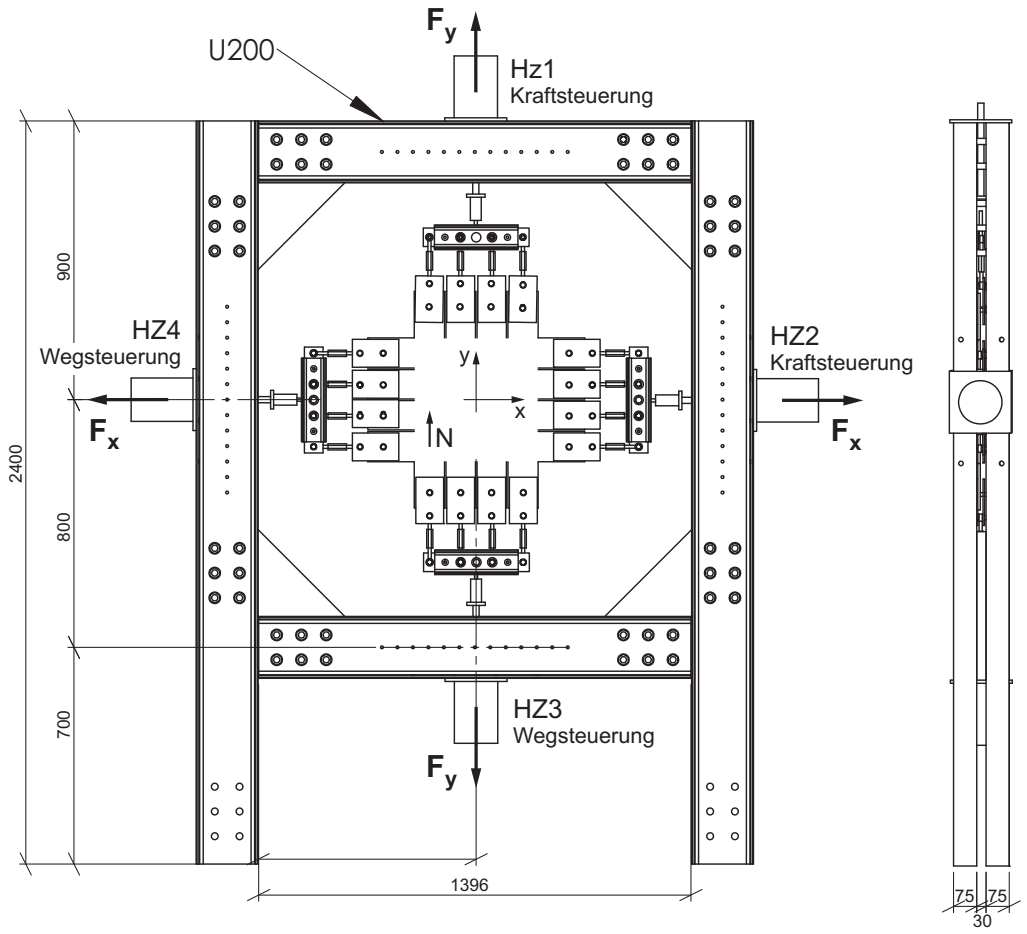


Bild 3.3: Schematische Darstellung des Prüfrahmens für zweiaxiale Zugversuche mit Angabe der Belastungsachsen und Richtungsdefinitionen

nierten Kraft-/Wegsteuerung sind in früheren Veröffentlichungen von Jesse und Jesse in [42, 43], sowie von Michler in [70] dokumentiert.

Neben den Anforderungen an die Lagesicherheit zur Vermeidung von Exzentrizitäten ist die möglichst genaue Lagerung des Probekörpers eine entscheidende Randbedingung für das verwendete Photogrammetriesystem zur Verformungsmessung, um den Innenbereich des Probekörpers trotz der lastbedingten Verformungen vollständig bildhaft zu erfassen. Das Photogrammetriesystem wird in Abschnitt 3.2.5 ausführlich erläutert.

Die Nummerierung der vier Hydraulikzylinder erfolgt im Uhrzeigersinn. Die Zylinder HZ1 und HZ3 bilden die vertikale Achse, die Zylinder HZ2 und HZ4 die horizontale Achse des Versuchsstandes. Die Regelung der beiden kraftgesteuerten Zylinder HZ1 und HZ2 erfolgt über die jeweils zugeordneten Kraftmessdosen ZMD1 und ZMD3, siehe Bild 3.3. Die Belastungsgeschwindigkeit beträgt max. 200 N/s in jeder Richtung. Mit Hilfe der jedem Zylinder zugeordneten Kraftmessdosen können störende Einflüsse aus Zylinderreibung weitgehend ausgeschlossen und eine störungsfreie Einleitung der Kräfte sichergestellt werden.

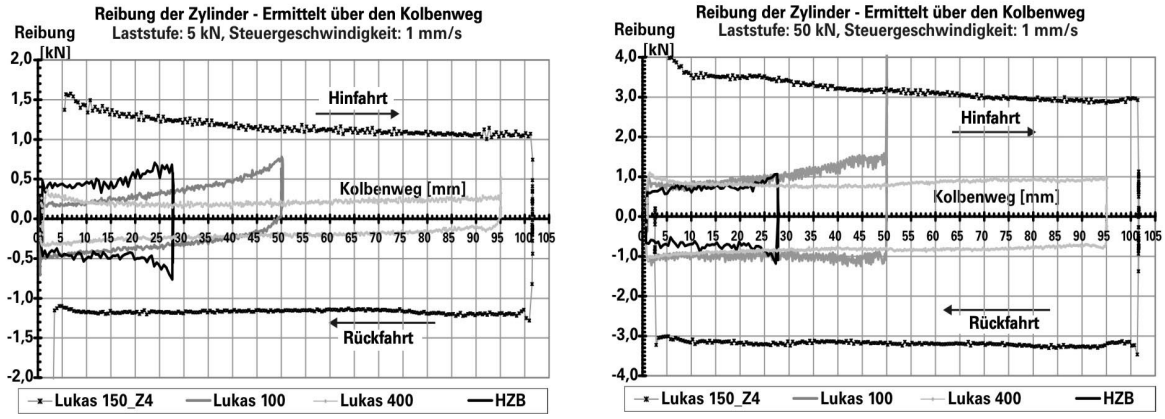
Die Wegmessung der Zylinder HZ3 und HZ4 erfolgt über extern angebrachte IWA's zur Kontrolle des Kolbenweges. Die Lagejustierung der Probe erfolgt über einen Fixpunkt der Spitze des mittleren Sägeschnitts am südlichen Lasteinleitung des Probekörpers (vgl. Nordpfeil auf der Probe in Bild 3.3). Dieser Punkt wird in horizontaler und vertikaler Richtung über unabhängige, am Versuchsrahmen befestigte IWA's eingemessen. Die Relativverschiebungen dieses Fixpunktes werden als Eingangssignal für die Lagekorrektur des Probekörpers während des Versuches verwendet, welche über die weggesteuerten Zylinder HZ3 und HZ4 erfolgt.

3.2.3 Einfluss der Zylinderreibung

Grundsätzlich sind die von den Herstellern angegebenen Werte für die innere Reibung der Zylinder in Relation zur maximalen Zylinderkraft als vernachlässigbar klein einzuschätzen. Bei den geplanten biaxialen Textilbetonproben wird in Abhängigkeit der verwendeten Bewehrung die Tragfähigkeit bei 50 bis 80 % der maximalen Zylinderkraft erreicht, die Rissbildung setzt bereits bei einem Lastniveau von etwa 5 % ein. Die biaxialen Versuche dienen nicht vorrangig der Ermittlung der Traglasten, sondern der Untersuchung des Tragverhaltens über den gesamten Verformungsbereich von der Erstrissbildung bis zum Bruch. Für zuverlässige Ergebnisse hinsichtlich des Spannungs-Dehnungs-Verhaltens von Textilbeton ist daher eine möglichst genaue Erfassung der eingeleiteten Kräfte über einen relativ großen Lastbereich erforderlich.

Michler [70] untersuchte den Einfluss der Zylinderreibung. Die Fragestellung für die experimentellen Untersuchungen war, ob eine indirekte Kraftsteuerung über den Öldruck als Steuer- bzw. Regelgröße ausreichend genau ist. Michler kam zu dem Ergebnis, dass bei einer Prüflast von 5 kN die Mantelreibung eines Lucas LHC 30-17/150 Zylinders 0,7-1,3 kN (14-26 % der Prüflast) beträgt, siehe Bild 3.4(a). Bei einer Prüflast von 50 kN beträgt der Verlust absolut 1,7-3,0 kN und fällt damit relativ auf 3,4-6 % der Prüflast, siehe Bild 3.4(a). Der Reibungsverlust ist weitgehend unabhängig von der Belastungsgeschwindigkeit und dem Kolbenweg. Die vom Zylinder aufgebrachte Kraft sollte daher über eine nachgeschaltete Kraftmessdose kontrolliert werden, um diese insbesondere bei kleinen Prüflasten nicht vernachlässigbaren Verluste ausgleichen zu können.

Zur Absicherung dieser Ergebnisse wurden von Michler [70] Belastungsversuche an einer Plexiglas-Probe im zweiaxialen Versuchsstand durchgeführt. Gestestet wurde eine Kraftsteue-



(a) Prüflast 5 kN

(b) Prüflast 50 kN

Bild 3.4: Reibungsverluste verschiedener Öldruckzylinder in Abhängigkeit der Prüflast nach MICHLER [70]

rung der Zylinder, bei der die Zylinderkraft indirekt über die Steuerung des Öldrucks eingestellt wird. In einer zweiten Versuchsreihe wurde die real am Zylinder anliegende Kraft über eine Kraftmessdose erfasst. Der Öldruck dient in dieser Steuerung lediglich als Regelgröße, die jedoch nicht zur Bestimmung der Prüflast herangezogen wird. MICHLER konnte auf diesem Wege nachweisen, dass über die Erfassung der Zylinderkräfte über Kraftmessdosen und entsprechende Nachregelung der Einfluss der Reibungsverluste zuverlässig ausgeglichen werden kann.

3.2.4 Probekörpergeometrie

Die äußeren Abmessungen des biaxialen Probekörpers (Kurzbezeichnung: P2) betragen 700 mm $\times$ 700 mm $\times$ 8 mm, siehe Bild 3.5. Die äußeren Lasten werden allseitig über 400 mm breite und 150 mm lange Lasteinleitungsbereiche eingetragen. Diese werden über eine Länge von ca. 100 mm mehrfach geschlitzt, sodass jeweils vier Lasteinleitungszähne mit einer Breite von ca. 100 mm entstehen. Zwischen den gegenüberliegenden Sägeschnitten verbleibt eine 400 mm $\times$ 400 mm große Betonscheibe, die als Innenbereich des Probekörpers bezeichnet wird. Der eigentliche Messbereich des Probekörpers wurde mit einer Größe von 200 mm $\times$ 200 mm festgelegt und liegt mittig im Innenbereich, allseitig 100 mm von den Lasteinleitungszähnen entfernt.

Die Geometrie des Messbereiches des Probekörpers orientiert sich an den typischen Abmessungen von Bauteilen aus textilbewehrtem Beton und an den einaxialen Dehnkörperversuchen von JESSE [45]. Die gewählten Abmessungen decken sich mit den Arbeiten von HEGGER ET AL. [36] und stellen die Vergleichbarkeit der Ergebnisse zum einaxialen Tragverhalten sowie zu den Aachener Untersuchungen sicher.

Die Sägeschnitte in den Lasteinleitungsbereichen sollen die Dehnungsbehinderung bei Zugbeanspruchung aus der jeweils anderen Richtung abmindern. Anzahl und Tiefe der Sägeschnitte sowie der Einfluss der durch die Schnittführung entstehenden unbelasteten Ecken des Probekörpers wurden in einer umfangreichen Parameterstudie mit Hilfe eines FE-Modells und nichtlinearen Stoffgesetzen von MICHLER [69, 70] untersucht. Die Simulationen lassen vermuten, dass minimale und maximale Dehnungen bei dieser Probengeometrie im Messbereich um

weniger als 5 % voneinander abweichen und somit von einer gleichmäßigen Dehnungsverteilung im Messbereich ausgegangen werden kann.

In den Lasteinleitungszähnen der Probe befinden sich Löcher zur Befestigung der Zuglaschen mittels Bolzen. Sie stellen signifikante Querschnittsschwächungen dar. Die Randbereiche der Probe werden daher stärker bewehrt, um ein Versagen der Lasteinleitungsbereiche im Versuch zu vermeiden. Um die daraus resultierenden Steifigkeitsunterschiede zwischen Rand- und Innenbereich möglichst gering zu halten, werden die Zulagen in Verlängerung der Sägeschnitte durchtrennt. Bild 3.6 zeigt den Rand- und Innenbereich der Probe sowie die Lage der Trennschnitte in den Verstärkungslagen.

3.2.4.1 Gestaltung des Lasteinleitungsbereiches

Die Zylinderkraft wird über ein zweistufiges, gekoppeltes Waagebalkensystem, siehe Bild 3.7, in vier Einzellasten zerlegt und über Pendelstäbe und stählerne Zuglaschen in die Probe eingeleitet. Relativverschiebungen eines Lasteinleitungsbolzens von max. 20 mm können über die Waagebalkenkonstruktion kompensiert werden, ohne Einfluss auf die gleichmäßige Lastaufteilung.

Die Krafteinleitung von den Zuglaschen in den Beton erfolgt über stählerne Passschrauben M14, wobei sichergestellt ist, dass nur der Schaft im Kontakt mit dem Beton steht. Der Abstand des Bolzens vom Rand der Lasteinleitungszähne beträgt in Zugrichtung 10 cm. An beiden Oberflächen ist eine 5 mm dicke Stahlplatte angeordnet, deren Anpressdruck durch Aufbringen eines Drehmoments auf die Passschraube eingestellt wird. Zwischen Stahlplatte und Betonkörper wird zum Ausgleich lokaler Unebenheiten der Betonfläche eine 0,5 mm dicke Gummi-Zwischenlage angeordnet.

Durch den über das Drehmoment mobilisierten Anpressdruck (Vorspannung) werden zwei Effekte aktiviert:

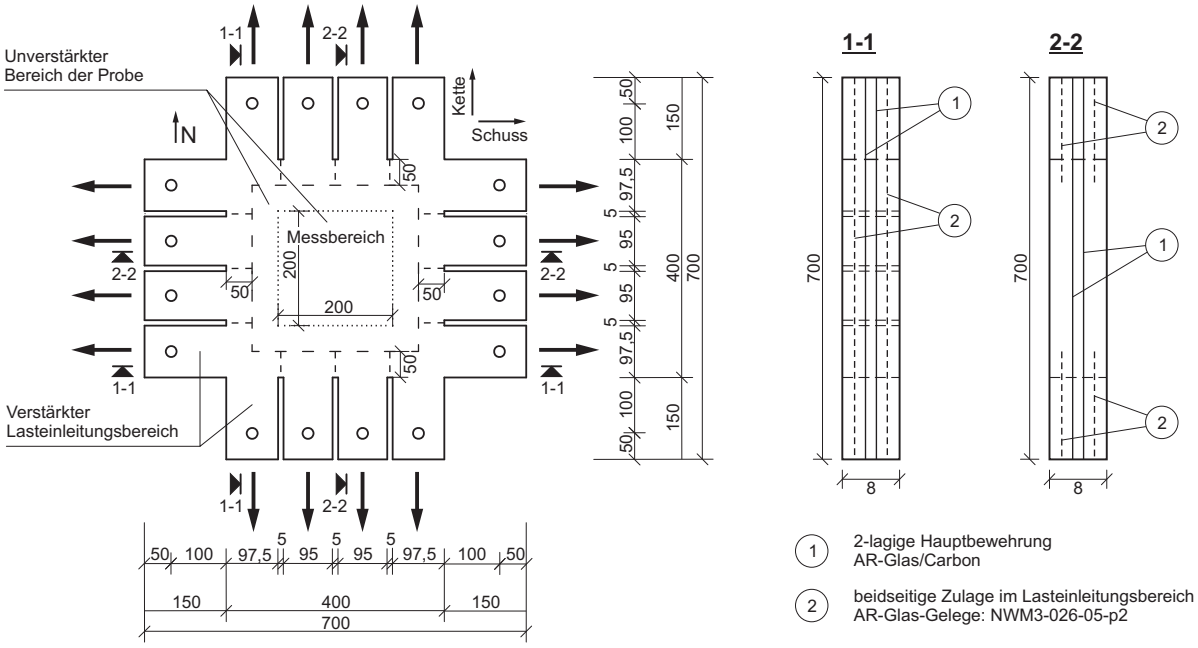


Bild 3.5: Geometrie des biaxialen Probekörpers

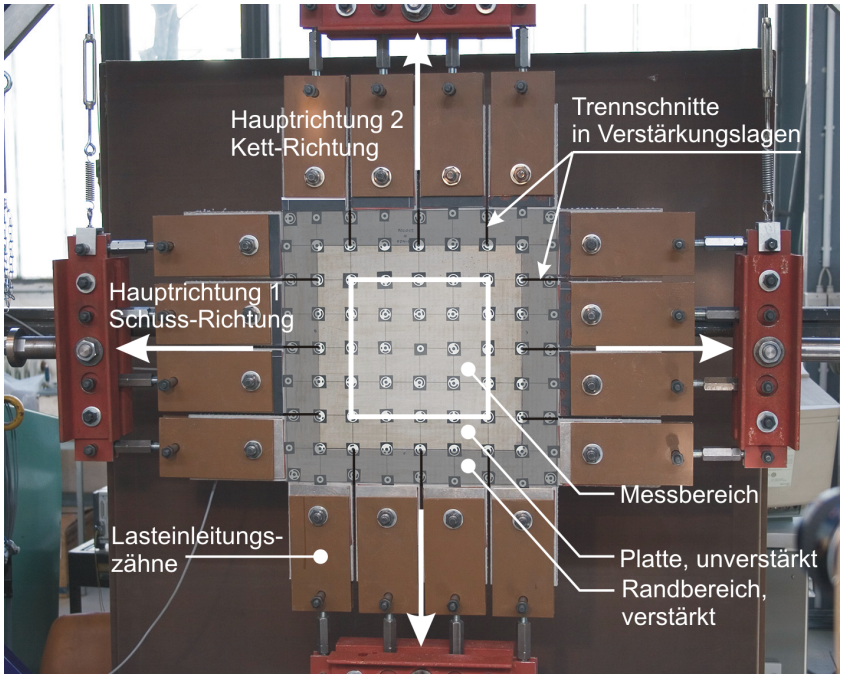


Bild 3.6: Probekörper für biaxiale Zugversuche: Messbereich und Randverstärkungen zur Lasteinleitung

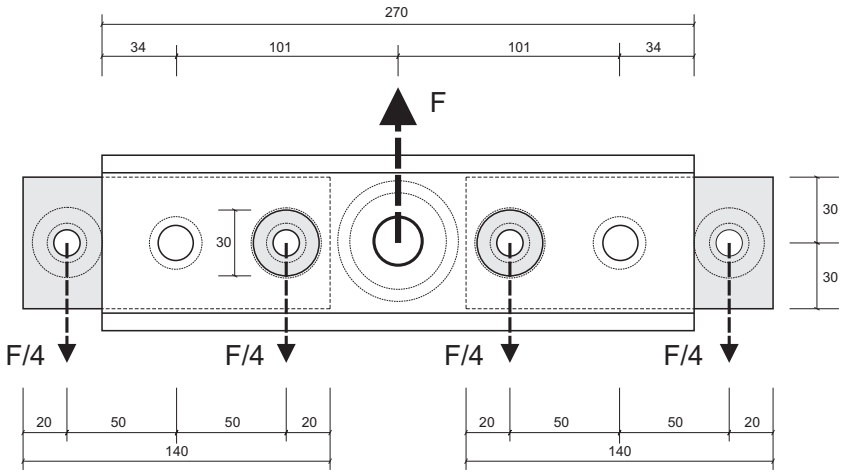


Bild 3.7: Zweistufiges gekoppeltes Waagebalkensystem zur Lasteinleitung bei den biaxialen Zugversuchen

- Eine Druckspannung wird senkrecht zur Scheibenebene in den Probekörper eingetragen. Durch die Aktivierung eines dreiaxialen Spannungszustands wird im Lochleibungsbereich vor dem Bolzen eine erhöhte Tragfähigkeit des Betons aktiviert.
- Infolge des Anpressdrucks wird der Reibwiderstand zwischen dem Feinbeton und dem Gummi aktiviert. Die Lasteintragung erfolgt im Ergebnis teilweise über Lochleibung und teilweise über Reibung an der Probenoberfläche.

Der Einfluss der Bolzenvorspannung, der Anzahl der Bewehrungszulagen in den Lasteinleitungszähnen sowie die Auswirkungen eines möglichen Lochleibungsversagens in den Lasteinleitungszähnen wurden von Jesse et al. in [44] im Detail untersucht. Die Ergebnisse zeigen,

dass eine 2-lagige Zulagebewehrung in Verbindung mit der zweilagigen Hauptbewehrung zu einem Optimum der Tragfähigkeitssteigerung der Lasteinleitung führt und ein Versagen im Bereich der Lasteinleitung sicher verhindert wird. Durch einen zweiten Bolzen im Abstand von 5 cm konnte die Tragfähigkeit der Lasteinleitungskonstruktion in ausreichendem Maße verstärkt werden, um die deutlich höheren Versuchslasten bei den biaxialen Zugversuchen mit Carbon (Bewehrungstyp: C00) eintragen zu können.

3.2.4.2 Bewehrungskonzept

Die Probekörper erhalten generell eine Grundbewehrung aus zwei Lagen des jeweils zu untersuchenden textilen Geleges. Die im Rahmen dieser Arbeit untersuchten Textilien sind in Abschnitt 3.1.2 aufgeführt. Für die Verstärkungslagen kommt generell das AR-Glas-Textil, Typ A00, zum Einsatz. Die Zulagen werden im Querschnitt symmetrisch an den Außenseiten (Schal- und Betonierseite) des Probekörpers angeordnet. Damit wird abgesichert, dass die innen liegende Hauptbewehrung die erforderliche Betondeckung erhält. Die Zulagen reichen 5 cm über das Ende der Sägeschnitte hinaus und enden 5 cm vor dem eigentlichen Messbereich. Der entstehende verstärkte Randstreifen hat durch seinen höheren mechanischen Bewehrungsgrad in beiden Hauptrichtungen eine signifikant versteifende Wirkung, welche bei der Aus- und Bewertung der Messergebnisse berücksichtigt werden muss. Zur Reduzierung des versteifenden Einflusses quer zur Lastrichtung werden die Zulagen in Verlängerung der Sägeschnitte zwischen den Lasteinleitungszähnen durchtrennt. Die Lage der Trennschnitte ist in Bild 3.6 markiert. Der versteifende Effekt der Zulagen kann damit wirksam reduziert, jedoch nicht vollständig unterdrückt werden. Die Auswirkungen dieser Randversteifungen auf die Spannungsverteilung und die Dehnungen im unverstärkten Messbereich werden in Abschnitt 3.4 diskutiert.

3.2.4.3 Herstellung

Die Herstellung der Probekörper erfolgt in einer höhenjustierbaren Schalung aus Edelstahl mit Abmessungen von 700 mm × 1200 mm im Handlaminierverfahren. Der Aufbau der Probe erfolgt lagenweise. Die Oberseite wird nach Einbringen jeder Feinbetonschicht mit einem stählernen Richtscheit abgezogen.

Unmittelbar nach der Herstellung werden die Platten mit feuchten Tüchern und Folie abgedeckt und nach 3 Tagen ausgeschalt. Anschließend erfolgt die Lagerung der Platten entsprechend DIN 18555-3, Tabelle 1, für zementgebundene Mörtel bis zum siebten Tag der Erhärtung im Wasserbad bei etwa 20 °C und ab dem siebten Tag im Klimaraum bei 20 °C / 65 % relativer Feuchte.

Nach 27 Tagen Lagerung verlassen die Platten in Vorbereitung auf die Prüfung die Klimakammer. Es folgt das Heraussägen der biaxialen Probekörper und der einaxialen Referenzproben mit Hilfe einer wassergekühlten diamantbesetzten Säge. Die Probekörper erhalten zudem einseitig (glatte Schalseite) eine wasserabweisende Lackschicht, um im Nachgang der Versuche das Rissbild über eine Farbimprägnierung der Oberfläche sichtbar machen zu können. Auf diese Fläche werden nach dem Lackieren die Messmarken der in Abschnitt 3.2.5 vorgestellten berührungslosen Messtechnik appliziert. Die Prüfung der Platten erfolgt planmäßig im Alter von 28 Tagen.

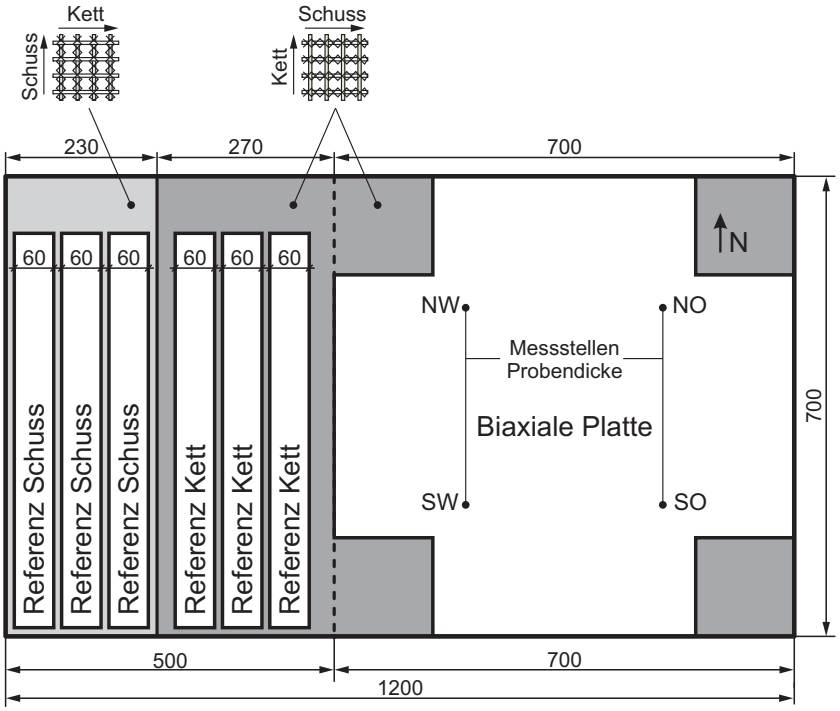


Bild 3.8: Plan für Zuschnitt der Probekörper aus der Textilbetonplatte mit Messstellen zur Dickenbestimmung, Abmessungen 1200 mm × 700 mm

3.2.4.4 Effektive Probenbreite

Bei Belastung des Probekörpers mit einer Bewehrung unter einem Winkel $\neq 0°$ sind Rovings nahe des Probenrandes nicht ausreichend verankert. Bild 3.9 verdeutlicht dieses Problem anhand eines einaxial gezogenen, rechteckigen Dehnkörpers. Um eine Kraft, entsprechend der Tragfähigkeit des Rovings, einleiten zu können, benötigt man eine gewisse Länge – die Verankerungslänge – im Verbund. Das Unterschreiten der Verankerungslänge führt dazu, dass die Rovings die Kraft nicht mehr vollständig über Verbundspannungen einleiten können. Dadurch ändert sich der Versagensmechanismus der Garne. Sie werden teilweise oder vollständig aus der Matrix herausgezogen. Die Tragfähigkeit wird nicht mehr durch die Faserzugfestigkeit, sondern durch die reduzierte Verbundkraft bestimmt.

Durch den geneigten Einbau der Bewehrung unter einem Winkel $\neq 0°$ unterschreiten die Rovings im Randbereich diese Verankerungslänge und erreichen somit nicht mehr ihre volle Tragfähigkeit. Diese Randstörung kann über die Ermittlung einer *effektiven Probenbreite* – innerhalb derer alle Fasern als verankert angesehen werden können – berücksichtigt werden.

Einaxialer Dehnkörper

Für einaxiale Dehnkörper wurden die hierfür geltenden Beziehungen bereits von Jesse [45] aufgestellt. Aus dem Winkel γ, der vorhandenen Probenbreite b_0 und der Verankerungslänge l_0 ergibt sich eine reduzierte Breite b_{voll}, (siehe Bild 3.9), innerhalb der alle Rovings voll verankert sind, zu:

$$b_{\text{voll}} = b_0 - 2 \cdot l_0 \cdot \sin\gamma \tag{3.1}$$

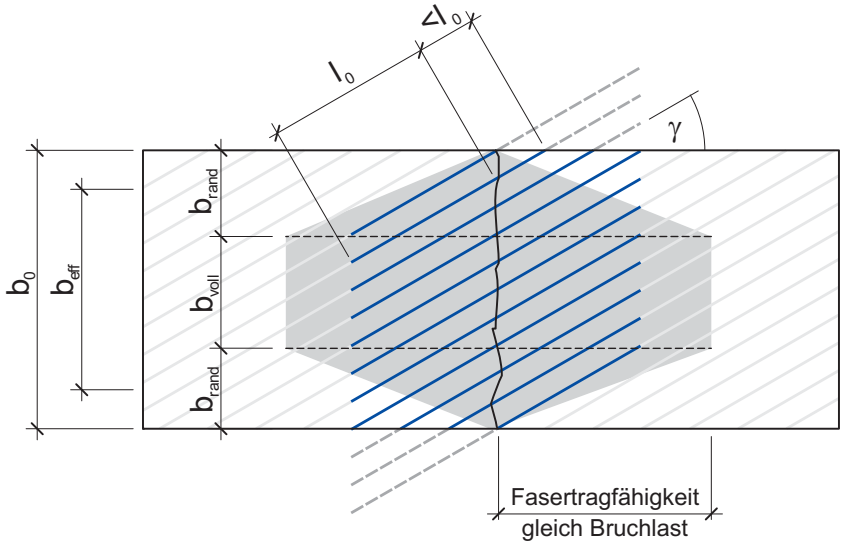


Bild 3.9: Definition der effektiven Breite am Dehnkörper

Die Breite b_{rand} des gestörten Randbereiches ergibt sich zu:

$$b_{\text{rand}} = l_0 \cdot \sin\gamma \tag{3.2}$$

Obgleich die Verbundspannungs-Schlupfbeziehungen für die hier verwendeten AR-Glas- und Carbontextilien typischerweise nicht exakt linear verlaufen, kann für die Abschätzung des Störbereiches eine lineare Abhängigkeit zwischen Verankerungslänge und übertragbarer Kraft angenommen werden, wodurch sich die effektive Breite b_{eff} nach folgender Gleichung näherungsweise berechnet:

$$b_{\text{eff}} = b_0 - l_0 \cdot \sin\gamma \tag{3.3}$$

Mit Gleichung 3.3 lässt sich ein Ersatzquerschnitt bilden, über den die eingeleiteten Kräfte unter Annahme vollständiger Verankerung abgetragen werden können. Der Grundwert der Verankerungslänge l_0 wird in Garnauszugsversuchen experimentell bestimmt, bzw. kann bei Kenntnis der Verbundeigenschaften rechnerisch ermittelt werden, siehe Lorenz und Ortlepp [62].

Probekörper für zweiaxiale Versuche

Die effektiven Breiten b_x und b_y des biaxialen Probekörpers werden in Abhängigkeit der Ausrichtung der eingelegten Bewehrung bestimmt. Im Falle einer randparallelen Bewehrungsführung werden die effektiven Breiten der rechnerischen Probenbreite b mit 400 mm gleichgesetzt.

Für den biaxialen Probekörper lässt sich die effektive Probenbreite b_{eff} zur Berücksichtigung einer geneigten Bewehrung anhand einer Grenzwertbetrachtung näherungsweise bestimmen. Im ungünstigsten Fall kommt ein Roving exakt an der Spitze eines Sägeschnittes zu liegen und wird von diesem vollständig durchtrennt. Diese Position wird in Bild 3.10(a) als Achse 1 beschrieben. Diese Situation ist maßgebend für die Einflussbreite l_x, die sich aus dem Winkel γ und der Verankerungslänge l_0 ergibt.

$$l_x = l_0 \sin\gamma \tag{3.4}$$

$$l_y = l_0 \cos\gamma \tag{3.5}$$

Ausgehend von Achse 1 wächst die verfügbare Verankerungslänge in Richtung Achse 2. Ein Roving in Achse 2 gilt in Bezug auf die rechnerische Probenbreite $b_{\text{Probe}} = 400$ mm wieder als vollständig verankert, wobei sich die Verankerungslänge innerhalb des Lasteinleitungszahnes befindet.

Zur Bestimmung der mitwirkenden Breite b_{eff} wird nun der Flächenanteil A_{voll}, in dem die Bewehrung voll verankert ist, mit dem Flächenanteil A_{red}, in welchem die Bewehrung nur teilweise oder gar nicht verankert ist, ins Verhältnis gesetzt.

$$A_{\text{red}} = \frac{l_x \cdot l_y}{2} \tag{3.6}$$

$$A_{\text{voll}} = h_z \cdot l_x \tag{3.7}$$

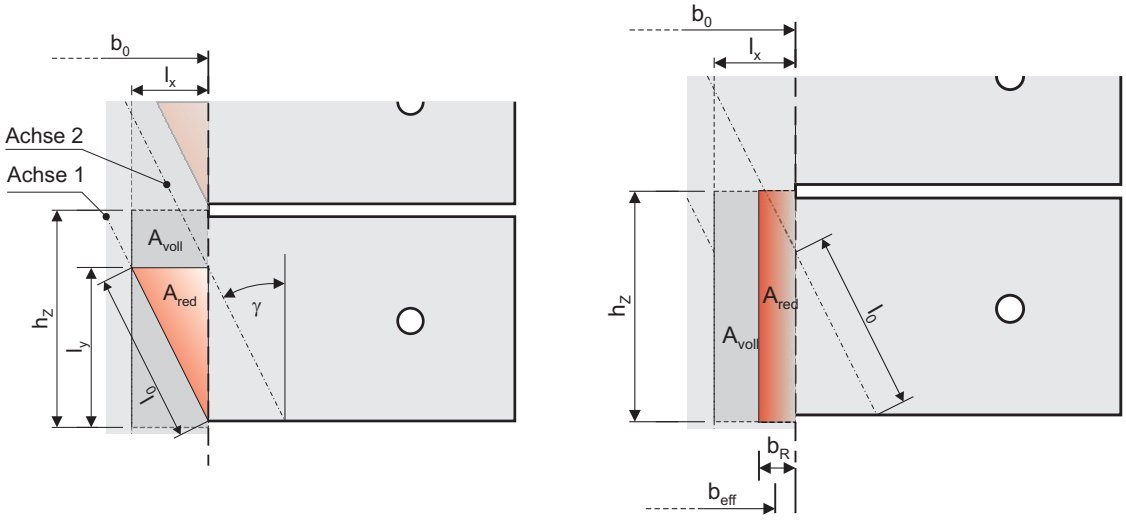
Mit Hilfe dieser beiden Flächenanteile lässt sich nun die effektive Einflussbreite b_R der Randstörungen infolge unvollständiger Verankerung der Bewehrung näherungsweise bestimmen. Der Wert b_R beschreibt dann die Breite eines zu A_{red} flächengleichen Ersatzrechtecks mit der Höhe von A_{voll} (siehe Bild 3.10(b)).

$$b_R = l_x \cdot \frac{A_{\text{red}}}{A_{\text{voll}}} \tag{3.8}$$

Diese Randstörung tritt am biaxialen Probekörper allseitig auf. In Bezug auf die jeweils betrachtete Belastungsrichtung errechnet sich die mitwirkende Probenbreite b_{eff} zu:

$$b_{\text{eff}} = b_0 - b_R \tag{3.9}$$

Mit Hilfe dieser Vereinfachung lässt sich eine Näherung für b_{eff} in Abhängigkeit der Ausrichtung der Rovings ermitteln. Innerhalb eines biaxialen Geleges muss die Bestimmung von b_{R} getrennt für Schuss- und Kettfäden vorgenommen und deren Mittelwert bestimmt werden, da beide Richtungen unterschiedliche Neigungen und unterschiedliche Verbundlängen aufweisen



(a) Geometrische Situation (b) Bildung der Ersatzfläche

Bild 3.10: Definition der effektiven Breite am biaxialen Probekörper

können. Bild 3.11 stellt schematisch die resultierenden Störbereiche für ein unter 45° gegen den Uhrzeigersinn gedreht eingebautes biaxiales 0°/90° Textil mit identischen Eigenschaften in beiden Hauptrichtungen dar. Die dunkel markierten Bereiche kennzeichnen die Störbereiche der Verankerung der Kettfäden, die hellen Bereiche die der Schussfäden.

Eine wirklichkeitsnähere Bestimmung der mitwirkenden Breite wäre ggf. mit Hilfe einer detaillierten FE-Simulation möglich. Dafür müssten zusätzlich die Zulagebewehrungen aus dem Randbereich erfasst werden, die ihrerseits randparallel eingebaut sind. Die Zulagen reichen jeweils 50 mm in den Innenbereich des Probekörpers hinein und befinden sich somit mit ihrer Verankerungslänge im Störbereich. Um diese Interaktion korrekt zu erfassen, müssten die einzelnen Rovings der Haupt- und Zulagebewehrung modelliert werden, was einen vergleichsweise großen Modellierungs- und Rechenaufwand nach sich zieht, wovon an dieser Stelle aufgrund der zu erwartenden geringen Verbesserung auf die Genauigkeit der Einflussbreite im Rahmen dieser Arbeit abgesehen wurde. Der Einfluss der mitwirkenden Breite auf die rechnerisch ermittelte Festigkeit liegt bei einer Probenbreite von 400 mm selbst im Extremfall ($\beta = 45°$) bei unter 5 %.

3.2.5 Messtechnik

Die Verformungen der Oberfläche des Probekörpers werden berührungslos mittels Nahbereichsphotogrammetrie aufgenommen. Dazu werden 81 diskrete Messpunkte in einem quadratischen 9×9 Punktraster (Achsabstand 5 cm) auf dem Probekörper angeordnet. Das Messraster erfasst zusätzlich zum eigentlichen Messbereich auch die Randbereiche des Probekörpers, um den Einfluss der Randstörungen beurteilen zu können. Die Kraft wird über separate Kraftmessdosen an den Hydraulikzylindern erfasst. Die Zylinderwege werden mit induktiven Wegaufnehmern gemessen. Die Erfassung der eingetragenen Kräfte und Zylinderwege erfolgt mit einer Messrate von 5 Hz. Parallel dazu erfolgt die Bildaufnahme mit einer Frequenz von 0,5 Hz. Die Synchronisation der analogen Messdaten mit den Bilddaten der Photogrammetrie geschieht nachträglich

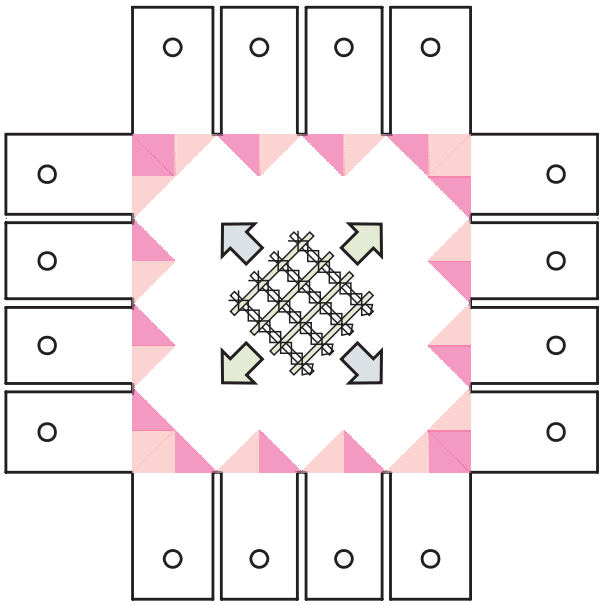


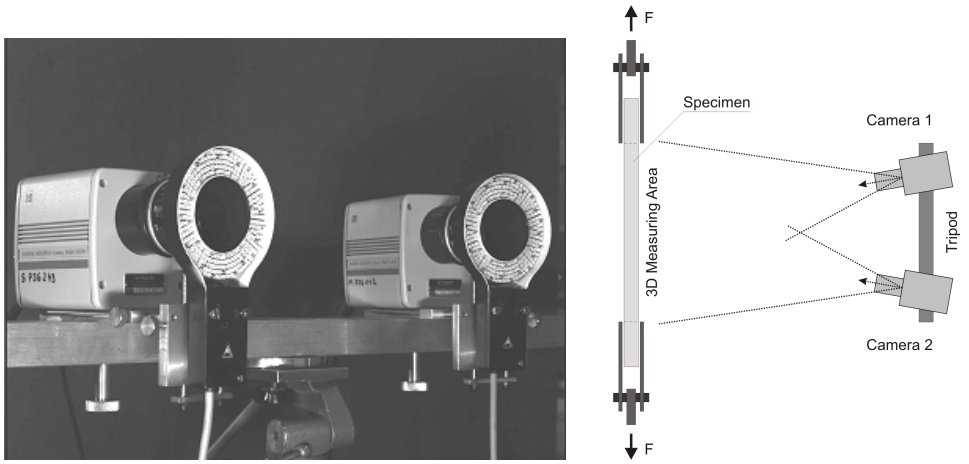
Bild 3.11: Gesamtübersicht der Verankerungsbereiche innerhalb der Probe

über die Auswertung eines Triggersignals, welches bei jeder Bildaufnahme aufgezeichnet wird. Die Auflösung der verwendeten Kameras vom Typ *AVT Pike F-421 B/C* und *Kodak Megaplus 4.2i*, siehe Bild 3.12, beträgt 2048×2048 Pixel [2].

Bei optimaler Wahl des Bildausschnitts zur Erfassung des 400×400 mm großen Probekörpers entspricht ein Pixel im Bild einem Quadrat am Probekörper mit einer Kantenlänge von 195 μm. Durch geeignete mathematische Verfahren kann die Auflösung der Messtechnik in den Subpixelbereich erweitert werden, wobei die praktischen Grenzen des verwendeten Systems bei max. 1/100 Pixel liegen, wodurch theoretisch Verformungen in der Größe von ca. 2 μm erfasst werden können. Aufgrund des unvermeidlich vorhandenen Messrauschens steigt dieser Wert erfahrungsgemäß in der Praxis jedoch wieder um eine Größenordnung auf ca. 20 μm an.

Die Betonzugbruchdehnung des verwendeten Feinbetons liegt im Bereich von 0,10 bis 0,13 ‰. Bezogen auf die 400 mm Kantenlänge des Probekörpers entspricht diese Zugbruchdehnung des Betons einer Längenänderung des Probekörpers von 40 μm. Es ist daher davon auszugehen, dass die zu erwartenden Verformungen im ungerissenen Zustand an der Untergrenze des Auflösungsvermögens der verwendeten Messtechnik liegen. Die Bruchdehnung von Textilbeton mit Carbonbewehrung beträgt bei einaxialen Zugbeanspruchungen 10 bis 12 ‰ (mit AR-Glasbewehrung bis 20 ‰) und liegt damit zwei Größenordnungen über der Betonzugbruchdehnung (Erstrissdehnung). Der Bereich, in dem sich der Probekörper im Zustand I befindet, umfasst also nur ca. 1 % des Messbereiches. Zur Kontrolle der Messgenauigkeit des Systems wurde bei einigen zweiaxialen Versuchen ein 15 × 3 cm großer Referenzstreifen aus Aluminium zwängungsfrei auf dem Probekörper angebracht. Die Ergebnisse dieser Kontrollmessungen werden in Abschnitt 3.4.7.1 diskutiert.

[2] Zusätzlich zu dem hier genannten Kamerasystem wurde bei den Versuchen der Serien 1 und 3 auf ein vergleichbares System zurückgegriffen, welches im Rahmen des Serviceprojektes Y des SFB 528 am Institut für Photogrammetrie und Fernerkundung der TU Dresden entwickelt wurde. Sowohl die technischen Daten der verwendeten Kamerasysteme als auch das erzielte Genauigkeitsniveau beider Lösungen sind annähernd identisch, sodass für die Auswertung die jeweils verwendete Aufnahmetechnik keinen Einfluss auf die Qualität der Messdaten hat.



(a) Kodak Megaplus (b) Kamerapositionierung

Bild 3.12: Photogrammetriesystem 1, HAMPEL [34]

3.2.6 Versuchsdurchführung

In der kombinierten Kraft-/Weg-Steuerung des biaxialen Versuchsstandes arbeiten die jeweils gegenüberliegenden Zylinder H1/H3 sowie H2/H4 gegeneinander, jedoch mit unterschiedlichen Steuerungsarten. Grundsätzlich besteht bei dieser Konfiguration die Gefahr, dass sich die Kraft- und Wegregelung in einer Achse gegenseitig beeinflussen und sich das System aufschwingt. Zur Vermeidung dieses Problems werden die Zylinder über die PID-Regelung (Proportional–Integral–Derivative) so konfiguriert, dass die Reaktionsgeschwindigkeit der Kraftsteuerung sehr schnell arbeitet und bereits bei kleinen Abweichungen gegensteuert, während die Wegsteuerung deutlich langsamer (träger) erfolgt. Durch diese Anpassung wird ein Aufschwingen wirksam unterbunden.

Zu Versuchsbeginn wird der Probekörper innerhalb des Versuchsstandes lastfrei positioniert. Anschließend werden beide Hauptrichtungen angefahren und die Zylinder HZ1 und HZ2 unter Last gesetzt. Die in jeder Richtung aufgebrachte Last liegt dabei zwischen minimal 0,5 kN und maximal 2,5 kN. Der exakte Wert für jede Richtung richtet sich dabei nach dem jeweils zu untersuchenden Kräfteverhältnis F_x/F_y. Der höchste Wert liegt deutlich unterhalb der Risslast. Der Mindestwert stellt sicher, dass die Probe sich in der Rahmenebene ausrichtet. Die niedrige Last von 0,5 kN ist dabei ausreichend, um kleine Schiefstellungen einzelner Elemente der Lasteinleitungskonstruktionen zu beseitigen und für eine stabile Lage innerhalb des Rahmens zu sorgen.

Nach dem Anfahrprozess werden alle IWAs tariert, die Bildaufzeichnung der Photogrammetriemessung aktiviert und im Anschluss das Versuchsprogamm gestartet. Erst innerhalb des Versuchsprogrammes und nach Kraftschluss ist die Wegsteuerung der Zylinder HZ3 und HZ4 aktiv. Die Belastungsgeschwindigkeit der Kraftsteuerung betrug in allen Versuchen 200 N/s. Als Abbruchkriterium für den Versuch ist ein Abfall der Zylinderkraft von 3 kN innerhalb von 0,2 Sekunden definiert.

3.2.7 Bezeichnungen und Definitionen des Versuchsaufbaus

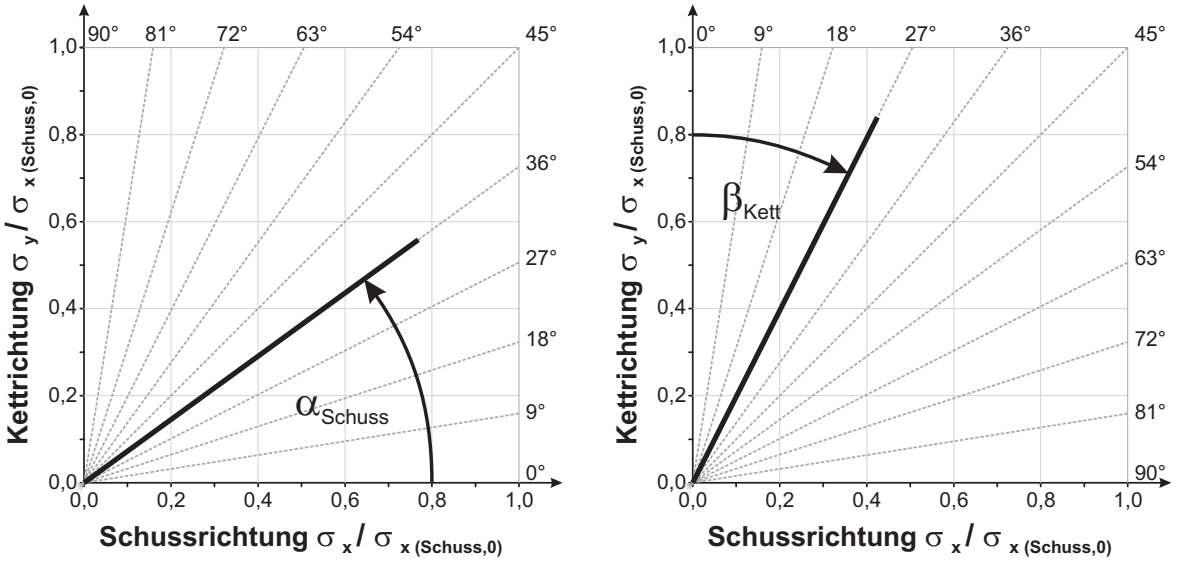
An dieser Stelle werden Achsen- und Richtungsbezeichnungen sowie Winkeldefinitionen eingeführt, welche als Grundlage für alle in dieser Arbeit enthaltenen Diagramme und Tabellen der Versuchsdokumentation und der Versuchsauswertung gelten.

Orientierung der Hauptachsen

In die 400 mm × 400 mm große Innenfläche des biaxialen Probekörpers wird ein kartesisches Koordinatensystem gelegt, welches seinen Ursprung in der linken unteren Ecke des Probekörpers hat. Die x-Achse verläuft horizontal, die y-Achse vertikal.

Spannungsverhältnisse

Das Verhältnis der angreifenden Kräfte wird als das Verhältnis der resultierenden Betonspannungen σ_x und σ_y angegeben. Aufgrund der herstellungsbedingten Anisotropie der textilen Bewehrung ist zur Auswertung der Versuche eine getrennte Betrachtung der beiden Bewehrungsrichtungen (Schuss/Kette) erforderlich. Hierfür werden die Winkel α und β eingeführt, siehe Bild 3.13.



(a) Winkel α der resultierenden Beanspruchung, bezogen auf die Schussrichtung

(b) Winkel β der resultierenden Beanspruchung, bezogen auf die Kettrichtung

Bild 3.13: Winkeldefinitionen für die Auswertung der Spannungsverhältnisse in Abhängigkeit der jeweils betrachteten Bewehrungsrichtung

Die Winkel beschreiben bei 0° eine Belastung in der jeweiligen Hauptrichtung. Mit steigendem Winkel weicht der resultierende Belastungspfad des Spannungsverhältnisses immer weiter von der Bewehrungsrichtung ab.

$$\tan\alpha = \frac{\sigma_y}{\sigma_x} \tag{3.10}$$

$$\tan\beta = \frac{\sigma_x}{\sigma_y} \tag{3.11}$$

Vom Textilbeton ist bekannt, dass infolge der herstellungsbedingten Anisotropie seiner Bewehrung kein isotropes Materialverhalten angenommen werden kann. Demzufolge lässt sich keine Symmetrie ausnutzen, um die Versuche auf einen Oktanten zu beschränken[3]. Darüber hinaus existieren zum mehraxialen Zugtragverhalten von Textilbeton bisher nur sehr wenige Erkenntnisse, sodass die Anzahl der untersuchten Spannungsverhältnisse sinnvoll gesteigert werden sollte, ohne die Vergleichbarkeit der Ergebnisse mit existierenden Arbeiten zu erschweren. Deshalb wurde für die Festlegung der Spannungsverhältnisse eine Aufteilung des Zug-Zug-Quadranten in Sektoren über einen konstanten Winkel von 9° festgelegt (siehe Bild 3.13). Damit ergeben sich insgesamt 11 zu untersuchende Spannungsverhältnisse im Zug-Zug-Quadranten.

Bei Diagrammdarstellungen des Zug-Zug-Quadranten (Spannungen/Dehnungen) wird generell mit bezogenen Werten gearbeitet. Als Bezugsgröße wird dabei jeweils der Spannungs- oder Dehnungswert der Schussrichtung (x-Achse) bei einaxialer Belastung (α=0°) verwendet.

[3] Bei der Untersuchung von unbewehrtem Beton wird in der Regel das isotrope Materialverhalten des Betons ausgenutzt und die Belastungspfade im Zug-Zug-Quadranten werden auf einen Oktanten begrenzt. Die Ergebnisse werden dann an der Symmetrieachse ($\sigma_1 = \sigma_2$) gespiegelt. Die Spannungsverhältnisse werden dabei meist auf einfache ganzzahlige Verhältnisse beschränkt (σ_1/σ_2 = 1/4, 1/2, 1/1).

Orientierung der Bewehrung

Zur Beschreibung der Orientierung der Bewehrung wird der Winkel γ eingeführt. Dieser beschreibt die Auslenkung der Bewehrung in mathematisch positiver Richtung (gegen den Uhrzeigersinn) von der achsen- und randparallelen Lage innerhalb des Probekörpers.

Bei den biaxialen Textilien A00 und C00 wird γ von der x-Achse aus angetragen und beschreibt den Winkel zwischen der globalen x-Achse und der Richtung der Schussfäden des Bewehrungstextils.

Bei den Schubbewehrungen A45 und C45 wird generell nur das einaxiale Zugtragverhalten in Abhängigkeit der Orientierung der Bewehrung zur Belastungsrichtung untersucht. Hierzu wird ein vereinfachter Probekörper (TYP P1, siehe Bild 3.14) verwendet, der in der unbelasteten Richtung keinerlei Lasteinleitungszähne und Randverstärkung aufweist und somit eine konstante Breite von 400 mm besitzt. Die Bewehrung, welche zwei diagonale Schussrichtungen in +45° und -45° besitzt, wird zur Realisierung des Winkels $\gamma = 0°$ in randparalleler Lage eingebaut (das Textil also gegenüber der Herstellungsrichtung um 45° gedreht). Um Störeffekte durch den Stützfaden der triaxialen Bewehrung auszuschließen, wird die zweite Lage spiegelverkehrt eingelegt. Auf diese Weise kreuzen sich die Stützfäden beider Lagen unter 90° und auch in Dickenrichtung stellt sich ein symmetrisches Bild der Bewehrungslagen ein.

3.3 Versuchsprogramm

Im Rahmen der nachfolgend vorgestellten Versuchsserien kommen zwei unterschiedliche Typen von Probekörpern zum Einsatz. Für die biaxialen Zugversuche kommt der in Abschnitt 3.2.4 vorgestellte Probekörper zum Einsatz. Im weiteren Verlauf dieser Arbeit wird er verkürzt als Typ P2 bezeichnet, siehe Bild 3.14(c).

Zusätzlich zu den biaxialen Zugversuchen werden auch Versuche unter einaxialem Zug durchgeführt. Hierzu wird der in Bild 3.14(a) dargestellte Typ P1 verwendet. Dieser Versuchskörper unterscheidet sich vom Typ P2 durch den Wegfall der Lasteinleitungszähne in Querrichtung, einschließlich der zugehörigen Bewehrungszulagen.

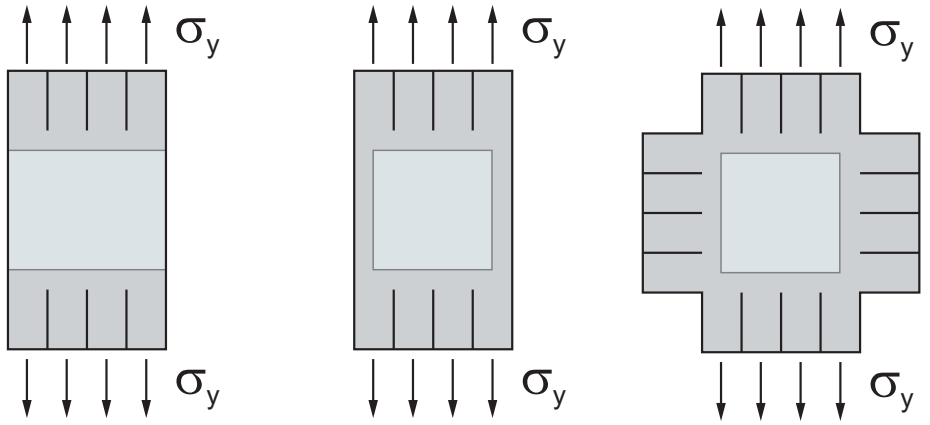
Bei dem in Bild 3.14(b) dargestellten Probekörper mit der Bezeichnung Typ P1a handelt es sich um eine Variante des Typ P1 mit seitlichen Bewehrungszulagen. Dieser Typ wird ausschließlich zur qualitativen Bewertung des Versuchsstandes (Serien 4 und 7), siehe Abschnitt 3.6, benötigt.

Folgende Parameter werden innerhalb des Versuchsprogrammes variiert:

- Bewehrungsmaterial (AR-Glas, Carbon),
- Spannungsverhältnis σ_x/σ_y (symbolisiert über die Winkel α und β – Definition siehe Abschnitt 3.2.7),
- Orientierung der Bewehrung gegenüber dem x-y-Koordinatensystem (symbolisiert über den Winkel γ – Definition siehe Abschnitt 3.2.7).

In Tabelle 3.4 sind alle durchgeführten Versuchsserien mit den jeweilen Randbedingungen zusammenfassend aufgelistet. Insgesamt umfasst das Versuchsprogamm 84 Einzelversuche.

In Tabelle 3.4 fehlen die Serien 2 und 8. In Serie 2 wurden in Einzelversuchen ausgewählte Lastpfade, einschließlich zyklischer Beanspruchungen untersucht. Hierbei handelte es sich jedoch



(a) Typ P1: Probekörper für einaxiale Zugversuche

(b) Typ P1a: Probekörper zur Untersuchung der materiellen Randstörungen

(c) Typ P2: Probekörper für biaxiale Zugversuche

Bild 3.14: Kurzbezeichnung der verwendeten Probekörpergeometrien

Tabelle 3.4: Versuchsprogramm

Serie	Bewehrungstyp	Anzahl SpV (α)	γ [°]	Versuche je SpV	Probekörper
Zweiaxiales Tragverhalten – achsenparallele Bewehrung					
Serie 1	A00	11 (9°-Raster)	0°	1	P2
Serie 6	C00	11 (9°-Raster)	0°	3	P2
Einaxiales Tragverhalten – Einfluss gedrehter Bewehrung					
Serie 5	C45	1 (90°)	0°/5°/10° 15°/22,5°/30° 35°/40°/45°	2	P1
Serie 9	A45	1 (90°)	0°/5°/10° 15°/30°	2	P1
Qualitative Bewertung des Versuchsstandes					
Serie 4	A00	1 (90°)	0°/90°	3	P2, P1, P1a
Serie 7	C00	1 (90°)	0°/90°	3	P2, P1, P1a

lediglich um Tastversuche außerhalb des im Rahmen des SFB 528 festgelegten Versuchsprogramms, die im Rahmen dieser Arbeit nicht näher betrachtet werden.

Bei Serie 8 handelt es sich um eine geplante Versuchsserie mit Carbonbewehrung, auf deren Durchführung jedoch aus technischen Gründen kurzfristig verzichtet werden musste. Mit Rücksicht auf die fortlaufenden Arbeiten im Rahmen des SFB 528 und die Zuordnung der Versuchsdaten wurde die Nummerierung der folgenden Serie 9 in der vorliegenden Arbeit nicht angepasst.

Die Benennung der Einzelversuche orientiert sich an den Vorgaben des SFB 528. Die Versuchsbezeichnung beginnt demnach immer mit der Kurzbezeichnung des jeweiligen Teilprojekts (hier

B1), gefolgt von einer dreistelligen Zahl, über die alle Versuche innerhalb des Teilprojekts fortlaufend nummeriert werden, z.B.: B1-453.

3.4 Qualitative Bewertung des Versuchsaufbaus

3.4.1 Allgemeines

Der Herstellungsprozess der Probekörper ist wie bei allen, sich wiederholenden Prozessen gewissen Toleranzen unterworfen, die sich auf die eine oder andere Art auf die Ergebnisse der Versuche niederschlagen können. Der Herstellungsprozess wird daher im Folgenden genauer untersucht, um mögliche Fehlerquellen zu erkennen und sinnvolle Annahmen für Toleranzgrenzen für die Bewertung der Versuchsergebnisse festzulegen.

In [42] sind Jesse und Jesse bereits auf ausgewählte Ergebnisse der im folgenden Abschnitt vorgestellten Untersuchungen eingegangen. Im Rahmen dieser Arbeit wird nun die vollständige Analyse und qualitative Bewertung des Versuchsstandes dokumentiert.

3.4.2 Herstellung

Die Textilbetonplatten werden in einer Stahlschalung hergestellt. Die Schalseite ist im Verlauf der ersten 48 Stunden weitgehend vor Luftzirkulation geschützt. Die Betonierseite der Platten wird mit Folien abgedeckt. Dennoch ist dieser Schutz weniger effektiv als auf der Unterseite der Platte, weshalb auf der Oberseite durch schnelleres Abtrocknen mit etwas größeren Schwindverformungen zu rechnen ist. Um diesen Effekt möglichst klein zu halten, werden die Platten unmittelbar nach der Herstellung mit feuchten Tüchern abgedeckt. Nach 72 Stunden werden die Platten ausgeschalt. Ab diesem Zeitpunkt herrschen gleiche klimatische Bedingungen für Vorder- und Rückseite der Textilbetonplatten.

Der Feuchtetransport von der Betonoberfläche infolge Verdunstung kann durch die Abdeckung der Betonierseite deutlich reduziert, jedoch nicht gänzlich verhindert werden. Der unterschiedlich schnelle Feuchteverlust der Betonier- und der Schalseite der Textilbetonplatte wirkt sich insbesondere im jungen Betonalter auf das Schwindverhalten aus.

In z-Richtung des Probekörpers wirken planmäßig keine Beanspruchungen. Die im Versuch gemessenen Verformungen resultieren daher in erster Linie aus dem Abbau möglicher Vorkrümmungen. In Bild 3.15 sind die Relativverschiebungen der Messmarken auf der Probenseite in z-Richtung zwischen dem unbelasteten Zustand und dem Bruchzustand dargestellt. Die Oberseite der dargestellten Differenzfläche entspricht der Schalseite des Probekörpers, die Unterseite der Differenzfläche entsprechend der Betonierseite.

Diese typischen Verformungen werden dem Abbau einer konvexen Vorkrümmung der 400 mm $\times$ 400 mm großen Messfläche des Probekörpers in beiden Hauptachsen zugeschrieben. Die Vorkrümmung der Proben ist auf das unterschiedliche Schwindverhalten des Probekörpers zurückzuführen. Die Betonierseite der Textilbetonplatte unterliegt trotz der Abdeckung mit feuchten Tüchern und Folien größeren Schwindverformungen als die Schalseite, was zu größeren Schwinddehnungen auf der Betonierseite und einer Krümmung des Probekörpers führt. Die Größenordnung des sogenannten „Schüsselns“ der Probe ist aufgrund der gemessenen Verformung u_z in z-Richtung von typischerweise 1,0 bis 2,0 mm im Verhältnis zu 400 mm Länge des

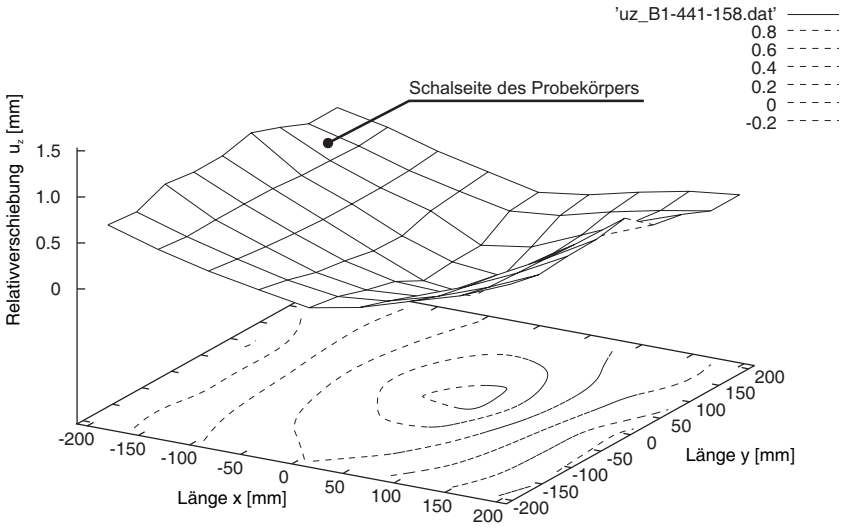


Bild 3.15: B1-441, Relativverschiebungen u_z [mm], Lastschritt 158

beobachteten Bereichs der Probe im Hinblick auf die Versuchsdurchführung und -auswertung als unbedenklich einzustufen.

Überlagert wird der Abbau der Vorkrümmung durch ein mögliches Geradeziehen der Probe infolge unsymmetrisch zur Dickenrichtung eingebauter Bewehrung. Es kann jedoch davon ausgegangen werden, dass das Geradeziehen der Probe zu zufälligen Verformungsfiguren führt. Systematische Fehler beim Einbau der Bewehrung können im Hinblick auf die vierseitig absenkbare Schalung und die Sorgfalt des ausführenden Personals ausgeschlossen werden. Demzufolge sind die regelmäßig beobachteten konvexen Verformungsfiguren vorrangig dem Abbau der Vorkrümmung zuzuordnen.

Ein weiterer Punkt betrifft mögliche Lageungenauigkeiten der textilen Bewehrung innerhalb der Probekörper. Folgende Randbedingungen beeinflussen die Lage der Rovings innerhalb der Probekörper:

Aufspaltung der Schussfäden Im Fertigungsprozess des Textils kann es vorkommen, dass der Schussfaden in zwei Teilquerschnitte aufgespalten wird, die jeweils leicht versetzt zur planmäßigen Achse des Schussfadens zu liegen kommen, siehe Bild 3.1(a) und Bild 3.2(a).

Formstabilität der Textilien Im Herstellungsprozess werden die Garne vorgespannt, um die Welligkeit im Gelege möglichst gering zu halten und eine geradlinige Führung der Garne sicherzustellen. Ungleichmäßigkeiten in den Rovingspannungen können sich in Abweichungen der Ausrichtung der Rovings im Gelege manifestieren.

Transport & Zuschnitt Bei Transport und Zuschnitt kann es zu Verzerrungen der Gelegestruktur kommen, speziell bei unbeschichteten Gelegen oder unvollständig getrockneten Beschichtungen.

Ausrichtung der Bewehrung Der Einbau der einzelnen Lagen im Handlaminierverfahren ist mit Toleranzen der Abstände in Dickenrichtung sowie der Ausrichtung der einzelnen Lagen untereinander behaftet. Es gibt derzeit noch keine Möglichkeit zur gezielten Einstellung des Lagenabstands bzw. der Betondeckung. Systematische Abweichungen wurden jedoch bei stichprobenartigen Kontrollen nicht beobachtet.

Die gennanten Einflüsse auf die endgültige Lage der Rovings im Probekörper können nur unvollständig bzw. in sehr begrenztem Umfang exakt ermittelt werden. Sie unterliegen, bedingt durch das manuelle Herstellungsverfahren, einer natürlichen Streuung, die keinen systematischen Fehler bei der Ermittlung des mechanischen Bewehrungsgrades befürchten lässt. Infolgedessen kann die Probenbreite konstant mit $b = 400\,\text{mm}$ angenommen und daraus der geometrische Bewehrungsgrad mit zufriedenstellender Genauigkeit ermittelt werden.

3.4.3 Probekörpergeometrie

Wie bereits in Abschnitt 3.2.4.3 beschrieben, werden die biaxialen Probekörper aus einer rechteckigen Textilbetonplatte herausgesägt. Sowohl das Anzeichnen der Sägeschnitte als auch das Sägen selbst – das Sägeblatt hat eine Breite von 5 mm – führen zu Toleranzen von bis zu 1,0 mm der Probenbreite.

Die Probendicke wird aus dem Mittelwert von vier Messstellen ermittelt, siehe Bild 3.8. Die Erfahrungen aus der Vielzahl der hergestellten Versuchskörper zeigen, dass trotz höhenverstellbarer Schalung und der außerordentlichen Sorgfalt bei der Herstellung relativ große Abweichungen vom Sollmaß 8 mm zu verzeichnen sind. Der Mittelwert der Plattendicke über alle Versuchsserien liegt bei 7,78 mm. Die geringste mittlere Plattendicke liegt bei 7,41 mm, die größte mittlere Plattendicke beträgt 8,17 mm. Da es sich bei diesen Werten um Mittelwerte von jeweils vier Messpunkten handelt, gehen einzelne lokale Abweichungen vom Sollwert noch über diese Grenzwerte hinaus.

Klar zu erkennen ist aus diesen Messwerten eine Tendenz zur Unterschreitung des Sollmaßes. Dies belegt der Mittelwert aus allen Messungen. Die Streubreite der mittleren Plattendicke – bezogen auf die genannten Extremwerte – beläuft sich auf 92,7 % bis 102,2 % und hat damit eine Größenordnung, die in jedem Fall bei der Auswertung der Versuchsergebnisse über die Anpassung der Querschnittsfläche zu berücksichtigen ist. Änderungen der Plattendicke gehen zugleich linear in die Berechnung der Querschnittsfläche des Probekörpers ein und beeinflussen demzufolge auch direkt den rechnerisch ermittelten Faservolumengehalt V_f.

Der Bewehrungsgrad V_f wird rechnerisch aus dem gegebenen Rasterabstand des Textils, der Lagenanzahl und der gemessenen Geometrie ermittelt. Die Probenbreite in den beiden Hauptrichtungen wird nicht explizit erfasst, denn hier müssten allseitig die Abstände zwischen den jeweils gegenüberliegenden Sägeschnitten erfasst und verarbeitet werden. Stichproben haben ergeben, dass die Abweichungen vom Sollmaß 400 mm sehr gering sind und sich Toleranzen zwischen den einzelnen Sägeschnitten in der Regel ausgleichen. Daher wird die rechnerische Gesamtbreite des Scheibenbereiches zu konstant 400 mm $\times$ 400 mm angenommen.

Es ist nicht auszuschließen, dass beim Heraussägen der Probekörper aus der Textilbetonplatte einzelne Rovings in Randlage teilweise angeschnitten oder vollständig durchtrennt werden. Im Gegensatz zu den Dehnkörpern von Jesse [45], bei welchen durch Begutachtung der Stirnflächen und Auszählen der voll bzw. teilweise im Querschnitt liegenden Rovings der effektive Faservolumengehalt relativ exakt bestimmt werden konnte, ist dies bei den biaxialen Probekörpern nicht möglich. Die geringe Schnittbreite erlaubt es nicht, Aussagen über ein mögliches Anschneiden oder Durchtrennen einzelner Rovings an der Spitze der Sägeschnitte zu erkennen. Die Ermittlung des mechanischen Bewehrungsgrades ist daher effektiv nur auf rechnerischem Wege möglich. Durch die Gesamtbreite des Probekörpers im Verhältnis zum Rasterabstand der Bewehrung liegt der relative Fehler infolge Rovingausfall jedoch in einer akzeptablen Größenordnung von unter 2 Prozent.

3.4.4 Lasteinleitung

Die Lasteinleitung der äußeren Kräfte in den Beton erfolgt über Bolzenverbindungen, die den Beton auf Lochleibung beanspruchen. Das dafür erforderliche Loch im Beton stellt für die Lasteinleitungszähne eine Querschnittsschwächung dar, die durch Bewehrungszulagen ausgeglichen werden muss. Die Ergebnisse für die Optimierung der Lasteinleitung wurden von Jesse in [44] dokumentiert.

Die über den Bolzen eingetragene Kraft muss hinter dem Bolzen über einen ausreichend großen Lasteinleitungsbereich in die textile Bewehrung eingetragen werden und die resultierende Zugkraft im Lasteinleitungszahn über den reduzierten Betonquerschnitt in der Achse der Lasteinleitung durch die textile Bewehrung (Hauptbewehrung + Zulagen) aufgenommen werden. In diesem reduzierten Querschnitt (Breite ca. 8,5 cm) wirkt sich die Anzahl der im Beton vorhandenen Rovings besonders stark aus. Bedingt durch den Rasterabstand der Bewehrung zwischen 7,2 mm bis 10,8 mm kann die wirksame Bewehrungsfläche um bis zu 25 % abnehmen.

Die Lasteinleitung wurde für biaxiale Versuche mit AR-Glas Bewehrungen konzipiert. Für die später durchgeführten Versuchsserien mit Carbon-Textilien wurde im Hinblick auf die Vergleichbarkeit der Ergebnisse keine signifikante Änderung der Lasteinleitung vorgenommen. Den grundsätzlich etwa um den Faktor 2 höheren Traglasten der Carbonbewehrung wurde durch einen zweiten, in Lastrichtung versetzt angeordneten Bolzen Rechnung getragen, um die Lochleibungsbeanspruchung trotz der höheren äußeren Lasten annähernd konstant zu halten. Mehrere Tastversuche konnten diese These bestätigen. Es konnte eine ausreichend hohe Tragfähigkeit der doppelten Bolzenverbindung für die Carbonversuche nachgewiesen werden.

3.4.5 Referenzprüfkörper

Begleitend zu den biaxialen Zugversuchen wurden einaxiale Zugversuche an Dehnkörpern durchgeführt, um anhand des direkten Vergleiches zu den Versuchen von Jesse [45] mögliche Streuungen der Materialparameter (Betonqualität, Zugfestigkeit der Bewehrung) besser erkennen zu können.

Für die einaxialen Dehnkörperversuche werden Probekörper mit Abmessungen von 400 mm × 60 mm × 8 mm verwendet. Für die Prüfung wird eine hydraulische Standard-Prüfmaschine mit einer Kapazität von 100 kN der Fa. WPM Leipzig genutzt. Die Lasteinleitung erfolgt durch eine Klemmverankerung zwischen zwei parallelen Stahlplatten. Zur Vermeidung von Spannungsspitzen in der Lasteinleitung werden zwischen den Stahlplatten und den Betonproben Zwischenlagen aus 0,5 mm starkem Gummi verwendet. Die Belastung erfolgt weggesteuert mit einer Belastungsgeschwindigkeit von 1 mm/min. Die Verformungen werden mit einem anklemmbaren Extensiometer auf der Basis von zwei Dehnungsaufnehmern DD1 der Fa. HBM erfasst. Während des Versuches werden Kraft, Maschinenweg und die Verformungen an der Probenvorder- und -rückseite mit einer Vielstellenmessanlage Typ MGC+ der Fa. HBM aufgezeichnet. Zur Auswertung werden aus diesen Daten Spannungs-Dehnungs-Linien erstellt. Sie liegen dieser Arbeit in digitaler Form im Anhang bei.

3.4.6 Randstörungen

Die Probengeometrie wurde hinsichtlich der Anforderungen aus der zweiaxialen Lasteintragung optimiert. Eine gegenseitige Beeinflussung der Lasteinleitungsbereiche in den beiden Hauptrich-

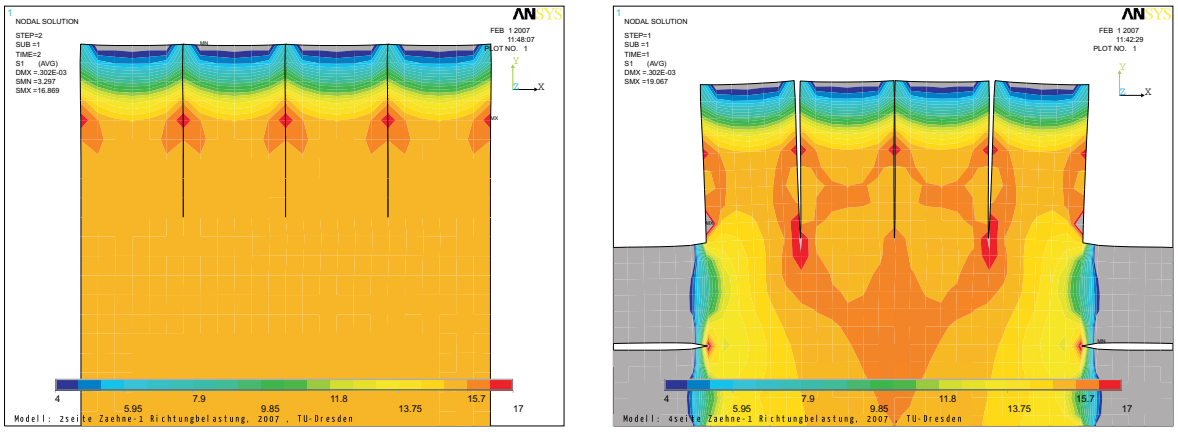
tungen konnte dabei nicht ausgeschlossen werden. Mit der gewählten Form können die daraus resultierenden Effekte jedoch klein gehalten, aber nicht verhindert werden:

Spannungskonzentration an Sägeschnitten Spannungskonzentrationen an Sägeschnitten führen zu lokaler Rissbildung und beeinflussen das Versagen des Probekörpers. Bild 3.16 zeigt die Ergebnisse einer linear-elastischen FE-Simulation des Probekörpers bei einaxialer Zugbeanspruchung in Kettrichtung.

Dargestellt ist der Verlauf der ersten Hauptspannung infolge einer einaxialen, als Flächenlast auf die Lasteinleitungszähne aufgebrachten, Zugbeanspruchung in y-Richtung auf einem Lastniveau nahe der Betonzugfestigkeit. Die in Bild 3.16(a) erkennbaren, geringfügigen Spannungskonzentrationen in der Mitte der Lasteinleitungszähne resultieren aus der Teilflächenbelastung der Zähne. In Bild 3.16(b) sind hingegen deutlich stärker ausgeprägte Spannungskonzentrationen im Bereich der Spitzen der Sägeschnitte erkennbar. Auch am realen Versuchskörper setzt an diesen Stellen vorzeitig die Rissbildung ein.

Materialbedingte Randstörungen Die Lasteinleitungsbereiche der Probe sind zur Vermeidung eines vorzeitigen Versagens mit zusätzlichen Bewehrungslagen verstärkt, siehe Bild 3.17(a). Die Zusatzbewehrung reicht 50 mm in den quadratischen Grundkörper bzw. endet 50 mm vor dem Messbereich. Die versteifende Wirkung der zusätzlichen Bewehrungslagen ist nachteilig, weil sie direkt die Dehnungsverteilung in der Probe und damit indirekt auch die Spannungsverteilung beeinflusst. Die Zulagebewehrung ist in Verlängerung der Entlastungsfugen zwischen den Lasteinleitungszähnen eingeschnitten. Dies mindert den versteifenden Effekt ab, hebt ihn aber nicht auf.

Geometrisch bedingte Randstörungen Die jeweils senkrecht zur Belastungsrichtung befindlichen Lasteinleitungszähne beteiligen sich an der Lastabtragung in Belastungsrichtung. Es handelt sich quasi um eine Vergrößerung des vorhandenen Betonquerschnitts im Randbereich der Probe, siehe Bild 3.17(b). Die Folgen sind eine erhöhte Biegesteifigkeit des Randbereiches, eine Lastausbreitung in die Lasteinleitungszähne der Querrichtung, eine geringere Beanspruchung des Betonquerschnitts im Randbereich bzw. eine geringere Dehnung eben dort. Ebenfalls muss der Fall betrachtet werden, dass der Randbereich



(a) Probengeometrie ohne seitliche Lasteinleitung

(b) Probengeometrie mit seitlicher Lasteinleitung

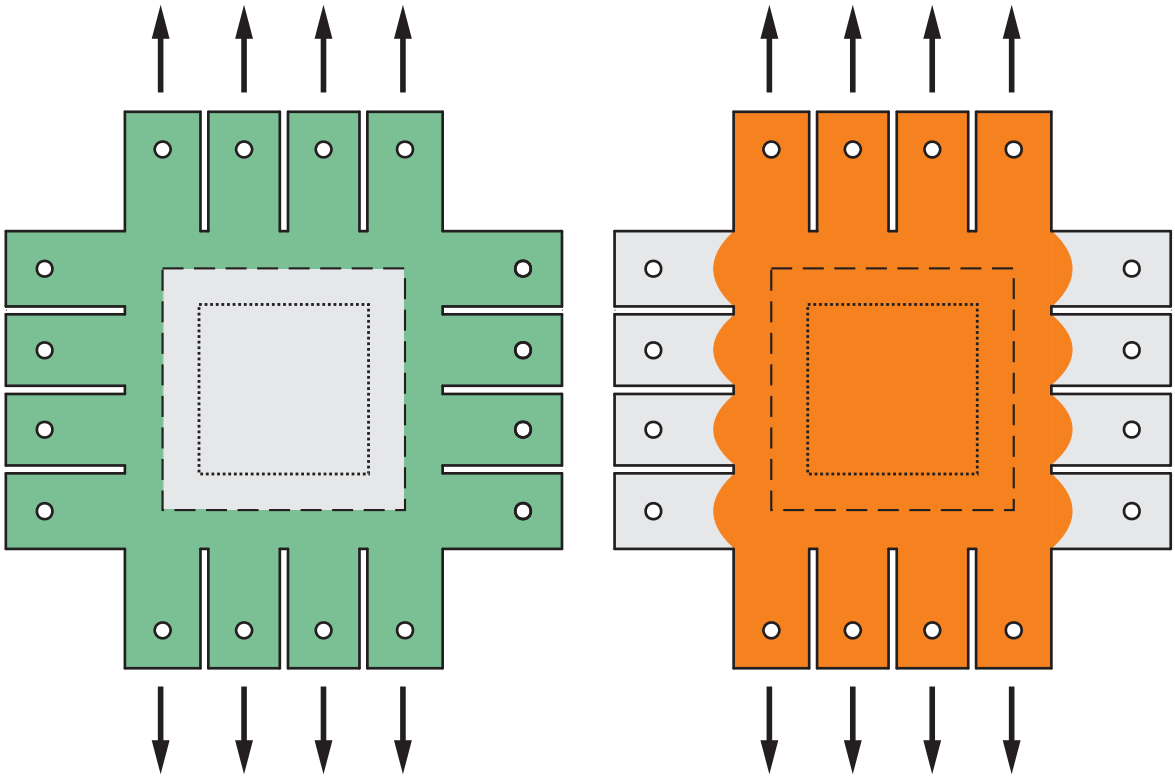
Bild 3.16: FE-Simulation: Verlauf der ersten Hauptspannung (σ_1 in N/mm^2) infolge einaxialer Zugbeanspruchung in y-Richtung, ANSYS

durch seine höhere Steifigkeit Kräfte anzieht und so zu einer ungleichförmigen Spannungsverteilung in Querrichtung führt bzw. dass infolge der höheren Dehnsteifigkeit eine Spannungskonzentration im Randbereich stattfindet.

Bei der Planung des Versuchsstandes und Optimierung des Probekörpers für die zweiaxialen Versuche lag einer der Schwerpunkte darauf, den Einfluss der Lasteinleitungsbereiche auf den Messbereich auf ein Minimum zu reduzieren. Dazu erfolgte zunächst eine qualitative Bewertung der Randstörungen auf das Spannungs-Dehnungs-Verhalten. Die Überprüfung der Annahmen anhand experimenteller Untersuchungen folgt in Abschnitt 3.6.

Zustand I Im ungerissenen Zustand haben insbesondere die materiellen Randstörungen einen zu vernachlässigenden Einfluss. Die durch die Bewehrungszulagen in den Lasteinleitungsbereichen bedingten Zunahmen der ideellen Querschnittsfläche und Dehnsteifigkeit bleiben aufgrund niedrigen geometrischen Bewehrungsgehaltes gering. Ungeachtet dessen besitzt der verstärkte Randbereich im Zustand I eine erhöhte Dehnsteifigkeit und wird – wenn auch in sehr geringem Maße – Einfluss auf den Kraftfluss innerhalb des Probekörpers haben.

Bild 3.16(b) zeigt den Verlauf der globalen Spannungen in y-Richtung (vertikale Achse) unter einer biaxialen Zugbeanspruchung im Kräfteverhältnis $F_x : F_y = 0 : 1$. Deutlich erkennbar sind die Spannungskonzentrationen an den Enden der vertikalen Sägeschnitte. Diese Spannungsspitzen bauen sich in Richtung Probenmitte sehr schnell ab. Im Rahmen zahlreicher Vorversuche zur Überprüfung der Tragfähigkeit der Bewehrungszulagen



(a) Materielle Randstörung (b) Geometrische Randstörung

Bild 3.17: Randstörungen des zweiaxialen Probekörpers

konnte bestätigt werden, dass die in diesem Bereich noch wirksamen Zulagen aus der Lasteinleitung ausreichend dimensioniert sind, um ein vorzeitiges Versagen des Probekörpers durch ein Aufreißen der Probe an diesen Stellen zu unterdrücken. Weiterhin ist erkennbar, dass es zu einer Lastausbreitung in die Lasteinleitungszähne der Querrichtung kommt. Infolgedessen reduzieren sich die Dehnungen im Innenbereich der Probe, was als eine erhöhte Dehnsteifigkeit des Randbereiches infolge der Lasteinleitungszähne in Querrichtung interpretiert werden kann. Gleichzeitig wirken die Sägeschnitte der Querrichtung einschnürend auf das Dehnungsprofil bzw. wirken als Kerbe. Bild 3.17(b) visualisiert schematisch diesen Effekt. Es ist zu erwarten, dass die Sägeschnitte einen maßgeblichen Einfluss auf die Entstehung von Rissen im Probekörper haben. Die geometrischen Randstörungen wie auch die Sägeschnitte haben bereits im Zustand I einen nicht vernachlässigbaren Einfluss auf die Dehnungs- und Spannungsverteilung im Probekörper.

Zustand IIa Die Rissbildung des Probekörpers wird durch die Randstörungen maßgeblich beeinflusst werden. Speziell die Kerbwirkung der Sägeschnitte bzw. der Einschnürungseffekt auf den Spannungsverlauf im Probekörper führen zu lokalen Spannungskonzentrationen und somit zu einer an der Spitze der Sägeschnitte initiierten Rissbildung. Die Bewehrungszulagen sind in Verlängerung der Sägeschnitte eingeschnitten, wodurch in der Achse der Sägeschnitte keine Verstärkungswirkung zu erwarten ist (siehe Abschnitt 3.2.4 und Bild 3.6). Infolge der Rissbildung der Randbereiche fällt die Dehnsteifigkeit in diesem Bereich der Probe schlagartig ab. In der Folge sind Spannungsumlagerungen in den noch ungerissenen, unverstärkten Bereich des Probekörpers zu erwarten. Mit weiter steigender Zugbeanspruchung kommt es nachgelagert auch im mittleren Bereich des Probekörpers zur Rissbildung.

Mit einsetzender Rissbildung auch im mittleren Bereich kommen die unterschiedlichen geometrischen Bewehrungsgrade im verstärkten Rand- und unverstärkten Innenbereich der Probe zum Tragen. Die Spannungen im Randbereich des Probekörpers wachsen mit fortschreitender Rissbildung schneller an als im unverstärkten Innenbereich. Dieser Prozess schreitet so lange fort, bis sich das Verhältnis der Spannungen im verstärkten Randbereich zu den Spannungen im unverstärkten Innenbereich entsprechend der neuen Dehnsteifigkeitsverhältnisse im gerissenen Beton infolge der unterschiedlichen Bewehrungsgrade eingestellt hat.

Zustand IIb Im Zustand der abgeschlossenen Rissbildung sind die Steifigkeitsverhältnisse entsprechend der geometrischen Bewehrungsgrade zwischen verstärktem Randbereich und unverstärktem Innenbereich der Probe wirksam. Die Bewehrungszulagen im Randbereich bewirken eine signifikante Spannungskonzentration im Randbereich.

Die Spannungskonzentration in den Randbereichen führt bei weiter steigender Last dazu, dass in Verbindung mit der Einschnürung des Querschnitts im Bereich der Sägeschnitte die Rovings im Randbereich am stärksten beansprucht werden und mit ihrem Versagen das globale Versagen des Probekörpers eingeleitet wird. Der zum Versagen führende Makroriss bildet sich stets an der Spitze eines Sägeschnittes und wächst in Richtung Probenmitte. Dabei versagen die Rovings im Randbereich sukzessive von außen nach innen. Dieses schrittweise Versagen der Rovings ist mit einer stetigen Umlagerung des Kraftflusses vom Randbereich in den unverstärkten Innenbereich verbunden. Das Versagen der Probe kündigt sich aufgrund der sukzessiven Lastumlagerung mit einem im Regelfall deutlich sichtbaren Makroriss an einem der Sägeschnitte an. Erst wenn ausreichend viele Rovings in Randlage ihre Tragfähigkeit überschritten haben, setzt schlagartig das globale

Versagen der Probe ein, wenn infolge Kraftumlagerungen die benachbarten Rovings die zusätzliche Beanspruchung nicht mehr aufnehmen können und versagen.

Aufgrund der beschriebenen Problematik ist davon auszugehen, dass das Versagen des Probekörpers durch das Versagen überbeanspruchter Rovings in den verstärkten Randbereichen des Probekörpers eingeleitet wird und die gemessene Versagenslast nur einen unteren Grenzwert der Tragfähigkeit des untersuchten Textils darstellt. Gleichzeitig ist zu vermuten, dass dieser Effekt bei der Untersuchung von AR-Glas-Textilien einen deutlich größeren Einfluss auf die Bruchlast hat als bei Carbon-Textilien, da als Zulagebewehrung grundsätzlich AR-Glas-Gelege zum Einsatz kommen. Die Zunahme des geometrischen Bewehrungsgrades infolge der Bewehrungszulagen in den verstärkten Randbereichen reduziert sich aufgrund des höheren E-Moduls von Carbon deutlich.

Die Größenordnung des Einflusses der Randstörungen auf den Bruchzustand kann über Versuche an Referenzprüfkörpern ohne seitliche Lasteinleitungszähne (TYP: P1) ermittelt werden, sodass eine realistische Bewertung der Ergebnisse der zweiaxialen Versuche möglich ist.

3.4.7 Digitale Nahbereichsphotogrammetrie

3.4.7.1 Allgemeines

Für die Bewertung der Qualität der Messergebnisse ist die Bewertung der erzielbaren Genauigkeit der Nahbereichsphotogrammetrie von entscheidender Bedeutung. Wie bereits in Abschnitt 3.2.5 beschrieben, kommen Kameras mit einer physikalischen Auflösung von 2048 $\times$ 2048 Pixeln zum Einsatz. In Tabelle 3.5 wurden auf Basis dieser technischen Randbedingungen für verschiedene Objektgrößen die minimal möglichen erkennbaren Verschiebungen sowie die aufgrund der Herstellerangaben zu erwartende Messgenauigkeit zusammengestellt. Darin orientieren sich die Objektgrößen an typischen Prüfkörperabmessungen im Betonbau. Ober- und Untergrenze werden gebildet, durch eine ungünstige Kombination mit den Grenzwerten für die Druck- und Zugbruchdehnungen von Beton. Die minimale Objektgröße orientiert sich dabei an den bei Materialprüfungen typischen Abmessungen von Prismen, wie sie zur Prüfung der Festbetoneigenschaften von Zementen und Mörteln zum Einsatz kommen. Die Obergrenze beschreibt eine im Stahlbeton übliche Dimension massiver Bauteilgeometrien. Die mittlere Spalte enthält die konkreten Randbedingungen für den in dieser Arbeit beschriebenen Messraum des Prüfkörpers für zweiaxiale Zugversuche.

Die in Tabelle 3.5 verwendete Subpixelauflösung von 1/50 Pixel stellt zwar nicht die Leistungsgrenze aktueller Photogrammetriesysteme dar (diese erreichen Subpixelauflösungen um 1/100), stattdessen spiegelt sie nach Meinung des Autors einen realistischen Erwartungswert an die durchschnittlich erzielbare Genauigkeit wider, der aus den Erfahrungen zahlreicher Messungen an biaxialen Proben gewonnen wurde.

Die Einflussparameter auf die erzielbare Genauigkeit sind vielfältig. Hampel nennt in [34] neben der Objektgröße weitere äußere Faktoren:

Temperatur Veränderungen der Umgebungstemperatur, z. B. durch die Abwärme künstlicher Lichtquellen, intensive Sonneneinstrahlung o. ä., können insbesondere bei längerer Versuchsdauer infolge des Aufheizens des Messobjektes und/oder der Messbasis und den daraus resultierenden Verformungen zu Messfehlern führen.

Tabelle 3.5: Abschätzung der erzielbaren Messauflösung des verwendeten Photogrammetriesystems in Abhängigkeit der betrachteten Objektgröße

Kenngröße	Untergrenze	Probekörper P2	Obergrenze
Baustoffkennwerte			
Kantenlänge	0,04 m	0,4 m	1 m
Zugbruchdehnung	0,07 ‰	0,1 ‰	0,25 ‰
Druckbruchdehnung	2 ‰	5 ‰	5 ‰
Längenänderung im Bruchzustand			
Zug	2,8 μm	40 μm	0,25 μm
Druck	80 μm	2000 μm	5 μm
Photogrammetrie			
Sensorauflösung	2048 Pixel	2048 Pixel	2048 Pixel
Subpixelauflösung	1/50 Pixel	1/50 Pixel	1/50 Pixel
Mindestobjektgröße	10 Pixel	10 Pixel	10 Pixel
1 Pixel entspricht ca.	20 μm	195 μm	0,49 mm
Strukturerkennung ab	195 μm	1953 μm	4,88 mm
Verschiebung theor. messbar ab	0,39 μm	3,91 μm	9,77 μm
Herstellerangabe zur Messgenauigkeit	0,01 %	0,01 %	0,01 %
	4 μm	40 μm	100 μm

Auch die kamerainternen Prozesse werden durch Temperaturveränderungen beeinflusst. So erwärmen sich digitale Bildsensoren zwangsläufig durch den permanenten Stromfluss. Steigende Temperaturen sind bei den meisten heutigen CCD-Sensoren (Continuous Collision Detection) oder CMOS-Sensoren (Complementary Metal Oxide Semiconductor) mit einem Anstieg des Grundrauschens verbunden, welches seinerseits die Bildqualität und somit auch die Qualität der Messungen beeinflusst.

Feuchte Änderungen des Feuchtegehaltes führen bei vielen Materialen zu Volumenänderungen. Werden diese nicht messtechnisch erfasst, besteht die Gefahr von Fehlinterpretationen dieser zusätzlichen Verformungen. Für die in dieser Arbeit betrachteten Materialuntersuchungen an textilbewehrten Betonprüfkörpern im Alter von 28 Tagen ist dieser Effekt vernachlässigbar.

Mechanische Schwingungen Mechanische Schwingungen der Messbasis können zu schwer- bis unkontrollierbaren Relativbewegungen der Kameras zueinander führen und haben damit einen direkten Einfluss auf die Koordinatenermittlung der detektierten Strukturen. Daneben beeinflussen die Kamerabewegungen während der Bildaufzeichnung die Qualität der Bilderfassung.

Elektromagnetische Störeffekte Diese Störeffekte beeinflussen die Signalqualität jeglicher elektrischer Signale. Derartige Effekte lassen sich im Laboralltag nur schwer messen bzw. beeinflussen. Das Hauptaugenmerk muss hierbei auf Prävention durch eine möglichst gute Abschirmung aller Bestandteile der Messtechnik liegen.

Umgebungsbeleuchtung Veränderungen der Beleuchtungssituation können gravierende Auswirkungen auf die Qualität photogrammetrischer Messungen haben. Die optischen Systeme werden in der Regel vor Versuchsbeginn auf die lokale Beleuchtungssituation abgestimmt (Blendenwerte, Belichtungszeiten, künstliche Lichtquellen). Veränderungen der Lichtverhältnisse während des Versuches können durch Helligkeitsschwankungen bei der Auswertung der generierten Bilddaten zu Problemen oder gar Fehlern bei der Strukturerkennung führen.

Refraktion Refraktionen beschreiben Effekte, welche die Lichtbrechung beeinflussen. Starke Wärmequellen führen beispielsweise zum sogenannten "Hitzeflimmern", ein Effekt, der auch in der Natur häufig zu beobachten ist.

3.4.7.2 Einfluss der physikalischen Auflösung

Zur Kontrolle der im biaxialen Versuchsstand erzielbaren Genauigkeit der verwendeten Messtechnik wurde bei einigen Versuchen ein Aluminiumstreifen als Referenz auf dem Probekörper angebracht. Die Befestigung erfolgte über zwei jeweils mehrere Millimeter dicke Schaumstoffkissen, sodass dieser vollständig entkoppelt war von der Belastung des Probekörpers. Auf dem Referenzstreifen wurden im Abstand von 15 cm zwei Messmarken platziert, um Längenänderungen erfassen zu können.

In Bild 3.18 sind die aus jeweils zwei 15 cm voneinander entfernten Punkten ermittelten Dehnungen auf dem zweiaxialen Probekörper in Schuss- und Kettrichtung sowie die Dehnung des unbelasteten Referenzstreifens über die Lastschritte aufgetragen. Grundlage der Auswertung ist der Versuch B1-445 mit einem Spannungsverhältnis $\sigma_1/\sigma_2 = 1,0/0,32\,(\alpha = 18°)$. Gut erkennbar ist, wie mit fortlaufender Versuchsdauer die Rissbildung aufgrund des gewählten Spannungsverhältnisses zunächst in Schussrichtung einsetzt, gefolgt von der Rissbildung in Kettrichtung. Die gemessene Dehnung des Referenzstreifens pendelt während des gesamten Versuches um ± 0,05 ‰ und belegt den der Messmethode eigenen zufälligen Fehler (Messrauschen).

Die Genauigkeit des eingesetzten Messsystems liegt damit im erwarteten Rahmen. Die Amplitude des Messrauschens bewegt sich in der Größenordnung von 0,1 ‰ und damit unterhalb des Dehnungsniveaus der Erstrissbildung. Die Bruchdehnung von Textilbeton liegt hingegen im Bereich von 10 bis 12 ‰ und somit zwei Größenordnungen über dem Rissbildungsniveau.

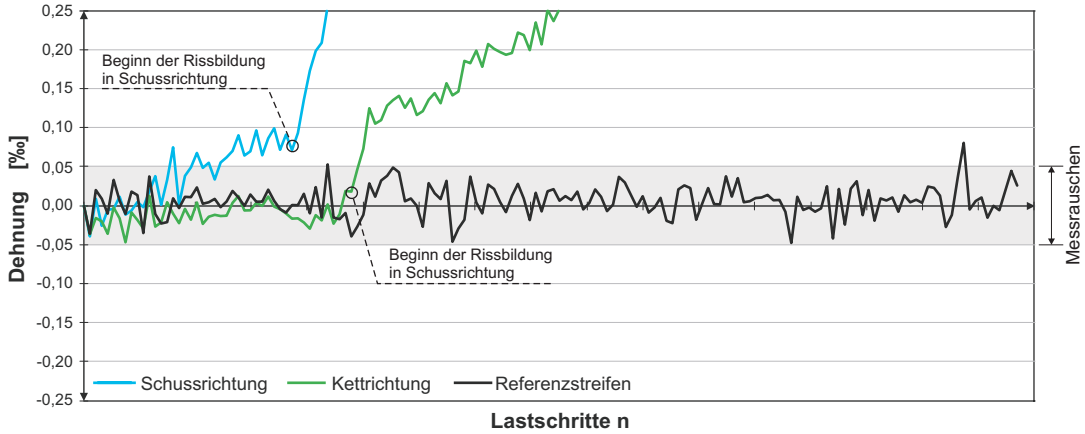


Bild 3.18: Dehnungsmessung mit Photogrammetrie, Versuch B1-445

Für die Untersuchung des Tragverhaltens von Textilbeton unter Zugbeanspruchungen, welches in erster Linie durch das Materialverhalten in den Zuständen IIa und IIb charakterisiert wird, ist die Messauflösung der eingesetzten Nahbereichsphotogrammetrie geeignet.

3.4.7.3 Schlussfolgerungen

Nach Meinung des Verfassers stellt die digitale Nahbereichsphotogrammetrie eine signifikante Qualitätssteigerung für die messtechnische Erfassung experimenteller Materialuntersuchungen im Bereich des Betons dar. Die direkte Messung auf Betonoberflächen mittels diskreter Messpunkte oder über flächige 3D-Verformungsanalysen ermöglicht aufgrund der Vielzahl an Messstellen die sehr viel genauere Erfassung des Verformungsverhaltens des Messobjektes.

Der organisatorische und manuelle Aufwand zur Instrumentierung von Probekörpern mit DMS oder IWA's an festgelegten Punkten entfällt zu Gunsten eines frei wählbaren, zu betrachtenden Objektraumes.

Eine der Anwendungsgrenzen der aktuell am Markt verfügbaren Messsysteme ist deren physikalisches Auflösungsvermögen. Wie aus den Angaben zur Messgenauigkeit in Tabelle 3.5 ersichtlich, ist es mit der aktuellen Kamerageneration noch nicht im gewünschten Maße möglich, kleine Dehnungen mit zufriedenstellender Genauigkeit zu erfassen. Die nach Herstellerangaben erzielbare Genauigkeit von 0,1 ‰ entspricht relativ exakt der Zugbruchdehnung von Beton. Über die in Abschnitt 3.4.7.2 vorgestellte Kontrolle der Messgenauigkeit anhand eines unbelasteten Referenzstreifens konnten diese Angaben bestätigt werden. Damit wird klar, dass Verformungsmessungen bei ungerissenem Beton nur in begrenztem Maße aufschlussreich sind, da hier die physikalischen Grenzen der Messauflösung einschließlich der mathematischen Modelle zur Bildauswertung erreicht werden.

3.5 Methoden zur Verarbeitung der Messdaten

3.5.1 Aufbereitung der Photogrammetriedaten

Die Auswertung der Kameradaten erfolgt über das Programmsystem *AICON Studio V7.5* und das Messmodul *3DTargets*. Die auf diesem Wege generierten Datensätze der 81 Messmarken werden in ein Koordinatensystem transformiert, welches seinen Ursprung im linken unteren Messpunkt der Probe hat. Anschließend erfolgt die zeitliche Synchronisation der Punktwolke mit den analogen Messdaten anhand eines Triggersignals (Rechteckschwingung, 5 V-Spannung), wobei jeder Flankenwechsel (Sprung von 5 V auf 0 V oder umgekehrt) einer Kameraauslösung entspricht.

Im Zuge der Weiterverarbeitung der synchronisierten 3D-Daten erfolgt eine Fehlerkorrektur. Fehlende Punkte, bedingt durch den Ausfall einer Messmarke, werden über eine richtungsabhängige lineare Interpolation aus den jeweils benachbarten Messpunkten wiederhergestellt. Ebenfalls über eine lineare Interpolation zwischen den letzten bekannten Positionen werden fehlende Messwerte korrigiert, die durch einen zeitweisen Ausfall von Messmarken während des Versuches verursacht werden. Zum Ausfall von Messmarken kann es kommen, wenn z. B. ein Riss direkt den Klebepunkt der Marke kreuzt und sie dadurch abgerissen wird.

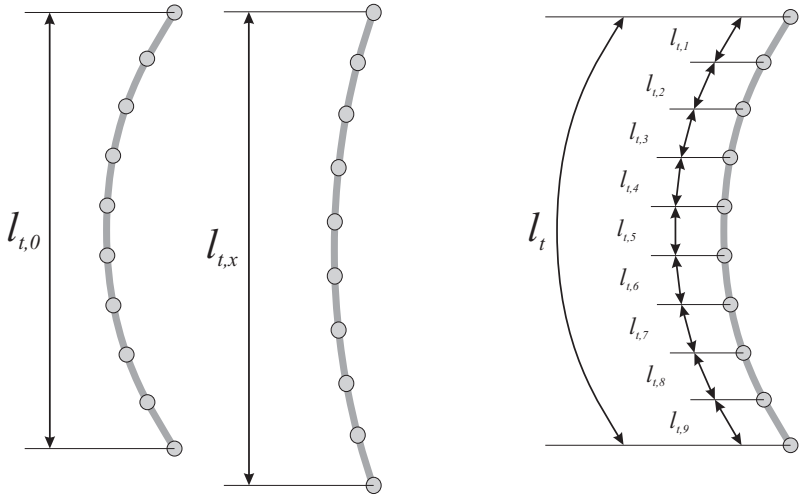
Die Berechnung der mittleren Dehnungen erfolgt in 5 Achsen im Abstand von 50 mm innerhalb des 200×200 mm großen Messbereiches. Bei dem vorhandenen geometrischen Bewehrungsgrad

der biaxialen Versuche ($\rho \approx 1.7$ Vol.-%) ist nach den Erfahrungen bei einaxialen Zugversuchen am Dehnkörper [45] zu erwarten, dass die Rissabstände weitgehend mit den Rovingabständen der textilen Bewehrung korrespondieren. Bei abgeschlossener Rissbildung ist auf 50 mm mit 7 bis 8 Rissen zu rechnen. Dies lässt bei einer Bezugslänge von 50 mm Schwankungen von $\pm 12,5\,\%$ der Anzahl der Risse innerhalb des betrachteten Bereiches erwarten. Bei Vergrößerung der Bezugslänge klingt dieser Einfluss ab. Bei einer Bezugslänge von 200 mm werden mindestens 35 Einzelrisse erfasst. Das führt zu einer akzeptablen Genauigkeit bei der Bestimmung der mittleren Dehnungen mit einer Schwankungsbreite von $\pm 3,5\,\%$ innerhalb des Messbereiches. Die Lage der Risse hat somit keinen signifikanten Einfluss mehr auf das Ergebnis der Dehnungsberechnung.

Beim verwendeten Versuchsaufbau werden die Elementverformungen nur einseitig an der Oberfläche der Probe erfasst. Bei der Dehnungsermittlung über die Randpunkte des Messbereichs (siehe Bild 3.19(a) und Gleichung 3.12) kann diese Vorgehensweise zu Fehlern führen, da Biegeverformungen der Probe senkrecht zur Belastungsebene nicht erfasst werden können. Das Geradeziehen einer ggf. durch Schwindeinflüsse vorgekrümmten Probe (siehe Abschnitt 3.4.2) würde in diesem Fall als zusätzliche Dehnung interpretiert. Für die Bestimmung der mittleren Dehnungen in den einzelnen Achsen werden daher die Polygonzüge zwischen den Messpunkten auf den Achsen ausgewertet, siehe Bild 3.19(b) und Gleichung 3.13. Verformungen außerhalb der Ebene, beispielsweise ein Beulen oder Schüsseln der Probe, werden bei der Längenermittlung am Polygonzug näherungsweise erfasst.

$$\varepsilon_t = \frac{l_t - l_0}{l_0} \tag{3.12}$$

$$\varepsilon_t = \frac{\sum_{i=0}^{n} l_{i,t} - \sum_{i=0}^{n} l_{i,0}}{\sum_{i=0}^{n} l_{i,0}} \tag{3.13}$$



(a) zwischen den Randpunkten (b) entlang des Polygonzugs

Bild 3.19: Methoden zur Längenermittlung bei nicht-ebenen Probekörpern

3.5.2 Lineare Regression gemäß des erweiterten ACK-Modells

Innerhalb des 200 mm × 200 mm großen Messbereiches werden die Dehnungen der Mittelachse der Probe zur Auswertung herangezogen. Material- und geometriebedingte Störungen aus dem Randbereich der Probe sind in Probenmitte weitgehend abgeklungen. In Bild 3.20 ist das Spannungs-Dehnungs-Verhalten des Probekörpers B1-444 mit dem Spannungsverhältnis von $\sigma_x/\sigma_y = 0,51$ ($\alpha = 63°$) dargestellt. Die Skalierung der Ordinatenachsen wurde so gewählt, dass beide Kurven auf gleicher Höhe enden, wodurch sich der zeitliche Verlauf des Versuches nachvollziehen lässt. Einander zeitlich entsprechende Messwerte der Spannungen in Kett- und Schussrichtung liegen auf gleichem y-Niveau. Rechts im Diagramm wird die zeitliche Abfolge der Entstehung der beiden Risssysteme beschrieben. Erkennbar ist bereits hier, dass die Rissbildung in Schussrichtung deutlich später als in der Kettrichtung einsetzt, jedoch auf einem geringeren Lastniveau. Die Erstrissspannung in Kettrichtung liegt bei $4,3$ N/mm^2, in Schussrichtung dagegen bei $3,4$ N/mm^2. Die Unterschiede ergeben sich nach Jesse [45] aus der herstellungsbedingten Anisotropie der Bewehrung.

Die Beschreibung der Zustände I, IIa und IIb erfolgt über eine abschnittsweise lineare Regression der Versuchskurven. Die einzelnen Zustände werden durch Geradenabschnitte der Form $y = mx + n$ repräsentiert. Bild 3.21 zeigt das Prinzip für beide Hauptrichtungen am Beispiel des Versuchs B1-444. Die Regressionsgerade für den Zustand I wird anhand der Messwerte im Bereich zwischen $1,0$ N/mm^2 und $3,0$ N/mm^2 ermittelt. Die Schnittpunkte A und B werden durch Berechnung der geometrischen Schnittpunkte der Regressionsgeraden benachbarter Zustände ermittelt. Sie stellen die idealisierten Übergänge zwischen den Zuständen I und IIa bzw. IIa und IIb dar. Punkt C kennzeichnet das Versagen der Probe.

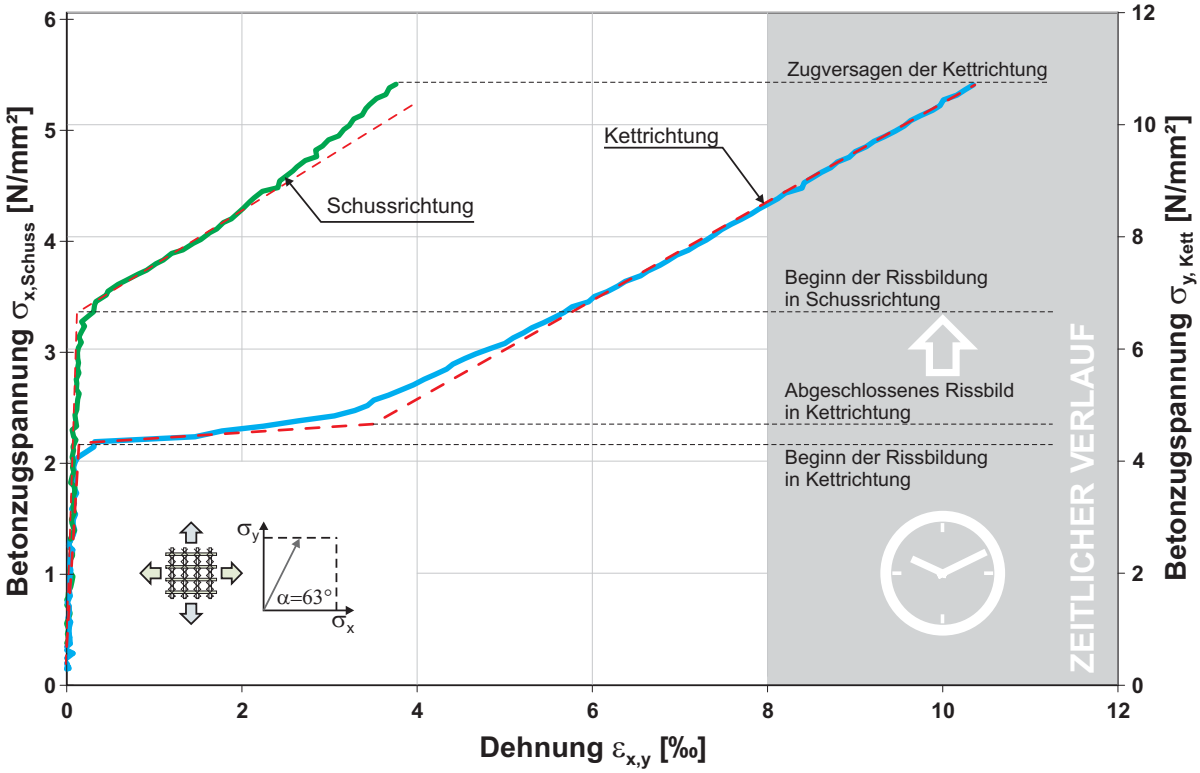
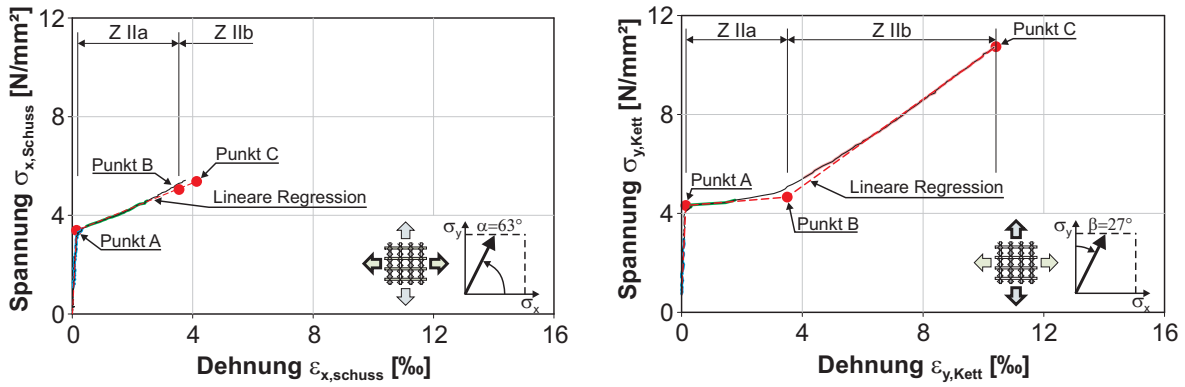


Bild 3.20: Versuch B1-444, zeitlich synchronisiertes Spannungs-Dehnungs-Verhalten



(a) Lineare Regression, Schussrichtung (b) Lineare Regression, Kettrichtung

Bild 3.21: Versuch B1-444, abschnittweise Linearisierung in Anlehnung an erweitertes ACK-Modell von Jesse [45]

Der Übergang zwischen den Zuständen IIa und IIb verläuft in der Regel fließend über einen gewissen Bereich. Um den Einfluss der in Bild 3.21 stark ausgeprägten Ausrundung der Spannungs-Dehnungs-Linien im Bereich von 3,0 bis 4,0 ‰ auf die Regression zu minimieren, wird in Schussrichtung im Zustand IIa der für die Regression verwendete Bereich auf 0,3 ‰ $< \varepsilon_x <$ 3,0 ‰ und in Kettrichtung auf 0,3 ‰ $< \varepsilon_y <$ 2,0 ‰ begrenzt. Für den Zustand IIb liegen die Grenzen in Schuss- und Kettrichtung bei 4,0 ‰ $< \varepsilon_{x,y} <$ 15,0 ‰.

Die Festlegung dieser Grenzen erfolgte auf der Grundlage von Erfahrungswerten. Innerhalb dieser Grenzen ist sichergestellt, dass die in Bild 3.20 erkennbaren Ausrundungen der Spannungs-Dehnungs-Linien in den Übergangsbereichen der Zustandsgrenzen des Betons keinen Einfluss auf die Bestimmung der Neigung der Regressionsgeraden haben. Auf Basis dieser abschnittsweisen Linearisierung der drei Bereiche der Spannungs-Dehnungs-Linie (Zustand I, IIa und IIb) und den daraus rechnerisch ermittelten Schnittpunkten A und B (siehe Bild 3.21), worüber sich die Grenzen der charakteristischen Zustände beschreiben lassen, können die Versuchsergebnisse analysiert und miteinander verglichen werden.

3.6 Einaxiale Zugversuche an modifizierten zweiaxialen Prüfkörpern

3.6.1 Fragestellung

In zwei Kleinserien (Serien 4 und 7) wurden die Auswirkungen der materiellen und geometrischen Randstörung in Abhängigkeit des Materials der Hauptbewehrung im Detail untersucht. In Serie 4 wurde eine zweilagige AR-Glas-Bewehrung vom Typ A00 verwendet, in Serie 7 eine zweilagige Carbonbewehrung vom Typ C00. Die Versuche sollen eine qualitative und quantitative Bewertung der Randstörungen auf das Spannungs-Dehnungs-Verhalten des Verbundwerkstoffes im Messbereich des Probekörpers ermöglichen.

3.6.2 Durchgeführte Versuche

Die Tabelle 3.6 fasst das Versuchsprogamm der Serie 4 zusammen, Tabelle 3.7 enthält die entsprechenden Angaben für Serie 7. Zur Untersuchung der geometrischen und materiellen

Randstörungen wurden jeweils zwei Reihen untersucht. Die Prüfkörper der Reihe A, siehe Bild 3.22, entsprechen in Geometrie und Bewehrung den Prüfkörpern für die biaxialen Versuche vom Typ P2. Sie beinhalten geometrische und materielle Randstörungen (Bild 3.22(a)). Aus der gleichen Betoncharge wird zusätzlich ein 400-mm-Referenzkörper ohne Randstörungen, Typ P1 (Bild 3.22(b)), hergestellt und geprüft.

Die Reihe B, siehe Bild 3.23, befasst sich gezielt mit dem Einfluss der materiellen Randstörungen. Hierzu wird der Probekörper Typ P1a (Bild 3.23(a)) verwendet. Zusätzlich erfolgt wiederum die Herstellung und Prüfung eines Referenzprüfkörpers aus der gleichen Betoncharge (Bild 3.23(b)). Anhand des Vergleiches beider Reihen ist ein Rückschluss auf die Größe der geometrischen Randstörungen möglich. Auf eine isolierte Betrachtung der geometrischen Einflüsse wurde verzichtet.

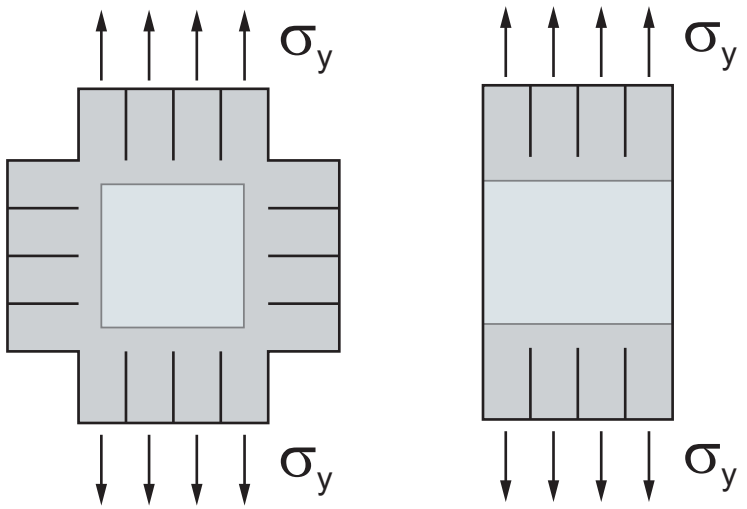
Von jeder Geometrie wurden jeweils 6 Prüfkörper hergestellt, wobei die textile Bewehrung bei jeweils 3 Proben in Schussrichtung und 3 Proben in Kettrichtung tragend ausgerichtet wurde. Zusätzlich wurden jeweils 6 Referenzen in Schuss- und Kettrichtung geprüft.

Der Vergleich der Referenzen (Typ P1) mit den Prüfkörpern mit materiellen Randstörungen (Typ P1a) sowie dem kombinierten Einfluss aus materiellen und geometrischen Randstörungen (Typ P2) erlaubt eine Zuordnung der Störeinflüsse.

3.6.3 Ergebnisse

3.6.3.1 Materielle Randstörungen

In Bild 3.24 sind Mittelwerte und Streubänder der Spannungs-Dehnungs-Linien der jeweils drei Probekörper mit materieller Randstörung und der Referenzkörper ohne Randstörung für Schuss- (Bild 3.24(a)) und Kettrichtung (Bild 3.24(b)) dargestellt. Die Ergebnisse unterscheiden



(a) kombinierte materielle und geometrische Randstörung (Probekörper-Typ: P2)

(b) Referenz ohne Randstörungen (Probekörper-Typ: P1)

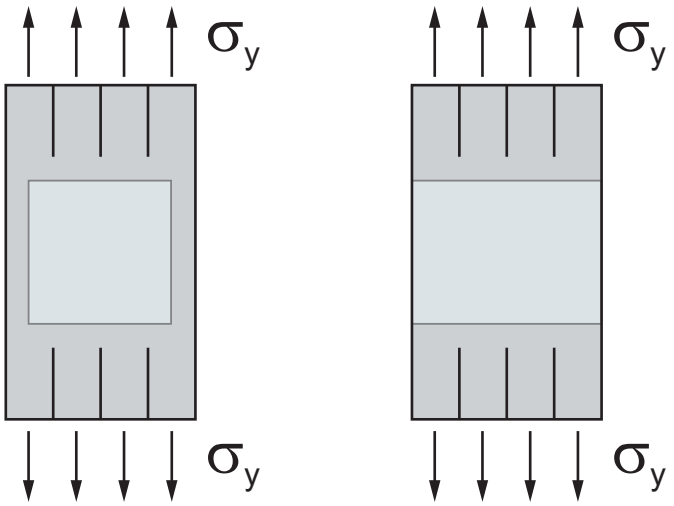
Bild 3.22: Reihe A: Kombinierter Einfluss aus geometrischen & materiellen Randstörungen

Tabelle 3.6: Serie 4: Einfluss der Probekörpergeometrie auf das Spannungs-Dehnungs-Verhalten der Versuche mit AR-Glas, Bewehrungstyp: A00

Proben-Nr.	Beanspruchungsrichtung	Traglast Biaxialprobe [kN]	Traglast Referenz [kN]
Reihe A: geometrische und materielle Randstörungen			
B1-535	Kette	42,266	46,850
B1-536		41,080	41,628
B1-537		38,319	38,753
B1-538	Schuss	42,837	45,400
B1-539		41,010	51,265
B1-540		43,084	50,309
Reihe B: materielle Randstörungen			
B1-541	Kette	38,329	35,521
B1-542		37,872	36,444
B1-543		35,415	40,097
B1-544	Schuss	43,177	46,276
B1-545		40,403	48,398
B1-546		43,592	48,969

Tabelle 3.7: Serie 7: Einfluss der Probekörpergeometrie auf das Spannungs-Dehnungs-Verhalten der Versuche mit Carbon, Bewehrungstyp: C00

Proben-Nr.	Beanspruchungsrichtung	Traglast Biaxialprobe [kN]	Traglast Referenz [kN]
Reihe A: geometrische und materielle Randstörungen			
B1-663	Schuss ($\gamma = 90\,°$)	80,910	98,978
B1-664		99,254	91,092
B1-665		94,069	82,592 *)
B1-666	Kette ($\gamma = 0\,°$)	73,582	57,222
B1-667		61,775	79,067
B1-668		53,106	54,003
Reihe B: materielle Randstörungen			
B1-669	Schuss ($\gamma = 90\,°$)	103,857	86,126
B1-670		94,366	93,962
B1-671		90,943	98,690
B1-672	Kette ($\gamma = 0\,°$)	83,665	89,179
B1-673		58,241	80,039
B1-674		69,551	69,320



(a) materielle Randstörung (Probekörper-Typ: P1a)

(b) Referenz ohne Randstörungen (Probekörper-Typ: P1)

Bild 3.23: Reihe B: Einfluss aus materiellen Randstörungen

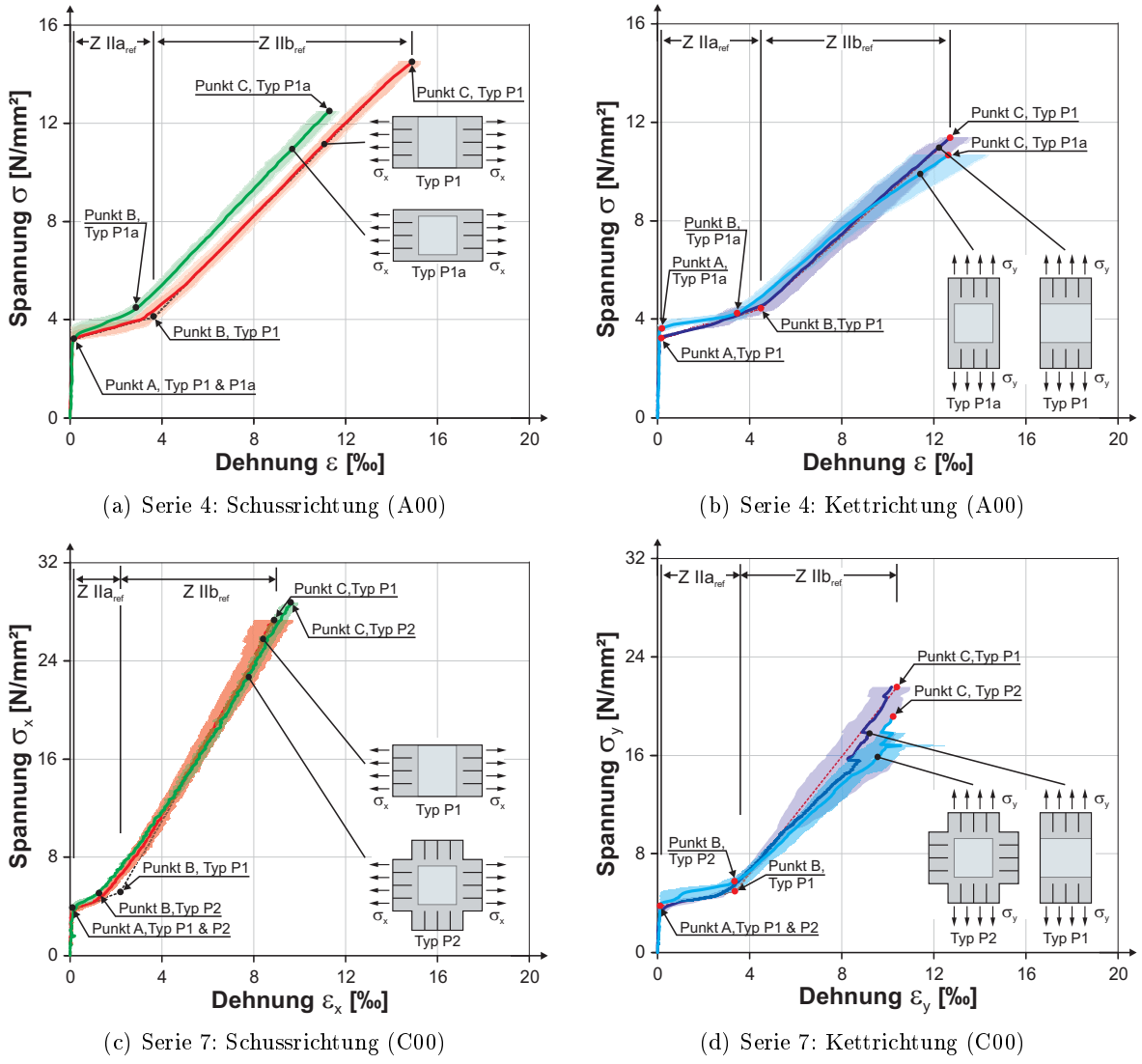
sich in Schuss- und Kettrichtung nicht grundsätzlich voneinander, weshalb die Beschreibung und Diskussion im Folgenden für beide Richtungen zusammengefasst sind.

Der Übergang vom Zustand IIa (Rissbildung) zum Zustand IIb (abgeschlossenes Rissbild) findet infolge der materiellen Randstörung in beiden Richtungen bei deutlich geringerer Dehnung statt. Der Übergang ist für die Referenzproben in Bild 3.24(b) und Bild 3.24(a) als Punkt B angetragen. Wiederum sind die Auswirkungen in Kettrichtung größer als in Schussrichtung. Im Vergleich zu den Referenzproben findet der Übergang zur abgeschlossenen Rissbildung in Kettrichtung bei etwa 1,0 ‰ geringerer Dehnung statt. In Schussrichtung beträgt die Differenz zu den Referenzwerten im Mittel nur 0,5 ‰.

Im Zustand IIb verlaufen die Kurven der Proben mit materieller Randstörung (Typ P1a) und der Referenzen (Typ P1) in der Schussrichtung parallel. Ein signifikanter Einfluss auf den Anstieg der Kurve im Zustand IIb lässt sich nicht feststellen, wohl aber eine Zunahme der Zugversteifung (tension stiffening). Die seitlichen Bewehrungszulagen sind somit maßgeblich am Lastabtrag beteiligt. Das Einschneiden der Zulagen in Verlängerung der Entlastungsschnitte reduziert den ungewollten Steifigkeitszuwachs quer zur Lasteinleitung, jedoch kann er – wie die Ergebnisse zeigen – nicht verhindert werden. Zwischen den Trennschnitten ist die Länge von ca. 10 cm ausreichend, um infolge der kurzen Verbundlängen der AR-Glas-Bewehrung eine signifikante Mitwirkung aufzubauen.

In Kettrichtung ergeben die Ergebnisse ein weniger klares Bild. Im Dehnungsbereich zwischen 4 und 8 ‰ gleicht das Verhalten den in Schussrichtung beobachteten Effekten. Oberhalb fällt die Steifigkeit der Probekörper Typ P1a in Bild 3.24(b) gegenüber den Referenzen jedoch signifikant ab, auch das Streuband wird deutlich breiter. Generell erscheint die Steifigkeit der Prüfkörper B1-541, B1-542 und B1-543 der Reihe B für die Kettrichtung als auch die mehrerer Referenzprüfkörper zu gering. Die Aussagekraft der Ergebnisse ist daher geringer zu bewerten.

Grundsätzlich wird der Einfluss der materiellen Randstörungen in Schuss- und Kettrichtung durch gleichartige Effekte in vergleichbarer Größe hervorgerufen, weshalb die Ergebnisse der Schussrichtung auf die Kettrichtung übertragen werden können, auch wenn durch Streuungen



(a) Serie 4: Schussrichtung (A00)

(b) Serie 4: Kettrichtung (A00)

(c) Serie 7: Schussrichtung (C00)

(d) Serie 7: Kettrichtung (C00)

Bild 3.24: Einfluss der materiellen Randstörungen anhand der Streubänder aus jeweils 3 Einzelversuchen für Reihe B und 6 Einzelversuchen der Referenzprüfkörper

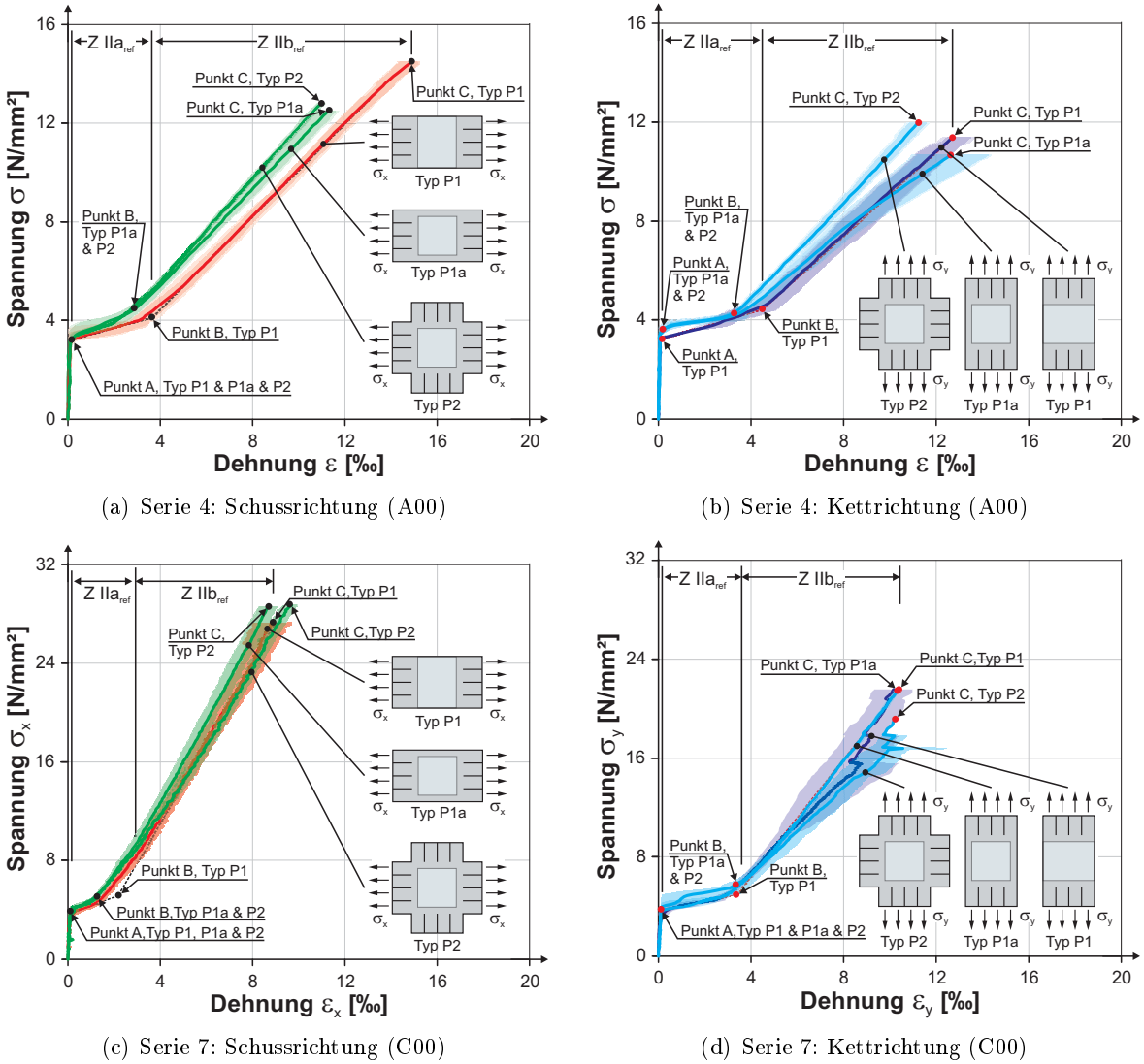
der Materialeigenschaften in den Betonierchargen die Versuche der Kettrichtung im oberen Dehnungsbereich des Zustandes IIb ein abweichendes Materialverhalten aufzeigen. Hinsichtlich der Tragfähigkeit zeigt sich in Kettrichtung und Schussrichtung eine geringere Tragfähigkeit der Proben mit Randstörung (Typ P2) im Vergleich zu Referenzproben vom Typ P1. Die messbaren Unterschiede in den erreichten Traglasten liegen im üblichen Toleranzbereich für Textilbeton, ein Einfluss der Zulagebewehrung ist daher nicht erkennbar. Im Gegensatz dazu sind in Schussrichtung die durchschnittlichen Traglasten der zweiaxialen Probekörper, Typ P2, mit 42,40 kN im Schnitt 5,5 kN (oder 12 %) niedriger als die Traglasten der Prüfkörper, Typ P1, deren Mittelwert bei 47,88 kN liegt.

3.6.3.2 Geometrische Randstörungen

In Bild 3.25 ist der kombinierte Einfluss aus geometrischen und materiellen Randstörungen (TYP P2) gegenüber den Referenzproben dargestellt. Um Änderungen im Tragverhalten gegenüber den reinen materiellen Randstörungen (TYP P1a) besser zu erkennen, wurden die entsprechenden Kurven aus Bild 3.24(b) und Bild 3.24(a) zum Vergleich eingefügt.

Im Zustand I lassen sich zwischen dem Fall der materiellen Randstörung und der kombinierten Wirkung beider Randstörungen für Schuss- und Kettrichtung keine Unterschiede im Tragverhalten ausmachen. Der Einfluss der geometrischen Randstörungen kann bis zum Abschluss der Rissbildung vernachlässigt werden.

Im Verlauf der Rissbildung zeigen die Prüfkörper mit seitlichen Lasteinleitungszähnen, Typ P2, in beiden Richtungen einen steileren Anstieg der Spannungs-Dehnungs-Linie. Der Übergang



(a) Serie 4: Schussrichtung (A00)

(b) Serie 4: Kettrichtung (A00)

(c) Serie 7: Schussrichtung (C00)

(d) Serie 7: Kettrichtung (C00)

Bild 3.25: Einfluss der geometrischen Randstörungen anhand der Streubänder aus jeweils 3 Einzelversuchen der Reihen A und B sowie 6 Einzelversuchen der Referenzprüfkörper

vom Zustand IIa in den Zustand IIb findet bei den Prüfkörpern vom Typ P2 im Vergleich zum Typ P1a auf etwas verringertem Dehnungsniveau statt. Das Spannungsniveau bleibt hingegen unverändert. Im Zustand IIb zeigen die Prüfkörper vom Typ P2 in beiden Richtungen einen steileren Anstieg der Spannungs-Dehnungs-Linie im Vergleich zu den Typen P1a und P1. Der Probekörper P2 verhält sich insgesamt steifer. Dieser Effekt ist vollständig den geometrischen Randstörungen zuzuweisen, denn die Kurven der materiellen Randstörungen zeigen diesen Effekt nicht.

Mit der gewählten Methodik bleibt bei der Spannungsermittlung – Bezug der Kraft auf die Probendicke und 400 mm Breite – die Lastausbreitung im Bereich der Lasteinleitungszähne unberücksichtigt. Die Probe erscheint dadurch steifer bzw. die den jeweiligen Dehnungen zugeordnete Spannung wird überschätzt.

3.6.3.3 Einfluss auf die Erstrissdehnung

Bild 3.26 fasst die Ergebnisse der aus den Regressionsgeraden errechneten Erstrissdehnung für die Serien 4 und 7 zusammen. Die Erstrissdehnungen ε_{r1} für die Kettrichtung (Bild 3.26(a)) und Schussrichtung (Bild 3.26(b)) sind – wie zuvor bei der Bewertung des Versuchsstandes bereits angesprochen – sehr wenig aussagekräftig. Sie streuen in einem weit größeren Maße, als dass sich nennenswerte Erkenntnisse bezüglich der Randstörungen erkennen lassen.

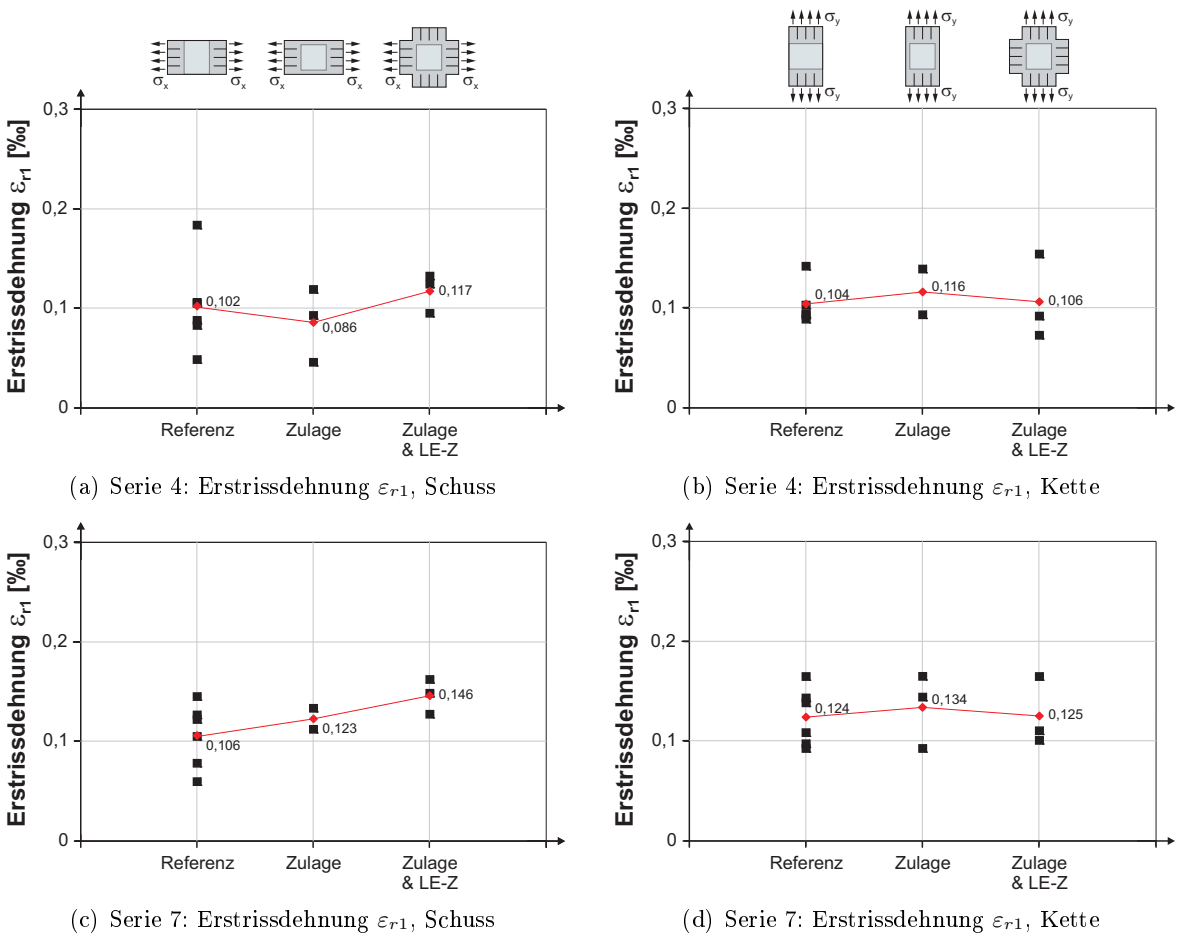
Die Erstrissdehnung ε_{r1} beträgt etwa 0,1 ‰ der Bruchdehnung ε_{fu} (ca. 12 ‰) der untersuchten textilen Bewehrungen. Im Hinblick auf den zwei Größenordnungen betragenden Dehnungsunterschied zwischen der Erstrissbildung im Feinbeton und dem Zugversagen der textilen Bewehrung wird deutlich, dass der Versuchsstand für eine genaue Bestimmung der Erstrissdehnung nicht ausgelegt ist. Die Messwerte ermöglichen eine zufriedenstellende Bestimmung des Zustandsüberganges, lassen jedoch keine belastbaren Aussagen zu möglichen Einflüssen der drei untersuchten Geometrien zu.

3.6.3.4 Einfluss auf die Erstrissspannung

Die Erstrissspannungen σ_{r1} lassen eine Bewertung zu. Mit Ausnahme der Schussrichtung in Serie 4 lässt sich in Bild 3.27 bei AR-Glas- wie auch bei Carbonbewehrung bei den Probekörpertypen P1a und P2 ein Anstieg der Erstrissspannungen gegenüber dem Referenzprüfkörper P1 feststellen.

Interessant ist an dieser Stelle auch der Vergleich zu den uniaxialen Dehnkörperversuchen von Jesse [45]. Er ermittelte für die hier verwendete AR-Glas-Bewehrung Werte für die Erstrisslast von $4,08\,\mathrm{N/mm^2}$ in Kettrichtung und $3,67\,\mathrm{N/mm^2}$ in Schussrichtung. Demgegenüber stehen die Erstrissspannungen des Referenzprüfkörpers, Typo P1, mit $3,50\,\mathrm{N/mm^2}$ in Kettrichtung und $3,49\,\mathrm{N/mm^2}$ in Schussrichtung. Die Ursache für diesen Abfall wird in der größeren Probenbreite vermutet. Das Betonversagen wird durch Gefügestörungen und die natürliche Streuung der Betonzugfestigkeit beeinflusst und Maßstabseffekten zugeordnet.

Im ungerissenen Zustand sind die Steifigkeitsunterschiede zwischen Rand- und Innenbereich der Probekörper nur marginal. Es kann daher zum Zeitpunkt der Rissbildung von einer gleichmäßigen Dehnungsverteilung über den Querschnitt ausgegangen werden. Der Anstieg der Erstrissspannung wird deshalb auf den erhöhten Bewehrungsgrad im Randbereich und dessen rissunterdrückende Wirkung zurückgeführt.



(a) Serie 4: Erstrissdehnung ε_{r1}, Schuss

(b) Serie 4: Erstrissdehnung ε_{r1}, Kette

(c) Serie 7: Erstrissdehnung ε_{r1}, Schuss

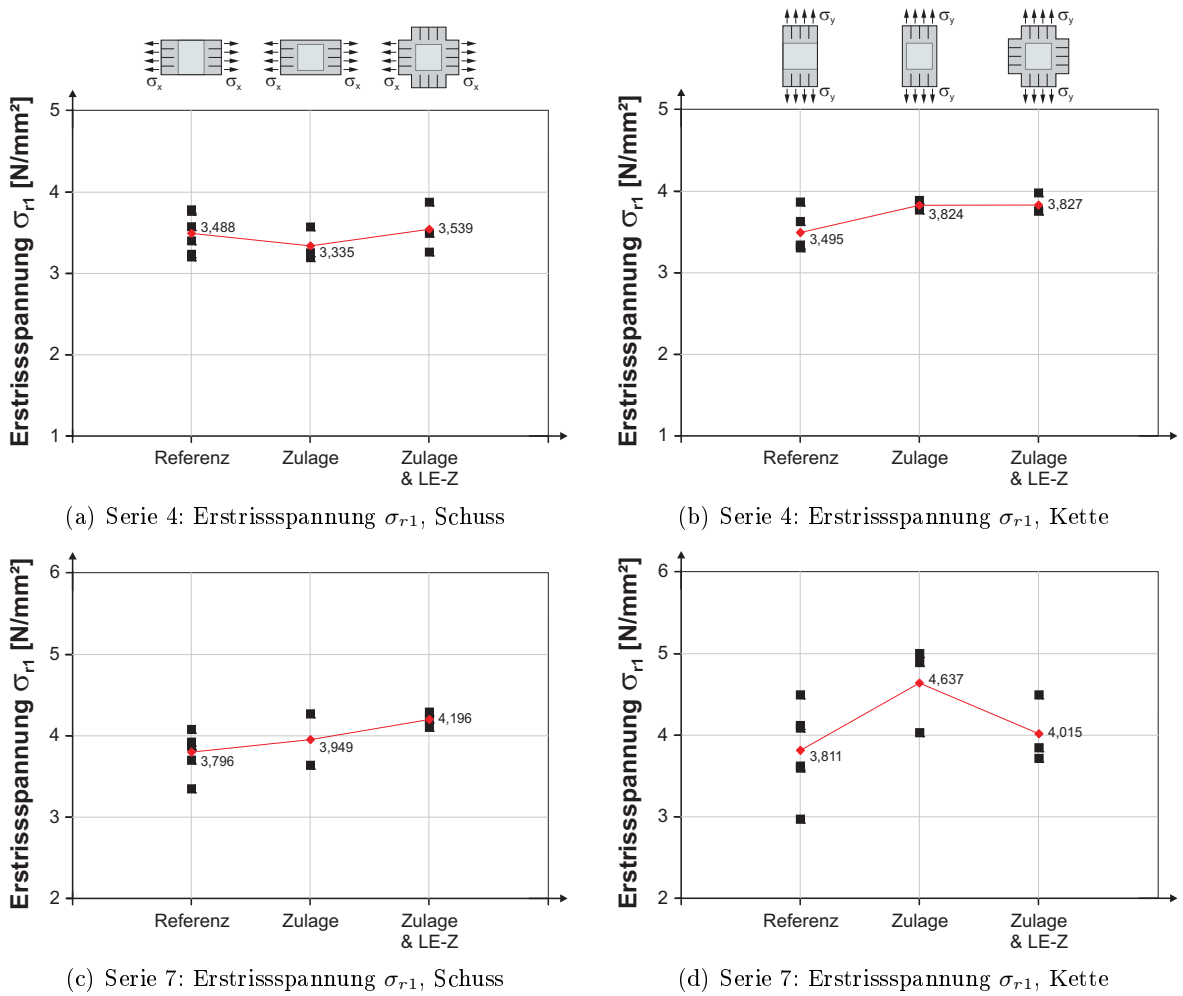
(d) Serie 7: Erstrissdehnung ε_{r1}, Kette

Bild 3.26: Einfluss auf die Erstrissbildung – Übergang Zustand I/IIa

Der Vergleich zwischen den biaxialen Probekörpern, Typ P2, und den randverstärkten Probekörpern, Typ P1a, zeigt keinen einheitlichen Trend. Die senkrecht zur Belastungsrichtung verlaufenden Sägeschnitte bedingen Spannungsspitzen, denn sie schnüren den Kraftfluss zwischen den Lasteinleitungszähnen immer wieder ein. In Verbindung mit einer möglichen schädigenden Kerbwirkung sinkt theoretisch die Erstrissspannung. In den Versuchen zeigt sich ein Abfall der Erstrissspannung jedoch nur bei Carbonbewehrung in der Kettrichtung, siehe Bild 3.27(d). Gleichzeitig reduzieren sich die Beanspruchungen in den Randbereichen des biaxialen Probekörpers durch die Lastausbreitung infolge der geometrischen Randstörungen. Auf die Erstrissspannung wirkt sich dieser Effekt steigernd aus – womit der Anstieg in Bild 3.27(a) und Bild 3.27(c) begründet werden kann. Eine Trennung beider Effekte und damit eine unabhängige Bewertung dieser beiden entgegengesetzt wirkenden Einflüsse ist jedoch nicht möglich.

3.6.3.5 Einfluss auf die Rissbildung und den Übergang zum abgeschlossenen Rissbild

Die Betonzugspannungen zum Ende der Rissbildung σ_{rn} für Kett- und Schussrichtung zeigen bei AR-Glas und Carbon keine erkennbare Abhängigkeit von der Probengeometrie. Dies er-



(a) Serie 4: Erstrissspannung σ_{r1}, Schuss

(b) Serie 4: Erstrissspannung σ_{r1}, Kette

(c) Serie 7: Erstrissspannung σ_{r1}, Schuss

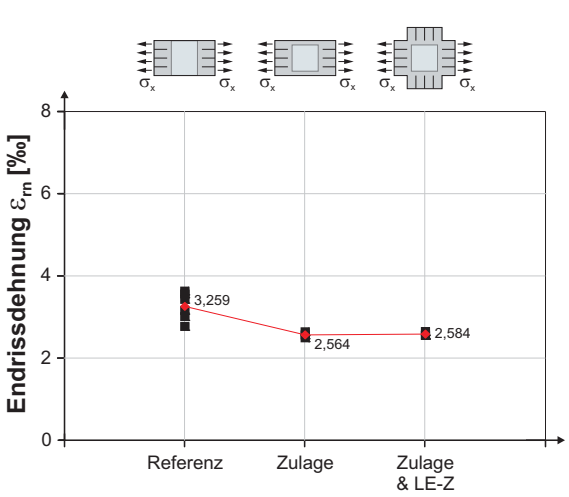
(d) Serie 7: Erstrissspannung σ_{r1}, Kette

Bild 3.27: Einfluss auf die Erstrissbildung – Übergang Zustand I/IIa

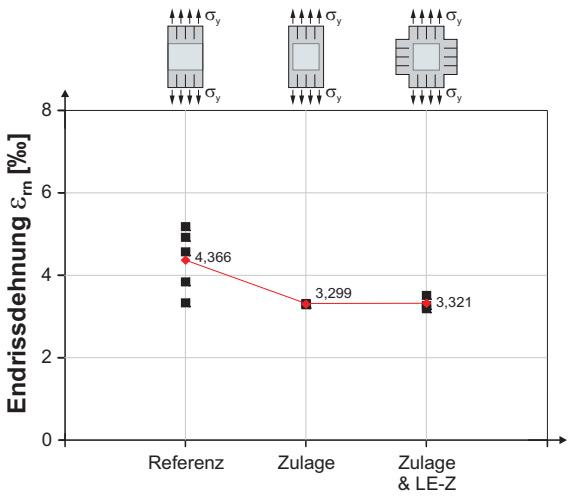
scheint plausibel, denn dieser Wert resultiert in erster Linie aus den Materialeigenschaften der Matrix.

Bild 3.28 zeigt den Einfluss der Randstörungen auf die Dehnung am Ende der Rissbildung ε_{rn}. Auffällig ist zunächst die relativ große Streubreite der Dehnungen der Referenzproben gegenüber den Prüfkörpern mit Randstörungen in der Serie 4 (Bild 3.28(a) und Bild 3.28(b)). Die Prüfkörper vom Typ P1a und P2 weisen gegenüber den Referenzprüfkörpern eine geringere Dehnung auf.

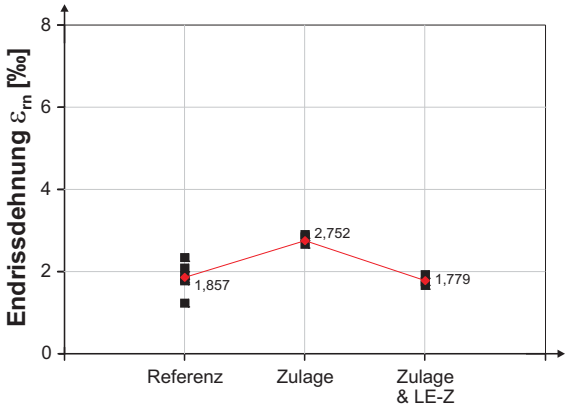
Der höhere Bewehrungsgrad der Randbereiche wirkt versteifend und mindert auch in Probenmitte die gemessene Dehnung. Dieser Effekt war bereits im Vorfeld vermutet worden, weshalb die Bewehrungszulagen in Verlängerung der Sägeschnitte eingeschnitten wurden, um den versteifenden Effekt zu minimieren. Die Verankerungslänge des zur Verstärkung verwendeten AR-Glas-Textils beträgt nach Lorenz & Ortlepp [62] ca. 5 cm. Innerhalb der 10 cm breiten Lasteinleitungszähne steht die zweifache Lasteinleitungslänge zur Verfügung. Die Zulagebewehrung kann daher noch immer effektiv zu 50 % aktiviert werden. Die Diagramme für AR-Glas in Bild 3.28(a) und Bild 3.28(b) zeigen weiterhin, dass infolge der geometrischen Randstörungen



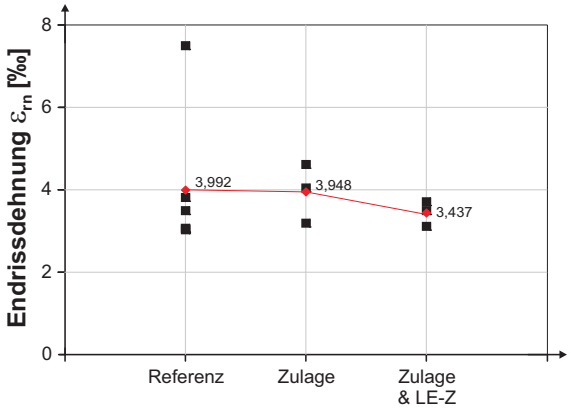
(a) Serie 4: Dehnung am Ende der Rissbildung ε_{rn}, Schuss



(b) Serie 4: Dehnung am Ende der Rissbildung ε_{rn}, Kette



(c) Serie 7: Dehnung am Ende der Rissbildung ε_{rn}, Schuss



(d) Serie 7: Dehnung am Ende der Rissbildung ε_{rn}, Kette

Bild 3.28: Einfluss auf den Übergang zum abgeschlossenen Rissbild

keine weitere Reduzierung der Dehnung erfolgt. Dies ist plausibel, denn nach Abschluss der Rissbildung ist die textile Bewehrung für die Lastabtragung verantwortlich. Über die seitlichen Sägeschnitte ist die wirksame Textilbreite auf 400 mm begrenzt. Eine Lastausbreitung wie im ungerissenen Beton ist nicht mehr möglich. Der Einfluss der geometrischen Randversteifung infolge Lastausbreitung klingt mit dem Erreichen des abgeschlossenen Rissbildes weitestgehend ab. Es wird vermutet, dass während der Rissbildung die Achsen der Sägeschnitte eine Lokalisierung der Rissbildung hervorrufen, sodass eine Lastausbreitung fortan weitgehend verhindert wird.

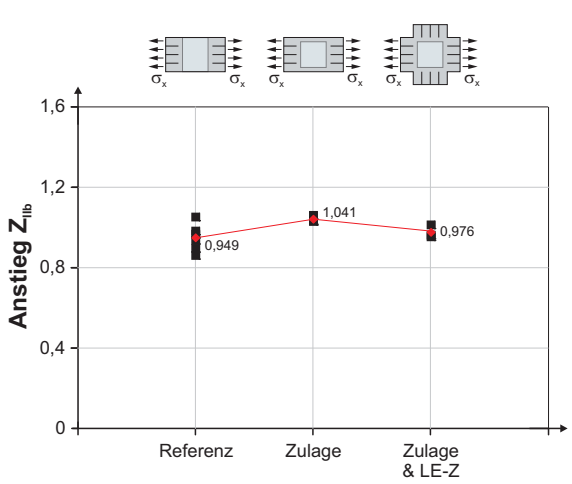
Bei den Versuchen mit Carbonbewehrung (Serie 7, Bild 3.28(c) und Bild 3.28(d)) ist der für AR-Glas beschriebene Trend nicht eindeutig erkennbar. Während bei Serie 4 die Hauptbewehrung und die Zulagen gleiche Steifigkeit aufweisen, liegt der E-Modul von Carbonbewehrung um das 3-fache höher als der bei AR-Glas. Der versteifende Effekt der Zulagen ist daher geringer und scheint in Probenmitte weitgehend abgeklungen zu sein.

Generell liegen bei AR-Glas und Carbon die Dehnungen der Schussrichtung am Ende der Rissbildung deutlich unter denen der Kettrichtung. Die Ursache hierfür ist in der besseren Streckung der Schussfäden zu suchen. Bedingt durch die Herstellungstechnologie weisen die Kettfäden des Textils eine größere Welligkeit auf, die unter Zugbeanspruchung zu einer verzögerten Aktivierung und damit zu größeren Verformungen führt.

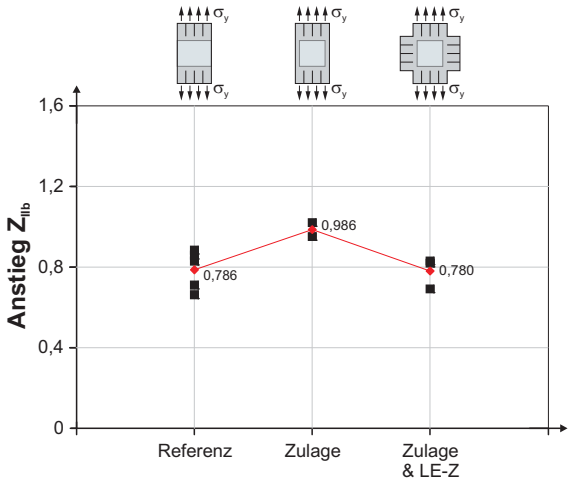
3.6.3.6 Einfluss auf die Steifigkeit im Zustand IIb

Bild 3.29 zeigt den Anstieg m_3 der Spannungs-Dehnungs-Linie im Zustand IIb (abgeschlossene Rissbildung). In diesem Zustand wird die Dehnsteifigkeit des Verbundmaterials maßgeblich von der Dehnsteifigkeit $E_f A_f$ der im Querschnitt wirksamen Bewehrung bestimmt.

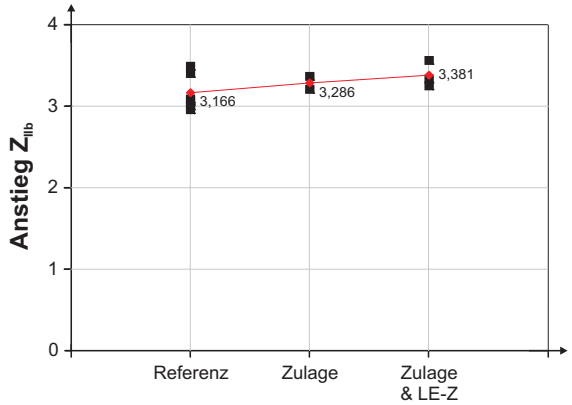
Bei Serie 4 und 7 ist sowohl in Schussrichtung (Bild 3.29(a) und Bild 3.29(c)) als auch in Kettrichtung (Bild 3.29(b) und Bild 3.29(d)) bei den Prüfkörpern mit materiellen Randstörungen gegenüber den Referenzprüfkörpern kein nennenswerter Anstieg der Dehnsteifigkeit zu erkennen. Dieses Verhalten bedarf insofern einer näheren Betrachtung, als dass aus den gegebenen



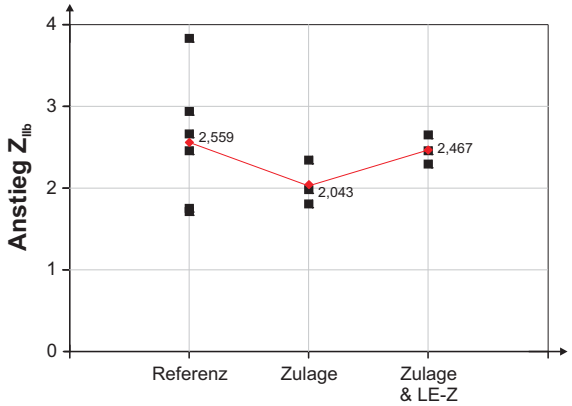
(a) Serie 4: Anstieg im Zustand IIb m_3, Schuss



(b) Serie 4: Anstieg im Zustand IIb m_3, Kette



(c) Serie 7: Anstieg im Zustand IIb m_3, Schuss



(d) Serie 7: Anstieg im Zustand IIb m_3, Kette

Bild 3.29: Einfluss auf die Steifigkeit im Zustand IIb

Randbedingungen in den Randbereichen eigentlich ein höherer geometrischer Bewehrungsgrad im Querschnitt vorhanden ist. Mit ρ_0 als dem Bewehrungsgrad der zu untersuchenden Hauptbewehrung, b_{eff} als effektiver Breite des Probekörpers (von der Ausrichtung der Bewehrung abhängig), dem Bewehrungsgrad ρ_{Rand} und der Breite des bewehrten Randes b_{Zulage} sowie dem Faktor α_l als Korrekturfaktor, der die Mitwirkung der Zulagen in Beanspruchungsrichtung beschreibt, ergibt sich der effektive Bewehrungsgrad ρ_{eff} zu:

$$\rho_{\text{eff}} = \frac{\rho_0 \cdot b_{\text{eff}} + 2\rho_{\text{Rand}} \cdot b_{\text{Zulage}} \cdot \alpha_l}{b_{\text{eff}}} \tag{3.14}$$

Setzt man die entsprechenden Breiten ($b_{\text{eff}} = 400\,\text{mm}$, $b_{\text{Rand}} = 50\,\text{mm}$) und Bewehrungsverhältnisse ein ($\rho_{\text{Rand}} = \rho_0$ und $\alpha_l = 0,5$), so ergibt sich für die untersuchte AR-Glas-Bewehrung **NWM3-026-05-p2** (Typ: A00) ein effektiver geometrischer Bewehrungsgrad von:

$$\rho_{\text{eff}} = 1,125\rho_0 \tag{3.15}$$

Eine 12,5 %-ige Steigerung sollte sich – so nicht durch andere Effekte überlagert – in der Dehnsteifigkeit des Verbundmaterials im Zustand IIb messbar niederschlagen. Leider offenbarten die uniaxialen Probekörper mit Randversteifung, Typ P1a, in Kettrichtung unplanmäßig große Streuungen in den Verformungen. Die Proben wiesen im Zustand IIb oberhalb von 8 ‰ eine stark reduzierte Steifigkeit auf und können aus diesem Grund nicht für die Erklärung herangezogen werden. In der Schussrichtung (Bild 3.29(a)) lässt sich immerhin ein Anstieg um ca. 4 % nachweisen.

Die Ursache für den Unterschied zwischen der prozentualen Erhöhung der Bewehrungsmenge und der prozentualen Steigerung der Tragfähigkeit ist darin begründet, dass die Dehnungsmessung in der unverstärkten Probenmitte stattfindet – beidseitig 150 mm von den verstärkten Randbereichen entfernt – und die Bewehrung nicht gleichverteilt im Querschnitt liegt, sondern in den Randbereichen konzentriert ist. Inwieweit dieser Einfluss in Probenmitte noch messbar ist, kann aus den vorliegenden Daten nicht eindeutig bestimmt werden, denn er wird vom Einfluss der geometrischen Randstörungen überlagert. Bei Carbon kann davon ausgegangen werden, dass der Einfluss der materiellen Randstörungen in Probenmitte weitgehend abgeklungen ist und allein die geometrischen Randstörungen die Steifigkeit wirksam beeinflussen können. In Schussrichtung (Bild 3.29(c)) ist infolge der Randstörungen ein schwacher Anstieg erkennbar, in der Kettrichtung (Bild 3.29(d)) sind die Ergebnisse wiederum nicht eindeutig, wobei insbesondere die große Streubreite der Referenzprüfkörper die Bestätigung eines möglichen Trends verhindert.

Die versteifende Wirkung der geometrischen Randstörungen ist bereits in der qualitativen Auswertung der Spannungs-Dehnungs-Linien der Serie 4 (Bild 3.25) in beiden Bewehrungshauptrichtungen erkennbar. In der Modellvorstellung wird der versteifende Effekt der geometrischen Randstörungen auf eine Dehnungsbehinderung der weitgehend unbelasteten seitlichen Lasteinleitungszähne auf den Innenbereich der Probe zurückgeführt. Genauere Aussagen können hierzu aus den vorliegenden Versuchsdaten nicht getroffen werden, da das Dehnungsverhalten der Lasteinleitungszähne nicht messtechnisch erfasst wurde.

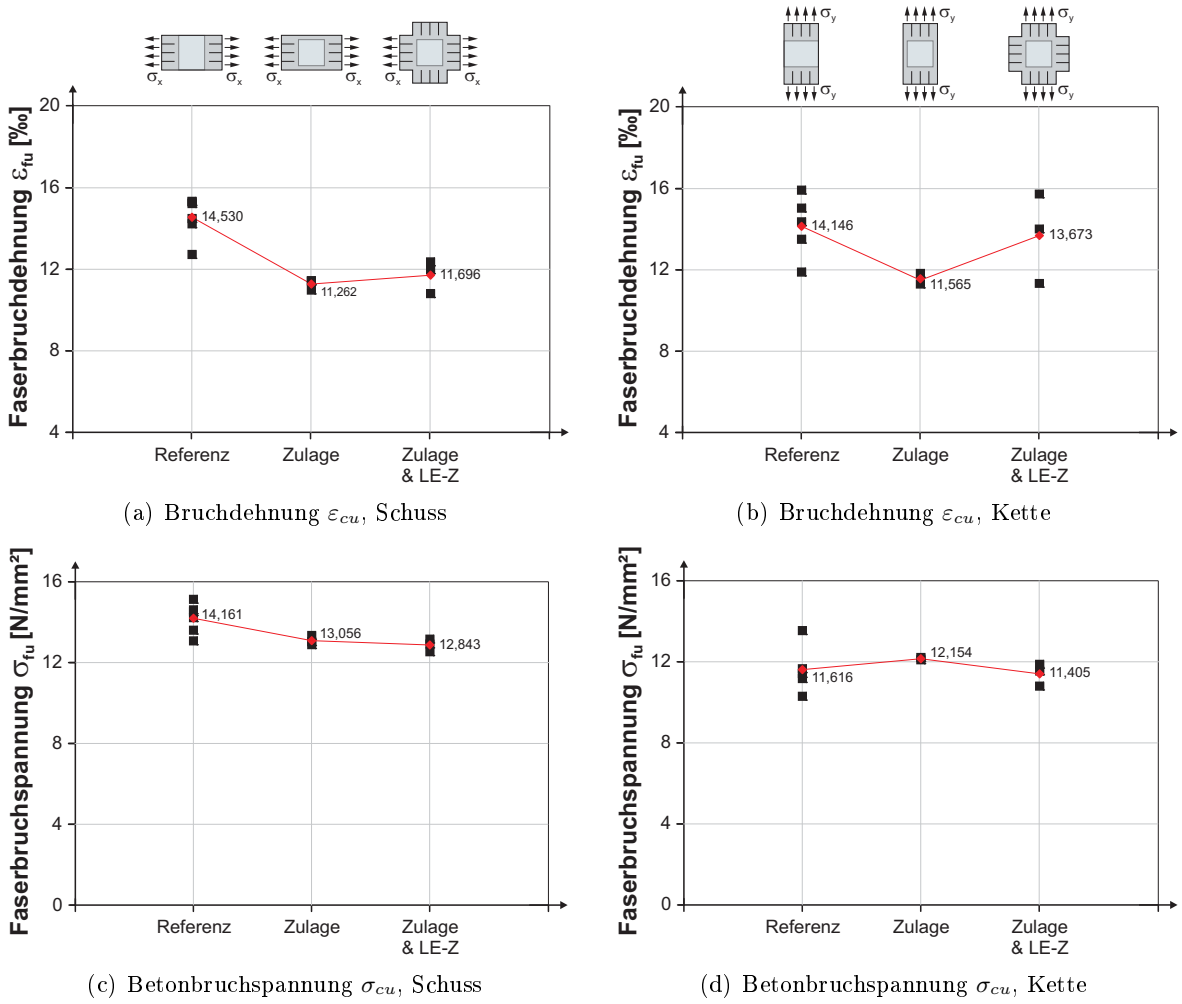
Zusammenfassend kann festgestellt werden, dass die Auswirkungen der Randstörungen auch im Zustand IIb den Dehnungsverlauf in der Mitte des Versuchskörpers signifikant beeinflussen. Sowohl der erhöhte Bewehrungsgrad im Randbereich als auch die seitlichen Lasteinleitungszähne

wirken versteifend, wobei vermutlich der Einfluss der geometrischen Randstörungen überwiegt. Es ist jedoch anhand der durchgeführten Versuche nicht möglich, beide Effekte unabhängig voneinander zu betrachten und ihren Einfluss auf das Gesamtsystem zu wichten.

3.6.3.7 Einfluss auf den Bruch

Der Vergleich der Betonbruchdehnungen ε_{cu} in Bild 3.30(a) und Bild 3.30(b) zeigt ein annähernd identisches Verhalten in Schuss- und Kettrichtung. Aufgrund der zuvor beschriebenen Einflüsse der materiellen und geometrischen Randstörungen im Zustand IIb ist auch die in Probenmitte gemessene Bruchdehnung nicht frei von Störeinflüssen. Sie liegt für den biaxialen Probekörper in Kettrichtung knapp 4 ‰ und in Schussrichtung ca. 3 ‰ niedriger als der Durchschnitt der uniaxialen Referenzprüfkörper.

Die Ursachen für diese Differenzen wurden bereits ausführlich beschrieben. Die Randversteifung beeinflusst den internen Kraftfluss im gerissenen Beton maßgeblich. Die Spannungskonzentrationen an den Sägeschnitten, die bereits die Erstrissbildung beeinflussen, sind nach Meinung



(a) Bruchdehnung ε_{cu}, Schuss

(b) Bruchdehnung ε_{cu}, Kette

(c) Betonbruchspannung σ_{cu}, Schuss

(d) Betonbruchspannung σ_{cu}, Kette

Bild 3.30: Einfluss auf den Bruch

des Verfassers auch für das vorzeitige Versagen der Randbereiche verantwortlich. Diese These stützt sich auf die Beobachtungen zahlreicher Versuche. Generell bilden sich an den Sägeschnitten bereits auf niedrigem Lastniveau kurze, jedoch relativ breite Risse, die teilweise mit bloßem Auge aus 1 m Entfernung erkennbar sind. Die Rissbreiten und die Länge dieser Risse wachsen während der Versuche sukzessive an. Vom größten dieser Einzelrisse geht dann auch das globale Versagen aus. Es wird daher vermutet, dass die außenliegenden Rovings in diesen Rissen überproportional beansprucht werden. Beim Versagen dieser hochbeanspruchten Rovings kann ein progressives Versagen eingeleitet werden. Das Versagen der Probe erfolgt durch Aufreißen von einer Seite, wobei Beginn und Ende des finalen Risses immer in der Spitze eines Sägeschnittes liegen.

Die in Probenmitte gemessenen geringeren Dehnungen lassen damit keine unmittelbare Aussage über den Bruchzustand zu, da die dort liegenden Rovings infolge der Umlagerung des Kraftflusses in die Randbereiche geringer ausgelastet sind als im Referenzprüfkörper. Das Versagen wird somit nicht durch das Erreichen der Zugtragfähigkeit der Bewehrung im unverstärkten Bereich des Probekörpers eingeleitet, sondern durch lokale Überbeanspruchungen der Bewehrung infolge der materiellen und geometrischen Randstörungen.

3.6.4 Schlussfolgerungen

In diesem Kapitel wurde der Versuchsstand zur Durchführung zweiaxialer Zugversuche zur Analyse des Zug-Zug-Tragverhaltens von Textilbeton vorgestellt und kritisch hinsichtlich seiner Eignung und der qualitativen und quantitativen Bestimmung von Störeinflüssen hinterfragt. Die folgenden Punkte fassen die Erkenntnisse und Schlussfolgerungen dieser Analyse zusammen:

- Der vorgestellte Versuchsstand ist für die Untersuchung des zweiaxialen Tragverhaltens von Textilbeton unter Zug-Zug-Beanspruchungen grundsätzlich geeignet. Die Eintragung der äußeren Lasten erfolgt in beiden Hauptrichtungen kraftgesteuert, wodurch die Kontrolle und Regelung des jeweils eingestellten Kräfteverhältnisses F_x/F_y zu jedem Zeitpunkt sichergestellt sind. Die kombinierte Kraft-Weg-Steuerung ermöglicht darüber hinaus eine schwimmende Lagerung der Probe und gewährleistet die achstreue Lasteinleitung.
- Die zwängungsfreie Lasteinleitung über die doppelte Waagebalkenkonstruktion ermöglicht über einen relativ großen Verformungsbereich eine gleichmäßige Kraftaufteilung auf die jeweils vier Lasteinleitungszähne und damit eine möglichst gleichförmige Spannungsverteilung im Querschnitt. Innerhalb einer Parameterstudie wurde die Lasteinleitung schrittweise optimiert. Bei randparalleler Ausrichtung der Bewehrungselemente innerhalb des Probekörpers kann näherungsweise davon ausgegangen werden, dass die Beanspruchungen verzerrungsfrei in den Probekörper eingeleitet werden. Dies wurde anhand der Auswertung der Photogrammetriedaten verifiziert.
- Für die Krafteinleitung in den Beton wurde eine robuste und zugleich technisch einfache Lösung gesucht, um innerhalb des vorgegebenen Zeitrahmens die angestrebten Versuche durchführen zu können. Die gewählte Lösung über Bolzenverbindungen stellt einen zufriedenstellenden Kompromiss zwischen dem Ziel einer gleichmäßigen, zwängungsfreien Lasteinleitung und dem erforderlichen Aufwand dar. Im Rahmen zahlreicher Vorversuche wurden die Einflussfaktoren der Lasteinleitungskonstruktion auf das Trag- und Verformungsverhalten des biaxialen Probekörpers untersucht. Über Bewehrungszulagen kann

ein vorzeitiges Versagen infolge von Querschnittsschwächungen oder lokalen Spannungskonzentrationen deutlich vermindert, jedoch nicht vollständig ausgeschlossen werden. Die daraus resultierenden Effekte auf das Dehnungsverhalten im Messbereich des Probekörpers wurden umfassend analysiert und stellen die Grundlage für die Bewertung und mögliche Korrektur der Messdaten dar.

- Die Sichtung der Literatur belegt, dass Randstörungen ein materialübergreifendes Problem sind, dem man am geschicktesten durch einen möglichst großen Abstand der Störstellen vom Messbereich begegnet [11, 74]. Im Hinblick auf die Entwicklung des hier besprochenen biaxialen Probekörpers wurde diesem Grundsatz in größtmöglichem Umfang Rechnung getragen. Die im Rahmen des SFB 528 zur Verfügung stehenden Bewehrungen werden auf Textilmaschinen mit einer Maximalbreite von 1,20 m gefertigt. Zum Zeitpunkt der Planung des Versuchsstandes erlaubte die zur Verfügung stehende Beschichtungstechnologie zudem nur die Beschichtung auf ca. 1 m Breite abzüglich der Fertigungstoleranzen. Entsprechend dieser Randbedingungen stellen die gewählten Abmessungen des Probekörpers die Grenze des seinerzeit Möglichen dar. Der Einfluss der Randstörungen auf den Messbereich wurde ermittelt und wird als akzeptabel angesehen.
- Die gewählte optische Messtechnik eignet sich hervorragend zu einer annähernd flächigen Beobachtung des Verformungsverhaltens des biaxialen Probekörpers. Die Erweiterung der Punkterfassung vom 200×200 mm großen Messbereich auf den gesamten 400×400 mm großen Innenbereich des Probekörpers erlaubt eine gute Erfassung der Randstörungen. Anhand des feinmaschigen, regelmäßigen Punktrasters kann der vollständige Verzerrungszustand erfasst werden. Die Erfassung des Spannungs-Dehnungs-Verhaltens vom Zeitpunkt der Rissbildung bis zum Bruch erfolgt mit guter Genauigkeit. Verformungsmessungen am ungerissenen Beton sind hingegen mit deutlich größeren Unsicherheiten behaftet, da in diesem Bereich das Auflösungsvermögen der verwendeten optischen Messtechnik an seine physikalischen Grenzen stößt. Die Messung der Erstrissdehnung ε_{r1} und die Bestimmung des E-Moduls sind zwar möglich, unterliegen jedoch einer verhältnismäßig großen Unsicherheit. Bezogen auf die Bruchdehnung ε_{cu} nimmt die Erstrissdehnung lediglich 1 % des zu beobachtenden Verformungsverhaltens des Probekörpers ein. Der Versuchsstand ist damit nicht auf eine zuverlässige Bestimmung dieser Kennwerte ausgerichtet, sondern zur Beobachtung des Materialverhaltens über das gesamte Verformungsspektrum vom Erstriss bis zum Bruch.
- Das Versagen des Probekörpers wird maßgeblich durch die gewählte Probekörpergeometrie beeinflusst. An den Spitzen der allseitig vorhandenen Sägeschnitte bilden sich lokale Spannungskonzentrationen aus, die maßgeblich für das globale Versagen des Probekörpers sind. Diesem Einfluss kann durch Bewehrungszulagen nicht vollständig begegnet werden. Das Bruchkriterium der Probe wird im Versuch somit nicht durch das Erreichen der Zugtragfähigkeit der untersuchten multiaxialen Bewehrungsstrukturen erreicht, sondern infolge lokaler Überbeanspruchung einzelner Rovings im Randbereich der Probe, die zu einem progressiven Versagen der Nachbarrovings und zum Aufreißen der Probe führt.

4 Tragverhalten unter Zug-Zug-Beanspruchung

4.1 Allgemeines

Die Untersuchung des Tragverhaltens textiler Bewehrungen unter biaxialer Zugbeanspruchung ist von entscheidender Bedeutung für die Aufstellung von Bemessungsmodellen für Textilbeton unter mehraxialer Biegung, Querkraft und Torsion. Im Rahmen der vorliegenden Arbeit wurden dazu zwei Versuchsserien mit unterschiedlichen Bewehrungsarten (AR-Glas, Carbon) durchgeführt, um den Einfluss von Querzugspannung und daraus resultierenden, parallel zur Längsbewehrung verlaufenden Rissen zu bewerten.

In Serie 1 wird das Materialverhalten von AR-Glas unter zweiaxialer Zugbeanspruchung untersucht. Die Probekörper (Typ P2) enthalten eine zweilagige Grundbewehrung des Typs A00. Entsprechend des Versuchsplans, siehe Abschnitt 3.3, wird der gesamte Zug-Zug-Quadrant über insgesamt 11 Spannungsverhältnisse abgedeckt. Bild 4.1 zeigt einen schematischen Überblick des zugehörigen Versuchsprogrammes. Die vollständige Versuchsdokumentation ist im Anhang, Abschnitt B.1, abgedruckt. [1] Serie 1 enthält pro Spannungsverhältnis σ_x/σ_y einen Versuch. Aus diesem Grund werden zur Interpretation der Ergebnisse die Versuche mit Carbonbewehrung (Serie 6) hinzugezogen. Die Versuche der Serie 6 (Anhang, Abschnitt B.1) wurden mit dem Carbontextil C00 durchgeführt, es wurden jedoch jeweils 3 Einzelversuche für jedes Spannungsverhältnis gefahren. Die Probekörpergeometrie und die Anzahl der Bewehrungslagen bleibt gegenüber Serie 1 unverändert. Die geometrischen Eigenschaften der beiden Bewehrungstypen A00 und C00 sind weitgehend identisch, die Festigkeit der Carbonbewehrung liegt etwa um den Faktor 2 höher, die Steifigkeit um Fakor 3.

4.2 Visualisierung der Versuchsdaten

Grundlage für die folgende Auswertung sind mittlere Dehnungen aus dem Messbereich des biaxialen Probekörpers mit einer Bezugslänge von 200 mm und der Annahme einer gleichför-

[1] Zum Zeitpunkt der Planung des Versuchsprogrammes, Anfang 2006, war über das mehraxiale Tragverhalten von Textilbeton fast nichts bekannt. Es war jedoch bereits Stand des Wissens, dass das Materialverhalten des Verbundwerkstoffs infolge der herstellungsbedingten Anisotropie der textilen Bewehrung richtungsabhängig sein würde, weshalb sich Symmetriebedingungen $\sigma_x = \sigma_y$ als Spiegelachse der Ergebnisse eines Oktanten auf Textilbeton nicht anwenden lassen. Die verfügbaren zeitlichen und technologischen Ressourcen ließen anfangs nur maximal einen Versuch pro Woche zu. Unter diesen Randbedingungen wurde entschieden, das Materialverhalten im gesamten Zug-Zug-Quadranten mit Hilfe unterschiedlicher Spannungsverhältnisse möglichst gut zu erfassen und dafür die Anzahl der Versuche zu beschränken. Die Ergebnisse unterliegen damit bei der Interpretation einem erhöhten Unsicherheitsfaktor, da natürliche Streuungen der Materialkennwerte somit nur in geringem Umfang erfasst werden konnten. Bei den nachfolgenden Versuchen mit Carbon konnte dieser Kompromiss dank verbesserter Ausstattung (2 Schaltische, bessere zeitliche Koordinierung) aufgehoben und jeweils 3 Einzelversuche je Spannungsverhältnis durchgeführt werden.

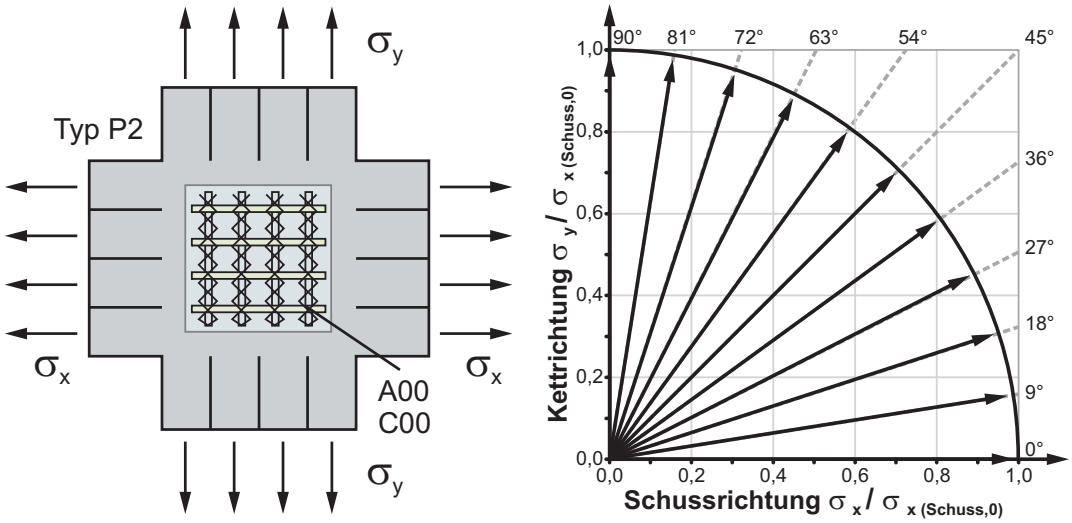


Bild 4.1: Serien 1/6: Probengeometrie und Belastungspfade für biaxiale Zugversuche mit Bewehrungen aus AR-Glas (A00) und Carbon (C00)

migen Spannungsverteilung $\sigma = F/A$, siehe Schritt 1 in Bild 4.2. Der Bezug der Versuchsergebnisse zu den Zustandsgrenzen des ACK-Modells erfolgt über eine lineare Regression der Spannungs-Dehnungs-Linien entsprechend Abschnitt 3.5.2. In Bild 4.2 ist dies in Schritt 2 exemplarisch für die Ermittlung der Erstrissspannung in Schussrichtung dargestellt. Der jeweilige Wertebereich wird in Abhängigkeit der Winkel α und β dargestellt, welche den resultierenden Lastpfad des jeweiligen Spannungsverhältnisses σ_x/σ_y repräsentieren (vergleiche Abschnitt 3.2.7).

Zusätzlich zum jeweilen Punkt der Spannungs-Dehnungs-Linie der betrachteten Hauptrichtung wird der Zustand der Rissbildung in Querrichtung erfasst, siehe Bild 4.2, Schritt 3. Durch Einfärbung des Diagrammhintergrundes wird der Zustand der Rissbildung der Querrichtung gekennzeichnet. Durch die Überlagerung der Darstellungen in Haupt- und Querrichtung, siehe Schritt 4 in Bild 4.2, können mögliche Einflüsse aus dem Risssystem der Querrichtung auf das Spannungs-Dehnungs-Verhalten in der Hauptrichtung einfacher erkannt werden.

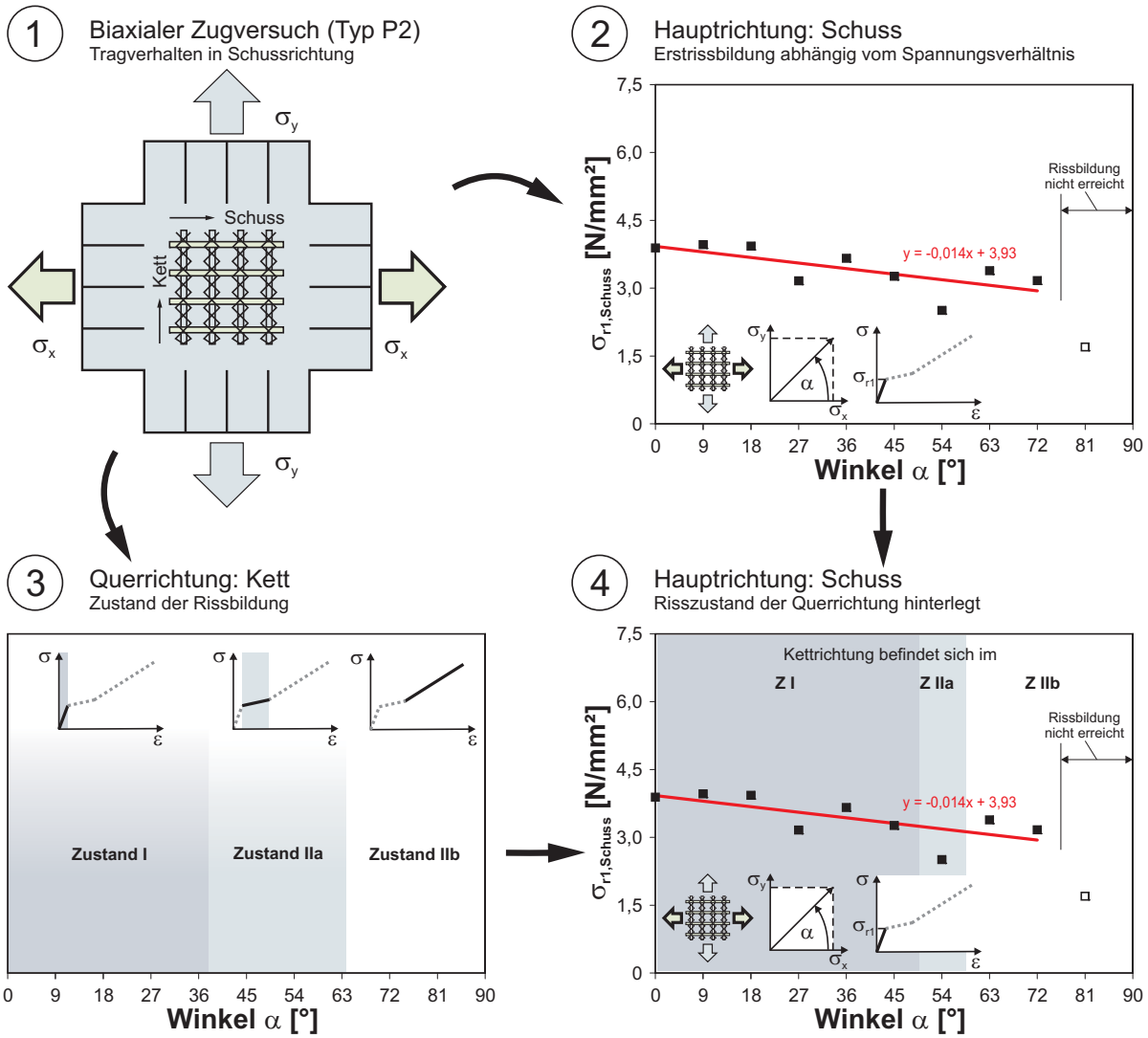


Bild 4.2: Erläuterung der Diagrammdarstellung zur Auswertung der biaxialen Zugversuche

4.3 Zustand I

4.3.1 Ergebnisse und Diskussion

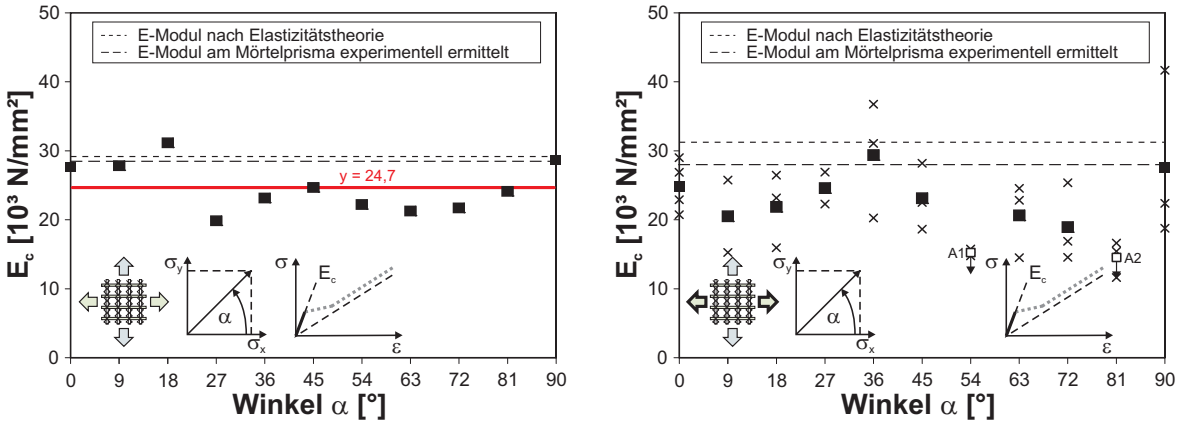
In Bild 4.3(a) ist der E-Modul für α, $\beta > 0°$, berechnet aus den Erstrissspannungen und Erstrissdehnungen der Schuss- und Kettrichtung, dargestellt. Für Serie 6, siehe Bild 4.3(b), wurde zunächst analog aus den 3 Einzelversuchen ein E-Modul bestimmt (×). Anschließend wurde aus den resultierenden 3 Werten je Spannungsverhältnis ein Mittelwert (■) für den E-Modul gebildet.

Bei beiden Serien gibt es eine relativ große Streubreite des Wertebereiches. Die horizontale Trendlinie liegt deutlich unterhalb des für den verwendeten Feinbeton am Mörtelprisma bestimmten Vergleichswerts. Die Einzelwerte liegen zwischen 15.000 N/mm^2 und 42.000 N/mm^2. Von ähnlich großen Streuungen berichtete bereits Jesse [45].

Bei den Versuchen wurde der Bewehrungsgehalt nicht variiert. Streuungen des geometrischen Faservolumengehalts V_f ergeben sich daher ausschließlich aus den Streuungen der Probendicke (Sollmaß: 8 mm). Der mittlere Faservolumengehalt lag in der Serie 1 bei 1,54 Vol % und für die Serie 6 bei 1,49 Vol %. Der nach der Festigkeitslehre über den Faservolumengehalt theoretisch ermittelte E-Modul beträgt für die Proben der Serie 1 29.180 N/mm^2 und für die Serie 6 31.250 N/mm^2. Beide Werte sind in Bild 4.3 als horizontale Linien dargestellt. Die aus beiden Serien experimentell ermittelten Werte liegen mehrheitlich deutlich unterhalb dieser theoretischen Werte.

Als Ursache der Streuungen kommen mehrere Faktoren in Frage. Am naheliegendsten ist die natürliche Streuung der baustofflichen Kennwerte. Die geometrischen Randbedingungen sind ebenfalls veränderlich. So variiert die Bauteildicke der Platten und beeinflusst damit den effektiven Faservolumengehalt und somit direkt die Steifigkeit des Verbundwerkstoffes. Beide Effekte können jedoch noch nicht die extremen Abweichungen von ca. 50 % vom theoretischen Sollwert erklären.

Die Hauptursache für die verhältnismäßig großen Streuungen wird in einem – zur Bestimmung des E-Moduls – ungeeigneten Versuchsaufbau und dem verwendeten Messsystem gesehen. Der



(a) Serie 1, E-Modul E_c

(b) Serie 6, E-Modul E_c

Bild 4.3: Einfluss einer zweiaxialen Belastung auf den E-Modul E_c, Zustand I

Versuchsaufbau ist dafür ausgelegt, das Spannungs-Dehnungs-Verhalten von Textilbeton bis zum Versagen bei einer Bruchdehnung ε_{cu} von 8 bis 10 ‰ zu erfassen. Die Zugbruchdehnung des verwendeten Feinbetons liegt jedoch bei ca. 0,1 ‰ und nimmt damit gerade einmal ein Hundertstel des betrachteten Dehnungsbereiches ein. Der Betrag des Dehnungswerts beim Erstriss liegt an der Grenze des physikalischen Auflösungsvermögens des Photogrammetriesystems, weshalb Messungen im ungerissenen Beton mit starken Messungenauigkeiten behaftet sind.

Eine Abhängigkeit des E-Moduls vom Spannungsverhältnis ist nicht erkennbar. Der verwendete Feinbeton kann in diesem Zusammenhang näherungsweise als isotropes Material angesehen werden. Im Zustand I könnten sich Steifigkeitsunterschiede in den beiden Hauptrichtungen daher nur infolge signifikanter Unterschiede im Bewehrungsgehalt ergeben, die hier jedoch einerseits nicht vorhanden und andererseits messtechnisch bedingt nicht erkennbar werden.

4.3.2 Schlussfolgerungen

Die zur Bestimmung des E-Moduls ungeeignete Versuchsmethodik sowie die unzureichend auflösende Nahbereichsphotogrammetrie sind die maßgeblichen Ursachen für das große Streumaß des Wertebereiches. Generell liegen die ermittelten Werte deutlich unterhalb der theoretischen Steifigkeit.

Im Vergleich zu den Dehnkörperversuchen von Jesse [45], bei denen fast ausschließlich unbeschichtete Garne zum Einsatz kamen, wurden die hier vorgestellten Versuche generell mit beschichteten AR-Glas- und Carbonbewehrungen durchgeführt. Die Beschichtung führt zu kompakteren und formstabileren Garnquerschnitten, wodurch die Packungsdichte tendenziell steigt und eine Verbesserung der Verbundeigenschaften bewirkt. Grundsätzlich ist der E-Modul jedoch abhängig vom Faservolumengehalt, welcher in den hier vorliegenden Versuchen annähernd konstant gehalten wurde. Eine über das qualitative Maß hinausgehende Einschätzung erscheint deshalb nicht sinnvoll. Für die Gewinnung belastbarer Daten über das Tragverhalten von Textilbeton im ungerissenen Zustand wird daher die Verwendung eines geeigneteren Messsystems empfohlen, dessen Auflösungsvermögen und Genauigkeit um mindestens eine Größenordnung über dem hier verwendeten System liegen sowie Versuche an besser geeigneten Probekörpern.

4.4 Zustand IIa (Prozess der Rissbildung)

4.4.1 Erstrissbildung

4.4.1.1 Ergebnisse und Diskussion

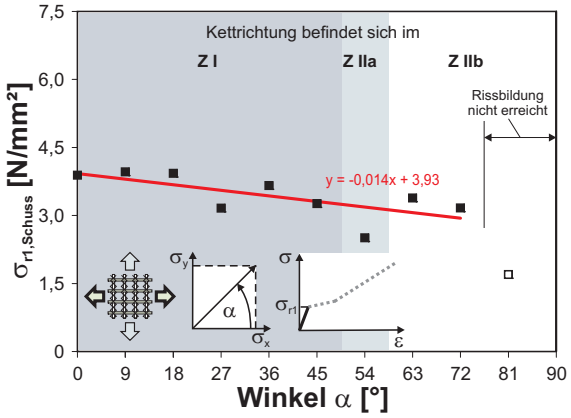
Mit der Entstehung des ersten Makrorisses erfolgt der Übergang vom Zustang I in den Zustand IIa. Bild 4.4 zeigt das aus der Regression ermittelte Spannungsniveau der Erstrissbildung für die Serien 1 und 6. Bei einaxialer Belastung in Schuss- oder Kettrichtung (α, $\beta = 0°$) liegt die Erstrissspannung unabhängig vom verwendeten Bewehrungsmaterial im Mittel bei etwa $4,1\,\mathrm{N/mm^2}$ und damit auf gleichem Niveau wie bei den hier nicht dargestellten einaxialen Referenzversuchen.

Mit steigender Querzugspannung nimmt die Erstrissspannung σ_{r1} bei Serie 1 mit einer AR-Glas-Bewehrung (Typ A00) in beiden Hauptrichtungen stetig ab. Ein direkter Einfluss eines

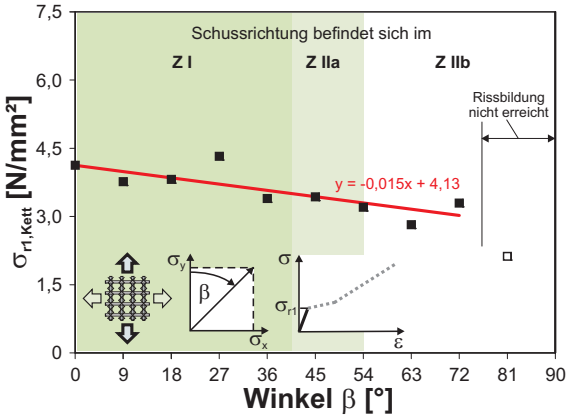
zweiten Risssystems aus der Querrichtung ist aus den vorliegenden Daten nicht erkennbar. In beiden Hauptrichtungen wurde nur bis zu einem Winkel von $\alpha, \beta = 72°$ das Erstrissniveau erreicht.

Ein Einfluss des Risssystems in Querrichtung auf das Spannungsniveau bei Erstrissbildung ist nicht erkennbar. Folgt man der Trendlinie, beträgt der Rückgang der Rissspannung bei starkem Querzug max. 15 % in Kettrichtung bzw. 20 % in Schussrichtung. Der Verlauf der Trendlinie suggeriert eine lineare Abhängigkeit der Erstrissspannung vom Spannungsverhältnis. Vom Stand des Wissens her ist jedoch bekannt, dass dieser Zusammenhang in der Vergangenheit an unbewehrtem Beton nicht nachgewiesen werden konnte. Da es sich bei der Serie 1 um Messwerte aus Einzelversuchen handelt und die Erstrissspannung in erster Linie von den Materialeigenschaften der Matrix bestimmt wird, soll die Serie 6 zur Verifizierung hinzugezogen werden.

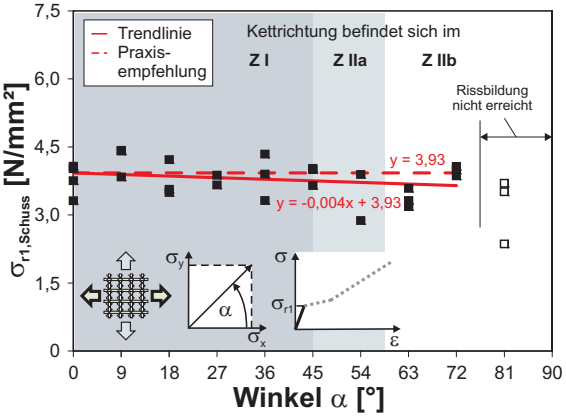
Die Serie 6 zeigt eine wesentlich geringere Abhängigkeit vom Spannungsverhältnis (siehe Bild 4.4(c) und Bild 4.4(d)). Der Wertebereich bewegt sich in Schuss- und Kettrichtung im Rahmen der natürlichen Streuung der Betonzugfestigkeit um den Mittelwert. Die Werte zeigen mit steigendem Winkel einen geringfügig abfallenden Trend. Bis zu einem Winkel von $\alpha, \beta =$



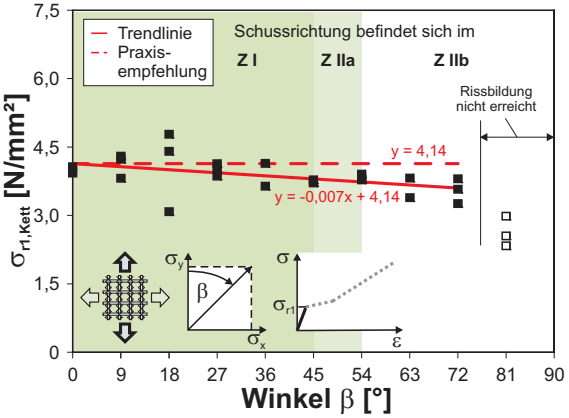
(a) Serie 1: Erstrissspannung σ_{r1}, Schuss



(b) Serie 1: Erstrissspannung σ_{r1}, Kette



(c) Serie 6: Erstrissspannung σ_{r1}, Schuss



(d) Serie 6: Erstrissspannung σ_{r1}, Kette

Bild 4.4: Einfluss einer zweiaxialen Belastung auf die Erstrissspannung σ_{r1}, Übergang Zustand I/IIa

45° reduziert sich die Erstrissspannung um ca. 7,6 %. Aus dem zweiten Risssystem in Querrichtung ist wie bei Serie 1 keine Veränderung des Materialverhaltens erkennbar. Wiederum wird bei den Winkeln $\alpha, \beta > 72°$ die Rissbildung nicht erreicht. Die angegebenen Spannungswerte liegen jedoch nur knapp unterhalb der Erstrissspannung.

4.4.1.2 Schlussfolgerungen

Die Ergebnisse der Serie 6 sind durch jeweils 3 Versuche je Spannungsverhältnis abgesichert und legen den Schluss nahe, dass ein Zusammenhang zwischen der Erstrissspannung und dem Spannungsverhältnis σ_x/σ_y besteht. Die Erstrisslasten unterliegen einem schwach abfallenden Trend. Dieses Ergebnis passt zum derzeitigen Stand des Wissens, nachdem für verschiedene Betone und mineralische Baustoffe keine signifikante Abhängigkeit gefunden werden konnte. Für die praktische Anwendung wird empfohlen, diese geringe Abhängigkeit zu vernachlässigen und mit dem einaxialen Wert der Erstrissbildung zu arbeiten.

Der Einfluss des Spannungsverhältnisses σ_x/σ_y erscheint bei AR-Glas (Serie 1) größer zu sein. Der abfallende Trend ist stärker ausgeprägt als bei Carbon. Bei $\alpha, \beta = 45°$ beträgt der Abfall bei AR-Glas 16 % gegenüber dem Wert bei einaxialer Beanspruchung in Schuss- oder Kettrichtung und ist damit etwa doppelt so groß wie bei Carbon.

Die Begründung für den stärker abfallenden Trend der Serie 1 ist nach Meinung des Verfassers daher dem Umstand geschuldet, dass es sich um Einzelversuche handelt. Betrachtet man die Ergebnisse der Serie 1 unabhängig vom Spannungsverhältnis, so liegen auch hier die Einzelwerte innerhalb der natürlichen Streuung der Betonzugfestigkeit. Bestätigt wird diese Annahme dadurch, dass die Werte für $\alpha = 72°$ sowie $\beta = 72°$ jeweils deutlich oberhalb der Trendlinie verlaufen, wogegen die Werte für $\alpha = 54°$, $\beta = 27°$ und $\beta = 63°$ jeweils auf eine sehr hohe bzw. eine sehr niedrige Festigkeit im jeweiligen Versuch hinweisen, die signifikant die starke Neigung der Trendlinie beeinflussen. Aus diesem Grund wird für die AR-Glas-Bewehrung vom Typ A00 der Serie 1 davon ausgegangen, dass der Einfluss des Spannungsverhältnisses auf die Erstrissspannung σ_{r1} auf Basis der vorliegenden Versuchsdaten überschätzt wird und sich bei einer größeren Anzahl von Messwerten eine ähnliche Größenordnung der Abhängigkeit wie bei Serie 6 ergeben würde, einschließlich der sich daraus ergebenden Praxisempfehlung.

4.4.2 Verlauf der Rissbildung

4.4.2.1 Ergebnisse und Diskussion

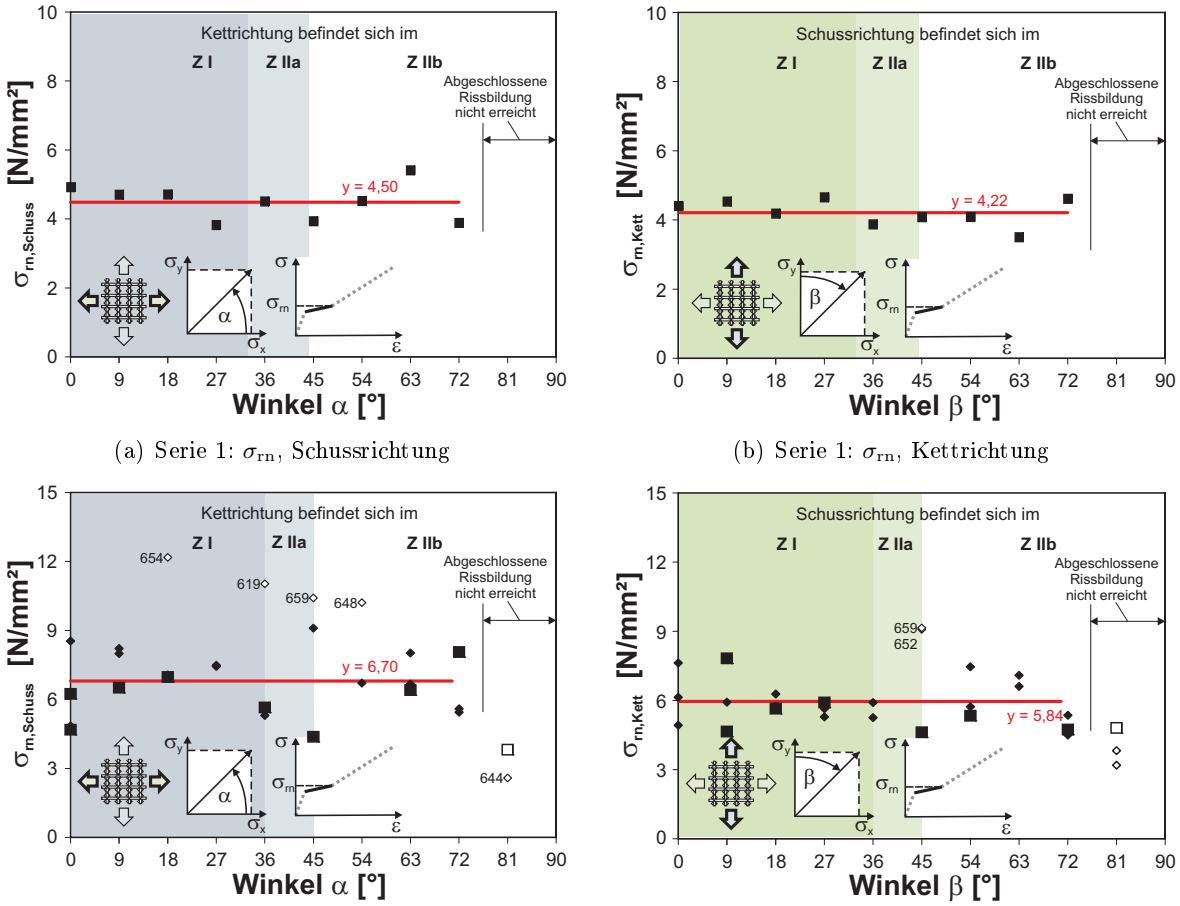
Spannung am Ende der Rissbildung σ_{rn}

Der Kurvenverlauf der Spannungs-Dehnungs-Linie für Textilbeton ist während der Rissbildung durch einen leichten Anstieg der Betonspannungen und eine große Dehnungszunahme gekennzeichnet. Die Ursache für das Anwachsen der Betonspannung liegt in der natürlichen Streuung der Zugfestigkeit. Das führt dazu, dass Bereiche mit niedriger Festigkeit eher versagen als Bereiche mit lokal höherer Festigkeit. Bild 4.5(a) und Bild 4.5(b) zeigen den Wertebereich für die Betonspannung für Serie 1 bei Erreichen des abgeschlossenen Rissbildes σ_{rn}. Im Vergleich zur Erstrissspannung sind die Streuungen geringer. Eine Abhängigkeit von Querzugspannungen ist eindeutig nicht erkennbar, die Beschreibung durch eine horizontale Linie (σ_{rn} = konstant)

ist sinnvoll. Der Mittelwert liegt mit $\sigma_{\mathrm{rn,Schuss}} = 4{,}50\ \mathrm{N/mm^2}$ bzw. $\sigma_{\mathrm{rn,Kett}} = 4{,}22\ \mathrm{N/mm^2}$ in beiden Richtungen auf gleichem Niveau.

Bild 4.5(c) und Bild 4.5(d) zeigen die Regressionsergebnisse für σ_{rn} der Serie 6. Die Streuungen der Einzelwerte sind deutlich größer als bei der Serie 1 und überschreiten das Maß der natürlichen Streuung der Betonzugfestigkeit. Auch der Mittelwert liegt mit $\sigma_{\mathrm{rn,Schuss}} = 6,70\,\mathrm{N/mm^2}$ bzw. $\sigma_{\mathrm{rn,Kett}} = 5,84\,\mathrm{N/mm^2}$ deutlich über den Werten der Serie 1. Die Ursache für diese Erhöhung ist jedoch aufgrund der Größe der Streuungen nicht allein auf Schwankungen der Betonqualität der verwendeten Matrix zurückzuführen.

Bei 2/3 der Versuche der Serie 6 kam es innerhalb des Zustands IIb zu Delaminationseffekten, die als maßgebliche Ursache für die starken Streuungen ausgemacht wurden. Die aus der Delamination resultierenden Dehnungszuwächse infolge des Abbaus der Welligkeit führen zu einer Verschiebung der Regressionsgeraden des Zustands II in positiver Richtung und damit zu einer methodisch bedingten Erhöhung der rechnerisch ermittelten Spannung am Ende der Rissbildung, welche aus dem Schnittpunkt der Regressionsgeraden für die Zustände IIa und IIb ermittelt wird. Die Auswirkungen des Welligkeitsabbaus erstrecken sich annähernd über den gesamten Spannungs-Dehnungs-Verlauf, daher werden Regressionsergebnisse, die davon beeinflusst sind, entsprechend markiert. Auf den Einfluss der Delamination auf das Tragverhalten



(a) Serie 1: σ_{rn}, Schussrichtung

(b) Serie 1: σ_{rn}, Kettrichtung

(c) Serie 6: σ_{rn} Schussrichtung

(d) Serie 6: σ_{rn}, Kettrichtung

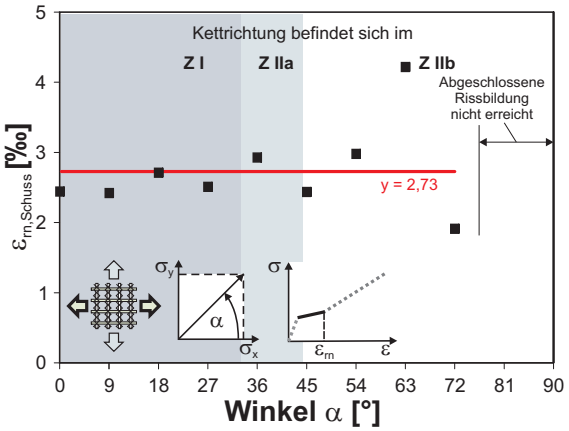
Bild 4.5: Spannung am Ende der Rissbildung σ_{rn}, Zustand IIa

von Textilbeton und deren Ursachen wird in Abschnitt 4.5.2 detailliert eingegangen. In diesen und allen folgenden Diagrammen sind Versuche, die offensichtlich durch Delaminationseffekte beeinflusst sind, mit ⋄ Symbol gekennzeichnet, während Versuche, bei denen der Delaminationseinfluss nicht eindeutig erkennbar oder nicht vorhanden ist, mit einem □ Symbol markiert sind.

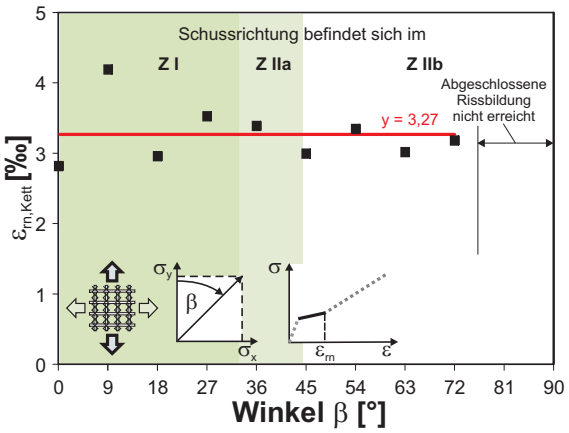
Dehnung am Ende der Rissbildung ε_{rn}

Bild 4.6(a) und Bild 4.6(b) zeigen die zugehörigen Dehnungen ε_{rn} beim Übergang vom Zustand IIa in den Zustand IIb (abgeschlossene Rissbildung) der Serie 1. Die Einzelwerte der Dehnungen streuen zum Teil recht stark, jedoch ist kein Einfluss des Querzugs erkennbar. Wie aus den Untersuchungen von Jesse [45] an Dehnkörpern bereits bekannt ist, liegt der Mittelwert für die Schussrichtung bei $\varepsilon_{rn,Schuss} = 2{,}73\,‰$ und für die Kettrichtung leicht höher bei $\varepsilon_{rn,Kett} = 3{,}27\,‰$.

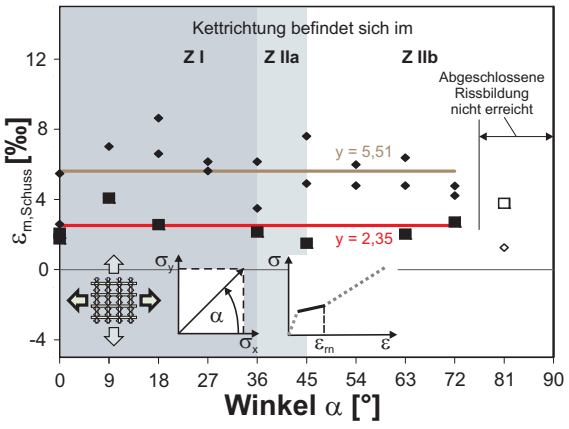
Bei Serie 6, siehe Bild 4.6(c) und Bild 4.6(d), stellt sich ein ähnliches Bild ein. Bildet man den Trend aus den offensichtlich nicht durch Delaminationseffekte beeinflussten Versuchen, so



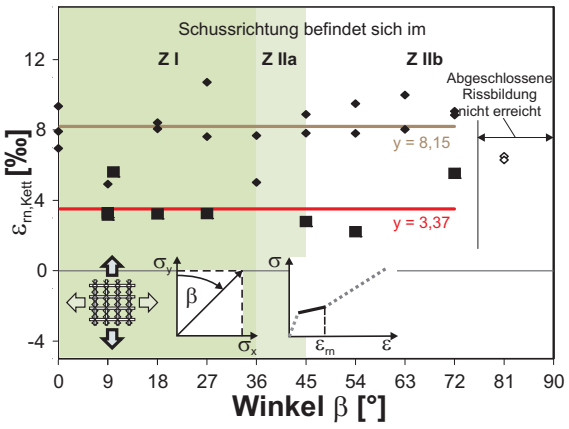
(a) Serie 1: ε_{rn}, Schussrichtung



(b) Serie 1: ε_{rn}, Kettrichtung



(c) Serie 6: ε_{rn}, Schussrichtung



(d) Serie 6: ε_{rn}, Kettrichtung

Bild 4.6: Dehnung am Ende der Rissbildung ε_{rn}, Zustand IIa

ergeben sich mit $\varepsilon_{\mathrm{rn,Schuss}} = 2{,}35\,‰$ und für die Kettrichtung leicht höher bei $\varepsilon_{\mathrm{rn,Kett}} = 3{,}37\,‰$ nur unwesentlich abweichende Zahlenwerte zur Serie 1.

Weiterhin ist in den Diagrammen der Serie 6 der Einfluss der Delamination auf die Rissbildung zu erkennen. In der Schussrichtung steigt der Mittelwert für $\varepsilon_{\mathrm{rn}}$ deutlich an. Der Dehnungszuwachs bei einsetzender Delamination ist auf die Störung des Roving/Matrix-Verbundes zurückzuführen. Infolgedessen können sich die Rovings frei dehnen und die herstellungsbedingte Welligkeit der Garne durch ein Geradeziehen weitgehend ungehindert abbauen. Gleichzeitig geht mit der Zerstörung des Roving/Matrix-Verbundes die Mitwirkung des Betons zwischen den Rissen (Zugversteifung, engl. *tension stiffening*) verloren, wodurch es ebenfalls zu einer Erhöhung der Dehnung kommt. Der Dehnungszuwachs lässt sich unabhängig von der äußeren Beanspruchung (dem anliegenden Spannungsverhältnis) für die Schussrichtung auf ca. $\Delta\varepsilon_{\mathrm{D}} = 3{,}2\,‰$ und in Kettrichtung auf $\Delta\varepsilon_{\mathrm{D}} = 4{,}8\,‰$ als konstantes Maß bestimmen. Eine Wichtung der Anteile aus dem Abbau der Welligkeit und aus Tension Stiffening ist nicht möglich.

Verhältnis der Betonspannungen $\sigma_{rn}/\sigma_{\mathrm{r1}}$

Das in Bild 4.7(a) und Bild 4.7(b) für Serie 1 dargestellte Spannungsverhältnis $\sigma_{\mathrm{rn}}/\sigma_{\mathrm{r1}}$ liegt – wie bei einaxialer Belastung – über einem großen Bereich der Abszisse bei ca. 1,2. Der Wert stimmt mit den Ergebnissen der einaxialen Dehnkörperversuche von Jesse [45] überein.

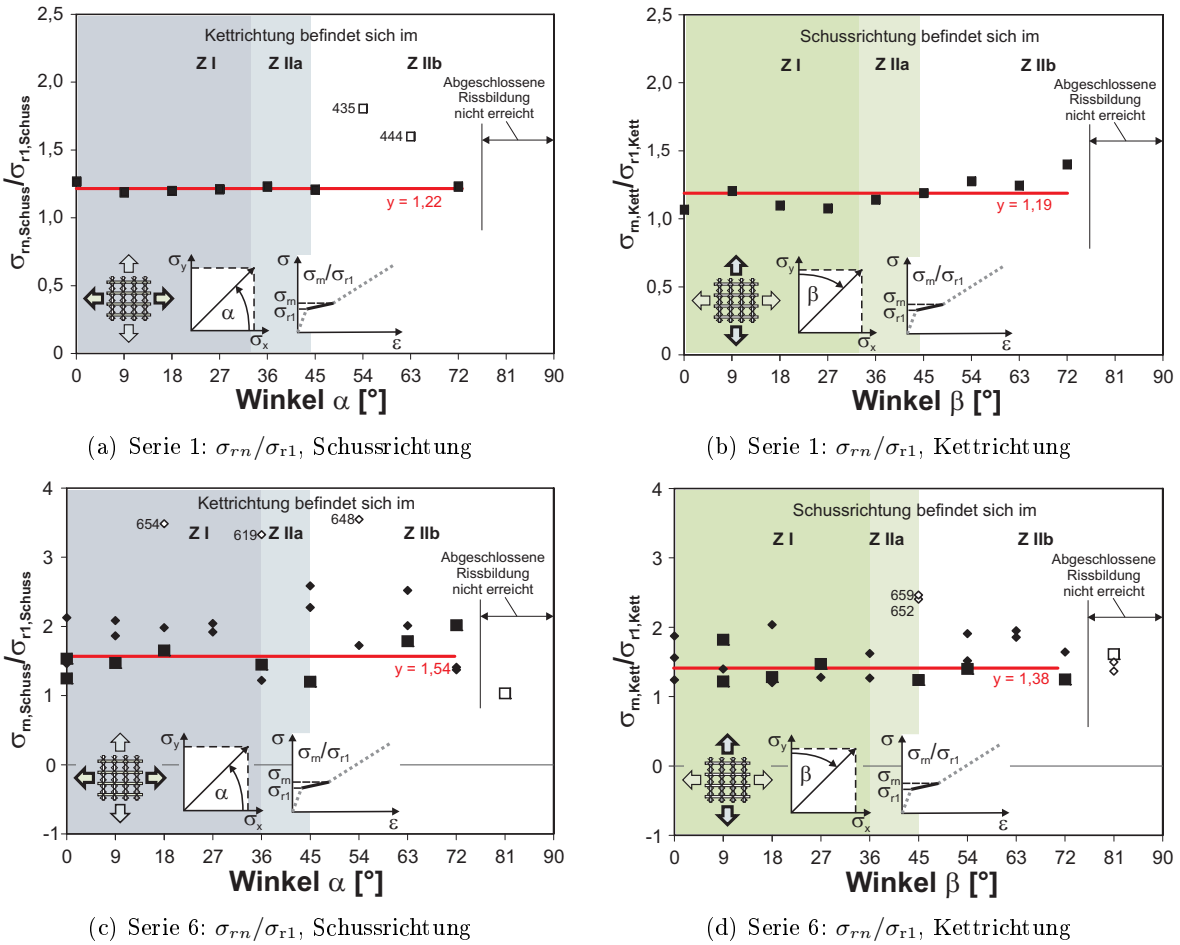
In Schussrichtung zeigen einzelne Versuche, B1-435 ($\alpha = 54°$) und B1-444 (63°), ein abweichendes Verhalten. In diesen Versuchen war kein ausgeprägter Zustand IIa identifizierbar. Sie werden daher als Ausreißer gewertet und gehen nicht in die Mittelwertberechnung ein. In Kettrichtung (Bild 4.7(b)) ist zwischen $\beta = 27°$ und 54° ein leicht steigender Verlauf erkennbar. Der Anstieg ist auf den Abfall der Erstrissspannung in der Serie 1, siehe Bild 4.4, zurückzuführen. Der Einfluss auf das Verhältnis $\sigma_{\mathrm{rn}}/\sigma_{\mathrm{r1}}$ erscheint jedoch insgesamt gering. Zudem wird ein möglicher Trend durch die Schussrichtung, siehe Bild 4.7(a), nicht bestätigt.

Der Wertebereich der Serie 6 ist, wie schon in den beiden zuvor besprochenen Kennwerten der Regression, durch Delaminationseffekte beeinflusst. Die zum Teil großen Streuungen des Spannungsverhältnisses $\sigma_{\mathrm{rn}}/\sigma_{\mathrm{r1}}$ sind daher in erster Linie auf die Schwierigkeiten zur exakten Bestimmung der Spannung am Ende der Rissbildung σ_{rn} zurückzuführen. Eine Deutung der Ergebnisse hinsichtlich des Materialverhaltens ist daher mit Unsicherheiten behaftet. Die Mittelwerte liegen mit $\sigma_{\mathrm{rn,Schuss}}/\sigma_{\mathrm{r1,Schuss}} = 1,54$ in Schussrichtung und in Kettrichtung bei 1,38 etwas höher als in Serie 1.

4.4.2.2 Schlussfolgerungen

Ein Einfluss des Spannungsverhältnisses σ_x/σ_y auf das Verhältnis der Spannungen am Ende der Rissbildung zur Erstrissspannung ($\sigma_{\mathrm{rn}}/\sigma_{\mathrm{r1}}$) ist sowohl bei AR-Glas (Serie 1) als auch bei Carbon (Serie 6) in beiden Bewehrungsrichtungen nicht erkennbar. Tendenziell ist davon auszugehen, dass das betrachtete Spannungsverhältnis maßgeblich durch die Eigenschaften der Matrix bestimmt wird und somit weitgehend unabhängig von der Art der Bewehrung ist.

Der Abbau der Welligkeit schlägt sich in den Ergebnissen der Carbonversuche deutlich stärker nieder als bei AR-Glas. Es ist anzunehmen, dass auch die Versuche, welche nicht von Delamination betroffen sind, Zusatzdehnungen aus dem Abbau der Welligkeit im Zustand IIb erfahren. Dieser Effekt führt zu einem methodischen Fehler bei der Bestimmung der Spannung am Ende



(a) Serie 1: σ_{rn}/σ_{r1}, Schussrichtung

(b) Serie 1: σ_{rn}/σ_{r1}, Kettrichtung

(c) Serie 6: σ_{rn}/σ_{r1}, Schussrichtung

(d) Serie 6: σ_{rn}/σ_{r1}, Kettrichtung

Bild 4.7: σ_{rn}/σ_{r1}, Zustand IIa

der Rissbildung im Verlauf der Regression, wodurch es zu einer Fehleinschätzung des Materialverhaltens kommt. Dieser Umstand wird als Ursache der gegenüber AR-Glas deutlich höheren Mittelwerte gesehen.

Die Erkenntnisse für AR-Glas basieren auf einer großen Zahl von Zugversuchen an Dehnkörpern mit unterschiedlichsten textilen Bewehrungen (vgl. Jesse [45]) und in den hier vorgestellten Zugversuchen mit Carbon ist kein davon abweichendes Materialverhalten festgestellt worden. Es wird daher davon ausgegangen, dass der Mittelwert von $\sigma_{rn}/\sigma_{r1} = 1{,}2$ auf Textilbeton mit Carbonbewehrungen übertragen werden kann.

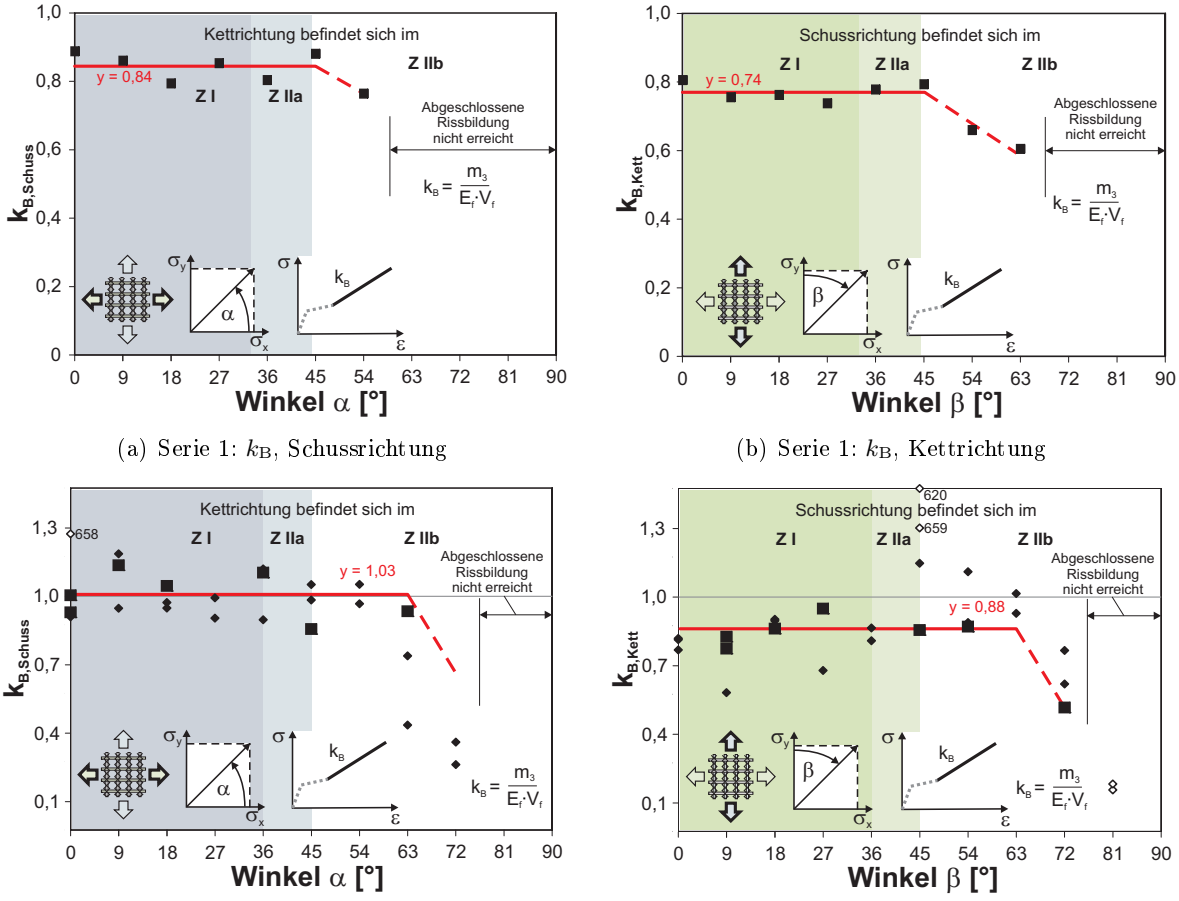
4.5 Zustand IIb (abgeschlossene Rissbildung)

4.5.1 Ergebnisse und Diskussion

4.5.1.1 Steifigkeit im Zustand IIb

In Bild 4.8(a) und Bild 4.8(b) ist der Verlauf des durch den Bündelfaktor k_B beschriebenen Steifigkeitsdefizits (dem Quotienten aus theoretischer Steifigkeit $E_\mathrm{f} \cdot V_\mathrm{f}$ und tatsächlich gemessener Steifigkeit im Zustand IIb) für die Serie 1 dargestellt. Der bei Textilbeton mit AR-Glas-Bewehrung stets beobachtbare Wert von etwa 0,75 … 0,85 und aus den Dehnkörperversuchen von Jesse [45] bestätigte Wert sinkt oberhalb von $\alpha = 45°$ deutlich ab.

Für den Bewehrungstyp C00 lässt sich in Serie 6 dieser für AR-Glas so typische Steifigkeitsabfall von 10 … 15 % nicht in dieser Größenordnung feststellen. In Schussrichtung, siehe Bild 4.8(c), schwankt der Wertebereich der störungsfreien Versuche als auch der durch Delaminationseffekte gestörten Proben um den Wert $k_\mathrm{B} = 1{,}0$. Aus den offensichtlich nicht durch Delamination beeinflussten Versuchen wurden die Mittelwerte $k_\mathrm{B,Schuss} = 1{,}03$ bzw. $k_\mathrm{B,Kett} = 0{,}88$ bestimmt.



(a) Serie 1: k_B, Schussrichtung

(b) Serie 1: k_B, Kettrichtung

(c) Serie 6: k_B, Schussrichtung

(d) Serie 6: k_B, Kettrichtung

Bild 4.8: Bündelfaktor k_B, Zustand IIb

In Kettrichtung ist also auch bei Carbon eine konstante Steifigkeitsreduktion um ca. 12 % gegenüber dem theoretischen Wert zu verzeichnen, wobei der Abfall im Vergleich zu den 25 % von AR-Glas in Serie 1 deutlich geringer ausfällt.

Auffallend sind weiterhin die zum Teil erheblich über 1,0 liegenden Einzelwerte für k_{B}, insbesondere bei Versuchen, die durch Delaminationseffekte beeinflusst sind , z. B. bei $\beta = 45°$, 54°und 63°. Hier wird vermutet, dass als Folge der Delamination (dem flächigen Ablösen des Betons von der Bewehrung) nur noch ein sehr geringer Verbund zwischen der äußersten Betonschicht und den textilen Bewehrungslagen vorhanden ist. Als Folge des massiv gestörten Verbundes erfährt diese Betonschicht nach dem Abplatzen geringere Dehnungszuwächse bei weiterer Laststeigerung, da sich die textile Bewehrung teilweise unabhängig von dieser Betonschicht bewegen und verformen kann. Das in diesen Versuchen verwendete Messverfahren kann diesen Effekt jedoch nicht ausgleichen, denn es misst ausschließlich Relativverschiebungen der sichtbaren Betonoberfläche. Deshalb wäre nach Meinung des Verfassers eine Deutung dieser geringeren Dehnungen als ein steiferes Materialverhalten eine Fehlinterpretation des durch Delamination massiv geschädigten Verbundmaterials. Rechnerisch ermittelte Werte k_B oberhalb des Grenzwertes $k_B = 1{,}0$ dienen daher im Rahmen der Auswertung als ein Kriterium zur Erkennung von Delaminationseffekten auf Basis der Messdaten.

Für die Serie 1 unterliegen Aussagen zur Entwicklung des Steifigkeitsdefizits oberhalb von $\alpha, \beta = 45°$ gewissen Unsicherheiten, da ab diesem Winkel die jeweils betrachtete Richtung nicht mehr die größte Beanspruchung erfährt. Oberhalb von 45° tritt das Versagen der Probe aufgrund der größeren Beanspruchung in der jeweils anderen Hauptrichtung ein, während sich die betrachtete Richtung im Übergangsbereich zwischen den Zuständen IIa und IIb befindet. In Serie 6 liegt diese Grenze bei $\alpha, \beta = 63°$. Aufgrund der höheren Festigkeit der Carbonfasern wird auch bei diesen Spannungsverhältnissen in der betrachteten Richtung der Zustand der abgeschlossenen Rissbildung noch erreicht.

Der Übergangsbereich zwischen den Zuständen IIa und IIb ist in den wenigsten Fällen ein klar definierter Punkt auf der Spannungs-Dehnungs-Linie. Im Regelfall ist die Spannungs-Dehnungs-Linie in diesem Bereich stark ausgerundet, die Steifigkeit des Zustands IIb wächst in diesem Bereich an bis zum Erreichen eines konstanten Endwertes, der den Zustand IIb charakterisiert. Oberhalb von $\alpha, \beta = 45°$ ist diese Übergangsphase z. T. nicht mehr vollständig ausgeprägt, sodass bei der Regression eine zu niedrige Steifigkeit ermittelt wird. Dieser Bereich der Trendlinie ist in Bild 4.8 gestrichelt dargestellt. Der Effekt tritt auch bei Carbon auf. Bei noch größeren Winkeln α, β wird der Zustand IIb in der jeweils betrachteten Hauptrichtung nicht mehr erreicht. Eine lineare Regression der Spannungs-Dehnungs-Linie bzw. die Bestimmung des Bündelfaktors k_{B} sind in diesen Fällen nicht mehr möglich. Die Bereiche sind in den Diagrammen entsprechend gekennzeichnet.

Schlussfolgerung

In einer früheren Veröffentlichung von Jesse & Jesse [43] wurde in die Versuchsergebnisse der Serie 1 oberhalb von $\alpha, \beta = 45°$ der Abfall von k_B als Trend interpretiert. Begründet wurde diese These damit, dass infolge von Längsrissen aus Querzug, welche sich typischerweise bei bewehrungsparalleler Beanspruchung entlang der Garne konzentrieren, der Verbund zwischen Matrix und Bewehrung geschwächt wird und es somit zu größeren Dehnungen bzw. zu einer Abnahme der Steifigkeit im Zustand IIb kommt.

Die Ergebnisse der Versuche mit Carbon (Serie 6) zeigen jedoch, dass trotz Längsrissen aus dem abgeschlossenen Rissbild in Querrichtung ($\alpha, \beta > 45°$) bis zu einem Winkel von $\alpha, \beta = 63°$ kein Abfall der Steifigkeit festgestellt werden kann. Der Einfluss der durch Längsrisse induzierten Verbundstörung scheint daher vernachlässigbar zu sein. Erst oberhalb von ($\alpha, \beta = 63°$) fallen die Werte rapide ab, da hier die volle Steifigkeit im Übergangsbereich zum Zustand IIb nicht mehr erreicht wird, was auch für Serie 1 gilt.

4.5.1.2 Zugversteifung

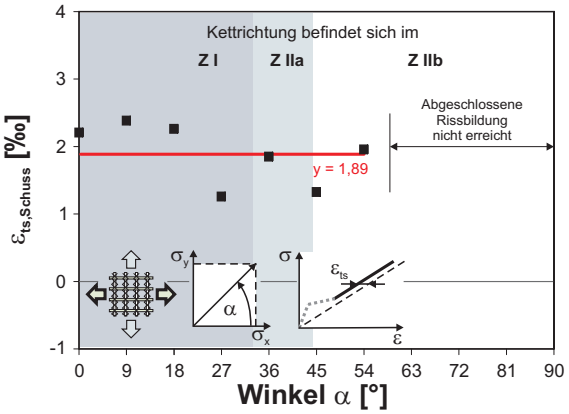
Bild 4.9(a) und Bild 4.9(b) zeigen die Mitwirkung des Betons zwischen den Rissen $\varepsilon_{\mathrm{ts}}$ (Zugversteifung, engl. *tension stiffening*) in Schuss- und Kettrichtung für die Serie 1. Über die Regression lassen sich Werte nur bis $\alpha = 54°$ (Schussrichtung) bzw. $\beta = 63°$ (Kettrichtung) ermitteln. Oberhalb wird in der betrachteten Richtung der Zustand IIb nicht mehr erreicht.

Die Werte streuen in beiden Hauptrichtungen stark und zeigen keine offensichtliche Abhängigkeit vom Spannungsverhältnis $\sigma_{\mathrm{x}}/\sigma_{\mathrm{y}}$ der zweiaxialen Belastung. Die geringe Anzahl an Probekörpern erschwert das Formulieren belastbarer Aussagen. Zur Interpretation der Ergebnisse muss die Serie 6 herangezogen werden.

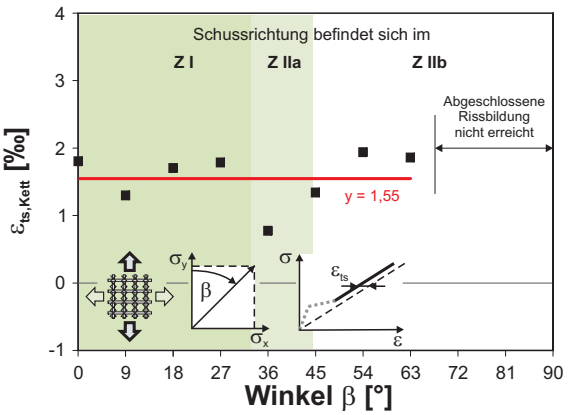
Bild 4.9(c) und Bild 4.9(d) zeigen den Wertebereich für die experimentell ermittelte Zugversteifung $\varepsilon_{\mathrm{ts}}$ für die Serie 6. Die Werte sind wiederum aufgeteilt in Versuche ohne und mit Delaminationseffekten. In Schussrichtung kann bei Versuchen ohne Delamination kein Einfluss auf $\varepsilon_{\mathrm{ts}}$ festgestellt werden. Die Einzelwerte liegen überwiegend nahe null. Der von null abweichende, konstante Mittelwert $\varepsilon_{\mathrm{ts,Schuss}}$ = -0,51 ‰ für die Schussrichtung resultiert maßgeblich aus dem Versuchswert für $\alpha = 9°$. In Kettrichtung liegt der Mittelwert bei $\varepsilon_{\mathrm{ts,Schuss}}$ = -1,23 ‰, in beiden Hauptrichtungen ist $\varepsilon_{\mathrm{ts}}$ negativ.

Aus den vorangegangenen Betrachtungen der Zustände IIa und IIb der Serie 6 ist bereits bekannt, dass das untersuchte Textil eine starke Welligkeit aufweist, die erst unter verhältnismäßig hohen Zugbeanspruchungen vollständig abgebaut werden kann. Der Abbau der Welligkeit resultiert in einem positiven Dehnungsbetrag, um den die Spannungs-Dehnungs-Linie im Diagramm nach rechts verschoben wird. Die negativen Werte für $\varepsilon_{\mathrm{ts}}$ deuten darauf hin, dass ein traditionell erwarteter Zugversteifungseffekt durch den Abbau der Welligkeit überlagert wird und keine exakte Trennung bzw. eine unabhängige Betrachtung beider Phänomene möglich ist.

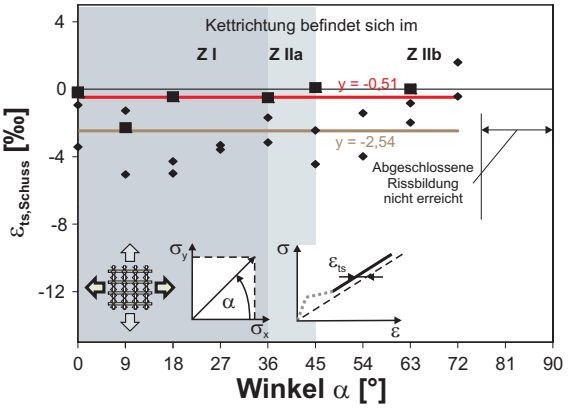
Weiterhin ist anzumerken, dass infolge Delamination offenbar zusätzliche Dehnungsanteile freigesetzt werden. Mit dem Absprengen der Betondeckung können auch geometrische Umlenkungen des Textils innerhalb des Betons durch Geradeziehen abgebaut werden. Solange keine Delamination auftritt, verursacht die Umlenkung der Garne lediglich Umlenkkräfte senkrecht zur Textilebene, die jedoch mit den resultierenden Zugkräften im Beton im Gleichgewicht stehen. Wird infolge dieser internen Zwangsspannungen die Betonzugfestigkeit überschritten, kommt es zum Abplatzen der Betondeckung. Damit verändern sich die geometrischen Randbedingungen für die Lage der textilen Bewehrung, die sich nun ungehindert strecken kann. Dieser Mechanismus wird auch von Lorenz et al. in [63] beschrieben. Der Dehnungsanteil $\Delta\varepsilon_{ts}$, der aus der Streckung der textilen Bewehrung resultiert und infolge Delamination und dem Wegfall der Zugversteifung freigesetzt wird, kann anhand von Bild 4.9(c) und Bild 4.9(d) aus der Differenz der Mittelwerte zu $\Delta\varepsilon_{ts,Schuss}$ = 2,0 ‰ für die Schussfäden und für die Kettfäden zu $\Delta\varepsilon_{ts,Kett}$ = 4,74 ‰ bestimmt werden.



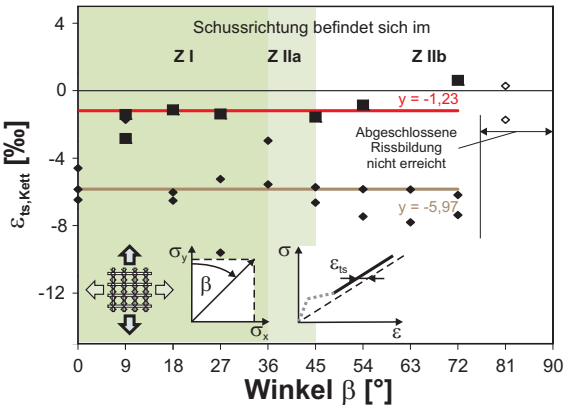
(a) Serie 1: Zugversteifung, ε_{ts}, Schussrichtung



(b) Serie 1: Zugversteifung, ε_{ts}, Kettrichtung



(c) Serie 6: Zugversteifung, ε_{ts}, Schussrichtung



(d) Serie 6: Zugversteifung, ε_{ts}, Kettrichtung

Bild 4.9: Zugversteifung ε_{ts}, Zustand IIb

Nach Beurteilung der Serie 6 sollen die Erkenntnisse nun auf die Einzelwerte der Serie 1 übertragen werden. Auch für Bewehrungen aus AR-Glas kann keine Abhängigkeit der Zugversteifung vom Spannungsverhältnis σ_x/σ_y festgestellt werden. Der Abfall der Einzelwerte für die Schussrichtung in Bild 4.9(a) ist demzufolge mit den natürlichen Schwankungen der Materialeigenschaften zu begründen. Der Verlauf der Kettrichtung in Bild 4.9(b) bestätigt, dass kein abfallender Trend vorliegt. Im Gegensatz zu den Carbonversuchen ist der in Serie 1 gemessene Mittelwert für ε_{ts} für beide Bewehrungshauptrichtungen positiv und liegt zwischen 1,55 und 1,89 ‰.

Schlussfolgerungen

Bei den Versuchen mit Carbon konnte trotz Unterscheidung zwischen den von Delaminationseffekten betroffenen und den ungestörten Versuchen kein Zugversteifungseffekt nachgewiesen werden. Es wird vermutet, dass auch bei Carbonbewehrungen trotz der im Vergleich zu AR-Glas schlechteren Verbundeigenschaften eine Zugversteifung existiert und experimentell nachgewiesen werden kann. In den vorliegenden Versuchsergebnissen muss jedoch davon aus-

gegangen werden, dass dieser Effekt durch den Dehnungszuwachs aus der Welligkeit vollständig überlagert bzw. negiert wird.

Unabhängig vom verwendeten Bewehrungsmaterial lässt sich feststellen, dass offensichtlich kein Einfluss aus dem zweiaxialen Zugspannungsverhältnis ableitbar ist. Demnach führt ein in Serie 1 und 6 vorhandenes, ab einem Winkel von $\alpha, \beta = 45°$ vollständig ausgeprägtes System von bewehrungsparallelen Längsrissen nicht zu erkennbaren Änderungen im Materialverhalten des Textilbetons.

Die Abschnitte der Spannungs-Dehnungs-Linien, die in Serie 6 zur Regression und Bestimmung der Materialkennwerte im Zustand IIb ausgewertet wurden, verlaufen generell parallel zur Geraden der theoretischen Garnsteifigkeit $E_f V_f$. Eine Reduktion der Zugversteifung bei steigender Last, wie sie bei AR-Glas gemessen wurde, konnte bei Carbon nicht beobachtet werden. In der Serie 1 wird entsprechend der aufgestellten Hypothese die gemessene Steifigkeit im Zustand IIb durch den lastabhängigen Abbau der Welligkeit überlagert. Eine lastabhängige Verbunddegradation würde in gleicher Weise das Dehnungsverhalten beeinflussen und ließe sich daher in diesem Versuchsaufbau nicht vom Welligkeitsabbau unterscheiden.

4.5.2 Einfluss der Welligkeit der Garne

In den vorhergehenden Abschnitten wurde bereits mehrfach auf die bei Serie 6 beobachtete Delamination hingewiesen, deren Ursache im Abbau der im Textil eingeprägten Welligkeit vermutet wird (vgl. Lorenz et al. [63]). Die verwendeten Bewehrungen haben aus der Garn- und Textilherstellung eine gewisse Welligkeit eingeprägt. Eine exakt eben ausgerichtete textile Struktur, einschließlich ebenso exakt gerade ausgerichteter Filamente innerhalb der Garne ist praktisch nicht möglich. Die Krümmung der Rovings und Filamente wird bei steigender Zugbeanspruchung der Bewehrung durch „Geradeziehen“ abgebaut. Bei Multifilamentgarnen/Textilien aus Carbon ist dieser Effekt im Vergleich zu AR-Glas infolge der geringeren Filamentquerschnitte und der damit verbundenen geringeren Biegesteifigkeit stärker ausgeprägt.

Bei den Versuchen der Serie 6 wurden zwei grundsätzliche Mechanismen beobachtet, die dem Abbau der Welligkeit unter Zugbeanspruchung zugeschrieben werden:

Abbau der Welligkeit Beginnend mit dem Einsetzen der Rissbildung kommt es zu einer signifikanten Zugbeanspruchung der textilen Bewehrung, womit der Abbau der im Textil eingeprägten Welligkeit beginnt. Herstellungsbedingt liegen Schuss- und Kettfäden innerhalb des textilen Geleges nicht exakt geradlinig. Die Kett- und Schussfäden werden in den Knotenpunkten durch die Wirkung des Nähfadens aufeinander gepresst, wodurch es zu Umlenkungen der Garne kommt. Es entstehen Umlenkkräfte senkrecht zur Textilebene auf die umgebende Matrix sowie Querdruck auf das Garn. Durch die Deformierung des Garnquerschnitts vom Kreis zur Ellipse werden die Krümmungen zum Teil reduziert. Die Reduzierung der Garnkrümmung schlägt sich im Spannungs-Dehnungs-Verhalten ebenfalls in einem Dehnungszuwachs nieder.

Bei den Carbonversuchen der Serie 6 konnte ein lastabhängiger Abbau der Welligkeit beobachtet werden, der innerhalb des Zustands IIb zum Stillstand kommt. Das prinzipielle Verhalten ist in Bild 4.10(a) beispielhaft für den Versuch B1-637 dargestellt. Das abgeschlossene Rissbild ist bei einer Faserspannung von ca. $300\,\mathrm{N/mm^2}$ erreicht. Dennoch ist

im Zustand IIb mit steigender Last eine stetige Zunahme der Steifigkeit des Verbundmaterials zu beobachten. Erst oberhalb einer Faserspannung von $\sigma_{f,W} = 1140\,N/mm^2$ (Index W für Welligkeitsabbau) geht der zuvor gekrümmte Kurvenverlauf in eine Gerade über. Ab diesem Punkt verläuft die Spannungs-Dehnungs-Linie näherungsweise parallel zur theoretischen Dehnsteifigkeit $E_f V_f$.

Delamination Bei ca. 2/3 aller Versuche der Serie 6 kam es zum flächigen Ablösen der Betondeckung (Delamination) während des Versuches. Dieser Effekt ist bei Bewehrungen aus AR-Glas bisher nicht beobachtet worden. Das Abplatzen der Betondeckung konnte durch eine Auswertung der Bilder für die photogrammetrischen Messungen verifiziert werden. In keinem Fall kam es mit Einsetzen der Delamination zu einem Versagen der Proben.

Das Einsetzen der Delamination führt in den Spannungs-Dehnungs-Linien zu einem starken Dehnungszuwachs im Zustand IIb, wodurch die Spannungs-Dehnungs-Linie nach rechts verschoben wird. Bild 4.10(b) zeigt anhand des Versuches B1-642 den für Delamination typischen Einfluss auf das Spannungs-Dehnungs-Verhalten.

Die Rissbildung setzt bei einer Faserspannung von $\sigma_{f,r1} = 266\,N/mm^2$ ein. Bei etwa $\sigma_{f,rn} = 350\,N/mm^2$ ist das abgeschlossene Rissbild erreicht, erkennbar durch den signifikant steileren Anstieg der Spannungs-Dehnungs-Linie. Im Zustand IIb verläuft die Kurve zunächst deutlich flacher als die theoretische Dehnsteifigkeit $E_f V_f$. Dies deutet auf den lastabhängigen Abbau der Welligkeit mit hin. Knapp unterhalb einer Faserspannung von $\sigma_{f,D} = 800\,N/mm^2$ (Index D für Delamination) setzt in diesem Versuch die Delamination ein, verbunden mit einem Dehnungszuwachs von ca. 2 ‰. Oberhalb dieses Lastniveaus verläuft die Spannungs-Dehnungs-Linie parallel zu $E_f V_f$.

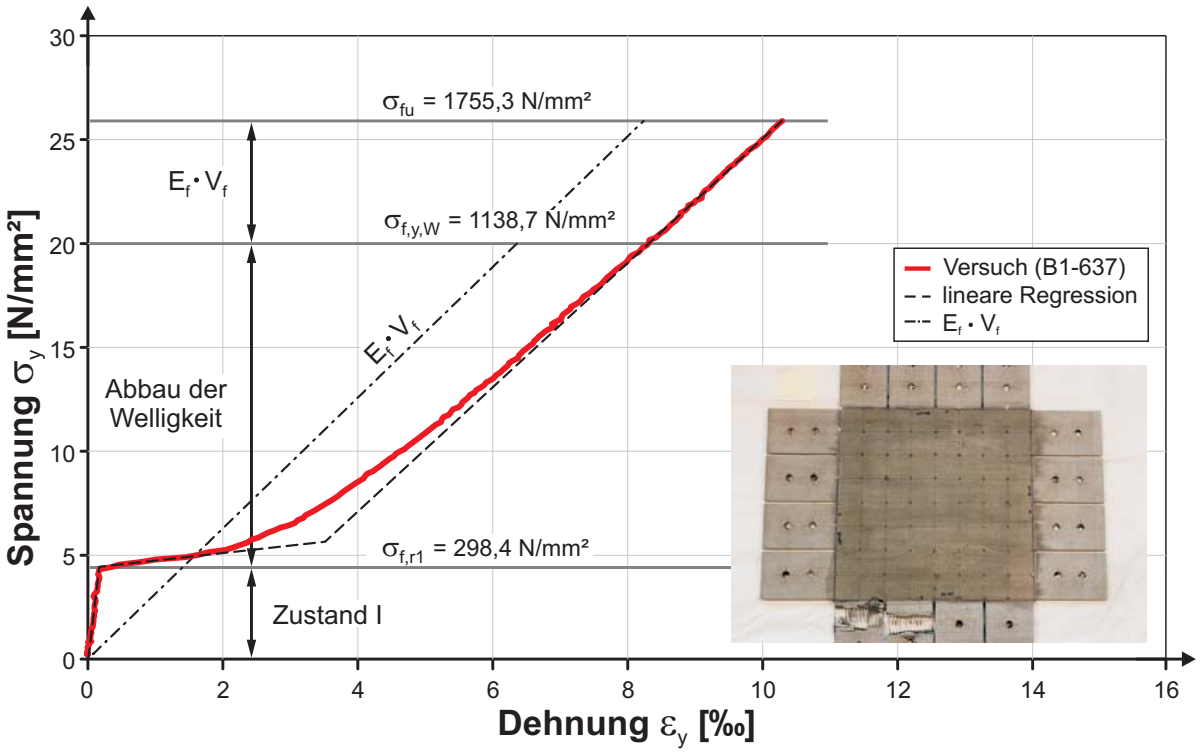
Auf Basis dieser Beobachtungen wurde im Anschluss untersucht, welchen Einfluss das Spannungsverhältnis σ_x/σ_y auf beide genannten Effekte hat. In Bild 4.11(a) und Bild 4.11(b) ist der Einfluss des Spannungsverhältnisses σ_x/σ_y auf den Wert $\sigma_{f,W}$ für Schuss- und Kettrichtung dargestellt. In beiden Bewehrungsrichtungen ist ein abfallender Trend zu beobachten.

Bild 4.11(c) und Bild 4.11(d) zeigen das Spannungsniveau $\sigma_{f,D}$, bei dem der Einfluss der Delamination auf das Spannungs-Dehnungs-Verhalten abklingt, in Abhängigkeit vom Spannungsverhältnis σ_x/σ_y. Wiederum ist ein abfallender Trend mit zunehmender zweiaxialer Beanspruchung erkennbar.

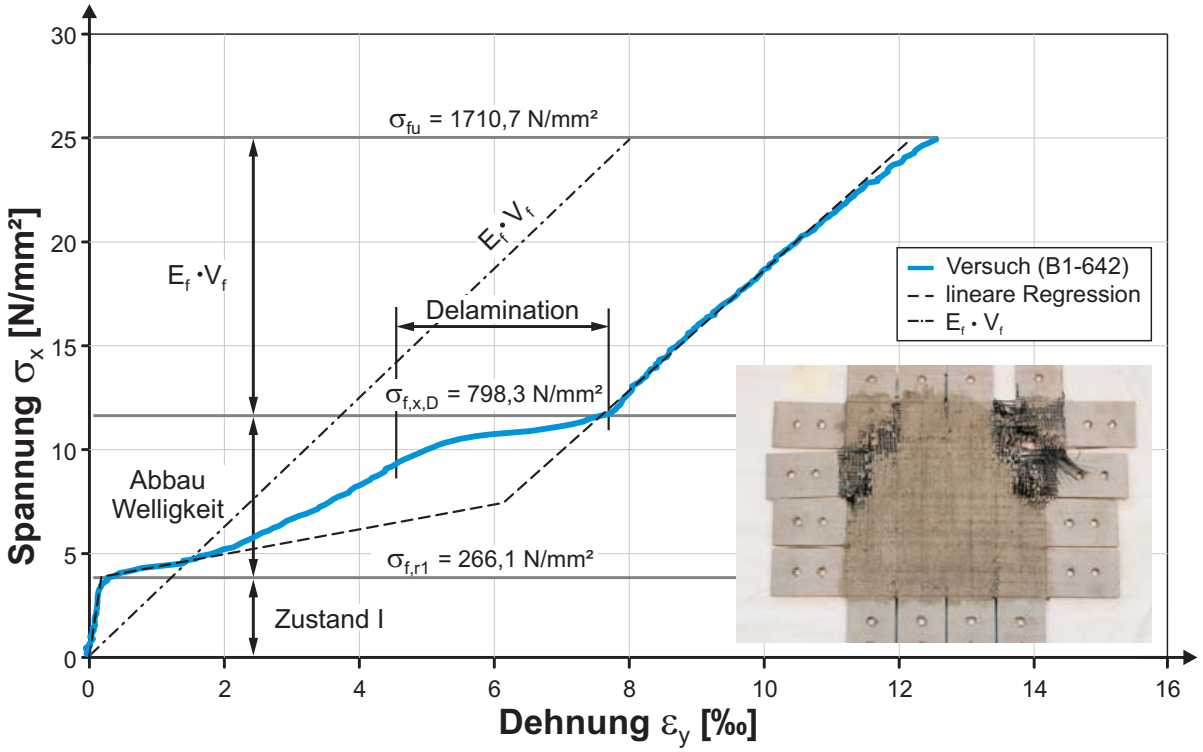
Schlussfolgerungen

Die Beobachtungen der Serie 6 sind in der einschlägigen Literatur bisher nicht zu finden. Die Welligkeit der Garne wird im Verlauf der Rissbildung offensichtlich nicht vollständig bzw. nur teilweise abgebaut. Ein Großteil der Welligkeit verbleibt auch nach Erreichen des abgeschlossenen Rissbildes im Textil und wird erst bei weiter steigender Zugkraft im Zustand IIb schrittweise abgebaut. Der Abbau der Welligkeit erfolgt entweder plötzlich infolge Delamination oder verschmiert über einen großen Spannungsbereich. Der dabei freigesetzte Dehnungsanteil beträgt bei den Versuchen der Serie 6 zwischen 0,5 und 3 ‰ in Schussrichtung und bis zu 4,5 ‰ in Kettrichtung.

Als Konsequenz aus den beschriebenen Beobachtungen ergibt sich die Notwendigkeit, die in Abschnitt 2.6.5.5 beschriebenen Einflüsse auf das Tragverhalten im gerissenen Zustand zu erweitern. Die Modellvorstellung für den Abbau der während der Garn- und Textilherstellung eingeprägten Welligkeit führt zu einer reinen Parallelverschiebung der Spannungs-Dehnungs-Linie



(a) Serie 6: Versuch B1-637 ($\alpha = 18°$) – schneller, verschmierter Abbau der Welligkeit, keine Delamination



(b) Serie 6: Versuch B1-642 ($\alpha = 27°$) – plötzlicher Abbau der Welligkeit durch Delamination

Bild 4.10: Serie 6: Einfluss der Welligkeit auf das Tragverhalten im Zustand IIb

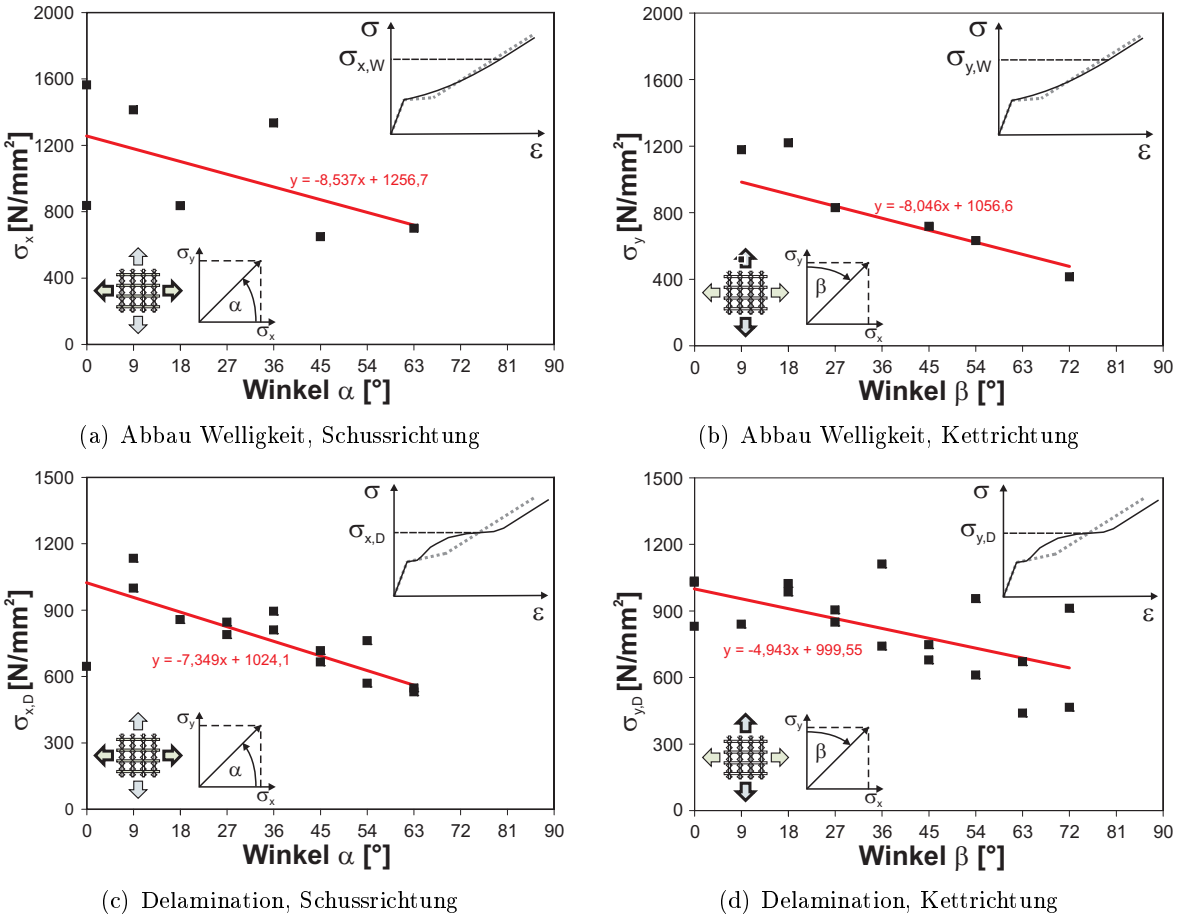


Bild 4.11: Serie 6: Einfluss des Spannungsverhältnisses σ_x/σ_y auf den Abbau der Welligkeit

entlang der x-Achse, siehe Bild 2.19(b). Dies ist gleichbedeutend mit einem lastunabhängigen Dehnungszuwachs während der Rissbildung. Nach dieser „verspäteten Aktivierung“ der Fasern gilt die Welligkeit als vollständig abgebaut, ein Einfluss auf die Steifigkeit des Verbundmaterials im Zustand IIb lässt sich damit nicht abbilden. Aus den Erkenntnissen der Carbonversuche lassen sich folgende Thesen ableiten:

- Der Abbau der Welligkeit ist mit dem Ende der Rissbildung nicht beendet. Es handelt sich vielmehr um einen lastabhängigen Prozess, dessen Einfluss weit in den Zustand IIb hineinreicht, siehe Bild 4.12(b). Bei AR-Glas wird die volle theoretische Textilsteifigkeit $E_f V_f$ nicht erreicht. In allen Versuchen (Serie 1) wurde eine niedrigere Steifigkeit gemessen, die in etwa 84 % von $E_f V_f$ für die Schussrichtung und 74 % von $E_f V_f$ in Kettrichtung entspricht. Auch Jesse [45] bestätigt die niedrigere Steifigkeit im Zustand IIb und führt zur Beschreibung dieses Effekts den Bündelfaktor k_B ein. Als Begründung für den Steifigkeitsabfall nennt Jesse das Versagen einzelner Randfilamente während der Rissbildung, allerdings konnte keine direkte Abhängigkeit zum Faservolumengehalt oder zur effektiven Bewehrungsoberfläche nachgewiesen werden.

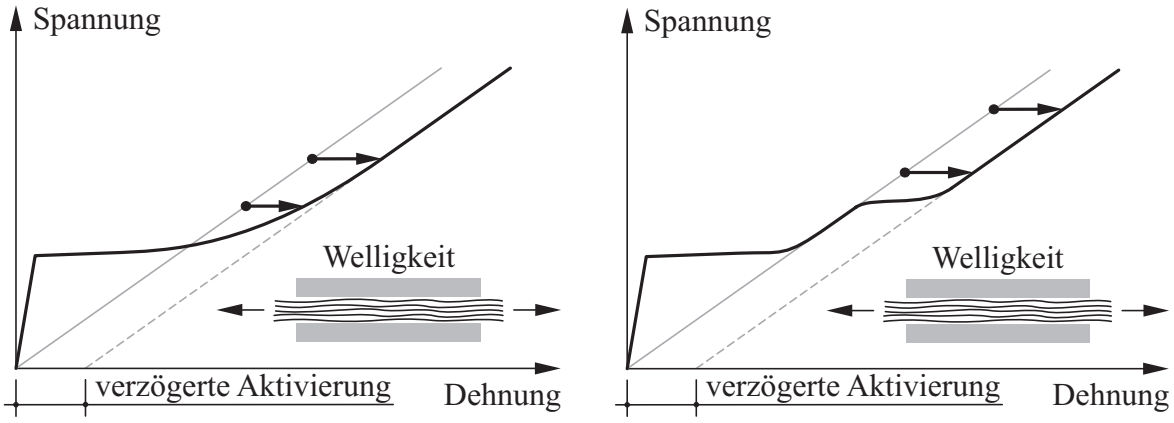
  Nach Meinung des Autors wird bei AR-Glas bis zum Bruch eine vollständige Streckung der Garne nicht erreicht. Geht man davon aus, dass der Großteil der eingeprägten Wellig-

keit der Textilien nicht aus der Welligkeit der Filamente, sondern aus der Textilherstellung kommt, so muss man annehmen, dass bei gleicher Herstellungstechnologie (Bindungsart) die beiden Bewehrungstypen A00 und C00 ein annähernd gleichgroßes Welligkeitspotential in sich tragen. Beide Gelege besitzen nahezu identische geometrische Eigenschaften. Betrachtet man nun das Spannungsniveau, auf dem in Serie 6 der Abbau der Welligkeit abklingt ($\sigma_{f,W} > 800\,N/mm^2$), so wird klar, dass Bewehrungen aus AR-Glas (Serie 1) dieses Spannungsniveau aufgrund ihrer niedrigen Festigkeit gar nicht erreichen können. Der stetige Abbau der Welligkeit unterhalb der Grenzspannung $\sigma_{f,W}$ führt effektiv zu einer Reduktion der gemessenen Steifigkeit im Zustand IIb. Damit ist eine mögliche Erklärung gefunden, warum bei AR-Glas (Serie 1) trotz der Beschichtung der Textilien $k_B < 1{,}0$ gemessen wurde, obwohl ein Teilversagen der Randfilamente während der Rissbildung durch die Beschichtung praktisch ausgeschlossen werden kann.

- Durch das Ablösen der Betondeckung (Delamination) wird die Verformungsbehinderung durch die Einbettung der Bewehrung in die Matrix weitgehend aufgehoben, sodass die eingeprägte Welligkeit schlagartig und vermutlich vollständig abgebaut werden kann.

  Mit dem Ablösen des Betons wird der Verbund zwischen Matrix und Rovings empfindlich gestört bzw. vollständig aufgehoben. Die Störung des Verbundes reduziert eine mögliche Mitwirkung des Betons zwischen den Rissen (Zugversteifung). Gleichzeitig wird die Dehnungsbehinderung der in der Matrix eingebetteten Bewehrung drastisch reduziert und infolgedessen die herstellungsbedingte Welligkeit unter der anliegenden Zugbeanspruchung schlagartig abgebaut. Beide Effekte führen zu einem Zuwachs der gemessenen Verformungen und damit auch der Dehnungen im Zustand IIb, siehe Bild 4.12(b).

Hinsichtlich der Delamination muss abschließend angemerkt werden, dass es sich hierbei um kein gewünschtes Materialverhalten von Textilbeton handelt. Delaminationseffekte auf Gebrauchslastniveau sind hinsichtlich des praktischen Einsatzes als kritisch zu bewerten. Aktuelle Entwicklungen in der Textilherstellung versprechen jedoch bereits Lösungsansätze. Die neu entwickelte Nadelversatztechnik, siehe Lorenz et al. [63], belegt eine signifikante Verbesserung hinsichtlich der Streckung der Garne.



(a) Lastabhängiger Abbau der Welligkeit (b) Delamination

Bild 4.12: Erweiterung des Modells zum Abbau der Textilwelligkeit

4.6 Versagen/Bruch

Das Versagen der Probe kennzeichnet das Ende der Versuche. Als Materialkennwerte können die Faserbruchspannung σ_{fu} sowie die mittlere Bruchdehnung des Verbundwerkstoffes $\varepsilon_{\mathrm{cu}}$ angegeben werden. Wie bereits in Abschnitt 3.6.3.7 erläutert, wird das Versagen maßgeblich durch die Randstörungen des Probekörpers beeinflusst. Das Versagen wird prinzipiell von den Entlastungsschnitten zwischen den Lasteinleitungszähnen eingeleitet. Es wird daher davon ausgegangen, dass die reale Festigkeit der textilen Bewehrung nicht erreicht wird und die Probe vorzeitig versagt.

Die im zweiaxialen Versuchsstand ermittelten Bruchspannungen haben daher eine sehr begrenzte Aussagekraft hinsichtlich der Festigkeit der textilen Bewehrung unter zweiaxialer Zugbeanspruchung. Infolge des durch die Randstörungen verursachten, vorzeitigen Versagens spiegeln die Ergebnisse nicht das reale Tragverhalten der textilen Bewehrung unter zweiaxialer Zugbeanspruchung wider. Die Auswertung der Versuchsergebnisse und die daraus gewonnenen Erkenntnisse über den Bruch sind daher nicht ohne weiteres übertragbar und immer im Kontext des hier verwendeten zweiaxialen Versuchsstandes zu beurteilen.

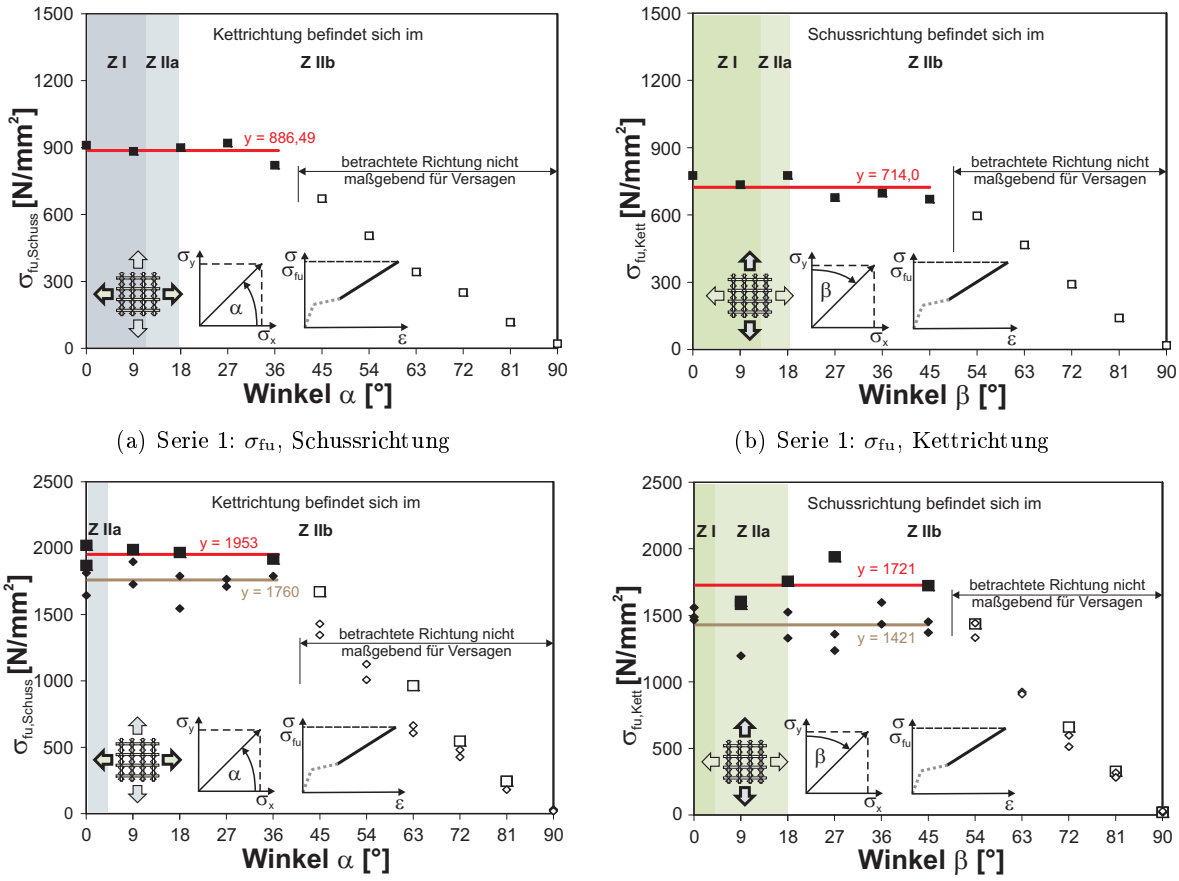
4.6.1 Ergebnisse und Diskussion

Bild 4.13 zeigt die Wertebereiche der Faserbruchspannungen für Schuss- und Kettrichtung der Serien 1 und 6. Sowohl für Carbon- als auch für die Versuche mit AR-Glas-Bewehrung stellt sich in Schuss- und Kettrichtung grundsätzlich ein weitgehend identisches Tragverhalten ein. Es ist generell keine Abhängigkeit zwischen der Faserbruchspannung σ_{fu} und dem Spannungsverhältnis erkennbar. Unabhängig vom Beanspruchungswinkel versagen die Proben in Kettrichtung bei $0° < \beta < 45°$ auf einem konstanten Spannungsniveau. In Schussrichtung fällt die Bruchspannung bei $\alpha = 45°$ gegenüber den kleineren Winkeln β deutlich ab, da beim Spannungsverhältnis 1:1 die Kettrichtung mit ihrer geringeren Tragfähigkeit für das Versagen maßgebend wird. In die Trendermittlung der Schussrichtung gehen daher nur die Werte $0° \tilde{<} \alpha < 36°$.

Aufgrund des Einflusses der Randstörungen im biaxialen Probekörper kommt es zu einem vorzeitigen Versagen, ausgehend von den Randstörungen. Die im Versuch ermittelte Faserbruchspannung stellt somit keine Materialeigenschaft der textilen Bewehrung dar, sondern es ist lediglich die zum Versagenszeitpunkt anliegende Faserspannung aus dem Spannungsverhältnis $\sigma_{\mathrm{x}}/\sigma_{\mathrm{y}}$. Durch das vorzeitige, durch Randstörungen induzierte Versagen werden materialspezifische Effekte ggf. überdeckt. Es ist daher nicht auszuschließen, dass mögliche Einflüsse der zweiaxialen Zugbeanspruchung auf den Bruchzustand unentdeckt bleiben.

Für die Serie 1, Bewehrungstyp A00, wurde der Mittelwert der Faserbruchspannung für die Schussrichtung zu $\sigma_{\mathrm{fu,Schuss}} = 886{,}5\ \mathrm{N/mm^2}$ bestimmt. In Kettrichtung liegt er etwa 15 % niedriger bei $\sigma_{\mathrm{fu,Kett}} = 714{,}0\ \mathrm{N/mm^2}$. Beide Werte liegen deutlich unterhalb der für das Bewehrungsmaterial angegebenen Garnfestigkeit von $1208\,\mathrm{N/mm^2}$. Dieser Abfall ist auf die generell niedrigere Textilfestigkeit und das vorzeitige Versagen infolge der Randstörungen zurückzuführen. Die Aussagekraft der Absolutwerte ist deshalb weniger von Bedeutung. Wichtig jedoch ist die Feststellung, dass das Versagen keine Abhängigkeit vom Verhältnis der Zugspannungen aufweist.

In Bild 4.13(c) und Bild 4.13(d) der Serie 6 ist zu erkennen, dass textile Bewehrung aus Carbon im Bruchzustand grundsätzlich das gleiche Materialverhalten aufweist wie AR-Glas. Auch in



(a) Serie 1: σ_{fu}, Schussrichtung

(b) Serie 1: σ_{fu}, Kettrichtung

(c) Serie 6: σ_{fu}, Schussrichtung

(d) Serie 6: σ_{fu}, Kettrichtung

Bild 4.13: Faserbruchspannung σ_{fu}, Zustand IIb

Serie 6 ist sowohl in Schussrichtung als auch in Kettrichtung keine Abhängigkeit vom zweiaxialen Spannungsverhältnis erkennbar. Der Mittelwert der experimentell ermittelten Faserbruchspannung beträgt $\sigma_{fu,Schuss} = 1953$ N/mm^2 bzw. in Kettrichtung $\sigma_{fu,Kett} = 1721$ N/mm^2. Die für das Textil ausgewiesene Garnfestigkeit liegt bei 2695 N/mm^2. Auffallend ist, dass die Versuche mit Delamination regelmäßig auf einem niedrigeren Festigkeitsniveau versagen. In Schussrichtung liegt der Mittelwert bei $\sigma_{fu,Schuss} = 1760$ N/mm^2 und damit um 8,8 % niedriger, in Kettrichtung ist der Abfall mit 17,4 % noch größer. Der Mittelwert der Faserbruchspannung beträgt hier nur $\sigma_{fu,Kett} = 1421$ N/mm^2.

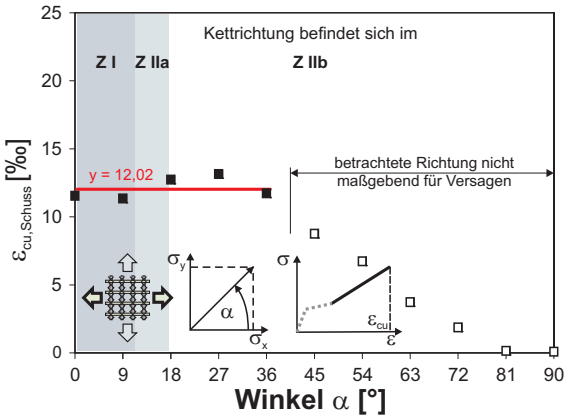
Ungeachtet der niedrigeren Versagensspannungen zeigt sich auch bei diesen Versuchen keine Abhängigkeit vom zweiaxialen Spannungsverhältnis. Die Ursache für die niedrigeren Faserbruchspannungen wird darin vermutet, dass infolge der Delamination die textile Bewehrung über große Bereiche der Probe keinen Verbund zum Beton mehr hat. Ohne den Verbund zum Beton steigt das mittlere Dehnungsniveau in den Rovings, da keine Dehnungsbehinderung mehr vorhanden ist. Die statistische Wahrscheinlichkeit, dass Strukturdefekte innerhalb der Filamente oder Vorschädigungen der Garne aus der Textilherstellung innerhalb dieser hochbeanspruchten Bereiche liegen, steigt und führt deshalb zu einer statistischen Abnahme der gemessenen Faserbruchspannung. Ein Teilversagen einzelner Filamente infolge Delamination

kommt nach Meinung des Verfassers nicht als Ursache für die niedrigere Faserbruchspannung in Frage, denn trotz Delamination konnte kein signifikanter Abfall der Steifigkeit bzw. des Bündelfaktors k_B nachgewiesen werden. Abdkader et al. [4] und Curbach et al. [28] haben die Abhängigkeit der Faserfestigkeit von der freien Einspannlänge an Einzelfilamenten, Filamentgarnen und im Dehnkörperversuch bestätigt.

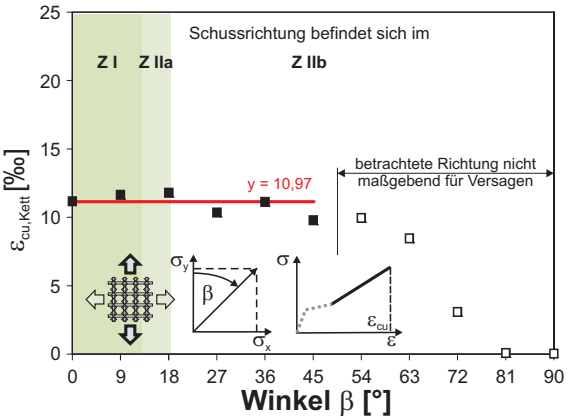
Wie die Faserbruchspannungen sind auch die mittleren Bruchdehnungen ε_{cu} des Verbundmaterials von Interesse für die Bewertung des biaxialen Tragverhaltens von Textilbeton. In Bild 4.14 sind die Betonbruchdehnungen für die beiden Serien 1 und 6 zusammengestellt. Wie bei der Faserbruchspannung besteht auch bei der Betonbruchdehnung keine Abhängigkeit des Textilversagens vom Spannungsverhältnis. Das Versagen tritt bei einem konstanten Dehnungsniveau ein.

Die Mittelwerte der Betonbruchdehnung für die beiden Bewehrungshauptrichtungen der Serie 1 unterscheiden sich nur geringfügig. Die Bruchdehnung der Schussrichtung liegt bei $\varepsilon_{cu,Schuss} = 12{,}0\,‰$, die Bruchdehnung in Kettrichtung ist mit $\varepsilon_{cu,Kett} = 11{,}0\,‰$ etwas niedriger.

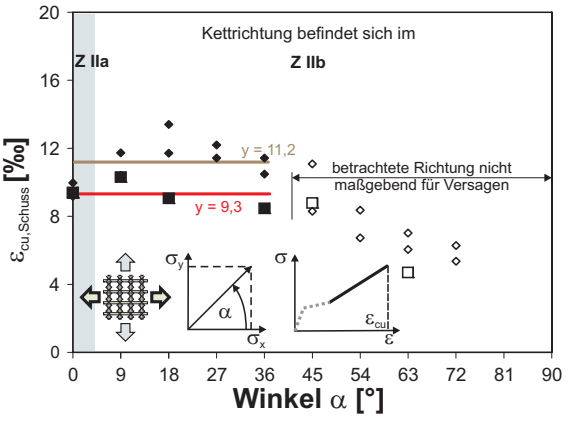
Bei den Ergebnissen der Serie 6 für Carbon (Bild 4.14(c) und Bild 4.14(d)) drehen sich die Verhältnisse um. Unter den nicht von Delamination betroffenen Versuchen liegt der Mittel-



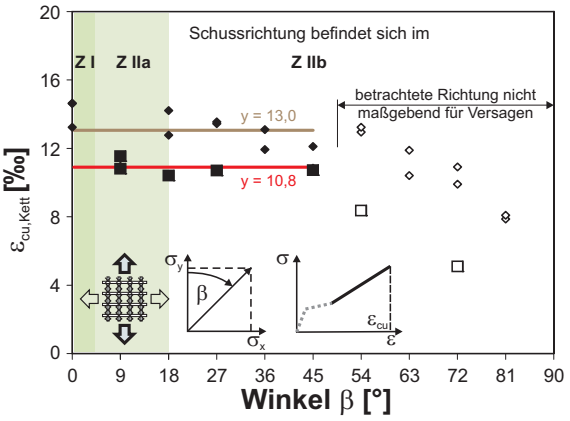
(a) Serie 1: ε_{cu}, Schussrichtung



(b) Serie 1: ε_{cu}, Kettrichtung



(c) Serie 6: ε_{cu}, Schussrichtung



(d) Serie 6: ε_{cu}, Kettrichtung

Bild 4.14: Betonbruchdehnung ε_{cu}, Zustand IIb

wert der Bruchdehnung in Kettrichtung $\varepsilon_{cu,Kett} = 10{,}8\,‰$ leicht über dem der Schussrichtung $\varepsilon_{cu,Schuss} = 9{,}2\,‰$.

Die Versuche der Serie 6, in denen es zur Delamination kam, weisen generell eine größere Bruchdehnung auf. In Schussrichtung liegt sie mit $\varepsilon_{cu,Schuss} = 11{,}2\,‰$ um $\Delta\varepsilon_{cu,Schuss} = 1{,}9\,‰$ höher und in Kettrichtung mit $\varepsilon_{cu,Kett} = 13{,}0\,‰$ um $\Delta\varepsilon_{cu,Kett} = 2{,}2\,‰$ über dem Wert der Versuche ohne Delamination. Der Dehnungszuwachs infolge Delamination beträgt damit jeweils 20 %.

4.6.2 Schlussfolgerungen

Im Bruchzustand lässt sich in Bezug auf die Faserbruchspannungen und die Bruchdehnungen keine Abhängigkeit der Schuss- und Kettrichtung vom Spannungsverhältnis feststellen. Einflüsse aus bewehrungsparallelen Längsrissen infolge Querzug sind nicht erkennbar. Eine Schädigung des Verbundes infolge bewehrungsparalleler Risse hat demnach keinen nachweisbaren Einfluss auf die Faserbruchspannung und die Bruchdehnung des Verbundwerkstoffes.

Die in Serie 6 bei zahlreichen Versuchen beobachtete Delamination beeinflusst das Materialverhalten deutlich. Infolge der resultierenden Verbundstörungen, vergrößerter freier Garnlängen und/oder ungleichförmiger Beanspruchung der Bewehrung innerhalb des Probekörpers (teilweise Delamination) sinkt die Tragfähigkeit des Verbundwerkstoffes. Die Bruchdehnung nimmt zu aufgrund des Abbaus matrixinterner geometrischer Zwänge. Die massive Störung des Verbundes kann jedoch nicht als typisches Materialverhalten von Textilbeton mit Carbonbewehrungen bezeichnet werden. Vielmehr ist es ein Effekt, der im Rahmen der biaxialen Zugversuche erstmals massiv aufgetreten ist und dessen Auswirkungen dank der Vielzahl an Versuchen relativ exakt bestimmt werden konnten.

4.7 Zustandsdiagramme

Zustandsdiagramme erlauben bei Nachverfolgung eines beliebigen Lastpfades vom unbelasteten Zustand bis zum Bruch die einfache Bestimmung des jeweiligen Zustandes der Rissbildung in den beiden Hauptbewehrungsrichtungen in Abhängigkeit vom Auslastungsgrad der Bewehrung. Die Kreuzungspunkte des gewählten Lastpfades mit den eingetragenen Zustandsgrenzen markieren die jeweiligen Übergangsbereiche der Erstrissbildung sowie des Erreichens eines abgeschlossenen Rissbildes.

Bild 4.15 und Bild 4.16 zeigen die Zustandsdiagramme für die Serien 1 (Bewehrungstyp: A00) und 6 (Bewehrungstyp: C00) unter zweiaxialer Zug-Zug-Beanspruchung. Alle Werte sind auf die Faserbruchspannungen der Bewehrung in Schussrichtung unter einaxialer Beanspruchung bezogen. Die Bezugswerte wurden aus den Mittelwerten der Faserbruchspannungen der Refe-

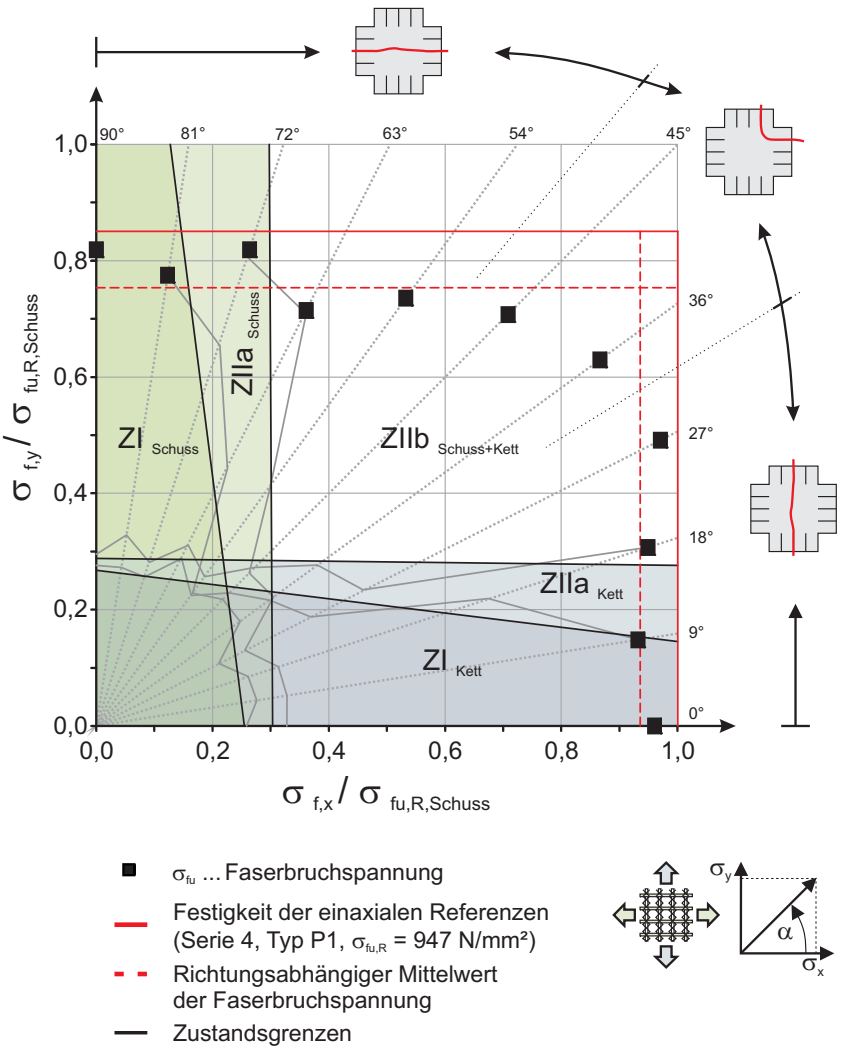


Bild 4.15: Serie 1: Zustandsdiagramm für AR-Glas (A00) unter zweiaxialer Zugbeanspruchung. Die Spannungen sind auf die einaxiale Festigkeit (Referenzwert ermittelt am Dehnkörper) in Schussrichtung bezogen.

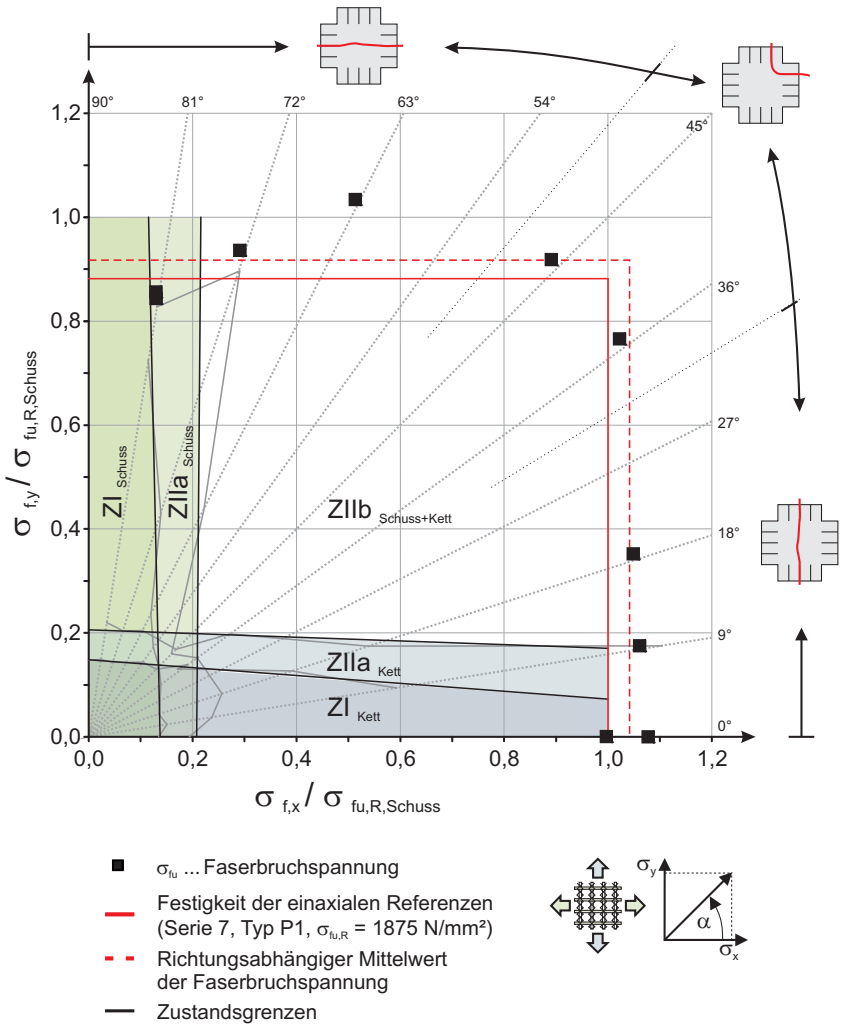


Bild 4.16: Serie 6: Zustandsdiagramm für Carbon (C00) unter zweiaxialer Zugbeanspruchung. Die Spannungen sind auf die einaxiale Festigkeit (Referenzwert ermittelt am Dehnkörper) in Schussrichtung bezogen.

renzprüfkörper, Typ P1, in der Serie 4 (Bewehrungstyp: A00) und der Serie 7 (Bewehrungstyp: C00) gewonnen.

Für die Serie 1 liegen die Referenzwerte der Faserbruchspannungen in Schussrichtung bei $\sigma_{\mathrm{fu,Schuss}} = 948\,\mathrm{N/mm^2}$, in Kettrichtung bei $\sigma_{\mathrm{fu,Kett}} = 830\,\mathrm{N/mm^2}$. Der um ca. 12,5 % niedrigere Wert der Kettrichtung ist typisch und auf die Herstellungstechnologie der Textilien zurückzuführen. Die Referenzwerte der Serie 6 liegen in Schussrichtung bei verhältnismäßig niedrigen $\sigma_{\mathrm{fu,Schuss}} = 1875\,\mathrm{N/mm^2}$ und in Kettrichtung bei $\sigma_{\mathrm{fu,Kett}} = 1429\,\mathrm{N/mm^2}$. Die niedrigen, unter einaxialer Beanspruchung ermittelten Faserbruchspannungen führen dazu, dass im Zustandsdiagramm der Serie 6 einzelne Werte eine normierte Bruchspannung > 1 haben. Die Ursache für die niedrigen Referenzwerten der Serie 7 wird im vorzeitigen Versagen der Lasteinleitungsbereiche vermutet. Wie bereits mehrfach erwähnt, war die Lasteinleitungskonstruktion ursprünglich nur für Versuche mit AR-Glas geplant und wurde für die Carbonversuche durch einen zusätzlichen Bolzen in der Lasteinleitung nachträglich verstärkt. Als Zulagebewehrung in

der Lasteinleitung kommt jedoch auch in Serie 7 ein AR-Glas-Textil, Typ A00, zum Einsatz.[2] Offensichtlich reichte dafür die Verstärkung in einigen Versuchen der Serie 7 nicht aus, wodurch der Versuch durch vorzeitiges Versagen der Lasteinleitung endete. Eine Kontrolle der zu Serie 6 gehörenden, schmalen Referenzprüfkörper ergab eine deutlich höhere Festigkeit in Schussrichtung im Bereich von 2000 ... 2200 N/mm^2. Aufgrund der deutlich geringeren Probenbreite sind die Dehnkörperversuche jedoch nicht direkt vergleichbar mit den breiten Probekörpern vom Typ P1, weshalb sie nicht als Bezugswerte für die Normierung herangezogen wurden.

Neben den Diagrammen ist der jeweils typische Versagensmechanismus schematisch dargestellt. In beiden Serien ist zu beobachten, dass bei Spannungsverhältnissen zwischen $36° < \alpha < 54°$ überwiegend das Abreißen einer Ecke der Lasteinleitung zum Versagen führt, während es außerhalb dieses Bereiches zu einem reinen Zugbruch kommt, der jeweils zwischen zwei gegenüberliegenden Sägeschnitten verläuft.

Aufgrund des Einflusses der Randstörungen auf das Versagen kann nicht davon ausgegangen werden, dass die im Zustandsdiagramm eingezeichneten Bruchspannungen in ihrer Hüllkurve das reale Materialverhalten der textilen Bewehrung widerspiegeln. Der verwendete Probekörper ist hierfür ungeeignet. Die Auswertung der Faserbruchspannungen am biaxialen Probekörper, siehe Abschnitt 4.6, ergab keine nachweisbare Abhängigkeit der Bruchspannung vom Spannungsverhältnis σ_x/σ_y. Auf dieser Basis wurden Mittelwerte der Faserbruchspannungen für die beiden Bewehrungsrichtungen ermittelt. Sie sind zum Vergleich in Bild 4.15 und Bild 4.16 als Strichlinien eingetragen.

4.8 Zusammenfassung

Der Einfluss einer mehraxialen Zugbelastung auf das Spannungs-Dehnungs-Verhalten von Textilbeton wurde für biaxiale Bewehrungen aus AR-Glas und Carbon experimentell untersucht. Aufgrund der nahezu gleichen geometrischen Parameter des textilen Geleges (Rovingquerschnitt, Rasterabstand, Bindungsart) sind die beiden untersuchten Bewehrungstypen A00 und C00 direkt miteinander vergleichbar. Folgende Punkte beschreiben zusammenfassend die gewonnenen Erkenntnisse und offenen Fragen:

- Bewehrungen aus AR-Glas und Carbon verhalten sich innerhalb der Betonmatrix annähernd identisch. Unterschiede im Tragverhalten resultieren aus der 3-fach höheren Dehnsteifigkeit von Carbon gegenüber AR-Glas, den unterschiedlichen Verbundfestigkeiten zwischen Bewehrung und umgebender Matrix sowie aus der Festigkeit des jeweiligen Bewehrungsmaterials.
- Infolge der biaxialen Zugbeanspruchung ergibt sich im ungerissenen Zustand I kein nennenswerter Einfluss auf das Materialverhalten. Der E-Modul des Verbundwerkstoffes ist lediglich von der effektiven Faserfläche der in der betrachteten Richtung wirksamen Bewehrung abhängig. Der verwendete Versuchsstand ist für eine exakte Bestimmung des E-Moduls nicht geeignet. Der Wertebereich der Dehnungen zur Erfassung der Verformungen im Zustand I umfasst lediglich 1 % des betrachteten Verformungsbereiches zur Erfassung des Materialverhaltens bis zum Bruch. Die daraus resultierende Genauigkeit der gemessenen Dehnungen im Zustand I führt zu großen Streuungen. Generell bleibt festzuhalten,

[2] Ein Wechsel der Zulagenbewehrung auf Carbon kam aufgrund der daraus resultierenden größeren Verankerungslängen nicht in Frage.

dass die experimentell bestimmte Steifigkeit des Verbundmaterials im Zustand I in diesem biaxialen Versuchsstand keine belastbare Aussagekraft hat und tendenziell unterhalb des theoretischen Wertes liegt.

- Das Spannungsniveau der Erstrissbildung fällt bei mehraxialer Beanspruchung. Der in den Versuchen gemessene Abfall beträgt für $\alpha = 45°$ ($\sigma_x/\sigma_y = 1,0/1,0$) bei Carbon 7,6 %, bei AR-Glas etwa bei 16 %. Die Abhängigkeit wird daher als gering eingeschätzt und als Praxisempfehlung die Annahme einer konstanten Erstrissspannung auf Basis der Erstrissspannung bei einaxialer Beanspruchung empfohlen.

  Aus Querzug ist ein Einfluss auf das Spannungsniveau der Erstrissbildung (Übergang Zustand I/Zustand IIa) erkennbar.

- Die in die textile Bewehrung eingeprägte Welligkeit scheint einen größeren Einfluss auf das Tragverhalten im Zustand IIb zu haben, als bisher bekannt war. Die Resultate der Versuche mit Carbonbewehrungen deuten darauf hin, dass in Abhängigkeit der betrachteten Bewehrungsrichtung zwischen 3 ‰ (Schussrichtung) und 5 ‰ (Kettrichtung) Dehnung allein aus dem Abbau der Welligkeit resultiert. Die Gesamtdehnung setzt sich aus verschiedenen Anteilen zusammen: der Welligkeit der Filamente, der während der Textilherstellung eingeprägten Welligkeit der Garne im Textil und den Lageabweichungen des Textils von der theoretischen Ebene innerhalb der Feinbetonmatrix. Der Abbau der Welligkeit ist ein lastabhängiger Prozess, der nach Beobachtungen in zahlreichen Versuchen erst bei Faserspannungen $\sigma_\mathrm{f} \geq 1400\,\mathrm{N/mm^2}$ vollständig beendet zu sein scheint.

- Bei Bewehrungen aus AR-Glas wird die Welligkeit der Textilien bis zum Bruch vermutlich nicht vollständig abgebaut. Es wird angenommen, dass der lastabhängige Abbau der Welligkeit auf dem Festigkeitsniveau von AR-Glas noch nicht abgeschlossen ist und eine Restwelligkeit im System verbleibt. Der stetige, lastabhängige Abbau der Welligkeit führt zu einem inkrementellen Dehnungszuwachs im Zustand IIb und damit zu einer Reduktion der experimentell gemessenen Steifigkeit gegenüber der theoretischen Garnsteifigkeit $E_f V_f$.

- Bei der Carbonbewehrung (Typ C00) wurde bei 2/3 der durchgeführten Versuche ein Ablösen der Betondeckung infolge Delamination beobachtet. Damit einher geht eine flächige Zerstörung des Verbundes zwischen textiler Bewehrung und der umgebenden Matrix, die in größeren Verformungen (negative Zugversteifung, Bruchdehnung) als auch in geringen Festigkeiten infolge der Verbundstörungen und der ungleichförmigen Belastung innerhalb des Probekörpers resultiert.

- Wenn infolge Querzugbeanspruchung ein ausgeprägtes bewehrungsparalleles Risssystem vorhanden ist, hat dies höchstwahrscheinlich Auswirkungen auf das Verformungs- und Dehnungsverhalten nach Abschluss der Rissbildung (Zustand IIb). Ein direkter Einfluss auf die Zugversteifung wird vermutet, wobei aufgrund starker Streuungen in Serie 1 und der Überlagerung der Delaminationseffekte in Serie 6 kein eindeutiger Trend und demzufolge keine belastbaren Aussagen möglich sind. Für eine Überprüfung dieses Einflusses werden weitergehende Untersuchungen mit verbesserten textilen Strukturen (geringe Welligkeit) empfohlen.

- Ein Einfluss auf den Bruchzustand aus dem Spannungsverhältnis $\sigma_\mathrm{x}/\sigma_\mathrm{y}$ ist nicht erkennbar. Durch die Entlastungsschnitte (Sägeschnitte, siehe Abschnitt 3.2) werden lokale Spannungsspitzen hervorgerufen, welche überwiegend das Versagen einleiten und wodurch materialspezifische Effekte ggf. überdeckt werden. Es ist daher nicht auszuschließen, dass

mögliche Einflüsse auf den Bruchzustand durch das frühzeitige Versagen der Proben unerkannt bleiben. Der von Voss [98] beobachtete Abfall der Festigkeit unter zweiaxialer Zugbeanspruchung kann demnach nicht bestätigt werden.

- Mit Ausnahme des Übergangs vom Zustand I in den Zustand IIa konnten sowohl für AR-Glas als auch für Carbon keine signifikanten Abhängigkeiten des Tragverhaltens vom Spannungsverhältnis der biaxialen Zugbelastung festgestellt werden. Die beiden Bewehrungshauptrichtungen beeinflussen sich demnach nicht maßgeblich. Hinsichtlich der Bemessung textiler Bewehrungen für kombinierte Zug-Zug-Beanspruchungen scheint daher die Verwendung einaxialer Spannungs-Dehnungs-Beziehungen gerechtfertigt und sinnvoll.

5 Tragverhalten bei gedrehter Bewehrung

5.1 Allgemeines

Bei den bisherigen Ausführungen zur Bestimmung des Kraft-Verformungs-Verhaltens bzw. der mechanischen Eigenschaften von Textilbeton wird davon ausgegangen, dass die Bewehrungshauptrichtungen (Schuss, Kett) und die Richtungen der Hauptspannungen aus der äußeren Belastung übereinstimmen ($\gamma = 0°$). Vereinfachend kann in diesem Fall angenommen werden, dass Risse die Bewehrung unter einem Winkel von 90° kreuzen.

Weicht hingegen die Orientierung der Bewehrung von der Richtung der Hauptspannungen ab, kommt es infolge Rissuferverschiebung zu zusätzlichen Beanspruchungen der Bewehrung und damit zu einer Beeinflussung des Tragverhaltens. In Abschnitt 2.6.8 wurde der Stand des Wissens zusammengefasst.

Im Rahmen der vorliegenden Arbeit wurden daher Versuche durchgeführt, die eine wirklichkeitsnahe Bewertung des Tragverhaltens einer textilen Flächenbewehrung erlauben. Als Probekörpergeometrie kommt dabei der bereits in Abschnitt 3.6 vorgestellte Prüfkörper vom Typ P1 zum Einsatz. Im Vergleich zum biaxialen Probekörper entfallen die seitlichen Lasteinleitungszähne und Bewehrungszulagen. Die Probenbreite beträgt 400 mm.

In den Serien 5 (siehe Anhang B.4) und 9 (siehe Anhang B.7) wurde das Tragverhalten textiler Bewehrungen aus AR-Glas (Bewehrungstyp: A45) und Carbon (Bewehrungstyp: C45) in Abhängigkeit der Ausrichtung der Bewehrung untersucht. Bei den beiden Serien wurde bewusst auf die triaxialen Bewehrungstypen A45 und C45 zurückgegriffen, da diese gleiche Materialeigenschaften in den beiden Schussrichtungen $\pm$ 45° besitzen. Bei der Herstellung der zweilagig bewehrten Probekörper wird zusätzlich die zweite Bewehrungslage um 90° gedreht gegenüber der ersten Lage eingebaut, um den Einfluss des Kettfadens (geringe zusätzliche Bewehrungsfläche in Kettrichtung) zu eliminieren.

Ein weiterer Grund für die Wahl liegt darin, dass diese Bewehrungstypen bevorzugt für Querkraft- und Torsionsverstärkungen eingesetzt werden. Typischerweise verlaufen die Hauptspannungen bei diesen Beanspruchungsarten nicht parallel zu den Bauteilkanten und es ist nur in sehr begrenztem Umfang möglich, die Orientierung der Bewehrung an den Hauptspannungsrichtungen auszurichten, zumal diese lastfallabhängig und damit veränderlich sein können.

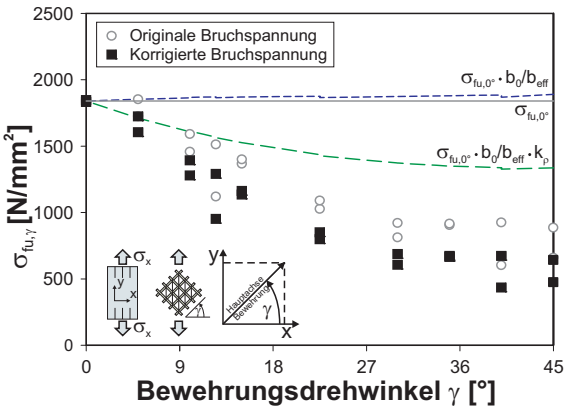
5.2 Einfluss der Ausrichtung der Bewehrung auf den Bruchzustand unter einaxialer Zugbeanspruchung

Es ist bekannt, dass es bei geneigten Bewehrungen aus spröden Materialien zu einer Reduktion der Festigkeit kommt. Vorarbeiten der Forschungsgruppe Hegger (RWTH Aachen, SFB 532)

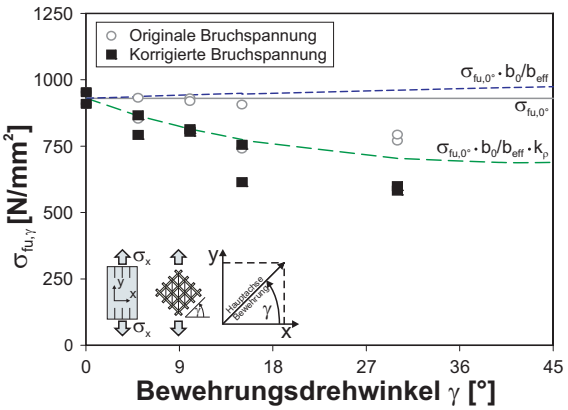
und die Untersuchungen von Jesse im Rahmen des SFB 528 weisen sowohl für unidirektionale Bewehrungen als auch für textile Gelege einen deutlichen Abfall der Festigkeit auf, siehe Abschnitt 2.6.8.

Bild 5.1(a) und Bild 5.1(b) zeigen die Ergebnisse für die aus den Bruchkräften über den Fasergehalt ermittelten Faserbruchspannungen σ_{fu} (Kennzeichnung: ○). Die Einzelwerte der Faserbruchspannungen der Serien 5 und 9 können Anhang B.4 und Anhang B.7 entnommen werden. Diese werden auf Basis der Annahme eines konstanten Bewehrungsgehaltes von $\rho_{\gamma=0^\circ}$ ermittelt. Weiterhin ist in beiden Diagrammen die effektive Faserbruchspannung $\sigma_{\mathrm{fu,eff}}$ dargestellt (Kennzeichnung: ■), deren Wertebereich korrigiert wurde. In dieser Korrektur werden der mit dem Neigungswinkel γ veränderliche Bewehrungsgrad $A_{f,\mathrm{eff}}$ (siehe Gleichung 5.1) sowie die effektive Probenbreite b_{eff} berücksichtigt, die den Einfluss der seitlichen Verankerungslängen erfassen, siehe Gleichung 3.3.

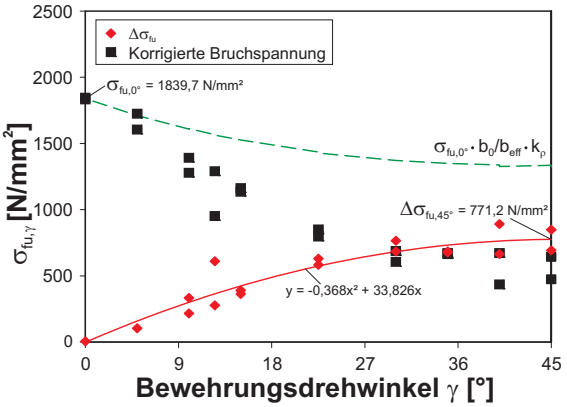
$$A_{f,\mathrm{y,eff}} = A_{f,\mathrm{Kett}} \cdot \cos\alpha + A_{f,\mathrm{Schuss}} \cdot \sin\alpha \tag{5.1}$$



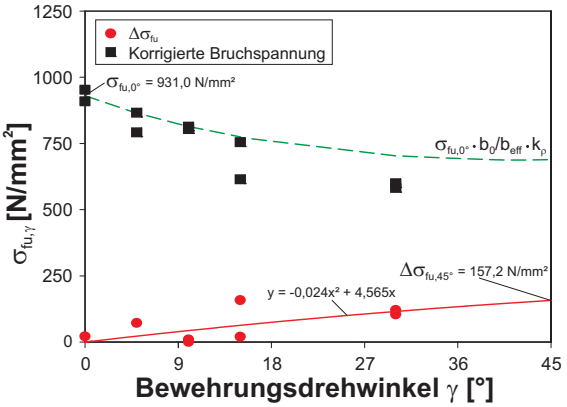
(a) Serie 5 (C45): Faserbruchspannung σ_{fu}



(b) Serie 9 (A45): Faserbruchspannung σ_{fu}



(c) Serie 5 (C45): neigungsabhängige Reduktion der Tragfähigkeit $\Delta\sigma_{\mathrm{fu}}$



(d) Serie 9 (A45): neigungsabhängige Reduktion der Tragfähigkeit $\Delta\sigma_{\mathrm{fu}}$

Bild 5.1: Einfluss der Textilneigung auf die experimentell ermittelte Faserbruchspannung

In beiden Serien ist mit ansteigendem Winkel γ ein Abfall der ideellen Faserbruchspannungen zu erkennen. Der Abfall ist bei kleinen Winkeln $\gamma < 15°$ verhältnismäßig steil und schwächt sich bei größeren Neigungswinkeln deutlich ab. Oberhalb von $\gamma = 30°$ ist bei Serie 5 ein asymptotischer Verlauf erkennbar. [1]

Auf Grund des symmetrischen Aufbaus der triaxialen Gelege A45 und C45 können die Ergebnisse für Neigungswinkel $\gamma > 45°$ symmetrisch angenommen werden.

In die beiden Diagramme sind weiterhin zwei Kurven eingetragen, welche die winkelabhängigen Auswirkungen der Korrekturfaktoren b_{eff} (Kurve: $\sigma_{\text{fu},0°} \cdot b_0/b_{\text{eff}}$) sowie der Kombination von b_{eff} und $A_{f,\text{eff}}$ (Kurve: $\sigma_{\text{fu},0°} \cdot b_0/b_{\text{eff}} \cdot k_\varrho$) auf die Faserzugfestigkeit $\sigma_{\text{fu},\gamma=0°}$ darstellen. Es fällt auf, dass die gemessenen Faserbruchspannungen mit steigender Neigung deutlich niedriger liegen als der so ermittelte theoretische Wert $\sigma_{\text{fu},\gamma}$. Innerhalb des Textilbetons kommt es demnach infolge geneigter Bewehrung zu Effekten, die die Faserzugfestigkeit beeinflussen und die offensichtlich ebenfalls in ihrer Größe abhängig sind vom Neigungswinkel der textilen Bewehrung.

In Bild 5.1(c) und Bild 5.1(d) ist der Differenzbetrag $\Delta\sigma_{\text{fu}}$ zwischen der theoretischen Festigkeit $\sigma_{\text{fu},\gamma}$ (unter der Annahme, dass nur geometrische Einflüsse b_{eff} und $A_{f,\text{eff}}$ wirken) und den korrigierten Bruchspannungen aufgetragen. Der neigungsabhängige Wert für $\Delta\sigma_{\text{fu}}$ kann mit guter Näherung über ein Polynom 2. Grades idealisiert werden und fasst alle sonstigen Einflüsse auf die Faserbruchspannung zusammen. Nach Meinung des Verfassers ist bei den Versuchen von Voss [98] in Bild 2.29 bei den Ergebnissen der AR-Glas-Textilien ein ähnlicher Verlauf erkennbar. Zwischen $\alpha = 10°$ und $\alpha = 20°$ ist ein deutlicher Abfall zu erkennen, danach bleibt die Tragfähigkeit in beiden Korrekturvarianten (Modell 1 und Modell 2, siehe Abschnitt 2.6.8) annähernd konstant. Bei den Versuchen mit Carbon ist dieser Verlauf vermutlich aufgrund der großen Streuungen weniger deutlich ausgeprägt.

Mathematische Beschreibung des Festigkeitsverlaufs

Für die Abschätzung der effektiven Faserbruchspannung für geneigte Bewehrungen wird eine Gleichung aufgestellt, welche die zuvor beschriebenen Einflüsse separat erfasst.

$$\sigma_{\text{fu},\gamma} = \sigma_{\text{fu},0°} \cdot \frac{b_0}{b_{\text{eff}}} \cdot k_\varrho \cdot k_\gamma \tag{5.2}$$

mit

$\sigma_{\text{fu},0°}$	Faserbruchspannung bei nicht geneigter Bewehrung ($\gamma = 0°$)
b_0	Bruttobreite des Querschnitts
b_{eff}	Effektive Breite des Querschnitts unter Berücksichtigung der seitlichen Verankerung geneigter Bewehrungen (siehe Abschnitt 3.2.4.4, Gleichung 3.3)
γ	Neigungswinkel zwischen Längsbewehrung und Belastungsrichtung
k_ϱ	Korrekturfaktor zur Berücksichtigung der effektiv den Riss kreuzenden Bewehrung mit $k_\varrho = \varrho_{0°}/\varrho_\gamma$
k_γ	Korrekturfaktor zur Berücksichtigung sonstiger Effekte, welche die Faserbruchspannung in Abhängigkeit der Textilneigung beeinflussen gemäß Gleichung 5.4

[1] Für Serie 9 liegen oberhalb von $\gamma = 30°$ keine Werte vor. Sie wurde nachträglich durchgeführt, um den Vergleich zwischen AR-Glas- und Carbontextilien zu ermöglichen. Die Anzahl der Versuche musste jedoch aufgrund der Knappheit des verfügbaren Textils reduziert werden. Es wurde daher entschieden, sich im Sinne der Praxisrelevanz auf die kleinen Neigungswinkel zu konzentrieren.

Für die in Serie 5 und 9 verwendeten triaxialen Bewehrungen kann unter Vernachlässigung des Kettfadens der Faktor k_ϱ aus den beiden Schussfäden $\pm 45°$ folgendermaßen bestimmt werden:

$$k_\varrho = \frac{1}{\cos(\gamma) + \sin(\gamma)} \tag{5.3}$$

Der Korrekturfaktor k_γ wird aus dem Grenzwert $0 \leq k_{\gamma,\max} \leq 1$ bestimmt, der den Grad der Reduktion der Faserfestigkeit bei $\gamma = 45°$ beschreibt. Dieser wird multipliziert mit einer parabelförmigen Ansatzfunktion, welche die Winkelabhängigkeit beinhaltet, siehe Bild 5.2.

$$k_\gamma = 1 - \left(\frac{2}{45} \cdot \gamma - \frac{1}{45^2} \cdot \gamma^2 \right) \cdot k_{\gamma,\max} \tag{5.4}$$

Unter Verwendung von Gleichung 5.2 lässt sich nun die neigungsabhängige Faserzugfestigkeit für die beiden Textilien A45 und C45 der Serien 9 und 5 bestimmen. Einzige Unbekannte ist dabei der Wert für $k_{\gamma,\max}$, der wie folgt bestimmt werden kann:

$$k_{\gamma,\max} = \frac{\Delta\sigma_{\mathrm{fu},45°}}{\sigma_{\mathrm{fu},0°} \cdot \dfrac{b_0}{b_{\mathrm{eff}}} \cdot k_\varrho}$$

Für die Serie 5 wurde $k_{\gamma,\max} = 0{,}58$ und für Serie 9 zu $k_{\gamma,\max} = 0{,}169$ bestimmt. Bild 5.3 zeigt den Vergleich der so ermittelten Abhängigkeit mit den Versuchsergebnissen.

In Bild 5.3(a) ist erkennbar, dass die nach Gleichung 5.2 ermittelte Faserbruchspannung $\sigma_{\mathrm{fu},\gamma}$ bei $\gamma = 5°$ unterschätzt wird. Gegenüber den restlichen Versuchen, wie auch für die Serie 9, ergibt sich jeweils eine gute Übereinstimmung. Die Beschreibung der winkelabhängigen Festigkeit ist auf diesem Wege also möglich.

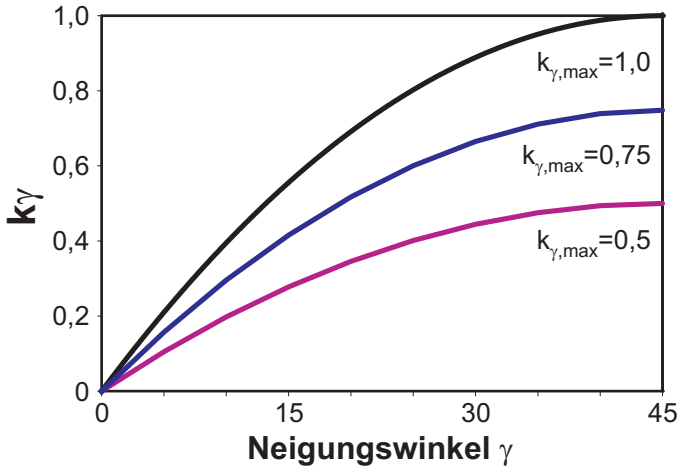
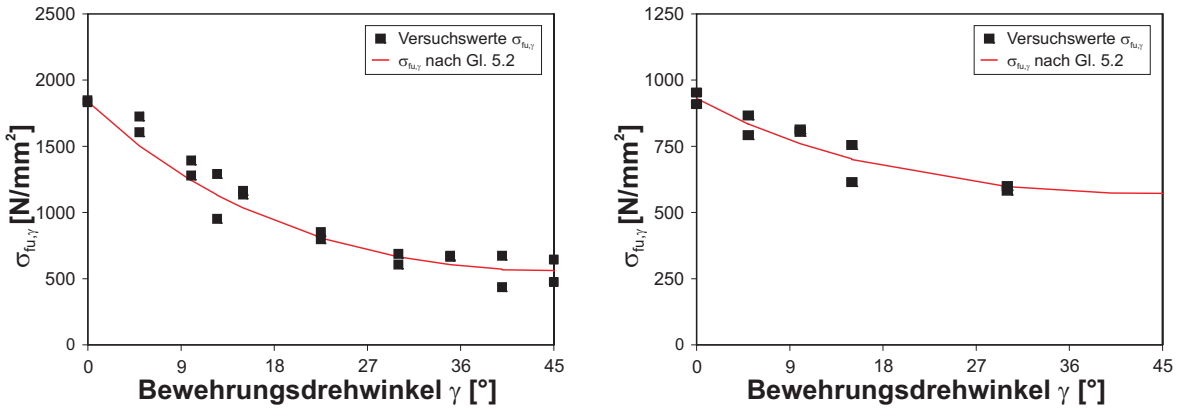


Bild 5.2: Korrekturfaktor k_γ zur Berücksichtigung sonstiger Effekte, welche die Faserbruchspannung in Abhängigkeit der Textilneigung γ beeinflussen



(a) Serie 5 (C45): $\sigma_{fu,\gamma}$

(b) Serie 9 (A45): $\sigma_{fu,\gamma}$

Bild 5.3: Beschreibung des Einflusses des Neigungswinkels γ auf die Faserbruchspannung nach Gleichung 5.2

5.3 Überlegungen zur Modellvorstellung des Tragverhaltens bei geneigter Bewehrung

Bisher wurden lediglich die experimentell nachweisbaren Auswirkungen der Neigung der Bewehrung angesprochen. Dieser Abschnitt widmet sich einigen Überlegungen hinsichtlich des theoretischen Modells zum Rissverlauf, um den Abfall der Tragfähigkeit zu erklären. In Abschnitt 2.6.8 wurden die existierenden Ansätze vorgestellt.

Das allgemein verwendete Modell basiert auf der Annahme, dass ein geneigtes Bewehrungselement an den Rissufern vollständig umgelenkt wird und den Riss senkrecht kreuzt. An den Umlenkpunkten der beiden Rissufer werden durch die Krümmung der Garne zusätzliche Biegezugspannungen hervorgerufen, welche die Längsspannungen der Filamente aus den äußeren Lasten überlagern und die Tragfähigkeit der Bewehrung herabsetzen.

Aus den Erkenntnissen der im Rahmen dieser Arbeit durchgeführten Versuche ergeben sich folgende Denkanstöße:

- Die Proportionen der schematischen Darstellung und der daraus abgeleiteten Biegebeanspruchung widersprechen den realen Größenverhältnissen. Im Textilbeton stehen einem typischen Garndurchmesser im Bereich von 0,5 bis 2,0 mm mittlere Rissbreiten von 0,02 bis 0,1 mm im Bruchzustand gegenüber. Der Garndurchmesser ist demnach um das 10- bis 100-fache größer als die mittlere Rissbreite im Textilbeton.

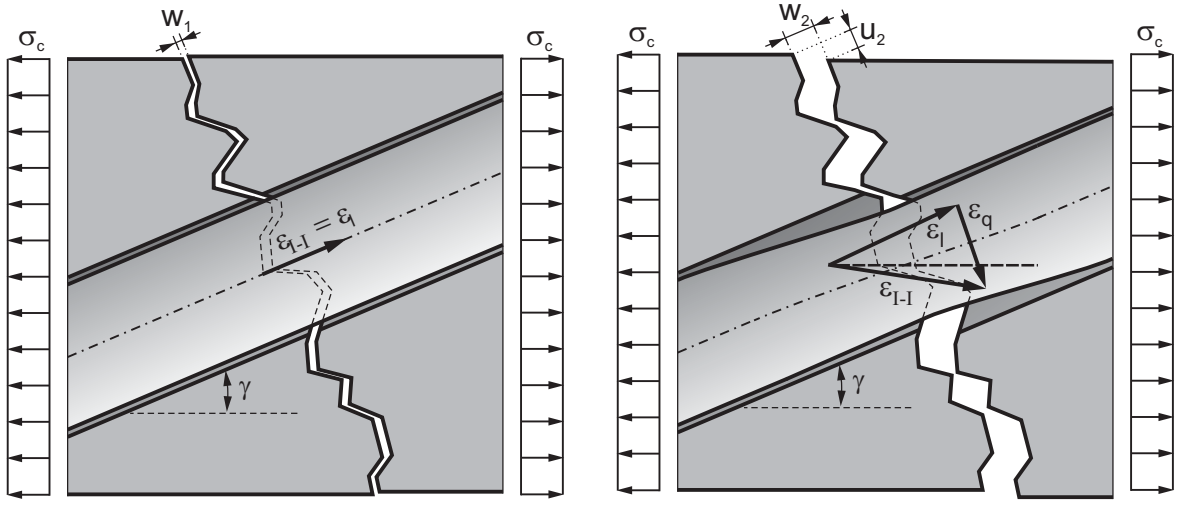
  Unter Anwendung dieser Proportionen ergeben sich Zweifel an der Modellvorstellung einer vollständigen Umlenkung des Rovings im Riss. Bild 5.4 zeigt schematisch einen Roving und Riss in annähernd realen Proportionen. Eine signifikante Umlenkung der Rovingachse im Riss ist in dieser Darstellung nicht zu erkennen.

- Im bisherigen Modell wird nicht berücksichtigt, dass sich der Garnquerschnitt innerhalb des Matrixkanals verformen kann, um sich der Beanspruchung in Querrichtung teilweise zu entziehen. Durch Querschnittsdeformation kann die effektive Krümmung der Garnachse bzw. der Randfilamente an den Innenseiten der Rissufer reduziert werden.

- In den Versuchen mit schiefwinklig eingebauter Bewehrung (Serien 3, 5 und 9) wurde beobachtet, dass sich Risse bei geringer Neigung der Bewehrung (z.B.: $\gamma = 15°$) nicht senkrecht zur Beanspruchung ausrichten, sondern entlang der Querfäden einstellen. Bei diesem Rissverlauf kommt es bei kleinen Rissbreiten infolge Rissverzahnung zunächst zu keiner Umlenkung der Fasern – folglich auch zu keiner Zusatzbeanspruchung der Garne in Querrichtung, Bild 5.4(a) verdeutlicht diese Situation. Erst mit wachsender Öffnung des Risses werden Verschiebungen quer zur Rissöffnung möglich. Die daraus resultierende Garnumlenkung an den Rissufern führt zu einer Querbeanspruchung der Garne, siehe Bild 5.4(b).

Aus diesen Überlegungen heraus wurde vermutet, dass Querverschiebungen der Rissufer infolge des Bestrebens der Bewehrung, sich wie ein Seil in die Achse der Belastung „geradezuziehen“, in den an der Oberfläche gemessenen Verformungen durch Schubverzerrungen nachweisbar sein müssten. Um dies zu überprüfen, wurden innerhalb des Messfeldes die Hauptdehnungsrichtungen bestimmt und in Form des Winkels φ als Verdrehung des Hauptdehnungssystems gegenüber dem globalen x-y-Koordinatensystem in Anhängigkeit der Hauptdehnung aufgetragen. In Bild 5.5 sind die resultierenden Ergebnisse für zwei der im Rahmen der Serie 3 untersuchten Spannungsverhältnisse ($\alpha = 0°$bzw. $27°$) für Bewehrungsneigungen $\gamma = 0°$, $15°$, $30°$ und $45°$ aufgetragen sowie zum Vergleich der jeweilige Versuch mit aus Serie 1 gleichem Spannungsverhältnis und randparalleler Bewehrung.

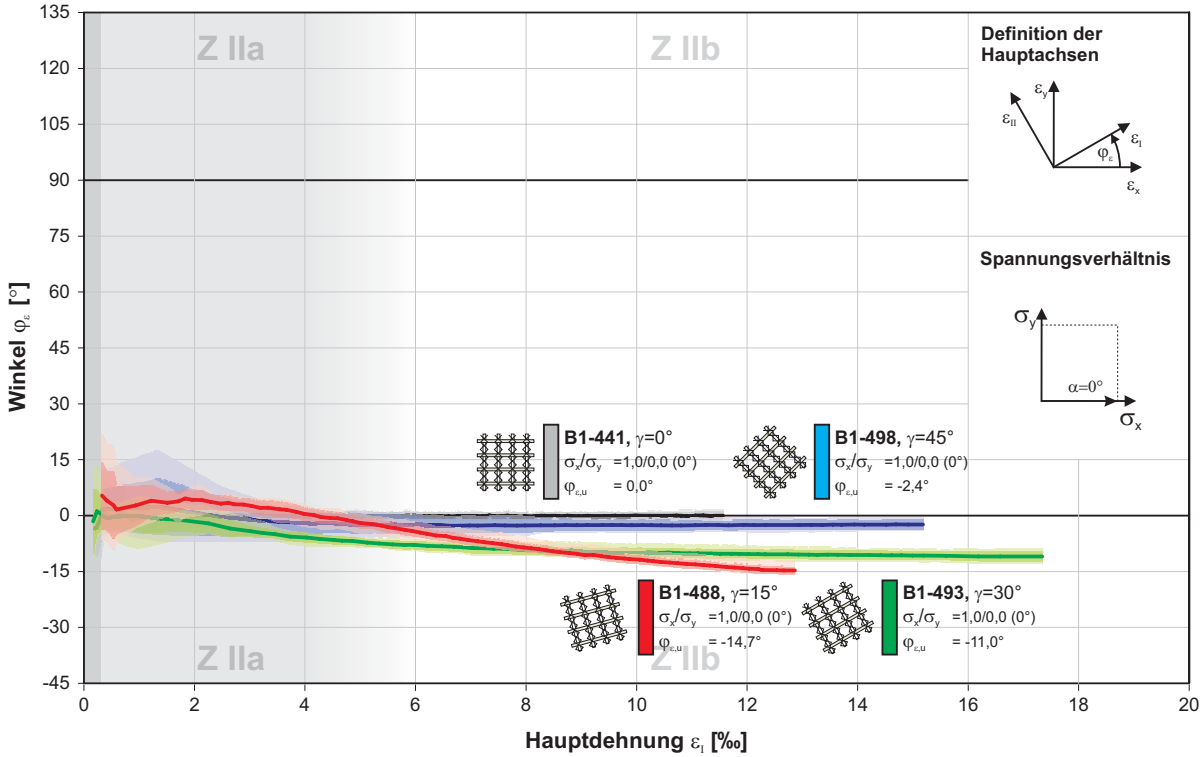
Eine Verdrehung der Hauptdehnungsachsen tritt immer dann auf, wenn eine unsymmetrische Lage der Bewehrung in Bezug auf das globale x-y-Koordinatensystem vorliegt ($\gamma = 15°$ und $\gamma = 30°$). Bei $\gamma = 0°$ (randparallele Lage der Bewehrung) tritt keine Verdrehung ein. Bei $\gamma = 45°$ ist die Verdrehung äußerst gering. Beide Bewehrungsrichtungen beteiligen sich im Riss an der Lastabtragung, wobei die resultierenden Schubbeanspruchungen entgegengesetzt wirken und sich nahezu aufheben. Die verbleibende messbare Verdrehung des Hauptdehnungskreuzes hat



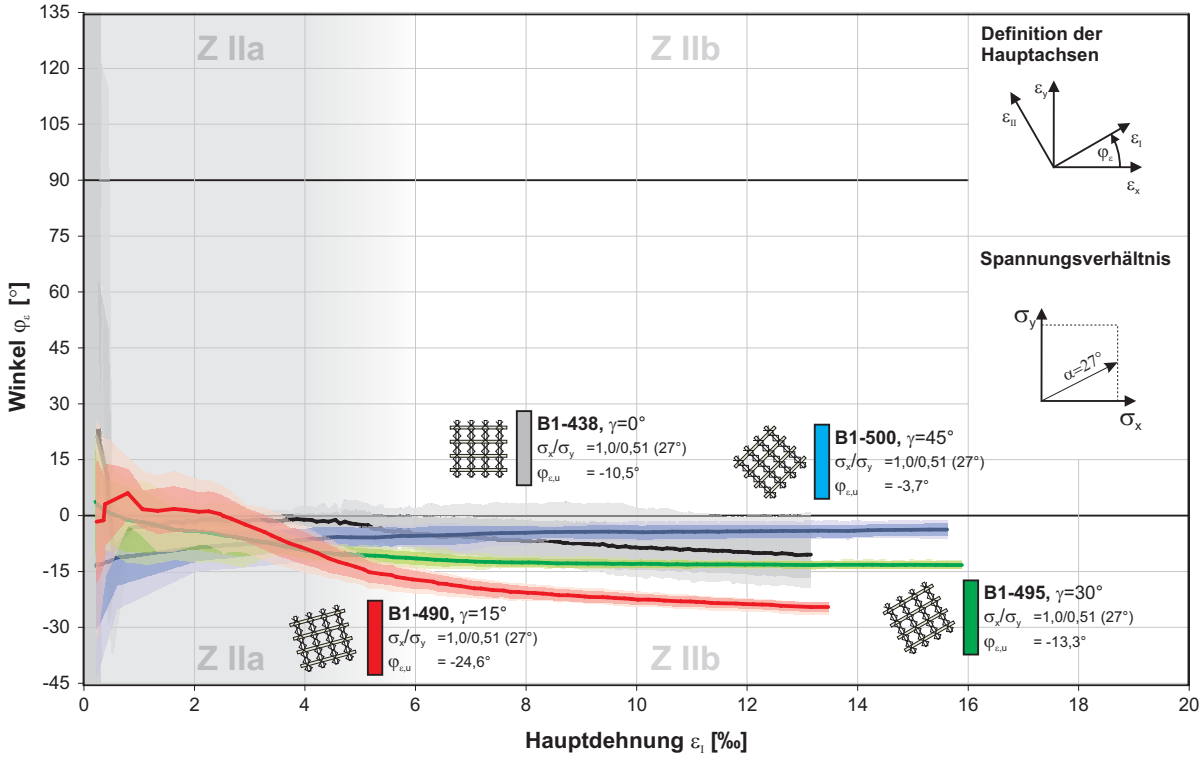
(a) Rissöffnung w_1 bei gedrehter Bewehrung und kleinen Rissbreiten durch Rissverzahnung nur in Richtung der Achse der Bewehrung

(b) Querverschiebungen der Rissufer u_2 infolge des Geradeziehens der Bewehrung bei größeren Rissbreiten w_2

Bild 5.4: Entwicklung der Hauptdehnungsrichtung bei gedrehter Bewehrung in Abhängigkeit der Rissbreite

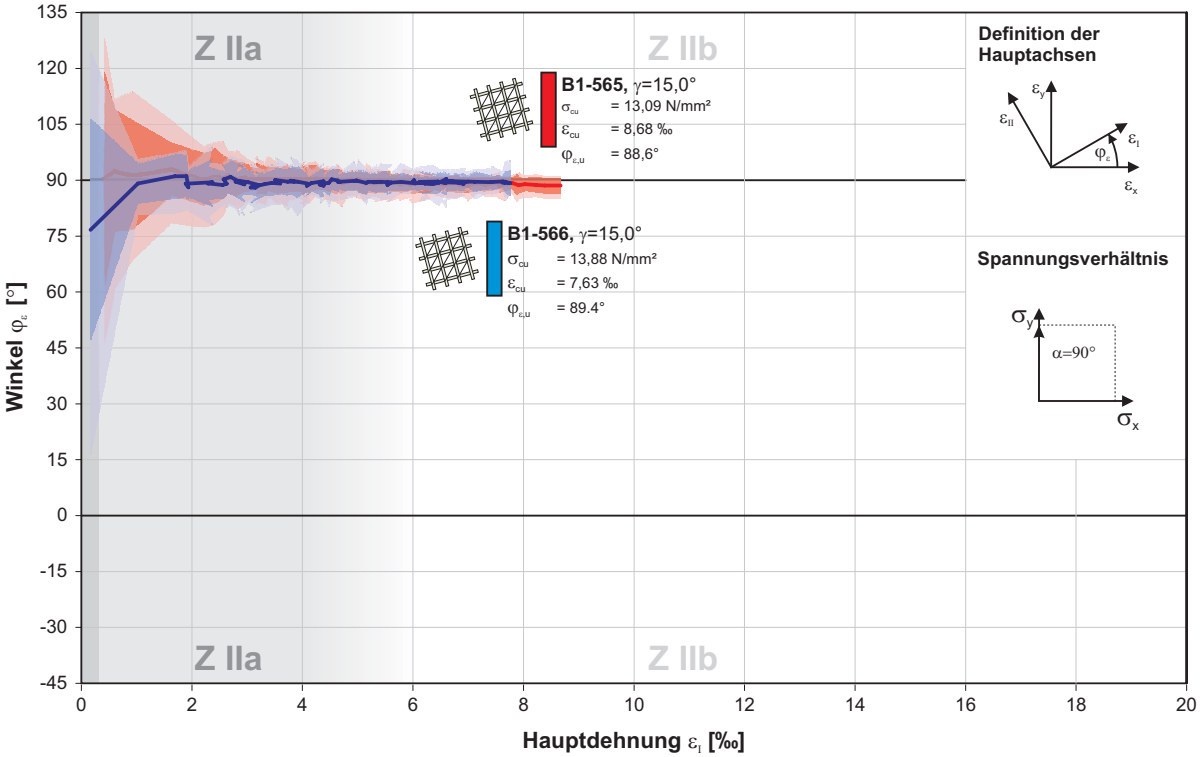


(a) $\sigma_x/\sigma_y = 1{,}0/0{,}0$ ($\alpha = 0°$)

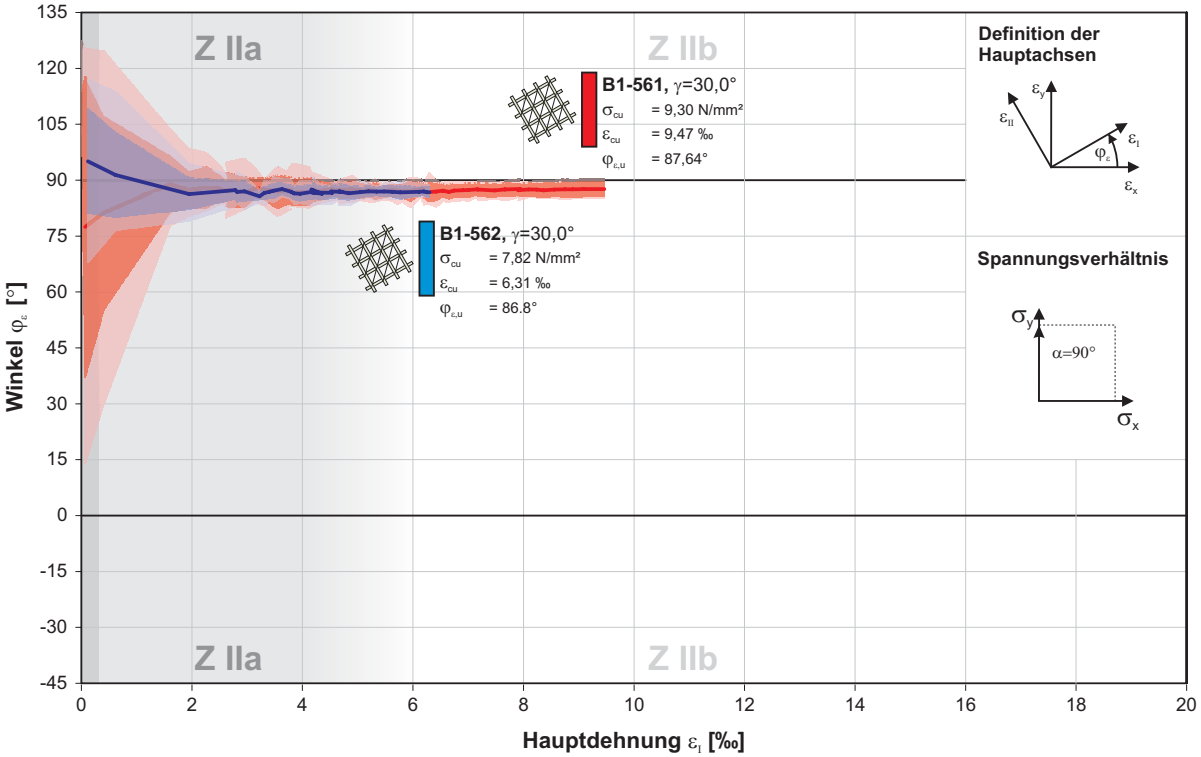


(b) Serie 3: $\sigma_x/\sigma_y = 1{,}0/0{,}51$ ($\alpha = 27°$)

Bild 5.5: Serie 3: (A00) – Einfluss der Textilneigung auf den Winkel der Hauptdehnungen im Messfeld des Probekörpers



(a) $\sigma_x/\sigma_y = 0{,}0/1{,}0$ $(\alpha = 90°)$ – $\gamma = 15°$



(b) $\sigma_x/\sigma_y = 0{,}0/1{,}0$ $(\alpha = 90°)$ – $\gamma = 30°$

Bild 5.6: Serie 5: (C45) – Einfluss der Textilneigung auf den Winkel der Hauptdehnungen im Messfeld des Probekörpers

ihre Ursache vermutlich in den herstellungsbedingten Unterschieden im Materialverhalten der Schuss- und Kettrichtung.

Obgleich die Neigungen der Bewehrung bei $\gamma = 15°$ und $\gamma = 30°$ betragsmäßig gleich weit entfernt sind von einer symmetrischen Bewehrungsanordnung, ist die Verdrehung von φ bei $\gamma = 15°$ gegen Versuchsende generell stärker als bei $\gamma = 30°$. Auch hier wird die Ursache in der Anisotropie der Bewehrung vermutet. Die Unterschiede zwischen beiden Bewehrungsorientierungen treten besonders unter zweiaxialer Beanspruchung ($\alpha = 27°$ und $\alpha = 63°$) deutlich hervor, siehe Bild 5.5(b).

Bemerkenswert ist auch, dass die Verdrehung des Hauptdehnungssystems bei den Versuchen mit $\gamma = 15°$ während der Rissbildung zunächst in Richtung der Belastung erfolgt und erst mit zunehmender Dehnung in einen entgegengesetzten Trend umschwenkt. Dieser Effekt ist bei den anderen Kurven gar nicht erkennbar. Die Ursache hierfür dürfte in dem in Bild 5.4 schematisch dargestellten Verlauf der Rissbildung begründet sein.

Aus der Auswertung der Photogrammetriedaten geht hervor, dass sich in den Versuchen mit Bewehrung unter $\gamma = 15°$ die Neigung der Risse in Querrichtung an der Lage der Querfäden orientiert. Somit stellt sich das in Bild 5.4 schematisch dargestellte System ein, wonach die Rissöffnung w_1 (und damit auch die Hauptdehnungen ε_{I-I}) bei kleinen Rissen zunächst in Richtung der Bewehrung verläuft. Mit anwachsender Rissbreite w_1 reduziert sich die Wirkung der Rissverzahnung, wodurch es infolge der Umlenkung der Bewehrung zu einer Querverschiebung der Rissufer u_2 kommt, siehe Bild 5.4(b). Damit ändert sich die Neigung der resultierenden Hauptdehnung mit zunehmender Last.

Carbonbewehrung zeigt den hier vorgestellten Effekt nicht. In keinem der durchgeführten Versuche mit gedrehten Carbonbewehrungen (Serie 5) konnte eine signifikante Abweichung der Hauptdehnungsrichtung vom x-y-Koordinatensystem des Probekörpers festgestellt werden. Bild 5.6 zeigt exemplarisch das typische Verhalten von Carbon für Versuche mit geneigter Bewehrung unter $\gamma = 15°$ und 30°. Im Gegensatz zu Bewehrungen mit AR-Glas versagten die Carbonproben mit geneigter Bewehrung bei deutlich reduzierten Bruchspannungen und -dehnungen, einhergehend mit massiven Abplatzungen der Betonoberfläche und Textildeformation, insbesondere bei Neigungswinkeln $\gamma > 10°$. Wie aus Bild 5.6(a) zu erkennen ist, tritt das Versagen bereits bei ca. 8 ‰ ein und ist mit einem ca. 40 %-igen Traglastabfall gegenüber der richtungsparallelen Belastung der Bewehrung verbunden. Im Vergleich dazu versagt Versuch B1-488 (A00), siehe Bild 5.5(a), bei einer Bruchdehnung von ca. 12,5 ‰ und einer nur um 25 % reduzierten Tragfähigkeit.

Das verwendete Carbontextil (C45) verhält sich bezüglich Beanspruchungen in der Textilebene deutlich steifer als das AR-Glas-Textil (A00). Zum einen hat Carbon einen knapp 3-fach höheren E-Modul. Zum anderen ist der Querschnitt der Schüsse des C45-Textils deutlich flacher. Während die Rovingquerschnitte der Schuss- und Kettrichtung im A00-Textil schwach elliptisch bzw. annähernd kreisförmig sind, sind die Rovingquerschnitte im C45-Textil sehr flache Ellipsen. Die Querschnittsform bewirkt ebenfalls eine höhere Biegesteifigkeit der Garne gegenüber Querbeanspruchungen innerhalb der Textilebene bei Carbon. Es besteht daher die Vermutung, dass infolge der deutlich höheren Biegesteifigkeit des Textils Querverschiebungen in den Rissen weitgehend behindert werden. Dies wäre eine Begründung dafür, dass keine Verdrehung der Hauptdehnungsachsen messbar ist. Die resultierenden Beanspruchungen aus der Querbeanspruchung der Garne im Riss scheinen weitgehend von den Garnen aufgenommen zu werden, während sich AR-Glas der Beanspruchung durch Verformung entzieht. Die schiefwinklige Beanspruchung der Carbongarne und die daraus resultierenden Verzerrungen der Textilstruktur

führen zu Beanspruchungen auf die Betondeckung und in der Folge zu einem frühzeitigen Versagen infolge Delamination und der von Carbon bekannten Querdruckempfindlichkeit.

5.4 Einfluss der Orientierung der Bewehrung auf die Rissbildung unter zweiaxialer Beanspruchung

Aus den bisherigen Untersuchungen der Arbeitsgruppen Hegger (RWTH Aachen, SFB 532) und Curbach (TU Dresden, SFB 528) sind keine Untersuchungen bekannt, die sich gezielt mit der Orientierung der Risse in Abhängigkeit der Ausrichtung der Bewehrung beschäftigen. Der bisherige Kenntnisstand aus den überwiegend einaxialen Zugversuchen besagt, dass sich Risse infolge der Querschnittsschwächung des Betons entlang der Querbewehrung lokalisieren. Jesse [45] führt hierfür die Bezeichnung *Primärrissbildung* ein, siehe Abschnitt 2.6.6. Dabei wird jedoch davon ausgegangen, dass die Orientierung der Bewehrungsachsen mit der Richtung der Hauptspannungen aus den äußeren Lasten übereinstimmt. Daraus ergibt sich die Frage, inwieweit diese These aufrecht erhalten werden kann, wenn Hauptspannungsrichtung und Orientierung der Bewehrung voneinander abweichen ($\gamma > 0°$).

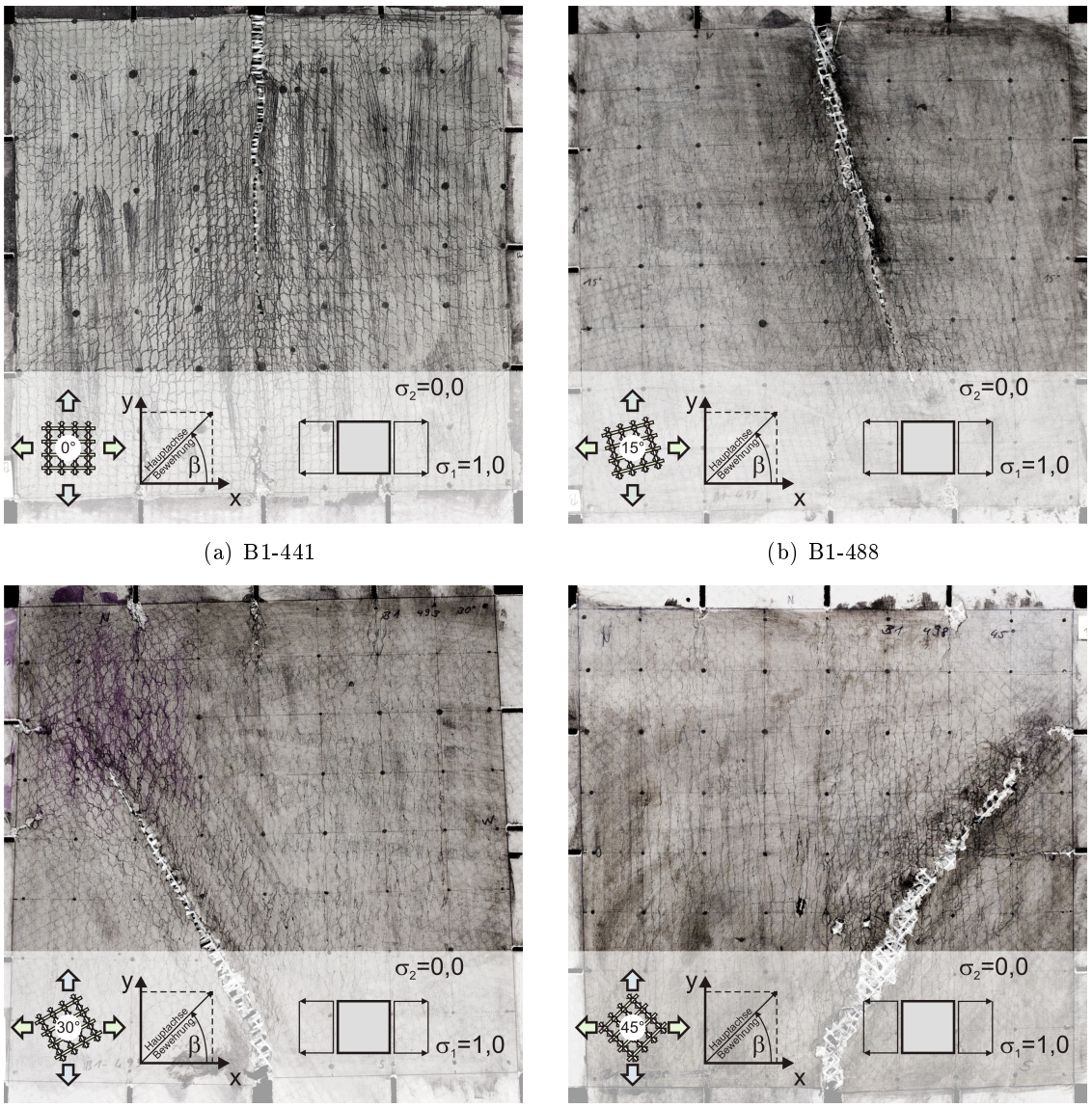
Zur Überprüfung dieser These werden die Bruchbilder ausgewählter Versuche der Serien 1 und 3 gegenübergestellt (Bewehrungstyp A00), wobei exemplarisch anhand verschiedener Spannungsverhältnisse die Orientierung der Risse in Abhängigkeit des Bewehrungsdrehwinkels γ betrachtet wird. In beiden Serien kam der biaxiale Probekörper P2 zum Einsatz. Weiterhin wurden in beiden Serien biaxiale Spannungsverhältnisse σ_x/σ_y untersucht, von denen nachfolgend ausgewählte Versuche mit den Spannungsverhältnissen $\sigma_x/\sigma_y = 1,00/0,00$, $\sigma_x/\sigma_y = 1,00/0,51$ und $\sigma_x/\sigma_y = 1,00/1,00$ ($\alpha = 0°$, $27°$, $45°$) näher betrachtet werden. Während in Serie 1 die Bewehrung generell randparallel verläuft ($\gamma = 0°$), wurde die Bewehrung in den Versuchen der Serie 3 zusätzlich unter $\gamma = 15°$, $15°$ oder $45°$ geneigt eingebaut.

5.4.1 Ergebnisse und Diskussion

Die folgenden Abbildungen zeigen das finale Rissbild der Textilbetonprüfkörper nach Versagen des Probekörpers. Die Rissbilder enthalten somit auch Risse, die infolge von Spannungsumlagerungen im Verlauf des progressiven Versagens (dem Aufreißen von Probenrand zu Probenrand) entstehen.

Die nach Versuchsende im unbelasteten Zustand verbleibenden, sehr geringen Rissbreiten des Textilbetons (0,05 bis 0,08 mm im Bruchzustand) sind im unbelasteten Zustand auf Fotos kaum erkennbar. Zur besseren Visualisierung wurden die Oberflächen der Versuchskörper vor Versuchsbeginn mit einer farblosen Lackschicht überzogen und nach Versuchsende mit farbiger Tinte behandelt.

Bild 5.7 zeigt die resultierenden Bruchbilder für das Spannungsverhältnis $\sigma_x/\sigma_y = 1{,}0/0{,}0$, welches einer einaxialen Beanspruchung des biaxialen Probekörpers entspricht. In den Teilbildern Bild 5.7(a), Bild 5.7(b) und Bild 5.7(c) ist gut erkennbar, dass der finale Riss, dessen Wachstum letztlich zum Versagen der Probe führt, der Ausrichtung der Bewehrung folgt. Der finale Riss verläuft annähernd parallel zur Querbewehrungsrichtung und stellt damit einen Primärriss dar. Im Gegensatz dazu zeigt sich, dass das über die gesamte Probenfläche verteilte Rissmuster eine ebenso eindeutige Korrelation zur Richtung der äußeren Last aufweist. Der überwiegende Teil der Risse kann als Sekundärrisse interpretiert werden, die unabhängig von der Lage der Bewehrung aufgrund der Überschreitung der lokalen Betonzugfestigkeit entstehen und somit senkrecht zur Belastungsrichtung verlaufen.



(a) B1-441 (b) B1-488

(c) B1-493 (d) B1-498

Bild 5.7: Rissbilder nach dem Erreichen des Traglastniveaus bei einem Spannungsverhältnis von $\sigma_x/\sigma_y = 1,0/0,0$

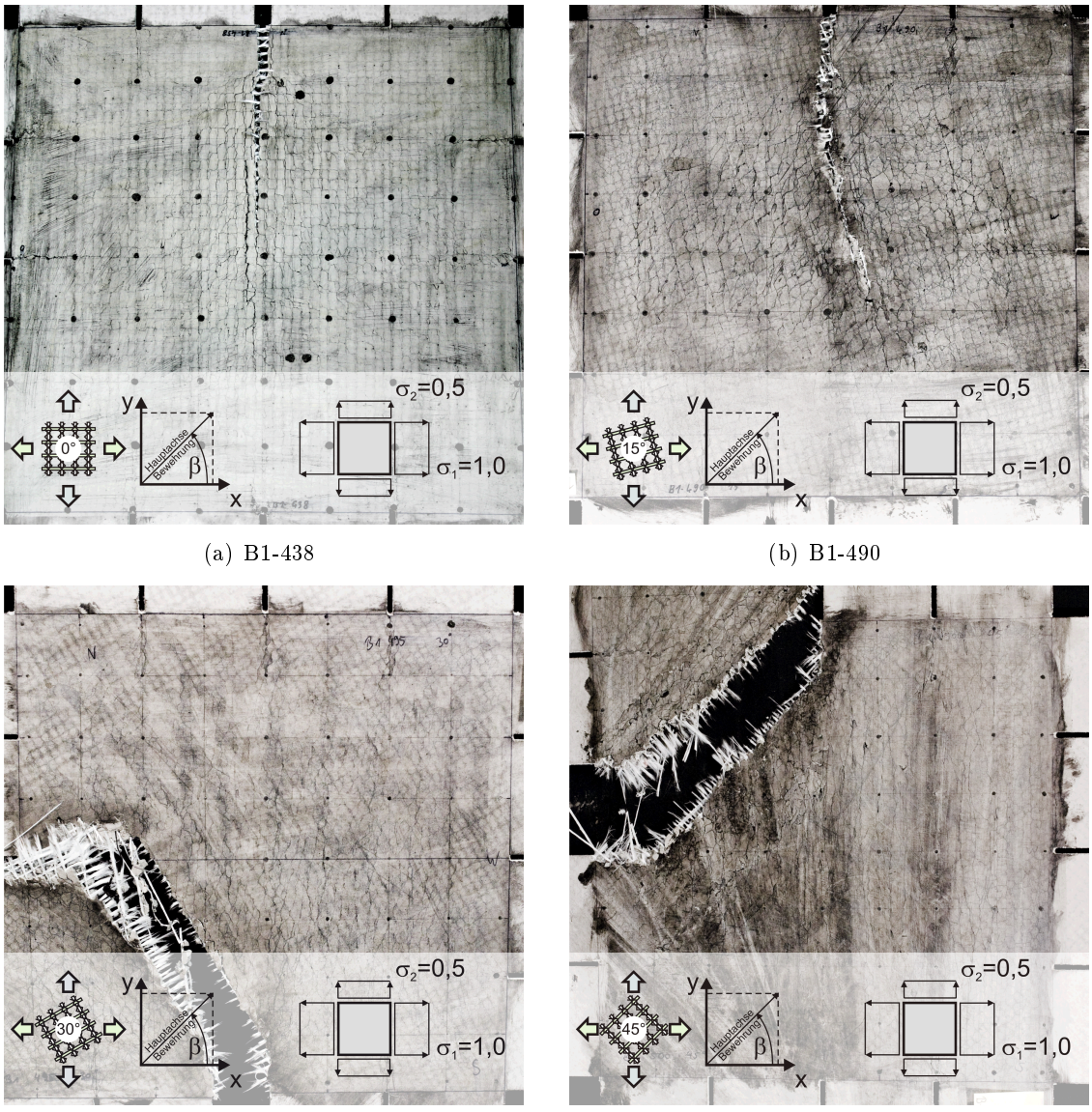
Bis auf Bild 5.7(a) kann man in allen anderen Teilbildern die vorrangig parallel zur y-Richtung verlaufenden Sekundärrisse gut erkennen. Mit steigendem Winkel γ wird der Verlauf der Risse allerdings unruhiger, der Lokalisierungseffekt der Querbewehrung ist also weiterhin wirksam, jedoch unter einaxialer Beanspruchung nicht bestimmend für den Verlauf der Risse. Beim Versuch B-441, Bild 5.7(a), überlagern eine große Anzahl von Diagonalrissen das reguläre Rissbild. Diese zusätzlichen Risse entstehen im Verlauf des progressiven Versagens durch Umlagerungen des Kraftflusses.

In Bild 5.7(a) und Bild 5.7(b) startet der zum Versagen führende Riss an der Oberseite der Probe an der Spitze des mittleren Sägeschnitts, bei den anderen beiden Teilbildern an gleicher

Stelle der unteren Sägeschnitte. An den Sägeschnitten erreicht die Rissbreite jeweils ihren Maximalwert, was die Modellvorstellung untermauert, dass die Spannungsspitzen an diesen Stellen das progressive Versagen der Probe einleiten.

Bild 5.8 zeigt das finale Rissbild für Probekörper mit verschieden stark geneigter Bewehrung unter einem biaxialen Zugspannungsverhältnis von $\sigma_x/\sigma_y = 1{,}0/0{,}5$.

Während in Bild 5.7 noch eine eindeutige Korrelation zwischen der Orientierung der Bewehrung und der Richtung des finalen Risses unter einaxialem Zug nachweisbar war, wird der Nachweis dieses Zusammenhangs unter zweiaxialer Zugbeanspruchung zunehmend schwerer. Die Orientierung des finalen Risses stimmt nicht mehr exakt mit der Orientierung der Beweh-



(a) B1-438 (b) B1-490

(c) B1-495 (d) B1-500

Bild 5.8: Rissbilder nach dem Erreichen des Traglastniveaus bei einem Spannungsverhältnis von $\sigma_x/\sigma_y = 1{,}0/0{,}51$

rung überein. In Bild 5.8(a) und Bild 5.8(b) ist der grundsätzliche Zusammenhang nach wie vor erkennbar, jedoch ist die Achse des finalen Risses bei Versuch B1-490 ($\gamma = 15°$) deutlich weniger als 15° gegenüber der Vertikalachse geneigt. Bei den Versuchen B1-495 ($\gamma = 30°$) und B1-500 ($\gamma = 45°$) ist der Zusammenhang zwischen Neigungswinkel und Neigung des finalen Risses im unverstärkten Innenbereich zwar erkennbar. Aus der Gesamtheit der Versuche mit gedrehter Bewehrung (siehe Anhang B.2) wird jedoch deutlich, dass die Randstörungen den Verlauf der Bruchlinie in den Randbereichen stark beeinflussen. In beiden Versuchen erfolgt der Bruch durch Abreißen einer Ecke. Der finale Riss verläuft zwischen den mittleren Sägeschnitten zweier benachbarter Seiten des Probekörpers. Im verstärkten Randbereich setzt sich der Riss jeweils in der Flucht der Sägeschnitte fort. Erst im unverstärkten Bereich erfolgt die Richtungsänderung.

Das verteilte Rissbild in Bild 5.8(b) ist erwähnenswert, denn hier ist eine Tendenz im Foto sehr gut erkennbar, die auch bei einigen anderen Versuchen beobachtet wurde. Vergleicht man den verstärkten Randbereich der Probe mit dem unverstärkten Innenbereich, so ist ein Richtungswechsel der verteilten Rissbildung erkennbar. Während in den Randbereichen die Primärrissbildung dominiert – die Risse orientieren sich also an der Ausrichtung der Bewehrung – ändert sich die Richtung im Innenbereich der Probe. Hier dominieren – besonders gut erkennbar links von der Bruchlinie – Sekundärrisse, die in ihrer Neigung deutlich steiler verlaufen und sich eher an den Hauptspannungen ausrichten. Der Rissverlauf ist allerdings sehr unruhig, was auf die Lokalisierungswirkung der Bewehrung zurückzuführen ist.

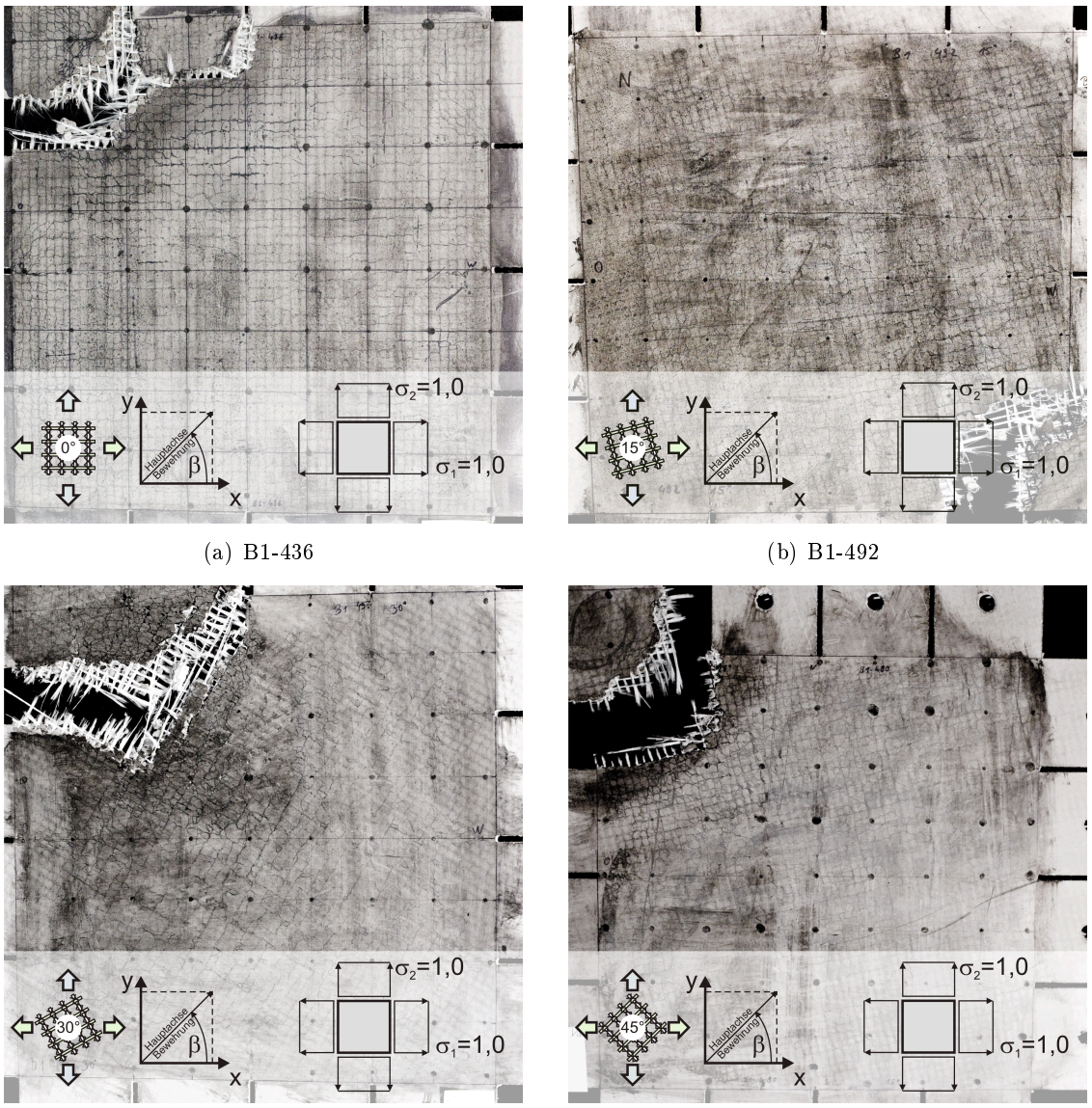
Unter einem Spannungsverhältnis von $\sigma_x/\sigma_y = 1{,}0/1{,}0$ ist kein Zusammenhang zwischen der Richtung der Bruchlinie und der Bewehrungsrichtung erkennbar, wie aus Bild 5.9 ersichtlich. Unabhängig von der Orientierung der Bewehrung versagen alle Prüfkörper durch Abreißen einer Ecke. Der Bruch verläuft dabei zwischen zwei benachbarten Rändern, jeweils zwischen dem ersten oder zweiten Sägeschnitt. Bei diesem Spannungsverhältnis dominieren somit eindeutig die Randstörungen des Versuchsaufbaus, wodurch Eigenschaften der textilen Bewehrung hinsichtlich der Richtung, in der der finale Riss verläuft, vollständig überlagert werden.

Im Gegensatz dazu lässt sich im Hinblick auf das verteilte Rissbild eine eindeutige Aussage treffen. Sowohl im verstärkten Randbereich als auch im Innenbereich der Probe stellt sich ein annähernd ideales Primärrissbild ein. Die Risse verlaufen in allen Versuchen parallel zu den beiden Bewehrungsrichtungen, es ergibt sich somit ein fast quadratisches, unter dem Winkel γ gedrehtes Rissnetz. Für einen besseren Gesamteindruck hinsichtlich der Bruchverläufe in Serie 3 sei auf Anhang B.2 verwiesen.

5.4.2 Schlussfolgerungen

Eine allgemeine Aussage zur Abhängigkeit der Orientierung der Risse von der Orientierung der Bewehrung unter mehraxialer Zugbeanspruchung ist aus den vorliegenden Versuchsergebnissen nicht möglich.

Das Versagen der Probekörper wird in allen Versuchen unabhängig von der Ausrichtung der Bewehrung durch lokale Spannungsspitzen an den Spitzen der Sägeschnitte eingeleitet. Der sich öffnende Riss wächst schnell, führt jedoch nicht zu einem schlagartigen Versagen der Probe. Die Kraftsteuerung der Versuche bewirkt, dass das Risswachstum keinen nennenswerten Einfluss auf die äußere Last hat, solange die resultierenden Längsdehnungen nicht überproportional anwachsen.



(a) B1-436

(b) B1-492

(c) B1-497

(d) B1-502

Bild 5.9: Rissbilder nach dem Erreichen des Traglastniveaus bei einem Spannungsverhältnis von $\sigma_x/\sigma_y = 1,0/1,0$

Im Verlauf des progressiven Versagens kommt es zu Umlagerungen des Kraftflusses innerhalb der Probe bzw. zu einem Einschnürungseffekt des Restquerschnittes. Während dieser Phase entstehen neue Risse, die insbesondere bei den Versuchen mit randparalleler Bewehrung durch ihren diagonalen Verlauf erkennbar sind, siehe Bild 5.7(a) und Bild 5.8(a). Sie überlagern das verteilte Rissbild, welches sich im Verlauf der Rissbildung auf einem deutlich niedrigeren Lastniveau ausgebildet hat.

Zusammenfassend können folgende Erkenntnisse festgehalten werden:

- Unter einaxialer Zugbeanspruchung lokalisert der finale Riss entlang der Querbewehrung. Es handelt sich also um einen Primärriss.

- Unter einaxialer Zugbeanspruchung dominiert die Sekundärrissbildung das verteilte Rissbild des Probekörpers. Mit steigender Auslenkung der Bewehrung $\gamma > 0°$ wächst der lokalisierende Einfluss der Querfäden. Es kommt zu einer gemischten Rissbildung.
- Unter zweiaxialer Beanspruchung lässt sich für Spannungsverhältnisse $\sigma_x/\sigma_y \neq 1,0/1,0$ kein eindeutiges Verhalten bei der Ausrichtung des verteilten Rissbildes feststellen. Der zum Teil beobachtete Wechsel des Rissverlaufs zwischen den verstärkten Randbereichen und dem Innenbereich deutet darauf hin, dass auch die Lagenanzahl bzw. die effektive Faserquerschnittsfläche einen Einfluss darauf hat, ob die primäre oder die sekundäre Rissbildung dominiert. In vielen Versuchen wurde eine gemischte Rissbildung ohne eindeutige Dominanz festgestellt, wobei die erwähnten Effekte während des Versagens das Rissbild zum Teil stark beeinflussen und deshalb ausgehend von den Probenfotos nach Versuchsende sich keine gesicherten Aussagen ableiten lassen.
- Unter dem Spannungsverhältnis $\sigma_x/\sigma_y = 1{,}0/1{,}0$ stellt sich unabhängig von der Ausrichtung der Bewehrung ein verteiltes Rissbild ein, welches maßgeblich durch primäre Risse geprägt ist.
- Der finale Riss, der zum Bruch führt, folgt der Orientierung der Bewehrung und verläuft somit nicht zwingend senkrecht zur Zugbeanspruchung. Aus dem Bruchbild kann daher nicht eindeutig auf die Belastungsrichtung geschlossen werden.

Für eine detailliertere Bestimmung der Einflüsse auf den Verlauf der Risse unter mehraxialen Spannungszuständen und/oder geneigter Bewehrung empfehlen sich Messmethoden, die eine Detektion des Rissverlaufs und des Wachstums der Rissbreite ermöglichen, wie beispielsweise Photogrammetrieverfahren auf der Basis flächiger Strukturerkennung. Darüber hinaus verbleibt als offene Frage, inwieweit diese Erkenntnisse auf laminierte Textilbetonschichten an Platten, Balken oder Stützen übertragbar sind, bei denen der Dehnungsverlauf aufgrund der Steifigkeitsverhältnisse zwischen Altbeton und Textilbetonschicht einen nicht zu vernachlässigenden Einfluss auf die Rissbildung in der Textilbetonschicht hat, was im Rahmen dieser Versuche jedoch nicht betrachtet werden konnte.

6 Modell zur Bestimmung des internen Spannungszustands des biaxialen Probekörpers

6.1 Motivation

Experimentelle Untersuchungen sind neben der kritischen Betrachtung und Bewertung des Versuchsaufbaus von einem erhofften Erkenntnisgewinn geprägt. Der speziell für die biaxialen Zugversuche an dünnen Textilbetonscheiben entworfene Versuchsaufbau ist aufgrund der Lasteinleitungsbereiche nicht frei von Randstörungen, die bei der Auswertung und Interpretation der Messergebnisse berücksichtigt werden müssen. Die Auswirkungen auf die Dehnungen in Probenmitte sind Bestandteil der qualitativen Bewertung der geometrischen und materiellen Randstörungen auf die an der Betonoberfläche gemessenen Verformungen in Abschnitt 3.6. Als Ergebnis wurde festgehalten, dass die Randstörungen einen signifikanten Einfluss auf den Spannungs- und Dehnungsverlauf innerhalb des Probekörpers haben und in einem über den Querschnitt veränderlichen Spannungsverlauf resultieren. Dies hat zur Folge, dass sich die Betonspannungen nicht mehr unabhängig vom Dehnungszustand ermitteln lassen. Dies ist nur möglich mit Kenntnis des Tragverhaltens unter mehraxialer Beanspruchung (einschließlich möglicher Interaktionen der Bewehrungsrichtungen), welches Gegenstand der experimentellen Untersuchungen ist – ein zunächst nicht auflösbarer Widerspruch.

Im Rahmen der Versuchsauswertung in den Kapiteln 4 und 5 wurde deshalb zunächst ein konstanter Spannungsverlauf über den Querschnitt angenommen. Die Betonspannungen im Messbereich wurden entsprechend dieser Annahme über die Beziehung $\sigma = F/A$ ermittelt. Unter der Voraussetzung, dass in der für die Bestimmung der mittleren Dehnungen verwendeten mittleren Achse des Messbereiches (horizontal & vertikal) der Einfluss der Randstörungen vollständig abgeklungen ist, ist diese Vorgehensweise auch korrekt. Der Nachweis für die Richtigkeit dieser Annahme steht jedoch noch aus.

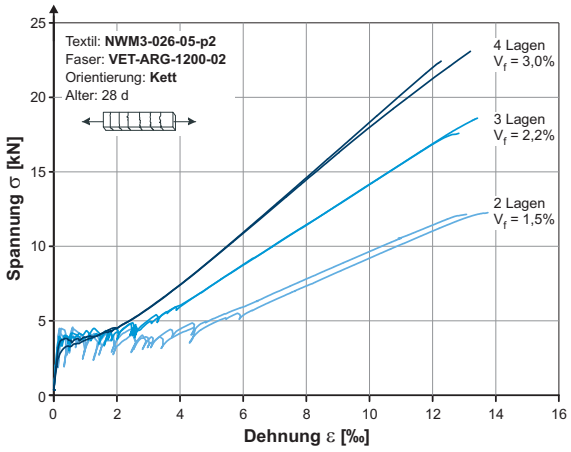
In der Auswertung der zweiaxialen Zugversuche mit Bewehrungen aus AR-Glas und Carbon konnte gezeigt werden, dass das zweiaxiale Tragverhalten von Textilbeton keine signifikante Abhängigkeit vom Spannungsverhältnis zweiaxialer Zugbeanspruchungen aufweist. Daraus lässt sich schlussfolgern, dass unter Zuhilfenahme der an einaxialen Dehnkörpern ermittelten Spannungs-Dehnungs-Beziehungen eine Berechnung der Versuchslasten aus den Verformungen des biaxialen Probekörpers P2 und eine indirekte Ermittlung der Betonspannungen möglich ist.

6.2 Modellbeschreibung

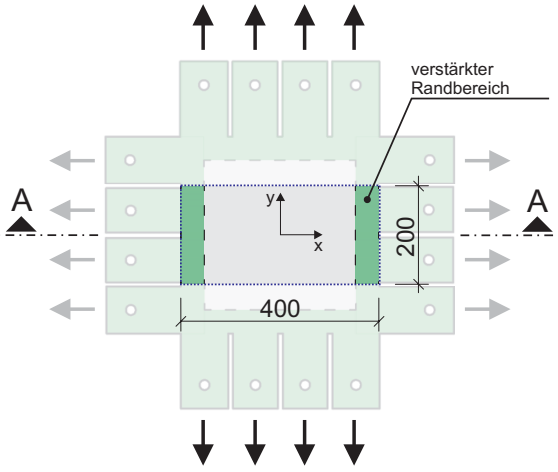
Grundlage der modellhaften Beschreibung des Probekörpers sind die vorliegenden Photogrammetriedaten. Sie liefern Informationen zum Verformungs- und Verzerrungszustand über den 400 mm × 400 mm großen Innenbereich des Probekörpers, in dem insgesamt 81 Messpunkte in einem regelmäßigen Raster mit einem Abstand von 50 mm liegen. Als einaxiales Materialmodell wird auf Spannungs-Dehnungs-Linien für Faservolumengehalte im Bereich von 0,7 bis 3,5 Vol-% zurückgegriffen, die im Rahmen des SFB 528 in dem von Jesse [45] entwickelten Versuchsstand experimentell ermittelt wurden. In Bild 6.1(a) sind exemplarisch die Ergebnisse für die AR-Glas-Bewehrung (Typ: A00) mit zwei bis vier Lagen dargestellt ($V_{f,max} = 3{,}0$ Vol-%). Für das Carbontextil C00 stehen in gleicher Weise ermittelte Spannungs-Dehnungs-Linien für zwei- bis fünflagige Bewehrungen ($V_{f,max} = 3{,}5$ Vol-%) zur Verfügung.

Die Bezugslänge für die Dehnungsberechnung in den einaxialen Versuchen beträgt 200 mm. Auch die mittleren Dehnungen des biaxialen Probekörpers werden in der Achse des Schnittes A–A über eine Länge von 200 mm bestimmt, siehe Bild 6.1(b). Es zeigt exemplarisch den 200 mm langen Bereich des Probekörpers, dessen Verformungsverhalten als mittlere Dehnung in die Berechnung der vertikalen Versuchslast eingeht. Die verstärkten Randbereiche werden dabei mit erfasst. Für die verstärkten Randbereiche liegen Messwerte am Rand des Innenbereiches der Probe (400 mm Breite) sowie in der Achse, in der die Zulagebewehrung endet, vor. Die Verformungen der materiellen Randstörungen können damit näherungsweise erfasst werden.

Aus den Photogrammetriedaten werden für jeden Lastschritt die Relativverschiebungen in den drei Raumrichtungen bestimmt und über Splines auf Basis bivariater Polynome interpoliert. Das Ergebnis sind stetige und damit ableitbare Funktionen, welche jeweils eine Ausgleichsfläche der Verschiebungsfelder unter Minimierung der Fehlerquadrate beschreiben und als Grundlage der Dehnungsermittlung dienen.



(a) Spannungs-Dehnungs-Verhalten einer Bewehrung aus AR-Glas (Typ: A00, NWM3-026-05-p2) in Abhängigkeit vom Faservolumengehalt V_f



(b) Schematisches Querschnittsprofil für die Nachrechnung der Versuchslasten in Kettrichtung (vertikal) unter mehraxialer Zugbeanspruchung

Bild 6.1: Randbedingungen für Nachrechnung der Versuchslasten

6.3 Spannungsermittlung und Kalibrierung des Modells

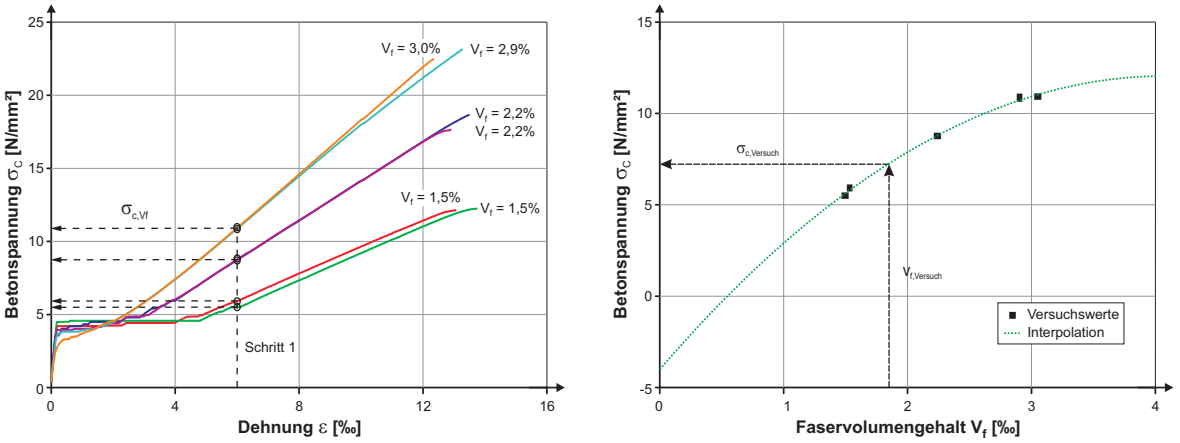
Für eine Belastung in Kettrichtung ergibt sich in Schnitt A-A typischerweise eine parabelförmige Dehnungsverteilung, deren Maximum in Probenmitte liegt und beidseitig zu den Rändern absinkt. Bild 6.3(a) zeigt eine qualitative Darstellung des Verlaufes im Vergleich zu einer konstanten Dehnungsverteilung.

Über den Faservolumengehalt im Bereich der Randverstärkung und im unverstärkten Innenbereich kann anschließend aus den bekannten Spannungs-Dehnungs-Beziehungen in Bild 6.1(a) für jeden Punkt dieses Dehnungsprofils die zugehörige Betonspannung ermittelt werden. Im unverstärkten Innenbereich errechnet sich der Faservolumengehalt aus den beiden Lagen des jeweils untersuchten Bewehrungstextils. In den Randbereichen wirken zusätzlich die Bewehrungszulagen.

Die Berechnung der Betonspannung erfolgt für jeden Punkt des Dehnungsprofils über eine Interpolation der einaxialen Spannungs-Dehnungs-Linien (Bild 6.1(a)) für den jeweiligen Faservolumengehalt am betrachteten Punkt des biaxialen Probekörpers.

Dazu werden im ersten Schritt für den jeweiligen Betrag der Längsdehnung des Probekörpers die einaxialen Betonspannungen aus der Kurvenschar der einaxialen Dehnkörperversuche bestimmt und über den jeweiligen Faservolumengehalt des Dehnkörpers aufgetragen. In Bild 6.2 ist die Vorgehensweise exemplarisch für die Bestimmung der Betonspannungen der Kettrichtung für eine Längsdehnung von 6 ‰ dargestellt. Im zweiten Schritt erfolgt eine Approximation der Betonspannungen in Abhängigkeit des Faservolumengehaltes über einen Parabelansatz 2. Grades in der Form $y = ax^2 + bx + c$. Anhand der Ansatzfunktion kann im dritten Schritt die Betonspannung für den Faservolumengehalt des Probekörpers bestimmt werden. In der qualitativen Darstellung des resultierenden Spannungsprofils, siehe Bild 6.3(b), ergibt sich daher am Ende des verstärkten Randbereiches ein Sprung der rechnerisch ermittelten Spannung.

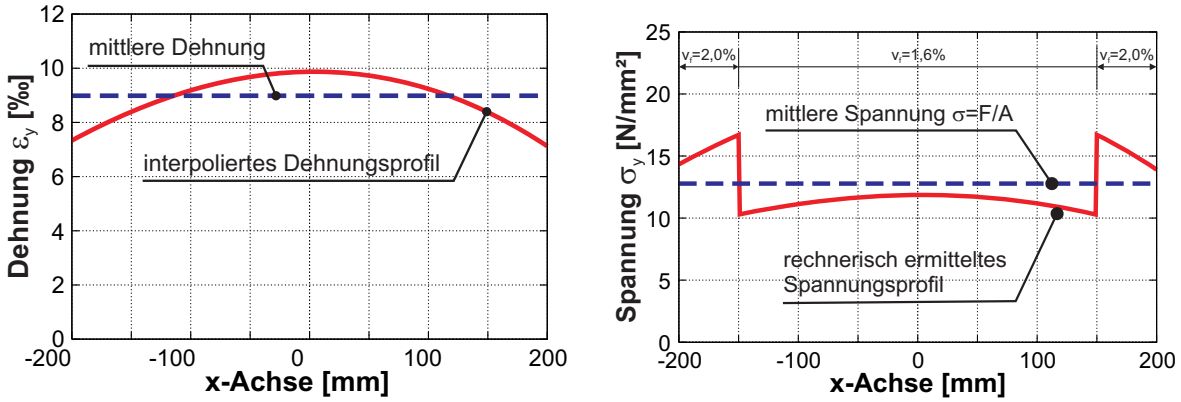
Das auf diesem Wege ermittelte Spannungsprofil wird über die Querschnittsbreite integriert und ergibt die im Schnitt A-A, siehe (Bild 6.1(b)), wirkende Längskraft F_y (nachfolgend bezeichnet



(a) Ermittlung der Betonspannung im Abhängigkeit vom Faservolumengehalt V_f

(b) Interpolation der Betonspannung für Faservolumengehalt des biaxialen Probekörpers

Bild 6.2: Ermittlung des effektiven Spannungs-Dehnungs-Verhaltens anhand des Faservolumengehalts V_f



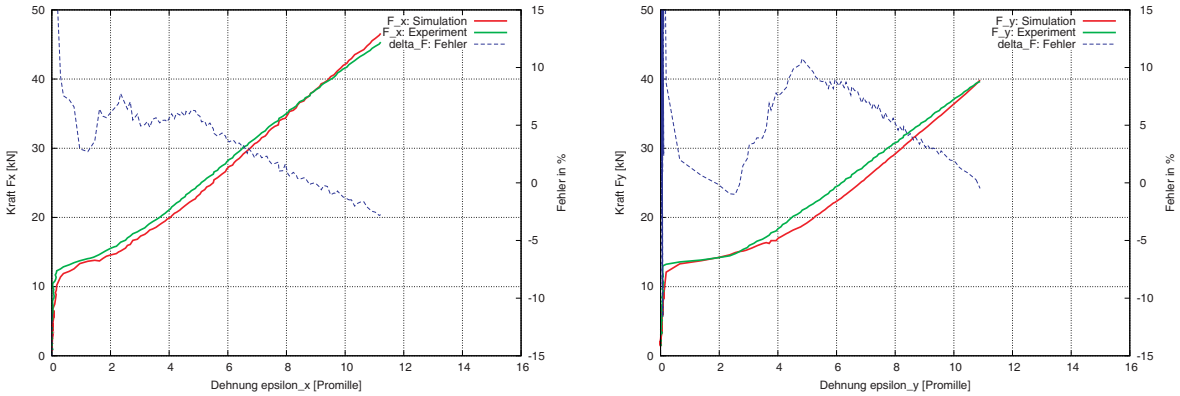
(a) typisches Dehnungsprofil $\varepsilon_x(y)$ (b) typisches Spannungsprofil $\sigma_x(y)$

Bild 6.3: Qualitativer Verlauf der Längsdehnungen und Längsspannungen über den Probenquerschnitt

als *innere Kraft*). Die Bewertung der Ergebnisse erfolgt über den Vergleich dieser rechnerisch ermittelten Längskraft mit der im Experiment aufgebrachten Zugkraft. Bild 6.4 zeigt die Ergebnisse für die Versuche B1-441, B1-442 der Serie 1, die jeweils einaxiale Beanspruchungen in Schuss- und Kettrichtung erfuhren.

Die zunächst gute Übereinstimmung der Kurvenverläufe in Bild 6.4 ist jedoch noch nicht auf die realen Steifigkeitsverhältnisse im Probekörper angepasst. Die Zulagen wurden in dieser Rechnung als voll mittragend angesetzt, was infolge der Durchtrennung der Zulagebewehrung in Verlängerung der Sägeschnitte, siehe Abschnitt 3.2.4.2, zu einer Reduzierung des effektiven Bewehrungsgrades der Zulagen führen muss. Im Rahmen einer Kalibrierung des Modells anhand der Versuche B1-441, B1-442 der Serie 1, die jeweils einaxiale Beanspruchungen in Schuss- und Kettrichtung erfuhren, wird der Einfluss der Randstörungen berücksichtigt.

Eine vollständige Übereinstimmung der berechneten Zugkraft mit den äußeren Lasten ist aufgrund der Limitierungen dieses einfachen Modells nicht gelungen, da der Einfluss der geometrischen Randstörungen nicht erfasst werden kann. Die Kalibrierung des Modells erfolgt nur durch die Anpassung des effektiv wirksamen Faservolumengehaltes über die Abminderung der Lagen-



(a) Schussrichtung: B1-441, $\alpha = 0°$ (b) Kettrichtung: B1-442, $\beta = 0°$

Bild 6.4: Nachrechnung der Versuchslasten auf Basis unmodifizierter Faservolumengehalte und der Anwendung einaxialer Spannungs-Dehnungs-Beziehungen

anzahl in den verstärkten Randbereichen, sodass die Anstiege der Kraft-Dehnungs-Kurven im Zustand IIb in Simulation und Versuch gleich groß sind. Unter Ansatz einer wirksamen Gesamtlagenanzahl von 3,0 Lagen in Schussrichtung und 2,5 Lagen in Kettrichtung (Hauptbewehrung und Zulagen sind in Serie 1 identisch) konnte unter einaxialer Belastung rechnerisch eine sehr gute Übereinstimmung der Steifigkeiten im Zustand IIb zwischen Versuch und Nachrechnung gefunden werden. Auf Basis dieser Kalibrierung wird nun unter mehraxialer Beanspruchung überprüft, ob die in Kapitel 4 gewonnenen Erkenntnisse hinsichtlich des Tragverhaltens von Textilbeton unter zweiaxialer Zugbeanspruchung untermauert werden können.

6.4 Ergebnisse und Diskussion der Nachrechnung

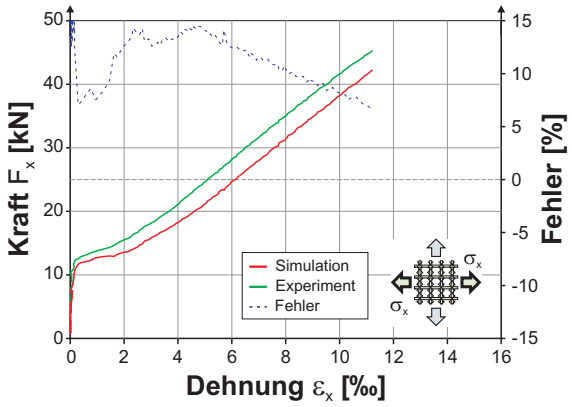
Bild 6.5 und Bild 6.6 zeigen die Ergebnisse der richtungsabhängigen Nachrechnung der Versuchslasten (Schuss- und Kettrichtung) der Serie 1 für mehraxiale Spannungsverhältnisse zwischen $\sigma_x/\sigma_y = 0° \ldots 45°$. Das Hauptaugenmerk beim Vergleich der Kurven liegt auf dem Anstieg im Zustand IIb. Der Anstieg gibt Auskunft darüber, inwieweit die Rissbildung infolge Querzug einen Einfluss auf das Tragverhalten (speziell die Steifigkeit) der betrachteten Hauptrichtung hat. In allen 6 untersuchten Spannungsverhältnissen für Schuss- und Kettrichtung kann in dieser Hinsicht eine sehr gute Übereinstimmung der Rechnung mit den Versuchswerten erreicht werden.

Auffällig ist vor allem, dass bei geringer mehraxialer Beanspruchung ($\alpha = 0° \ldots 18°$), siehe Bild 6.5(a) bis Bild 6.5(c), die Simulation die äußeren Kräfte im Versuch unterschätzt. Die Ursache dieser Differenz ist in der Nicht-Berücksichtigung der geometrischen Randstörungen zu suchen. Die Lasteinleitungszähne wirken versteifend und führen am biaxialen Probekörper zu kleineren Dehnungen. In der Nachrechnung wird über die einaxialen Spannungs-Dehnungs-Beziehungen aus diesen Dehnungen auf eine zu geringe Betonspannung zurückgerechnet.

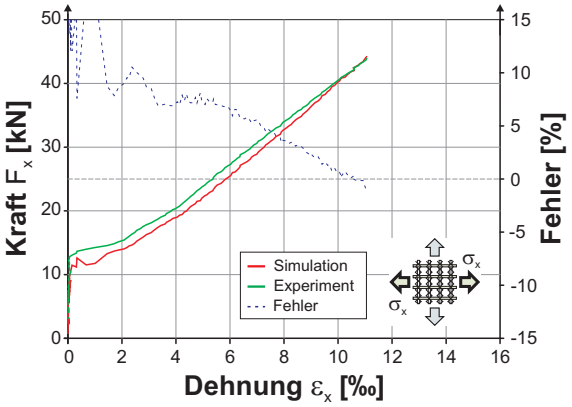
Bemerkenswert ist, dass der Effekt offensichtlich mit steigendem Winkel α an Wirkung verliert. Ab Bild 6.5(d) zeigt sich eine deutliche Annäherung der Simulationsergebnisse an die Versuchswerte. Es wird vermutet, dass die Rissbildung der Querrichtung, welche mit zunehmendem Winkel α immer früher einsetzt, zu dieser Abnahme des Einflusses der geometrischen Randstörungen führt.

Eine weitere Fehlerquelle ist die Berechnung des Faservolumengehalts der biaxialen Probekörper. Dieser errechnet sich aus der Breite des Innenbereiches, die konstant zu 400 mm angenommen wird, sowie der mittleren Plattendicke. Hinsichtlich der Breite werden somit Geometrieabweichungen einzelner Probekörper nicht berücksichtigt. Dennoch wird der Einfluss dieser Vereinfachung als gering eingeschätzt. Einen größeren Einfluss hat der Mittelwert der Plattendicke auf das Ergebnis der Spannungsintegration. Die Einzelwerte der Plattendicken an den vier Messstellen des biaxialen Probekörpers weisen durchaus Differenzen um bis zu 15 % auf. Differenzen zwischen realer Plattendicke und dem Mittelwert schlagen sich unmittelbar in der Integration der inneren Kräfte nieder.

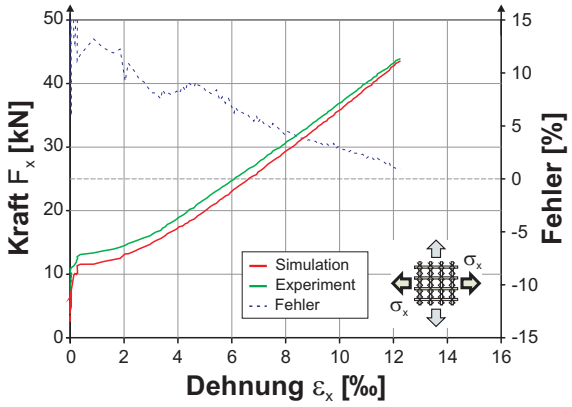
Ebenfalls erkennbar ist der Abfall der Erstrisslasten in den Versuchskurven mit Anstieg der Winkel α und β. Auch dieser Effekt, der im Rahmen der Auswertung der biaxialen Versuche nachgewiesen werden konnte, kann aufgrund der Verwendung einaxialer Stoffgesetze nicht reproduziert werden. Tendenziell wird daher die Erstrisslast in der Simulation bei Winkeln $\alpha, \beta \leq 27°$ überschätzt.



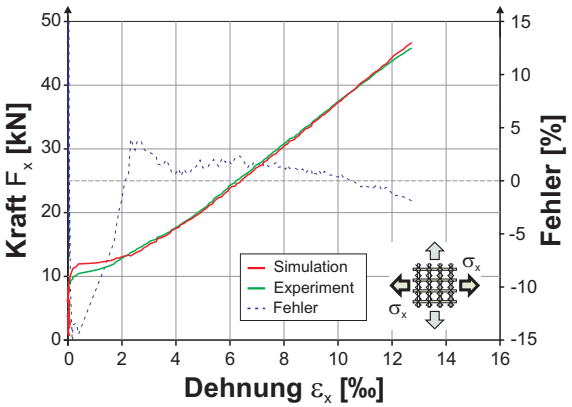
(a) B1-441, $\alpha = 0°$



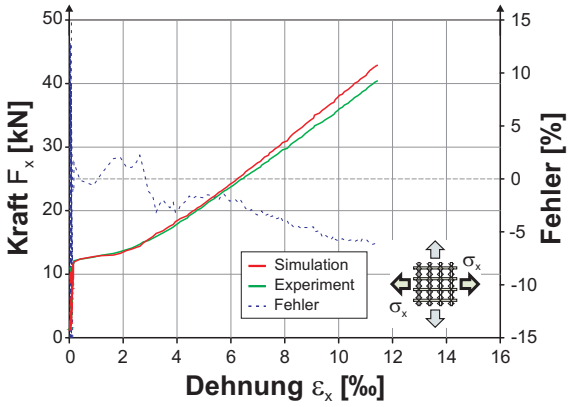
(b) B1-440, $\alpha = 9°$



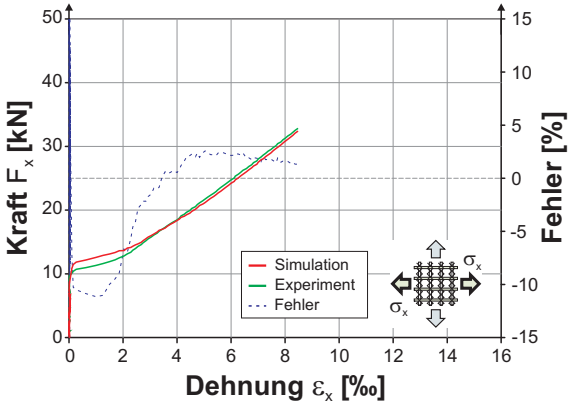
(c) B1-445, $\alpha = 18°$



(d) B1-438, $\alpha = 27°$

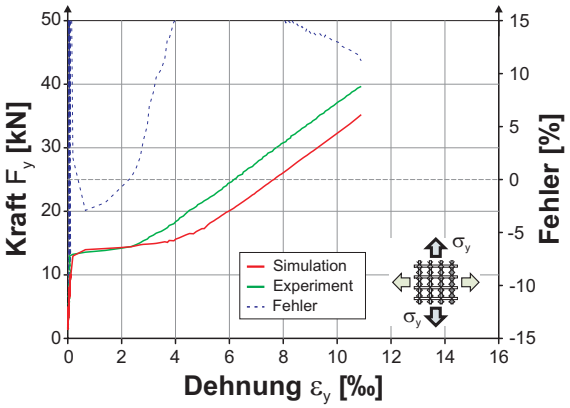


(e) B1-437, $\alpha = 36°$

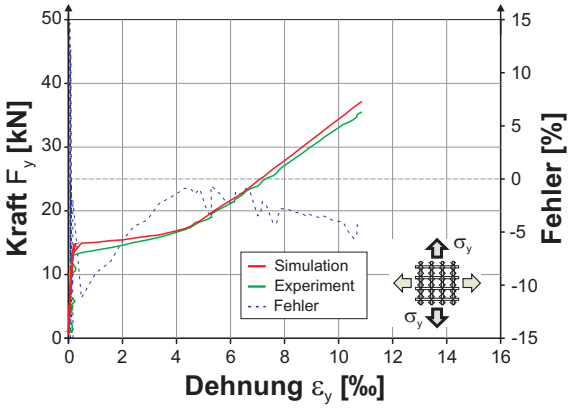


(f) B1-436, $\alpha = 45°$

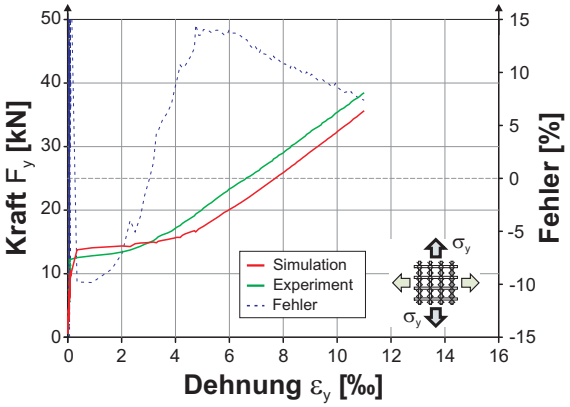
Bild 6.5: Serie 1 (Textil A00): Nachrechnung der Versuchslasten in Schussrichtung auf Basis einaxialer Spannungs-Dehnungs-Beziehungen unter zweiaxialer Zugbeanspruchung



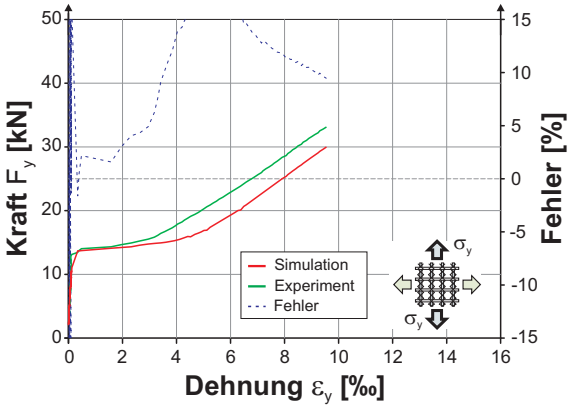
(a) B1-442, $\beta = 0°$



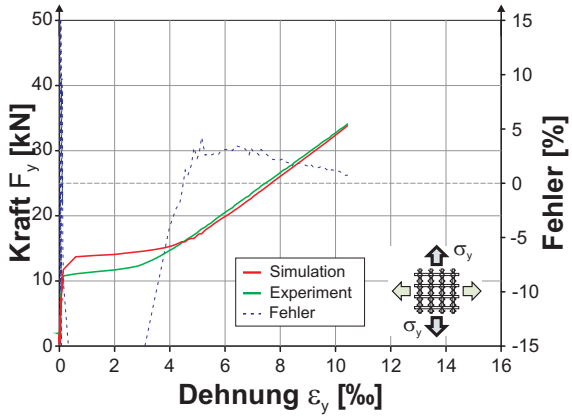
(b) B1-426, $\beta = 9°$



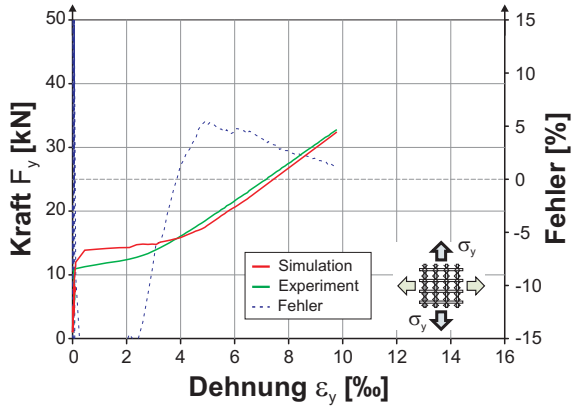
(c) B1-443, $\beta = 18°$



(d) B1-444, $\beta = 27°$



(e) B1-435, $\beta = 36°$



(f) B1-436, $\beta = 45°$

Bild 6.6: Serie 1 (Textil A00): Nachrechnung der Versuchslasten in Kettrichtung auf Basis einaxialer Spannungs-Dehnungs-Beziehungen unter zweiaxialer Zugbeanspruchung

Auf eine Nachrechnung der Carbonversuche (Serie 6) wurde verzichtet. Der bereits in den vorangegangenen Kapiteln diskutierte Einfluss der Welligkeit in den zweiaxialen Zugversuchen wurde in diesem Umfang bei den einaxialen Dehnkörperversuchen nicht beobachtet. Die Ermittlung der einaxialen Spannungs-Dehnungs-Beziehungen für verschiedene Faservolumengehalte wurde an einer anderen Charge des Textils C00 durchgeführt, die deutlich geringere Welligkeit aufwies. Die Streuungen der Materialqualität im Herstellungsprozess der textilen Bewehrungen sind einer ständigen Weiterentwicklung unterworfen mit dem Ziel, derartige Probleme zu beheben.

Die Nachrechnung der Carbonversuche auf Basis der vorhandenen einaxialen Dehnkörperversuche ist nicht sinnvoll, da aus der verwendeten Bewehrungscharge keine ausreichende Menge an Spannungs-Dehnungs-Linien mit unterschiedlichen Faservolumengehalten zur Interpolation der Betonspannung der biaxialen Probekörper zur Verfügung steht. Die verfügbaren Kurvenscharen weisen hingegen eine deutlich geringere Welligkeit auf, was infolge der geringeren Dehnungen zu großen Abweichungen der rechnerisch ermittelten Kräfte führen würde, womit ein Vergleich zu den äußeren Lasten keine belastbaren Aussagen erwarten lässt.

6.5 Schlussfolgerungen

Die Nachrechnung der biaxialen Zugversuche der Serie 1 auf Basis der gemessenen Verformungen unter Verwendung einaxialer Spannungs-Dehnungs-Beziehungen untermauert die in Kapitel 4 aufgestellte These, dass keine signifikante Abhängigkeit des Tragverhaltens von Textilbeton vom Spannungsverhältnis einer biaxialen Zugbeanspruchung besteht.

Das vorgestellte Modell zeigt bei allen untersuchten Spannungsverhältnissen eine sehr gute Übereinstimmung des Materialverhaltens im Zustand IIb. Dies bestätigt, dass bewehrungsparallele Risse aus Querzug keinen signifikanten Einfluss auf das Trag- und Verformungsverhalten der jeweils betrachteten Hauptrichtung ausüben und die beiden Bewehrungsrichtungen als weitgehend unabhängig betrachtet werden. Die in den Nachrechnungen erkennbaren Differenzen zwischen den im Versuch aufgebrachten äußeren Lasten und den aus dem Spannungsprofil errechneten Lasten haben ihre Ursache in den materiellen Randstörungen des biaxialen Probekörpers, die innerhalb des Modellansatzes nicht berücksichtigt wurden.

7 Zusammenfassung, offene Fragen und Ausblick

7.1 Zusammenfassung

Auf Basis experimenteller Untersuchungen wurde das Tragverhalten von Textilbeton für zwei verschiedene Gelegearten aus AR-Glas und Carbon unter zweiaxialer zentrischer Zugbeanspruchung untersucht. Die an dünnen scheibenartigen Prüfkörpern durchgeführten Versuche schließen das Tragverhalten unter Berücksichtigung der Ausrichtung der Bewehrung zur Beanspruchungsrichtung mit ein.

Ein von Michler [69] speziell für diese Untersuchungen entwickelter Versuchsaufbau wurde beschrieben und einer umfassenden qualitativen Bewertung der teils komplexen Einflüsse der Lasteinleitung und der Probengeometrie auf die Ergebnisse im Messbereich des Probekörpers unterzogen. Aus der konstruktiven Entscheidung zur Lasteinleitung ergeben sich zwangsläufig Steifigkeitsunterschiede innerhalb des Probekörpers, die die Spannungs- und Dehnungsverteilung beeinflussen. Diese Einflüsse wurden als geometrische und materielle Randstörungen klassifiziert. Eine Beseitigung bzw. signifikante Reduzierung der Randstörungen durch Änderungen am Versuchsaufbau mit vertretbarem Aufwand war nach Einschätzung des Verfassers nicht möglich. Die resultierenden Effekte werden deshalb bei der Bewertung der Versuchsergebnisse berücksichtigt.

Der Versuchsstand ermöglicht eine weitgehend exakte und zuverlässige Erfassung des Materialverhaltens über einen großen Dehnungsbereich. Die Genauigkeit der gemessenen mittleren Betondehnungen im ungerissenen Zustand (Zustand I) ist, bedingt durch das begrenzte physikalische Auflösungsvermögen der eingesetzten berührungslosen Messtechnik, verhältnismäßig großen Streuungen unterworfen. Die Daten erlauben dennoch eine gute qualitative Bewertung des Materialverhaltens. Oberhalb der Erstrisslast kann die erzielte Genauigkeit der Dehnungsmessung als sehr gut bezeichnet werden. Aus der Probekörpergeometrie ergeben sich weiterhin Einflüsse auf den Bruchzustand. An den Sägeschnitten zwischen den einzelnen Lasteinleitungszähnen führen lokale Spannungskonzentrationen zu einer vorzeitigen Rissbildung. Von diesen hochbeanspruchten Stellen geht trotz lokaler Bewehrungszulagen das Versagen des Probekörpers aus, weshalb die experimentell ermittelten Bruchlasten keine unmittelbaren Rückschlüsse auf die Festigkeit der untersuchten Bewehrungen zulassen. Trotz der Randstörungen ist der Versuchsaufbau geeignet, um das Tragverhalten von Textilbeton über einen großen Dehnungsbereich zuverlässig zu erfassen.

Die verwendete berührungslose Messtechnik hat sich als ausgesprochen vorteilhaft gegenüber konventionellen Messmethoden (z.B.: IWA, DMS) erwiesen. Die Nahbereichsphotogrammetrie erlaubt die räumliche Erfassung von Verschiebungen direkt auf der Probenoberfläche sowie eine einfache und schnelle Applikation der Messstellen. Aus der Vielzahl der Messstellen ergibt sich zum einen ein aussagekräftiges Bild über den Spannungs- und Verzerrungszustand im Innen-

bereich des Probekörpers. Zum anderen ist die Messtechnik außerordentlich robust gegenüber lokalen Störungen wie dem Ausfall von Messmarken.

Das Tragverhalten von Textilbeton mit AR-Glas- und Carbonbewehrungen unter zweiaxialer Zugbeanspruchung wurde eingehend untersucht. Abweichend von dem typischen experimentellen Vorgehen im Beton- und Stahlbeton wurden insgesamt 11 Spannungsverhältnisse σ_x/σ_y im gesamten Zug-Zug-Quadranten untersucht, um die herstellungsbedingten anisotropen Materialeigenschaften der textilen Bewehrung vollständig zu erfassen. Die Ergebnisse dieser zweiaxialen Zugversuche konnten die an einaxialen Dehnkörperversuchen gewonnenen Erkenntnisse über das grundsätzliche Tragverhalten der textilen Bewehrungen in den Bewehrungshauptrichtungen (Schuss & Kett) bestätigen. Für den Übergang von Zustand I zum Zustand II konnte eine Abhängigkeit der Erstrissspannung vom Spannungsverhältnis nachgewiesen werden.

Die Merkmale der das typische Tragverhalten von Textilbeton kennzeichnenden Zustände IIa und IIb zeigen keine signifikante Abhängigkeit vom Verhältnis aus Längs- und Querzugspannung auf. Diese Erkenntnis deutet darauf hin, dass wie beim Stahlbeton davon ausgegangen werden kann, dass die Hauptrichtungen der textilen Bewehrung weitgehend unabhängig voneinander sind und sich nicht beeinflussen. Darüber hinaus haben offenbar durch Querzug induzierte bewehrungsparallele Risse keine maßgeblichen Auswirkungen auf das Verbundverhalten der Rovings in Längsrichtung. Daraus folgt die Vermutung, dass die Anwendung von Stoffgesetzen, die auf Basis einaxialer Spannungs-Dehnungs-Beziehungen aufgestellt wurden, zur Berechnung von Bauteilen und Tragwerken auch bei mehraxialen Spannungszuständen zulässig ist.

Eine wesentliche Erkenntnis aus den biaxialen Zugversuchen mit Carbon betrifft den Einfluss der Welligkeit der Textilien. Bisher ging man davon aus, dass die während der Textilherstellung eingeprägte Welligkeit zum überwiegenden Teil während der Rissbildung (Zustand IIb) abgebaut wird. Aus den Versuchen wurde jedoch deutlich, dass diese Annahme revidiert werden muss. Der Abbau der Welligkeit der textilen Bewehrungen ist ein hochgradig lastabhängiger Prozess. Die Ergebnisse zeigen, dass bei Carbon erst bei relativ hohen Faserspannungen, bei einaxialer Belastung deutlich oberhalb von 1000 $\mathrm{N/mm^2}$, die theoretische Textilsteifigkeit wirksam wird. Unterhalb dieses Spannungsniveaus verläuft die Spannungs-Dehnungs-Linie im Zustand IIb deutlich flacher, was auf einen zusätzlichen Dehnungsanteil hindeutet, der mit steigender Beanspruchung abgebaut wird. Dieser Dehnungsanteil wird als lastabhängiger Abbau der Welligkeit interpretiert. In zahlreichen Versuchen mit Carbonbewehrung kam es innerhalb des Zustands IIb zu Delamination. Unter einaxialer Beanspruchung konnte das zugehörige Spannungsniveau für Schuss- und Kettrichtung zu $\sigma_f \approx 1000\,\mathrm{N/mm^2}$ bestimmt werden. Das Ablösen der obersten Betonschicht geht mit einer starken Zunahme der Dehnungen einher. Nach Abklingen dieses Effektes erreicht der Verbundwerkstoff wiederum die theoretische Textilsteifigkeit, was auf einen schlagartigen Abbau der Welligkeit deutet. Das Spannungsniveau, auf dem der Abbau der Welligkeit abklingt bzw. es zu Delamination kommt, ist abhängig vom Spannungsverhältnis σ_x/σ_y. Es sinkt tendenziell bei zunehmend mehraxialer Beanspruchung.

Die Erkenntnisse der Carbonversuche hinsichtlich des Abbaus der Welligkeit wurden im Anschluss auf das Tragverhalten von AR-Glas übertragen. Für AR-Glas ist aus den einaxialen Versuchen von Jesse [45] und Molter [72] bekannt, dass im Zustand IIb generell nicht die volle theoretische Textilsteifigkeit erreicht wird. Die in den Carbonversuchen entdeckte Lastabhängigkeit lässt vermuten, dass die Festigkeit von AR-Glasfilamenten nicht ausreichend hoch ist, um die eingeprägte Welligkeit der textilen Bewehrung bis zum Versagen vollständig abzubauen. Folglich könnte die von Jesse beobachtete und in [45] mit dem Bündelfaktor k_B bezeichnete Reduktion der Steifigkeit im Zustand IIb nicht auf ein teilweises Versagen von

Randfilamenten, sondern auf den stetigen Abbau der Welligkeit zurückzuführen sein, der bis zum Versagen wirksam ist.

In zwei weiteren Serien wurde der Einfluss der Orientierung der Bewehrung unter einaxialer Beanspruchung an scheibenartigen Probekörpern untersucht. Für die Reduktion der effektiven Faserbruchspannungen wurde eine mathematisches Modell vorgestellt, das eine getrennte Beschreibung der geometrischen Einflüsse (effektive Breite, effektiver Bewehrungsgrad), sowie aller sonstigen, die Faserbruchspannung reduzierenden Effekte ermöglicht. Es zeigte sich, dass die untersuchten Bewehrungen aus AR-Glas hinsichtlich der Tragfähigkeit bei schiefwinkliger Beanspruchung deutlich unempfindlicher reagieren als Bewehrungen aus Carbon. Eine mögliche Ursache für dieses Verhalten wird in der signifikant höheren Dehn- und Schubsteifigkeit der Carbontextilien vermutet. Dies führt nach Ansicht des Verfassers dazu, dass AR-Glas-Bewehrungen sich der resultierenden Schubbeanspruchung an den Rissufern teilweise durch Deformation der Rovings entziehen. Die in den Beton eingetragene Schubbeanspruchung konnte anhand der Photogrammetriedaten über die Verdrehung der Hauptdehnungsachsen nachgewiesen werden.

Im Gegensatz dazu wird vermutet, dass sich die steifere Carbonbewehrung dieser Beanspruchungen nicht entzieht. Sie wird innerhalb des textilen Geleges abgetragen und führt mit größer werdender Winkelabweichung zwischen Bewehrungshauptrichtung und Belastungsrichtung zu einem immer früheren Versagen durch Delamination.

7.2 Offene Fragen und Ausblick

Die vorliegende Arbeit konnte neue Erkenntnisse zum Tragverhalten von Textilbeton beisteuern. Es verbleiben jedoch einige offene Fragen, die als Ansporn und Richtungsempfehlung für weiterführende Untersuchungen dienen mögen:

Der Einfluss einer zweiaxialen Zugbeanspruchung auf den Bruchzustand konnte mit dem verwendeten Probekörper nicht unabhängig vom Einfluss der Randstörungen untersucht werden. Die Ergebnisse zeigen, dass die erzielten Faserbruchspannungen auch bei einaxialer Belastung unterhalb der an Dehnkörpern ermittelten Werte liegen. Einerseits ist hierfür sicherlich die größere Probenbreite verantwortlich, wodurch die statistische Wahrscheinlichkeit für die Anwesenheit von Defekten im Verbundmaterial steigt, andererseits verläuft der zum Bruch führende finale Riss in allen Versuchen von den Enden der Sägeschnitte und den dort vorhandenen lokalen Spannungskonzentrationen aus. Es ist daher davon auszugehen, dass die experimentell ermittelten Faserbruchspannungen unterhalb der Festigkeit der untersuchten Bewehrungen liegen. Folglich wäre es auch denkbar, dass geringfügige Einflüsse aus der mehraxialen Beanspruchung auf den Bruchzustand in diesem Versuchsstand unentdeckt geblieben sind.

Eine Vermutung zu Beginn der mehraxialen Versuche war, dass bewehrungsparallele Risse infolge Querzug den Matrix-Roving-Verbund der Längsbewehrung maßgeblich beeinflussen und es somit zu einer messbaren Abhängigkeit im zweiaxialen Tragverhalten unter Zug-Zug-Beanspruchungen kommt. Die Ergebnisse der experimentellen Untersuchungen an verschiedenen Bewehrungstypen lassen jedoch keine unmittelbaren Zusammenhänge erkennen. Eine Ursache hierfür könnte sein, dass die Rissabstände bei den verwendeten Textilien nicht durch die Verbundeigenschaften der Bewehrung und der Matrix induziert werden, sondern infolge der Schwächung des Betonquerschnitts generell an den Querfäden lokalisieren. Es ist vorstellbar, dass dieser Einfluss eine mögliche Abhängigkeit der Verbundeigenschaften überlagert. Es wäre

daher wichtig, die gewonnenen Erkenntnisse durch ergänzende Versuche an Bewehrungen mit größeren Rasterweiten zu verifizieren.

Neuartige textile Herstellungsprozesse versprechen eine deutliche Reduzierung der Welligkeit durch eine veränderte Fadenführung bei der Textilherstellung (Stichwort: Nadelversatztechnik, siehe Lorenz et al. [63]). Die Reduzierung der Welligkeit führt gleichsam zu einer gleichmäßigeren Beanspruchung der Filamente innerhalb der Garne und verspricht damit eine bessere Ausnutzung der Faserfestigkeit. Speziell die bei Carbon beobachteten Delaminationseffekte stellen kein wünschenswertes Materialverhalten dar und müssen im Hinblick auf den Praxiseinsatz wirksam unterbunden werden. Als Empfehlungen gelten neben der Verbesserung der Herstellungstechnologie zum einem die Anpassung der Konfektionierung der Bewehrung durch Vergrößerung der Maschenweiten, um die Haftzugeigenschaften der obersten Betonschicht zu verbessern. Zum anderen werden Untersuchungen zum Einfluss der Betondeckung empfohlen, um auch bei Anwendung aktuell verfügbarer Carbonbewehrungen die Delaminationsgefahr wirksam zu reduzieren.

Die Versuche zum Tragverhalten bei gedrehter Bewehrung deuten darauf hin, dass in Bezug auf die messbare Verdrehung der Hauptdehnungsachsen offensichtlich grundsätzlich Unterschiede im Tragverhalten unter Schubbeanspruchungen von AR-Glas und Carbon bestehen. Mit Blick auf die Anwendungsszenarien von Textilbeton zur Querkraft- und Torsionsverstärkung wie auch der Biegeverstärkung mehraxial beanspruchter Flächentragwerke werden weitere experimentelle Untersuchungen in folgenden Bereichen dringend empfohlen:

- Die Versuche mit gedrehter Bewehrung zeigen einen deutlichen Abfall der Festigkeit in Abhängigkeit der Ausrichtung der Bewehrung zur Belastungsrichtung. Die beobachteten Festigkeitsverluste lassen sich nicht allein durch Anpassungen des wirksamen Faservolumengehalts aufgrund der geometrischen Einflüsse beschreiben. Die in dieser Arbeit über den Faktor k_γ berücksichtigten neigungsabhängigen Festigkeitsverluste werden empirisch beschrieben. Die dahinterstehenden physikalischen Wirkprinzipien sind zu ergründen, um eine Übertragung der Ergebnisse auf andere Textilkonfigurationen zu vereinfachen.
- Im Hinblick auf Querkraft- und Torsionsverstärkungen kommt der Identifikation des Schub-Zug-Tragverhaltens eine besondere Bedeutung zu. Die bisher durchgeführten Versuche haben gezeigt, dass die Neigung der Risse sowie die Orientierung der Bewehrungshauptrichtungen gegenüber der Belastung einen signifikanten Einfluss auf das Trag- und Verformungsverhalten von Textilbeton haben.

8 Literaturverzeichnis

[1] *DIN-EN 206-1: Beton - Festlegung, Eigenschaften, Herstellung und Konformität, Deutsche Fassung.* 7 2001

[2] *DIN-EN 196-1: Prüfverfahren für Zement - Teil 1: Bestimmung der Festigkeit, Deutsche Fassung.* 05 2005

[3] Abdkader, A.: *Charakterisierung und Modellierung der Eigenschaften von AR-Glasfilamentgarnen für die Betonbewehrung.* Dresden, Institut für Textil- und Bekleidungstechnik, TU Dresden, Dissertation, 2004

[4] Abdkader, A. ; Offermann, P. ; Jesse, F. ; Curbach, M.: Vorhersage über die zu erwartenden Festigkeiten von AR-glasbewehrtem Beton. In: (Hrsg.): *Tagungsband zum 12. Internationalen Techtextil-Symposium.* Frankfurt/Main, 2003

[5] Aveston, J. ; Cooper, G. A. ; Kelly, A.: Single and Multiple Fracture. In: *The Properties of Fiber Composites*, IPC Science and Technology Press, 1971, S. 15–24

[6] Aveston, J. ; Kelly, A.: Theory of multiple fracture of fibrous composites. In: *Journal of Materials Science* 8 (1973), S. 352–362

[7] Aveston, J. ; Mercer, R. A. ; Sillwood, J. M.: The Mechanism of Fibre Reinforcement of Cement and Concrete: Part I / National Physical Laboratory. National Physical Laboratory, Januar 1975 (SI No 90/11/98). – Forschungsbericht

[8] Banholzer, B.: Zum Mechanismus des Pull-Out-Versuches von Garnen aus einer zementgebundenen Matrix. In: Hegger, J. (Hrsg.) ; Lehrstuhl und Institut für Massivbau (Veranst.): *Textilbeton – 1. Fachkolloquium der Sonderforschungsbereiche 528 und 532.* Mies-van-der-Rohe-Straße 1, 52074 Aachen : Eigenverlag, 15.–16.Februar 2001, S. 99–112

[9] Banholzer, B.: *Bond behaviour of a multifilament yarn embedded in a cementitious matrix.* RWTH Aachen, Institut für Bauforschung RWTH Aachen, Dissertation, 2004

[10] Bartos, P.: Bond in Glass Reinforced Cements. In: *Bond in Concrete*, Applied Science Publisher, 1982, S. 60–72

[11] Bhatnagara, N. ; Bhardwaja, R. ; Selvakumara, P. ; Brieu, M.: Development of a biaxial tensile test fixture for reinforced thermoplastic composites. In: *Polymer Testing* 26, 2 (2007), S. 154–161

[12] Brameshuber, W. ; Banholzer, B.: Eine Methode zur Beschreibung des Verbundes zwischen Faser und zementgebundener Matrix. In: *Beton- und Stahlbetonbau* 96 (2001), S. 663–669

[13] Brameshuber, W. ; Brockmann, T.: Size effect on mechanical properties of fine grained concrete matrices. In: Curbach, M. (Hrsg.): *Textile Reinforced Structures : Proceedings of the 2nd Colloquium on textile reinforced structures (CTRS2), Dresden, Germany,*

29.9.-1.10.2003, Technische Universität Dresden, Sonderforschungsbereich 528, 2003, S. 161–172

[14] Brockmann, T.: *Mechanical and fracture mechanical properties of fine grained concrete for textile reinforced composites*, Fakultät für Bauingenieurwesen der Rheinisch-Westfälischen Technischen Hochschule Aachen, Dissertation, 2005

[15] Bruckermann, O.: *Zur Modellierung des Zugtragverhaltens von textilbewehrtem Beton*, Fakultät für Bauingenieurwesen der Rheinisch-Westfälischen Technischen Hochschule Aachen, Dissertation, 2007

[16] Bruckermann, O. ; Hegger, J. ; Sherif, A. G.: Modeling of Textile Reinforced Concrete with Inclined Textile Orientation. In: *ACI Materials Journal* 104 (2007), S. 511 –519

[17] Butler, M.: *Zur Dauerhaftigkeit von Verbundwerkstoffen aus zementgebundenen Matrices und alkaliresistenten Glasfaser-Multifilamentgarnen*, Fakultät Bauingenieurwesen der Technischen Universität Dresden, Dissertation, 2009

[18] Butler, M. ; Hempel, R. ; Götze, M. ; Hempel, S.: Mechanismen und Dauerhaftigkeit des Verbundes polymerbeschichteter AR-Glasfasern in Beton. In: *Schriftenreihe des Instituts für Baustoffe der TU Dresden, Mitteilungen 02/2004* Bd. Heft 1, 2004, S. 27 – 52

[19] Cho, J.-Y. ; Kim, N.-S. ; Cho, N.-S. ; Choi, I.-K.: Cracking Behavior of Reinforced Concrete Panel Subjected to Biaxial Tension. In: *ACI Structural Journal* 101 (2004), Nr. 1, S. 76–84. – ISSN 08893241 (ISSN)

[20] Cho, J.-Y. ; Kim, N.-S. ; Cho, N.-S. ; Choun, Y.-S.: Stress-Strain Relationship of Reinforced Concrete Subjected to Biaxial Tension. In: *ACI Structural Journal* 101 (2004), Nr. 2, S. 202–208. – ISSN 08893241 (ISSN)

[21] Comite Euro-International du Beton: CEB-FIB Model Code 1990. In: *Bulletin d'Information No. 213/214*. London : Thomas Telford, 1993

[22] Curbach, M. ; Graf, W. ; Jesse, D. ; Sickert, J.-U. ; Weiland, S.: Segmentbrücke aus textilbewehrtem Beton - Konstruktion, Fertigung, numerische Berechnung. In: *Beton- und Stahlbetonbau* 102 (2007), S. 342–352

[23] Curbach, M. ; Hauptenbuchner, B. ; Ortlepp, R. ; Weiland, S.: Textilbewehrter Beton zur Verstärkung eines Hyparschalentragwerks in Schweinfurt. In: *Beton- und Stahlbetonbau* 102 (2007), Nr. 6, S. 353–361

[24] Curbach, M. ; Jesse, D. ; Weiland, S.: Marktpotential Brückenbau – die erste textilbewehrte Segmentbrücke von der Idee bis zum Bauwerk. In: GmbH, FBF B. (Hrsg.): *Tagungsband zu 50. BetonTage*, 2006, S. 54–56

[25] Curbach, M. ; Jesse, F.: Basic Tensile Tests on Textile Reinforced Concrete. In: *Proceedings of the Techtextil Symposium, Frankfurt, Germany* Lecture No. 513 (1999)

[26] Curbach, M. ; Jesse, F.: Beton im Textilbeton – Die Entwicklung. In: *Ingenieurbaustoffe - konstruktive Wege in die Zukunft* Festschrift zum 60. Geburtstag von Prof. Dr.-Ing. Harald Schorn (2001), S. 29–44

[27] Curbach, M. ; Jesse, F.: Dehnkörper aus textilbewehrtem Beton – Phänomene, Deutung, Schlußfolgerungen. In: Hegger, J. (Hrsg.): *Textilbeton – 1. Fachkolloquium der*

Sonderforschungsbereiche 528 und 532, 15.-16. Februar 2001 in Aachen. Mies-van-der-Rohe-Str. 1 : Lehrstuhl und Institut für Massivbau, 2001, S. 125–136

[28] Curbach, M. ; Schicktanz, K. ; Jesse, F. ; Hartig, J.: Stochastische Eigenschaften der Zugfestigkeit freier und zementös eingebetteter Filamentbündel aus AR-Glas. In: Ruge, P. (Hrsg.) ; Graf, W. (Hrsg.) ; Technische Universität Dresden (Veranst.): *10. Dresdner Baustatik-Seminar, Neue Bauweisen - Trends in Statik und Dynamik.* Dresden, September 2006 (Tagungsband Dresdner Baustatik-Seminar 10), S. 91–100

[29] Geiger, M.: Specimen for a novel concept of the biaxial tension test. In: *Journal of materials processing technology* (2005), S. Vol. 167, No. 2–3 (2005),177–183

[30] Gross, D.: *Bruchmechanik 1.* Berlin : Springer Verlag, 1992

[31] Götsche, J. ; Petersen, M.: *Festigkeitslehre – klipp und klar.* Fachbuchverlag Leipzig im Carl Hanser Verlag, 2006

[32] Hammoud, H. ; Naaman, A. E.: Ferrocement Bolted Shear Joints: Failure Modes and Strength Prediction. In: *Cement and Concrete Composites* 20 (1998), S. 13–29

[33] Hampel, T.: *Experimentelle Analyse des Tragverhaltens von Hochleistungsbeton unter mehraxialer Beanspruchung*, Fakultät Bauingenieurwesen der Technischen Universität Dresden, Institut für Massivbau, Dissertation, 2007

[34] Hampel, U.: *Photogrammetrische Erfassung der Verformungs- und Rissentwicklung bei baumechanischen Untersuchungen*, Fakultät Bauingenieurwesen der Technischen Universität Dresden, Dissertation, 2008

[35] Hegger, J. ; Bruckermann, O. ; Chudoba, R.: Modellierung des Verbundes von Filament und Roving. In: Curbach, M. (Hrsg.): *Textile Reinforced Structures : Proceedings of the 2nd Colloquium on textile reinforced structures (CTRS2), Dresden, Germany, 29.9.-1.10.2003*, Technische Universität Dresden, Sonderforschungsbereich 528, 2003, S. 375–386

[36] Hegger, J. ; Bruckermann, O. ; Chudoba, R.: Modellierung des Verbundes von Filament und Roving. In: Curbach, M. (Hrsg.): *Textile Reinforced Structures : Proceedings of the 2nd Colloquium on textile reinforced structures (CTRS2), Dresden, Germany, 29.9.-1.10.2003*, Technische Universität Dresden, Sonderforschungsbereich 528, 2003, S. 375–386

[37] Hegger, J. ; Bruckermann, O. ; Sherif, A. G.: Modeling Local Pressure on Inclined Rovings in Textile-Reinforced Concrete. In: *ACI Materials Journal* 104 (2007), S. 520–525

[38] Hegger, J. ; Voss, S.: Tragverhalten von Textilbeton unter zweiaxialer Beanspruchung. In: Curbach, M. (Hrsg.): *Textile Reinforced Structures : Proceedings of the 2nd Colloquium on textile reinforced structures (CTRS2), Dresden, Germany, 29.9.-1.10.2003*, Technische Universität Dresden, Sonderforschungsbereich 528, 2003, S. 313–324

[39] Hegger, J. ; Voss, S.: Tragverhalten von Textilbeton unter zweiaxialer Beanspruchung. In: Curbach, M. (Hrsg.): *Textile Reinforced Structures : Proceedings of the 2nd Colloquium on textile reinforced structures (CTRS2), Dresden, Germany, 29.9.-1.10.2003*, Technische Universität Dresden, Sonderforschungsbereich 528, 2003, S. 313–324

[40] Hussein, A.: *Behavior of high-strength concrete under biaxial loading conditions*, Faculty of Engineering and Applied Science, Memorial University of Newfoundland, Dissertation, 1998

[41] Hussein, A. ; Marzouk, H.: Behavior of High-Strength Concrete under Biaxial Stresses. In: *ACI Materials Journal* 97 (2000), Nr. 1, S. 27–36. – ISSN 08893241 (ISSN)

[42] Jesse, D. ; Jesse, F.: Qualitative Bewertung des Versuchsstandes zur Untersuchung des zweiaxialen Tragverhaltens von textilbewehrtem Beton. In: *Textilbeton - Theorie und Praxis. Tagungsband zum 4. Kolloquium zu textilbewehrten Tragwerken (CTRS4) und zur ersten Anwendertagung*, 2009

[43] Jesse, D. ; Jesse, F.: Tragverhalten von Textilbeton unter zweiaxialer Zugbeanspruchung. In: *Textilbeton - Theorie und Praxis. Tagungsband zum 4. Kolloquium zu textilbewehrten Tragwerken (CTRS4) und zur ersten Anwendertagung*, 2009

[44] Jesse, D. ; Jesse, F. ; Curbach, M.: Lokale Lasteintragung über Bolzenverbindungen in dünne Bauteile aus textilbewehrtem Beton. In: *Beton- und Stahlbetonbau* 103 (2008), S. 73–84

[45] Jesse, Frank: *Tragverhalten von Filamentgarnen in zementgebundener Matrix*, Fakultät Bauingenieurwesen der Technischen Universität Dresden, Dissertation, 2004

[46] Jesse, Frank ; Curbach, Manfred: Verstärken mit Textilbeton. In: *Betonkalender*, Ernst und Sohn Verlag, 2010, S. 457–565

[47] Ji, T.: A new algorithm for the rotating-angle, softened-truss model of reinforced concrete elements. In: *Mag Concr Res* 57 (2005), Nr. 6, S. 353–360. – ISSN 00249831 (ISSN)

[48] Kakemi, M. ; Hannant, D. J. ; Mulheron, M.: Techniques for determining some Microstructural Parameters in Glass Reinforced Cement. In: *Magazine of Concrete Research* 48 (1996), September, Nr. 176, S. 229–236

[49] Kang, B.-G. ; Hannawald, J. ; Brameshuber, W.: Schallemissionsanalyse zur Untersuchung des Schädigungsverhaltens im Auszugsversuch eines in Beton eingebetteten Multifilamentgarns. In: *4th Colloquium on Textile Reinforced Structures (CTRS4)*, 2009

[50] Köckritz, U.: *In-Situ Polymerbeschichtung zur Strukturstabilisierung offener nähgewirkter Gelege*, Fakultät Maschinenwesen der Technischen Universität Dresden, Dissertation, 2007

[51] Köckritz, U. ; Hausding, J. ; Engler, T. ; Cherif, C.: Innovative technology for the manufacture of textile reinforcements for concrete. In: *1st International Conference Textile Reinforced Concrete (ICTRC)*, 2006

[52] Köckritz, U. ; Offermann, P. ; Jesse, F. ; Curbach, M.: Influence of Textile Manufacturing Technology on Load Bearing Behaviour of Textile Reinforced Concrete. In: *Tagungsband zum 13. Internationalen Techtextil-Symposium 2005. Frankfurt/Main, 6.–9. Juni 2005*, 2005. – CD-ROM, Vortrag Nr. 2.4

[53] Keuser, M. ; Purainer, R. ; Brunner, S.: Bauteile aus Stahlbeton unter Zugbeanspruchung. In: *Beton Stahlbetonbau* 99, 7 (2004), Nr. 7, S. 552–560. – ISSN 00059900 (ISSN)

[54] Kupfer, H. ; Hilsdorf, H. K. ; Rusch, H.: Behavior of Concrete Under Biaxial Stresses. In: *ACI Journal* August (1969), S. 656–666

[55] Kupfer, H. ; Zegler, C.: Das Verhalten von Beton unter mehraxialer Kurzzeitbelastung unter besonderer Berücksichtigung der zweiaxialen Beanspruchung. In: *Deutscher Ausschuss für Stahlbeton (DAfStb), Heft 229*, 1973

[56] Lee, S.-K. ; Song, Y.-C. ; Han, S.-H.: Biaxial behavior of plain concrete of nuclear containment building. In: *Nuclear Engineering and Design* 227 (2004), Nr. 2, S. 143–153

[57] Lemnitzer, L. ; Eckfeldt, L. ; Lindorf, A. ; Curbach, M.: Biaxial tensile strength of concrete - answers from statistics. In: Walraven, D. (. J. C.; Stoelhorst S. J. C.; Stoelhorst (Hrsg.): *Tailor made concrete structures. New solutions for our society. Proceedings of the international fib symposium 2008.* Amsterdam : CRC Press/Balkema, 2008, The Netherlands, 19-21 May 2008, S. S. 1101–1102

[58] Lepenies, I.: *Zur hierarchischen und simultanen Multi-Skalen-Analyse von Textilbeton*, Fakultät Bauingenieurwesen der Technischen Universität Dresden, Dissertation, 2007

[59] Li, V. C. ; Wang, Y. ; Backer, S.: Effect of inclining angle, bundling and surface treatment on synthetic fibre pull-out from a cement matrix. In: *Composites* 21 (1990), S. 132–140

[60] Linse, D. ; Stegbauer, A.: Festikeit und Verformungsverhalten von Leichtbeton, Gasbeton, Zementstein und Gips unter zweiachsigen Kurzzeitbeanspruchungen. In: *Deutscher Ausschuss für Stahlbeton (DAfStb), Heft 254*, 1976

[61] Lomov, S. V.: Carbon composites based on multiaxial multiply stitched preforms. Part 3 Biaxial tension, picture frame and compression tests of the preforms. In: *Composites Part A: Applied Science and Manufacturing* (2005), S. Vol. 36, No. 9 (2005),1188–1206

[62] Lorenz, E. ; Ortlepp, R.: Berechnungsalgorithmus zur Bestimmung der Verbundlänge der textilen Bewehrung in der Feinbetonmatrix. In: Curbach, M. (Hrsg.) ; Jesse, F. (Hrsg.): *4th Colloquium on Textile Reinforced Structures (CTRS4)*, 2009

[63] Lorenz, E. ; Ortlepp, R. ; Hausding, J. ; Cherif, C.: Effizienzsteigerung von Textilbeton unter Einsatz texiler Bewehrungen nach dem erweiterten Nähwirkverfahren. In: *Beton- und Stahlbetonbau* 106 (2011), Januar, Nr. 1, S. 21–30

[64] Mansur, M. A. ; Abdullah ; Alwis, W. A. M.: Strength of Bolted Joints in Ferrocement. In: *ACI Structural Journal* 91, 3 (1994), S. 315–323

[65] Mansur, M. A. ; Tan, K. L. ; Naaman, A. E. ; Paramasivam, P.: Bolt Bearing Strength of Thin-Walled Ferrocement. In: *ACI Structural Journal* 98, 4 (2001), S. 563–571

[66] Markovic, I.: *High-Performance Hybrid-Fibre Concrete - Development and Utilisation*, Technische Universiteit Delft, Dissertation, 2006

[67] Mashima, M. ; Hannant, D. J. ; Keer, J. G.: Tensile Properties of Polypropylene Reinforced Cement with Different Fiber Orientations. In: *ACI Materials Journal* 87 (1990), Nr. 2, S. 172–178

[68] Mäder, E. ; Plonka, R. ; Schiekel, M. ; Hempel, R.: Coatings on Alkali-Resistant Glass Fibres for the Improvement of Concrete. In: *Journal of Industrial Textiles* (2004), S. 191–207

[69] Michler, Y. L.: Zweiaxiales Spannungsverhalten von textilbewehrtem Beton. In: *Beton- und Stahlbetonbau* 100 (2005), S. 239–242

[70] Michler, Y. L.: *Entwicklung eines Versuchsstandes zur zweiaxialen Beanspruchung von textilbewehrtem Beton*, Fakultät Bauingenieurwesen der Technischen Universität Dresden, Dissertation, 2009

[71] Molter, M.: Bruchtragverhalten textilbewehrter Biegekörper. In: Hegger, J. (Hrsg.) ; Lehrstuhl und Institut für Massivbau (Veranst.): *Textilbeton – 1. Fachkolloquium der Sonderforschungsbereiche 528 und 532.* Mies-van-der-Rohe-Straße 1, 52074 Aachen : Eigenverlag, 15.–16.Februar 2001, S. 205–219

[72] Molter, M.: *Zum Tragverhalten von textilbewehrtem Beton*, Fakultät für Bauingenieurwesen der Rheinisch-Westfälischen Technischen Hochschule Aachen, Dissertation, 2005

[73] Morton, J. ; Groves, G. W.: The cracking of composites consisting of discountiuous ductile fibres in a brittle matrix—effect of fibre orientation. In: *Journal of Materials Science* 9 (1974), S. 1436–1445

[74] Muzyka, N. R.: Equipment for Testing Sheet Structural Materials under Biaxial Tension. Part 2. Testing by Biaxial Loading in the Plane of the Sheet. In: *Strength of materials* (2002), S. Vol. 34, No. 2 (2002),206–212

[75] Naaman, A. E.: *Ferrocement & Laminated Cementitious Composites.* P. O Box 131038 (528 Green Road), Ann Arbor, Michigan 48105, USA : Techno Press 3000, 2000

[76] Naaman, A. E. ; Reinhardt, H. W.: High performance fiber reinforced cement composites HPFRCC-4: International workshop Ann Arbor, Michigan, June 16–18, 2003. In: *Cement & Concrete Composites* 26 (2004), S. 757–759

[77] Offermann, P. ; Abdkadar, A. ; Engler, T. ; Schierz, M.: Grundlagen textiler Bewehrungsstrukturen zur Verstärkung bestehender Bauwerke. In: *Arbeits- und Ergebnisbericht des Sonderforschungsbereiches 528, Phase II* (Technische Universität Dresden, 2001), S. 25–73

[78] Offermann, P. ; Köckritz, U. ; Abdkader, A. ; Engler, T. ; Waldmann, M.: Anforderungsgerechte Bewehrungsstrukturen für den Einsatz im Betonbau. In: *Textile Reinforced Structures : Proceedings of the 2nd Colloquium on textile reinforced structures (CTRS2),*, 2003, S. 15–28

[79] Ohno, S.: *Stress Transfer in Polypropylene Fibre Reinforced Cement.* London, University of Surrey, PH. D. Thesis, 1990

[80] Ohno, S. ; Hannant, D. J.: Modeling the Stress-Strain Response of Continuous Fiber Reinforced Cement Composites. In: *ACI Materials Journal* 91 (1994), Nr. 3, S. 306–312

[81] Ortlepp, R.: *Untersuchungen zur Verbundverankerung textilbewehrter Feinbetonverstärkungsschichten für Betonbauteile*, Fakultät Bauingenieurwesen der Technischen Universität Dresden, Dissertation, 2007

[82] Peled, A. ; Bentur, A.: Reinforcement of cementitious matrices by warp knitted fabrics. In: *Materials and Structures* 31 (1998), S. 543–550

[83] Plonka, R. ; Rothe, C. ; Mäder, E.: Beschichtete alkaliresistente Glasfäden und Hybridgarne als Bewehrung in Beton. In: *Technische Textilien/Technical Textiles* 48 (2005), S. 150–152, E122–E124

[84] Purainer, R.: *Last- und Verformungsverhalten von Stahlbetonflächentragwerken unter zweiaxialer Zugbeanspruchung.* München, Universität der Bundeswehr München, Fakultät für Bauingenieur- und Vermessungswesen, Dissertation, 2005

[85] Romualdi, P. J. ; Batson, G. B.: Mechanics of Crack Arrest in Concrete. In: *Proceedings of the American Society of Civil Engineers 89 No. EM3*, 1963, S. 147–168

[86] Rothe, C. ; Gao, S.-L. ; Plonka, R. ; Mäder, E.: Nano Surface Structuring Of Alkali-Resistant Glass Fibres For Multifunctional Effects. In: *1st International Conference Textile Reinforced Concrete (ICTRC)*, 2006

[87] Scheerer, S.: *Hochleistungsleichtbeton unter mehraxialer Druckbeanspruchung*, Fakultät Bauingenieurwesen der TU Dresden, Insititut für Massivbau, Dissertation, 2010

[88] Schladitz, F. ; Lorenz, E. ; Jesse, F. ; Curbach, M.: Verstärkung einer denkmalgeschützten Tonnenschale mit Textilbeton. In: *Beton- und Stahlbetonbau* 104 (2009), Juli, Nr. 7, S. 432–437

[89] Schorn, H.: Ein Verbundmodell für Glasfaserbewehrung im Beton. In: *Bautechnik* 80 (2003), Nr. 3, S. 174–180

[90] Sonderforschungsbereich 528: Finanzierungsantrag für die Periode I/2008–I/2011 / SFB 528 Textile Bewehrungen zur bautechnischen Verstärkung und Instandsetzung, Technische Universität Dresden. 2008. – Forschungsbericht

[91] Speck, K.: *Beton unter mehraxialer Beanspruchung – Ein Materialgesetz für Hochleistungsbetone unter Kurzzeitbelastung*, Fakultät Bauingenieurwesen der Technischen Universität Dresden, Institut für Massivbau, Dissertation, 2009

[92] Tasuji, M. E. ; Slate, F. O. ; Nilson, A. H.: Stress-stain response an fracture of concrete in biaxial loading. In: *J Am Concr Inst* 75, 7 (1978), Nr. 7, S. 306–312

[93] Vecchio, F. J. ; Collins, M. P.: The Modified Compression-Field Theory for Reinforced Concrete Elements Subjected to Shear. In: *ACI Journal* 83, 2 (1986), Nr. 2, S. 219–231. – ISSN 00028061 (ISSN). – Doppeleintrag

[94] Vecchio, F. J. ; Collins, M. P.: Predicting the Response of Reinforced Concrete Beams Subjected to Shear Using Modified Compression Field Theory. In: *ACI Structural Journal* 85 (1988), Nr. 3, S. 258–268. – ISSN 08893241 (ISSN)

[95] Vecchio, F. J. ; Lai, D. ; Shim, W. ; Ng, J.: Disturbed stress field model for reinforced concrete: Validation. In: *J Struct Eng* 127 (2001), Nr. 4, S. 350–358. – ISSN 07339445 (ISSN)

[96] Vecchio, F.J.: Disturbed stress field model for reinforced concrete: Formulation. In: *J Struct Eng* 126 (2000), Nr. 9, S. 1070–1077. – ISSN 07339445 (ISSN)

[97] Vecchio, F.J.: Disturbed stress field model for reinforced concrete: implementation. In: *J Struct Eng* 127 (2001), Nr. 1, S. 12–20. – ISSN 07339445 (ISSN)

[98] Voss, S.: *Ingenieurmodelle zum Tragverhalten von textilbewehrtem Beton*, Fakultät für Bauingenieurwesen der Rheinisch-Westfälischen Technischen Hochschule Aachen, Dissertation, 2008

[99] Walraven, J. C.: *Aggregate Interlock; A theoretical and Experimental Analysis*, Delft University of Technology, Doctoral Thesis, 1980

[100] Zastrau, B. W. ; Lepenies, I. ; Richter, M.: Entwicklung konstitutiver Gesetze für Feinbeton mit textiler Bewehrung. In: Curbach, M. (Hrsg.): *Arbeitsbericht des Sonderforschungsbereiches 528.* Technische Universität Dresden, 01062 Dresden : SFB 528, 2001, S. 212–164

[101] Zastrau, B. W. ; Lepenies, I. ; Richter, M.: Zur Entwicklung einer Materialbeschreibung von Textilbeton mit Anwendung repräsentativer Volumenelemente. In: *2nd Colloquium on Textile Reinforced Structures (CTRS2)*, 2003, S. 387–398

Anhang A

Formelzeichen

Große lateinische Buchstaben

A	Querschnittsfläche
A_c	Querschnittsfläche des Verbundwerkstoffs (composite)
A_f	Querschnittsfläche Faser
A_{red}	reduzierter Flächenanteil
A_{voll}	Gesamtfläche
E	Elastizitätsmodul allgemein
E_c	Elastizitätsmodul des Verbundwerkstoffs
E_f	Elastizitätsmodul der Faser (fibre)
E_m	Elastizitätsmodul der Matrix (matrix)
F	Kraft allgemein, Fehler
G	Schubmodul allgemein
K	Kompressionsmodul allgemein
V	Volumen allgemein
V_f	Volumenanteil der Faser (fibre)
V_m	Volumenanteil der Matrix

Kleine lateinische Buchstaben

b	Breite oder Länge allgemein
d	Dicke allgemein, Durchmesser
f_{ct}	Betonzugfestigkeit
f_k	Korrekturfaktor
k	Faktor allgemein
k_B	Bündelfaktor
k_R	Faktor für Spannungen am Rissbildungsplateau
k_ϱ	Korrekturfaktor zur Berücksichtigung der effektiv den Riss kreuzenden Bewehrung
k_γ	Korrekturfaktor zur Berücksichtigung sonstiger festigkeitsmindernder Effekte
h	Höhe allgemein
l	Länge allgemein
l_b	Länge der Verbundstörung
l_0	Verankerungslänge der Fasern, Ausgangslänge
m	Variable allgemein
n	Variable allgemein

r	Radius
s	Wandstärke
t	Zeitdauer allgemein
tex	Garnfeinheit
u, v	Verschiebung allgemein
w	Rissbreite allgemein
x	Variable allgemein, Rissabstand
y	Variable allgemein

Griechische Buchstaben

α	Winkel der resultierenden Beanspruchung, bezogen auf die Schussrichtung der textilen Bewehrung
β	Winkel der resultierenden Beanspruchung, bezogen auf die Kettrichtung der textilen Bewehrung
Δ	Differenz allgemein
γ	Verzerrung allgemein, Winkel zwischen x-Achse und der Richtung der Schussrichtung der textilen Bewehrung
φ	Winkel allgemein
ν	Querdehnzahl
ν_p	Packungsdichte des Filamentbündels
ϱ	Dichte, Bewehrungsgrad
σ	Spannung allgemein
σ_1	Erste Hauptspannung
σ_2	Zweite Haupstannung
σ_a	Axialspannung
σ_{cu}	Bruchspannung Verbundwerkstoff
σ_{cr}	Rissspannung Verbundwerkstoff allgemein
σ_{fu}	Bruchspannung Faser
σ_{cu}	Bruchspannung Verbundwerkstoff
σ_{r1}	Erstrissspannung (Übergang Zustand I/IIa)
σ_{rn}	Spannung am Ende der Rissbildung (Übergang Zustand IIa/IIb)
σ_t	Tangentialspannung
ε	Dehnung allgemein
ε_c	Dehnung des Verbundwerkstoffes allgemein
ε_{cu}	Bruchdehnung Verbundwerkstoff
ε_f	Dehnung der Faser
ε_a	Dehnung an Punkt A
ε_b	Dehnung an Punkt B
ε_{fu}	Bruchdehnung Faser
ε_{mu}	Bruchdehnung Matrix
ε_{r1}	Erstrissdehnung (Übergang Zustand I/IIa)
ε_{rn}	Dehnung am Ende der Rissbildung (Übergang Zustand IIa/IIb)
ε_{ts}	Zugversteifung durch die Mitwirkung des Betons
τ	Schubspannung

Indizes

D	Delamination
eff	effektiver Wert
f	Faser (fibre)
i	allgemeiner Index
k	Variable allgemein
m	Mittelwert
R	Riss allgemein
q	Querrichtung
res	resultierender Wert
u	Bruchzustand
vorh	vorhandener Wert
W	Welligkeit
x	x-Koordinate
y	y-Koordinate
z	z-Koordinate
α	winkelabhängiger Wert
0	Bezugswert
0°	Bezugswert als Winkelangabe

Anhang B

Versuchsdokumentation

B.1 Serie 1 – AR-Glas unter biaxialer Zugbeanspruchung

B.1.1 Allgemeine Informationen

B.1.2 Versuchsprogramm

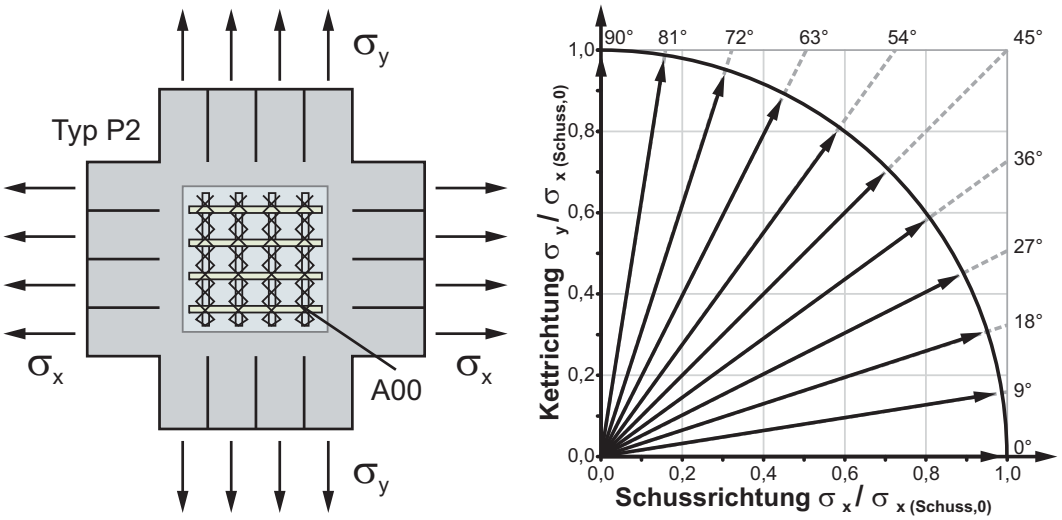


Bild B.1: Serie 1: Probengeometrie und Belastungspfade

Tabelle B.1: Serie 1: Einfluss des Spannungsverhältnisses σ_x/σ_y auf das biaxiale S-D-Verhalten von Textilbeton, Bewehrungstyp: A00

Proben-Nr.	Spannungsverhältnis [σ_x/σ_y]	Winkel α [°]	Traglast F_x [kN]	Traglast F_y [kN]
B1-441	1,00/0,00	0	46,52	(0,93)
B1-440	1,00/0,16	9	45,12	(7,16)
B1-445	1,00/0,32	18	45,96	(14,86)
B1-438	1,00/0,51	27	47,00	(23,79)
B1-437	1,00/0,73	36	41,95	(30,48)
B1-436	1,00/1,00	45	34,30	(34,25)
B1-435	0,73/1,00	54	(25,79)	35,62
B1-444	0,51/1,00	63	(17,49)	34,59
B1-443	0,32/1,00	72	(12,78)	39,65
B1-426	0,16/1,00	81	(5,95)	37,53
B1-442	0,00/1,00	90	(1,04)	39,66

B.1.3 Einzelversuche B1-426 bis B1-445

B1-426

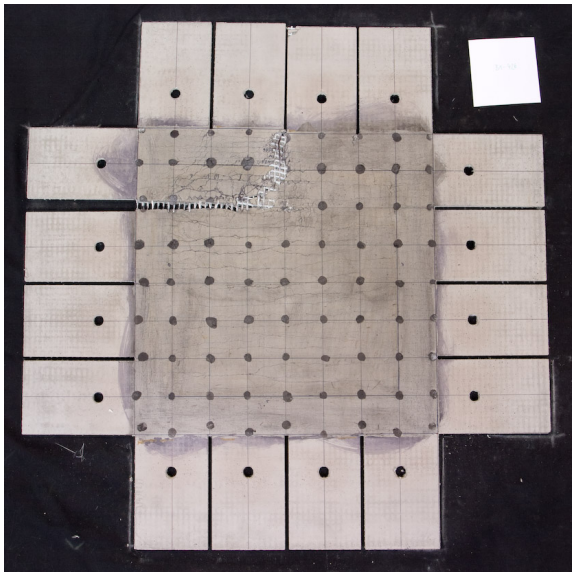
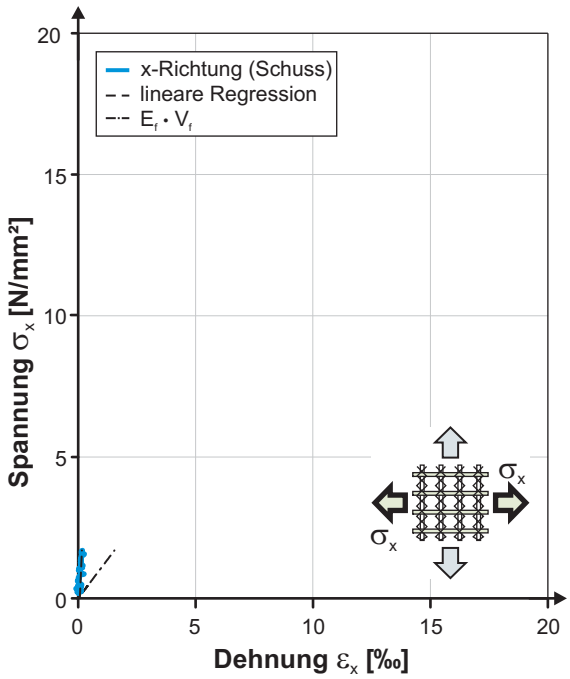


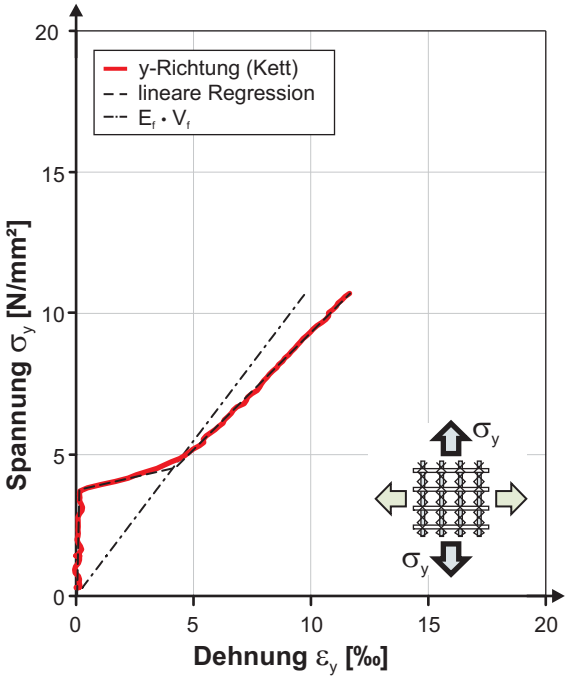
Bild B.2: Versuch B1-426: Bruchbild

Tabelle B.2: Versuch B1-426: Regressionsdaten

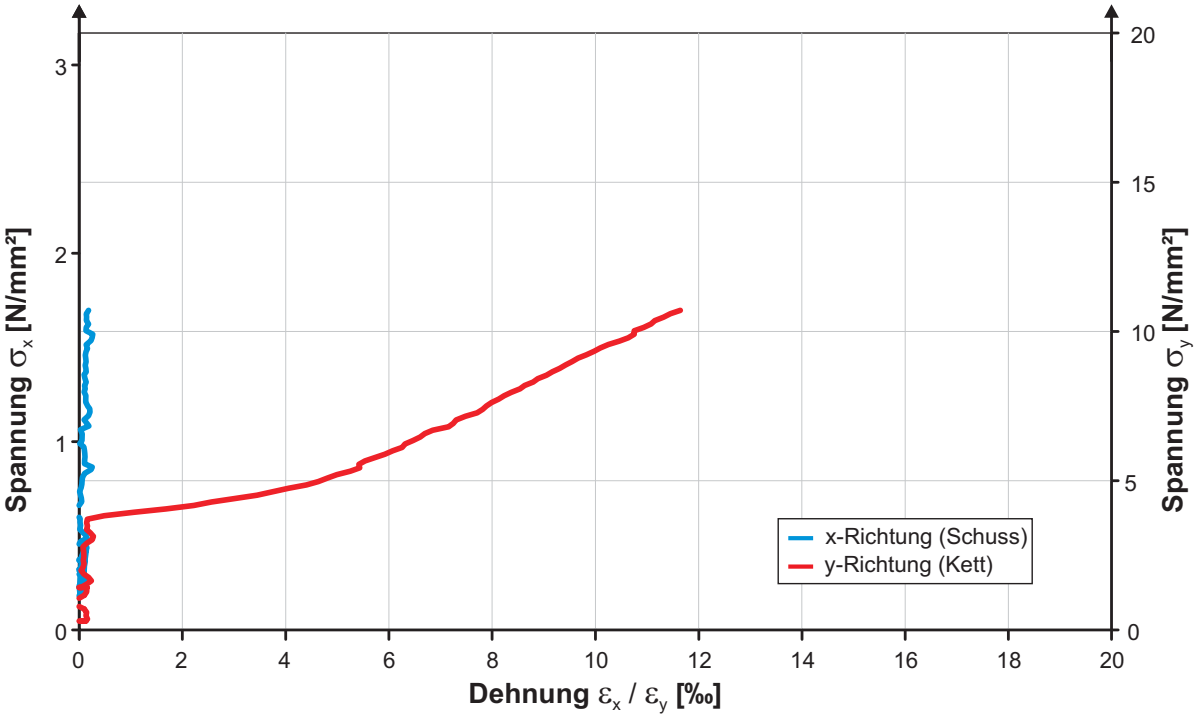
Allgemeine Angaben					
Spannungsverhältnis	α =	81 °			
Bewehrungsdrehwinkel	γ =	0 °			
Mittlere Plattendicke	d [mm] =	8,7625			
Bruch:					
		x-Richtung		**y-Richtung**	
Bruchkraft	F [kN] =	5,9479		37,529	
Betonbruchspannung	σ_{cu} [kN/mm^2] =	1,697		10,7073	
Faserbruchspannung	σ_{fu} [kN/mm^2] =	115		726	
Bruchdehnung	$\varepsilon_{cu,versuch}$ [‰] =	0,1829		11,6465	
Lineare Regression: Geradengleichungen					
Zustand I	m,n =	18,5938	0	39,4322	0
Zustand IIa	m,n =	-	-	0,1892	5,4701
Zustand IIb	m,n =	-	-	0,8293	2,76
Lineare Regression: Punktliste					
P1	x,y =	0	0	0	0
P2	x,y =	0,0913	1,697	0,0955	3,765
P3	x,y =	-	-	4,19	4,5396
P4	x,y =	-	-	11,6271	10,7073



(a) B1-426: Spannungs-Dehnungs-Linie, x-Richtung (Schuss)



(b) B1-426: Spannungs-Dehnungs-Linie, y-Richtung (Kette)



(c) Überlagerte Spannungs-Dehnungs-Linien, zeitsynchrone Skalierung

Bild B.3: B1-426: Spannungs-Dehnungs-Linien

B1-435

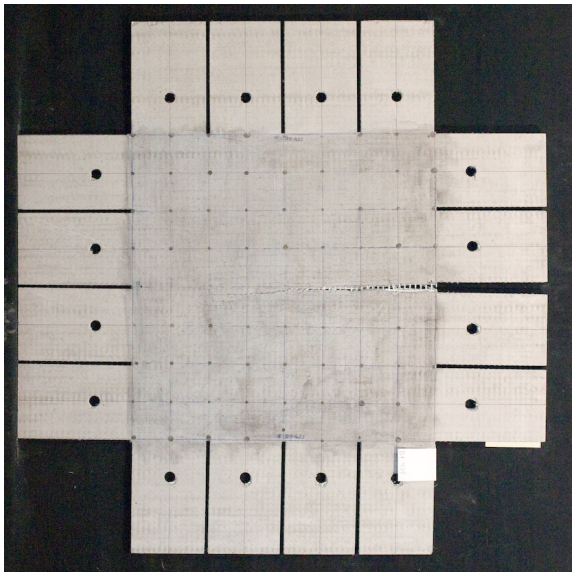
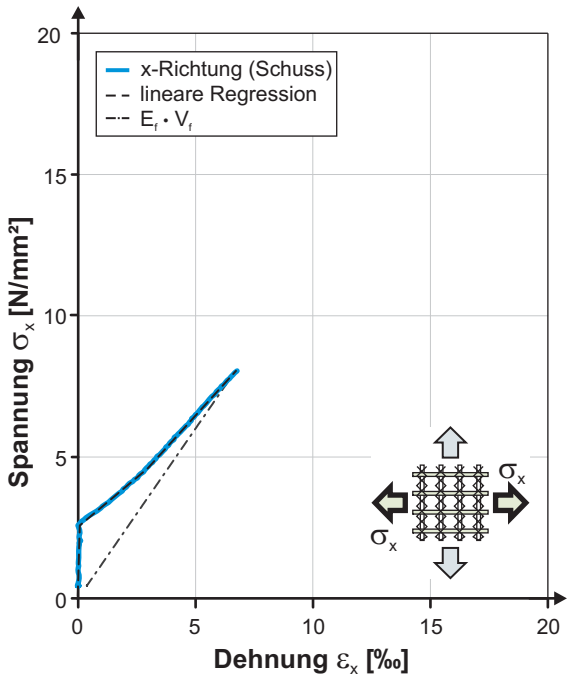


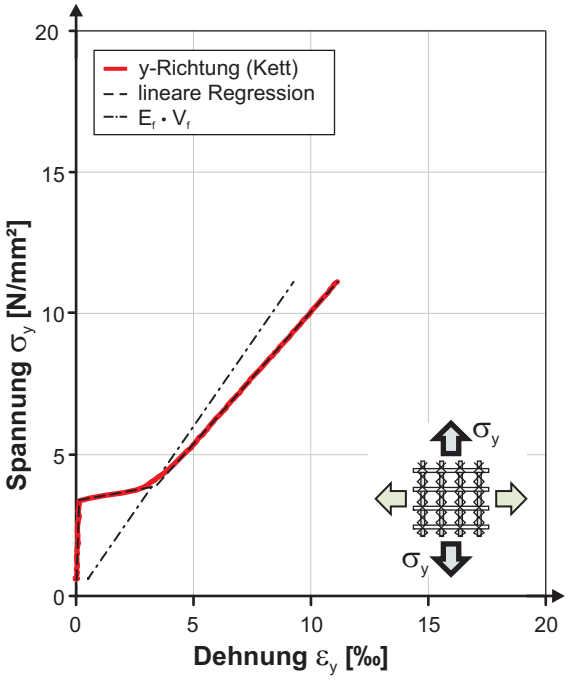
Bild B.4: Versuch B1-435: Bruchbild

Tabelle B.3: Versuch B1-435: Regressionsdaten

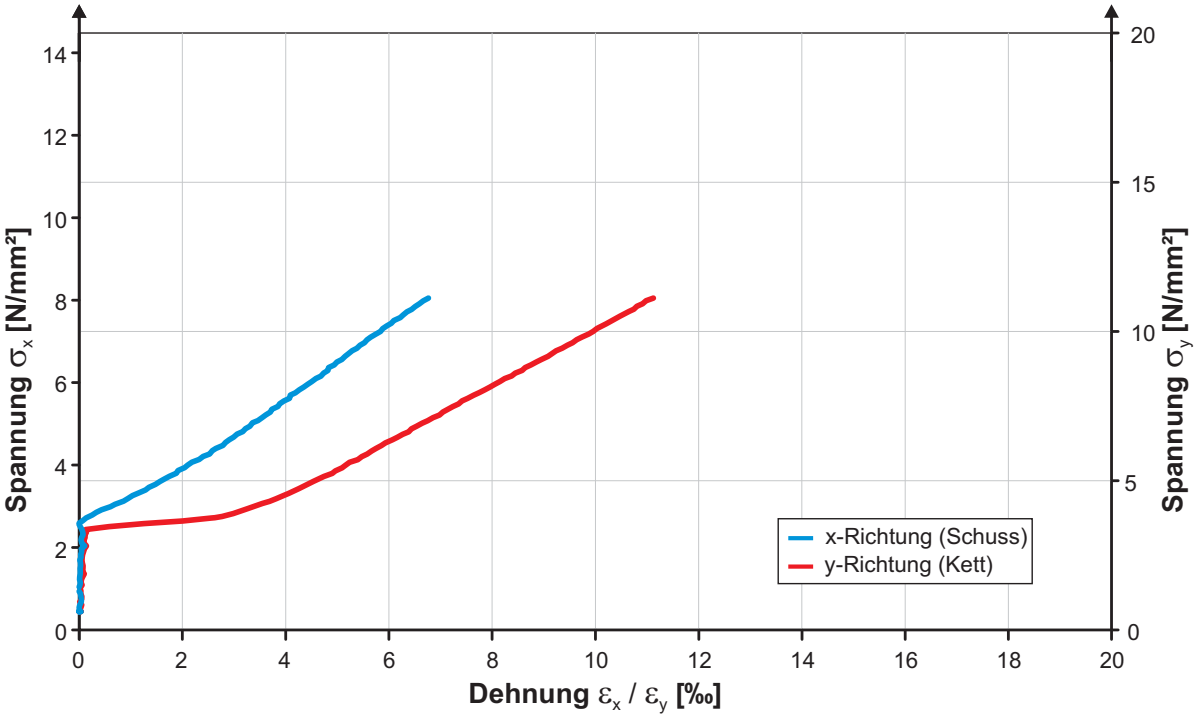
Allgemeine Angaben					
Spannungsverhältnis	α =	54°			
Bewehrungsdrehwinkel	γ =	0°			
Mittlere Plattendicke	d [mm] =	8,01			
Bruch:					
		x-Richtung		**y-Richtung**	
Bruchkraft	F [kN] =	25,7901		35,6208	
Betonbruchspannung	σ_{cu} [kN/mm^2] =	8,0494		11,1176	
Faserbruchspannung	σ_{fu} [kN/mm^2] =	499		689	
Bruchdehnung	$\varepsilon_{cu,versuch}$ [‰] =	6,7663		11,1251	
Lineare Regression: Geradengleichungen					
Zustand I	m,n =	27,7827	0	26,2111	0
Zustand IIa	m,n =	0,699	1,9013	0,1484	3,4064
Zustand IIb	m,n =	0,9175	1,2546	0,9346	0,7405
Lineare Regression: Punktliste					
P1	x,y =	0	0	0	0
P2	x,y =	0,0902	2,506	0,1295	3,3943
P3	x,y =	2,98	4,526	3,3896	3,878
P4	x,y =	6,7396	7,9754	11,1361	11,1176



(a) B1-435: Spannungs-Dehnungs-Linie, x-Richtung (Schuss)



(b) B1-435: Spannungs-Dehnungs-Linie, y-Richtung (Kette)



(c) Überlagerte Spannungs-Dehnungs-Linien, zeitsynchrone Skalierung

Bild B.5: B1-435: Spannungs-Dehnungs-Linien

B1-436

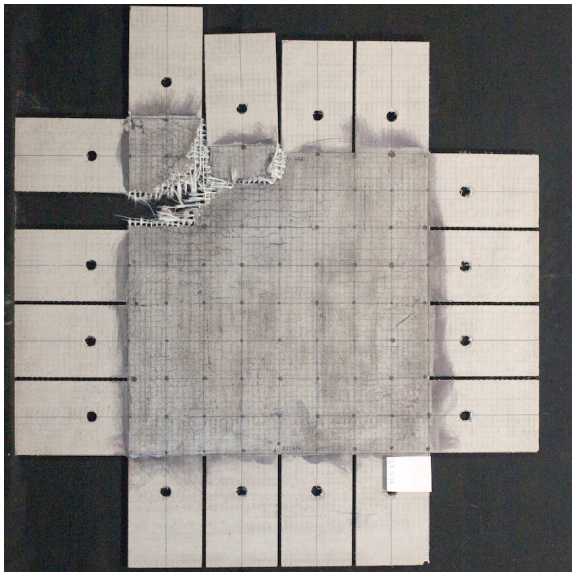
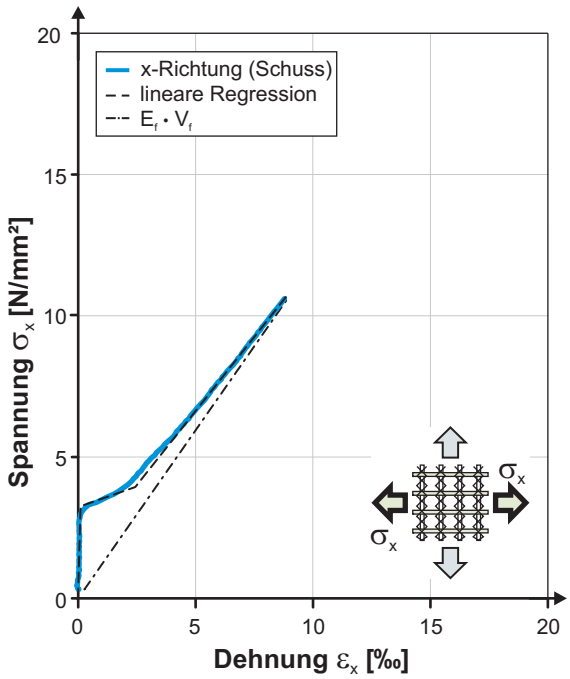


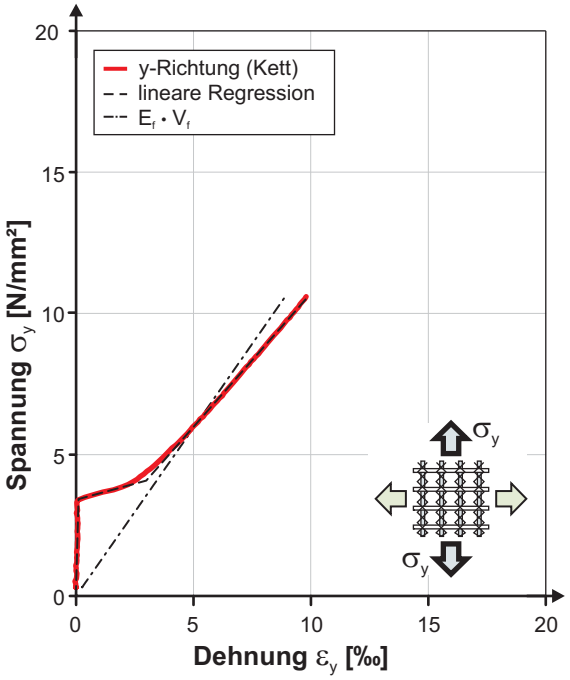
Bild B.6: Versuch B1-436: Bruchbild

Tabelle B.4: Versuch B1-436: Regressionsdaten

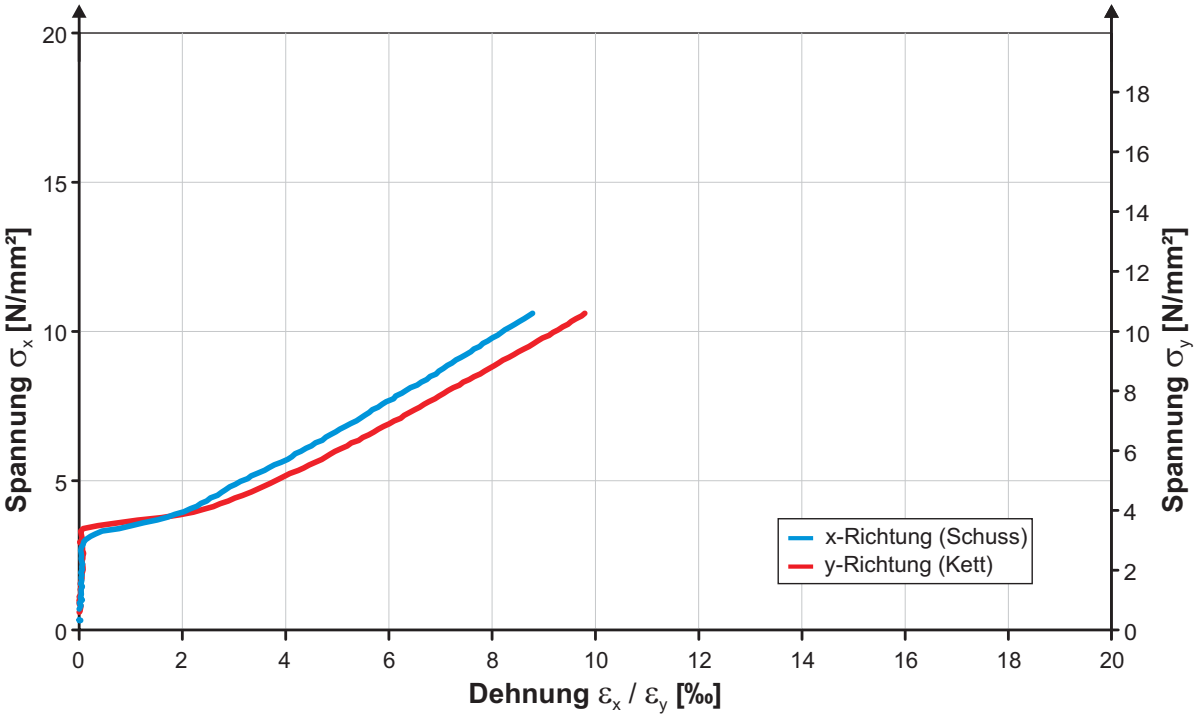
Allgemeine Angaben					
Spannungsverhältnis	α =	45 °			
Bewehrungsdrehwinkel	γ =	0 °			
Mittlere Plattendicke	d [mm] =	8,0825			
Bruch:					
		x-Richtung		**y-Richtung**	
Bruchkraft	F [kN] =	34,2949		34,2537	
Betonbruchspannung	σ_{cu} [kN/mm^2] =	10,6077		10,595	
Faserbruchspannung	σ_{fu} [kN/mm^2] =	664		663	
Bruchdehnung	$\varepsilon_{cu,versuch}$ [‰] =	8,784		9,797	
Lineare Regression: Geradengleichungen					
Zustand I	m,n =	29,5023	0	30,0088	0
Zustand IIa	m,n =	0,2921	2,9736	0,2269	3,0884
Zustand IIb	m,n =	1,048	1,1367	0,9443	0,9459
Lineare Regression: Punktliste					
P1	x,y =	0	0	0	0
P2	x,y =	0,1105	3,26	0,1143	3,43
P3	x,y =	2,4387	3,94	2,9969	4,0839
P4	x,y =	8,8987	10,71	9,8923	10,595



(a) B1-436: Spannungs-Dehnungs-Linie, x-Richtung (Schuss)



(b) B1-436: Spannungs-Dehnungs-Linie, y-Richtung (Kette)



(c) Überlagerte Spannungs-Dehnungs-Linien, zeitsynchrone Skalierung

Bild B.7: B1-436: Spannungs-Dehnungs-Linien

B1-437

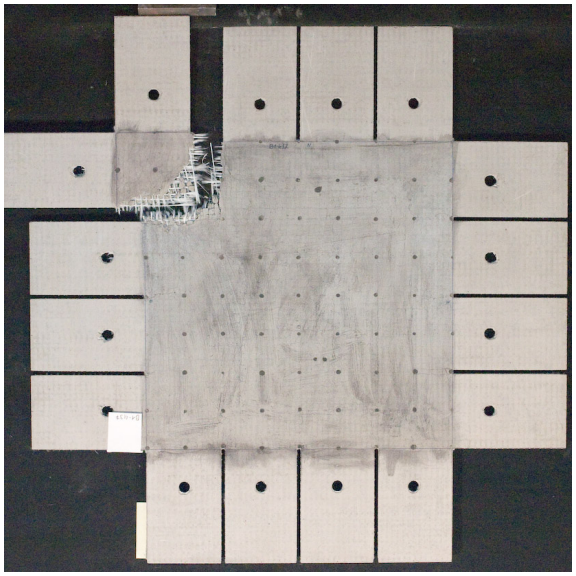
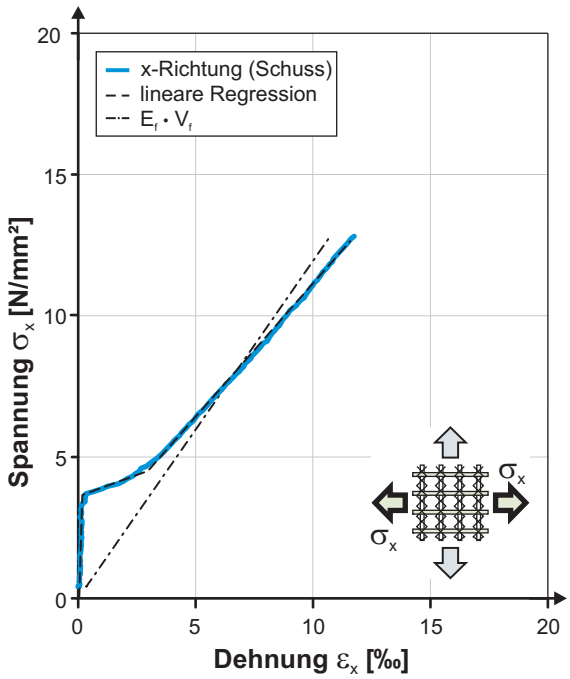


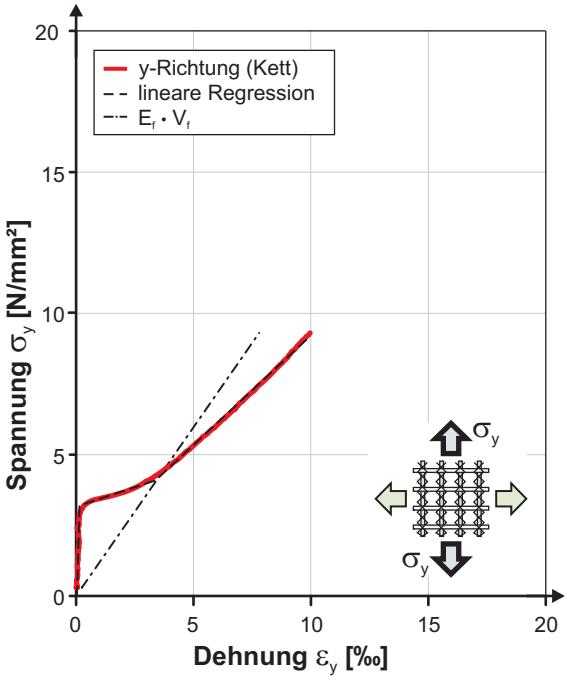
Bild B.8: Versuch B1-437: Bruchbild

Tabelle B.5: Versuch B1-437: Regressionsdaten

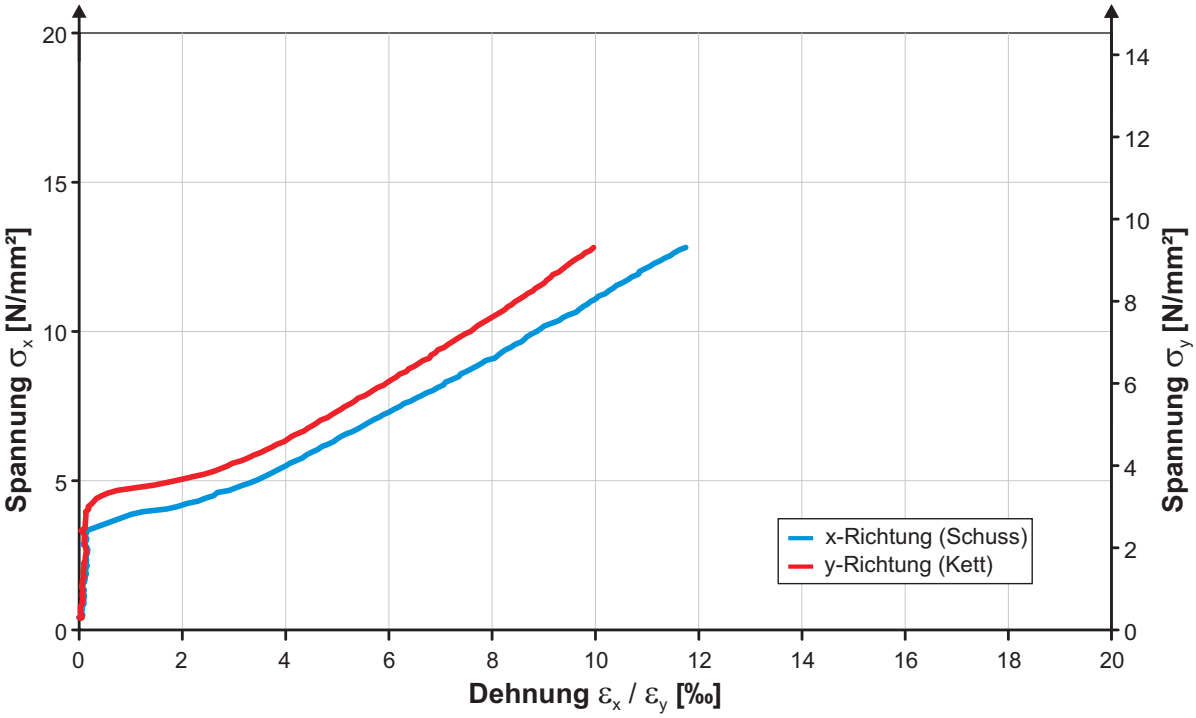
Allgemeine Angaben					
Spannungsverhältnis	α =	36 °			
Bewehrungsdrehwinkel	γ =	0 °			
Mittlere Plattendicke	d [mm] =	8,185			
Bruch:					
		x-Richtung		**y-Richtung**	
Bruchkraft	F [kN] =	41,9506		30,4757	
Betonbruchspannung	σ_{cu} [kN/mm^2] =	12,8132		9,3084	
Faserbruchspannung	σ_{fu} [kN/mm^2] =	812		590	
Bruchdehnung	$\varepsilon_{cu,versuch}$ [‰] =	11,7498		9,9634	
Lineare Regression: Geradengleichungen					
Zustand I	m,n =	27,2032	0	28,7433	0
Zustand IIa	m,n =	0,3041	4,7901	0,2743	4,1771
Zustand IIb	m,n =	0,9446	2,886	0,7756	2,481
Lineare Regression: Punktliste					
P1	x,y =	0	0	0	0
P2	x,y =	0,1345	3,66	0,1114	3,2024
P3	x,y =	2,9295	4,51	3,3479	4,09
P4	x,y =	11,5365	12,64	9,8847	9,16



(a) B1-437: Spannungs-Dehnungs-Linie, x-Richtung (Schuss)



(b) B1-437: Spannungs-Dehnungs-Linie, y-Richtung (Kette)



(c) Überlagerte Spannungs-Dehnungs-Linien, zeitsynchrone Skalierung

Bild B.9: B1-437: Spannungs-Dehnungs-Linien

B1-438

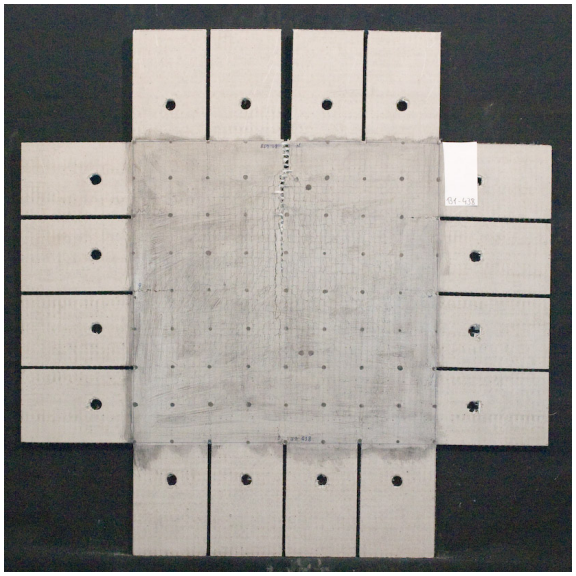
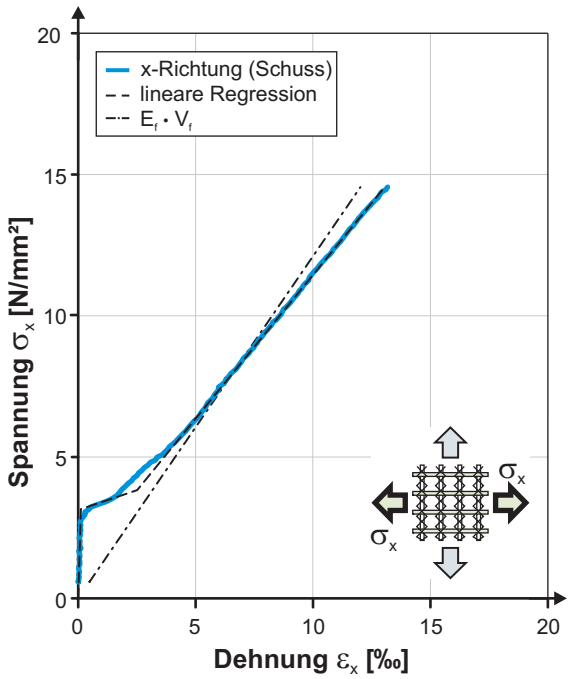


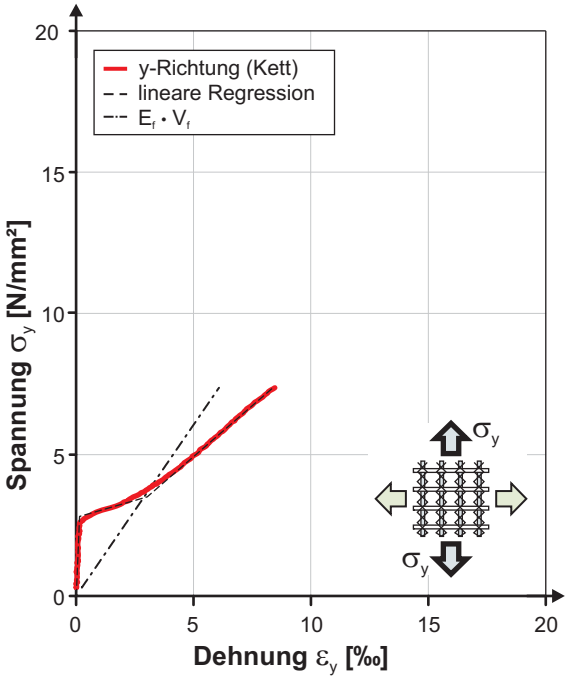
Bild B.10: Versuch B1-438: Bruchbild

Tabelle B.6: Versuch B1-438: Regressionsdaten

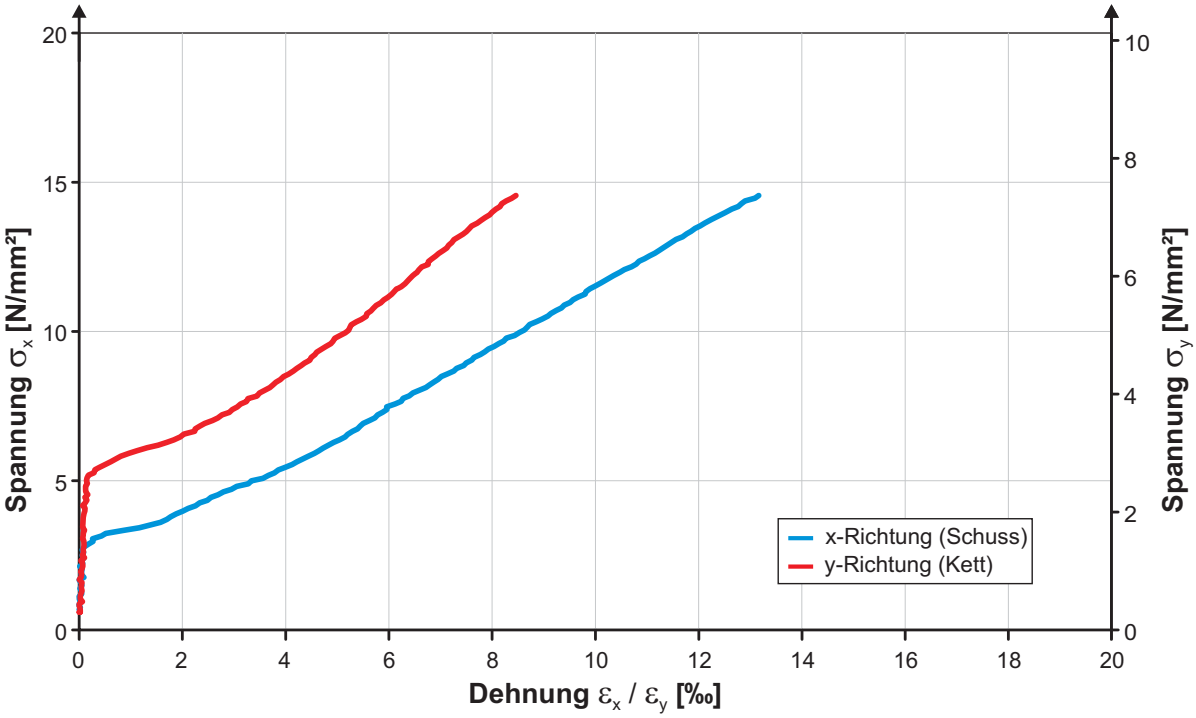
Allgemeine Angaben					
Spannungsverhältnis	α =	27°			
Bewehrungsdrehwinkel	γ =	0°			
Mittlere Plattendicke	d [mm] =	8,0725			
Bruch:					
		x-Richtung		**y-Richtung**	
Bruchkraft	F [kN] =	46,9977		23,7936	
Betonbruchspannung	σ_{cu} [kN/mm^2] =	14,5549		7,3687	
Faserbruchspannung	σ_{fu} [kN/mm^2] =	910		461	
Bruchdehnung	$\varepsilon_{cu,versuch}$ [‰] =	13,1663		8,4609	
Lineare Regression: Geradengleichungen					
Zustand I	m,n =	27,9646	0	20,2473	0
Zustand IIa	m,n =	0,2792	2,4889	0,2402	2,9631
Zustand IIb	m,n =	1,0164	0,6532	0,721	1,5073
Lineare Regression: Punktliste					
P1	x,y =	0	0	0	0
P2	x,y =	0,113	3,16	0,1391	2,8164
P3	x,y =	2,5131	3,83	3,0186	3,508
P4	x,y =	13,065	14,5549	8,3731	7,3687



(a) B1-438: Spannungs-Dehnungs-Linie, x-Richtung (Schuss)



(b) B1-438: Spannungs-Dehnungs-Linie, y-Richtung (Kette)



(c) Überlagerte Spannungs-Dehnungs-Linien, zeitsynchrone Skalierung

Bild B.11: B1-438: Spannungs-Dehnungs-Linien

B1-440

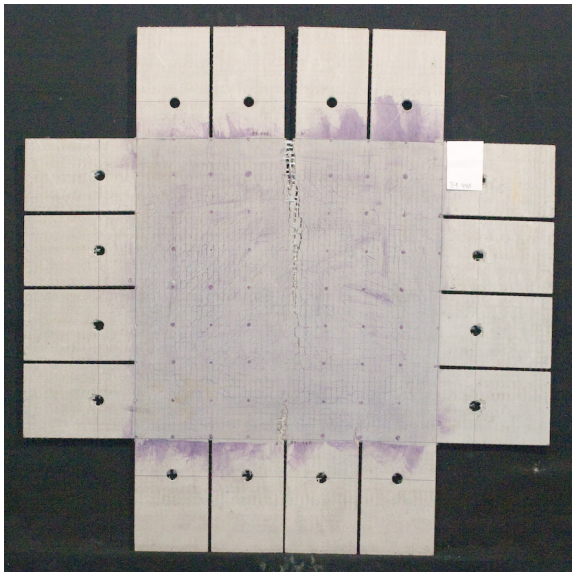
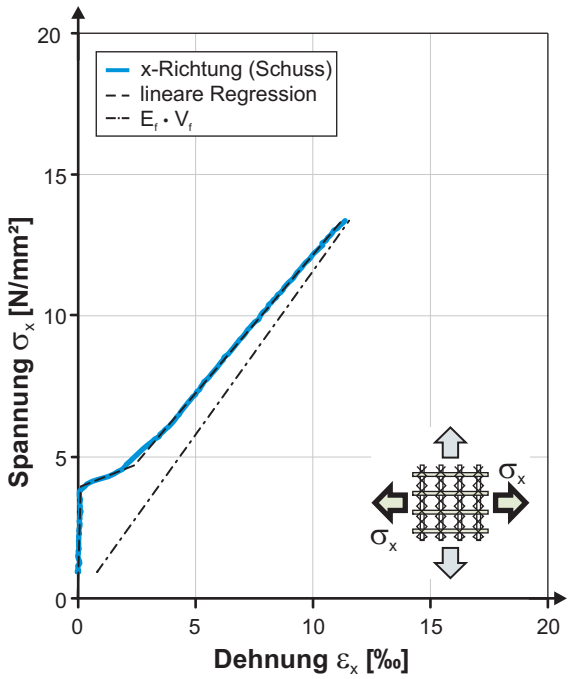


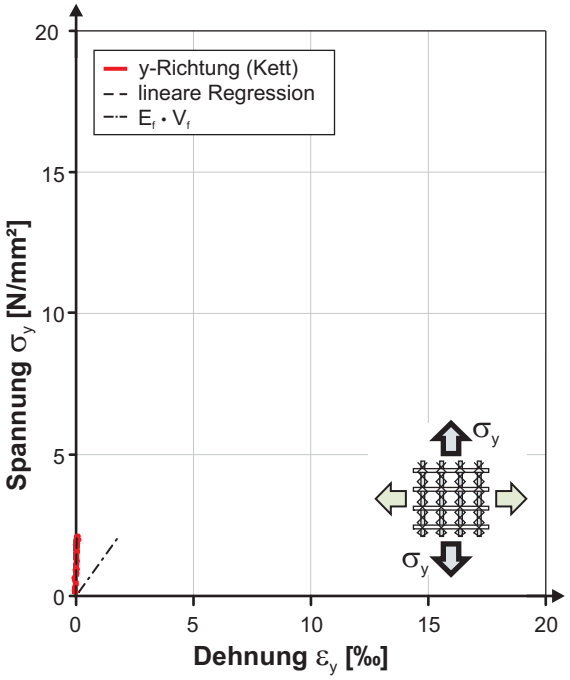
Bild B.12: Versuch B1-440: Bruchbild

Tabelle B.7: Versuch B1-440: Regressionsdaten

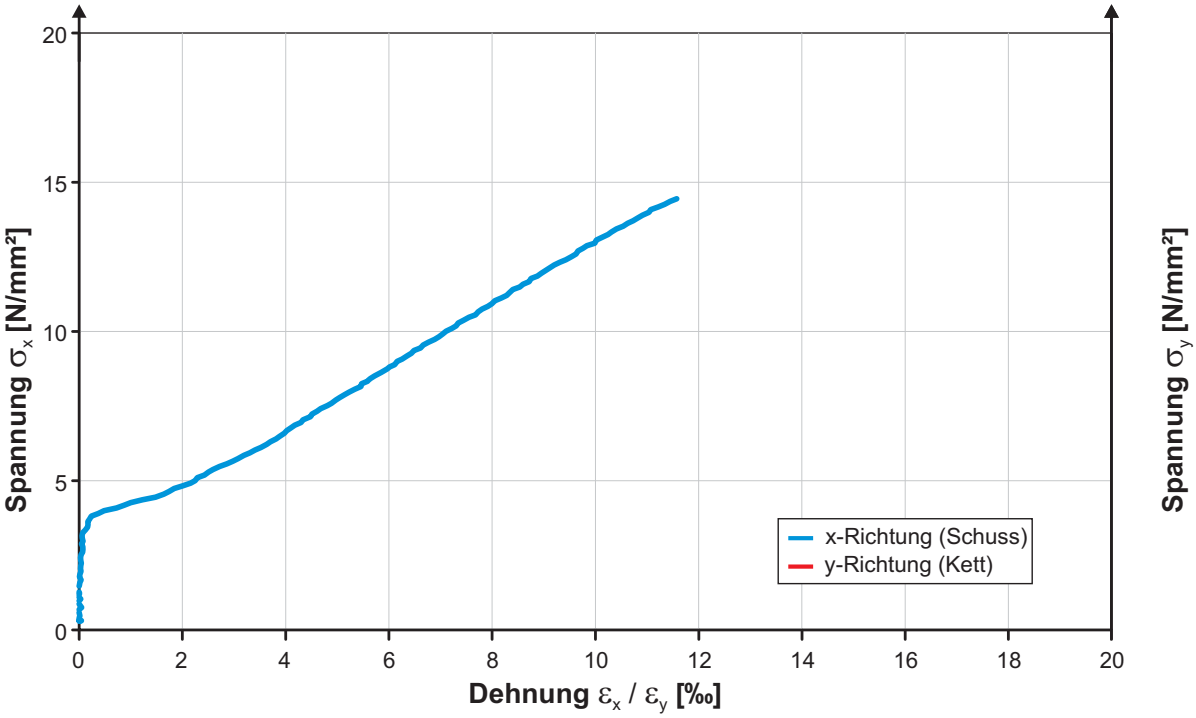
Allgemeine Angaben					
Spannungsverhältnis	α =	9 °			
Bewehrungsdrehwinkel	γ =	0 °			
Mittlere Plattendicke	d [mm] =	8,4375			
Bruch:					
		x-Richtung		**y-Richtung**	
Bruchkraft	F [kN] =	45,1208		7,1605	
Betonbruchspannung	σ_{cu} [kN/mm^2] =	13,3691		2,1216	
Faserbruchspannung	σ_{fu} [kN/mm^2] =	873		139	
Bruchdehnung	$\varepsilon_{cu,versuch}$ [‰] =	11,3662		0,0889	
Lineare Regression: Geradengleichungen					
Zustand I	m,n =	30,1595	0	41,8223	0
Zustand IIa	m,n =	0,327	3,1683	-	-
Zustand IIb	m,n =	0,9808	1,599	-	-
Lineare Regression: Punktliste					
P1	x,y =	0	0	0	0
P2	x,y =	0,1313	3,96	0,0507	2,1216
P3	x,y =	2,4251	4,71	-	-
P4	x,y =	11,2851	13,4	-	-



(a) B1-440: Spannungs-Dehnungs-Linie, x-Richtung (Schuss)



(b) B1-440: Spannungs-Dehnungs-Linie, y-Richtung (Kette)



(c) Überlagerte Spannungs-Dehnungs-Linien, zeitsynchrone Skalierung

Bild B.13: B1-440: Spannungs-Dehnungs-Linien

B1-441

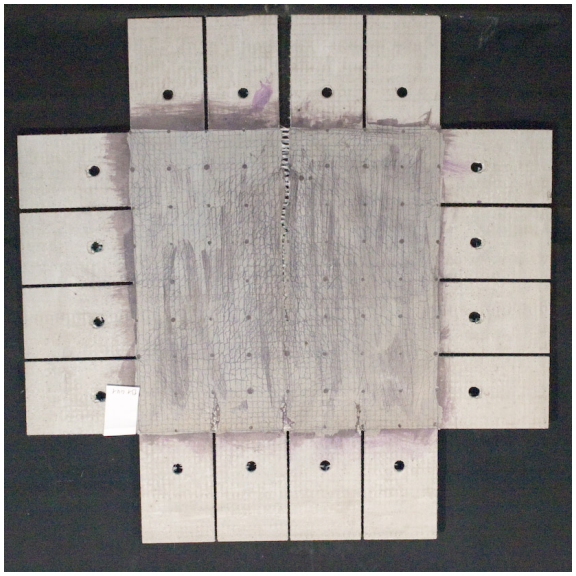
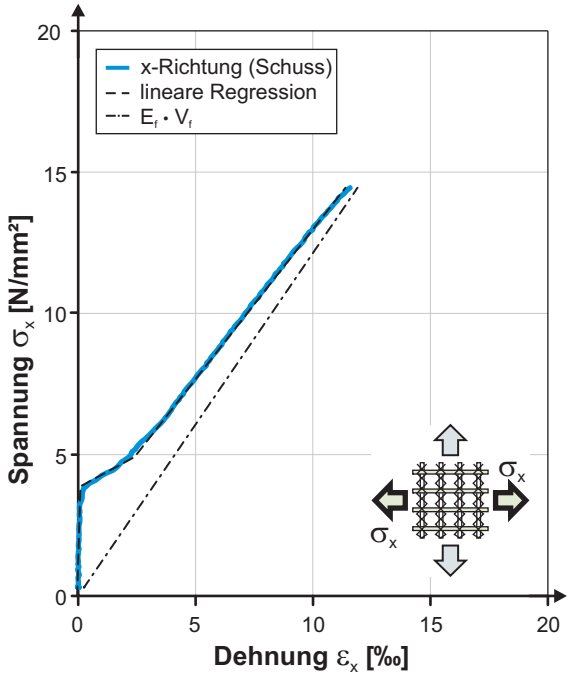


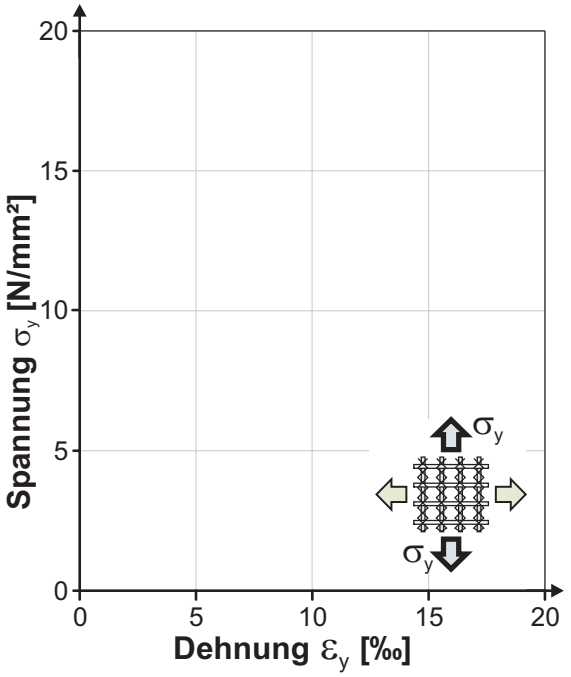
Bild B.14: Versuch B1-441: Bruchbild

Tabelle B.8: Versuch B1-441: Regressionsdaten

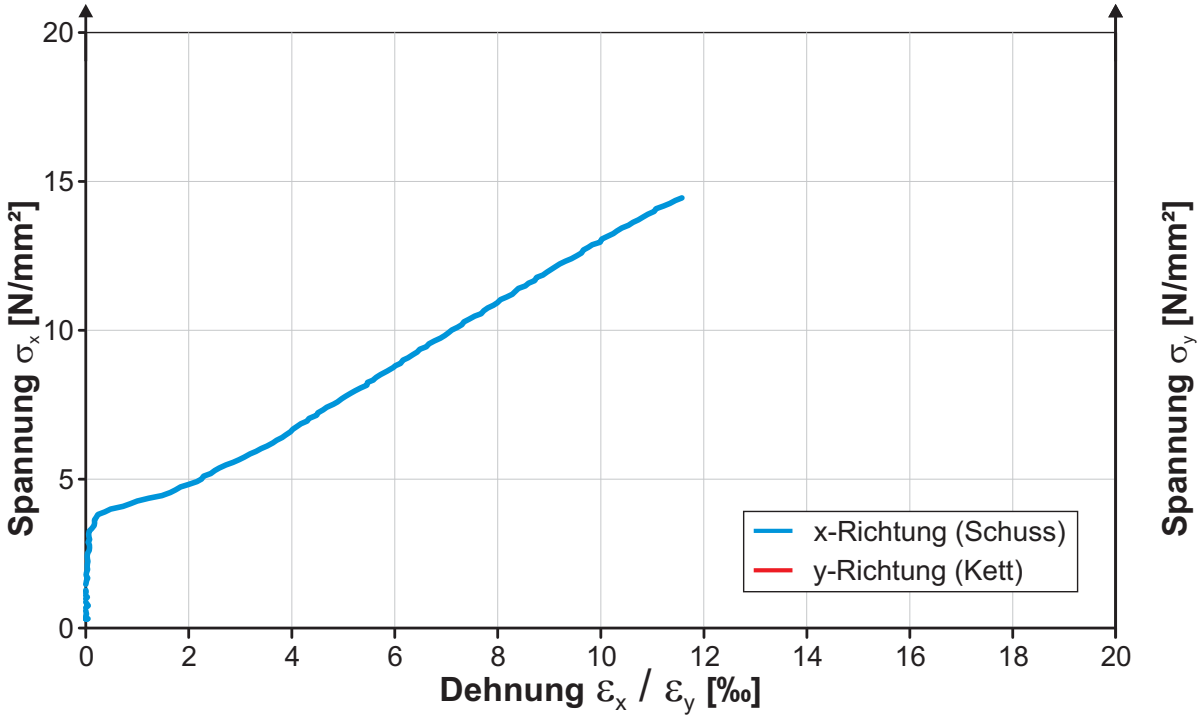
Allgemeine Angaben					
Spannungsverhältnis	α =	0 °			
Bewehrungsdrehwinkel	γ =	0 °			
Mittlere Plattendicke	d [mm] =	8,05			
Bruch:					
		x-Richtung		**y-Richtung**	
Bruchkraft	F [kN] =	46,5182		0,9311	
Betonbruchspannung	σ_{cu} [kN/mm^2] =	14,4466		0,2892	
Faserbruchspannung	σ_{fu} [kN/mm^2] =	900		18	
Bruchdehnung	$\varepsilon_{cu,versuch}$ [‰] =	11,5771		0,0414	
Lineare Regression: Geradengleichungen					
Zustand I	m,n =	28,4345	0	-	-
Zustand IIa	m,n =	0,4507	2,5913	-	-
Zustand IIb	m,n =	1,0607	1,1274	-	-
Lineare Regression: Punktliste					
P1	x,y =	0	0	0	0
P2	x,y =	0,1367	3,887	0	0
P3	x,y =	2,4441	4,927	0	0
P4	x,y =	11,4259	14,4536	0	0



(a) B1-441: Spannungs-Dehnungs-Linie, x-Richtung (Schuss)



(b) B1-441: Spannungs-Dehnungs-Linie, y-Richtung (Kette)



(c) Überlagerte Spannungs-Dehnungs-Linien, zeitsynchrone Skalierung

Bild B.15: B1-441: Spannungs-Dehnungs-Linien

B1-442

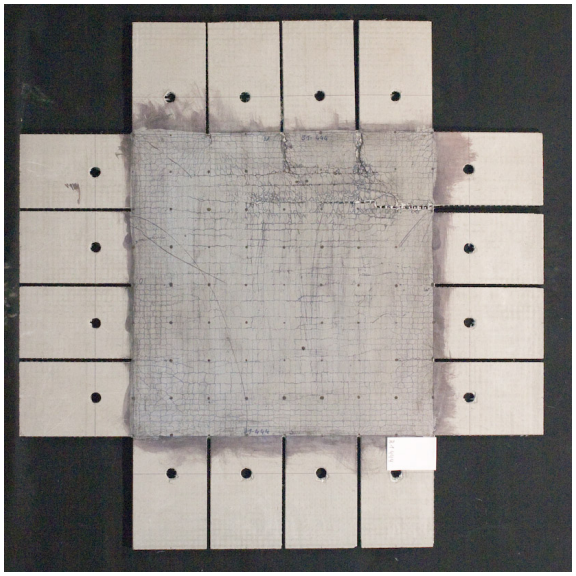
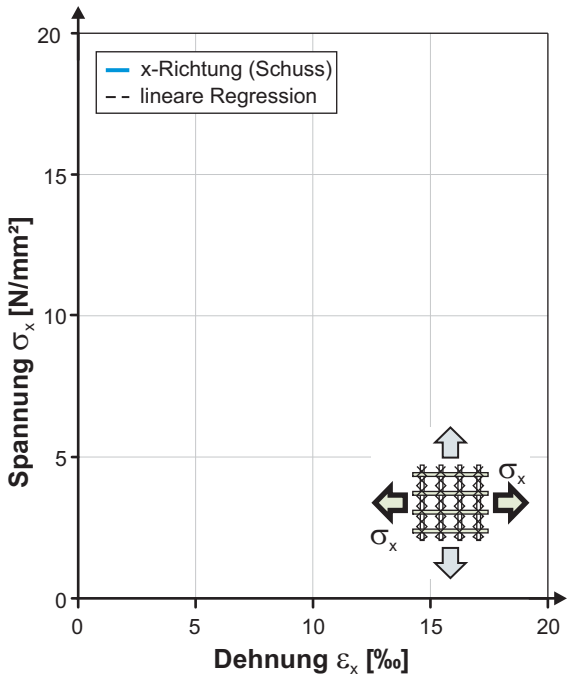


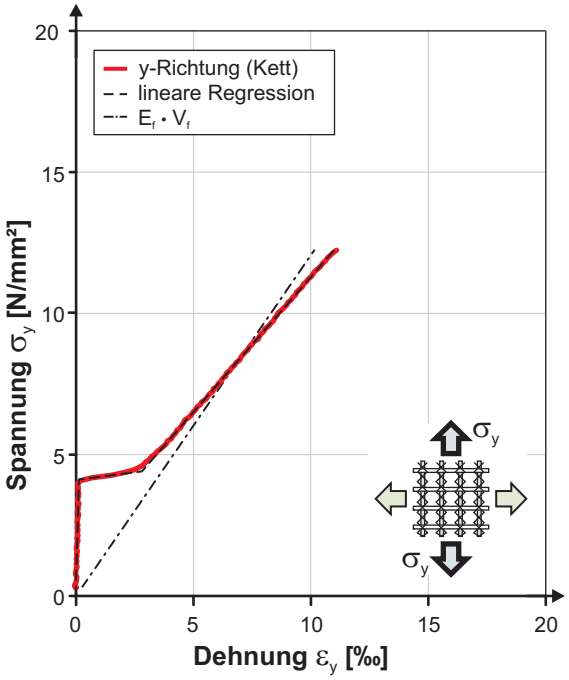
Bild B.16: Versuch B1-442: Bruchbild

Tabelle B.9: Versuch B1-442: Regressionsdaten

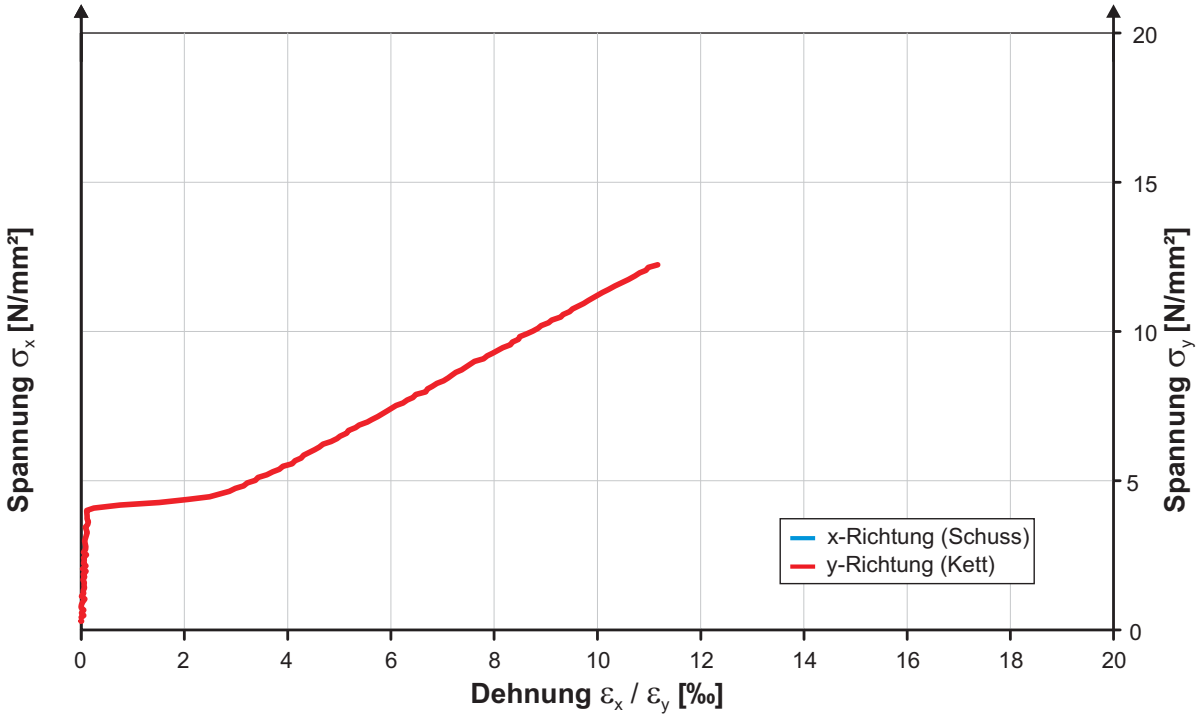
Allgemeine Angaben					
Spannungsverhältnis	α =	90 °			
Bewehrungsdrehwinkel	γ =	0 °			
Mittlere Plattendicke	d [mm] =	8,1025			
Bruch:					
		x-Richtung		**y-Richtung**	
Bruchkraft	F [kN] =	1,0443		39,6563	
Betonbruchspannung	σ_{cu} [kN/mm^2] =	0,3222		12,2358	
Faserbruchspannung	σ_{fu} [kN/mm^2] =	20		768	
Bruchdehnung	$\varepsilon_{cu,versuch}$ [‰] =	0,1163		11,1681	
Lineare Regression: Geradengleichungen					
Zustand I	m,n =	-	-	29,5474	0
Zustand IIa	m,n =	-	-	0,106	3,5746
Zustand IIb	m,n =	-	-	0,9564	1,1909
Lineare Regression: Punktliste					
P1	x,y =	0	0	0	0
P2	x,y =	0	0	0,1396	4,1253
P3	x,y =	0	0	2,8212	4,4096
P4	x,y =	0	0	11,0041	12,2358



(a) B1-442: Spannungs-Dehnungs-Linie, x-Richtung (Schuss)



(b) B1-442: Spannungs-Dehnungs-Linie, y-Richtung (Kette)



(c) Überlagerte Spannungs-Dehnungs-Linien, zeitsynchrone Skalierung

Bild B.17: B1-442: Spannungs-Dehnungs-Linien

B1-443

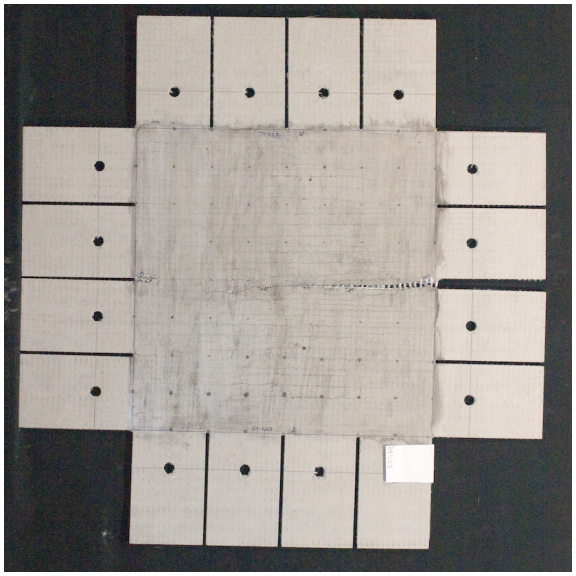
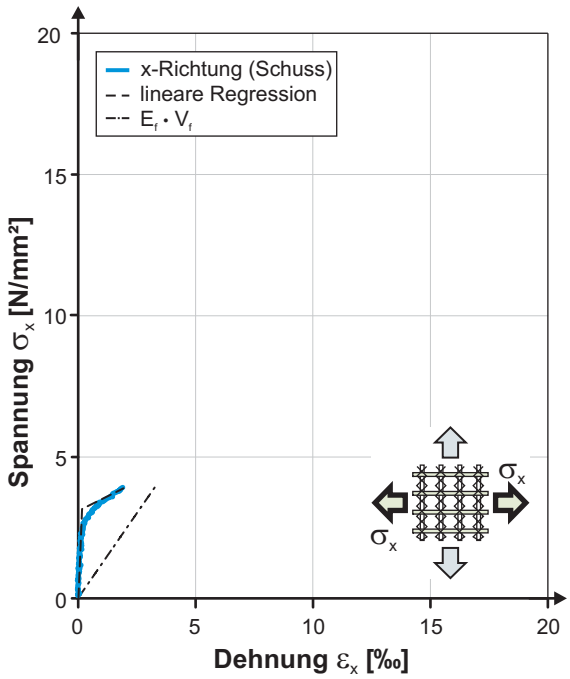


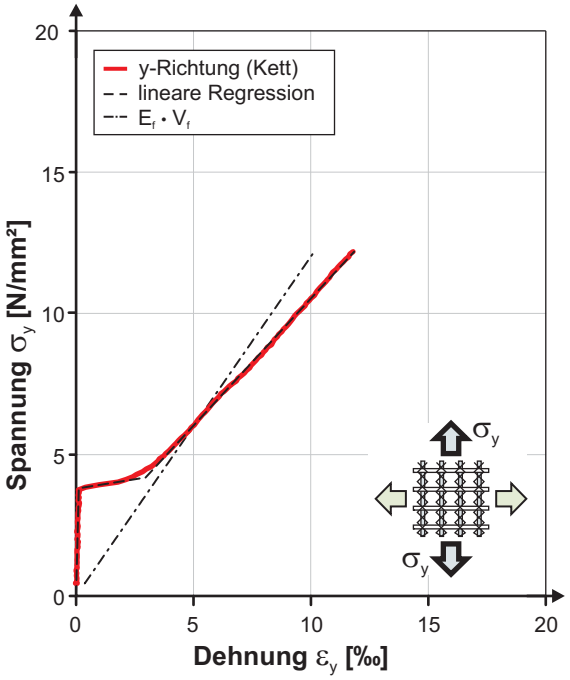
Bild B.18: Versuch B1-443: Bruchbild

Tabelle B.10: Versuch B1-443: Regressionsdaten

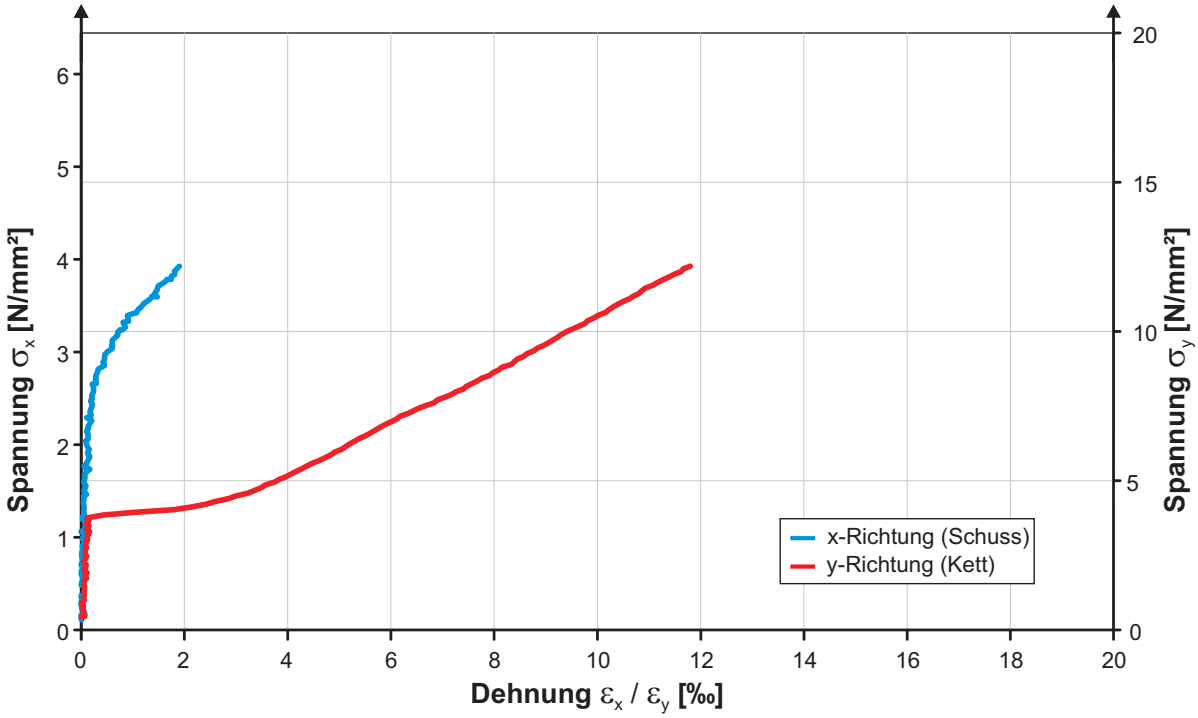
Allgemeine Angaben						
Spannungsverhältnis	α =	72 °				
Bewehrungsdrehwinkel	γ =	0 °				
Mittlere Plattendicke	d [mm] =	8,135				
Bruch:						
		x-Richtung		**y-Richtung**		
Bruchkraft	F [kN] =	12,7754		39,6535		
Betonbruchspannung	σ_{cu} [kN/mm^2] =	3,9261		12,1861		
Faserbruchspannung	σ_{fu} [kN/mm^2] =	247		768		
Bruchdehnung	$\varepsilon_{cu,versuch}$ [‰] =	1,902		11,7987		
Lineare Regression: Geradengleichungen						
Zustand I	m,n =	20,6967	0	32,2653	0	
Zustand IIa	m,n =	0,4144	3,5595	0,1324	4,2126	
Zustand IIb	m,n =	-	-	0,901	1,9274	
Lineare Regression: Punktliste						
P1	x,y =	0	0	0	0	
P2	x,y =	0,1528	3,1625	0,1182	3,8138	
P3	x,y =	1,9156	3,893	2,9603	4,19	
P4	x,y =	-	-	11,8352	12,1861	



(a) B1-443: Spannungs-Dehnungs-Linie, x-Richtung (Schuss)



(b) B1-443: Spannungs-Dehnungs-Linie, y-Richtung (Kette)



(c) Überlagerte Spannungs-Dehnungs-Linien, zeitsynchrone Skalierung

Bild B.19: B1-443: Spannungs-Dehnungs-Linien

B1-444

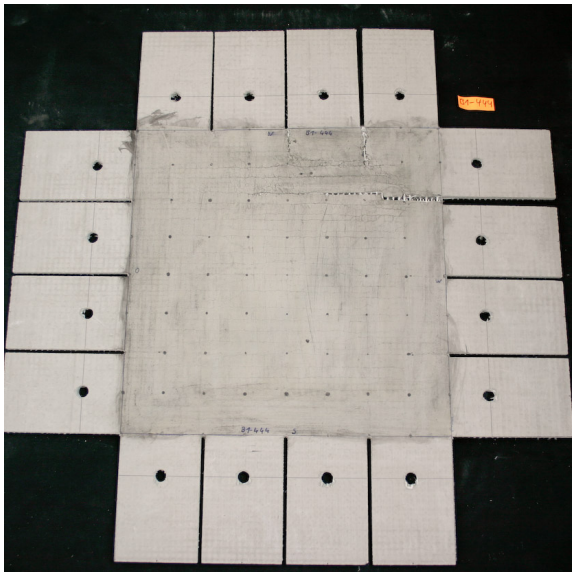
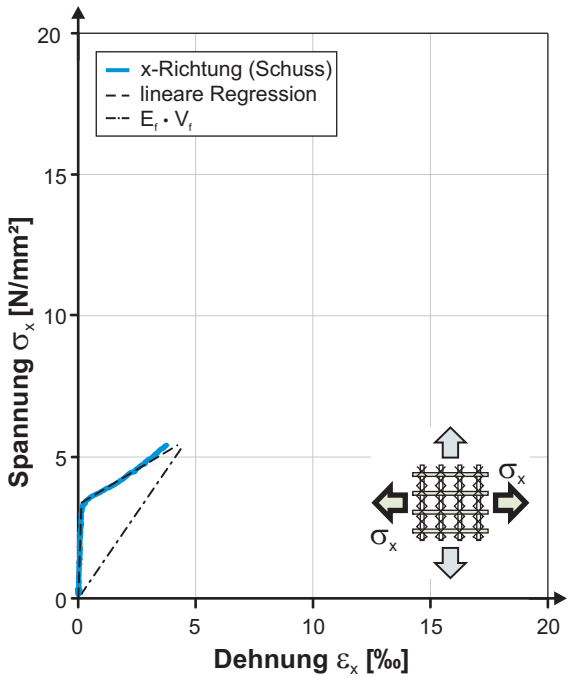


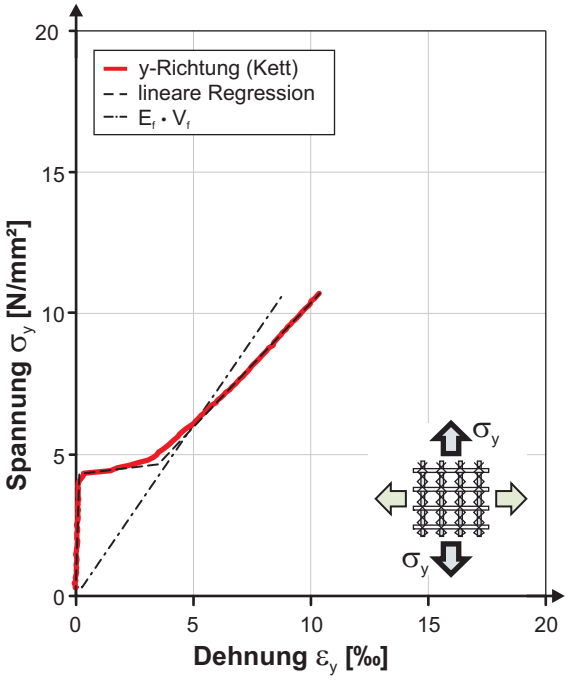
Bild B.20: Versuch B1-444: Bruchbild

Tabelle B.11: Versuch B1-444: Regressionsdaten

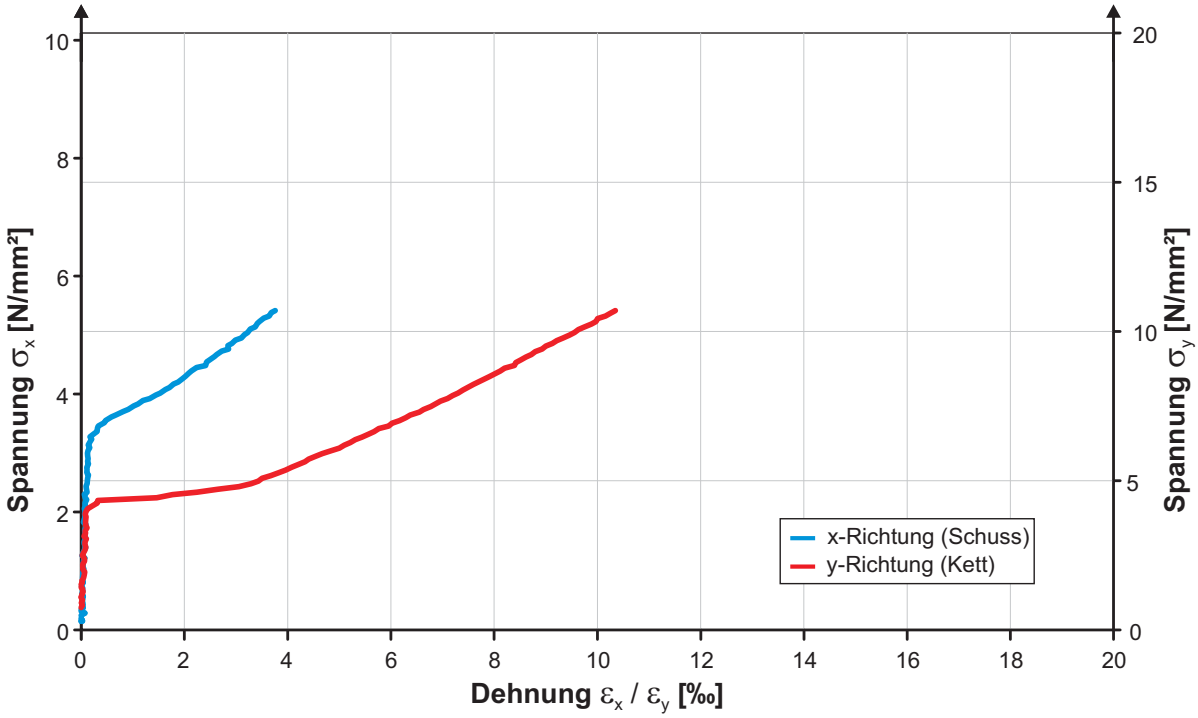
Allgemeine Angaben					
Spannungsverhältnis	α =	63 °			
Bewehrungsdrehwinkel	γ =	0 °			
Mittlere Plattendicke	d [mm] =	8,0725			
Bruch:					
		x-Richtung		**y-Richtung**	
Bruchkraft	F [kN] =	17,4866		34,5878	
Betonbruchspannung	σ_{cu} [kN/mm^2] =	5,4155		10,7116	
Faserbruchspannung	σ_{fu} [kN/mm^2] =	338		669	
Bruchdehnung	$\varepsilon_{cu,versuch}$ [‰] =	3,7595		10,3495	
Lineare Regression: Geradengleichungen					
Zustand I	m,n =	25,229	0	26,1316	0
Zustand IIa	m,n =	0,4978	3,492	0,1012	3,6443
Zustand IIb	m,n =	-	-	0,8794	0,9205
Lineare Regression: Punktliste					
P1	x,y =	0	0	0	0
P2	x,y =	0,1341	3,3832	0,1653	4,32
P3	x,y =	4,2165	5,4155	3,5253	4,66
P4	x,y =	-	-	10,4068	10,7116



(a) B1-444: Spannungs-Dehnungs-Linie, x-Richtung (Schuss)



(b) B1-444: Spannungs-Dehnungs-Linie, y-Richtung (Kette)



(c) Überlagerte Spannungs-Dehnungs-Linien, zeitsynchrone Skalierung

Bild B.21: B1-444: Spannungs-Dehnungs-Linien

B1-445

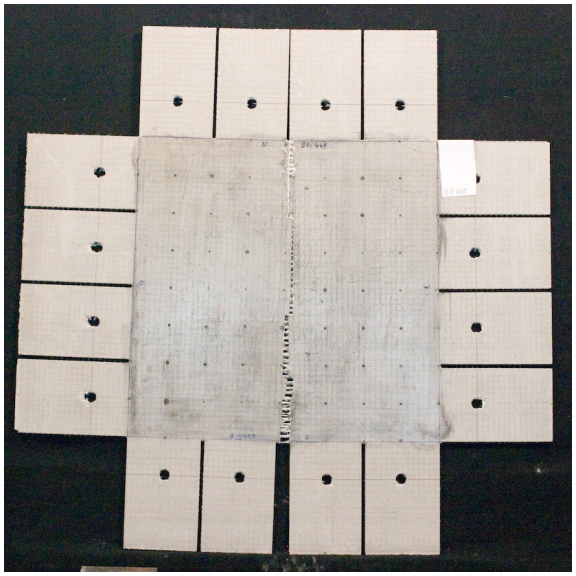
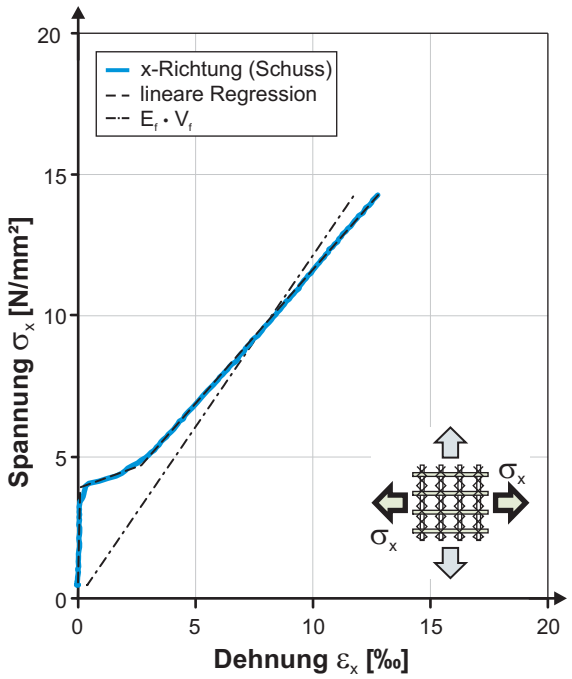


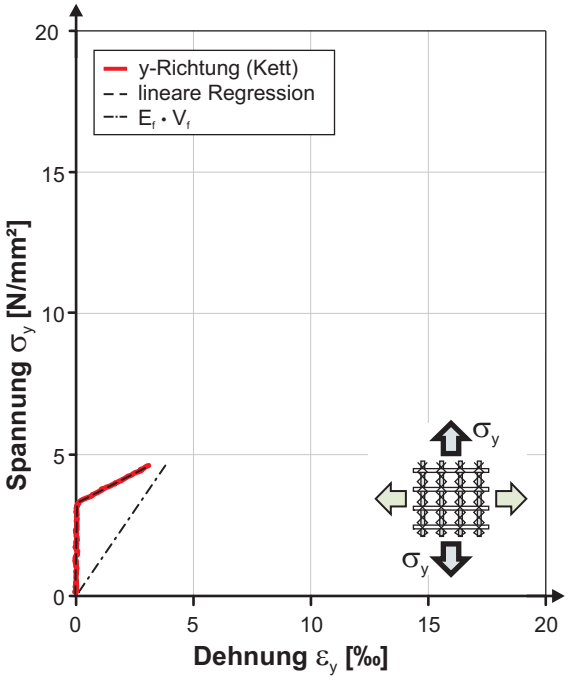
Bild B.22: Versuch B1-445: Bruchbild

Tabelle B.12: Versuch B1-445: Regressionsdaten

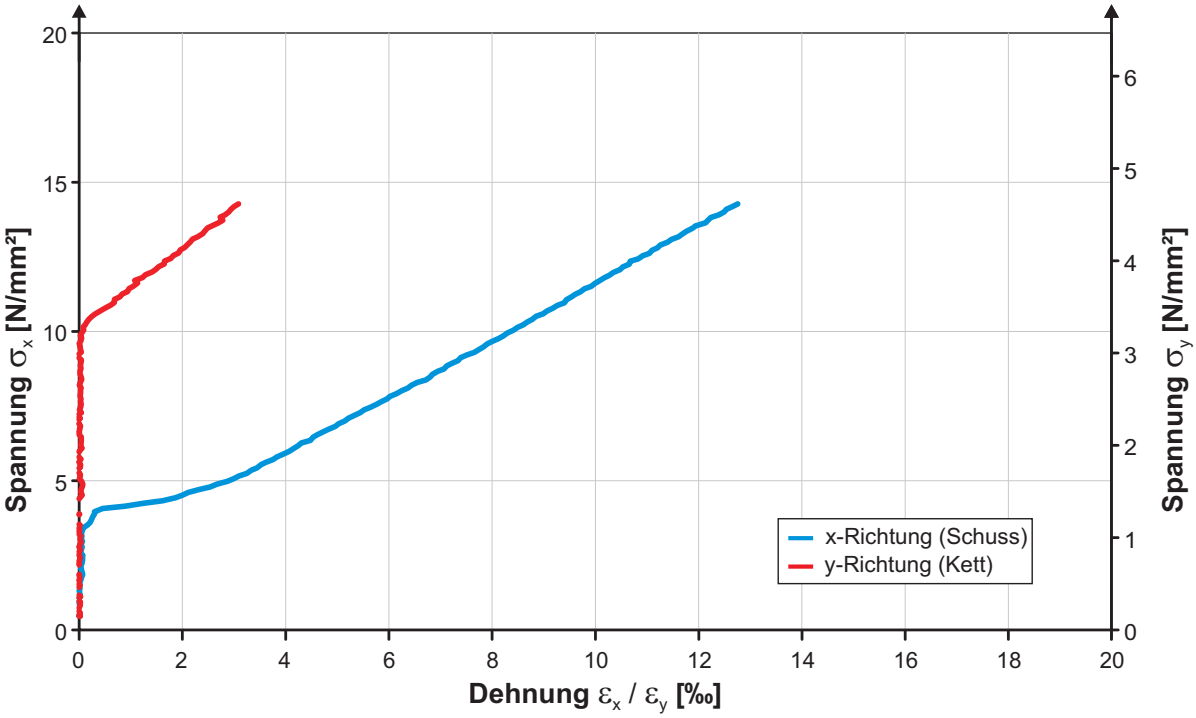
Allgemeine Angaben						
Spannungsverhältnis	α =	18 °				
Bewehrungsdrehwinkel	γ =	0 °				
Mittlere Plattendicke	d [mm] =	8,05				
Bruch:						
		x-Richtung		**y-Richtung**		
Bruchkraft	F [kN] =	45,9608		14,863		
Betonbruchspannung	σ_{cu} [kN/mm^2] =	14,2735		4,6159		
Faserbruchspannung	σ_{fu} [kN/mm^2] =	890		288		
Bruchdehnung	$\varepsilon_{cu,versuch}$ [‰] =	12,7589		3,0865		
Lineare Regression: Geradengleichungen						
Zustand I	m,n =	36,617	0	38,847	0	
Zustand IIa	m,n =	0,3002	3,0869	0,4268	1,7635	
Zustand IIb	m,n =	0,9483	1,3435	-	-	
Lineare Regression: Punktliste						
P1	x,y =	0	0	0	0	
P2	x,y =	0,1073	3,929	0,0848	3,2942	
P3	x,y =	2,7123	4,711	3,1817	4,6159	
P4	x,y =	12,796	14,2735	-	-	



(a) B1-445: Spannungs-Dehnungs-Linie, x-Richtung (Schuss)



(b) B1-445: Spannungs-Dehnungs-Linie, y-Richtung (Kette)



(c) Überlagerte Spannungs-Dehnungs-Linien, zeitsynchrone Skalierung

Bild B.23: B1-445: Spannungs-Dehnungs-Linien

B.2 Serie 3

B.2.1 Allgemeine Informationen

B.2.2 Versuchsprogramm

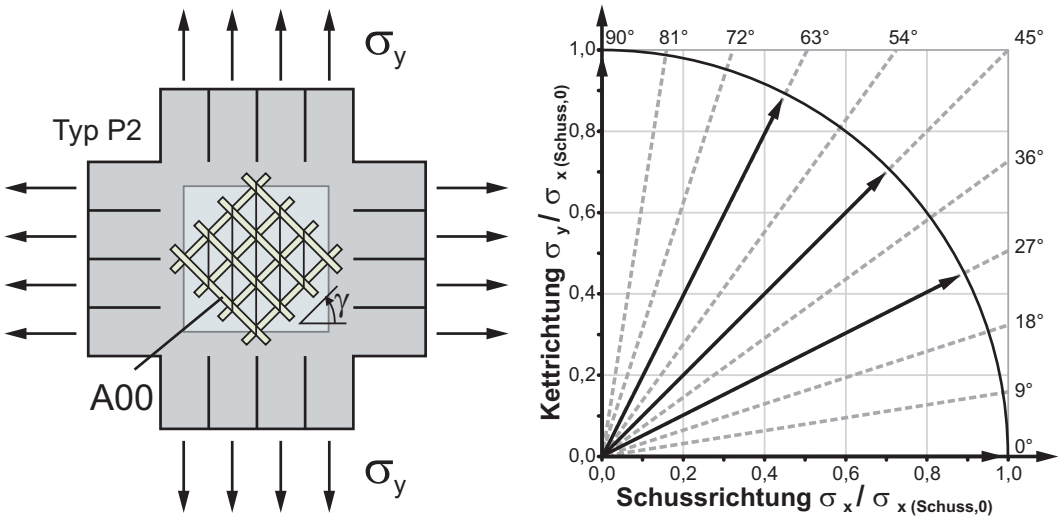


Bild B.24: Serie 1: Probengeometrie und Belastungspfade

Tabelle B.13: Serie 3: Einfluss des Spannungsverhältnisses σ_x/σ_y auf das biaxiale S-D-Verhalten von Textilbeton mit gedrehter Bewehrung, Bewehrungstyp: A00

Proben-Nr.	Bewehrungsdrehwinkel γ γ [°]	Spannungsverhältnis [σ_x/σ_y]	α α [°]	Traglast F_x [kN]	Traglast F_y [kN]
B1-488	15	1,00/0,00	0	37,94	(1,05)
B1-489	15	0,00/1,00	90	(1,08)	29,96
B1-490	15	1,00/0,51	27	36,62	(18,78)
B1-491	15	0,51/1,00	63	(16,69)	32,98
B1-492	15	1,00/1,00	45	41,96	41,88
B1-493	30	1,00/0,00	0	34,89	(1,11)
B1-494	30	0,00/1,00	90	(1,11)	32,15
B1-495	30	1,00/0,51	27	35,33	(18,04)
B1-496	30	0,51/1,00	63	(19,41)	38,08
B1-497	30	1,00/1,00	45	38,25	38,56
B1-498	45	1,00/0,00	0	30,72	(0,98)
B1-499	45	0,00/1,00	90	(1,08)	31,21
B1-500	45	1,00/0,51	27	30,33	(15,69)
B1-501	45	0,51/1,00	63	(16,64)	32,44
B1-502	45	1,00/1,00	45	32,44	32,51

B.2.3 Einzelversuche B1-488 bis B1-502

B1-488

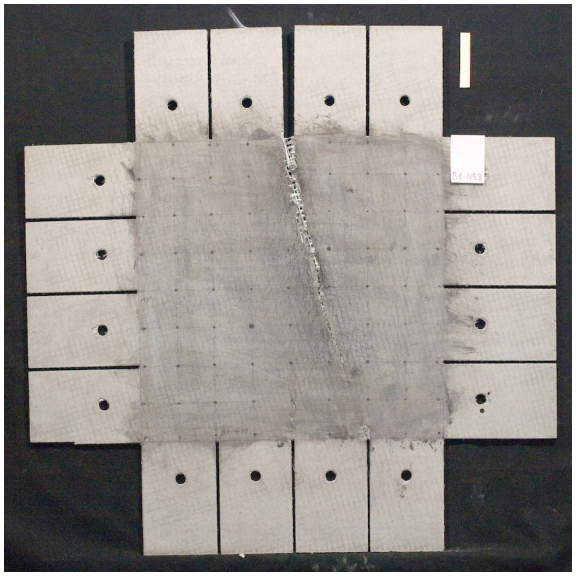
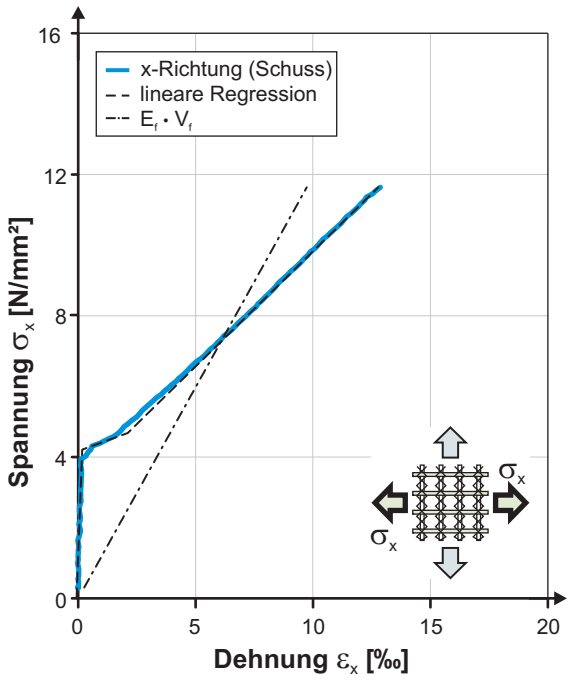


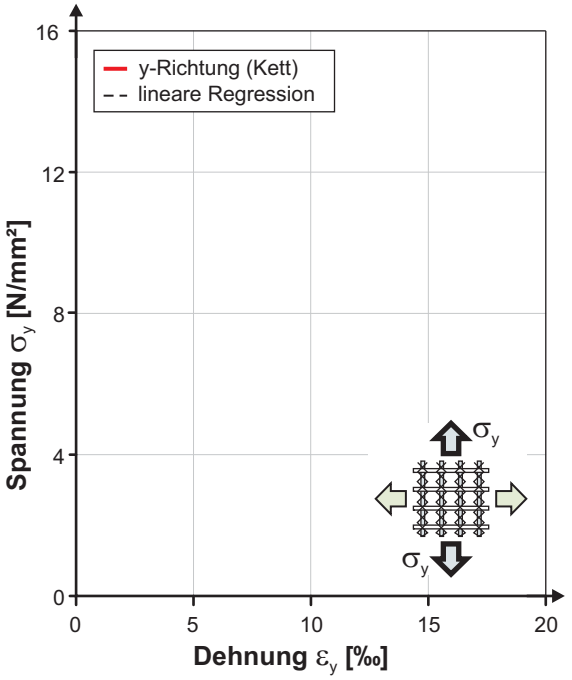
Bild B.25: Versuch B1-488: Bruchbild

Tabelle B.14: Versuch B1-488: Regressionsdaten

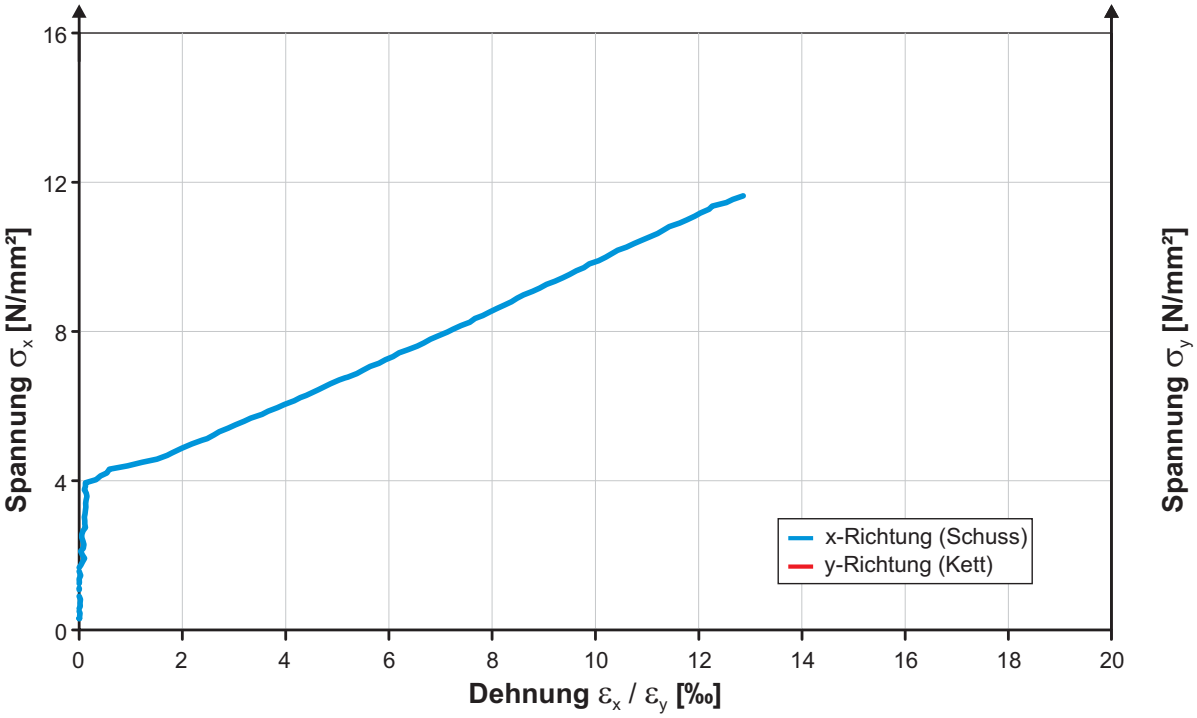
Allgemeine Angaben					
Spannungsverhältnis	α =	0 °			
Bewehrungsdrehwinkel	γ =	15 °			
Mittlere Plattendicke	d [mm] =	8,15			
Bruch:					
		x-Richtung		**y-Richtung**	
Bruchkraft	F [kN] =	37,9383		1,0449	
Betonbruchspannung	σ_c [kN/mm^2] =	11,6375		0,3205	
Faserbruchspannung	σ_f [kN/mm^2] =	734		20	
Bruchdehnung	$\varepsilon_{c,versuch}$ [‰] =	12,8627		0,9528	
Lineare Regression: Geradengleichungen					
Zustand I	m,n =	17,718	0	-	-
Zustand IIa	m,n =	0,2437	2,9555	-	-
Zustand IIb	m,n =	0,6519	2,0943	-	-
Lineare Regression: Punktliste					
P1	x,y =	0	0	0	0
P2	x,y =	0,2376	4,21	0	0
P3	x,y =	2,1785	4,683	0	0
P4	x,y =	12,8473	11,6375	0	0



(a) B1-488: Spannungs-Dehnungs-Linie, x-Richtung (Schuss)



(b) B1-488: Spannungs-Dehnungs-Linie, y-Richtung (Kette)



(c) Überlagerte Spannungs-Dehnungs-Linien, zeitsynchrone Skalierung

Bild B.26: B1-488: Spannungs-Dehnungs-Linien

B1-489

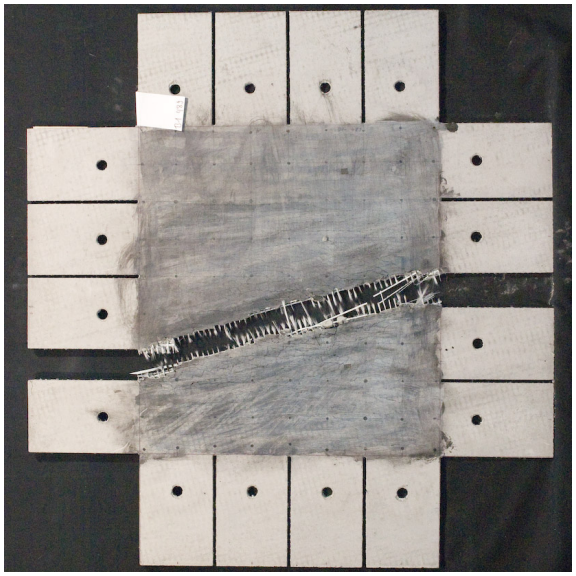
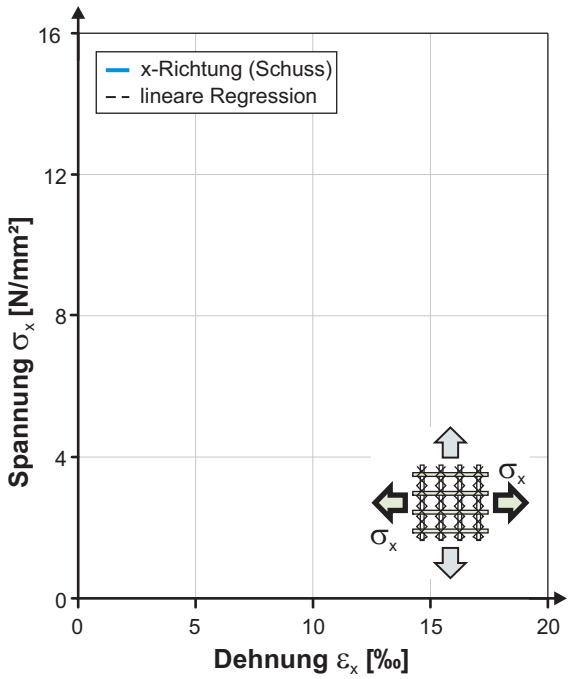


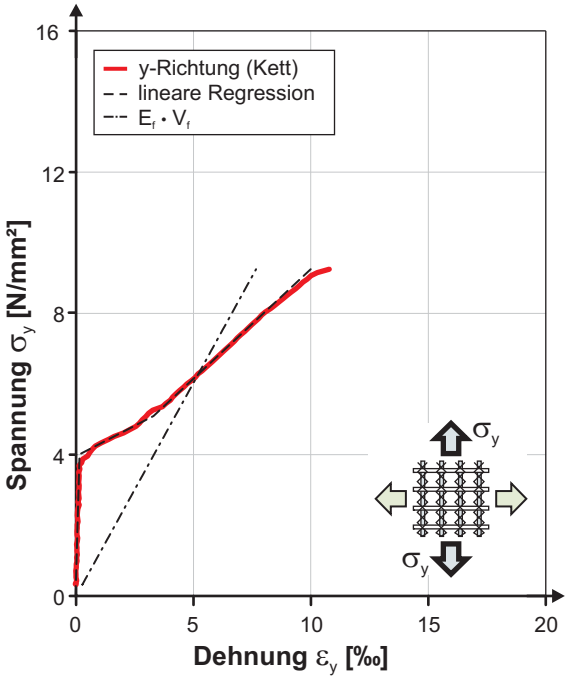
Bild B.27: Versuch B1-489: Bruchbild

Tabelle B.15: Versuch B1-489: Regressionsdaten

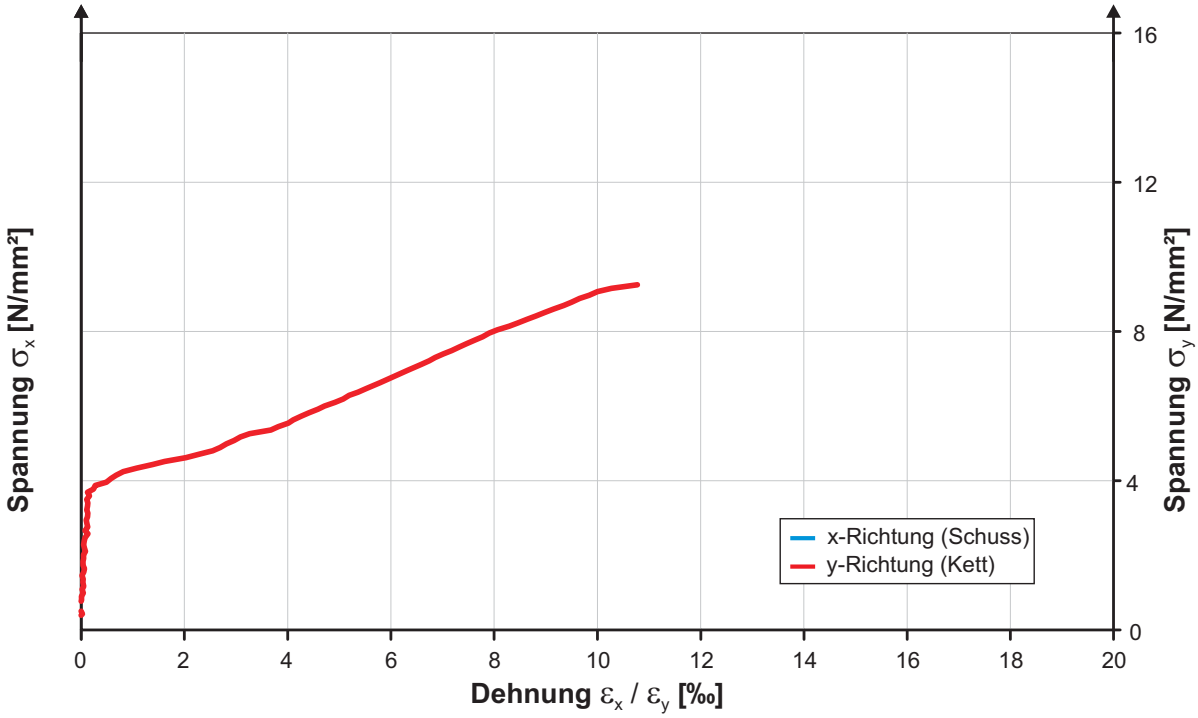
Allgemeine Angaben					
Spannungsverhältnis	α =	90 °			
Bewehrungsdrehwinkel	γ =	15 °			
Mittlere Plattendicke	d [mm] =	8,0975			
Bruch:					
		x-Richtung		**y-Richtung**	
Bruchkraft	F [kN] =	1,0746		29,9616	
Betonbruchspannung	σ_c [kN/mm^2] =	0,3318		9,2503	
Faserbruchspannung	σ_f [kN/mm^2] =	21		580	
Bruchdehnung	$\varepsilon_{c,versuch}$ [‰] =	0,6611		10,7764	
Lineare Regression: Geradengleichungen					
Zustand I	m,n =	-	-	23,7348	0
Zustand IIa	m,n =	-	-	0,3446	3,3848
Zustand IIb	m,n =	-	-	0,6208	2,4746
Lineare Regression: Punktliste					
P1	x,y =	0	0	0	0
P2	x,y =	0	0	0,169	4,01
P3	x,y =	0	0	3,3202	5,096
P4	x,y =	0	0	10,0123	9,2503



(a) B1-489: Spannungs-Dehnungs-Linie, x-Richtung (Schuss)



(b) B1-489: Spannungs-Dehnungs-Linie, y-Richtung (Kette)



(c) Überlagerte Spannungs-Dehnungs-Linien, zeitsynchrone Skalierung

Bild B.28: B1-489: Spannungs-Dehnungs-Linien

B1-490

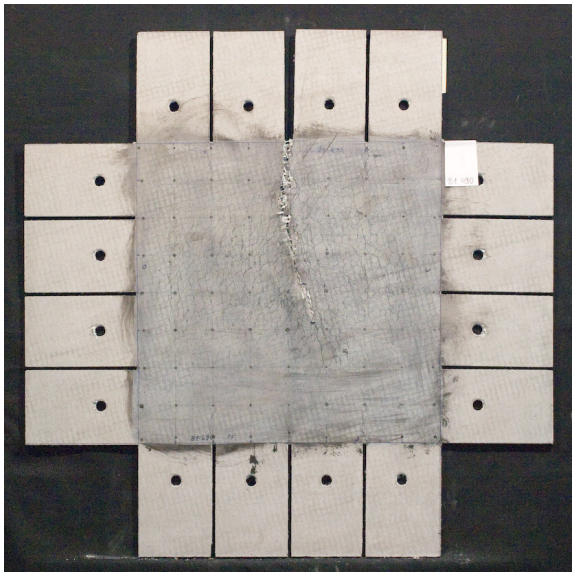
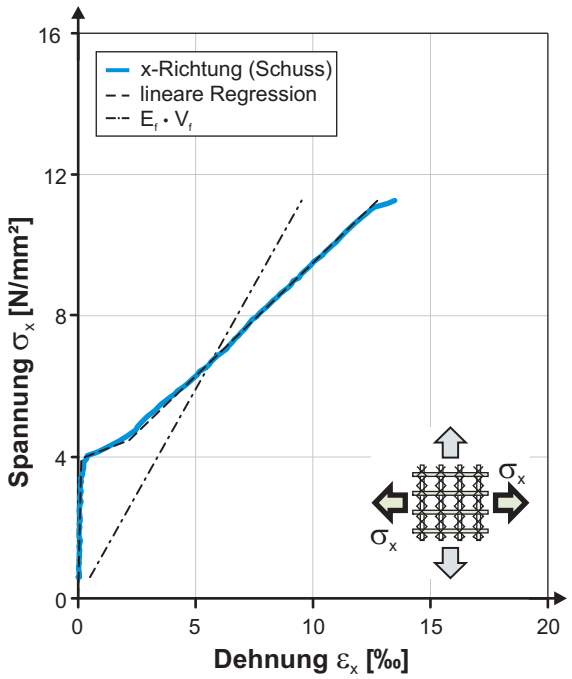


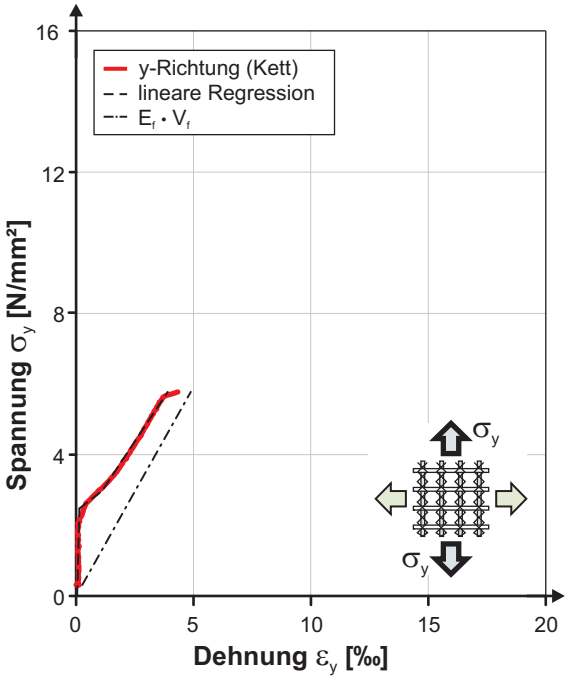
Bild B.29: Versuch B1-490: Bruchbild

Tabelle B.16: Versuch B1-490: Regressionsdaten

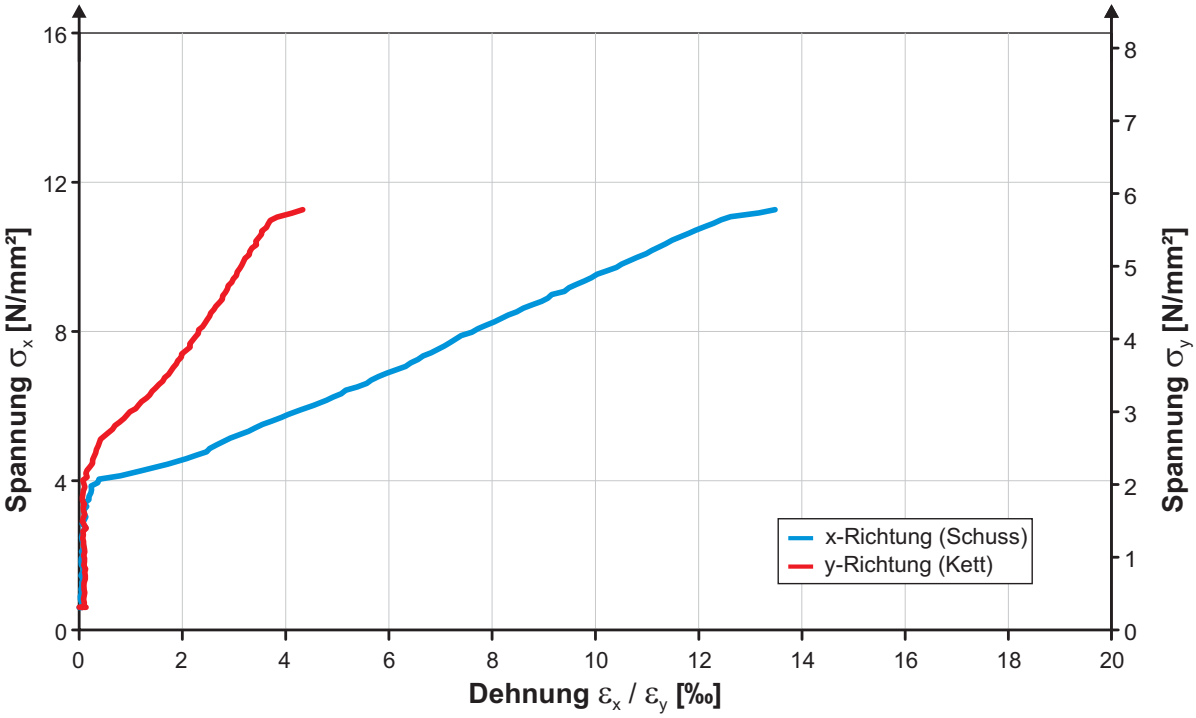
Allgemeine Angaben					
Spannungsverhältnis	α =	27°			
Bewehrungsdrehwinkel	γ =	15°			
Mittlere Plattendicke	d [mm] =	8,1275			
Bruch:					
		x-Richtung		**y-Richtung**	
Bruchkraft	F [kN] =	36,6179		18,7827	
Betonbruchspannung	σ_c [kN/mm^2] =	11,2636		5,7775	
Faserbruchspannung	σ_f [kN/mm^2] =	709		364	
Bruchdehnung	$\varepsilon_{c,versuch}$ [‰] =	13,481		4,3313	
Lineare Regression: Geradengleichungen					
Zustand I	m,n =	29,0558	0	25,1961	0
Zustand IIa	m,n =	0,2547	3,8646	0,5152	3,5195
Zustand IIb	m,n =	0,6419	3,0204	1,0027	2,9832
Lineare Regression: Punktliste					
P1	x,y =	0	0	0	0
P2	x,y =	0,1363	3,959	0,0983	2,4768
P3	x,y =	2,1821	4,48	1,0557	2,97
P4	x,y =	12,7503	11,2636	3,8557	5,7775



(a) B1-490: Spannungs-Dehnungs-Linie, x-Richtung (Schuss)



(b) B1-490: Spannungs-Dehnungs-Linie, y-Richtung (Kette)



(c) Überlagerte Spannungs-Dehnungs-Linien, zeitsynchrone Skalierung

Bild B.30: B1-490: Spannungs-Dehnungs-Linien

B1-491

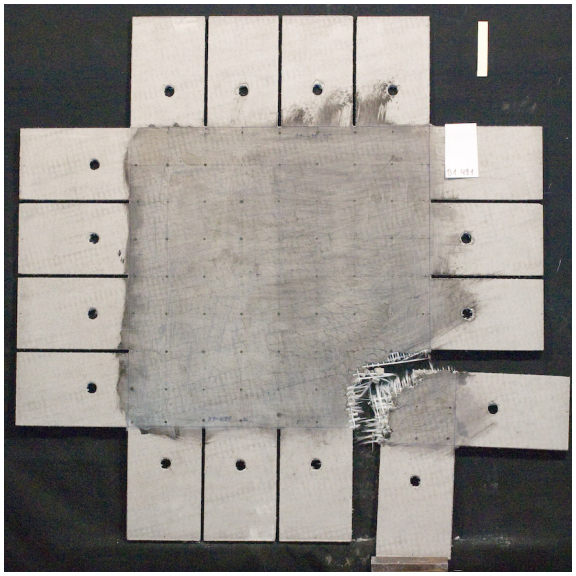
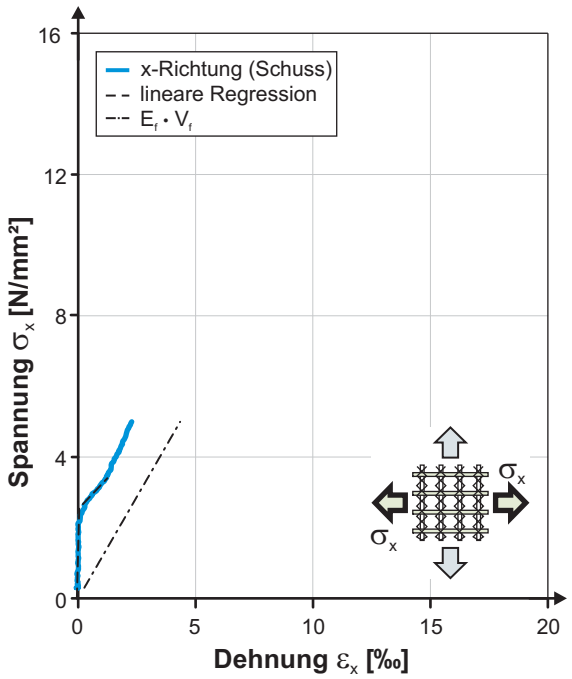


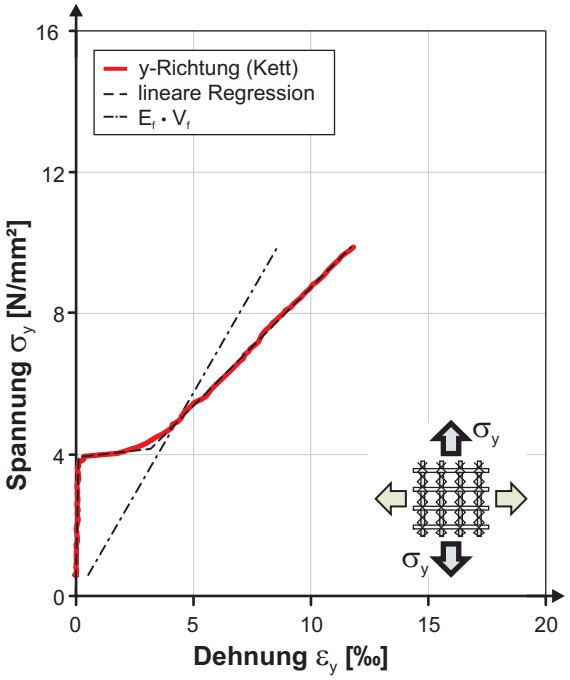
Bild B.31: Versuch B1-491: Bruchbild

Tabelle B.17: Versuch B1-491: Regressionsdaten

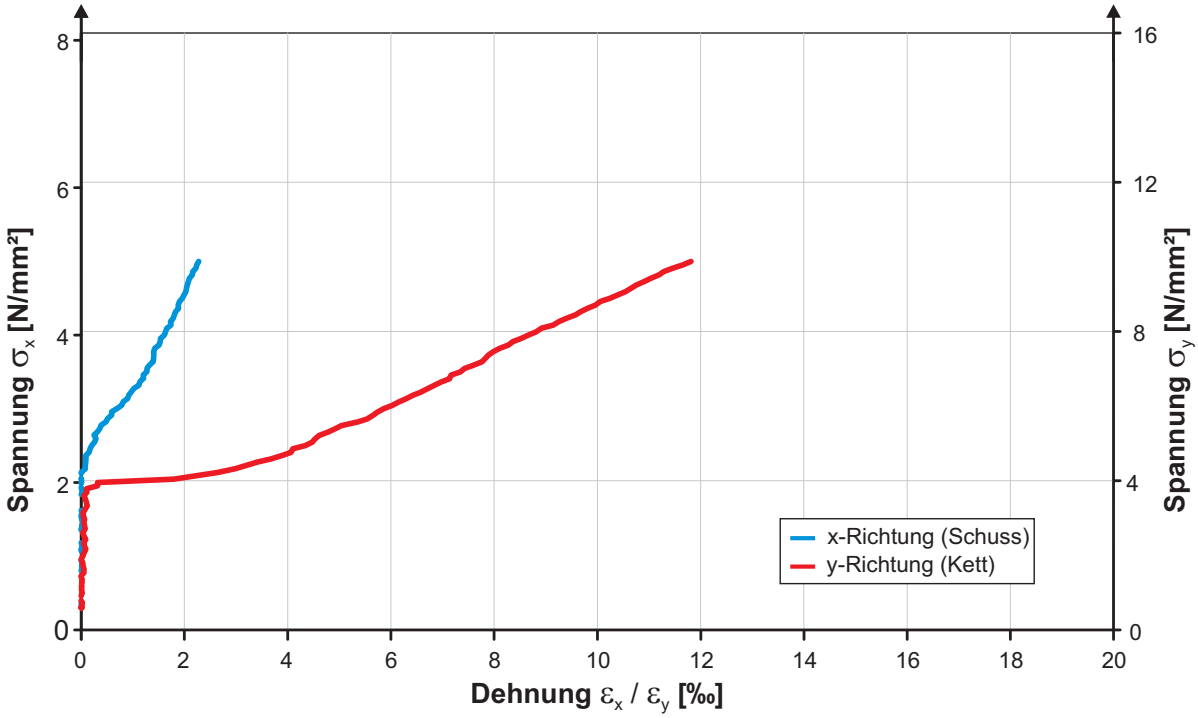
Allgemeine Angaben					
Spannungsverhältnis	α =	63 °			
Bewehrungsdrehwinkel	γ =	15 °			
Mittlere Plattendicke	d [mm] =	8,3475			
Bruch:					
		x-Richtung		**y-Richtung**	
Bruchkraft	F [kN] =	16,693		32,9788	
Betonbruchspannung	σ_c [kN/mm^2] =	4,9994		9,8768	
Faserbruchspannung	σ_f [kN/mm^2] =	323		638	
Bruchdehnung	$\varepsilon_{c,versuch}$ [‰] =	2,2772		11,8117	
Lineare Regression: Geradengleichungen					
Zustand I	m,n =	26,102	0	30,5129	0
Zustand IIa	m,n =	0,7034	1,0921	0,0753	3,1899
Zustand IIb	m,n =	-	-	0,6694	1,3033
Lineare Regression: Punktliste					
P1	x,y =	0	0	0	0
P2	x,y =	0,098	2,558	0,1289	3,934
P3	x,y =	1,295	3,4	3,1996	4,1651
P4	x,y =	-	-	11,7326	9,8768



(a) B1-491: Spannungs-Dehnungs-Linie, x-Richtung (Schuss)



(b) B1-491: Spannungs-Dehnungs-Linie, y-Richtung (Kette)



(c) Überlagerte Spannungs-Dehnungs-Linien, zeitsynchrone Skalierung

Bild B.32: B1-491: Spannungs-Dehnungs-Linien

B1-492

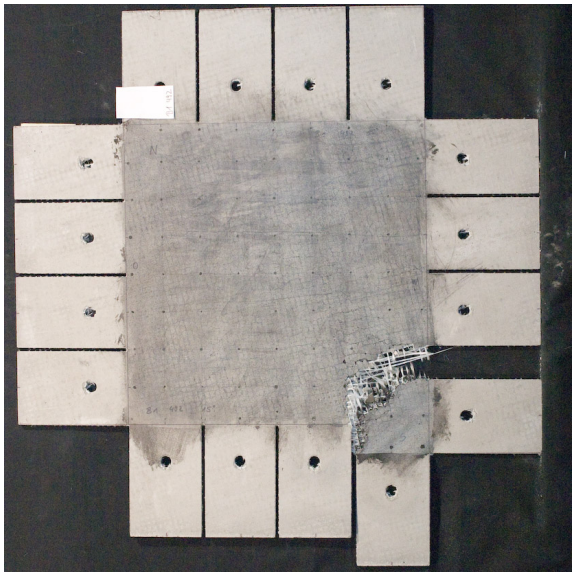
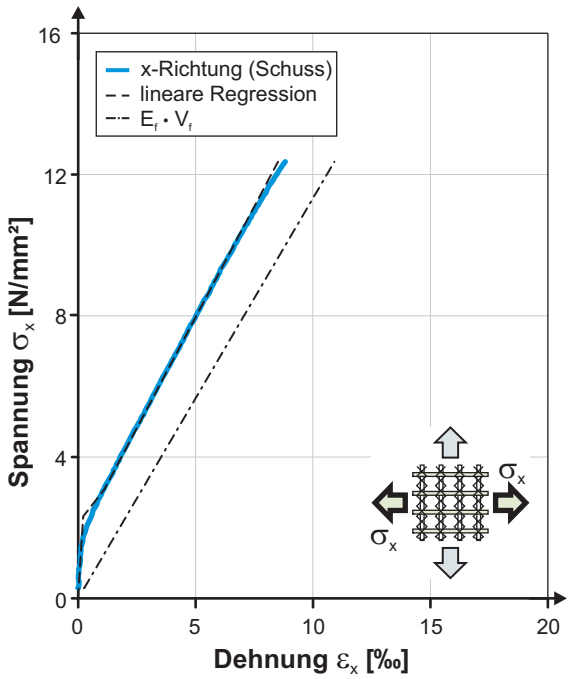


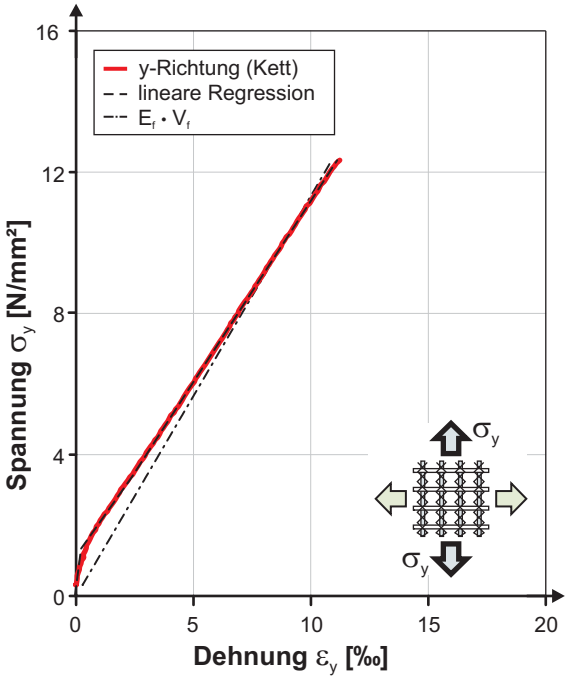
Bild B.33: Versuch B1-492: Bruchbild

Tabelle B.18: Versuch B1-492: Regressionsdaten

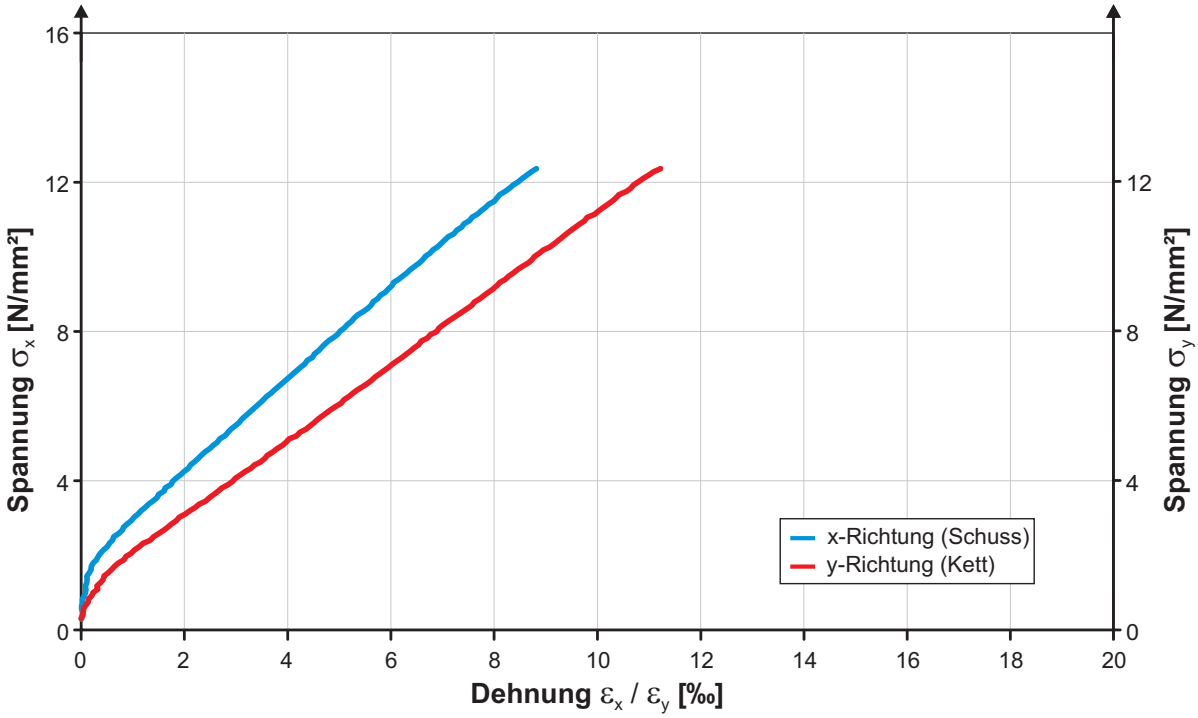
Allgemeine Angaben					
Spannungsverhältnis	α =	45 °			
Bewehrungsdrehwinkel	γ =	15 °			
Mittlere Plattendicke	d [mm] =	8,485			
Bruch:					
		x-Richtung		**y-Richtung**	
Bruchkraft	F [kN] =	41,9588		41,8785	
Betonbruchspannung	σ_c [kN/mm^2] =	12,3627		12,339	
Faserbruchspannung	σ_f [kN/mm^2] =	812		811	
Bruchdehnung	$\varepsilon_{c,versuch}$ [‰] =	8,8184		11,2252	
Lineare Regression: Geradengleichungen					
Zustand I	m,n =	10,5455	0	5,1538	0
Zustand IIa	m,n =	0,8444	2,0372	0,9371	0,8855
Zustand IIb	m,n =	1,2544	1,5821	1,0257	0,676
Lineare Regression: Punktliste					
P1	x,y =	0	0	0	0
P2	x,y =	0,22	2,32	0,26	1,34
P3	x,y =	1,12	3,08	2,4149	3,3595
P4	x,y =	8,52	12,3627	11,1692	12,339



(a) B1-492: Spannungs-Dehnungs-Linie, x-Richtung (Schuss)



(b) B1-492: Spannungs-Dehnungs-Linie, y-Richtung (Kette)



(c) Überlagerte Spannungs-Dehnungs-Linien, zeitsynchrone Skalierung

Bild B.34: B1-492: Spannungs-Dehnungs-Linien

B1-493

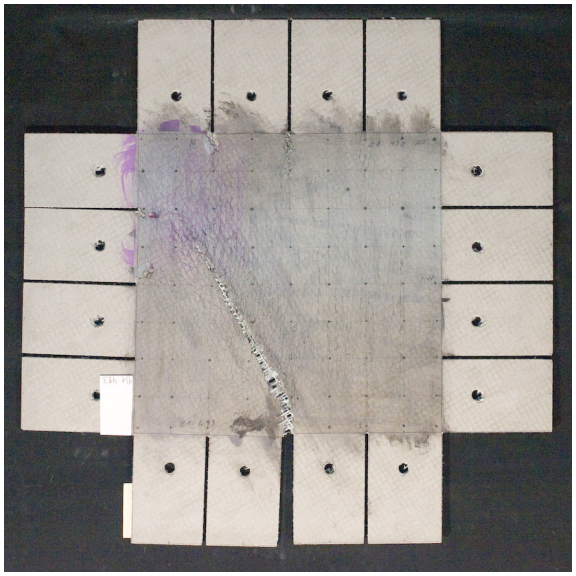
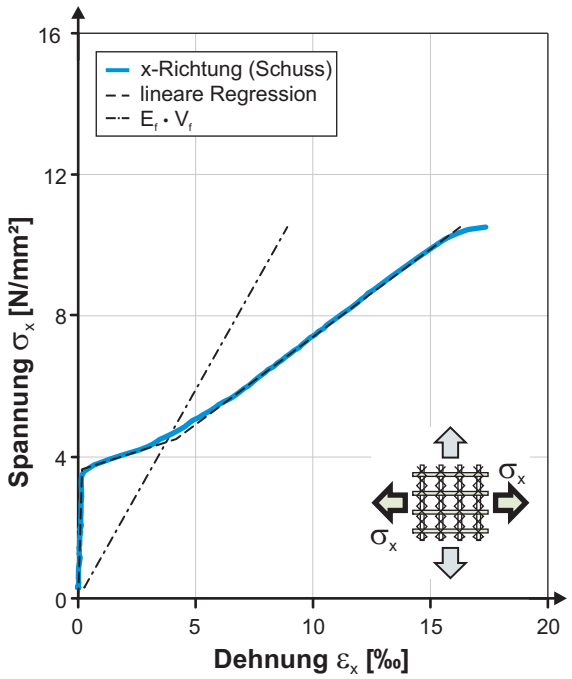


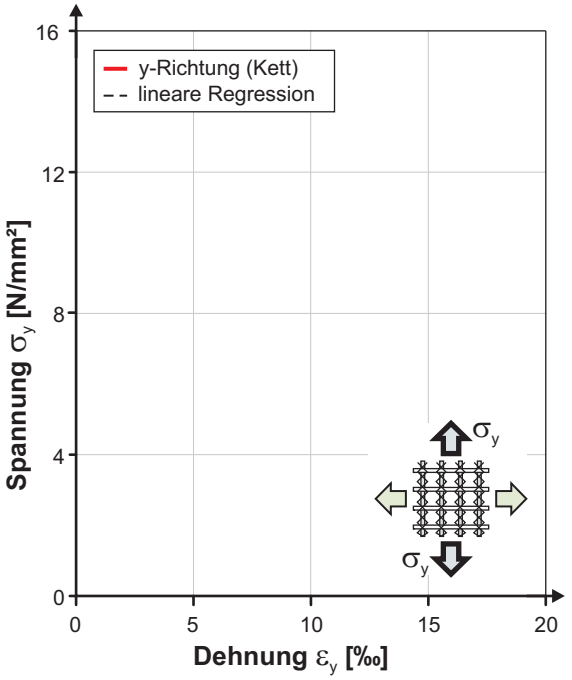
Bild B.35: Versuch B1-493: Bruchbild

Tabelle B.19: Versuch B1-493: Regressionsdaten

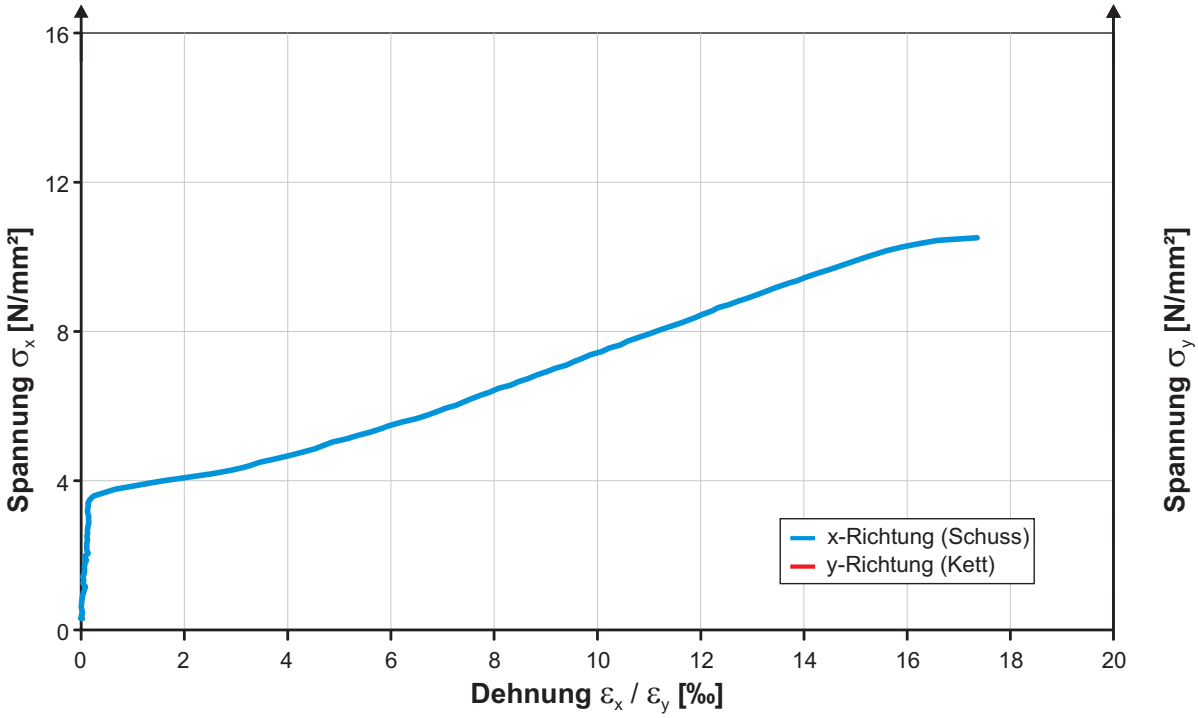
Allgemeine Angaben					
Spannungsverhältnis	α =	0 °			
Bewehrungsdrehwinkel	γ =	30 °			
Mittlere Plattendicke	d [mm] =	8,2975			
Bruch:					
		x-Richtung		**y-Richtung**	
Bruchkraft	F [kN] =	34,8869		1,1143	
Betonbruchspannung	σ_c [kN/mm^2] =	10,5113		0,3357	
Faserbruchspannung	σ_f [kN/mm^2] =	675		22	
Bruchdehnung	$\varepsilon_{c,versuch}$ [‰] =	17,3564		0,5359	
Lineare Regression: Geradengleichungen					
Zustand I	m,n =	22,6386	0	-	-
Zustand IIa	m,n =	0,2134	3,6683	-	-
Zustand IIb	m,n =	0,4961	2,4893	-	-
Lineare Regression: Punktliste					
P1	x,y =	0	0	0	0
P2	x,y =	0,1614	3,655	0	0
P3	x,y =	4,1679	4,51	0	0
P4	x,y =	16,2641	10,5113	0	0



(a) B1-493: Spannungs-Dehnungs-Linie, x-Richtung (Schuss)



(b) B1-493: Spannungs-Dehnungs-Linie, y-Richtung (Kette)



(c) Überlagerte Spannungs-Dehnungs-Linien, zeitsynchrone Skalierung

Bild B.36: B1-493: Spannungs-Dehnungs-Linien

B1-494

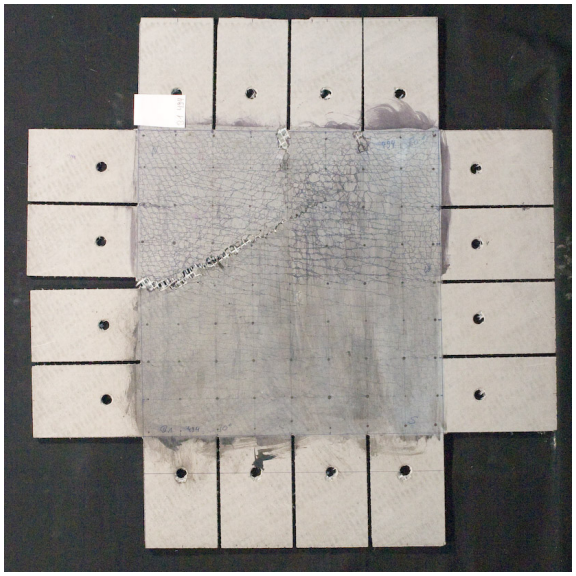
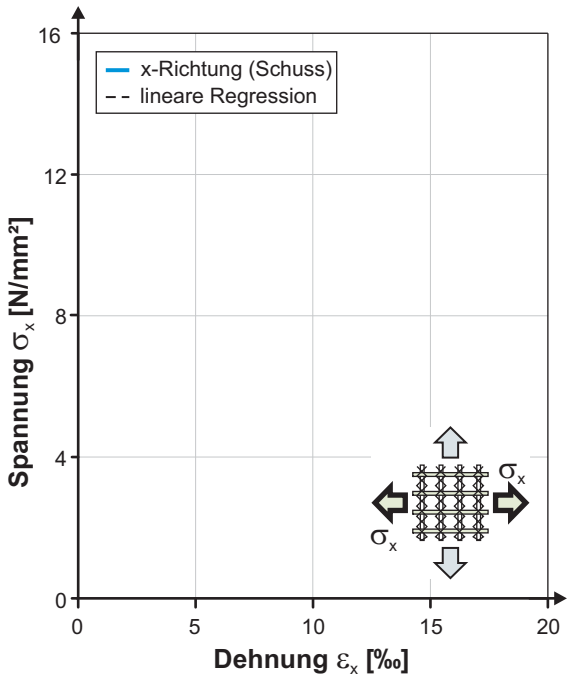


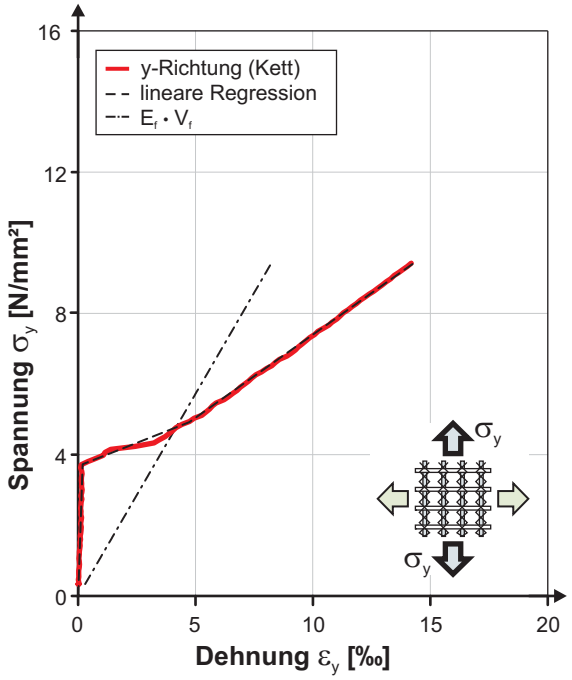
Bild B.37: Versuch B1-494: Bruchbild

Tabelle B.20: Versuch B1-494: Regressionsdaten

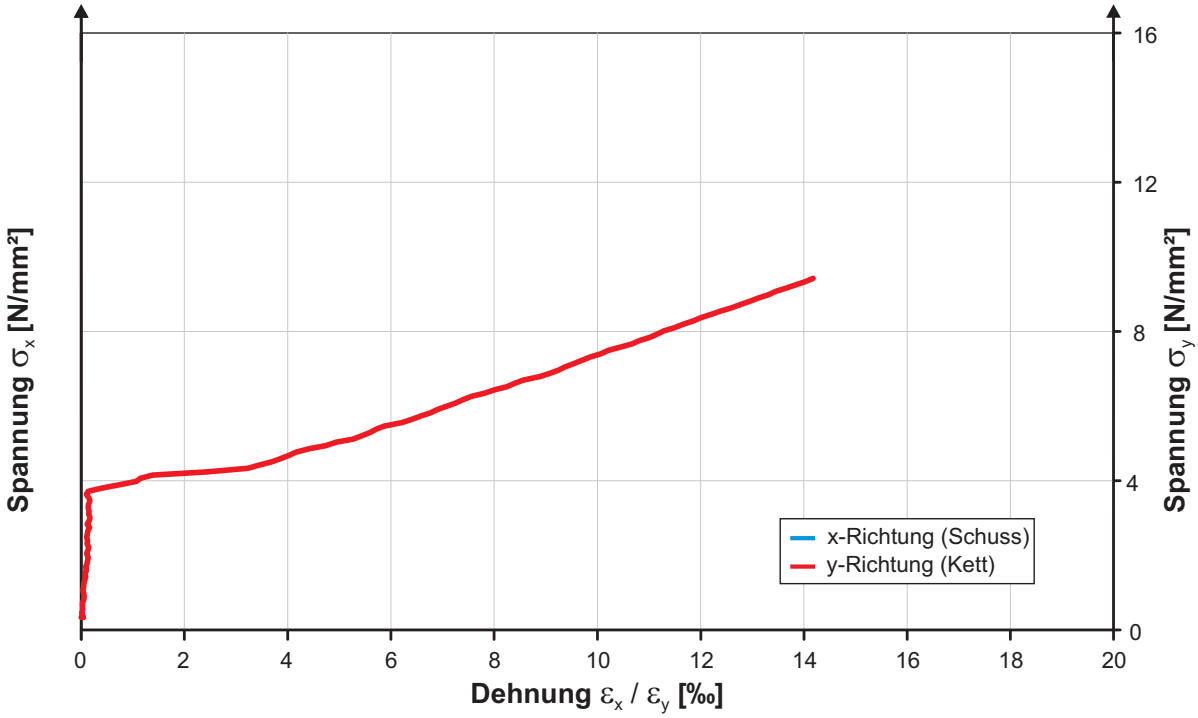
Allgemeine Angaben					
Spannungsverhältnis	α =	90 °			
Bewehrungsdrehwinkel	γ =	30 °			
Mittlere Plattendicke	d [mm] =	8,53			
Bruch:					
		x-Richtung		**y-Richtung**	
Bruchkraft	F [kN] =	1,1132		32,1535	
Betonbruchspannung	σ_c [kN/mm^2] =	0,3263		9,4237	
Faserbruchspannung	σ_f [kN/mm^2] =	22		622	
Bruchdehnung	$\varepsilon_{c,versuch}$ [‰] =	0,1191		14,1802	
Lineare Regression: Geradengleichungen					
Zustand I	m,n =	-	-	19,6549	0
Zustand IIa	m,n =	-	-	0,2623	3,763
Zustand IIb	m,n =	-	-	0,4711	2,7754
Lineare Regression: Punktliste					
P1	x,y =	0	0	0	0
P2	x,y =	0	0	0,1898	3,73
P3	x,y =	0	0	4,7257	4,92
P4	x,y =	0	0	14,285	9,4237



(a) B1-494: Spannungs-Dehnungs-Linie, x-Richtung (Schuss)



(b) B1-494: Spannungs-Dehnungs-Linie, y-Richtung (Kette)



(c) Überlagerte Spannungs-Dehnungs-Linien, zeitsynchrone Skalierung

Bild B.38: B1-494: Spannungs-Dehnungs-Linien

B1-495

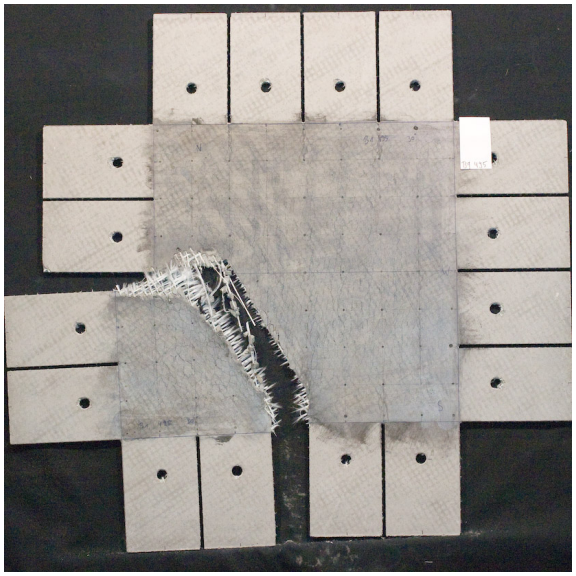
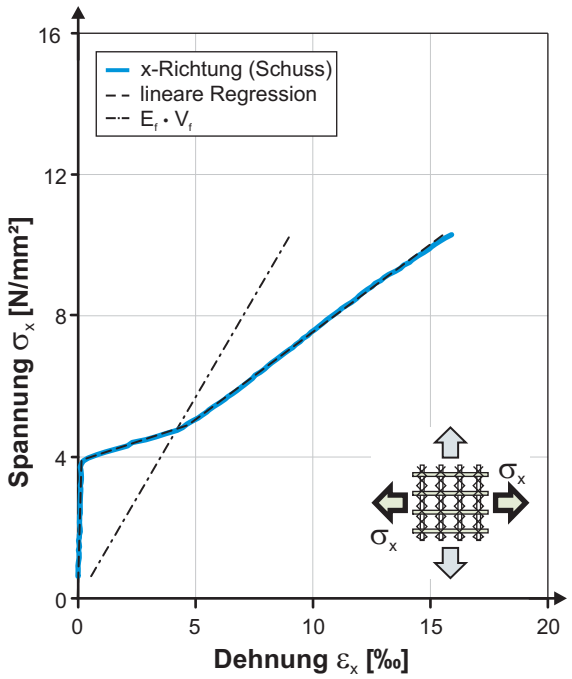


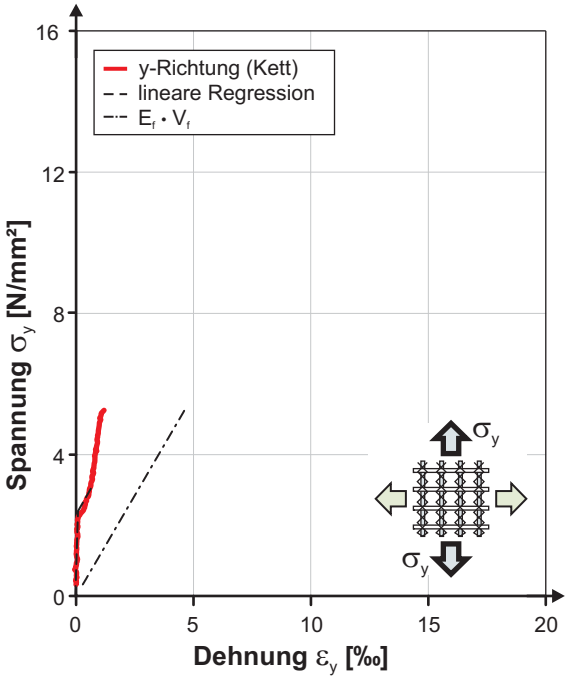
Bild B.39: Versuch B1-495: Bruchbild

Tabelle B.21: Versuch B1-495: Regressionsdaten

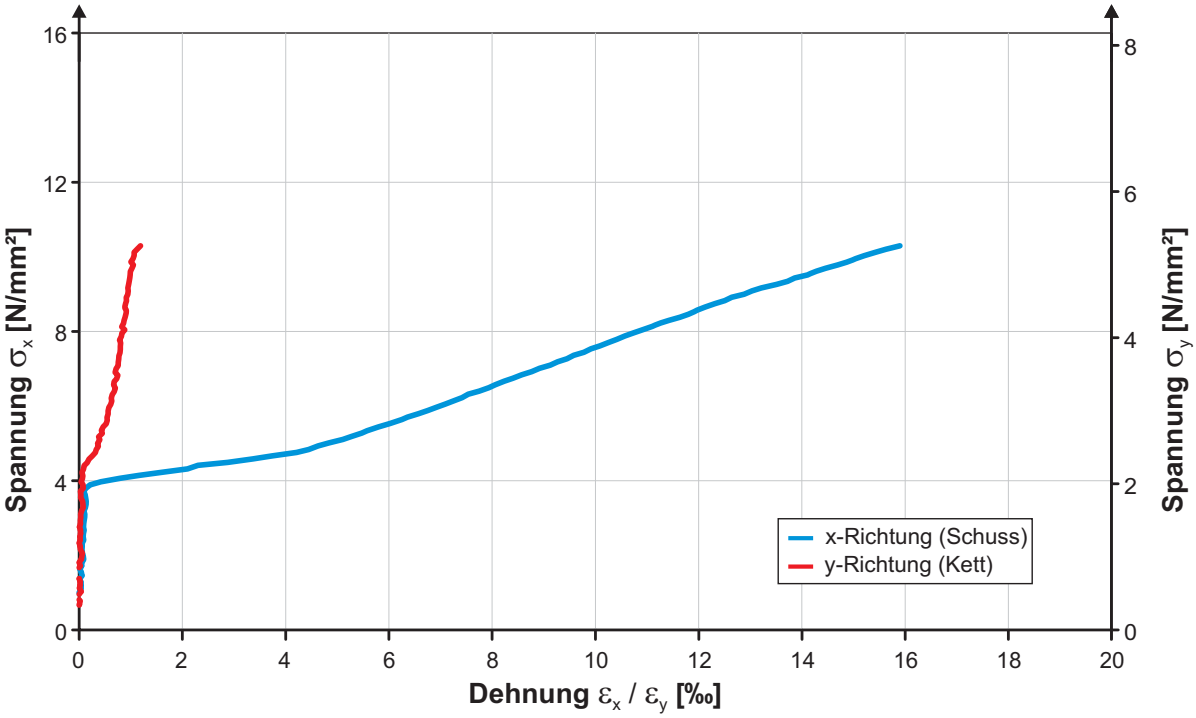
Allgemeine Angaben					
Spannungsverhältnis	α =	27°			
Bewehrungsdrehwinkel	γ =	30°			
Mittlere Plattendicke	d [mm] =	8,58			
Bruch:					
		x-Richtung		**y-Richtung**	
Bruchkraft	F [kN] =	35,3309		18,0405	
Betonbruchspannung	σ_c [kN/mm^2] =	10,2946		5,2566	
Faserbruchspannung	σ_f [kN/mm^2] =	684		349	
Bruchdehnung	$\varepsilon_{c,versuch}$ [‰] =	15,9		1,1884	
Lineare Regression: Geradengleichungen					
Zustand I	m,n =	23,8937	0	21,4861	0
Zustand IIa	m,n =	0,2187	3,3435	1,1667	1,6256
Zustand IIb	m,n =	0,4958	2,0467	-	-
Lineare Regression: Punktliste					
P1	x,y =	0	0	0	0
P2	x,y =	0,1638	3,9139	0,1117	2,4
P3	x,y =	4,7023	4,9066	0,7117	3,1
P4	x,y =	15,5688	10,2946	-	-



(a) B1-495: Spannungs-Dehnungs-Linie, x-Richtung (Schuss)



(b) B1-495: Spannungs-Dehnungs-Linie, y-Richtung (Kette)



(c) Überlagerte Spannungs-Dehnungs-Linien, zeitsynchrone Skalierung

Bild B.40: B1-495: Spannungs-Dehnungs-Linien

B1-496

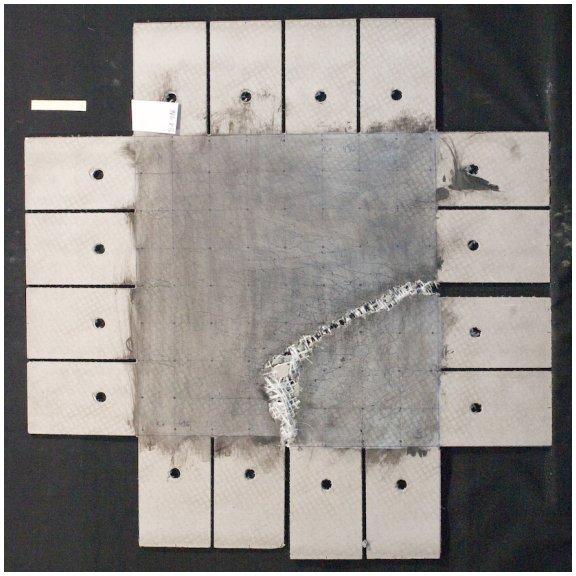
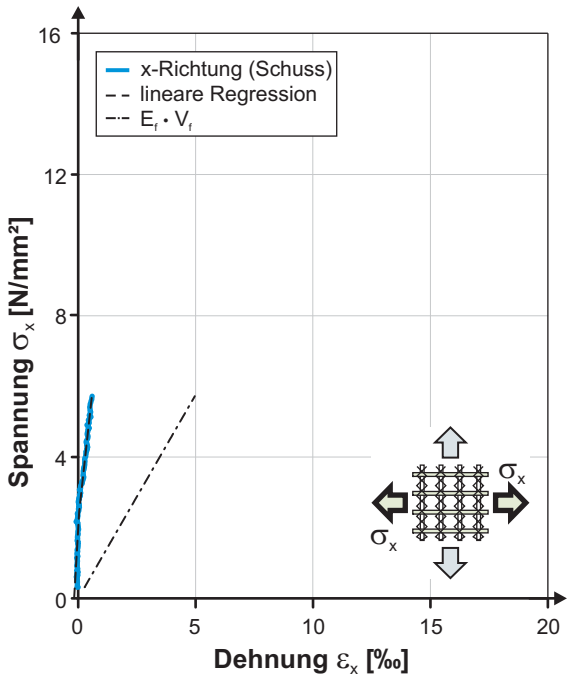


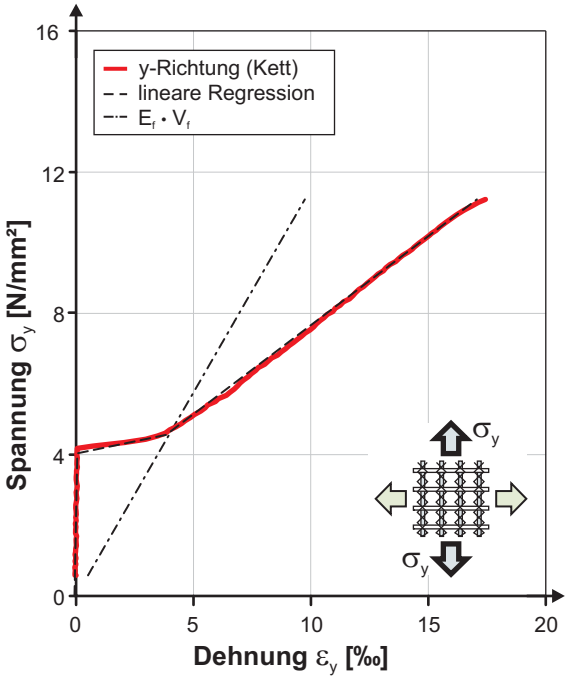
Bild B.41: Versuch B1-496: Bruchbild

Tabelle B.22: Versuch B1-496: Regressionsdaten

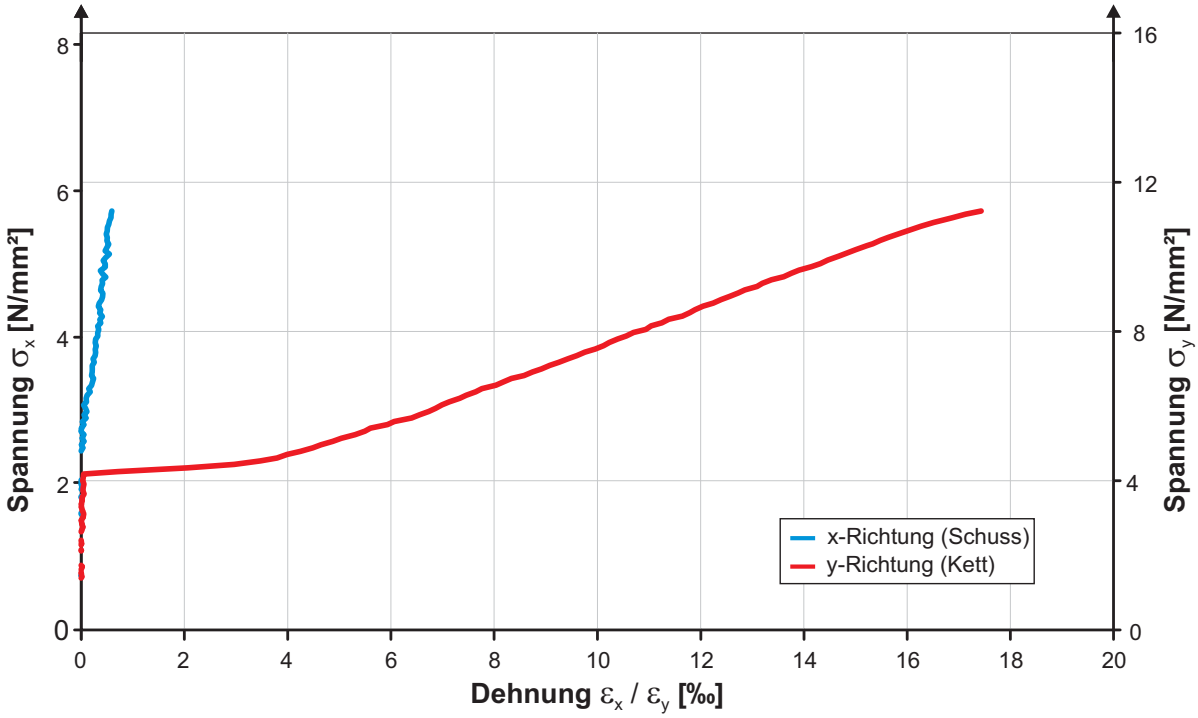
Allgemeine Angaben					
Spannungsverhältnis	α =	63 °			
Bewehrungsdrehwinkel	γ =	30 °			
Mittlere Plattendicke	d [mm] =	8,48			
Bruch:					
		x-Richtung		**y-Richtung**	
Bruchkraft	F [kN] =	19,414		38,0822	
Betonbruchspannung	σ_c [kN/mm^2] =	5,7235		11,2271	
Faserbruchspannung	σ_f [kN/mm^2] =	376		737	
Bruchdehnung	$\varepsilon_{c,versuch}$ [‰] =	0,5937		17,4292	
Lineare Regression: Geradengleichungen					
Zustand I	m,n =	11,4158	0	33,416	0
Zustand IIa	m,n =	6,0608	0,2173	0,1376	1,6806
Zustand IIb	m,n =	-	-	0,5037	0,2784
Lineare Regression: Punktliste					
P1	x,y =	0	0	0	0
P2	x,y =	0,2145	2,4483	0,1209	4,04
P3	x,y =	0,7549	5,7235	3,9004	4,56
P4	x,y =	-	-	17,1369	11,2271



(a) B1-496: Spannungs-Dehnungs-Linie, x-Richtung (Schuss)



(b) B1-496: Spannungs-Dehnungs-Linie, y-Richtung (Kette)



(c) Überlagerte Spannungs-Dehnungs-Linien, zeitsynchrone Skalierung

Bild B.42: B1-496: Spannungs-Dehnungs-Linien

B1-497

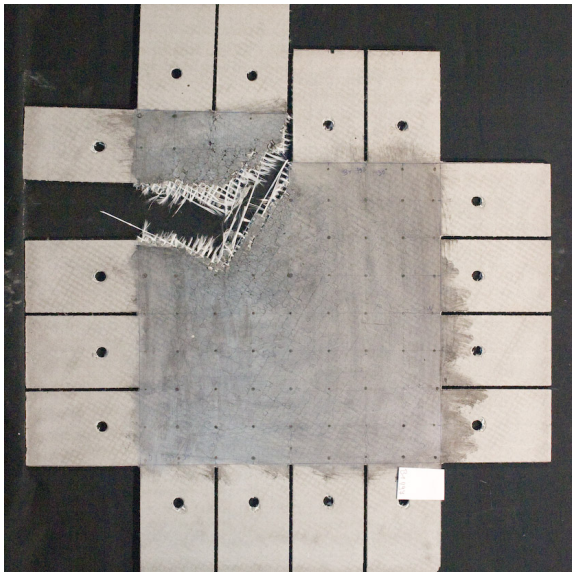
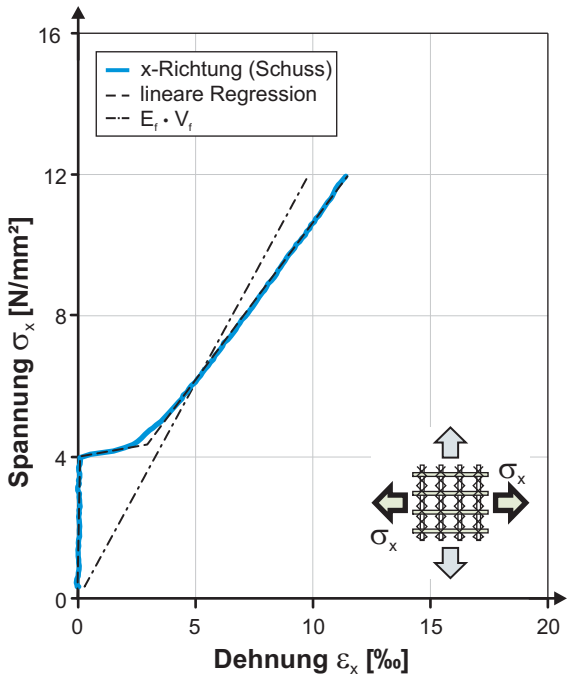


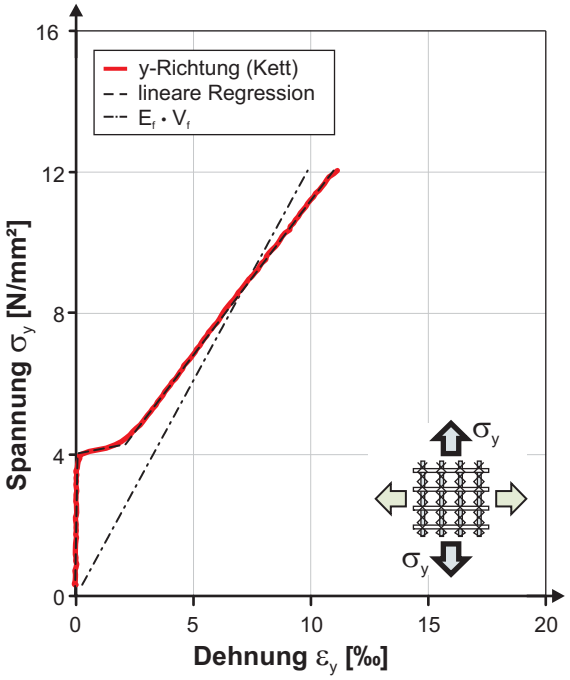
Bild B.43: Versuch B1-497: Bruchbild

Tabelle B.23: Versuch B1-497: Regressionsdaten

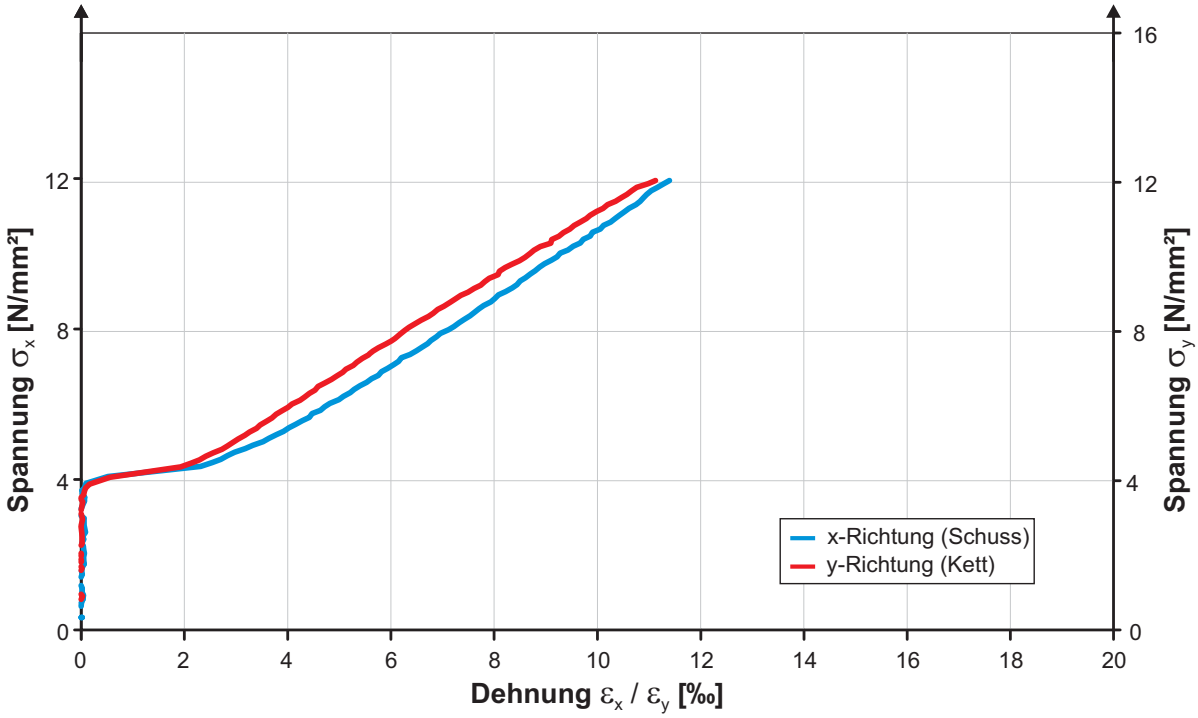
Allgemeine Angaben					
Spannungsverhältnis	α =	45 °			
Bewehrungsdrehwinkel	γ =	30 °			
Mittlere Plattendicke	d [mm] =	8,0025			
Bruch:					
		x-Richtung		**y-Richtung**	
Bruchkraft	F [kN] =	38,2502		38,5614	
Betonbruchspannung	σ_c [kN/mm^2] =	11,9495		12,0467	
Faserbruchspannung	σ_f [kN/mm^2] =	740		746	
Bruchdehnung	$\varepsilon_{c,versuch}$ [‰] =	11,3968		11,1267	
Lineare Regression: Geradengleichungen					
Zustand I	m,n =	33,8669	0	36,6576	0
Zustand IIa	m,n =	0,1172	2,7472	0,1261	2,2211
Zustand IIb	m,n =	0,8913	0,4712	0,8749	0,644
Lineare Regression: Punktliste					
P1	x,y =	0	0	0	0
P2	x,y =	0,1187	4,02	0,1101	4,036
P3	x,y =	2,9773	4,355	2,1555	4,294
P4	x,y =	11,4976	11,9495	11,0167	12,0467



(a) B1-497: Spannungs-Dehnungs-Linie, x-Richtung (Schuss)



(b) B1-497: Spannungs-Dehnungs-Linie, y-Richtung (Kette)



(c) Überlagerte Spannungs-Dehnungs-Linien, zeitsynchrone Skalierung

Bild B.44: B1-497: Spannungs-Dehnungs-Linien

B1-498

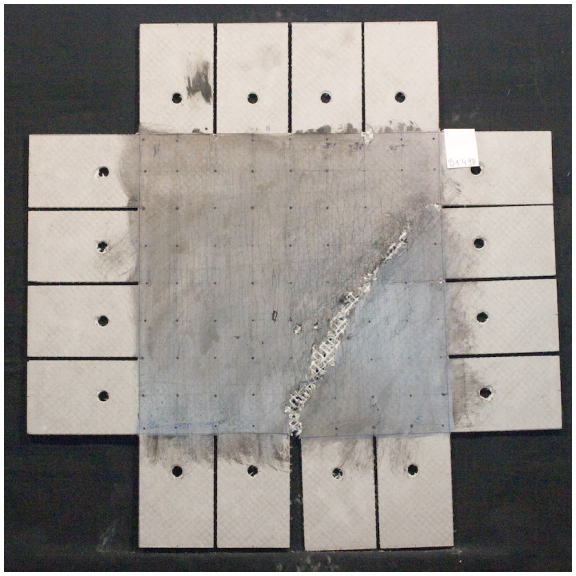
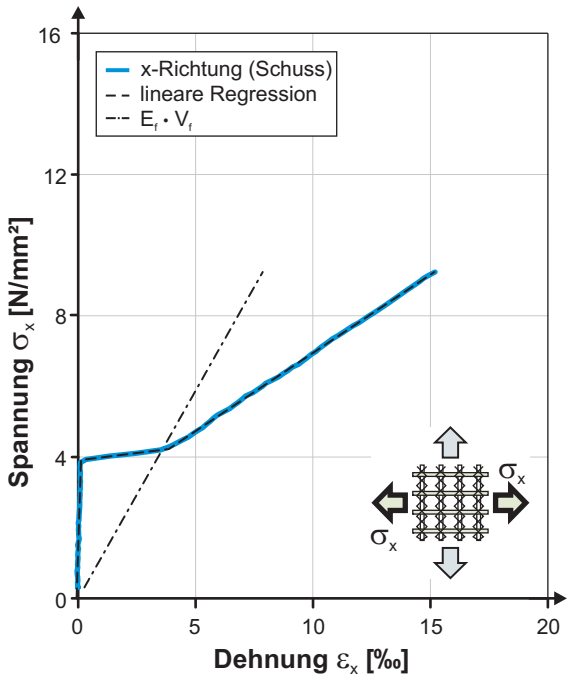


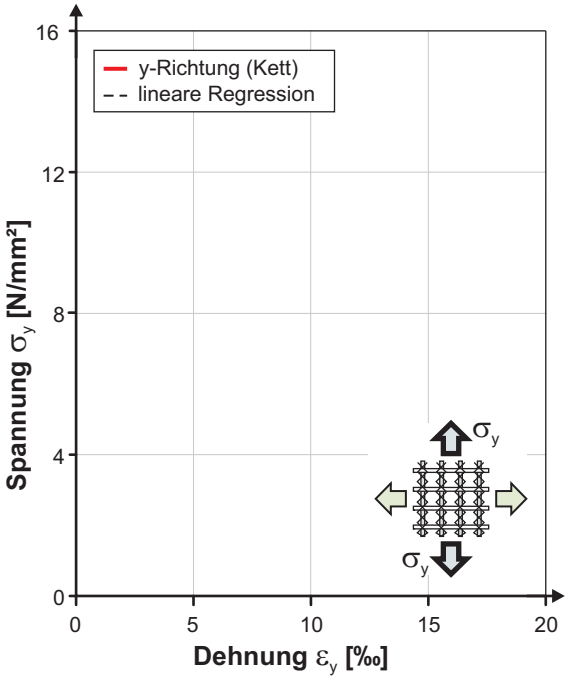
Bild B.45: Versuch B1-498: Bruchbild

Tabelle B.24: Versuch B1-498: Regressionsdaten

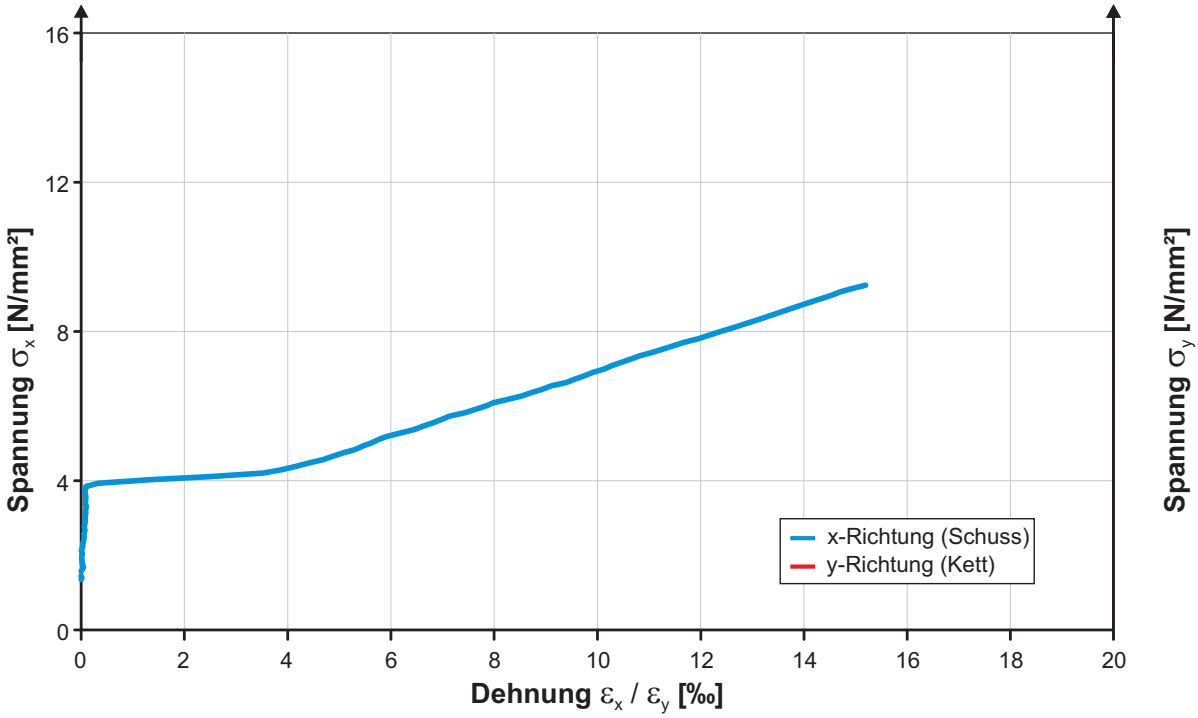
Allgemeine Angaben					
Spannungsverhältnis	α =	0 °			
Bewehrungsdrehwinkel	γ =	45 °			
Mittlere Plattendicke	d [mm] =	8,3125			
Bruch:					
		x-Richtung		**y-Richtung**	
Bruchkraft	F [kN] =	30,7237		0,9814	
Betonbruchspannung	σ_c [kN/mm^2] =	9,2402		0,2951	
Faserbruchspannung	σ_f [kN/mm^2] =	595		19	
Bruchdehnung	$\varepsilon_{c,versuch}$ [‰] =	15,1964		-0,2608	
Lineare Regression: Geradengleichungen					
Zustand I	m,n =	20,7629	0	-	-
Zustand IIa	m,n =	0,0826	2,451	-	-
Zustand IIb	m,n =	0,4431	1,0616	-	-
Lineare Regression: Punktliste					
P1	x,y =	0	0	0	0
P2	x,y =	0,1887	3,9181	0	0
P3	x,y =	3,924	4,2265	0	0
P4	x,y =	15,2389	9,2402	0	0



(a) B1-498: Spannungs-Dehnungs-Linie, x-Richtung (Schuss)



(b) B1-498: Spannungs-Dehnungs-Linie, y-Richtung (Kette)



(c) Überlagerte Spannungs-Dehnungs-Linien, zeitsynchrone Skalierung

Bild B.46: B1-498: Spannungs-Dehnungs-Linien

B1-499

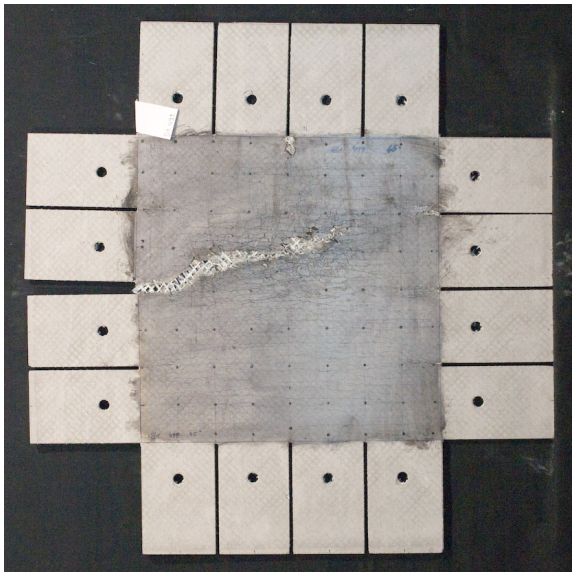
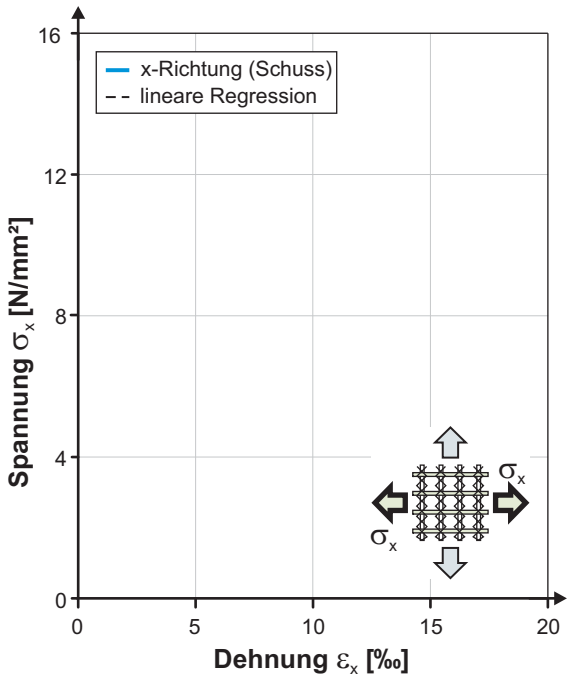


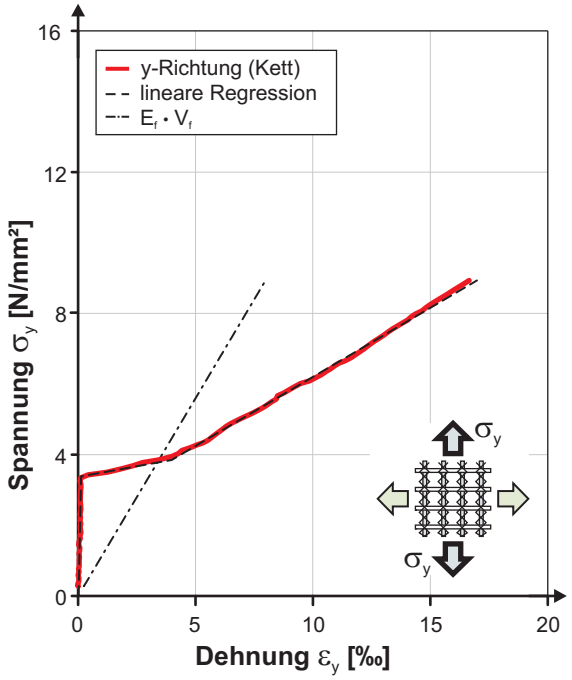
Bild B.47: Versuch B1-499: Bruchbild

Tabelle B.25: Versuch B1-499: Regressionsdaten

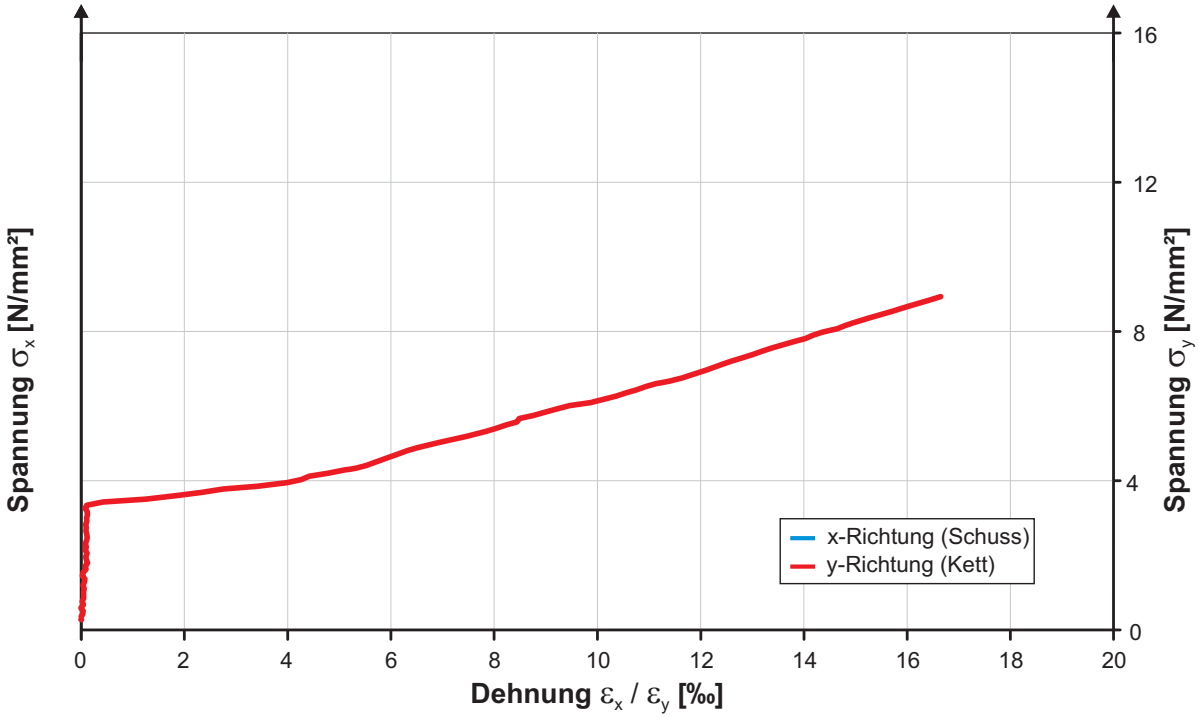
Allgemeine Angaben					
Spannungsverhältnis	α =	90 °			
Bewehrungsdrehwinkel	γ =	45 °			
Mittlere Plattendicke	d [mm] =	8,7325			
Bruch:					
		x-Richtung		**y-Richtung**	
Bruchkraft	F [kN] =	1,0826		31,205	
Betonbruchspannung	σ_c [kN/mm^2] =	0,3099		8,9336	
Faserbruchspannung	σ_f [kN/mm^2] =	21		604	
Bruchdehnung	$\varepsilon_{c,versuch}$ [‰] =	-0,3584		16,6515	
Lineare Regression: Geradengleichungen					
Zustand I	m,n =	-	-	30,8831	0
Zustand IIa	m,n =	-	-	0,1197	3,9521
Zustand IIb	m,n =	-	-	0,3911	2,8709
Lineare Regression: Punktliste					
P1	x,y =	0	0	0	0
P2	x,y =	0	0	0,1097	3,3877
P3	x,y =	0	0	3,965	3,8493
P4	x,y =	0	0	16,9645	8,9336



(a) B1-499: Spannungs-Dehnungs-Linie, x-Richtung (Schuss)



(b) B1-499: Spannungs-Dehnungs-Linie, y-Richtung (Kette)



(c) Überlagerte Spannungs-Dehnungs-Linien, zeitsynchrone Skalierung

Bild B.48: B1-499: Spannungs-Dehnungs-Linien

B1-500

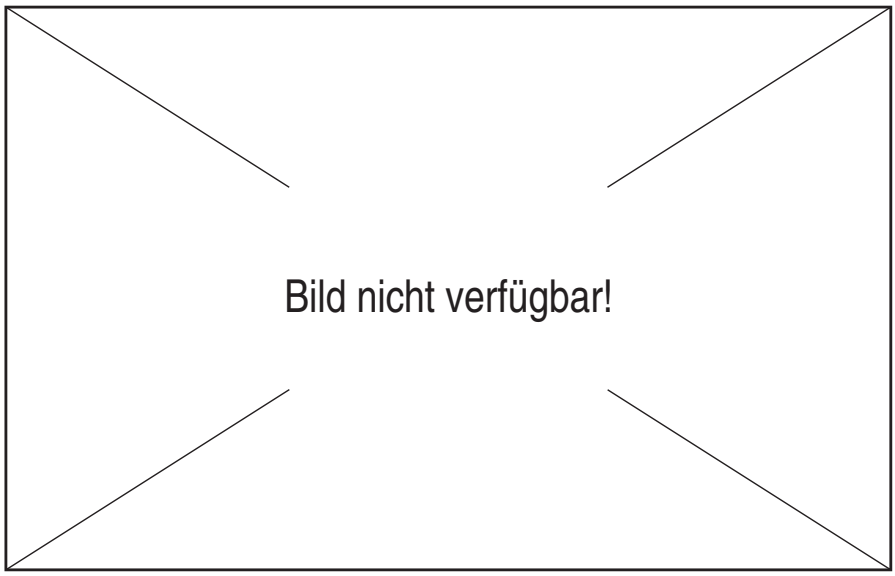
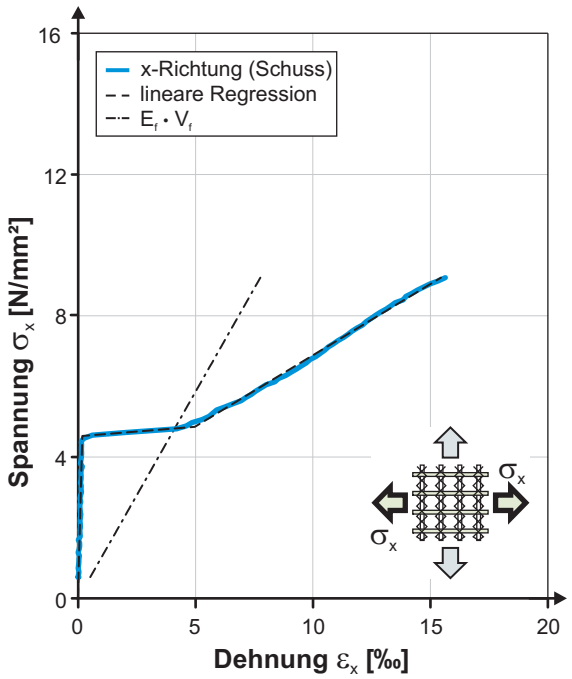


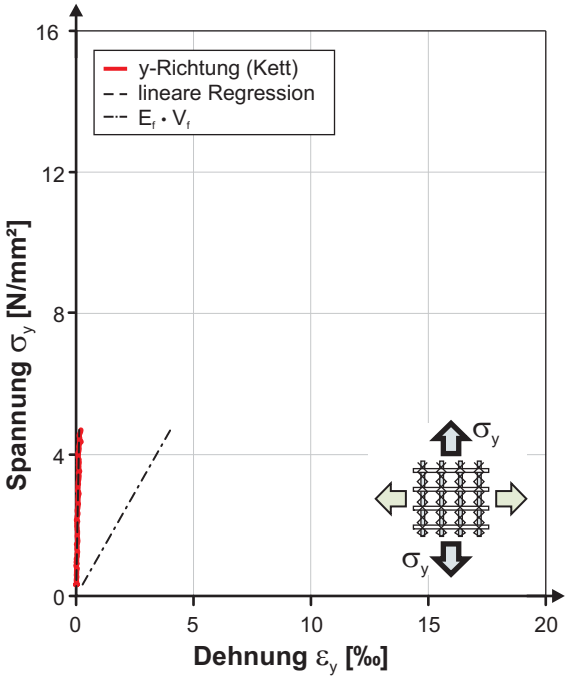
Bild B.49: Versuch B1-500: Bruchbild

Tabelle B.26: Versuch B1-500: Regressionsdaten

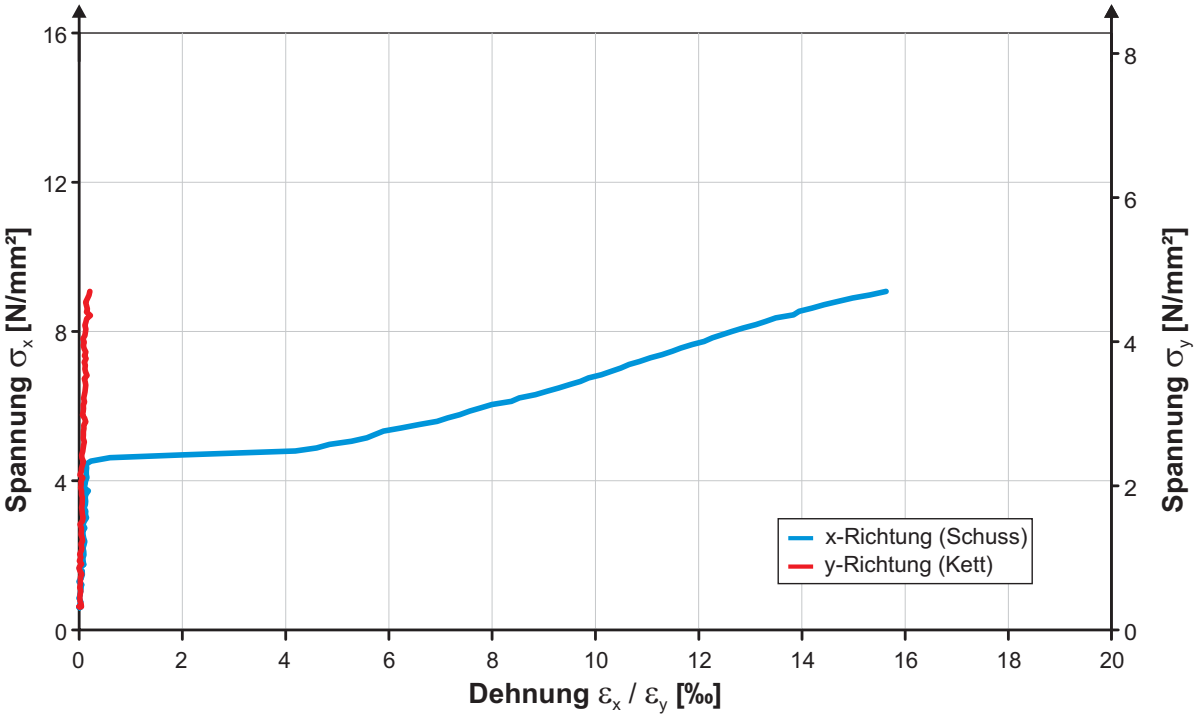
Allgemeine Angaben					
Spannungsverhältnis	α =	27 °			
Bewehrungsdrehwinkel	γ =	45 °			
Mittlere Plattendicke	d [mm] =	8,35			
Bruch:					
		x-Richtung		**y-Richtung**	
Bruchkraft	F [kN] =	30,3283		15,6928	
Betonbruchspannung	σ_c [kN/mm^2] =	9,0803		4,6984	
Faserbruchspannung	σ_f [kN/mm^2] =	587		304	
Bruchdehnung	$\varepsilon_{c,versuch}$ [‰] =	15,6332		0,2072	
Lineare Regression: Geradengleichungen					
Zustand I	m,n =	24,4072	0	35,1972	0
Zustand IIa	m,n =	0,0538	4,2635	-	-
Zustand IIb	m,n =	0,4031	2,5295	-	-
Lineare Regression: Punktliste					
P1	x,y =	0	0	0	0
P2	x,y =	0,1884	4,5977	0,1335	4,6984
P3	x,y =	4,9773	4,8551	-	-
P4	x,y =	15,4599	9,0803	-	-



(a) B1-500: Spannungs-Dehnungs-Linie, x-Richtung (Schuss)



(b) B1-500: Spannungs-Dehnungs-Linie, y-Richtung (Kette)



(c) Überlagerte Spannungs-Dehnungs-Linien, zeitsynchrone Skalierung

Bild B.50: B1-500: Spannungs-Dehnungs-Linien

B1-501

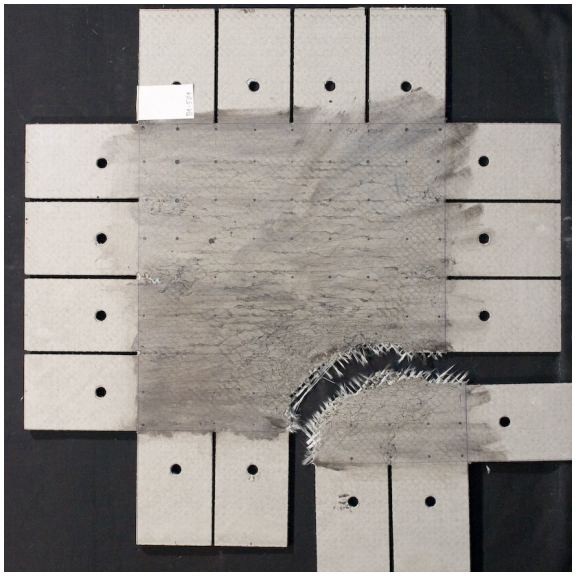
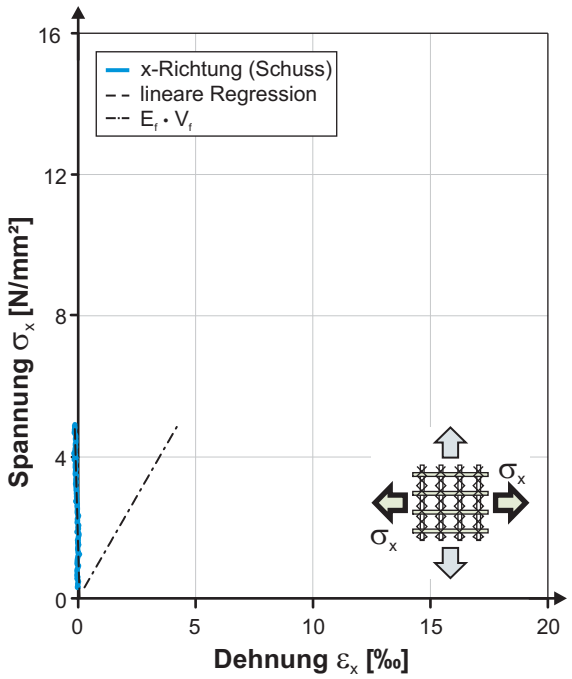


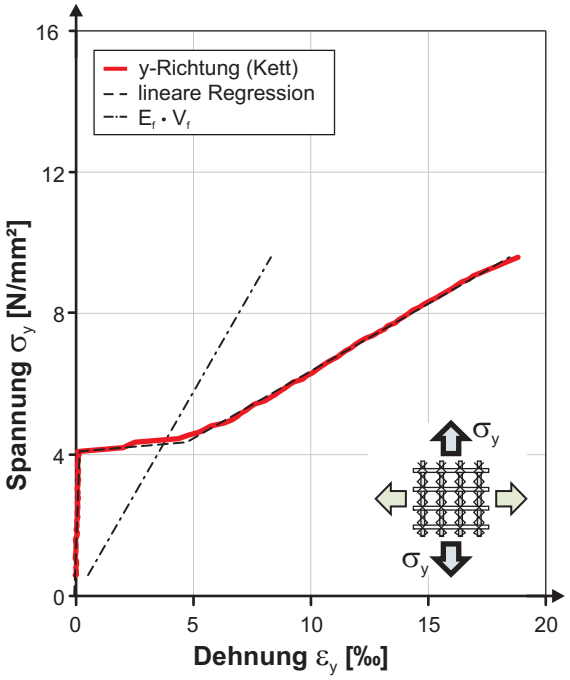
Bild B.51: Versuch B1-501: Bruchbild

Tabelle B.27: Versuch B1-501: Regressionsdaten

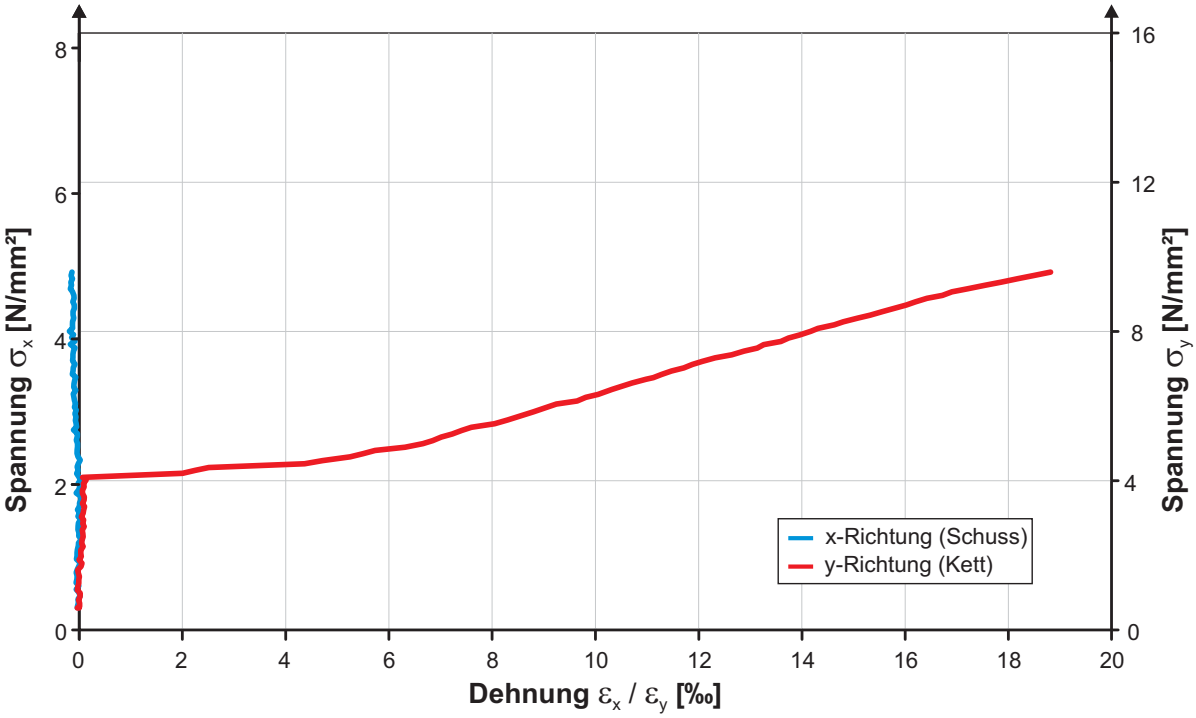
Allgemeine Angaben					
Spannungsverhältnis	α =	63 °			
Bewehrungsdrehwinkel	γ =	45 °			
Mittlere Plattendicke	d [mm] =	8,455			
Bruch:					
		x-Richtung		**y-Richtung**	
Bruchkraft	F [kN] =	16,6392		32,4402	
Betonbruchspannung	σ_c [kN/mm^2] =	4,9199		9,592	
Faserbruchspannung	σ_f [kN/mm^2] =	322		628	
Bruchdehnung	$\varepsilon_{c,versuch}$ [‰] =	-0,1383		18,8188	
Lineare Regression: Geradengleichungen					
Zustand I	m,n =	-23,4337	0	17,5856	0
Zustand IIa	m,n =	-	-	0,0565	2,6799
Zustand IIb	m,n =	-	-	0,3811	1,151
Lineare Regression: Punktliste					
P1	x,y =	0	0	0	0
P2	x,y =	-0,21	4,9199	0,2329	4,0951
P3	x,y =	-	-	4,79	4,3526
P4	x,y =	-	-	18,538	9,592



(a) B1-501: Spannungs-Dehnungs-Linie, x-Richtung (Schuss)



(b) B1-501: Spannungs-Dehnungs-Linie, y-Richtung (Kette)



(c) Überlagerte Spannungs-Dehnungs-Linien, zeitsynchrone Skalierung

Bild B.52: B1-501: Spannungs-Dehnungs-Linien

B1-502

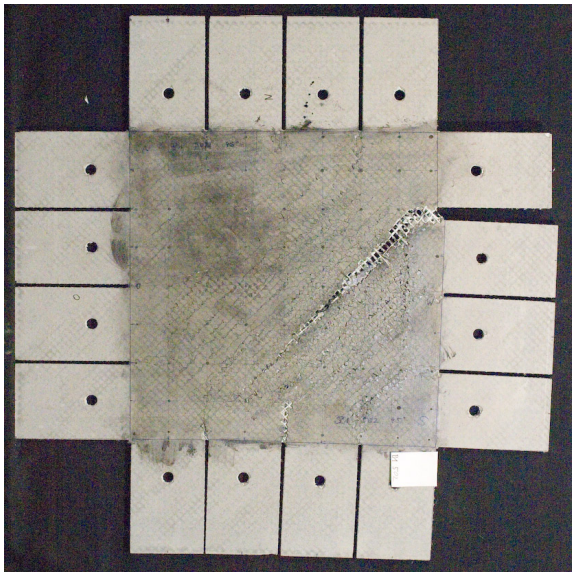
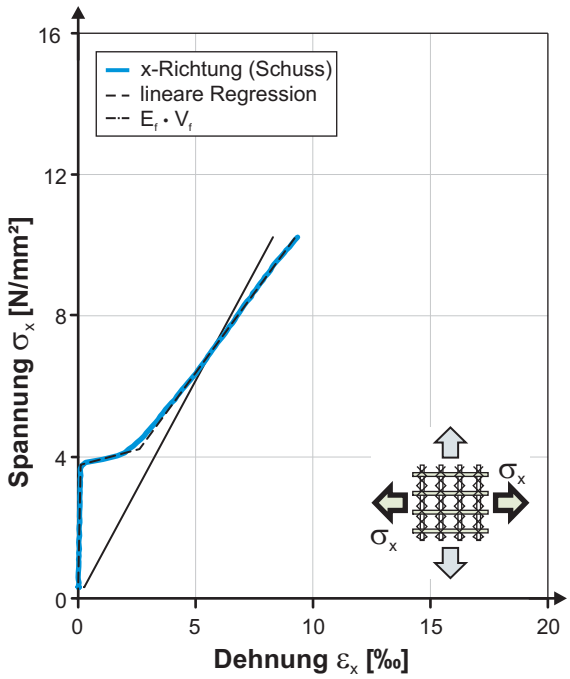


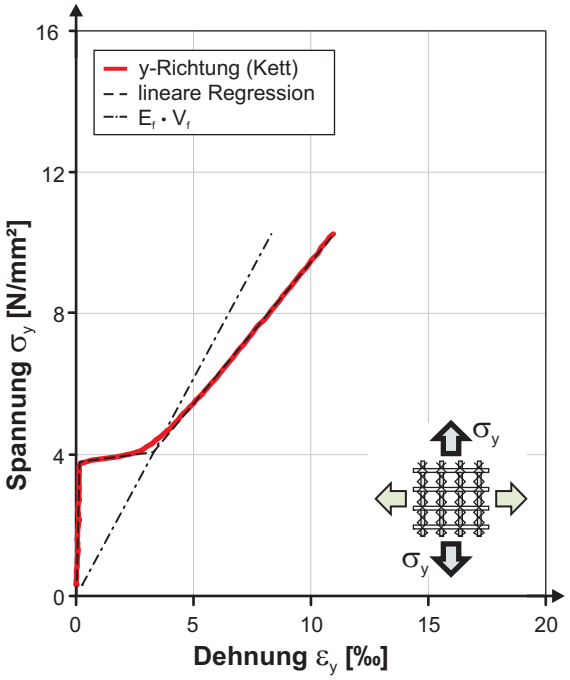
Bild B.53: Versuch B1-502: Bruchbild

Tabelle B.28: Versuch B1-502: Regressionsdaten

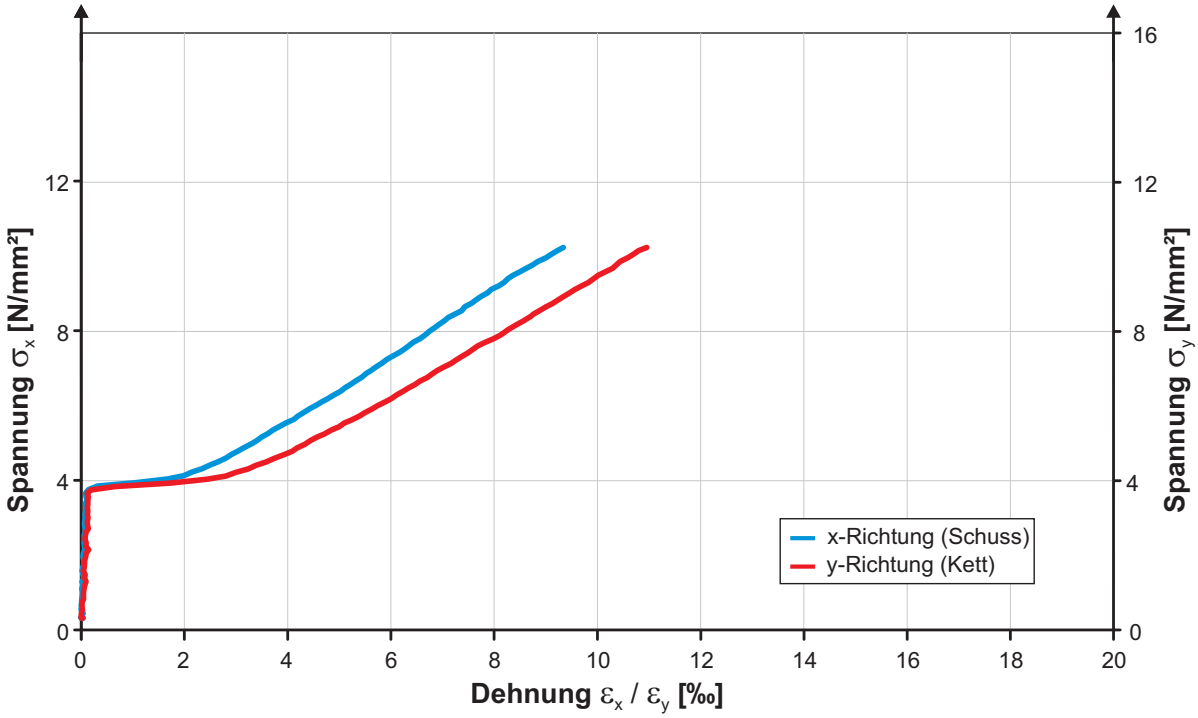
Allgemeine Angaben					
Spannungsverhältnis	α =	45 °			
Bewehrungsdrehwinkel	γ =	45 °			
Mittlere Plattendicke	d [mm] =	7,93			
Bruch:					
		x-Richtung		**y-Richtung**	
Bruchkraft	F [kN] =	32,4347		32,5164	
Betonbruchspannung	σ_c [kN/mm^2] =	10,2253		10,2511	
Faserbruchspannung	σ_f [kN/mm^2] =	628		629	
Bruchdehnung	$\varepsilon_{c,versuch}$ [‰] =	9,3411		10,9571	
Lineare Regression: Geradengleichungen					
Zustand I	m,n =	33,0959	0	27,916	0
Zustand IIa	m,n =	0,1779	3,4075	0,0866	4,2066
Zustand IIb	m,n =	0,9035	1,5139	0,8032	1,8465
Lineare Regression: Punktliste					
P1	x,y =	0	0	0	0
P2	x,y =	0,1143	3,782	0,1361	3,8007
P3	x,y =	2,6208	4,228	3,2784	4,0728
P4	x,y =	9,2589	10,2253	10,9703	10,2511



(a) B1-502: Spannungs-Dehnungs-Linie, x-Richtung (Schuss)



(b) B1-502: Spannungs-Dehnungs-Linie, y-Richtung (Kette)



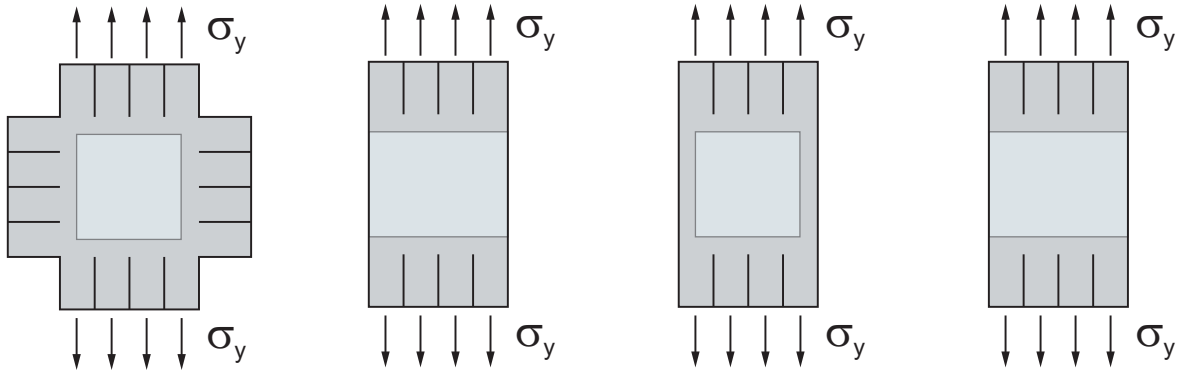
(c) Überlagerte Spannungs-Dehnungs-Linien, zeitsynchrone Skalierung

Bild B.54: B1-502: Spannungs-Dehnungs-Linien

B.3 Serie 4

B.3.1 Allgemeine Informationen

B.3.2 Versuchsprogramm



(a) Reihe A: Biaxial (P2) (b) Reihe A: Referenz (P1) (c) Reihe B: Uniaxial P1a (d) Reihe B: Referenz (P1)

Bild B.55: Serie 4: Einfluss aus materiellen & geometrischen Randstörungen (Reihe A) – Einfluss aus materiellen Randstörungen (Reihe B)

Tabelle B.29: Serie 4: Einfluss der Probekörpergeometrie auf das Spannungs-Dehnungs-Verhalten der Versuche mit AR-Glas, Bewehrungstyp: A00

Proben-Nr.	Beanspruchungsrichtung	Traglast Biaxialprobe [kN]	Traglast Referenz [kN]
Reihe A: geometrische und materielle Randstörungen			
B1-535	Kette ($\gamma = 0\,°$)	42,266	46,850
B1-536		41,080	41,628
B1-537		38,319	38,753
B1-538	Schuss ($\gamma = 90\,°$)	42,837	45,400
B1-539		41,010	51,265
B1-540		43,084	50,309
Reihe B: materielle Randstörungen			
B1-541	Kette ($\gamma = 0\,°$)	38,329	35,521
B1-542		37,872	36,444
B1-543		35,415	40,097
B1-544	Schuss ($\gamma = 90\,°$)	43,177	46,276
B1-545		40,403	48,398
B1-546		43,592	48,969

B.3.3 Einzelversuche B1-535 bis B1-546

B1-535

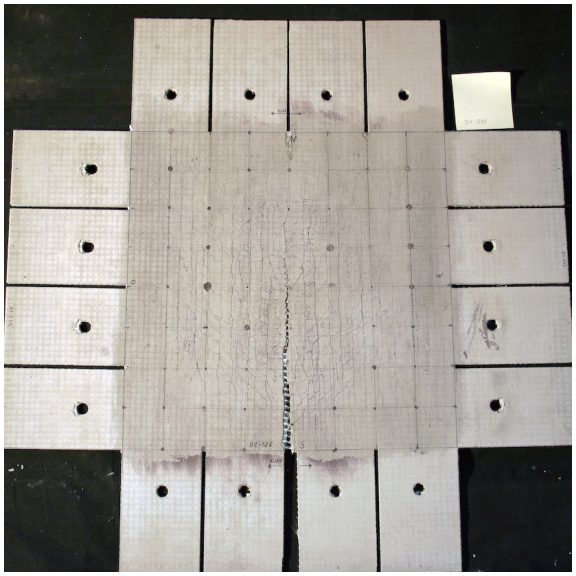


Bild B.56: Versuch B1-535: Bruchbild

Tabelle B.30: Versuch B1-535: Regressionsdaten

Allgemeine Angaben					
Spannungsverhältnis	α =	90 °			
Bewehrungsdrehwinkel	γ =	0 °			
Mittlere Plattendicke	d [mm] =	8,0325			
Bruch:					
		x-Richtung		**y-Richtung**	
Bruchkraft	F [kN] =	0		42,266	
Betonbruchspannung	σ_c [kN/mm^2] =	0		13,1547	
Faserbruchspannung	σ_f [kN/mm^2] =	0		818	
Bruchdehnung	$\varepsilon_{c,versuch}$ [‰] =	0,1352		10,1773	
Lineare Regression: Geradengleichungen					
Zustand I	m,n =	-	-	1,4494	0
Zustand IIa	m,n =	-	-	1,489	-0,0799
Zustand IIb	m,n =	-	-	1,3897	0,1674
Lineare Regression: Punktliste					
P1	x,y =	0	0	0	0
P2	x,y =	0	0	2,3294	3,3762
P3	x,y =	0	0	2,8021	4,08
P4	x,y =	0	0	9,3321	13,1547

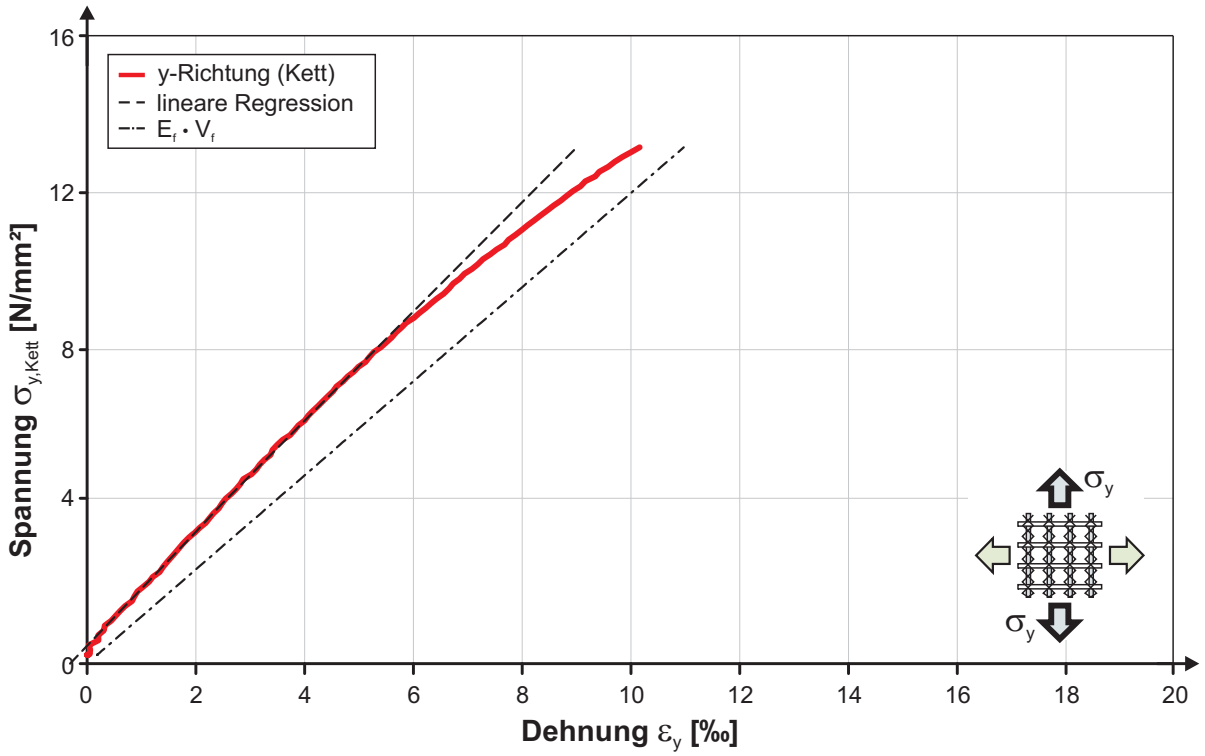


Bild B.57: B1-535: Spannungs-Dehnungs-Linie, y-Richtung (Kette)

B1-535-referenz

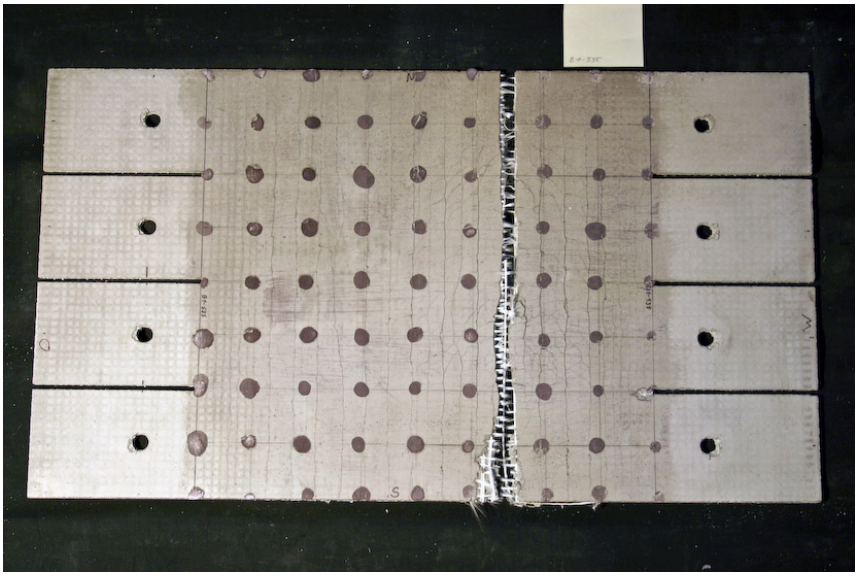


Bild B.58: Versuch B1-535-referenz: Bruchbild

Tabelle B.31: Versuch B1-535-referenz: Regressionsdaten

Allgemeine Angaben					
Spannungsverhältnis	α =	90 °			
Bewehrungsdrehwinkel	γ =	0 °			
Mittlere Plattendicke	d [mm] =	8,6525			
Bruch:					
		x-Richtung		**y-Richtung**	
Bruchkraft	F [kN] =	0		46,8504	
Betonbruchspannung	σ_c [kN/mm^2] =	0		13,5367	
Faserbruchspannung	σ_f [kN/mm^2] =	0		907	
Bruchdehnung	$\varepsilon_{c,versuch}$ [‰] =	-0,0107		15,0395	
Lineare Regression: Geradengleichungen					
Zustand I	m,n =	-	-	33,139	0
Zustand IIa	m,n =	-	-	0,124	2,1625
Zustand IIb	m,n =	-	-	0,889	-0,7447
Lineare Regression: Punktliste					
P1	x,y =	0	0	0	0
P2	x,y =	0	0	0,1029	3,41
P3	x,y =	0	0	3,8374	3,873
P4	x,y =	0	0	14,7074	13,5367

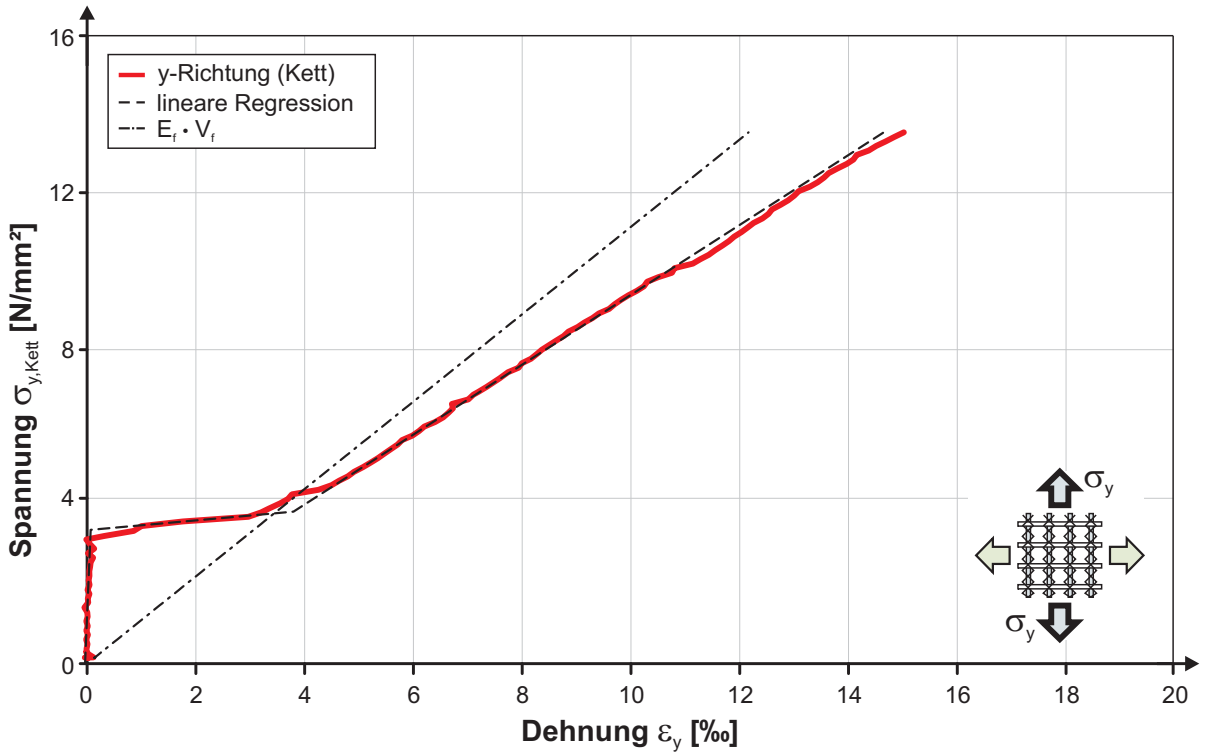


Bild B.59: B1-535-referenz: Spannungs-Dehnungs-Linie, y-Richtung (Kette)

B1-536

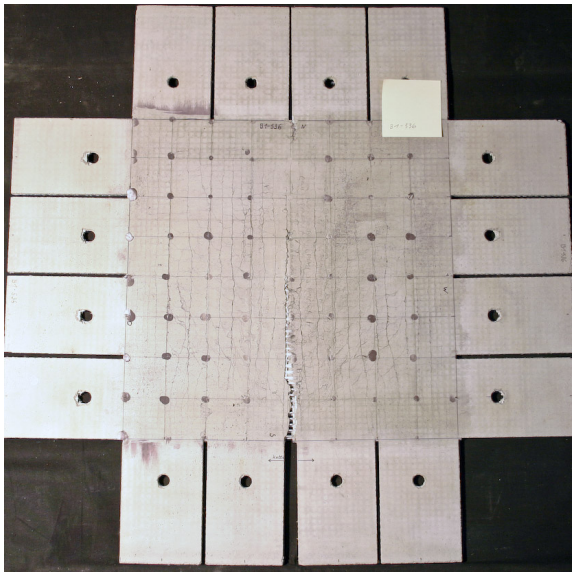


Bild B.60: Versuch B1-536: Bruchbild

Tabelle B.32: Versuch B1-536: Regressionsdaten

Allgemeine Angaben					
Spannungsverhältnis	α =	90 °			
Bewehrungsdrehwinkel	γ =	0 °			
Mittlere Plattendicke	d [mm] =	8,41			
Bruch:					
		x-Richtung		**y-Richtung**	
Bruchkraft	F [kN] =	0		41,0802	
Betonbruchspannung	σ_c [kN/mm^2] =	0		12,2117	
Faserbruchspannung	σ_f [kN/mm^2] =	0		795	
Bruchdehnung	$\varepsilon_{c,versuch}$ [‰] =	0,1502		11,8248	
Lineare Regression: Geradengleichungen					
Zustand I	m,n =	-	-	27,0747	0
Zustand IIa	m,n =	-	-	0,085	2,7592
Zustand IIb	m,n =	-	-	0,9514	-0,0544
Lineare Regression: Punktliste					
P1	x,y =	0	0	0	0
P2	x,y =	0	0	0,139	3,7646
P3	x,y =	0	0	3,2845	4,032
P4	x,y =	0	0	11,8824	12,2117

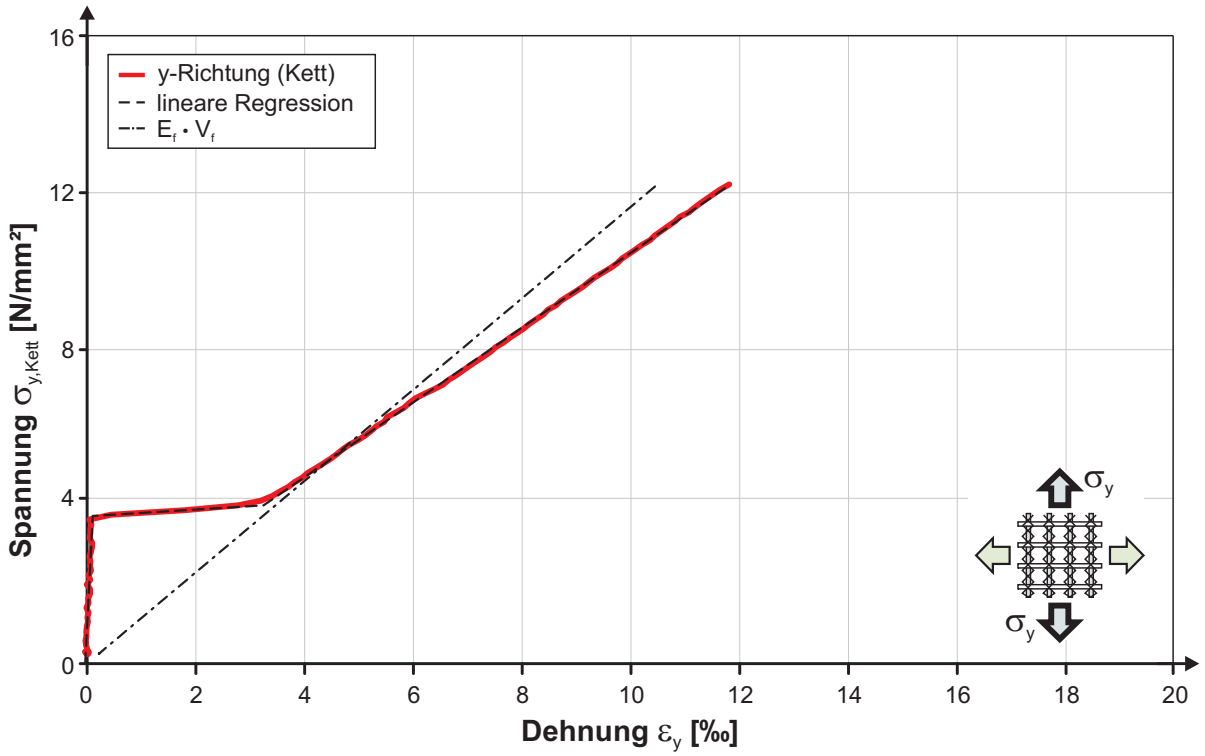


Bild B.61: B1-536: Spannungs-Dehnungs-Linie, y-Richtung (Kette)

B1-536-referenz

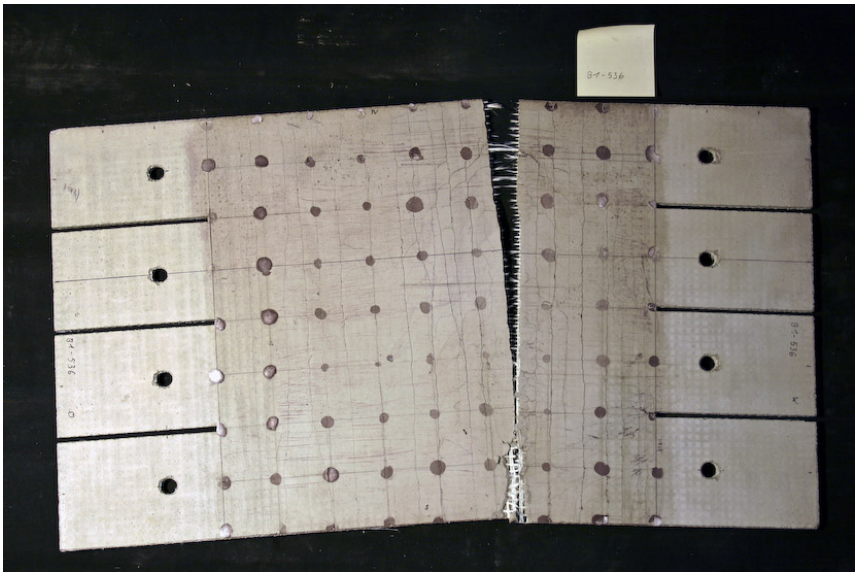


Bild B.62: Versuch B1-536-referenz: Bruchbild

Tabelle B.33: Versuch B1-536-referenz: Regressionsdaten

Allgemeine Angaben					
Spannungsverhältnis	α =	90 °			
Bewehrungsdrehwinkel	γ =	0 °			
Mittlere Plattendicke	d [mm] =	9,1125			
Bruch:					
		x-Richtung		**y-Richtung**	
Bruchkraft	F [kN] =	0		41,6278	
Betonbruchspannung	σ_c [kN/mm^2] =	0		11,4205	
Faserbruchspannung	σ_f [kN/mm^2] =	0		806	
Bruchdehnung	$\varepsilon_{c,versuch}$ [‰] =	0,1543		13,5061	
Lineare Regression: Geradengleichungen					
Zustand I	m,n =	-	-	35,0664	0
Zustand IIa	m,n =	-	-	0,2334	3,0061
Zustand IIb	m,n =	-	-	0,8295	-0,0763
Lineare Regression: Punktliste					
P1	x,y =	0	0	0	0
P2	x,y =	0	0	0,0943	3,3068
P3	x,y =	0	0	5,1784	4,4932
P4	x,y =	0	0	13,5294	11,4205

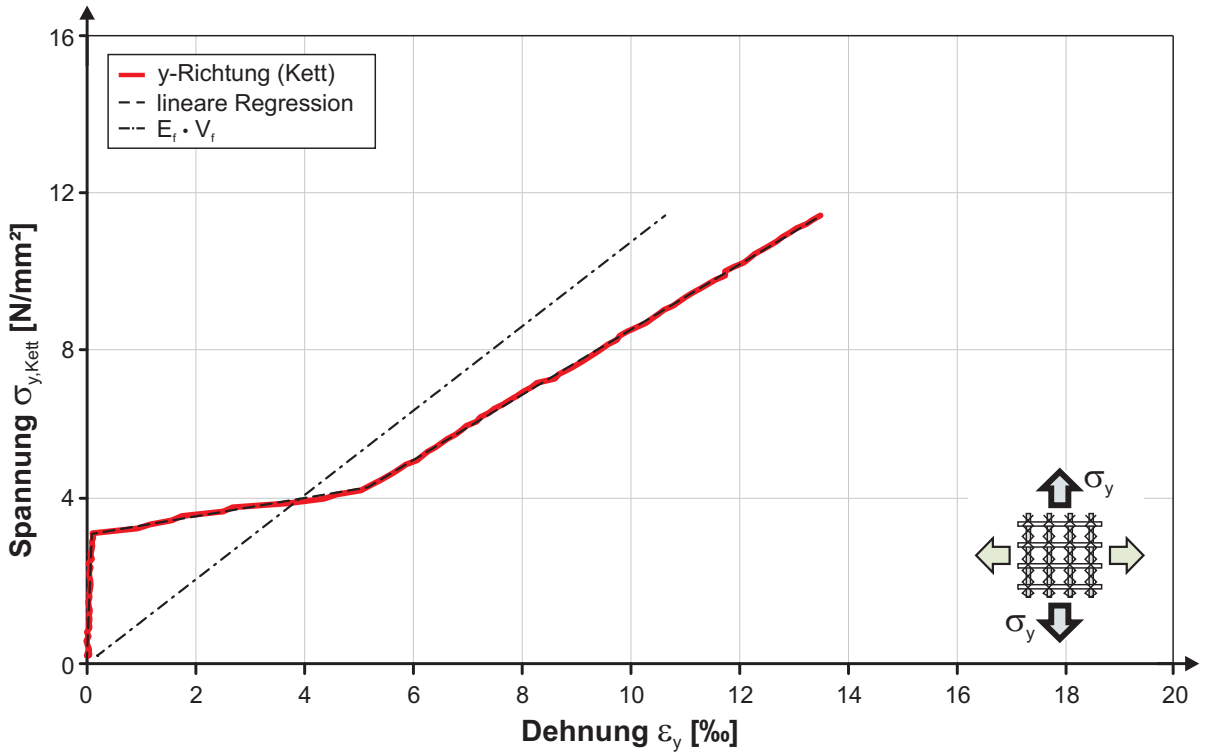


Bild B.63: B1-536-referenz: Spannungs-Dehnungs-Linie, y-Richtung (Kette)

B1-537

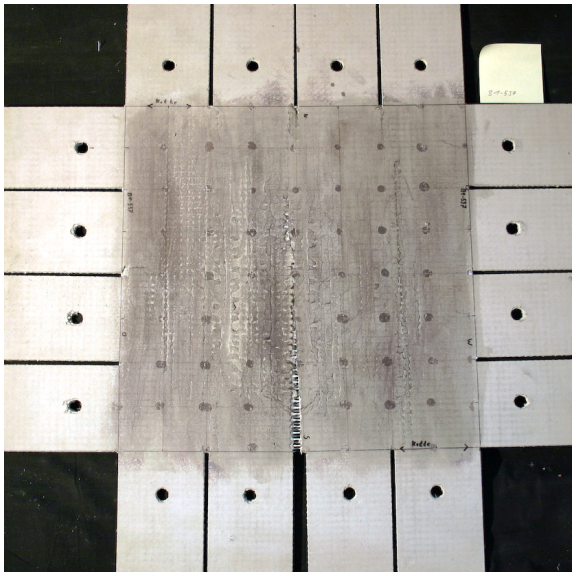


Bild B.64: Versuch B1-537: Bruchbild

Tabelle B.34: Versuch B1-537: Regressionsdaten

Allgemeine Angaben					
Spannungsverhältnis	α =	90 °			
Bewehrungsdrehwinkel	γ =	0 °			
Mittlere Plattendicke	d [mm] =	7,92			
Bruch:					
		x-Richtung		**y-Richtung**	
Bruchkraft	F [kN] =	0		38,3186	
Betonbruchspannung	σ_c [kN/mm^2] =	0		12,0955	
Faserbruchspannung	σ_f [kN/mm^2] =	0		742	
Bruchdehnung	$\varepsilon_{c,versuch}$ [‰] =	0,2492		11,3056	
Lineare Regression: Geradengleichungen					
Zustand I	m,n =	-	-	41,6631	0
Zustand IIa	m,n =	-	-	0,0736	1,7135
Zustand IIb	m,n =	-	-	1,0205	-1,3753
Lineare Regression: Punktliste					
P1	x,y =	0	0	0	0
P2	x,y =	0	0	0,0932	3,883
P3	x,y =	0	0	3,314	4,12
P4	x,y =	0	0	11,1295	12,0955

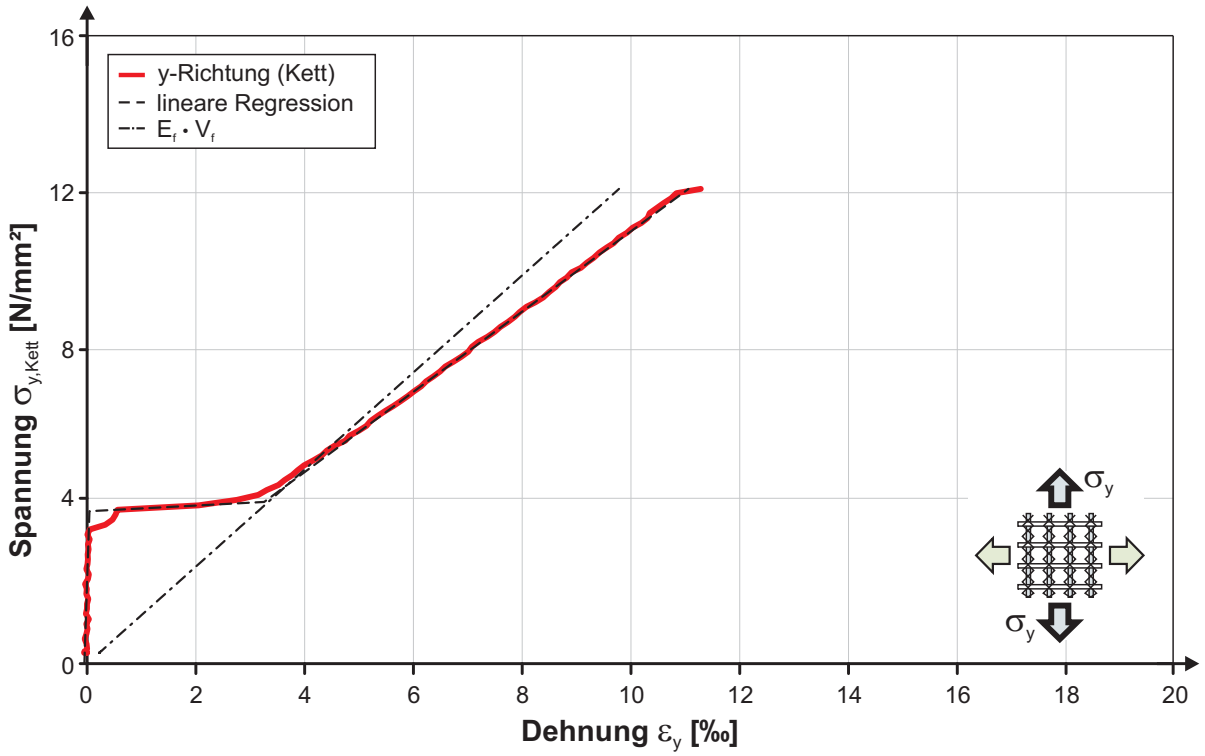


Bild B.65: B1-537: Spannungs-Dehnungs-Linie, y-Richtung (Kette)

B1-537-referenz

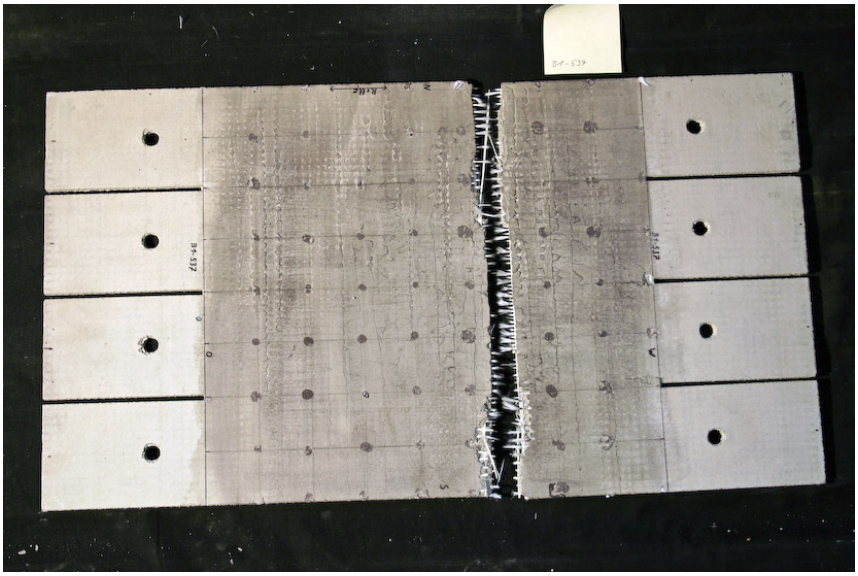


Bild B.66: Versuch B1-537-referenz: Bruchbild

Tabelle B.35: Versuch B1-537-referenz: Regressionsdaten

Allgemeine Angaben					
Spannungsverhältnis	α =	90 °			
Bewehrungsdrehwinkel	γ =	0 °			
Mittlere Plattendicke	d [mm] =	8,6725			
Bruch:					
		x-Richtung		**y-Richtung**	
Bruchkraft	F [kN] =	0		38,7533	
Betonbruchspannung	σ_c [kN/mm^2] =	0		11,1713	
Faserbruchspannung	σ_f [kN/mm^2] =	0		750	
Bruchdehnung	$\varepsilon_{c,versuch}$ [‰] =	0,0896		11,8934	
Lineare Regression: Geradengleichungen					
Zustand I	m,n =	-	-	34,8643	0
Zustand IIa	m,n =	-	-	0,1678	3,2476
Zustand IIb	m,n =	-	-	0,8743	0,8948
Lineare Regression: Punktliste					
P1	x,y =	0	0	0	0
P2	x,y =	0	0	0,0958	3,34
P3	x,y =	0	0	3,3322	3,883
P4	x,y =	0	0	11,668	11,1713

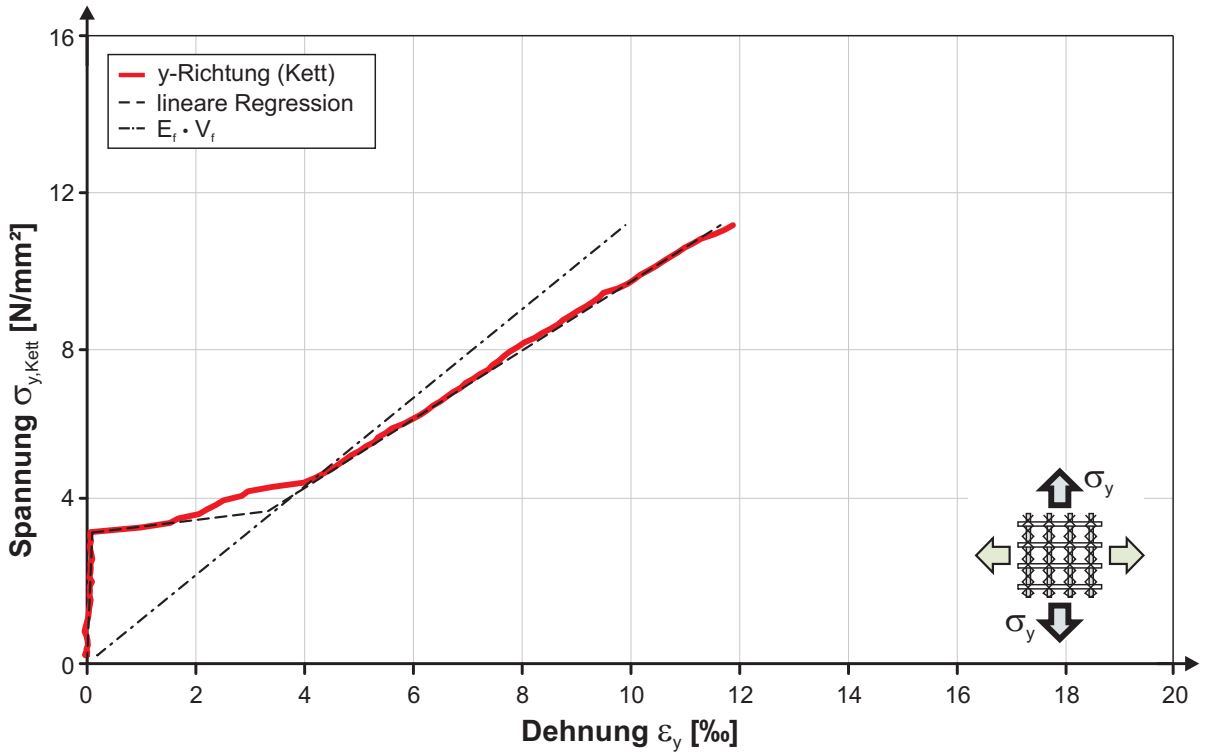


Bild B.67: B1-537-referenz: Spannungs-Dehnungs-Linie, y-Richtung (Kette)

B1-538

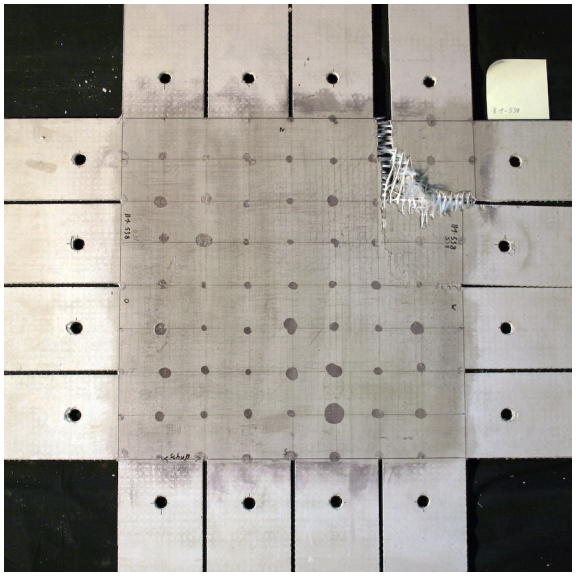


Bild B.68: Versuch B1-538: Bruchbild

Tabelle B.36: Versuch B1-538: Regressionsdaten

Allgemeine Angaben					
Spannungsverhältnis	α =	90 °			
Bewehrungsdrehwinkel	γ =	90 °			
Mittlere Plattendicke	d [mm] =	8,2375			
Bruch:					
		x-Richtung		**y-Richtung**	
Bruchkraft	F [kN] =	0		42,8369	
Betonbruchspannung	σ_c [kN/mm^2] =	0		13,0006	
Faserbruchspannung	σ_f [kN/mm^2] =	0		829	
Bruchdehnung	$\varepsilon_{c,versuch}$ [‰] =	0,0945		11,3957	
Lineare Regression: Geradengleichungen					
Zustand I	m,n =	-	-	31,0172	0
Zustand IIa	m,n =	-	-	0,1979	2,8847
Zustand IIb	m,n =	-	-	1,0301	0,6886
Lineare Regression: Punktliste					
P1	x,y =	0	0	0	0
P2	x,y =	0	0	0,115	3,567
P3	x,y =	0	0	2,6604	4,0707
P4	x,y =	0	0	11,3298	13,0006

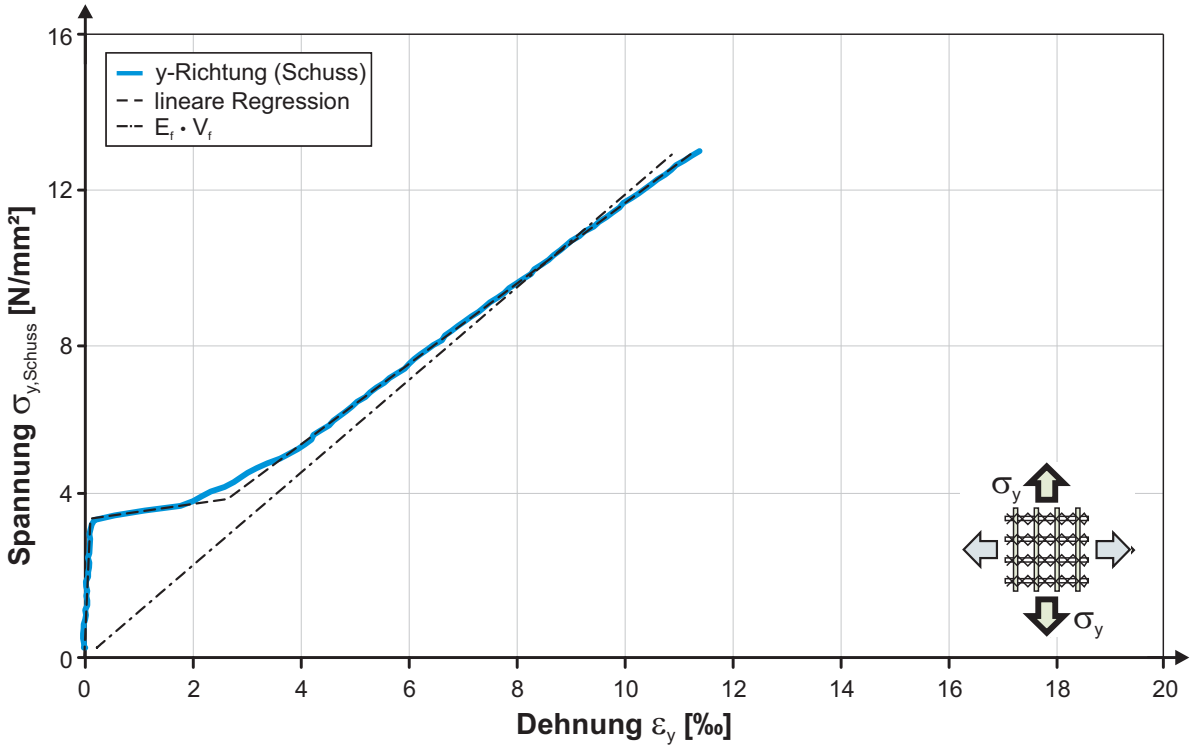


Bild B.69: B1-538: Spannungs-Dehnungs-Linie, y-Richtung (Schuss)

B1-538-referenz

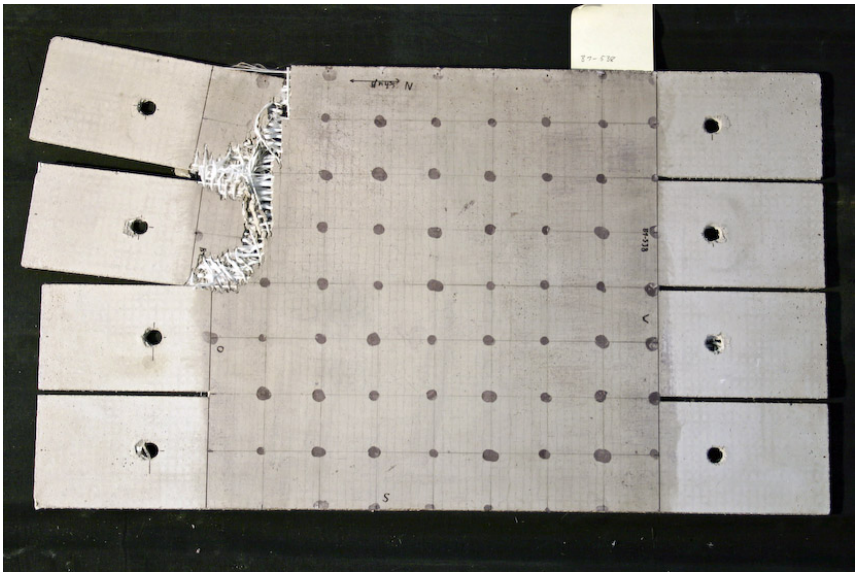


Bild B.70: Versuch B1-538-referenz: Bruchbild

Tabelle B.37: Versuch B1-538-referenz: Regressionsdaten

Allgemeine Angaben					
Spannungsverhältnis	α =	90 °			
Bewehrungsdrehwinkel	γ =	90 °			
Mittlere Plattendicke	d [mm] =	8,7025			
Bruch:					
		x-Richtung		**y-Richtung**	
Bruchkraft	F [kN] =	0		45,3996	
Betonbruchspannung	σ_c [kN/mm^2] =	0		13,0421	
Faserbruchspannung	σ_f [kN/mm^2] =	0		879	
Bruchdehnung	$\varepsilon_{c,versuch}$ [‰] =	0,1203		12,7091	
Lineare Regression: Geradengleichungen					
Zustand I	m,n =	-	-	69,856	0
Zustand IIa	m,n =	-	-	0,0726	3,4403
Zustand IIb	m,n =	-	-	1,0518	-0,0453
Lineare Regression: Punktliste					
P1	x,y =	0	0	0	0
P2	x,y =	0	0	0,0486	3,395
P3	x,y =	0	0	3,5593	3,65
P4	x,y =	0	0	12,4893	13,0421

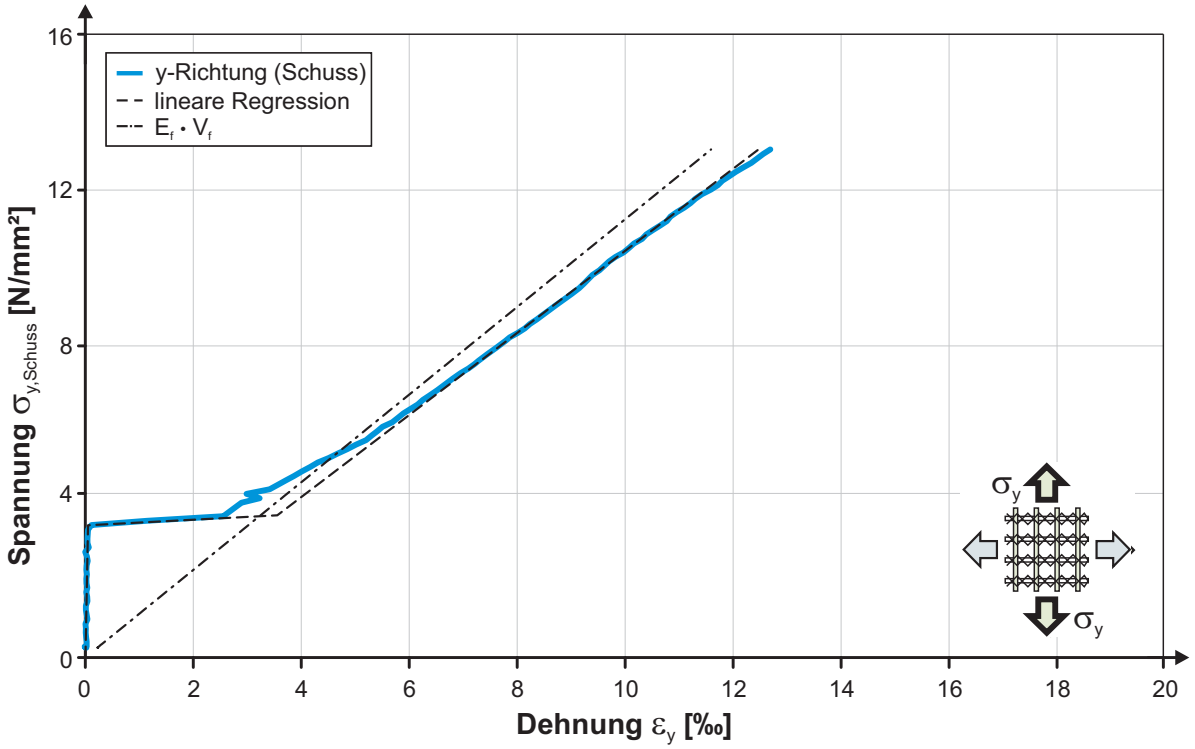


Bild B.71: B1-538-referenz: Spannungs-Dehnungs-Linie, y-Richtung (Schuss)

B1-539

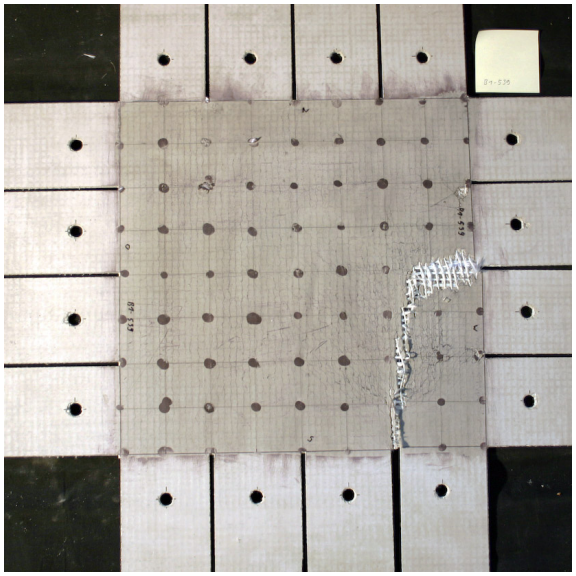


Bild B.72: Versuch B1-539: Bruchbild

Tabelle B.38: Versuch B1-539: Regressionsdaten

Allgemeine Angaben					
Spannungsverhältnis	α =	90 °			
Bewehrungsdrehwinkel	γ =	90 °			
Mittlere Plattendicke	d [mm] =	7,975			
Bruch:					
		x-Richtung		**y-Richtung**	
Bruchkraft	F [kN] =	0		41,0097	
Betonbruchspannung	σ_c [kN/mm^2] =	0		12,8557	
Faserbruchspannung	σ_f [kN/mm^2] =	0		794	
Bruchdehnung	$\varepsilon_{c,versuch}$ [‰] =	-0,045		10,9663	
Lineare Regression: Geradengleichungen					
Zustand I	m,n =	-	-	14,8641	0
Zustand IIa	m,n =	-	-	0,3326	1,9843
Zustand IIb	m,n =	-	-	1,0601	0,1714
Lineare Regression: Punktliste					
P1	x,y =	0	0	0	0
P2	x,y =	0	0	0,2186	3,2488
P3	x,y =	0	0	2,5739	4,0322
P4	x,y =	0	0	10,8971	12,8557

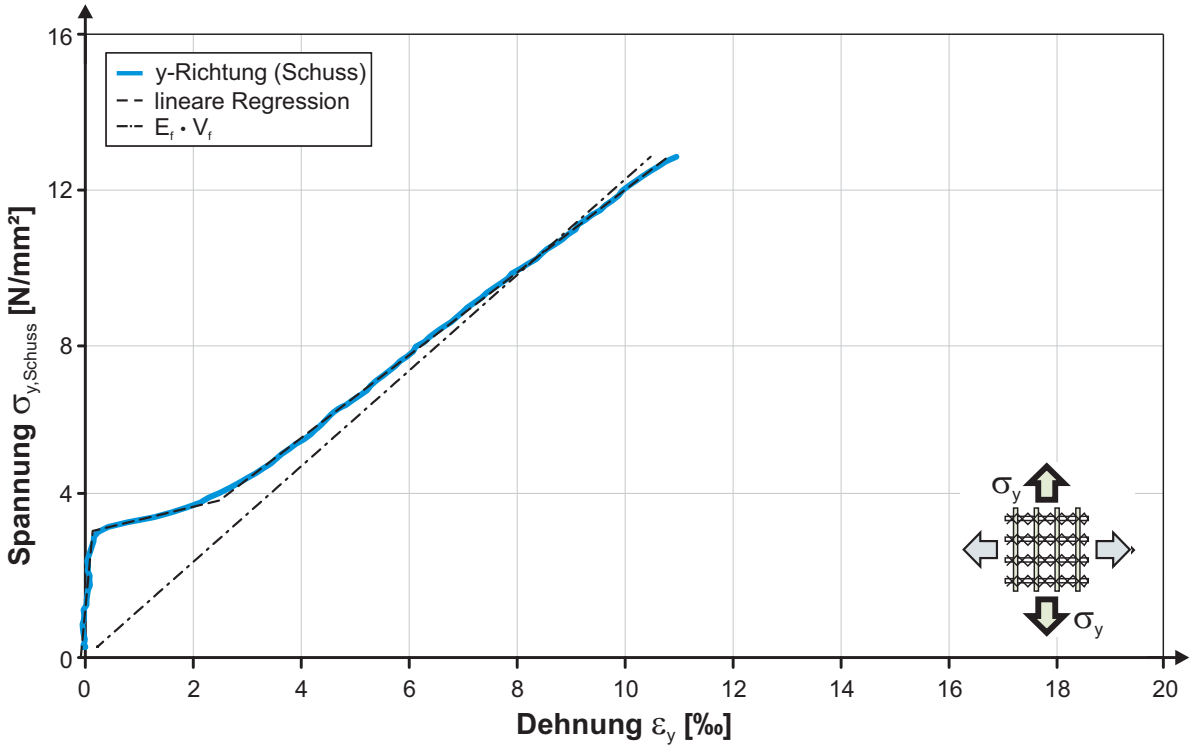


Bild B.73: B1-539: Spannungs-Dehnungs-Linie, y-Richtung (Schuss)

B1-539-referenz

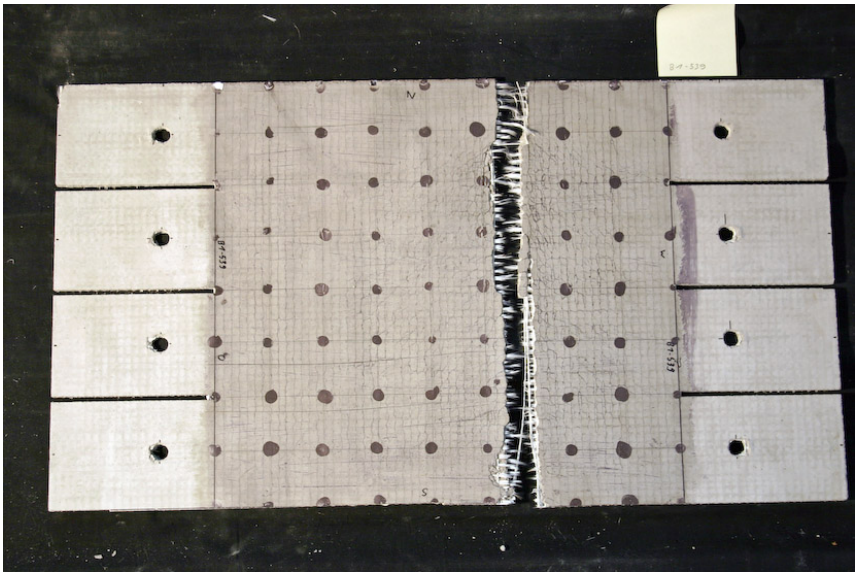


Bild B.74: Versuch B1-539-referenz: Bruchbild

Tabelle B.39: Versuch B1-539-referenz: Regressionsdaten

Allgemeine Angaben					
Spannungsverhältnis	α =	90°			
Bewehrungsdrehwinkel	γ =	90°			
Mittlere Plattendicke	d [mm] =	8,49			
Bruch:					
		x-Richtung		**y-Richtung**	
Bruchkraft	F [kN] =	0		51,265	
Betonbruchspannung	σ_c [kN/mm^2] =	0		15,0957	
Faserbruchspannung	σ_f [kN/mm^2] =	0		992	
Bruchdehnung	$\varepsilon_{c,versuch}$ [‰] =	-3,0683		15,3108	
Lineare Regression: Geradengleichungen					
Zustand I	m,n =	-	-	30,1375	0
Zustand IIa	m,n =	-	-	0,0975	4,1876
Zustand IIb	m,n =	-	-	0,982	1,498
Lineare Regression: Punktliste					
P1	x,y =	0	0	0	0
P2	x,y =	0	0	0,1061	3,1976
P3	x,y =	0	0	3,0074	3,4803
P4	x,y =	0	0	14,8358	15,0957

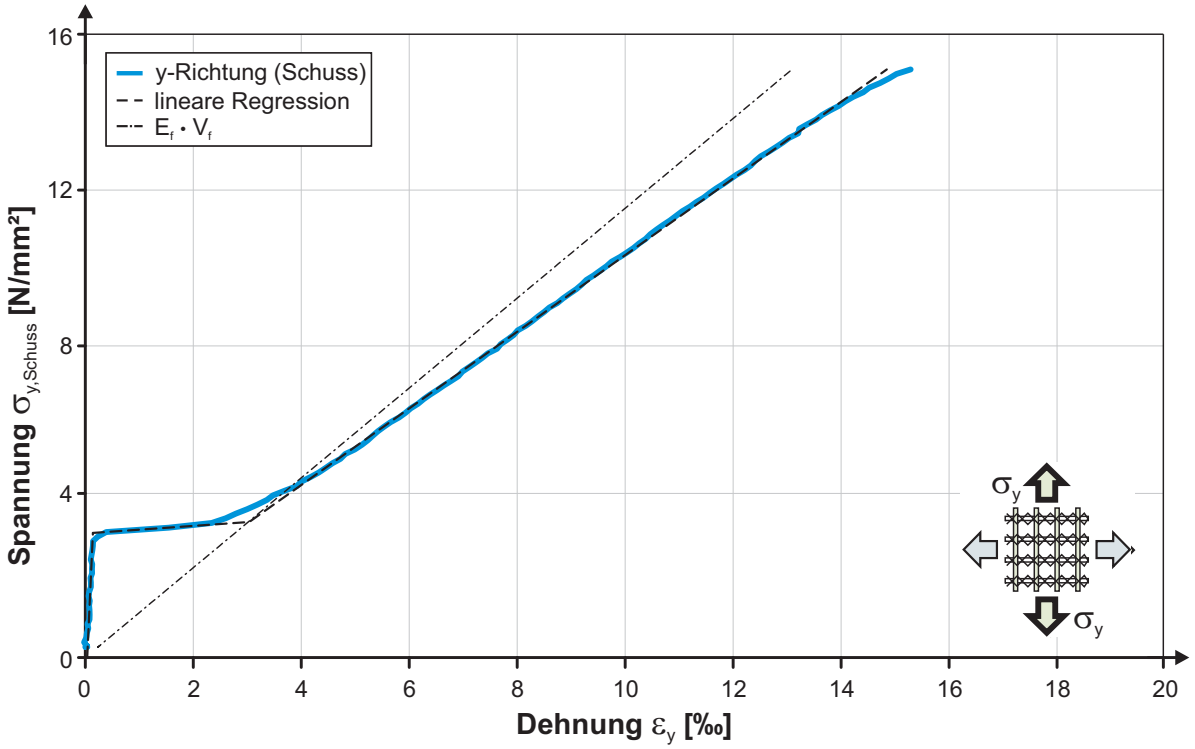


Bild B.75: B1-539-referenz: Spannungs-Dehnungs-Linie, y-Richtung (Schuss)

B1-540

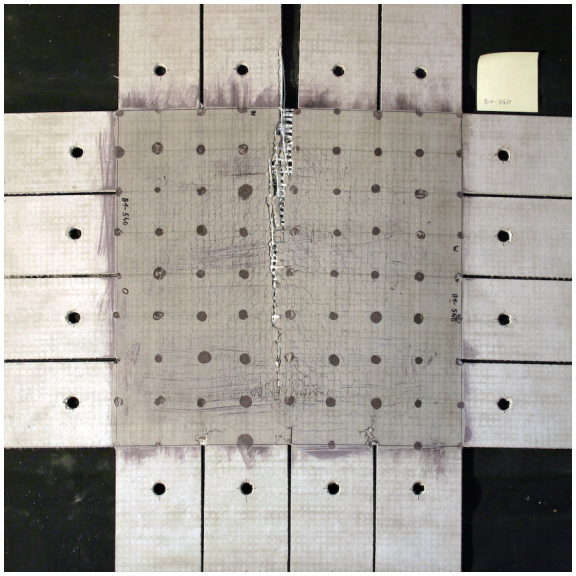


Bild B.76: Versuch B1-540: Bruchbild

Tabelle B.40: Versuch B1-540: Regressionsdaten

Allgemeine Angaben					
Spannungsverhältnis	α =	90 °			
Bewehrungsdrehwinkel	γ =	90 °			
Mittlere Plattendicke	d [mm] =	8,1825			
Bruch:					
		x-Richtung		**y-Richtung**	
Bruchkraft	F [kN] =	0		43,5667	
Betonbruchspannung	σ_c [kN/mm^2] =	0		13,3109	
Faserbruchspannung	σ_f [kN/mm^2] =	0		843	
Bruchdehnung	$\varepsilon_{c,versuch}$ [‰] =	4,3059		11,4235	
Lineare Regression: Geradengleichungen					
Zustand I	m,n =	-	-	69,4605	0
Zustand IIa	m,n =	-	-	0,3547	-2,9024
Zustand IIb	m,n =	-	-	1,0342	-4,5836
Lineare Regression: Punktliste					
P1	x,y =	0	0	0	0
P2	x,y =	0	0	0,0459	3,1882
P3	x,y =	0	0	2,5622	4,0808
P4	x,y =	0	0	11,3447	13,1636

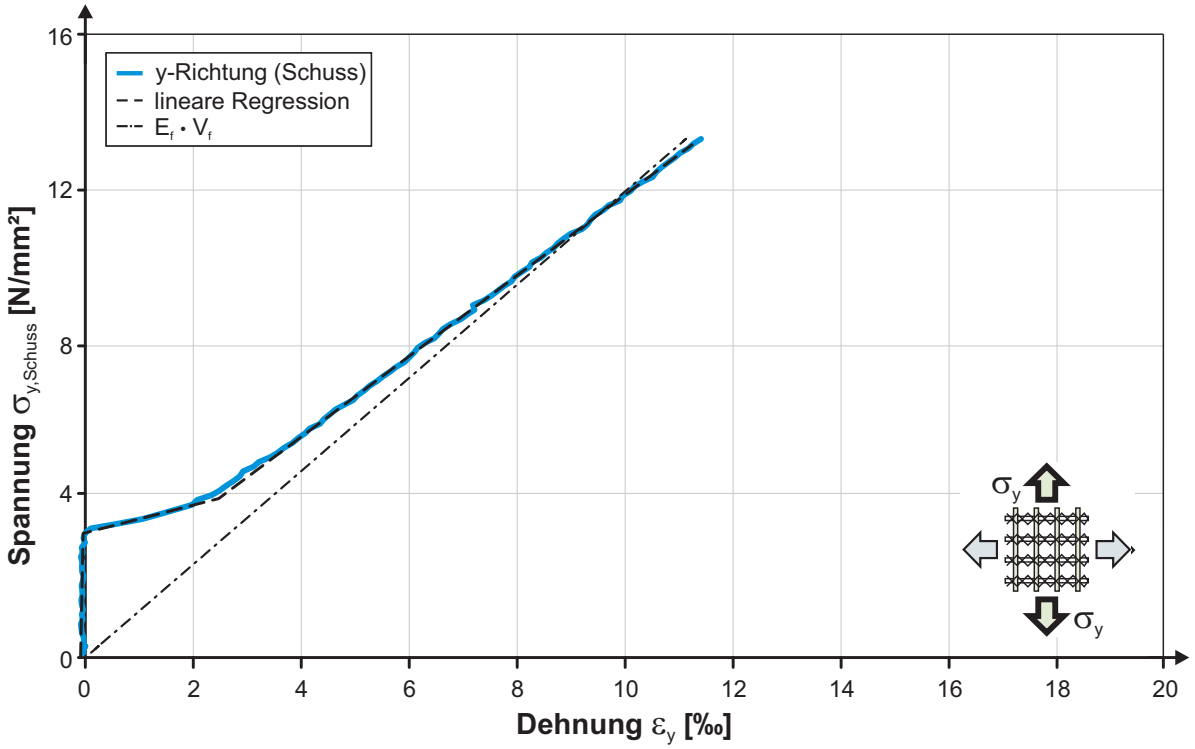


Bild B.77: B1-540: Spannungs-Dehnungs-Linie, y-Richtung (Schuss)

B1-540-referenz

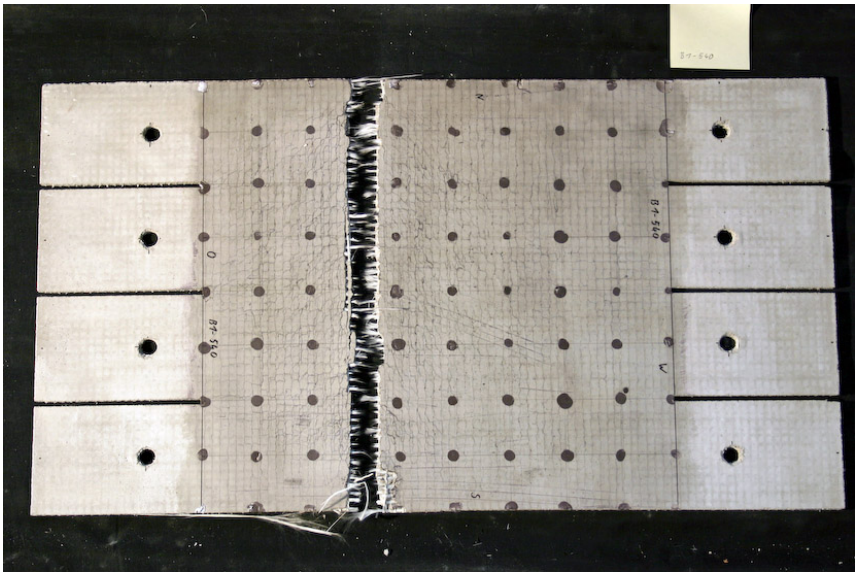


Bild B.78: Versuch B1-540-referenz: Bruchbild

Tabelle B.41: Versuch B1-540-referenz: Regressionsdaten

Allgemeine Angaben					
Spannungsverhältnis	α =	90°			
Bewehrungsdrehwinkel	γ =	90°			
Mittlere Plattendicke	d [mm] =	8,8625			
Bruch:					
		x-Richtung		**y-Richtung**	
Bruchkraft	F [kN] =	0		50,3085	
Betonbruchspannung	σ_c [kN/mm^2] =	0		14,1914	
Faserbruchspannung	σ_f [kN/mm^2] =	0		974	
Bruchdehnung	$\varepsilon_{c,versuch}$ [‰] =	-2,6287		14,4662	
Lineare Regression: Geradengleichungen					
Zustand I	m,n =	-	-	29,413	0
Zustand IIa	m,n =	-	-	0	2,7913
Zustand IIb	m,n =	-	-	0,9597	-0,0291
Lineare Regression: Punktliste					
P1	x,y =	0	0	0	0
P2	x,y =	0	0	0,1149	3,3795
P3	x,y =	0	0	2,9588	3,3795
P4	x,y =	0	0	14,2244	14,1914

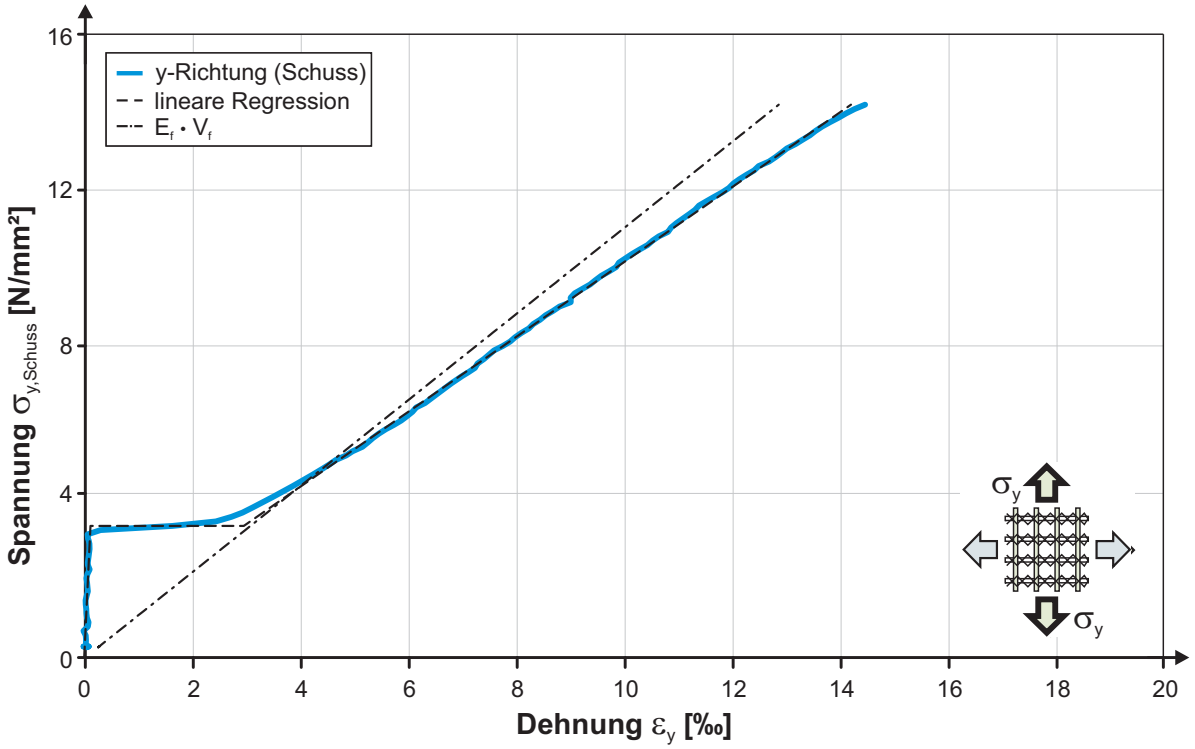


Bild B.79: B1-540-referenz: Spannungs-Dehnungs-Linie, y-Richtung (Schuss)

B1-541

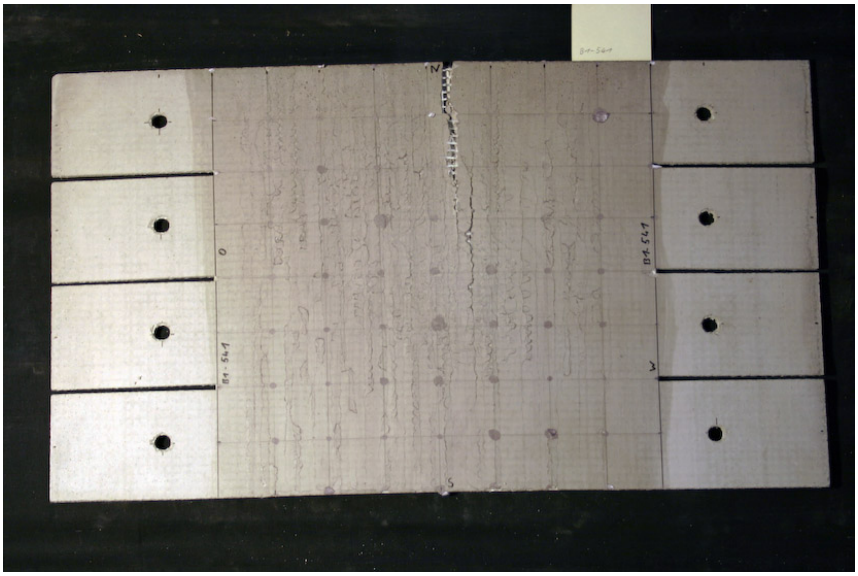


Bild B.80: Versuch B1-541: Bruchbild

Tabelle B.42: Versuch B1-541: Regressionsdaten

Allgemeine Angaben					
Spannungsverhältnis	α =	90 °			
Bewehrungsdrehwinkel	γ =	0 °			
Mittlere Plattendicke	d [mm] =	8,3			
Bruch:					
		x-Richtung		**y-Richtung**	
Bruchkraft	F [kN] =	0		38,3286	
Betonbruchspannung	σ_c [kN/mm^2] =	0		11,5448	
Faserbruchspannung	σ_f [kN/mm^2] =	0		742	
Bruchdehnung	$\varepsilon_{c,versuch}$ [‰] =	0,2674		15,7088	
Lineare Regression: Geradengleichungen					
Zustand I	m,n =	-	-	24,3703	0
Zustand IIa	m,n =	-	-	0,0755	3,743
Zustand IIb	m,n =	-	-	0,6915	1,5809
Lineare Regression: Punktliste					
P1	x,y =	0	0	0	0
P2	x,y =	0	0	0,154	3,7535
P3	x,y =	0	0	3,51	4,007
P4	x,y =	0	0	14,41	11,5448

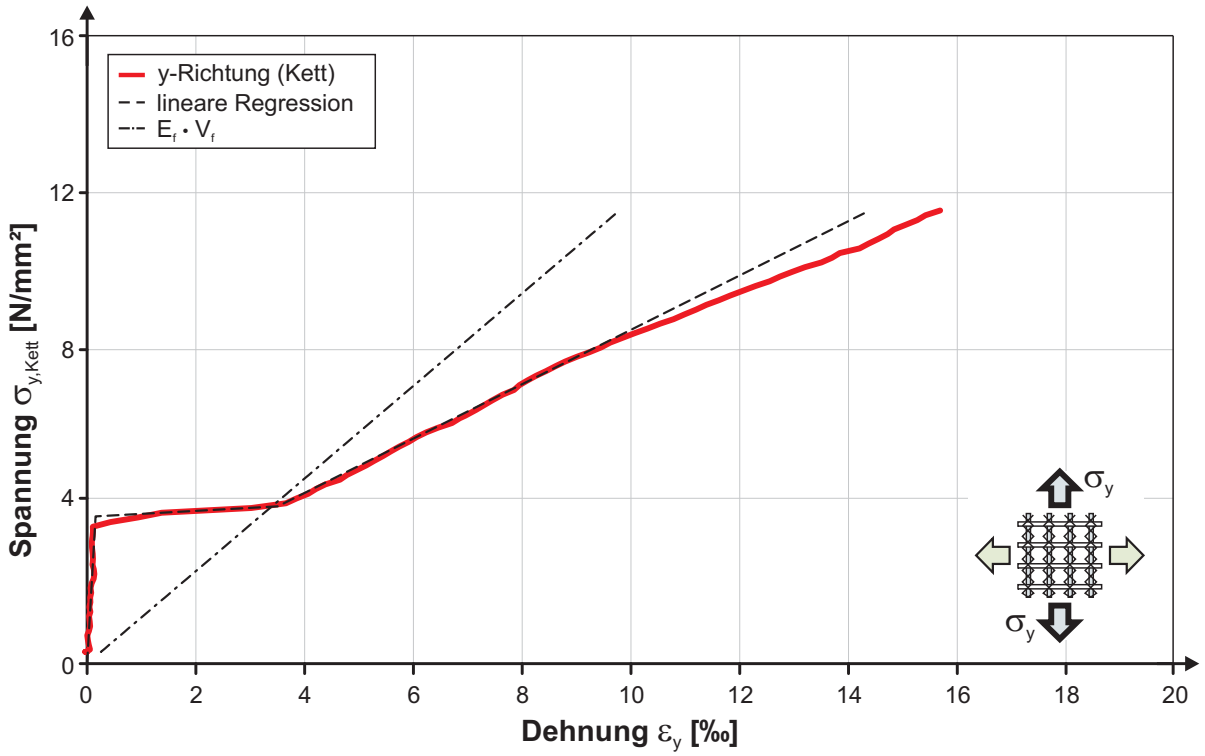


Bild B.81: B1-541: Spannungs-Dehnungs-Linie, y-Richtung (Kette)

B1-541-referenz

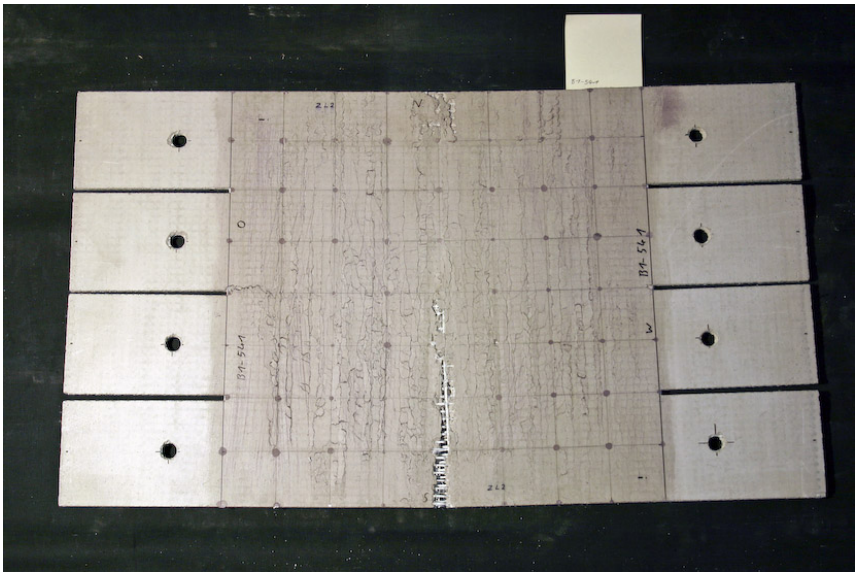


Bild B.82: Versuch B1-541-referenz: Bruchbild

Tabelle B.43: Versuch B1-541-referenz: Regressionsdaten

Allgemeine Angaben					
Spannungsverhältnis	α =	90 °			
Bewehrungsdrehwinkel	γ =	0 °			
Mittlere Plattendicke	d [mm] =	8,725			
Bruch:					
		x-Richtung		**y-Richtung**	
Bruchkraft	F [kN] =	0		35,521	
Betonbruchspannung	σ_c [kN/mm^2] =	0		10,1779	
Faserbruchspannung	σ_f [kN/mm^2] =	0		688	
Bruchdehnung	$\varepsilon_{c,versuch}$ [‰] =	-5,6195		19,6838	
Lineare Regression: Geradengleichungen					
Zustand I	m,n =	-	-	96,8506	0
Zustand IIa	m,n =	-	-	0,0256	-0,0871
Zustand IIb	m,n =	-	-	0,6627	-5,483
Lineare Regression: Punktliste					
P1	x,y =	0	0	0	0
P2	x,y =	0	0	0,0308	2,983
P3	x,y =	0	0	8,5017	3,2
P4	x,y =	0	0	19,0317	10,1779

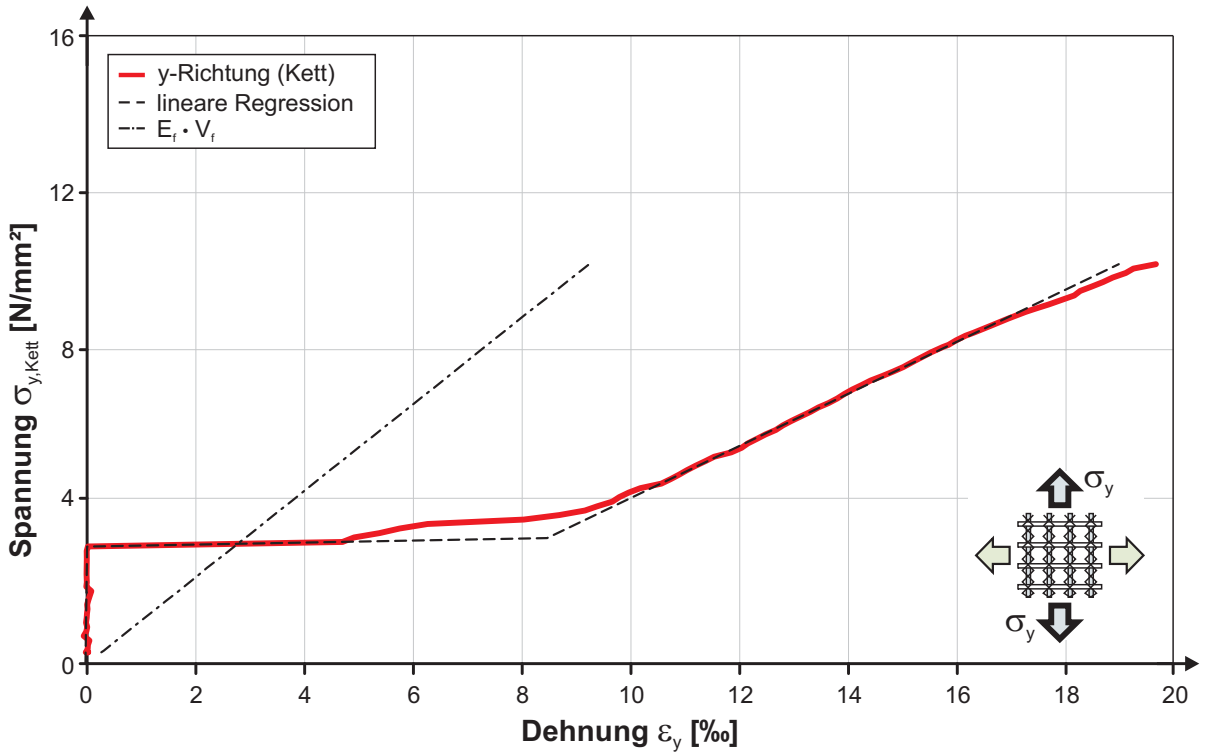


Bild B.83: B1-541-referenz: Spannungs-Dehnungs-Linie, y-Richtung (Kette)

B1-542

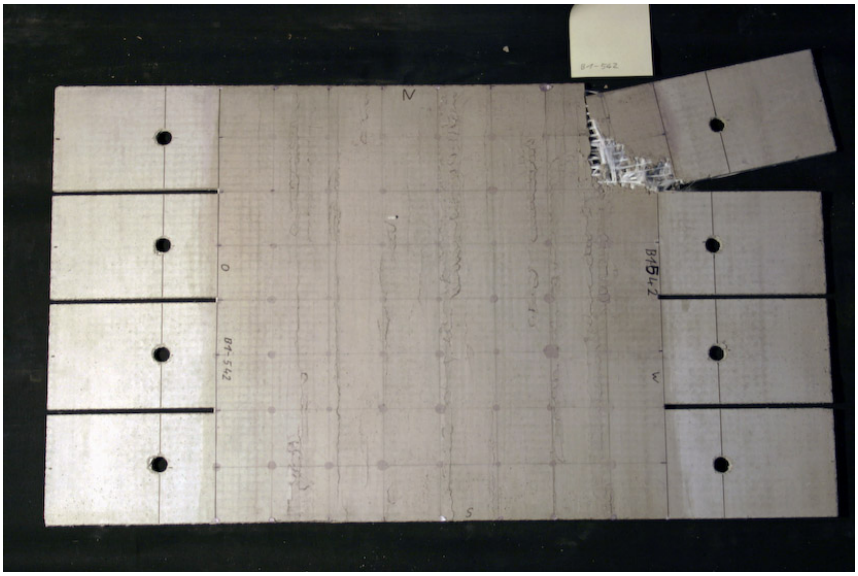


Bild B.84: Versuch B1-542: Bruchbild

Tabelle B.44: Versuch B1-542: Regressionsdaten

Allgemeine Angaben					
Spannungsverhältnis	α =	90 °			
Bewehrungsdrehwinkel	γ =	0 °			
Mittlere Plattendicke	d [mm] =	7,975			
Bruch:					
		x-Richtung		**y-Richtung**	
Bruchkraft	F [kN] =	0		37,8716	
Betonbruchspannung	σ_c [kN/mm^2] =	0		11,872	
Faserbruchspannung	σ_f [kN/mm^2] =	0		733	
Bruchdehnung	$\varepsilon_{c,versuch}$ [‰] =	-247,8764		13,9914	
Lineare Regression: Geradengleichungen					
Zustand I	m,n =	-	-	51,6231	0
Zustand IIa	m,n =	-	-	0,0684	4,8049
Zustand IIb	m,n =	-	-	0,8303	2,3608
Lineare Regression: Punktliste					
P1	x,y =	0	0	0	0
P2	x,y =	0	0	0,0727	3,753
P3	x,y =	0	0	3,1875	3,966
P4	x,y =	0	0	12,7098	11,872

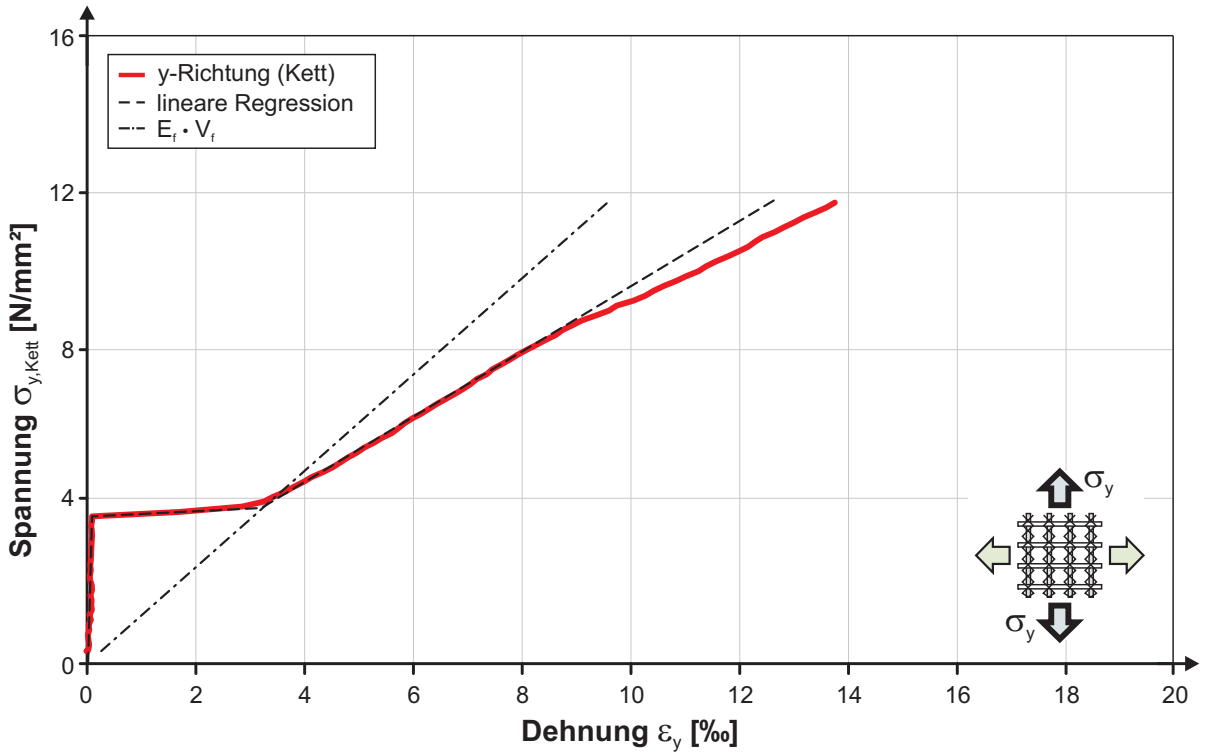


Bild B.85: B1-542: Spannungs-Dehnungs-Linie, y-Richtung (Kette)

B1-542-referenz

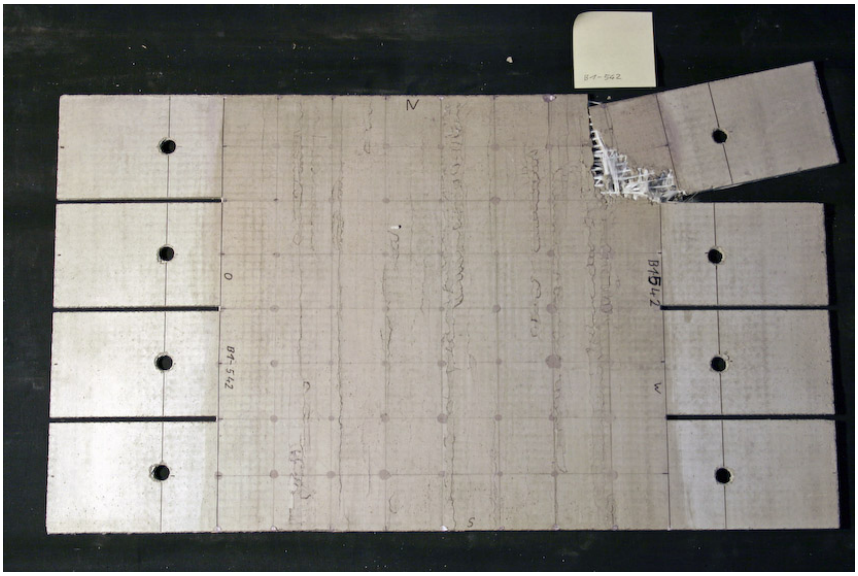


Bild B.86: Versuch B1-542-referenz: Bruchbild

Tabelle B.45: Versuch B1-542-referenz: Regressionsdaten

Allgemeine Angaben					
Spannungsverhältnis	α =	90 °			
Bewehrungsdrehwinkel	γ =	0 °			
Mittlere Plattendicke	d [mm] =	8,85			
Bruch:					
		x-Richtung		**y-Richtung**	
Bruchkraft	F [kN] =	0		36,4444	
Betonbruchspannung	σ_c [kN/mm^2] =	0		10,295	
Faserbruchspannung	σ_f [kN/mm^2] =	0		705	
Bruchdehnung	$\varepsilon_{c,versuch}$ [‰] =	0,0823		14,3646	
Lineare Regression: Geradengleichungen					
Zustand I	m,n =	-	-	18,2935	0
Zustand IIa	m,n =	-	-	0,1426	2,7482
Zustand IIb	m,n =	-	-	0,6489	0,2571
Lineare Regression: Punktliste					
P1	x,y =	0	0	0	0
P2	x,y =	0	0	0,1984	3,63
P3	x,y =	0	0	4,967	4,31
P4	x,y =	0	0	14,19	10,295

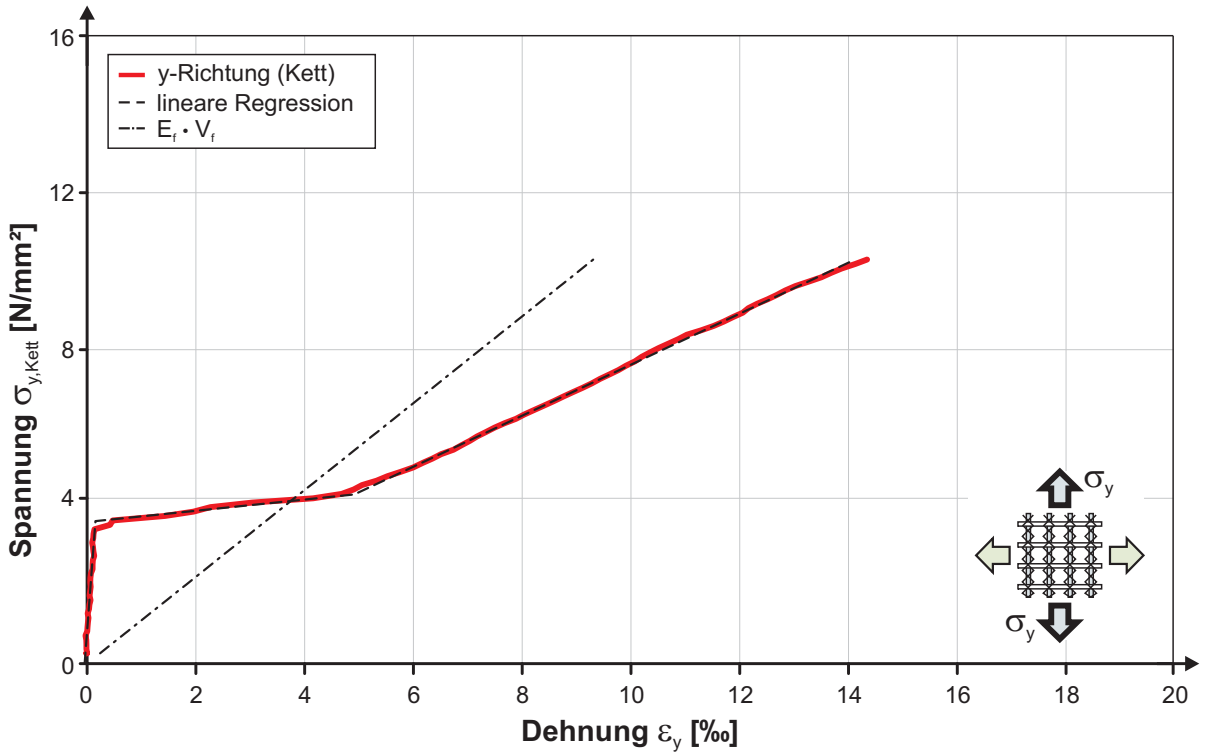


Bild B.87: B1-542-referenz: Spannungs-Dehnungs-Linie, y-Richtung (Kette)

B1-543

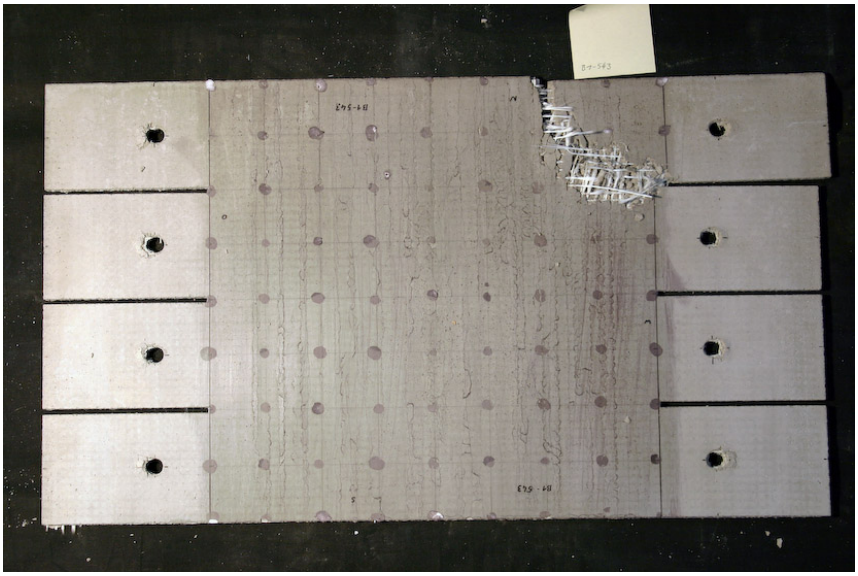


Bild B.88: Versuch B1-543: Bruchbild

Tabelle B.46: Versuch B1-543: Regressionsdaten

Allgemeine Angaben					
Spannungsverhältnis	α =	90 °			
Bewehrungsdrehwinkel	γ =	0 °			
Mittlere Plattendicke	d [mm] =	8,2			
Bruch:					
		x-Richtung		**y-Richtung**	
Bruchkraft	F [kN] =	0		35,4154	
Betonbruchspannung	σ_c [kN/mm^2] =	0		10,7974	
Faserbruchspannung	σ_f [kN/mm^2] =	0		686	
Bruchdehnung	$\varepsilon_{c,versuch}$ [‰] =	0,1575		11,318	
Lineare Regression: Geradengleichungen					
Zustand I	m,n =	-	-	43,2515	0
Zustand IIa	m,n =	-	-	0,0691	1,9734
Zustand IIb	m,n =	-	-	0,8191	-0,441
Lineare Regression: Punktliste					
P1	x,y =	0	0	0	0
P2	x,y =	0	0	0,0919	3,9748
P3	x,y =	0	0	3,2653	4,194
P4	x,y =	0	0	11,3271	10,7974

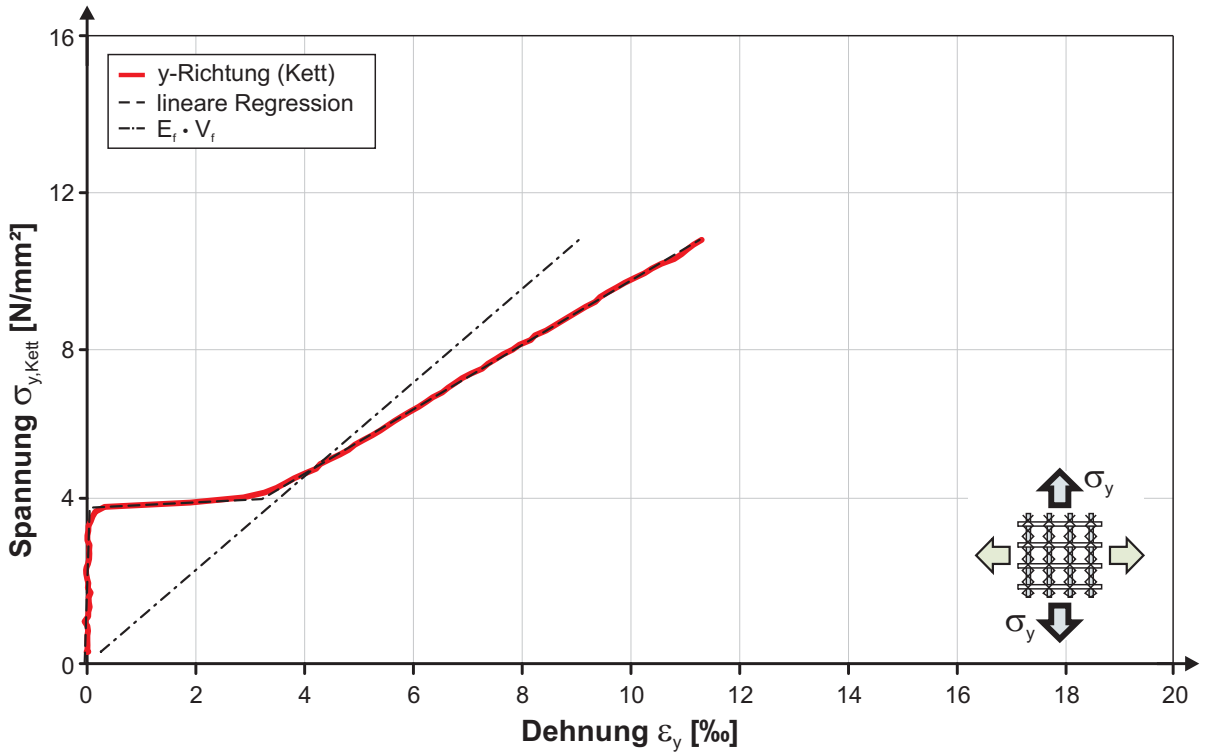


Bild B.89: B1-543: Spannungs-Dehnungs-Linie, y-Richtung (Kette)

B1-543-referenz

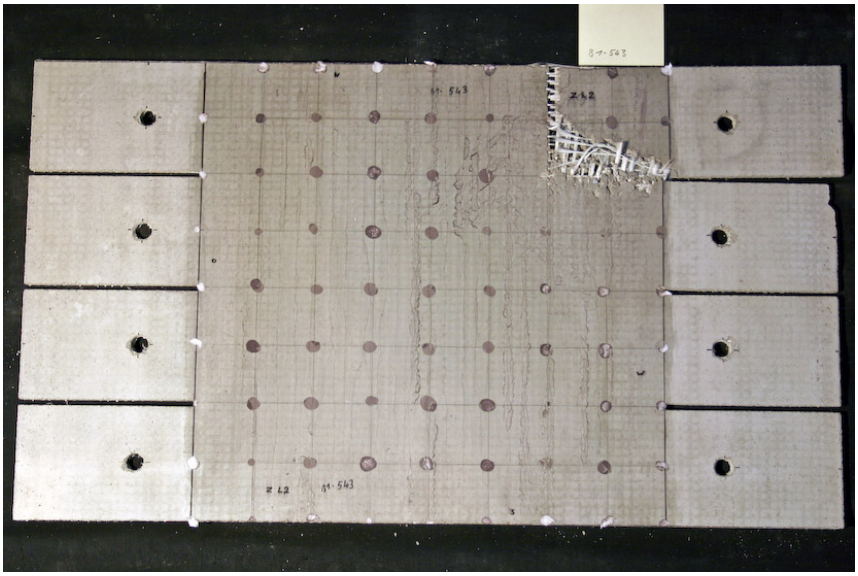


Bild B.90: Versuch B1-543-referenz: Bruchbild

Tabelle B.47: Versuch B1-543-referenz: Regressionsdaten

Allgemeine Angaben					
Spannungsverhältnis	α =	90 °			
Bewehrungsdrehwinkel	γ =	0 °			
Mittlere Plattendicke	d [mm] =	8,6			
Bruch:					
		x-Richtung		**y-Richtung**	
Bruchkraft	F [kN] =	0		40,0972	
Betonbruchspannung	σ_c [kN/mm^2] =	0		11,6561	
Faserbruchspannung	σ_f [kN/mm^2] =	0		776	
Bruchdehnung	$\varepsilon_{c,versuch}$ [‰] =	0,2062		15,925	
Lineare Regression: Geradengleichungen					
Zustand I	m,n =	-	-	25,8249	0
Zustand IIa	m,n =	-	-	0,0779	2,2854
Zustand IIb	m,n =	-	-	0,7105	-0,6035
Lineare Regression: Punktliste					
P1	x,y =	0	0	0	0
P2	x,y =	0	0	0,1498	3,8676
P3	x,y =	0	0	4,6278	4,2166
P4	x,y =	0	0	15,0985	11,6561

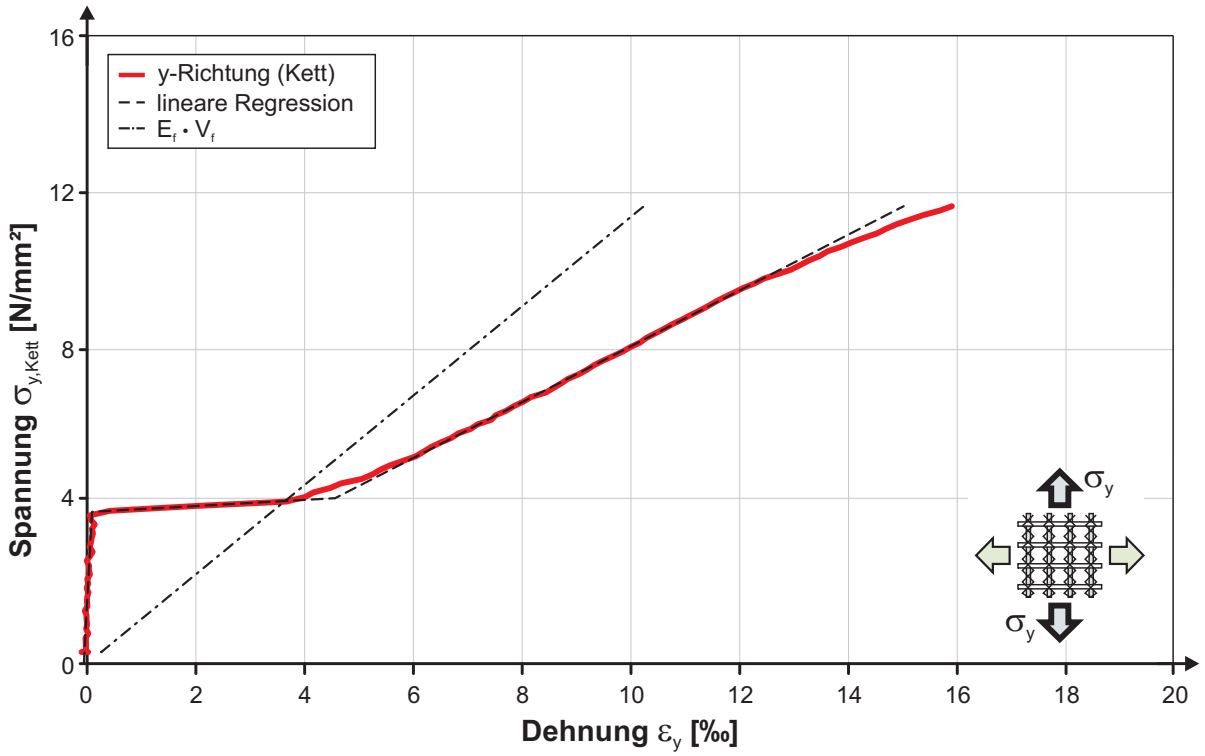


Bild B.91: B1-543-referenz: Spannungs-Dehnungs-Linie, y-Richtung (Kette)

B1-544

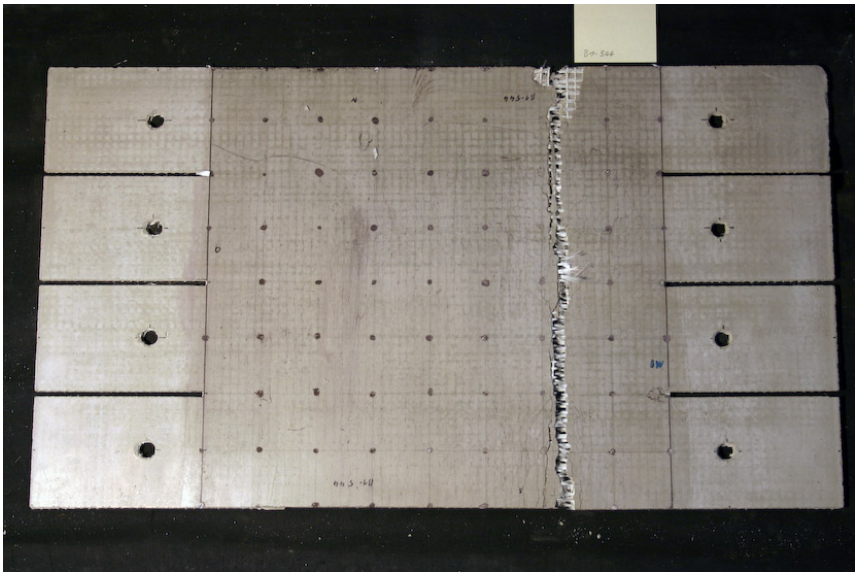


Bild B.92: Versuch B1-544: Bruchbild

Tabelle B.48: Versuch B1-544: Regressionsdaten

Allgemeine Angaben					
Spannungsverhältnis	α =	90°			
Bewehrungsdrehwinkel	γ =	90°			
Mittlere Plattendicke	d [mm] =	8,375			
Bruch:					
		x-Richtung		**y-Richtung**	
Bruchkraft	F [kN] =	0		43,1766	
Betonbruchspannung	σ_c [kN/mm^2] =	0		12,8885	
Faserbruchspannung	σ_f [kN/mm^2] =	0		836	
Bruchdehnung	$\varepsilon_{c,versuch}$ [‰] =	0,0647		11,9554	
Lineare Regression: Geradengleichungen					
Zustand I	m,n =	-	-	-513,1099	0
Zustand IIa	m,n =	-	-	0,2751	-30,262
Zustand IIb	m,n =	-	-	0,9616	-32,0117
Lineare Regression: Punktliste					
P1	x,y =	0	0	0	0
P2	x,y =	0	0	-0,0063	3,2576
P3	x,y =	0	0	2,4832	3,9424
P4	x,y =	0	0	11,7865	12,8885

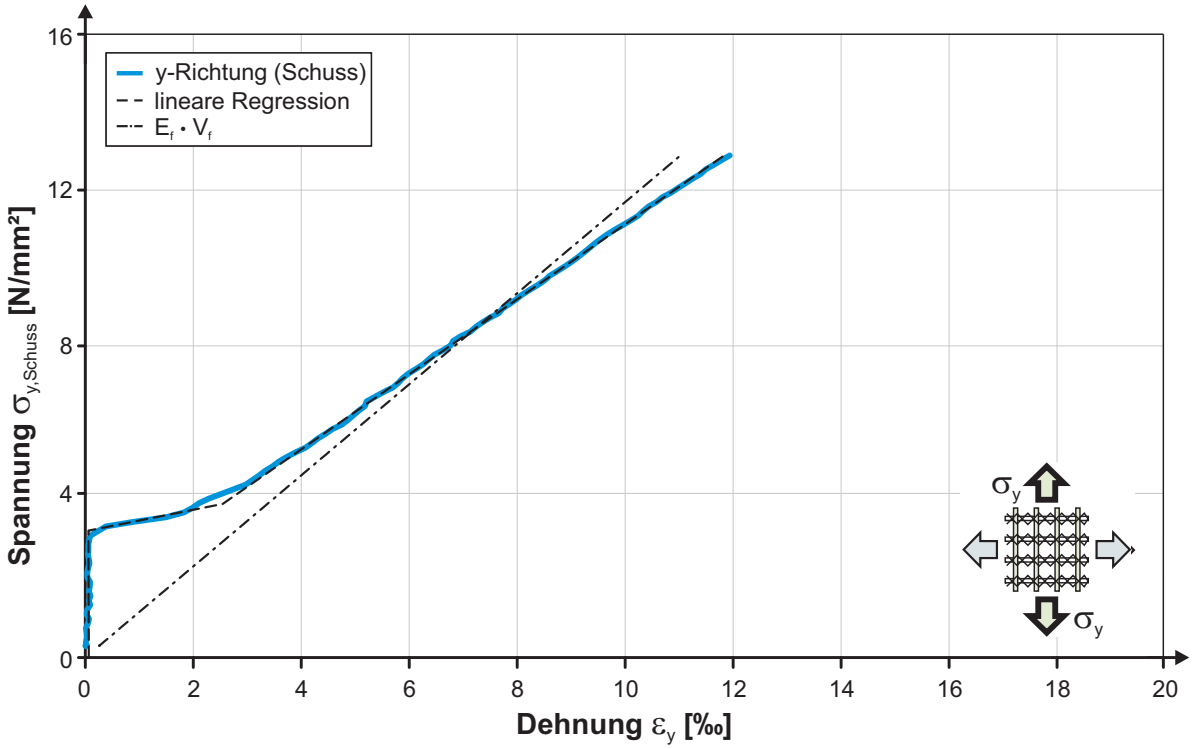


Bild B.93: B1-544: Spannungs-Dehnungs-Linie, y-Richtung (Schuss)

B1-544-referenz

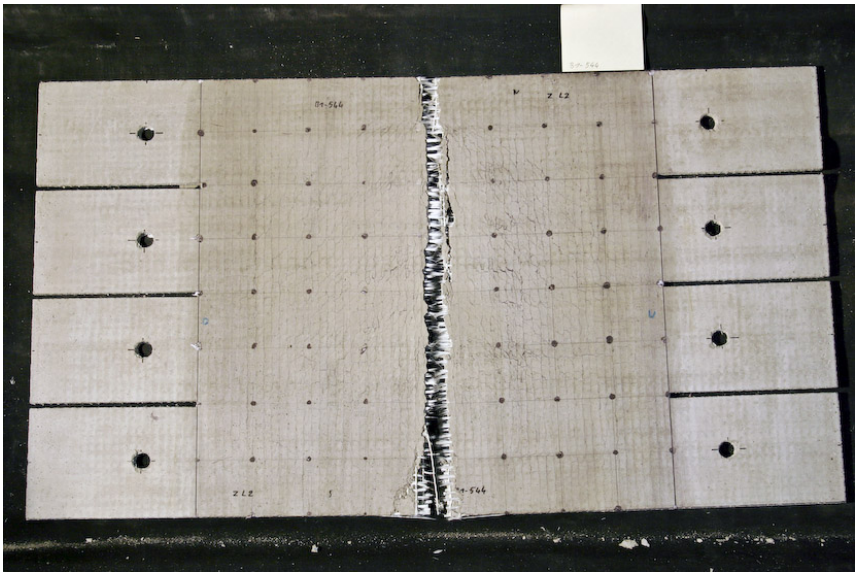


Bild B.94: Versuch B1-544-referenz: Bruchbild

Tabelle B.49: Versuch B1-544-referenz: Regressionsdaten

Allgemeine Angaben					
Spannungsverhältnis	α =	90°			
Bewehrungsdrehwinkel	γ =	90°			
Mittlere Plattendicke	d [mm] =	8,525			
Bruch:					
		x-Richtung		**y-Richtung**	
Bruchkraft	F [kN] =	0		46,2764	
Betonbruchspannung	σ_c [kN/mm^2] =	0		13,5708	
Faserbruchspannung	σ_f [kN/mm^2] =	0		896	
Bruchdehnung	$\varepsilon_{c,versuch}$ [‰] =	0,0175		14,2106	
Lineare Regression: Geradengleichungen					
Zustand I	m,n =	-	-	36,3404	0
Zustand IIa	m,n =	-	-	0,0832	3,2143
Zustand IIb	m,n =	-	-	0,8954	0,4295
Lineare Regression: Punktliste					
P1	x,y =	0	0	0	0
P2	x,y =	0	0	0,1034	3,7572
P3	x,y =	0	0	3,4434	4,0352
P4	x,y =	0	0	14,0926	13,5708

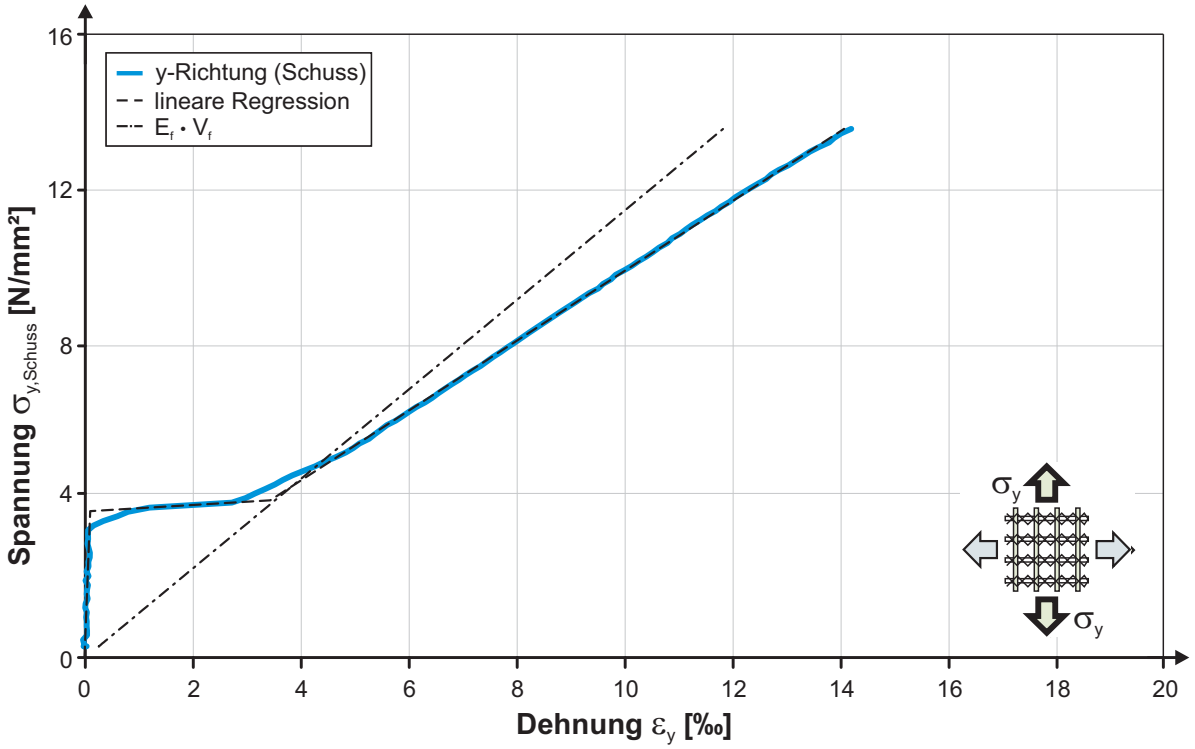


Bild B.95: B1-544-referenz: Spannungs-Dehnungs-Linie, y-Richtung (Schuss)

B1-545

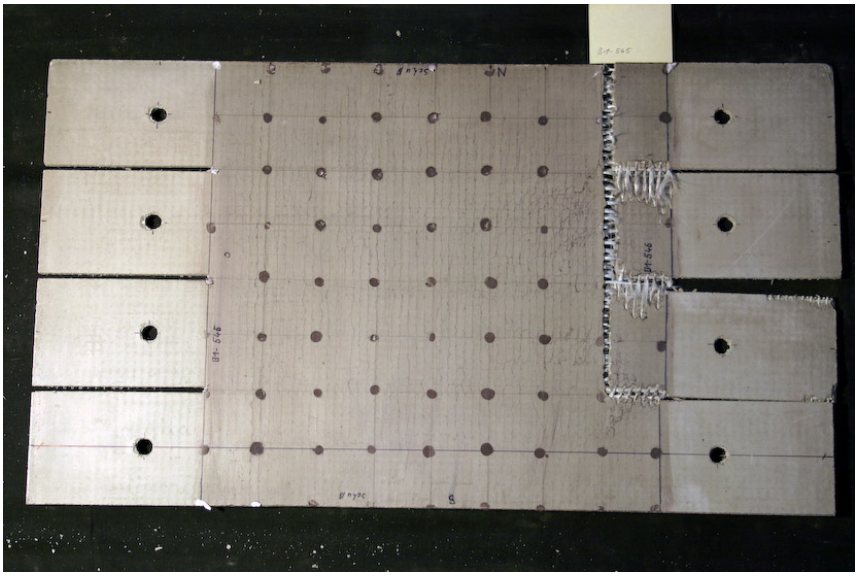


Bild B.96: Versuch B1-545: Bruchbild

Tabelle B.50: Versuch B1-545: Regressionsdaten

Allgemeine Angaben					
Spannungsverhältnis	α =	90 °			
Bewehrungsdrehwinkel	γ =	90 °			
Mittlere Plattendicke	d [mm] =	8,075			
Bruch:					
		x-Richtung		**y-Richtung**	
Bruchkraft	F [kN] =	0		40,4034	
Betonbruchspannung	σ_c [kN/mm^2] =	0		12,5088	
Faserbruchspannung	σ_f [kN/mm^2] =	0		782	
Bruchdehnung	$\varepsilon_{c,versuch}$ [‰] =	1,0045		10,7922	
Lineare Regression: Geradengleichungen					
Zustand I	m,n =	-	-	31,1292	0
Zustand IIa	m,n =	-	-	0,1894	4,3341
Zustand IIb	m,n =	-	-	1,0128	2,1424
Lineare Regression: Punktliste					
P1	x,y =	0	0	0	0
P2	x,y =	0	0	0,1243	3,8707
P3	x,y =	0	0	2,6459	4,3482
P4	x,y =	0	0	10,7035	12,5088

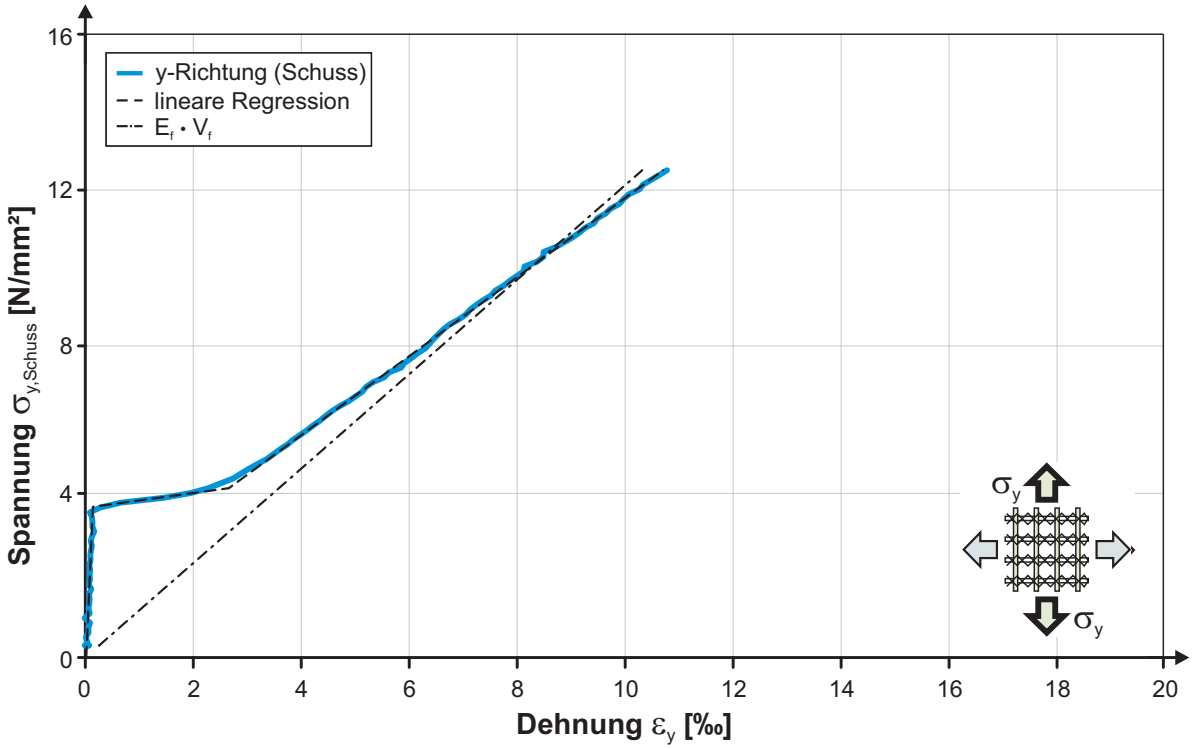


Bild B.97: B1-545: Spannungs-Dehnungs-Linie, y-Richtung (Schuss)

B1-545-referenz

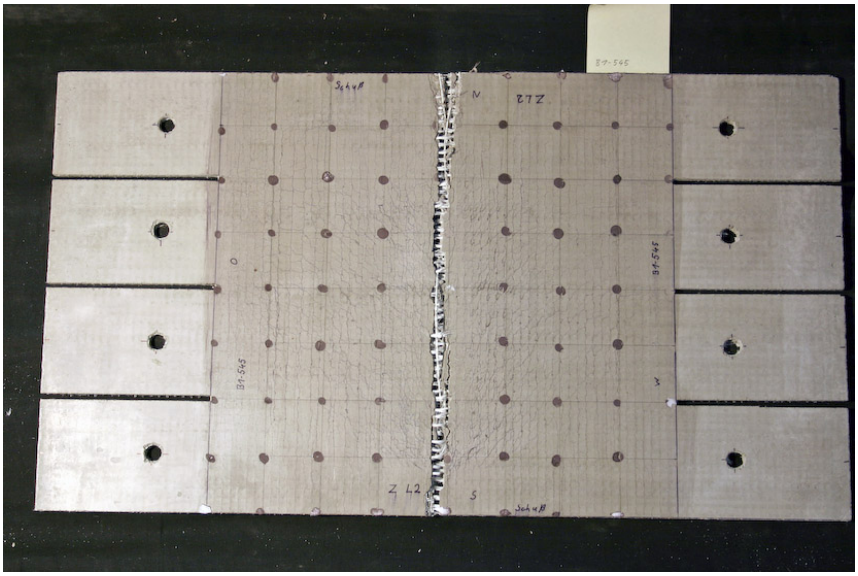


Bild B.98: Versuch B1-545-referenz: Bruchbild

Tabelle B.51: Versuch B1-545-referenz: Regressionsdaten

Allgemeine Angaben					
Spannungsverhältnis	α =	90°			
Bewehrungsdrehwinkel	γ =	90°			
Mittlere Plattendicke	d [mm] =	8,3			
Bruch:					
		x-Richtung		**y-Richtung**	
Bruchkraft	F [kN] =	0		48,398	
Betonbruchspannung	σ_c [kN/mm^2] =	0		14,5777	
Faserbruchspannung	σ_f [kN/mm^2] =	0		937	
Bruchdehnung	$\varepsilon_{c,versuch}$ [‰] =	1,1185		15,2005	
Lineare Regression: Geradengleichungen					
Zustand I	m,n =	-	-	20,4612	0
Zustand IIa	m,n =	-	-	0,0925	3,7456
Zustand IIb	m,n =	-	-	0,8628	1,6134
Lineare Regression: Punktliste					
P1	x,y =	0	0	0	0
P2	x,y =	0	0	0,1846	3,778
P3	x,y =	0	0	2,7688	4,017
P4	x,y =	0	0	15,0089	14,5777

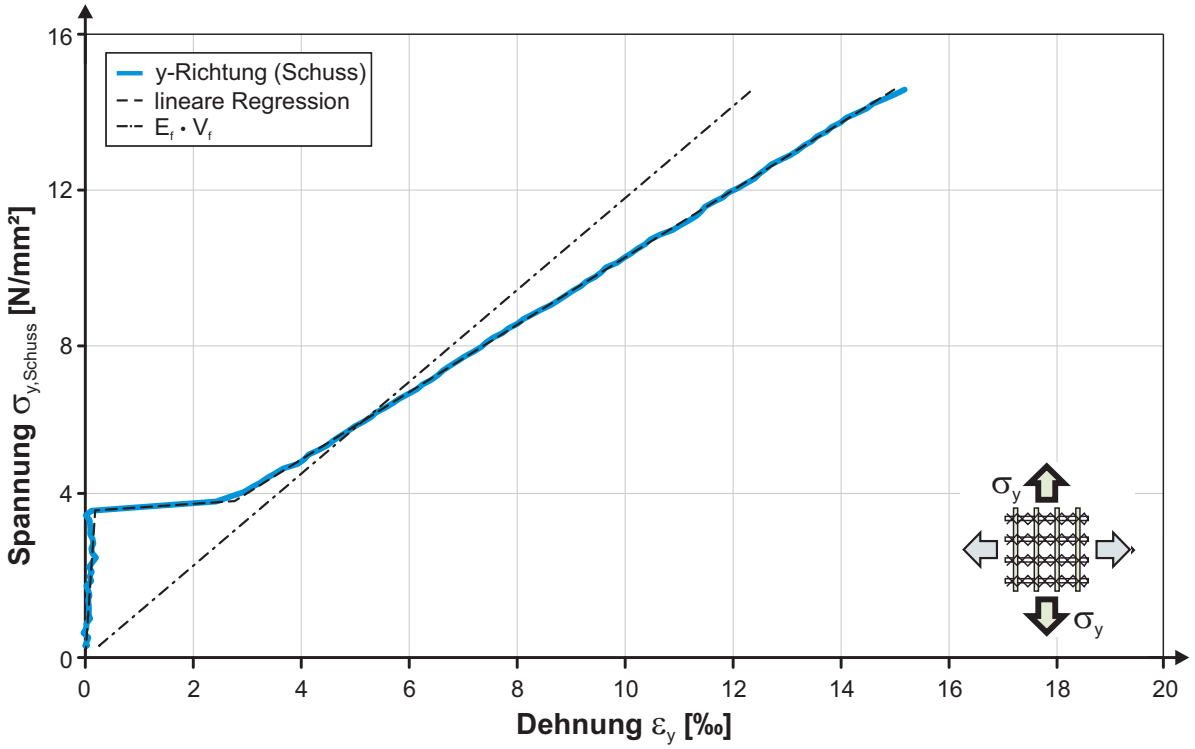


Bild B.99: B1-545-referenz: Spannungs-Dehnungs-Linie, y-Richtung (Schuss)

B1-546

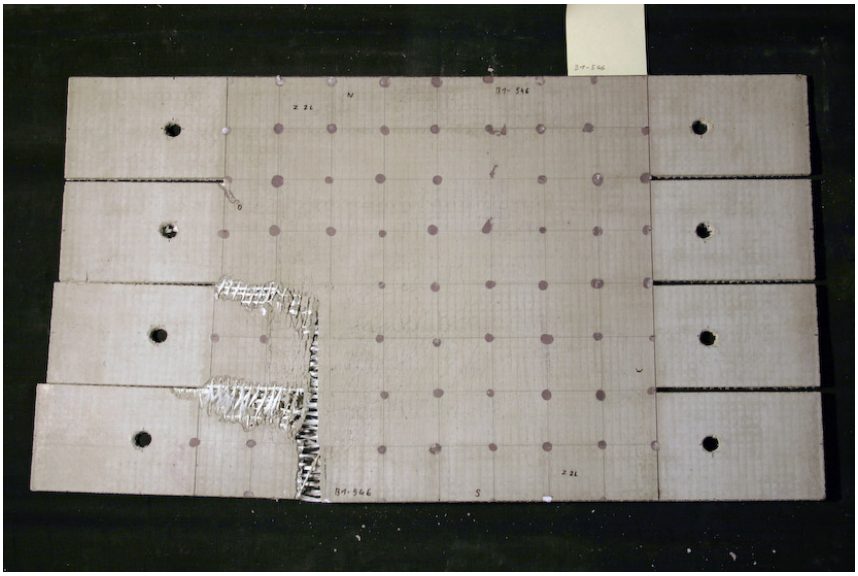


Bild B.100: Versuch B1-546: Bruchbild

Tabelle B.52: Versuch B1-546: Regressionsdaten

Allgemeine Angaben					
Spannungsverhältnis	α =	90°			
Bewehrungsdrehwinkel	γ =	90°			
Mittlere Plattendicke	d [mm] =	8,3			
Bruch:					
		x-Richtung		**y-Richtung**	
Bruchkraft	F [kN] =	0		43,5924	
Betonbruchspannung	σ_c [kN/mm^2] =	0		13,1302	
Faserbruchspannung	σ_f [kN/mm^2] =	0		844	
Bruchdehnung	$\varepsilon_{c,versuch}$ [‰] =	15,2838		12,3408	
Lineare Regression: Geradengleichungen					
Zustand I	m,n =	-	-	35,5021	0
Zustand IIa	m,n =	-	-	0,201	4,2617
Zustand IIb	m,n =	-	-	0,9504	2,3255
Lineare Regression: Punktliste					
P1	x,y =	0	0	0	0
P2	x,y =	0	0	0,0962	3,4137
P3	x,y =	0	0	2,5591	3,9088
P4	x,y =	0	0	12,2615	13,1302

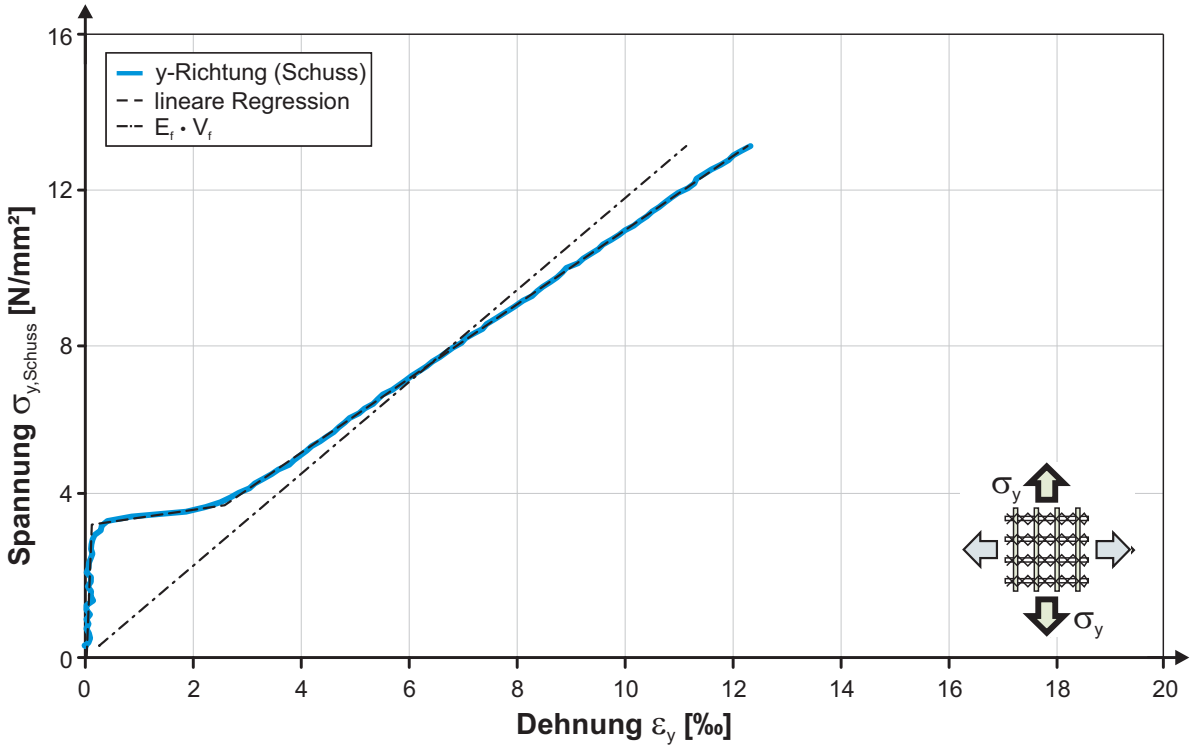


Bild B.101: B1-546: Spannungs-Dehnungs-Linie, y-Richtung (Schuss)

B1-546-referenz

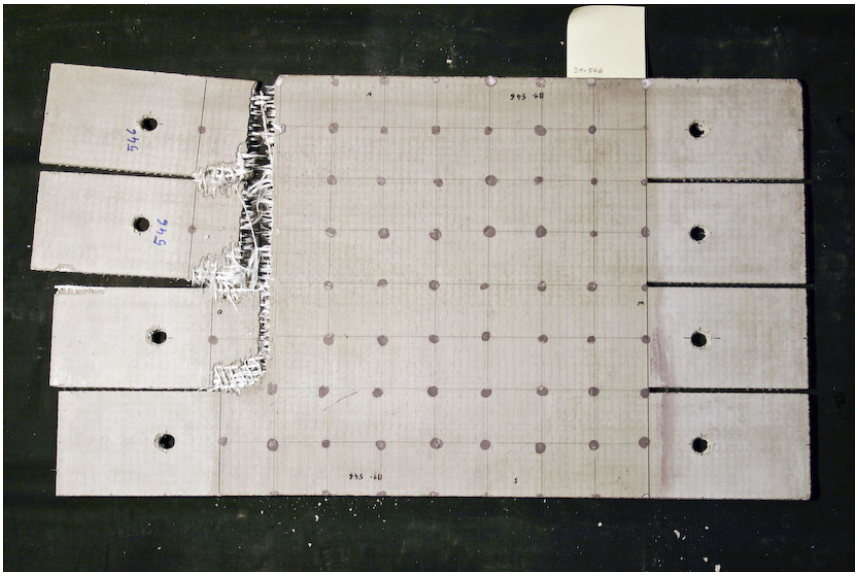


Bild B.102: Versuch B1-546-referenz: Bruchbild

Tabelle B.53: Versuch B1-546-referenz: Regressionsdaten

Allgemeine Angaben					
Spannungsverhältnis	α =	90 °			
Bewehrungsdrehwinkel	γ =	90 °			
Mittlere Plattendicke	d [mm] =	8,45			
Bruch:					
		x-Richtung		**y-Richtung**	
Bruchkraft	F [kN] =	0		48,9694	
Betonbruchspannung	σ_c [kN/mm^2] =	0		14,488	
Faserbruchspannung	σ_f [kN/mm^2] =	0		948	
Bruchdehnung	$\varepsilon_{c,versuch}$ [‰] =	1,0935		15,2808	
Lineare Regression: Geradengleichungen					
Zustand I	m,n =	-	-	21,5074	0
Zustand IIa	m,n =	-	-	0,0512	2,5303
Zustand IIb	m,n =	-	-	0,9357	-0,681
Lineare Regression: Punktliste					
P1	x,y =	0	0	0	0
P2	x,y =	0	0	0,166	3,5697
P3	x,y =	0	0	3,6789	3,7496
P4	x,y =	0	0	15,1556	14,488

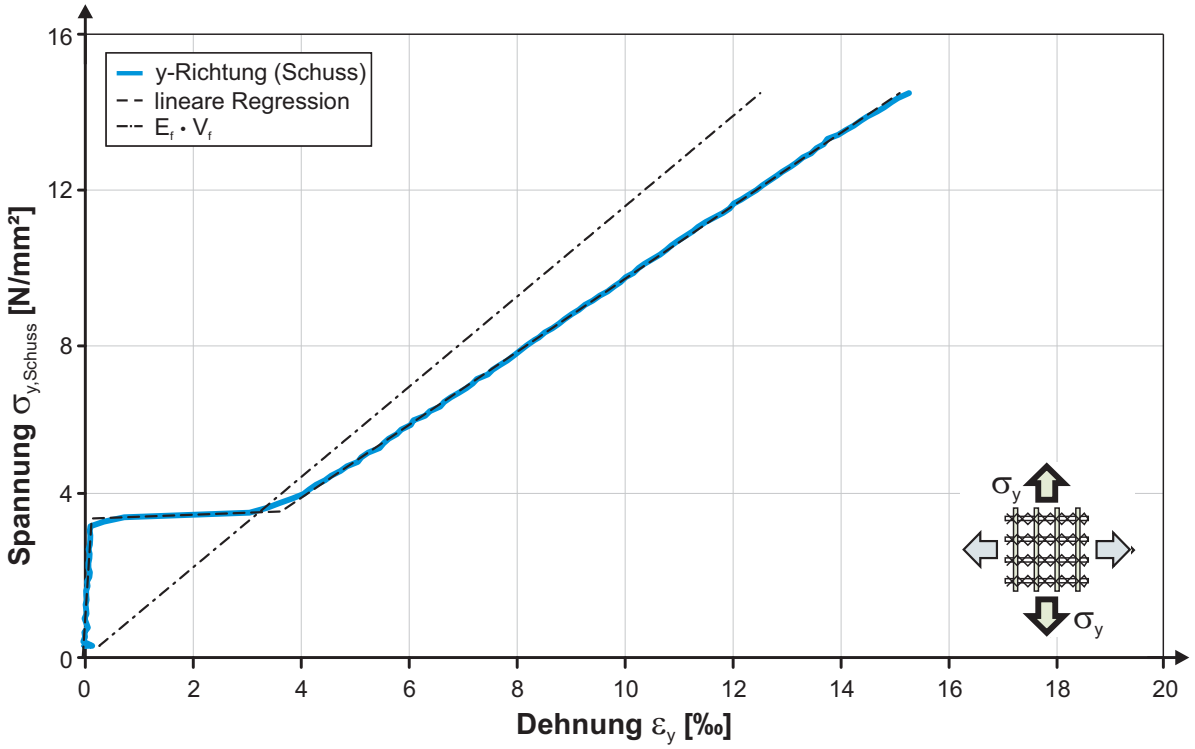


Bild B.103: B1-546-referenz: Spannungs-Dehnungs-Linie, y-Richtung (Schuss)

B.4 Serie 5

B.4.1 Allgemeine Informationen

B.4.2 Versuchsprogramm

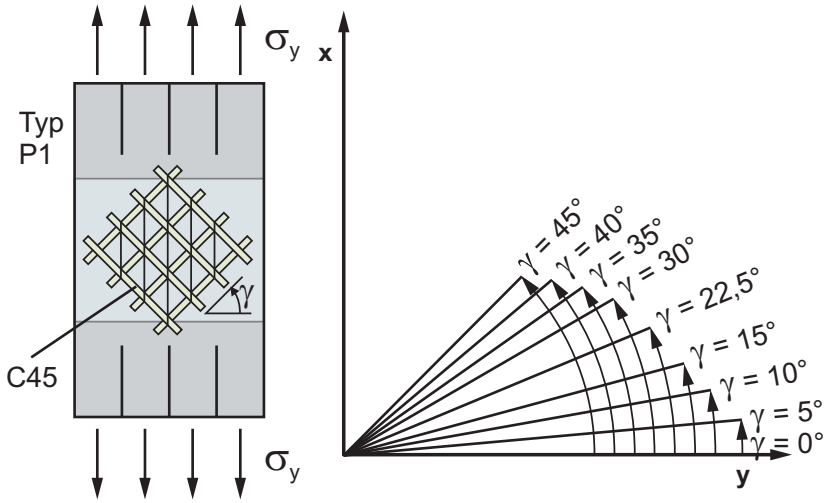


Bild B.104: Serie 5: Probengeometrie und Belastungspfade

Tabelle B.54: Serie 5: Einfluss gedrehter Bewehrung auf das einaxiale Spannungs-Dehnungs-Verhalten von Textilbeton mit Carbon-Bewehrung, Bewehrungstyp: C45

Proben-Nr.	Bewehrungsdrehwinkel γ [°]	Traglast [kN]
B1-555	45 °	21,989
B1-556	45 °	29,522
B1-557	40 °	20,107
B1-558	40 °	30,828
B1-559	35 °	30,197
B1-560	35 °	30,555
B1-561	30 °	30,720
B1-562	30 °	27,086
B1-563	22,5 °	34,248
B1-564	22,5 °	36,351
B1-565	15 °	45,583
B1-566	15 °	46,689
B1-567	10 °	48,618
B1-568	10 °	53,066
B1-569	5 °	61,794
B1-570	5 °	57,525
B1-571	0 °	61,546
B1-572	0 °	61,099
B1-573	12,5 °	37,334
B1-574	12,5 °	50,452

B.4.3 Einzelversuche B1-555 bis B1-574

B1-555

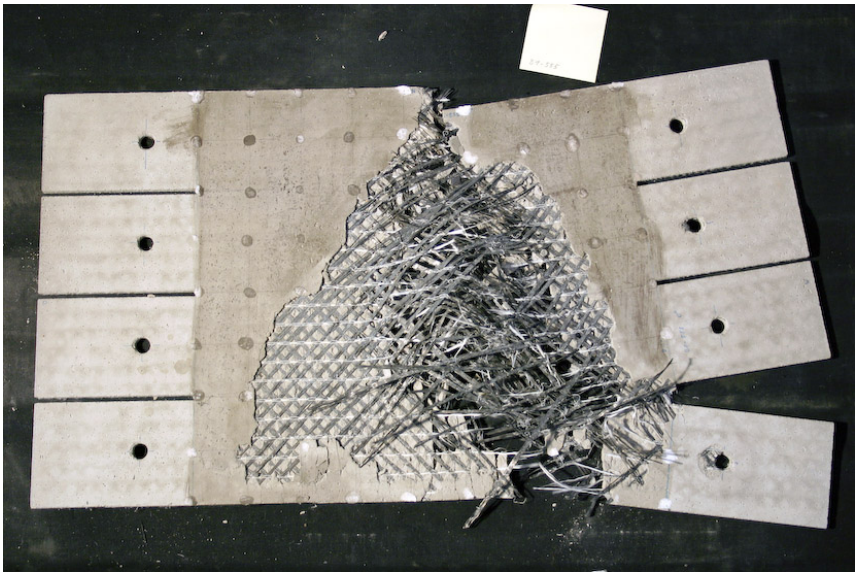


Bild B.105: Versuch B1-555: Bruchbild

Tabelle B.56: Versuch B1-555: Regressionsdaten

Allgemeine Angaben					
Spannungsverhältnis	α =	90 °			
Bewehrungsdrehwinkel	γ =	45 °			
Mittlere Plattendicke	d [mm] =	8,53			
Bruch:					
		x-Richtung		**y-Richtung**	
Bruchkraft	F [kN] =	0		21,9887	
Betonbruchspannung	σ_c [kN/mm^2] =	0		6,4445	
Faserbruchspannung	σ_f [kN/mm^2] =	0		662	
Bruchdehnung	$\varepsilon_{c,versuch}$ [‰] =	-0,1237		7,4993	
Lineare Regression: Geradengleichungen					
Zustand I	m,n =	-	-	41,8322	0
Zustand IIa	m,n =	-	-	0,1037	10,0858
Zustand IIb	m,n =	-	-	0,69	8,0442
Lineare Regression: Punktliste					
P1	x,y =	0	0	0	0
P2	x,y =	0	0	0,0846	3,539
P3	x,y =	0	0	3,3249	3,875
P4	x,y =	0	0	7,0487	6,4445

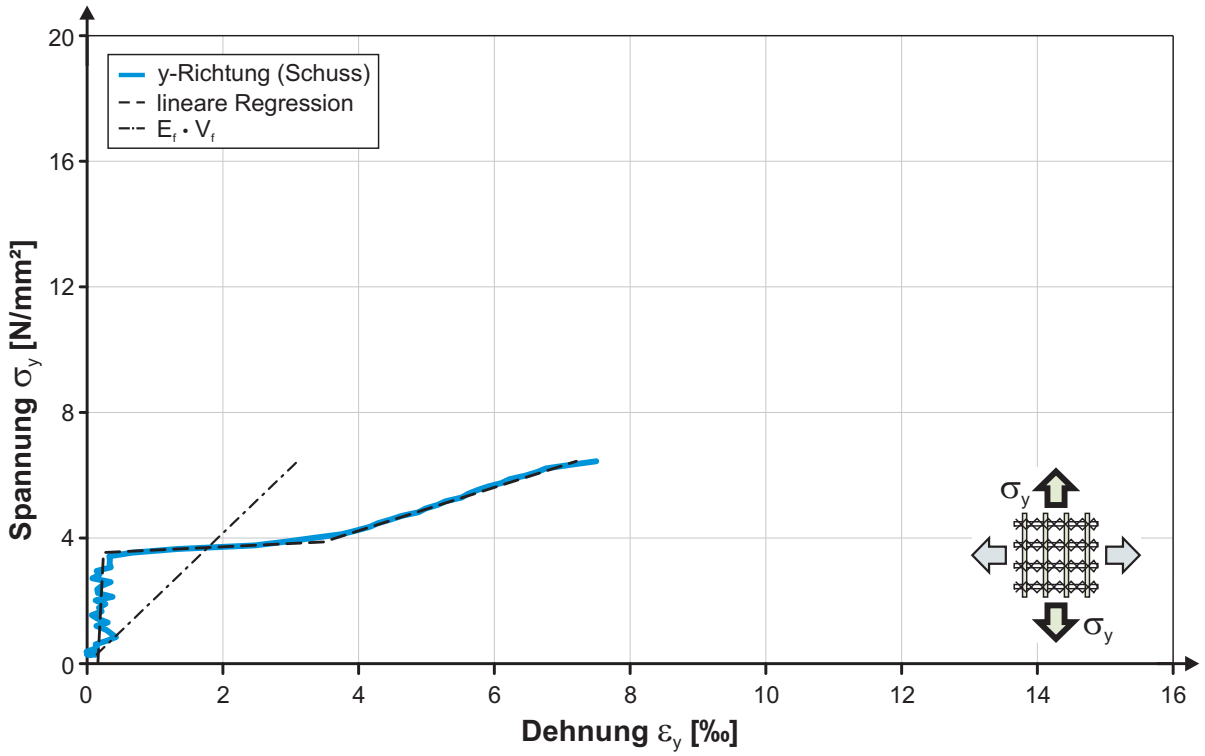


Bild B.106: B1-555: Spannungs-Dehnungs-Linie, y-Richtung (Kette)

B1-556

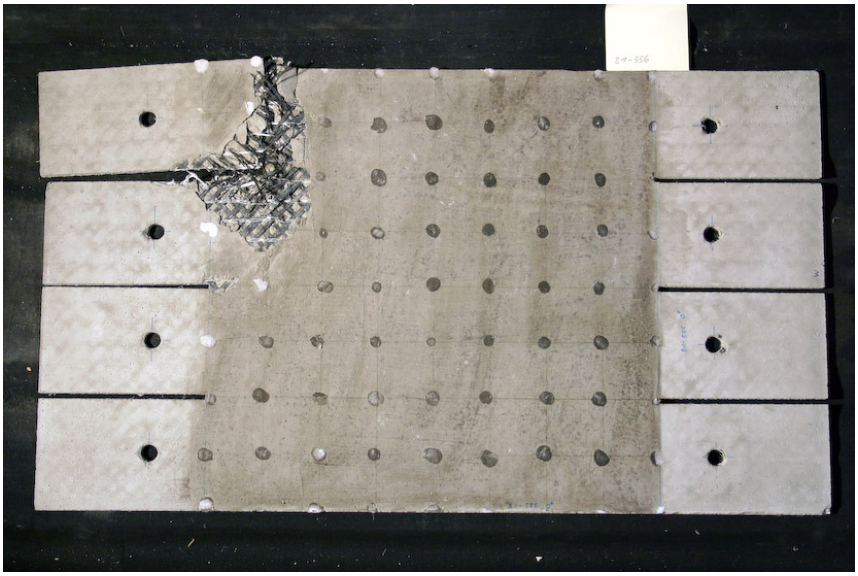


Bild B.107: Versuch B1-556: Bruchbild

Tabelle B.57: Versuch B1-556: Regressionsdaten

Allgemeine Angaben					
Spannungsverhältnis	α =	90 °			
Bewehrungsdrehwinkel	γ =	45 °			
Mittlere Plattendicke	d [mm] =	8,235			
Bruch:					
		x-Richtung		**y-Richtung**	
Bruchkraft	F [kN] =	0		29,5218	
Betonbruchspannung	σ_c [kN/mm^2] =	0		8,9623	
Faserbruchspannung	σ_f [kN/mm^2] =	0		888	
Bruchdehnung	$\varepsilon_{c,versuch}$ [‰] =	-0,1508		9,6304	
Lineare Regression: Geradengleichungen					
Zustand I	m,n =	-	-	25,7548	0
Zustand IIa	m,n =	-	-	0,0812	2,362
Zustand IIb	m,n =	-	-	0,838	-0,3544
Lineare Regression: Punktliste					
P1	x,y =	0	0	0	0
P2	x,y =	0	0	0,155	3,992
P3	x,y =	0	0	3,6522	4,276
P4	x,y =	0	0	9,2443	8,9623

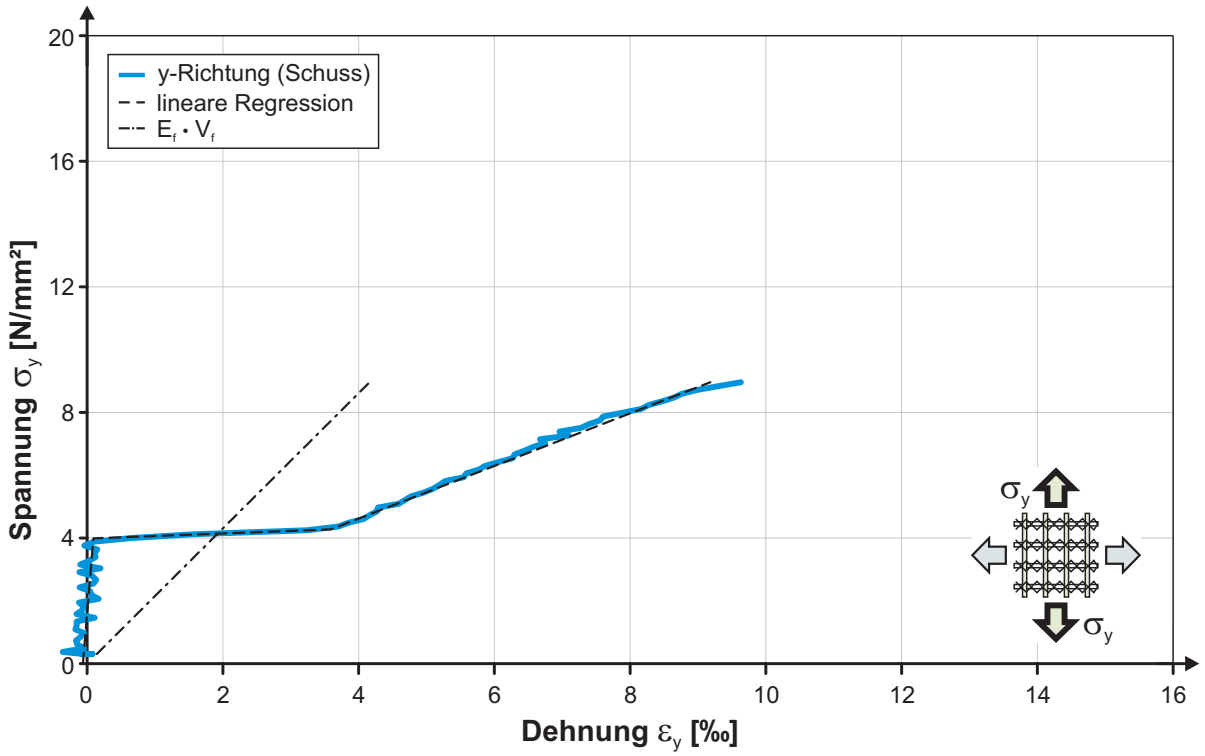


Bild B.108: B1-556: Spannungs-Dehnungs-Linie, y-Richtung (Kette)

B1-557

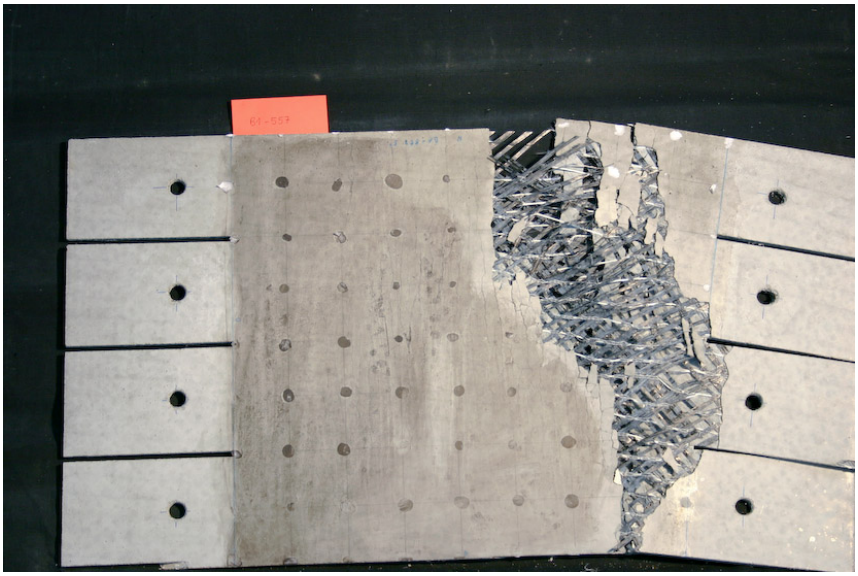


Bild B.109: Versuch B1-557: Bruchbild

Tabelle B.58: Versuch B1-557: Regressionsdaten

Allgemeine Angaben					
Spannungsverhältnis	α =	90 °			
Bewehrungsdrehwinkel	γ =	40 °			
Mittlere Plattendicke	d [mm] =	8,34			
Bruch:					
		x-Richtung		**y-Richtung**	
Bruchkraft	F [kN] =	0		20,1071	
Betonbruchspannung	σ_c [kN/mm^2] =	0		6,0273	
Faserbruchspannung	σ_f [kN/mm^2] =	0		605	
Bruchdehnung	$\varepsilon_{c,versuch}$ [‰] =	-0,6845		23,6102	
Lineare Regression: Geradengleichungen					
Zustand I	m,n =	-	-	132,9781	0
Zustand IIa	m,n =	-	-	0,0657	-11,9488
Zustand IIb	m,n =	-	-	0,6459	-13,9098
Lineare Regression: Punktliste					
P1	x,y =	0	0	0	0
P2	x,y =	0	0	0,0252	3,345
P3	x,y =	0	0	3,4951	3,573
P4	x,y =	0	0	7,2951	6,0273

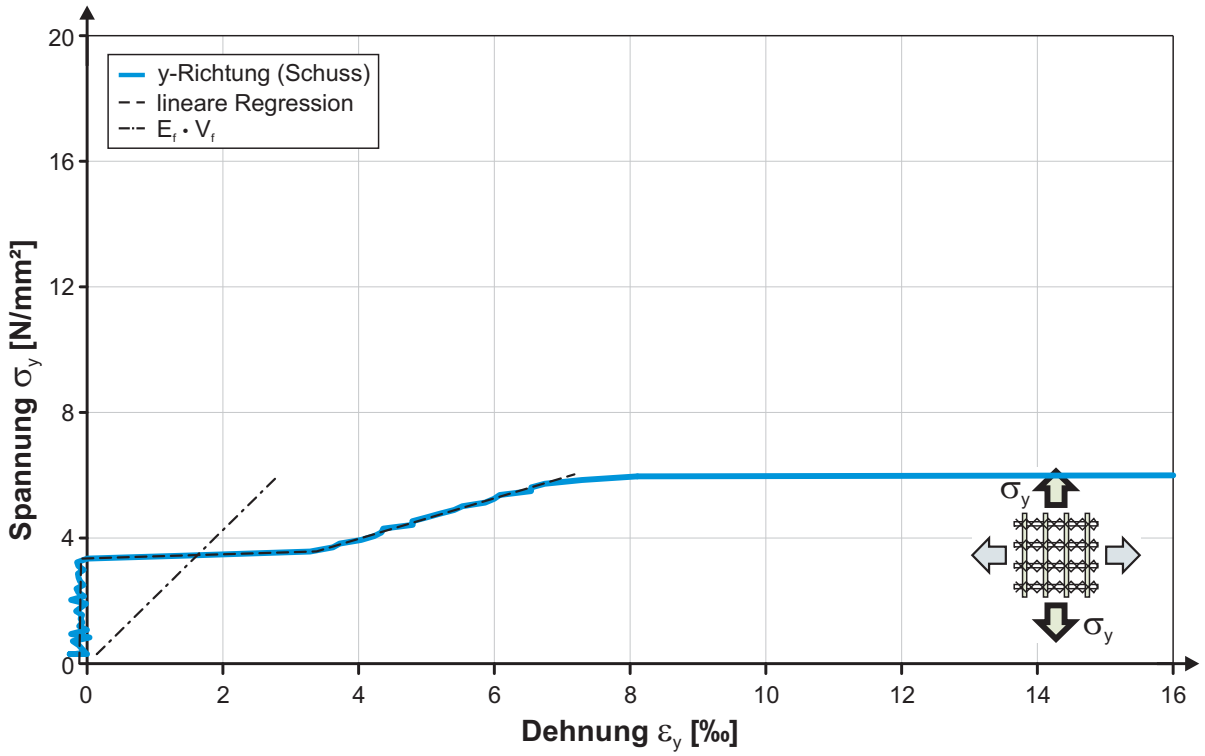


Bild B.110: B1-557: Spannungs-Dehnungs-Linie, y-Richtung (Kette)

B1-558

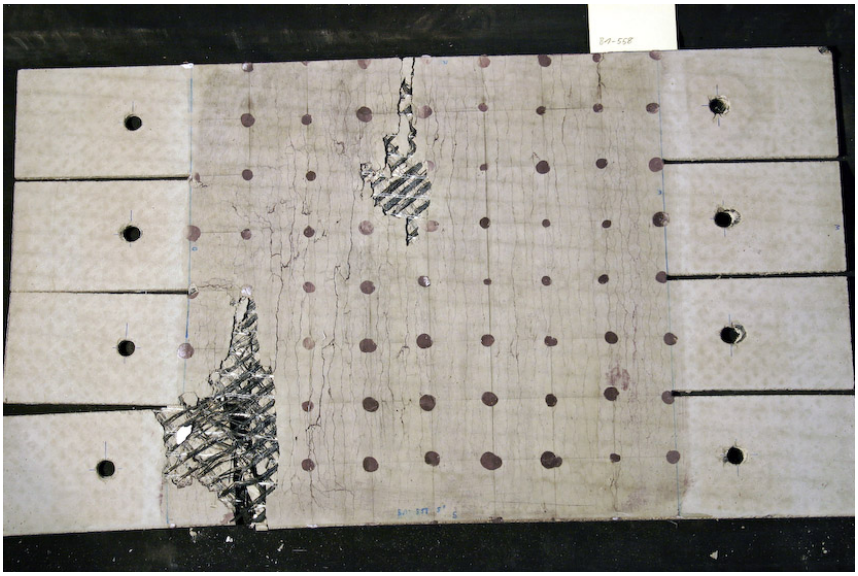


Bild B.111: Versuch B1-558: Bruchbild

Tabelle B.59: Versuch B1-558: Regressionsdaten

Allgemeine Angaben					
Spannungsverhältnis	α =	90 °			
Bewehrungsdrehwinkel	γ =	40 °			
Mittlere Plattendicke	d [mm] =	8,32			
Bruch:					
		x-Richtung		**y-Richtung**	
Bruchkraft	F [kN] =	0		30,828	
Betonbruchspannung	σ_c [kN/mm^2] =	0		9,2632	
Faserbruchspannung	σ_f [kN/mm^2] =	0		928	
Bruchdehnung	$\varepsilon_{c,versuch}$ [‰] =	-0,6589		13,2089	
Lineare Regression: Geradengleichungen					
Zustand I	m,n =	-	-	26,3939	0
Zustand IIa	m,n =	-	-	0,083	2,2402
Zustand IIb	m,n =	-	-	0,797	-0,5301
Lineare Regression: Punktliste					
P1	x,y =	0	0	0	0
P2	x,y =	0	0	0,1497	3,951
P3	x,y =	0	0	3,9446	4,266
P4	x,y =	0	0	10,2146	9,2632

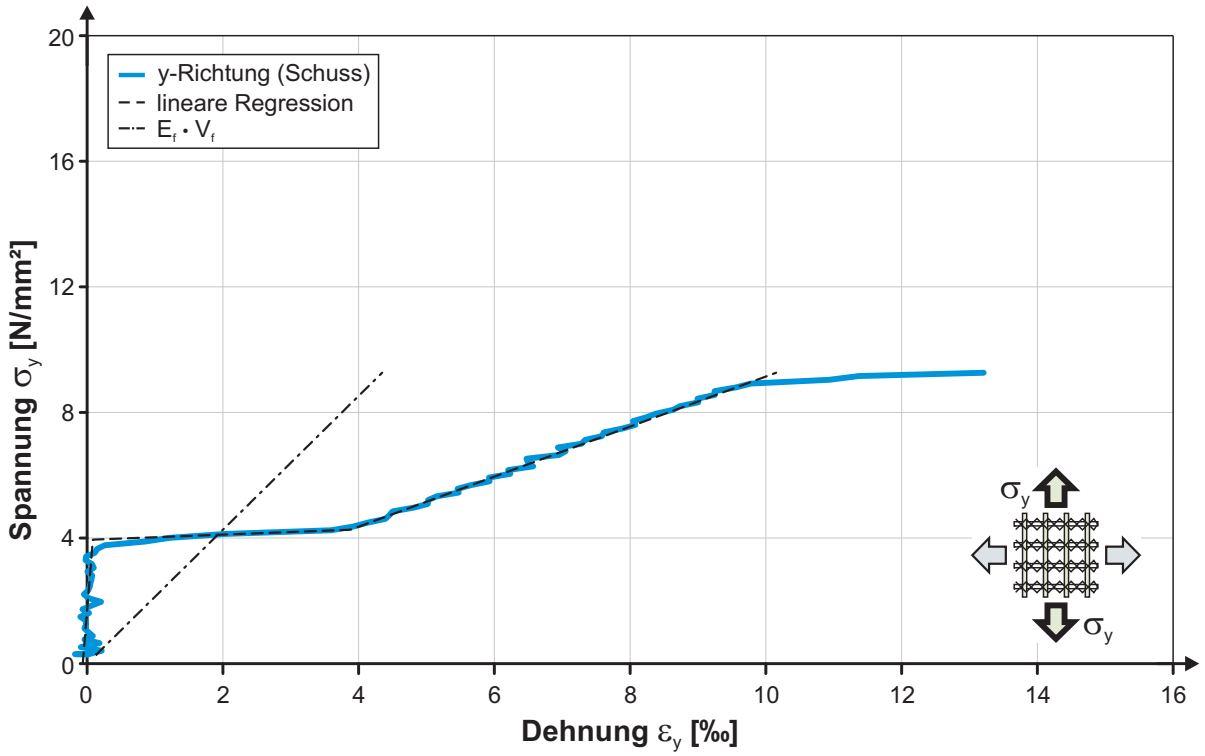


Bild B.112: B1-558: Spannungs-Dehnungs-Linie, y-Richtung (Kette)

B1-559

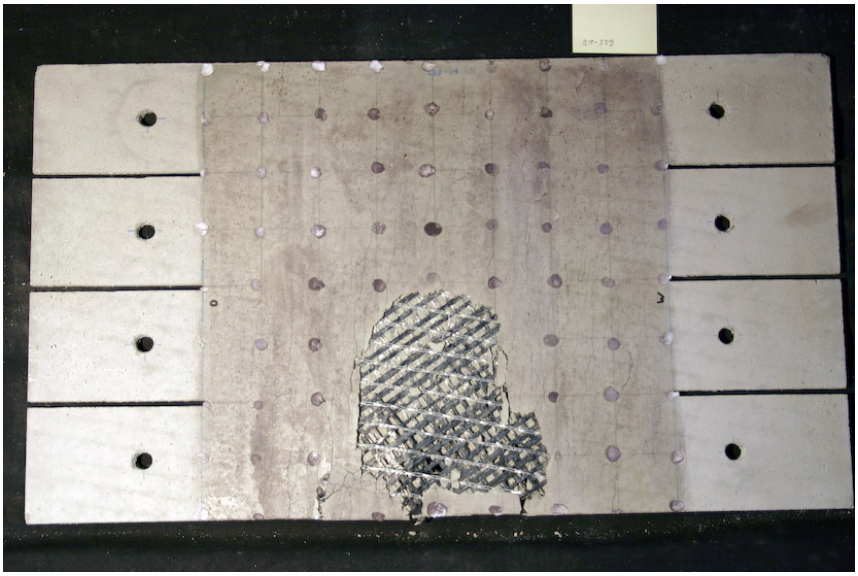


Bild B.113: Versuch B1-559: Bruchbild

Tabelle B.60: Versuch B1-559: Regressionsdaten

Allgemeine Angaben					
Spannungsverhältnis	α =	90 °			
Bewehrungsdrehwinkel	γ =	35 °			
Mittlere Plattendicke	d [mm] =	8,46			
Bruch:					
		x-Richtung		**y-Richtung**	
Bruchkraft	F [kN] =	0		30,1966	
Betonbruchspannung	σ_c [kN/mm^2] =	0		8,9234	
Faserbruchspannung	σ_f [kN/mm^2] =	0		909	
Bruchdehnung	$\varepsilon_{c,versuch}$ [‰] =	-0,5784		13,0576	
Lineare Regression: Geradengleichungen					
Zustand I	m,n =	-	-	29,2694	0
Zustand IIa	m,n =	-	-	0,0829	2,5626
Zustand IIb	m,n =	-	-	0,7826	0,2649
Lineare Regression: Punktliste					
P1	x,y =	0	0	0	0
P2	x,y =	0	0	0,1355	3,966
P3	x,y =	0	0	3,3317	4,231
P4	x,y =	0	0	9,3277	8,9234

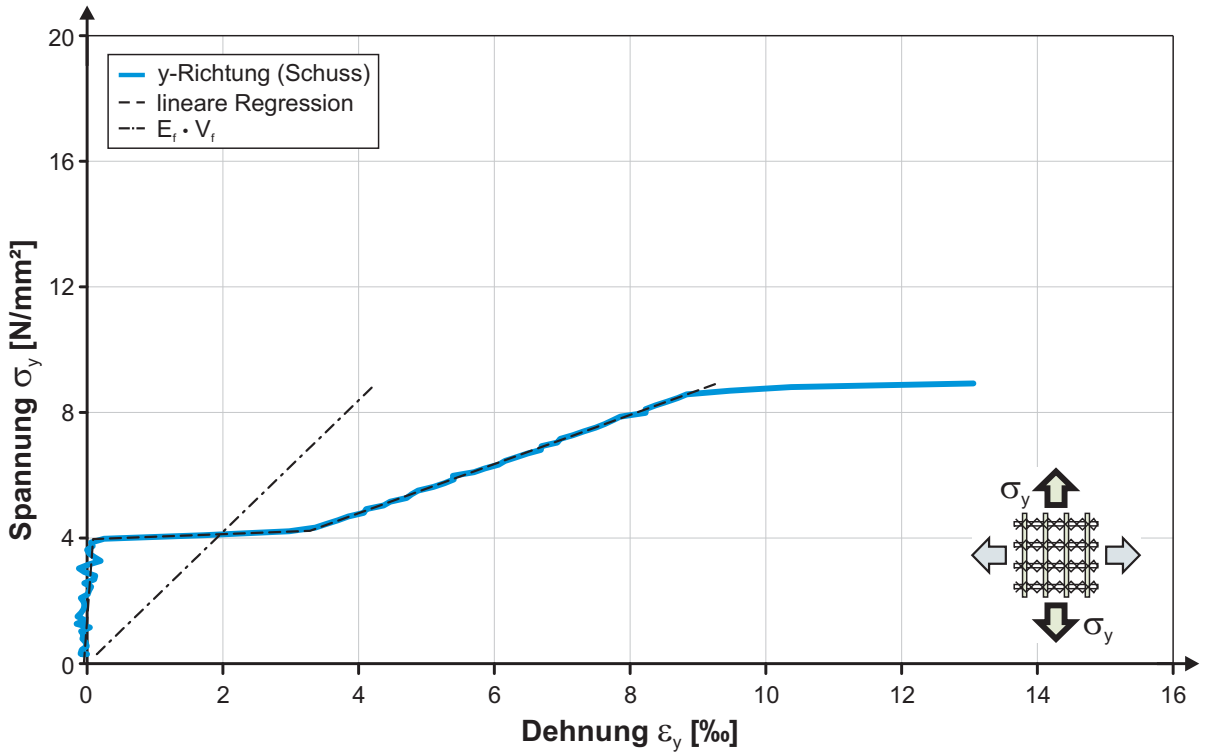


Bild B.114: B1-559: Spannungs-Dehnungs-Linie, y-Richtung (Kette)

B1-560

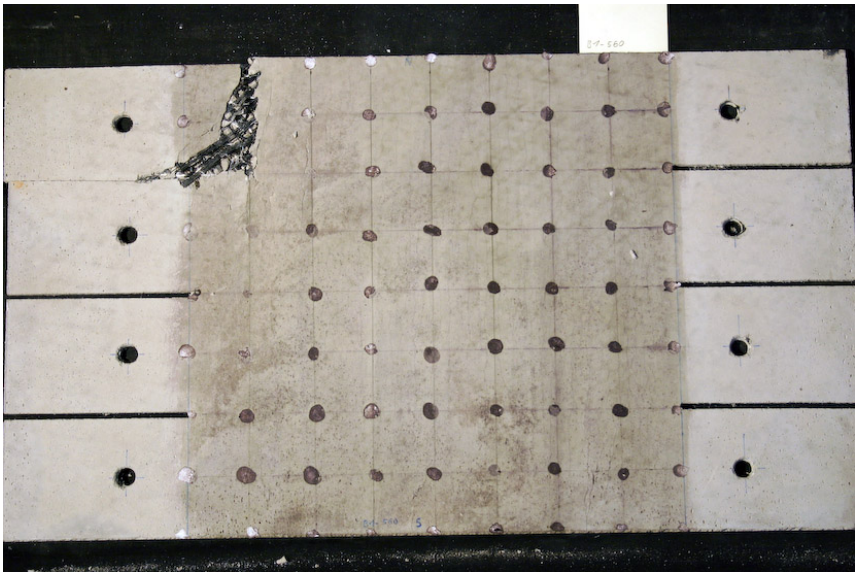


Bild B.115: Versuch B1-560: Bruchbild

Tabelle B.61: Versuch B1-560: Regressionsdaten

Allgemeine Angaben					
Spannungsverhältnis	α =	90 °			
Bewehrungsdrehwinkel	γ =	35 °			
Mittlere Plattendicke	d [mm] =	8,4975			
Bruch:					
		x-Richtung		**y-Richtung**	
Bruchkraft	F [kN] =	0		30,5552	
Betonbruchspannung	σ_c [kN/mm^2] =	0		8,9895	
Faserbruchspannung	σ_f [kN/mm^2] =	0		920	
Bruchdehnung	$\varepsilon_{c,versuch}$ [‰] =	-0,152		8,8373	
Lineare Regression: Geradengleichungen					
Zustand I	m,n =	-	-	27,7549	0
Zustand IIa	m,n =	-	-	0,1967	4,8647
Zustand IIb	m,n =	-	-	0,922	2,2805
Lineare Regression: Punktliste					
P1	x,y =	0	0	0	0
P2	x,y =	0	0	0,1473	4,088
P3	x,y =	0	0	3,5338	4,754
P4	x,y =	0	0	8,1278	8,9895

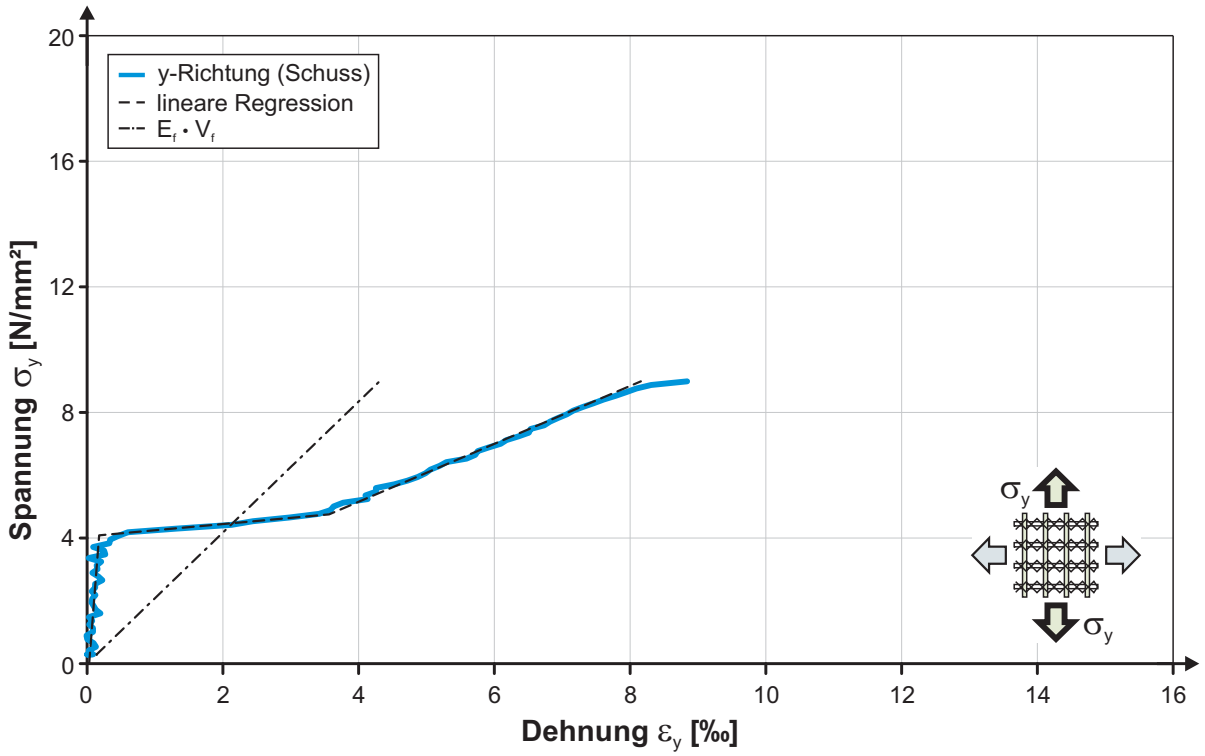


Bild B.116: B1-560: Spannungs-Dehnungs-Linie, y-Richtung (Kette)

B1-561

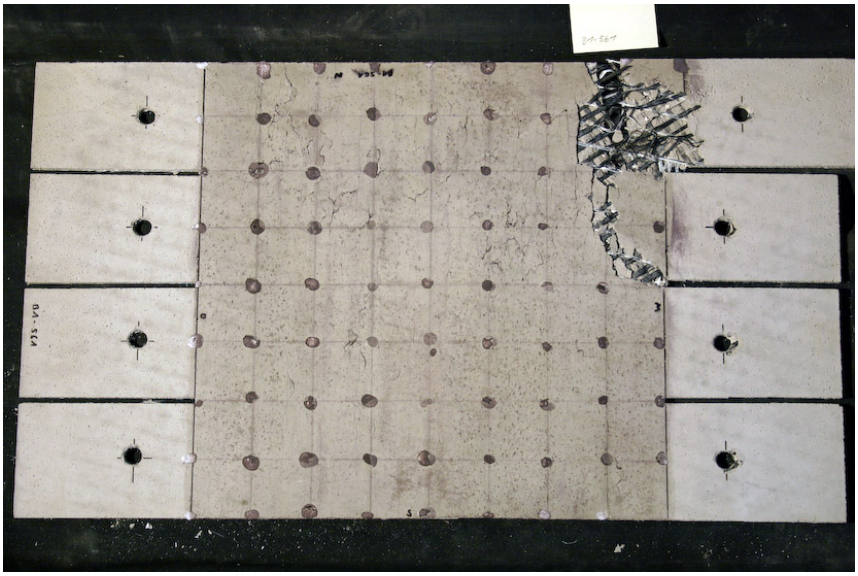


Bild B.117: Versuch B1-561: Bruchbild

Tabelle B.62: Versuch B1-561: Regressionsdaten

Allgemeine Angaben					
Spannungsverhältnis	α =	90 °			
Bewehrungsdrehwinkel	γ =	30 °			
Mittlere Plattendicke	d [mm] =	8,255			
Bruch:					
		x-Richtung		**y-Richtung**	
Bruchkraft	F [kN] =	0		30,7198	
Betonbruchspannung	σ_c [kN/mm^2] =	0		9,3034	
Faserbruchspannung	σ_f [kN/mm^2] =	0		924	
Bruchdehnung	$\varepsilon_{c,versuch}$ [‰] =	-0,2355		9,4724	
Lineare Regression: Geradengleichungen					
Zustand I	m,n =	-	-	26,6203	0
Zustand IIa	m,n =	-	-	0,1112	1,8477
Zustand IIb	m,n =	-	-	1,0233	-0,4709
Lineare Regression: Punktliste					
P1	x,y =	0	0	0	0
P2	x,y =	0	0	0,1509	4,017
P3	x,y =	0	0	2,6232	4,292
P4	x,y =	0	0	7,5203	9,3034

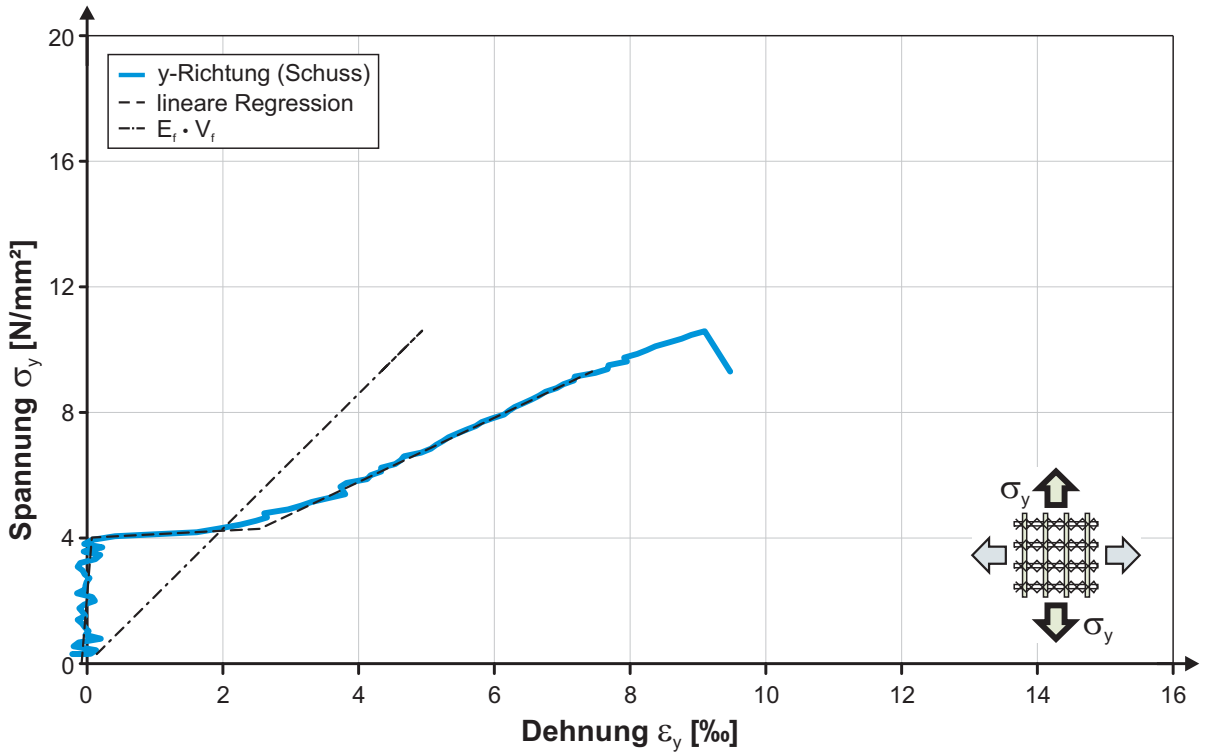


Bild B.118: B1-561: Spannungs-Dehnungs-Linie, y-Richtung (Kette)

B1-562

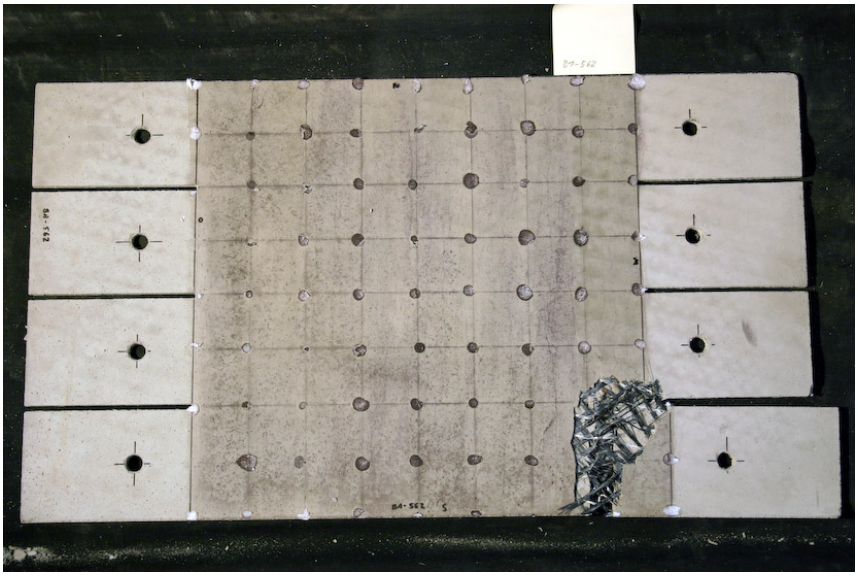


Bild B.119: Versuch B1-562: Bruchbild

Tabelle B.63: Versuch B1-562: Regressionsdaten

Allgemeine Angaben					
Spannungsverhältnis	α =	90 °			
Bewehrungsdrehwinkel	γ =	30 °			
Mittlere Plattendicke	d [mm] =	8,655			
Bruch:					
		x-Richtung		**y-Richtung**	
Bruchkraft	F [kN] =	0		27,0856	
Betonbruchspannung	σ_c [kN/mm^2] =	0		7,8237	
Faserbruchspannung	σ_f [kN/mm^2] =	0		815	
Bruchdehnung	$\varepsilon_{c,versuch}$ [‰] =	-0,188		6,3085	
Lineare Regression: Geradengleichungen					
Zustand I	m,n =	-	-	31,4407	0
Zustand IIa	m,n =	-	-	0,1056	0,1567
Zustand IIb	m,n =	-	-	1,072	-2,6943
Lineare Regression: Punktliste					
P1	x,y =	0	0	0	0
P2	x,y =	0	0	0,1326	4,169
P3	x,y =	0	0	3,0776	4,48
P4	x,y =	0	0	6,1966	7,8237

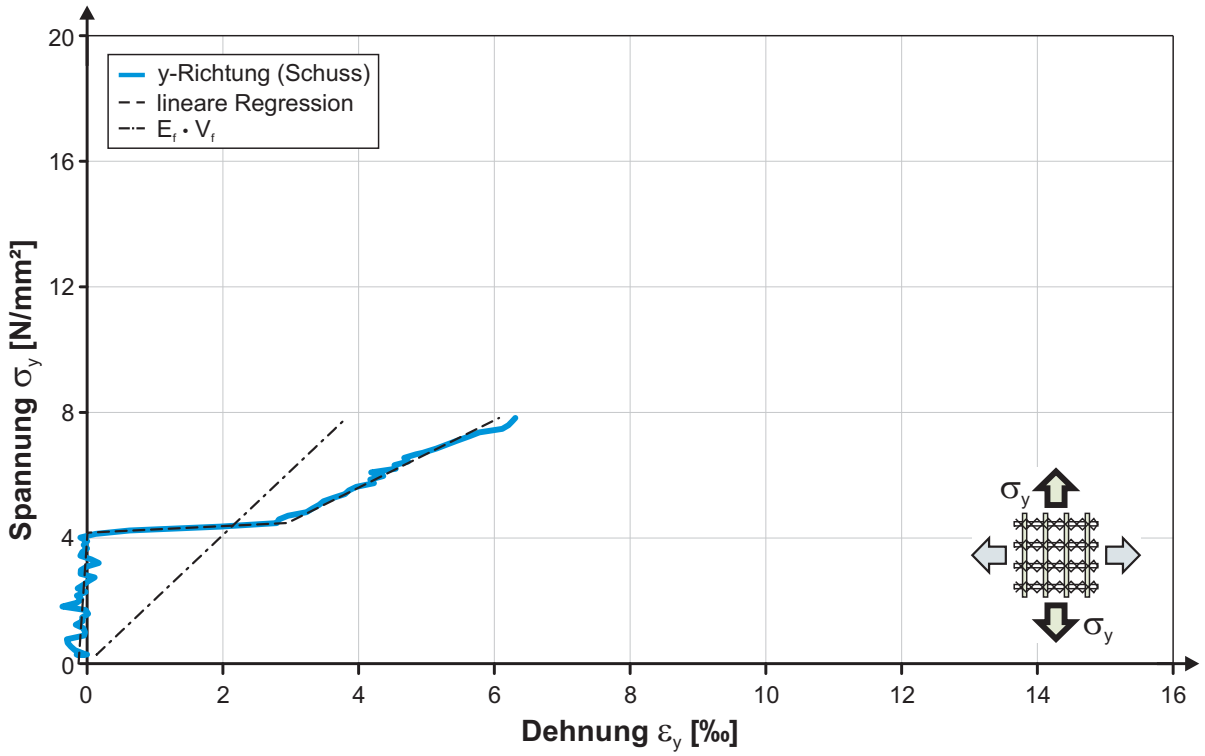


Bild B.120: B1-562: Spannungs-Dehnungs-Linie, y-Richtung (Kette)

B1-563

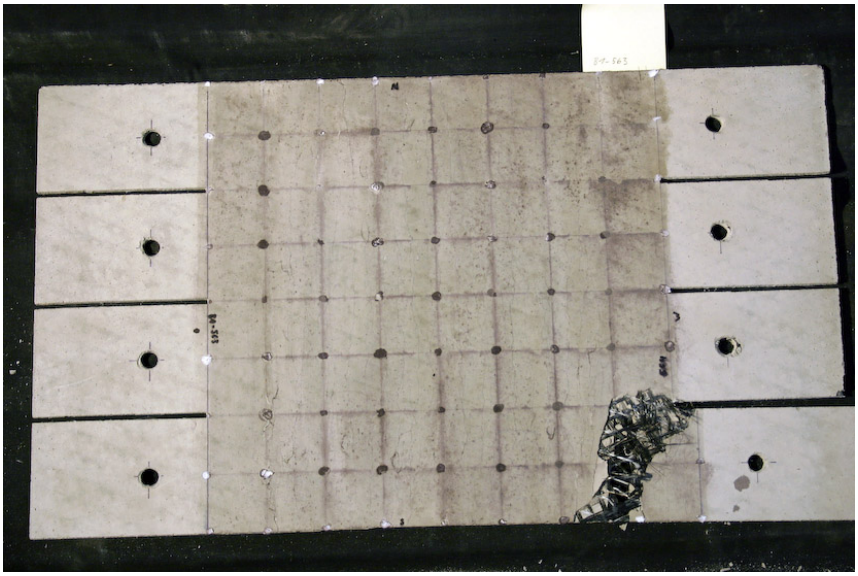


Bild B.121: Versuch B1-563: Bruchbild

Tabelle B.64: Versuch B1-563: Regressionsdaten

Allgemeine Angaben					
Spannungsverhältnis	α =	90 °			
Bewehrungsdrehwinkel	γ =	22,5 °			
Mittlere Plattendicke	d [mm] =	8,26			
Bruch:					
		x-Richtung		**y-Richtung**	
Bruchkraft	F [kN] =	0		34,2478	
Betonbruchspannung	σ_c [kN/mm^2] =	0		10,3655	
Faserbruchspannung	σ_f [kN/mm^2] =	0		1031	
Bruchdehnung	$\varepsilon_{c,versuch}$ [‰] =	-0,1889		6,9402	
Lineare Regression: Geradengleichungen					
Zustand I	m,n =	-	-	28,3734	0
Zustand IIa	m,n =	-	-	0,1211	-1,5539
Zustand IIb	m,n =	-	-	1,1861	-3,8169
Lineare Regression: Punktliste					
P1	x,y =	0	0	0	0
P2	x,y =	0	0	0,1513	4,292
P3	x,y =	0	0	2,3313	4,556
P4	x,y =	0	0	7,2294	10,3655

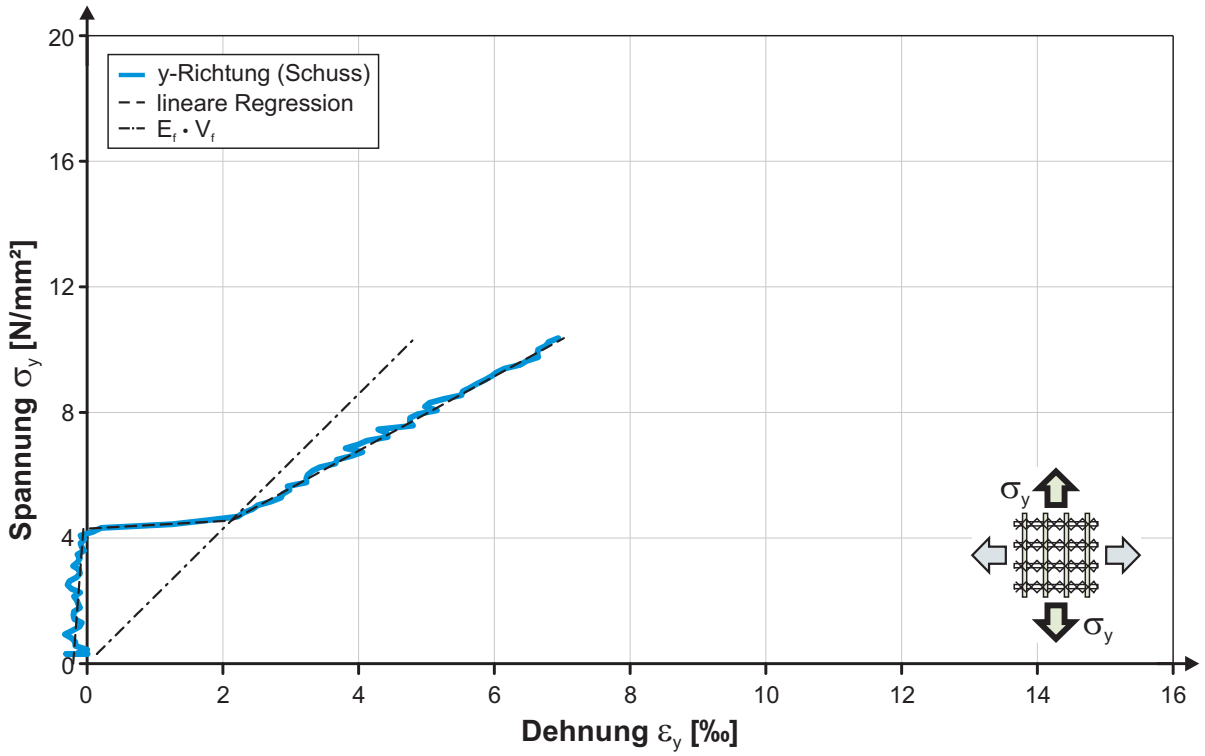


Bild B.122: B1-563: Spannungs-Dehnungs-Linie, y-Richtung (Kette)

B1-564

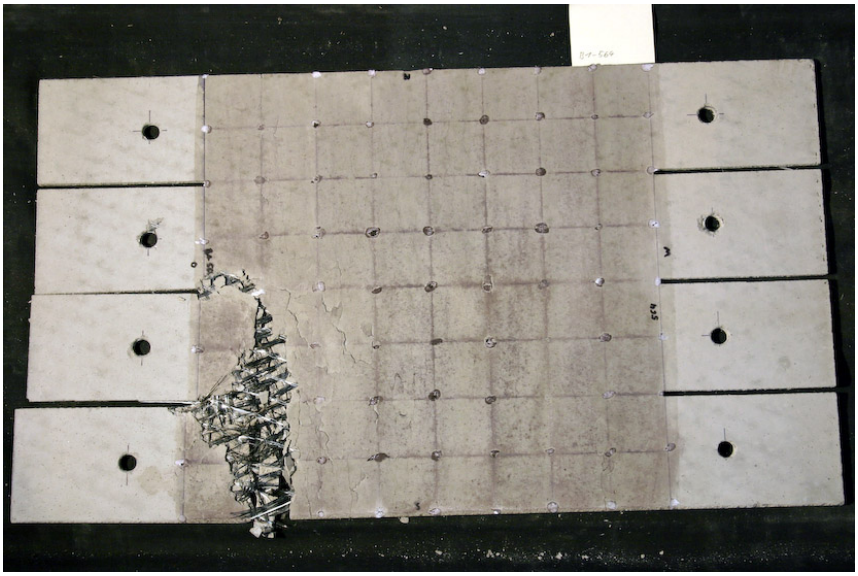


Bild B.123: Versuch B1-564: Bruchbild

Tabelle B.65: Versuch B1-564: Regressionsdaten

Allgemeine Angaben					
Spannungsverhältnis	α =	90 °			
Bewehrungsdrehwinkel	γ =	22,5 °			
Mittlere Plattendicke	d [mm] =	8,435			
Bruch:					
		x-Richtung		**y-Richtung**	
Bruchkraft	F [kN] =	0		36,3506	
Betonbruchspannung	σ_c [kN/mm^2] =	0		10,7737	
Faserbruchspannung	σ_f [kN/mm^2] =	0		1094	
Bruchdehnung	$\varepsilon_{c,versuch}$ [‰] =	-0,0611		7,6697	
Lineare Regression: Geradengleichungen					
Zustand I	m,n =	-	-	25,005	0
Zustand IIa	m,n =	-	-	0,3	6,7058
Zustand IIb	m,n =	-	-	1,2655	4,0843
Lineare Regression: Punktliste					
P1	x,y =	0	0	0	0
P2	x,y =	0	0	0,157	3,925
P3	x,y =	0	0	2,6005	4,658
P4	x,y =	0	0	7,4331	10,7737

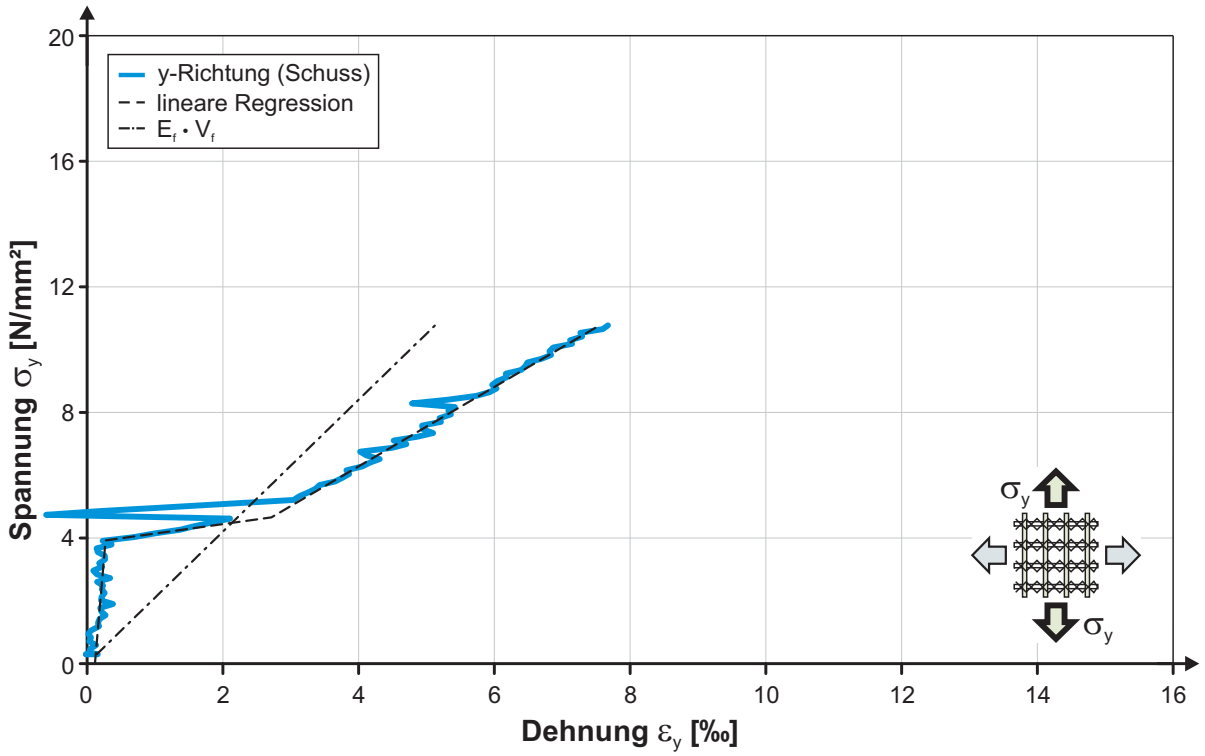


Bild B.124: B1-564: Spannungs-Dehnungs-Linie, y-Richtung (Kette)

B1-565

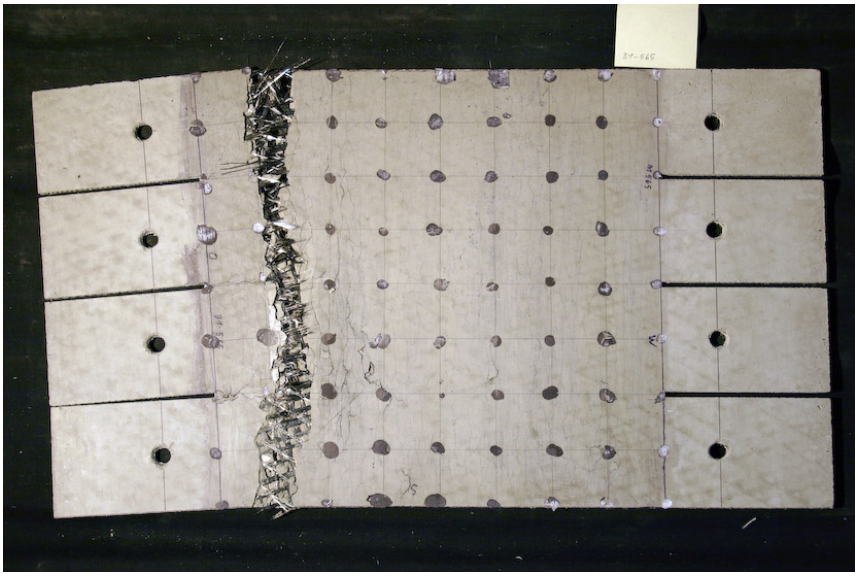


Bild B.125: Versuch B1-565: Bruchbild

Tabelle B.66: Versuch B1-565: Regressionsdaten

Allgemeine Angaben					
Spannungsverhältnis	α =	90 °			
Bewehrungsdrehwinkel	γ =	15 °			
Mittlere Plattendicke	d [mm] =	8,705			
Bruch:					
		x-Richtung		**y-Richtung**	
Bruchkraft	F [kN] =	0		45,5829	
Betonbruchspannung	σ_c [kN/mm^2] =	0		13,091	
Faserbruchspannung	σ_f [kN/mm^2] =	0		1372	
Bruchdehnung	$\varepsilon_{c,versuch}$ [‰] =	-0,3662		8,6817	
Lineare Regression: Geradengleichungen					
Zustand I	m,n =	-	-	31,9383	0
Zustand IIa	m,n =	-	-	0,1931	6,9839
Zustand IIb	m,n =	-	-	1,4218	3,9332
Lineare Regression: Punktliste					
P1	x,y =	0	0	0	0
P2	x,y =	0	0	0,1393	4,449
P3	x,y =	0	0	2,4023	4,886
P4	x,y =	0	0	8,1733	13,091

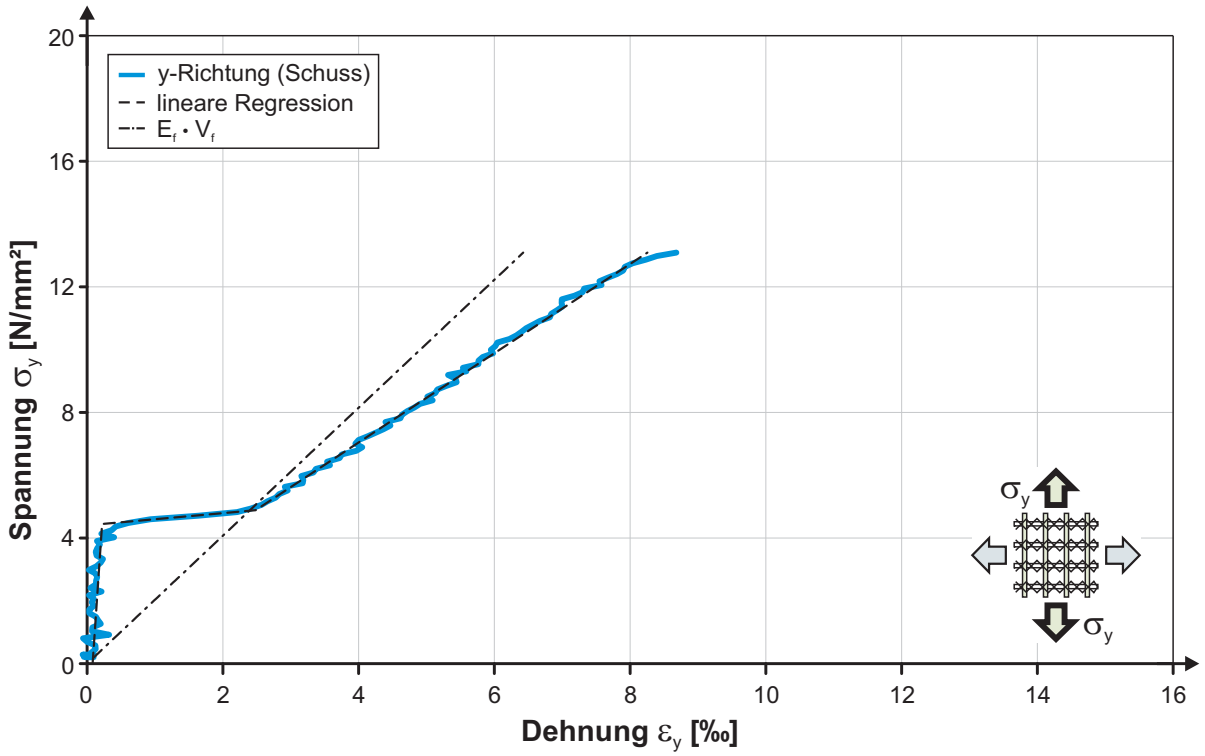


Bild B.126: B1-565: Spannungs-Dehnungs-Linie, y-Richtung (Kette)

B1-566

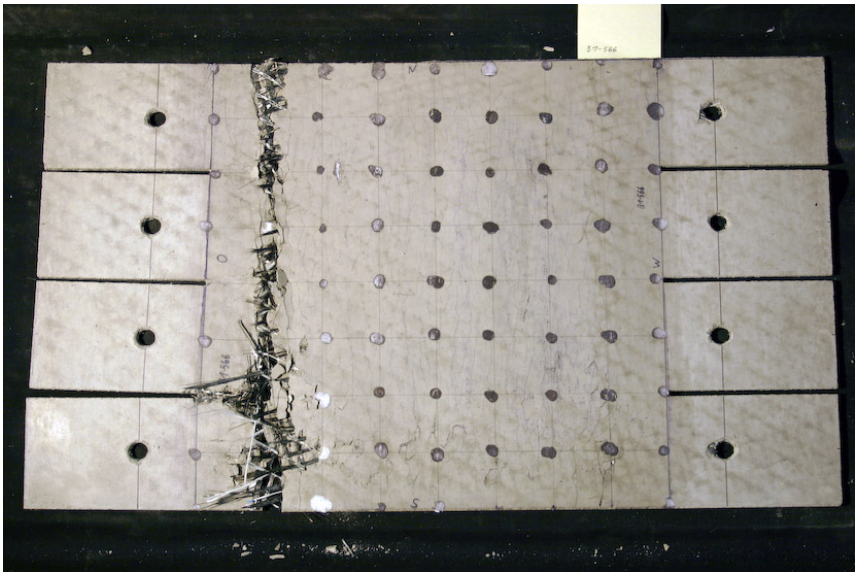


Bild B.127: Versuch B1-566: Bruchbild

Tabelle B.67: Versuch B1-566: Regressionsdaten

Allgemeine Angaben					
Spannungsverhältnis	α =	90 °			
Bewehrungsdrehwinkel	γ =	15 °			
Mittlere Plattendicke	d [mm] =	8,41			
Bruch:					
		x-Richtung		**y-Richtung**	
Bruchkraft	F [kN] =	0		46,6891	
Betonbruchspannung	σ_c [kN/mm^2] =	0		13,879	
Faserbruchspannung	σ_f [kN/mm^2] =	0		1405	
Bruchdehnung	$\varepsilon_{c,versuch}$ [‰] =	-0,1428		7,6285	
Lineare Regression: Geradengleichungen					
Zustand I	m,n =	-	-	23,6885	0
Zustand IIa	m,n =	-	-	0,1616	2,3527
Zustand IIb	m,n =	-	-	1,6272	-0,6957
Lineare Regression: Punktliste					
P1	x,y =	0	0	0	0
P2	x,y =	0	0	0,1844	4,368
P3	x,y =	0	0	2,1644	4,688
P4	x,y =	0	0	7,8129	13,879

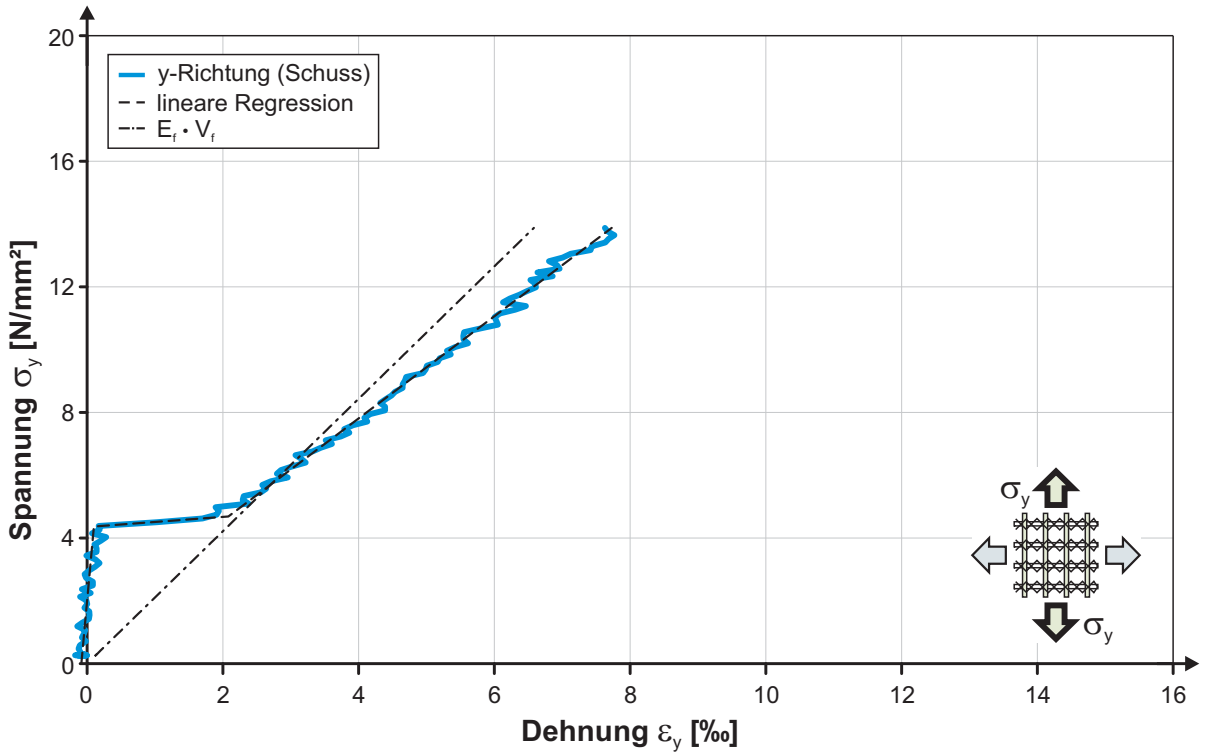


Bild B.128: B1-566: Spannungs-Dehnungs-Linie, y-Richtung (Kette)

B1-567

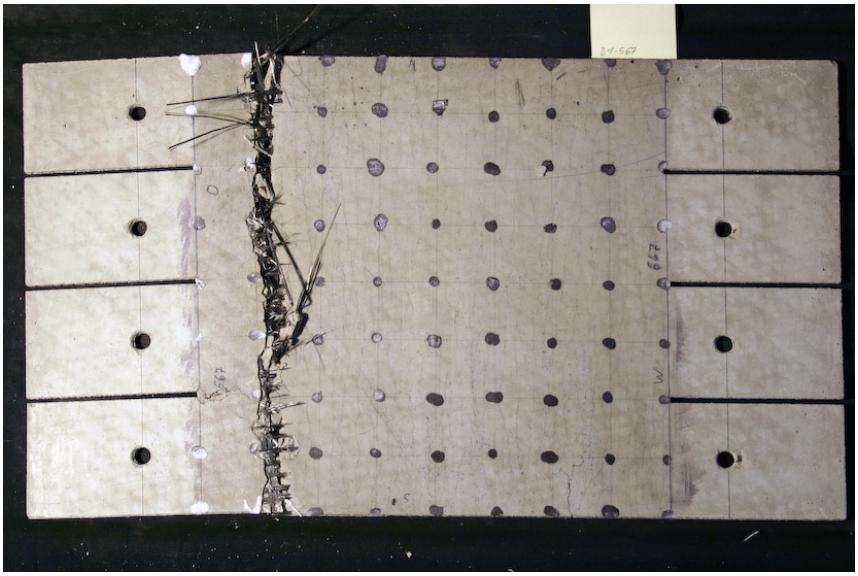


Bild B.129: Versuch B1-567: Bruchbild

Tabelle B.68: Versuch B1-567: Regressionsdaten

Allgemeine Angaben					
Spannungsverhältnis	α =	90 °			
Bewehrungsdrehwinkel	γ =	10 °			
Mittlere Plattendicke	d [mm] =	9,125			
Bruch:					
		x-Richtung		**y-Richtung**	
Bruchkraft	F [kN] =	0		48,6183	
Betonbruchspannung	σ_c [kN/mm^2] =	0		13,3201	
Faserbruchspannung	σ_f [kN/mm^2] =	0		1463	
Bruchdehnung	$\varepsilon_{c,versuch}$ [‰] =	0,3255		7,6973	
Lineare Regression: Geradengleichungen					
Zustand I	m,n =	-	-	30,8425	0
Zustand IIa	m,n =	-	-	0,3104	3,9051
Zustand IIb	m,n =	-	-	1,6412	0,421
Lineare Regression: Punktliste					
P1	x,y =	0	0	0	0
P2	x,y =	0	0	0,1365	4,21
P3	x,y =	0	0	2,6266	4,983
P4	x,y =	0	0	7,7064	13,3201

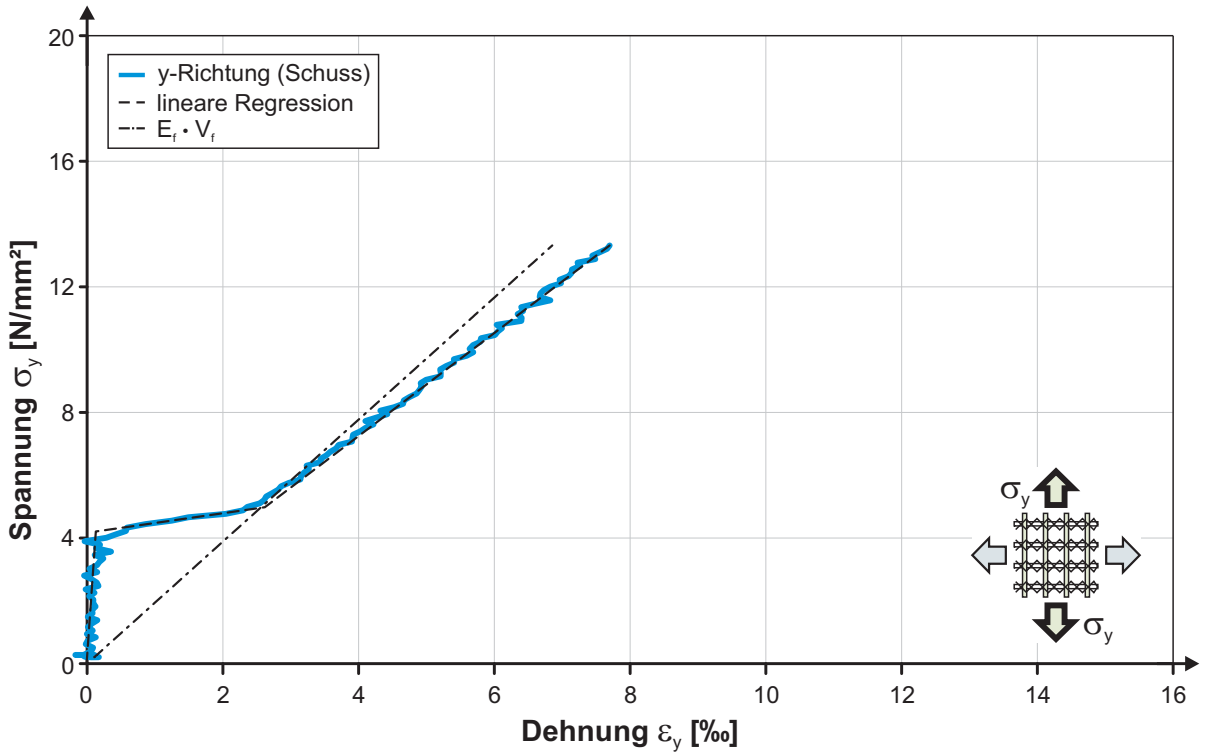


Bild B.130: B1-567: Spannungs-Dehnungs-Linie, y-Richtung (Kette)

B1-568

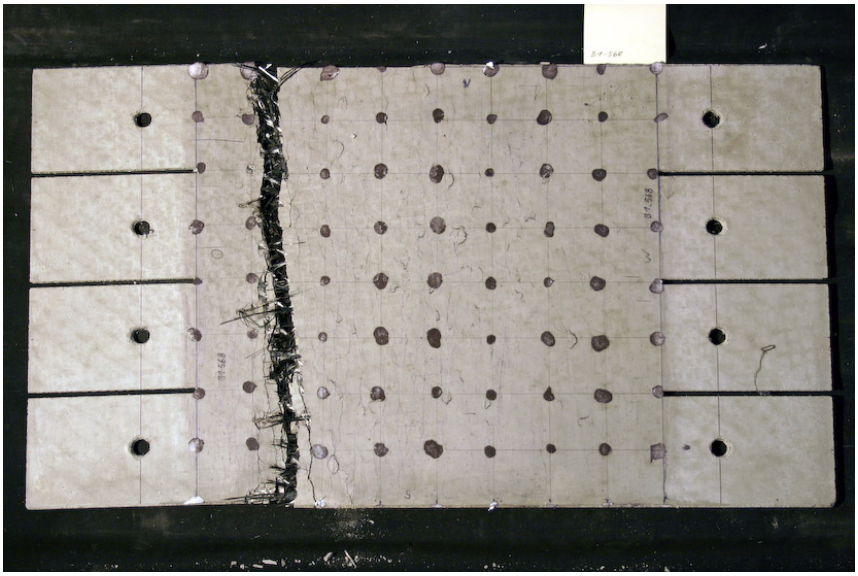


Bild B.131: Versuch B1-568: Bruchbild

Tabelle B.69: Versuch B1-568: Regressionsdaten

Allgemeine Angaben					
Spannungsverhältnis	α =	90 °			
Bewehrungsdrehwinkel	γ =	10 °			
Mittlere Plattendicke	d [mm] =	8,36			
Bruch:					
		x-Richtung		**y-Richtung**	
Bruchkraft	F [kN] =	0		53,0658	
Betonbruchspannung	σ_c [kN/mm^2] =	0		15,869	
Faserbruchspannung	σ_f [kN/mm^2] =	0		1597	
Bruchdehnung	$\varepsilon_{c,versuch}$ [‰] =	0,1808		8,2574	
Lineare Regression: Geradengleichungen					
Zustand I	m,n =	-	-	28,9296	0
Zustand IIa	m,n =	-	-	0,1541	-1,5827
Zustand IIb	m,n =	-	-	1,7306	-4,0025
Lineare Regression: Punktliste					
P1	x,y =	0	0	0	0
P2	x,y =	0	0	0,142	4,108
P3	x,y =	0	0	1,732	4,353
P4	x,y =	0	0	8,3865	15,869

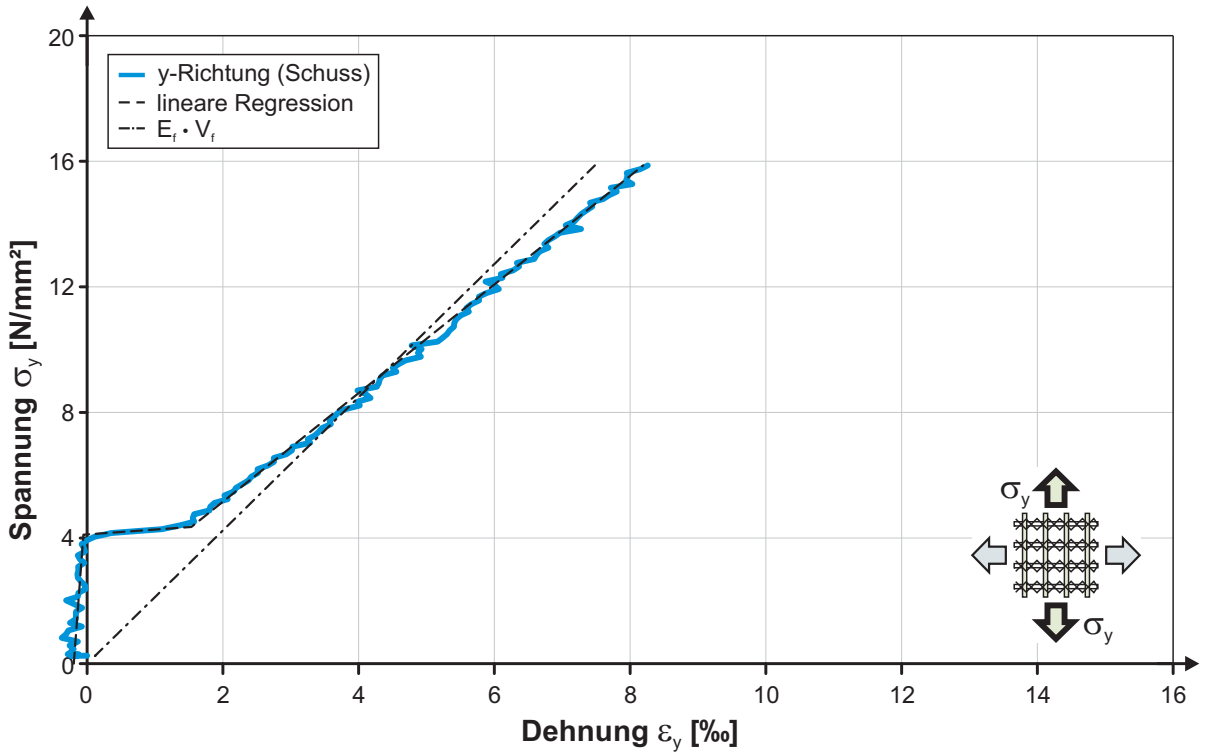


Bild B.132: B1-568: Spannungs-Dehnungs-Linie, y-Richtung (Kette)

B1-569

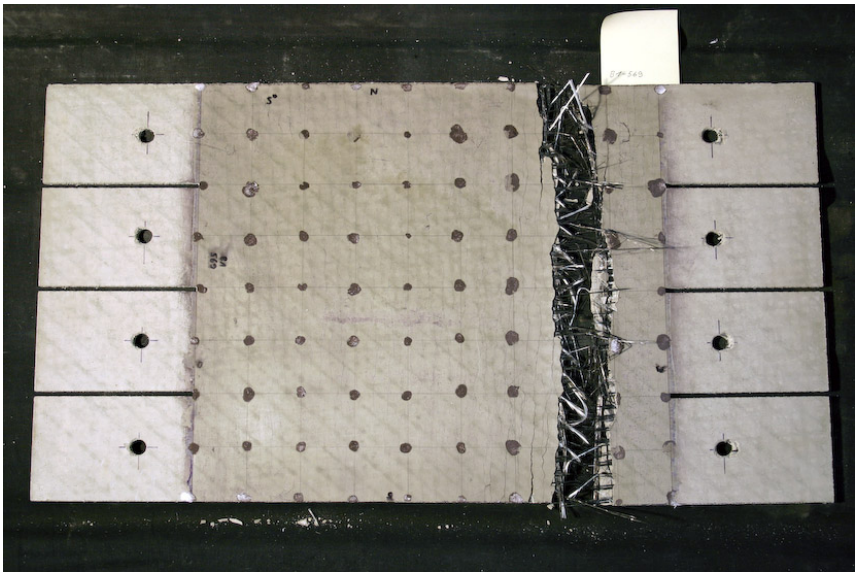


Bild B.133: Versuch B1-569: Bruchbild

Tabelle B.70: Versuch B1-569: Regressionsdaten

Allgemeine Angaben					
Spannungsverhältnis	α =	90 °			
Bewehrungsdrehwinkel	γ =	5 °			
Mittlere Plattendicke	d [mm] =	8,1575			
Bruch:					
		x-Richtung		**y-Richtung**	
Bruchkraft	F [kN] =	0		61,7938	
Betonbruchspannung	σ_c [kN/mm^2] =	0		18,9377	
Faserbruchspannung	σ_f [kN/mm^2] =	0		1860	
Bruchdehnung	$\varepsilon_{c,versuch}$ [‰] =	0,1575		9,0904	
Lineare Regression: Geradengleichungen					
Zustand I	m,n =	-	-	29,5273	0
Zustand IIa	m,n =	-	-	0,3786	5,5528
Zustand IIb	m,n =	-	-	2,0438	1,9945
Lineare Regression: Punktliste					
P1	x,y =	0	0	0	0
P2	x,y =	0	0	0,1481	4,373
P3	x,y =	0	0	2,0946	5,11
P4	x,y =	0	0	8,8605	18,9377

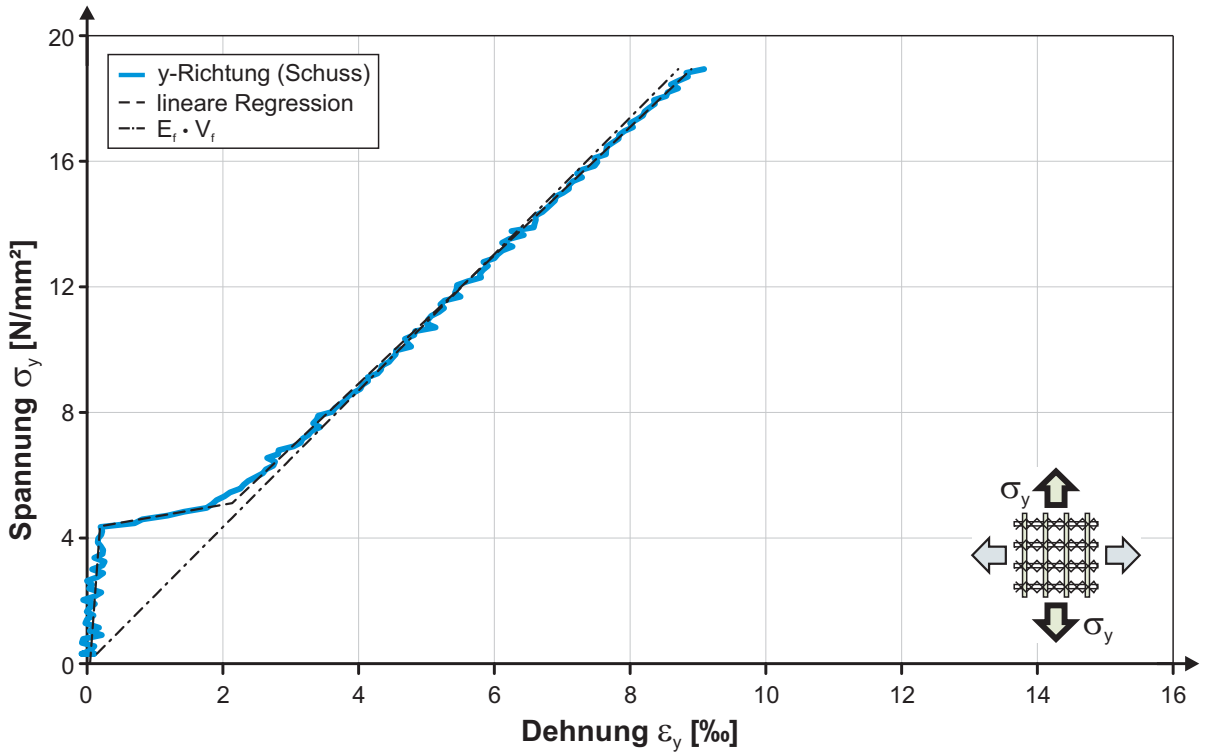


Bild B.134: B1-569: Spannungs-Dehnungs-Linie, y-Richtung (Kette)

B1-570

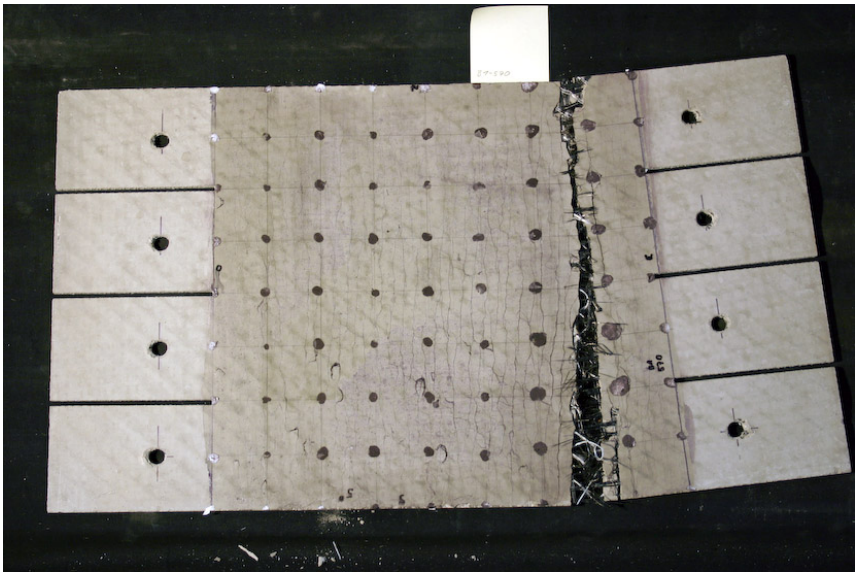


Bild B.135: Versuch B1-570: Bruchbild

Tabelle B.71: Versuch B1-570: Regressionsdaten

Allgemeine Angaben					
Spannungsverhältnis	α =	90 °			
Bewehrungsdrehwinkel	γ =	5 °			
Mittlere Plattendicke	d [mm] =	8,1575			
Bruch:					
		x-Richtung		**y-Richtung**	
Bruchkraft	F [kN] =	0		57,5248	
Betonbruchspannung	σ_c [kN/mm^2] =	0		17,6294	
Faserbruchspannung	σ_f [kN/mm^2] =	0		1731	
Bruchdehnung	$\varepsilon_{c,versuch}$ [‰] =	0,0971		8,9607	
Lineare Regression: Geradengleichungen					
Zustand I	m,n =	-	-	26,6589	0
Zustand IIa	m,n =	-	-	0,3658	4,2595
Zustand IIb	m,n =	-	-	1,8767	1,0782
Lineare Regression: Punktliste					
P1	x,y =	0	0	0	0
P2	x,y =	0	0	0,162	4,3177
P3	x,y =	0	0	2,1056	5,0287
P4	x,y =	0	0	8,8201	17,6294

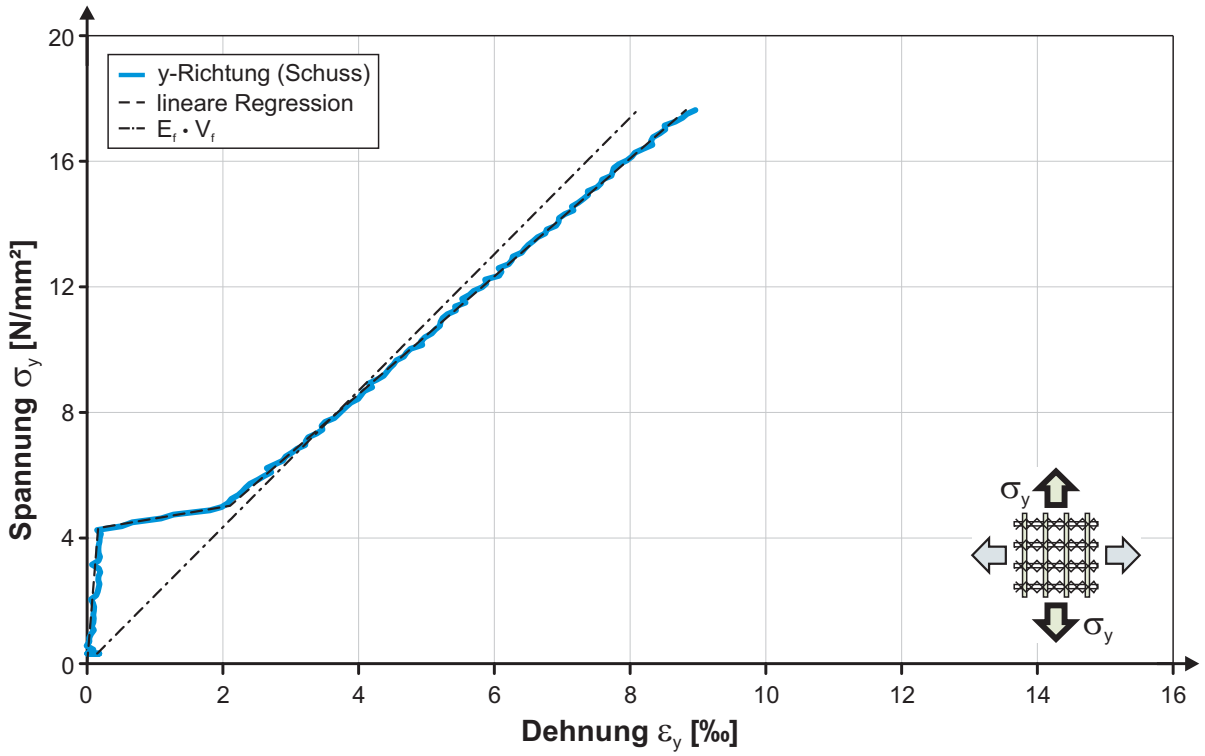


Bild B.136: B1-570: Spannungs-Dehnungs-Linie, y-Richtung (Kette)

B1-571

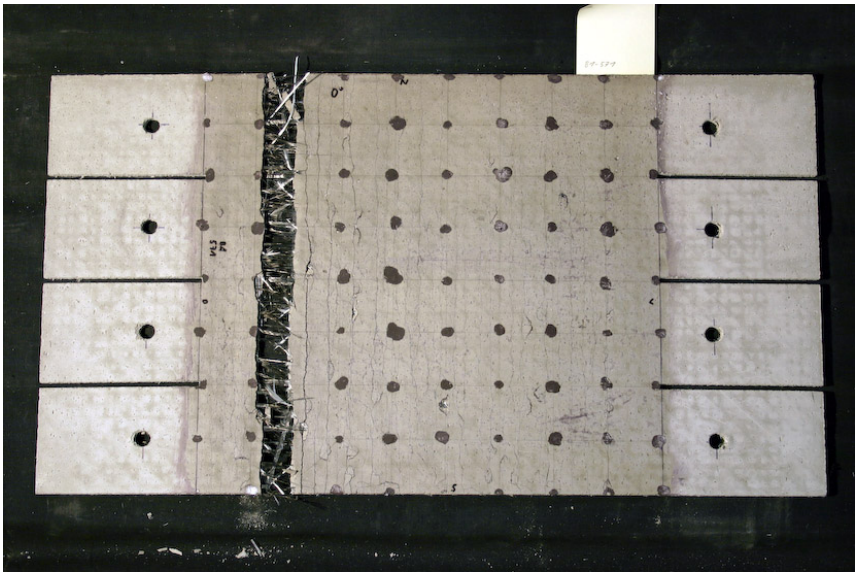


Bild B.137: Versuch B1-571: Bruchbild

Tabelle B.72: Versuch B1-571: Regressionsdaten

Allgemeine Angaben					
Spannungsverhältnis	α =	90 °			
Bewehrungsdrehwinkel	γ =	0 °			
Mittlere Plattendicke	d [mm] =	8,59			
Bruch:					
		x-Richtung		**y-Richtung**	
Bruchkraft	F [kN] =	0		61,5458	
Betonbruchspannung	σ_c [kN/mm^2] =	0		17,912	
Faserbruchspannung	σ_f [kN/mm^2] =	0		1852	
Bruchdehnung	$\varepsilon_{c,versuch}$ [‰] =	0,1655		9,0542	
Lineare Regression: Geradengleichungen					
Zustand I	m,n =	-	-	26,7205	0
Zustand IIa	m,n =	-	-	0,4535	3,4147
Zustand IIb	m,n =	-	-	1,8693	0,2929
Lineare Regression: Punktliste					
P1	x,y =	0	0	0	0
P2	x,y =	0	0	0,1549	4,139
P3	x,y =	0	0	2,2299	5,08
P4	x,y =	0	0	9,0945	17,912

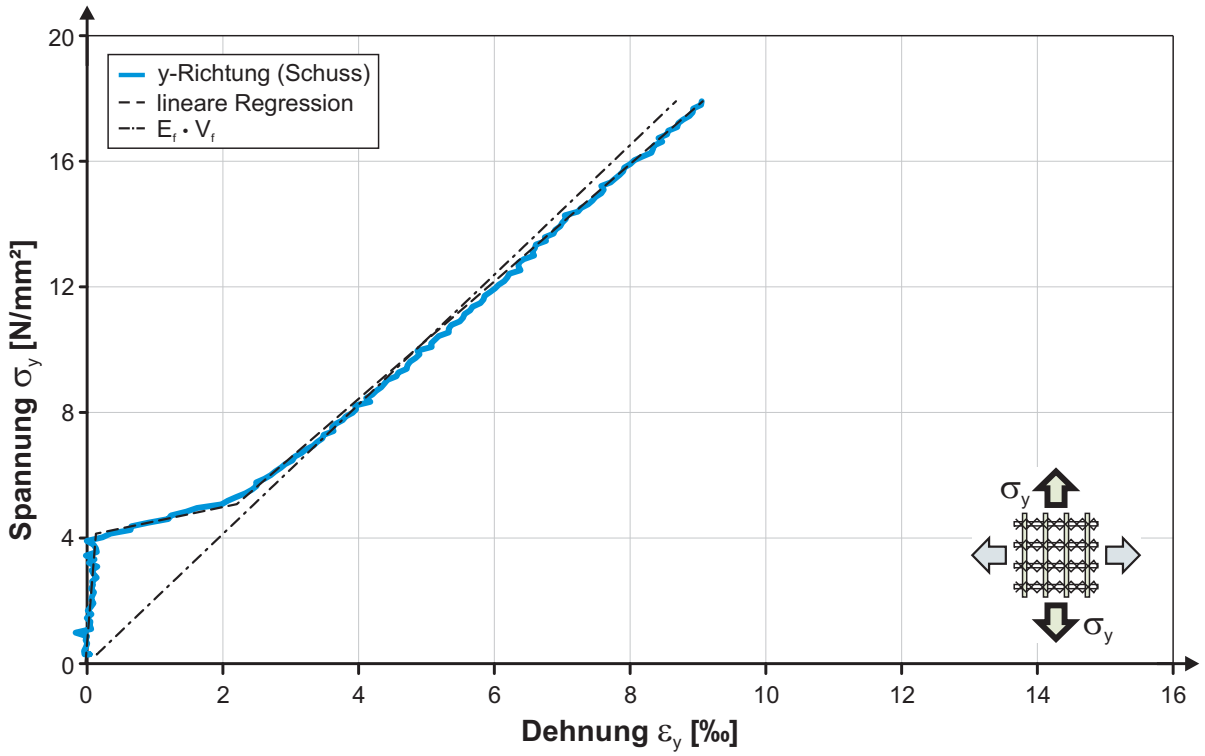


Bild B.138: B1-571: Spannungs-Dehnungs-Linie, y-Richtung (Kette)

B1-572

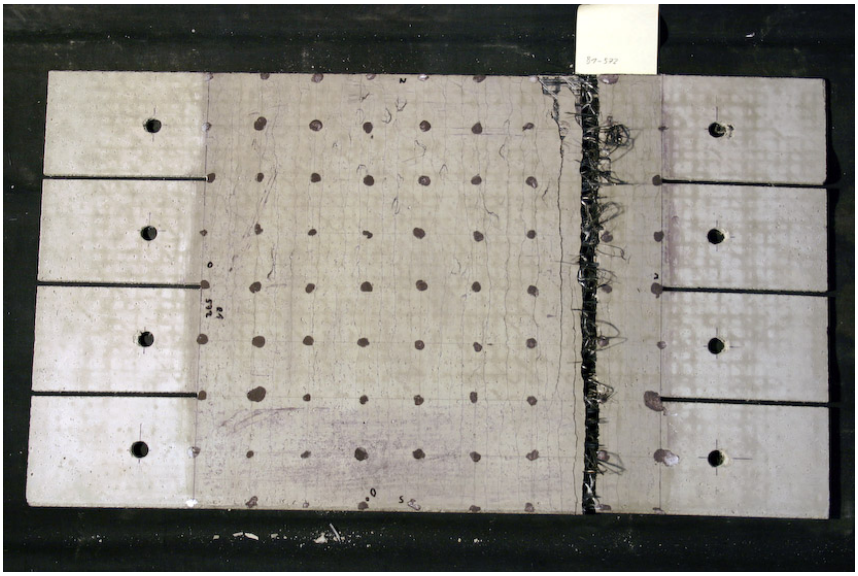


Bild B.139: Versuch B1-572: Bruchbild

Tabelle B.73: Versuch B1-572: Regressionsdaten

Allgemeine Angaben					
Spannungsverhältnis	α =	90 °			
Bewehrungsdrehwinkel	γ =	0 °			
Mittlere Plattendicke	d [mm] =	8,52			
Bruch:					
		x-Richtung		**y-Richtung**	
Bruchkraft	F [kN] =	0		61,0994	
Betonbruchspannung	σ_c [kN/mm^2] =	0		17,9282	
Faserbruchspannung	σ_f [kN/mm^2] =	0		1839	
Bruchdehnung	$\varepsilon_{c,versuch}$ [‰] =	0,0658		8,8738	
Lineare Regression: Geradengleichungen					
Zustand I	m,n =	-	-	25,6415	0
Zustand IIa	m,n =	-	-	0,1157	2,194
Zustand IIb	m,n =	-	-	2,0464	-1,7927
Lineare Regression: Punktliste					
P1	x,y =	0	0	0	0
P2	x,y =	0	0	0,1751	4,49
P3	x,y =	0	0	2,1542	4,719
P4	x,y =	0	0	8,6092	17,9282

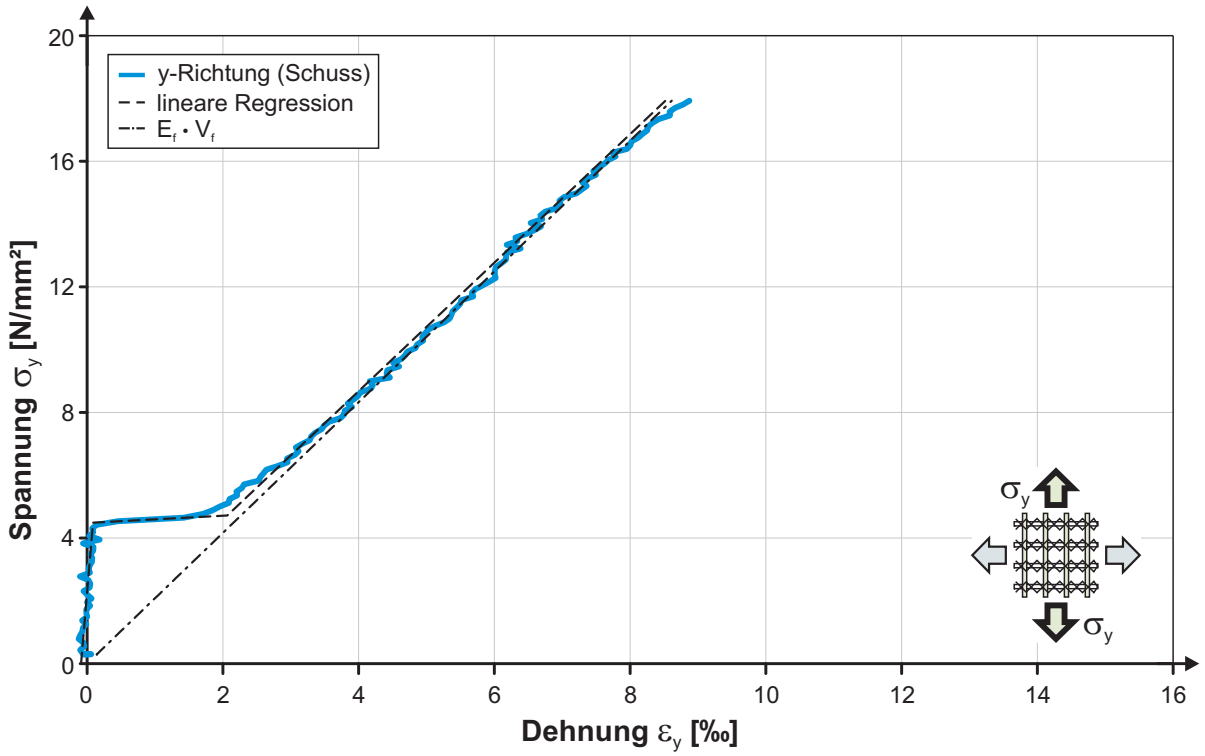


Bild B.140: B1-572: Spannungs-Dehnungs-Linie, y-Richtung (Kette)

B1-573

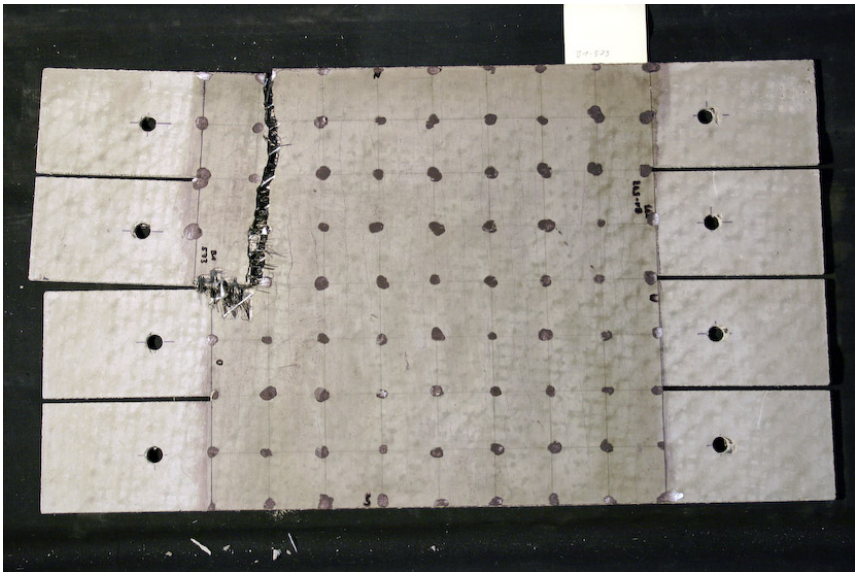


Bild B.141: Versuch B1-573: Bruchbild

Tabelle B.74: Versuch B1-573: Regressionsdaten

Allgemeine Angaben					
Spannungsverhältnis	α =	90 °			
Bewehrungsdrehwinkel	γ =	12,5 °			
Mittlere Plattendicke	d [mm] =	8,405			
Bruch:					
		x-Richtung		**y-Richtung**	
Bruchkraft	F [kN] =	0		37,3344	
Betonbruchspannung	σ_c [kN/mm^2] =	0		11,1048	
Faserbruchspannung	σ_f [kN/mm^2] =	0		1124	
Bruchdehnung	$\varepsilon_{c,versuch}$ [‰] =	-0,0269		5,8456	
Lineare Regression: Geradengleichungen					
Zustand I	m,n =	-	-	47,513	0
Zustand IIa	m,n =	-	-	0,2441	8,083
Zustand IIb	m,n =	-	-	1,7801	4,2659
Lineare Regression: Punktliste					
P1	x,y =	0	0	0	0
P2	x,y =	0	0	0,0961	4,566
P3	x,y =	0	0	2,4103	5,131
P4	x,y =	0	0	5,7663	11,1048

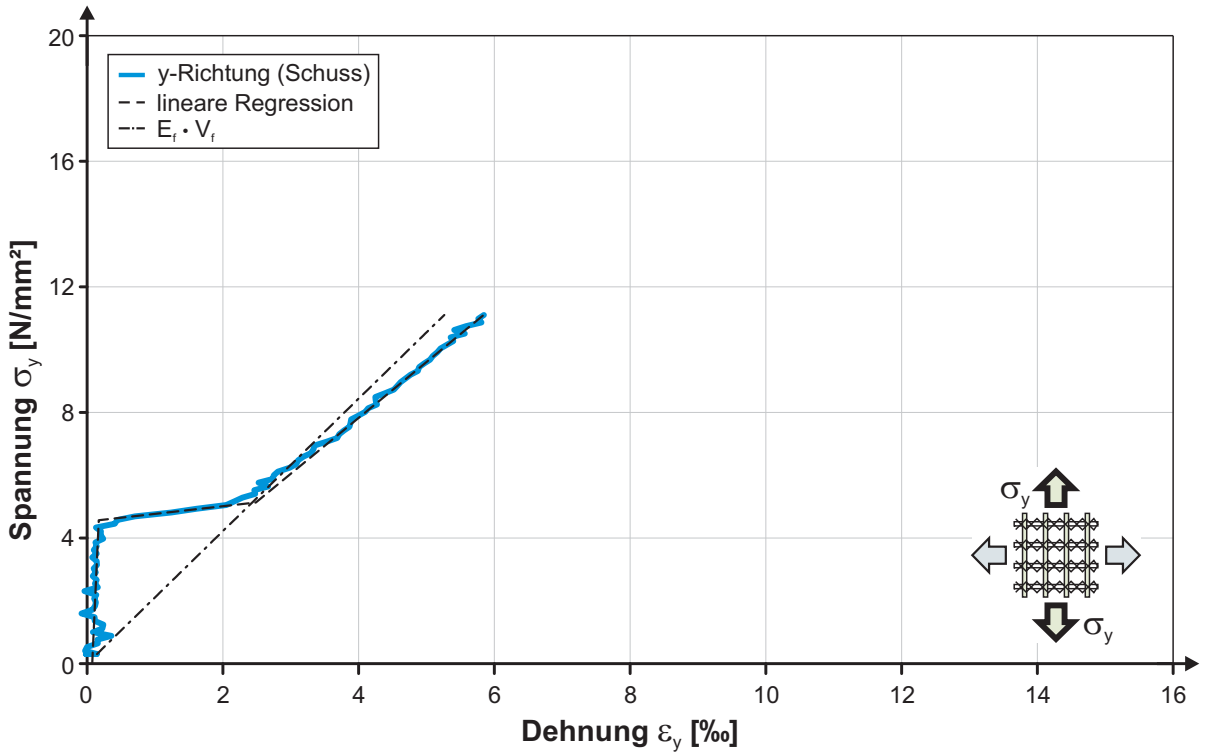


Bild B.142: B1-573: Spannungs-Dehnungs-Linie, y-Richtung (Kette)

B1-574

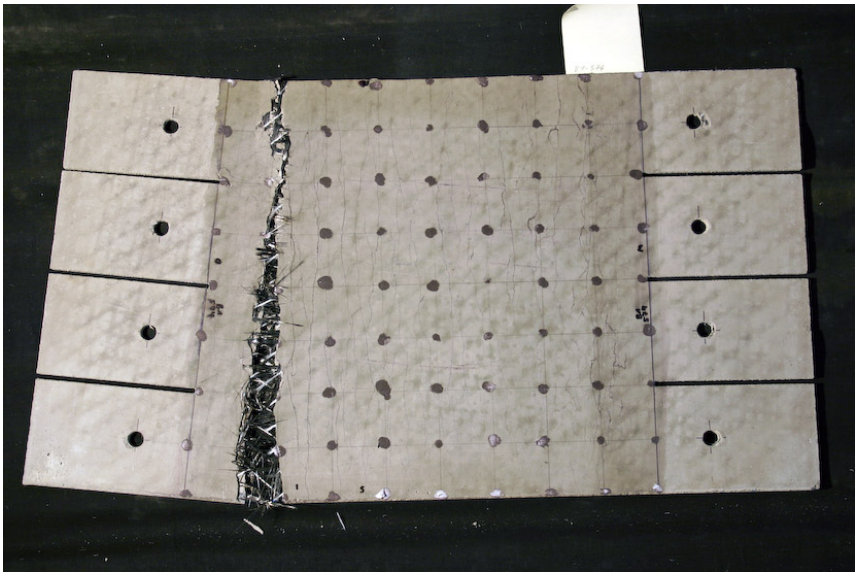


Bild B.143: Versuch B1-574: Bruchbild

Tabelle B.75: Versuch B1-574: Regressionsdaten

Allgemeine Angaben					
Spannungsverhältnis	α =	90 °			
Bewehrungsdrehwinkel	γ =	12,5 °			
Mittlere Plattendicke	d [mm] =	8,475			
Bruch:					
		x-Richtung		**y-Richtung**	
Bruchkraft	F [kN] =	0		50,4522	
Betonbruchspannung	σ_c [kN/mm^2] =	0		14,8827	
Faserbruchspannung	σ_f [kN/mm^2] =	0		1518	
Bruchdehnung	$\varepsilon_{c,versuch}$ [‰] =	0,1374		8,3362	
Lineare Regression: Geradengleichungen					
Zustand I	m,n =	-	-	36,292	0
Zustand IIa	m,n =	-	-	0,2934	4,6798
Zustand IIb	m,n =	-	-	1,6644	1,7955
Lineare Regression: Punktliste					
P1	x,y =	0	0	0	0
P2	x,y =	0	0	0,1219	4,424
P3	x,y =	0	0	2,0956	5,003
P4	x,y =	0	0	8,0314	14,8827

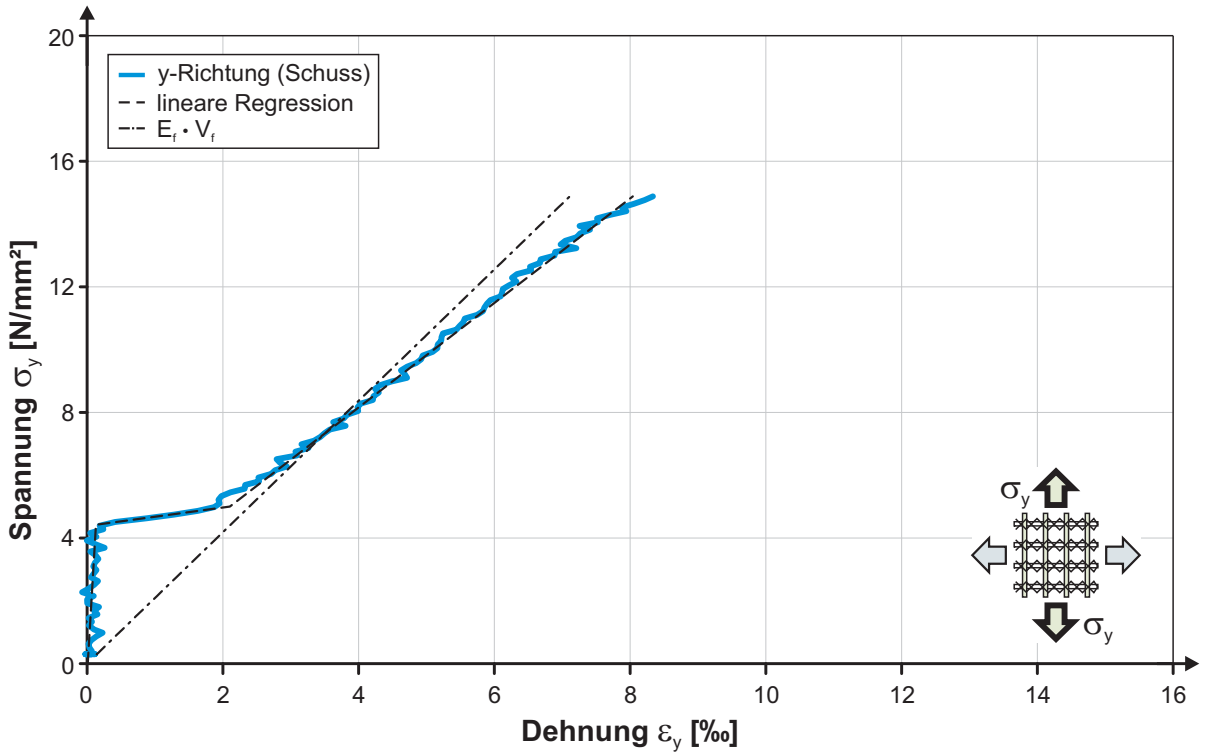


Bild B.144: B1-574: Spannungs-Dehnungs-Linie, y-Richtung (Kette)

B.5 Serie 6 – Carbon unter biaxialer Zugbeanspruchung

B.5.1 Allgemeine Informationen

B.5.2 Versuchsprogramm

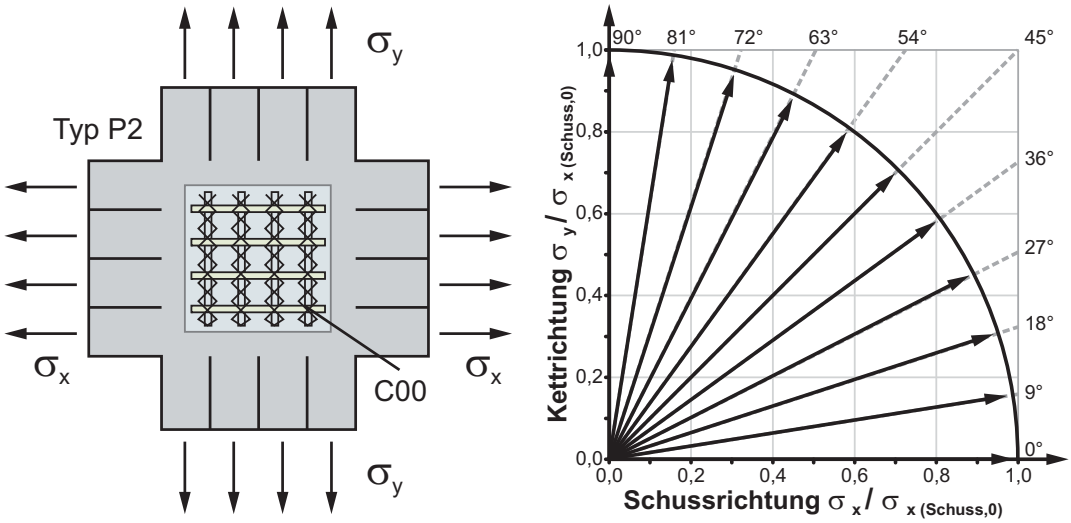


Bild B.145: Serie 6: Probengeometrie und Belastungspfade

Tabelle B.76: Serie 6: Einfluss des Spannungsverhältnisses σ_x/σ_y auf das biaxiale S-D-Verhalten von Textilbeton, Bewehrungstyp: C00

Proben-Nr.	Spannungsverhältnis [σ_x/σ_y]	Winkel α [°]	Traglast F_x [kN]	Traglast F_y [kN]
B1-613	1,00/0,00	0	82,20	(1,01)
B1-634	1,00/0,00	0	93,49	(1,06)
B1-650	1,00/0,00	0	101,05	(0,99)
B1-658	1,00/0,00	0	90,64	(1,43)
B1-618	1,00/0,16	9	94,85	(15,87)
B1-638	1,00/0,16	9	99,48	(16,41)
B1-646	1,00/0,16	9	86,39	(14,12)
B1-616	1,00/0,32	18	77,27	(25,65)
B1-639	1,00/0,32	18	98,35	(33,01)
B1-654	1,00/0,32	18	89,50	(29,96)
B1-635	1,00/0,51	27	88,28	(46,25)
B1-642	1,00/0,51	27	85,54	(45,44)
B1-619	1,00/0,73	36	89,48	(66,62)
B1-643	1,00/0,73	36	96,05	(72,12)
B1-647	1,00/0,73	36	95,86	(71,79)
B1-640	1,00/1,00	45	(83,55)	86,11
B1-652	1,00/1,00	45	(67,31)	68,56
B1-659	1,00/1,00	45	(71,46)	72,62
B1-636	0,73/1,00	54	(50,40)	71,71
B1-648	0,73/1,00	54	(56,32)	79,81
B1-655	0,73/1,00	54	(58,94)	83,46
B1-620	0,51/1,00	63	(33,21)	67,98
B1-641	0,51/1,00	63	(30,40)	61,76
B1-649	0,51/1,00	63	(48,18)	96,96
B1-637	0,33/1,00	72	(27,32)	87,76
B1-653	0,33/1,00	72	(24,09)	76,25
B1-660	0,33/1,00	72	(21,36)	66,42
B1-633	0,16/1,00	81	(12,15)	80,25
B1-644	0,16/1,00	81	(9,04)	59,82
B1-656	0,16/1,00	81	(12,21)	79,10
B1-617	0,00/1,00	90	(1,55)	74,40
B1-645	0,00/1,00	90	(1,07)	73,19
B1-657	0,00/1,00	90	(0,95)	77,90

B.5.3 Einzelversuche B1-613 bis B1-660

B1-613

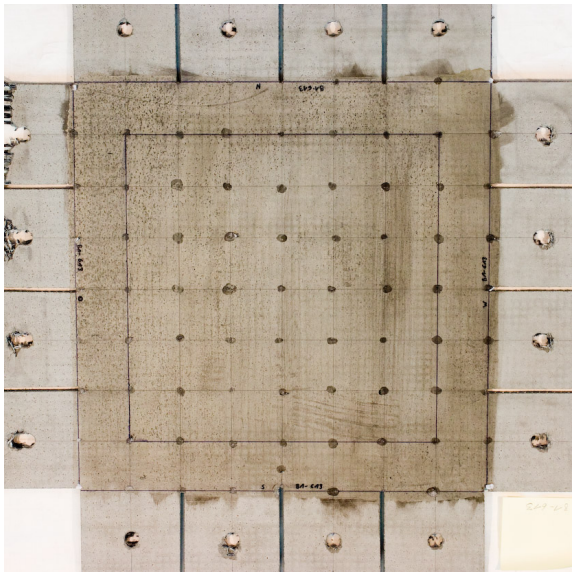
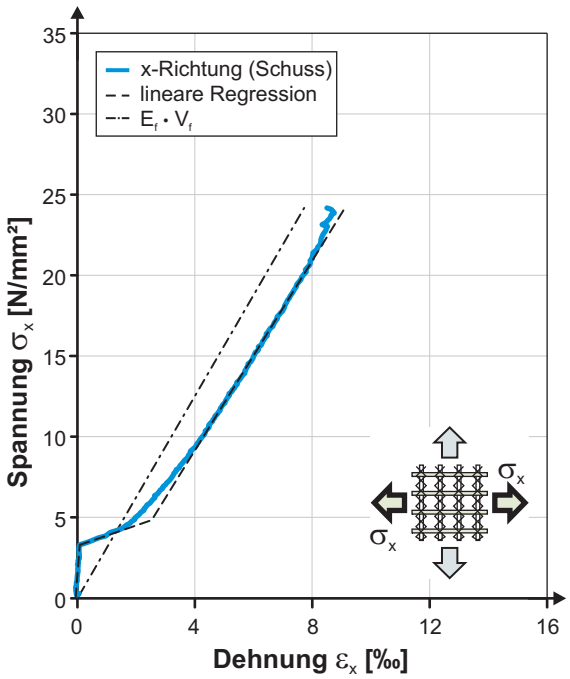


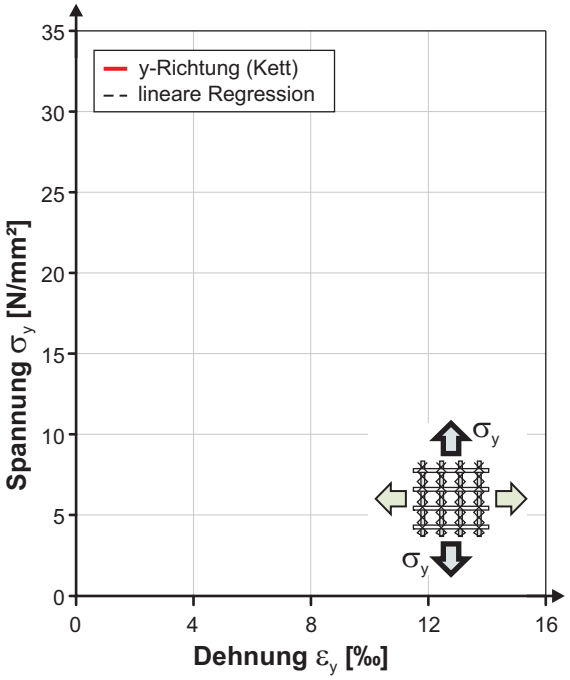
Bild B.146: Versuch B1-613: Bruchbild

Tabelle B.78: Versuch B1-613: Regressionsdaten

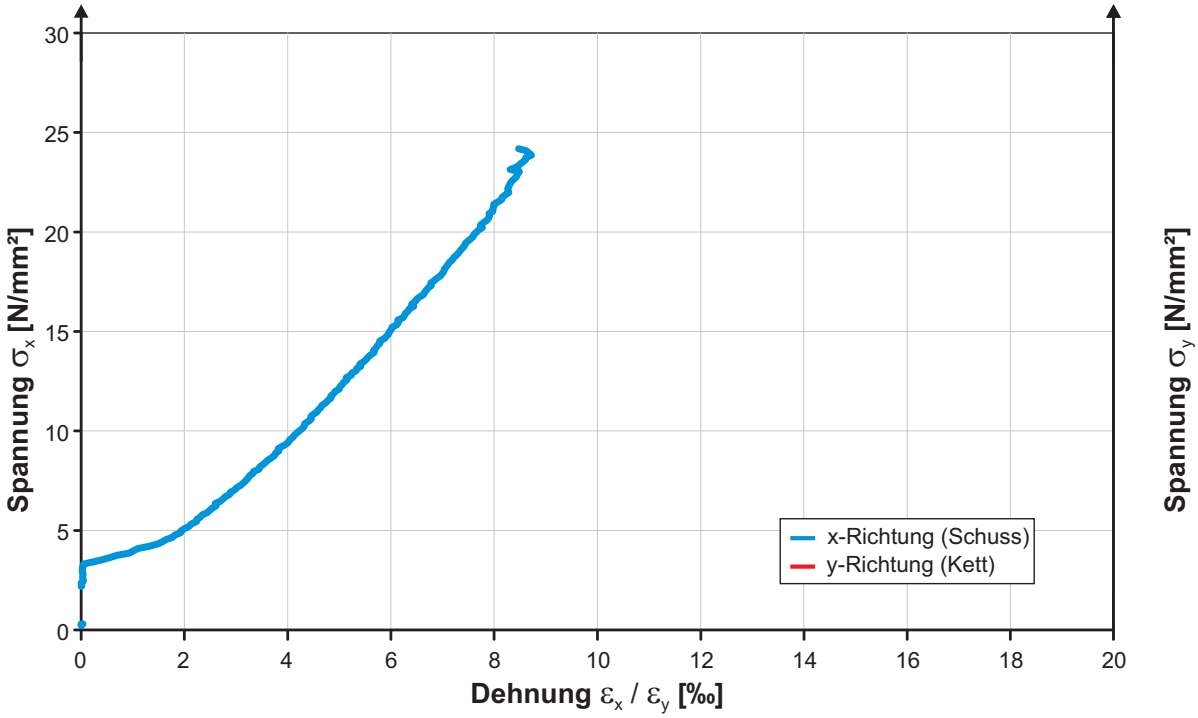
Allgemeine Angaben					
Spannungsverhältnis	α =	0 °			
Bewehrungsdrehwinkel	γ =	0 °			
Mittlere Plattendicke	d [mm] =	8,4975			
Bruch:					
		x-Richtung		**y-Richtung**	
Bruchkraft	F [kN] =	82,1959		1,0099	
Betonbruchspannung	σ_c [kN/mm^2] =	24,1824		0,2971	
Faserbruchspannung	σ_f [kN/mm^2] =	1649		20	
Bruchdehnung	$\varepsilon_{c,versuch}$ [‰] =	8,4732		-0,6872	
Lineare Regression: Geradengleichungen					
Zustand I	m,n =	23,5794	0	-	-
Zustand IIa	m,n =	0,6256	1,1888	-	-
Zustand IIb	m,n =	2,9374	-4,6001	-	-
Lineare Regression: Punktliste					
P1	x,y =	0	0	0	0
P2	x,y =	0,1405	3,314	0	0
P3	x,y =	2,5928	4,848	0	0
P4	x,y =	9,1749	24,1824	0	0



(a) B1-613: Spannungs-Dehnungs-Linie, x-Richtung (Schuss)



(b) B1-613: Spannungs-Dehnungs-Linie, y-Richtung (Kette)



(c) Überlagerte Spannungs-Dehnungs-Linien, zeitsynchrone Skalierung

Bild B.147: B1-613: Spannungs-Dehnungs-Linien

B1-616

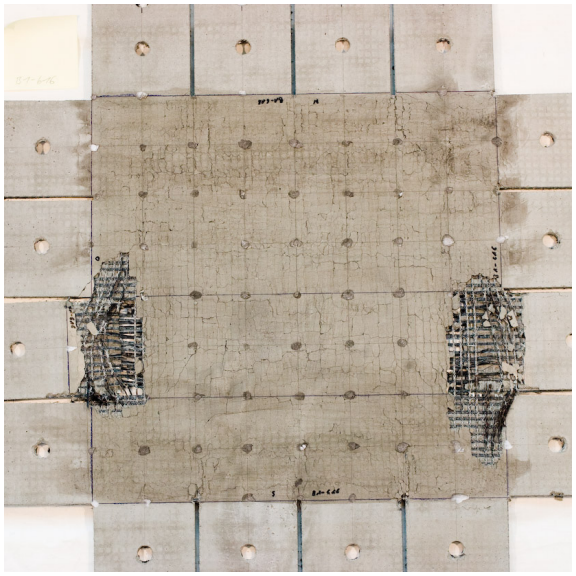
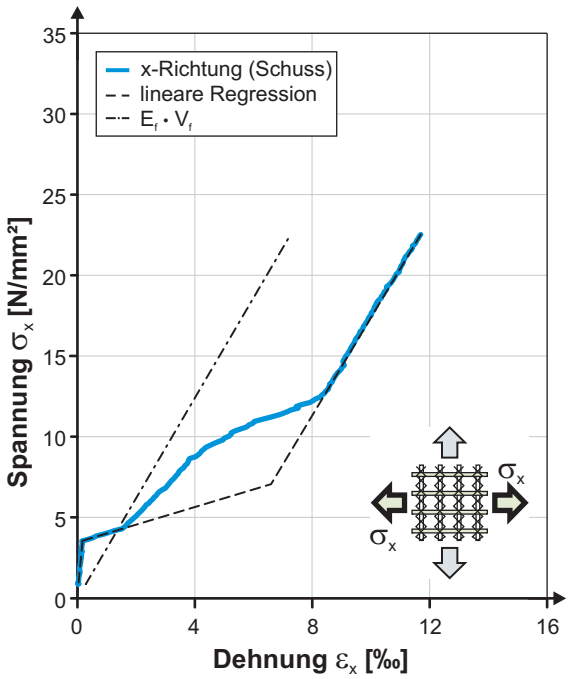


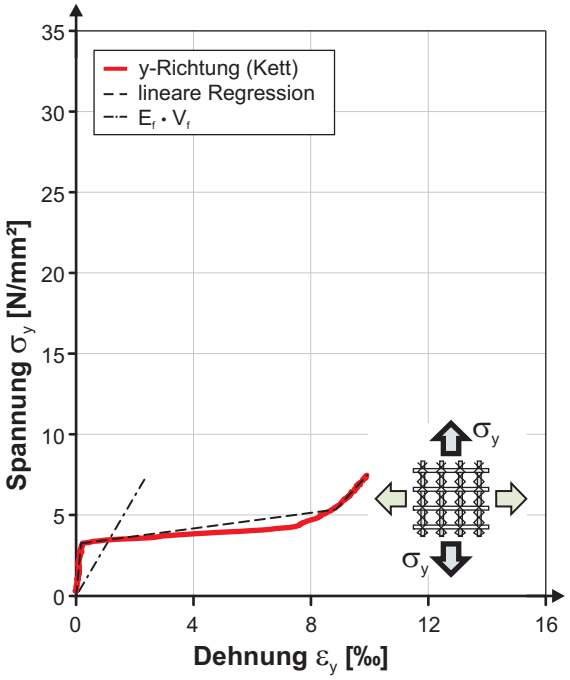
Bild B.148: Versuch B1-616: Bruchbild

Tabelle B.79: Versuch B1-616: Regressionsdaten

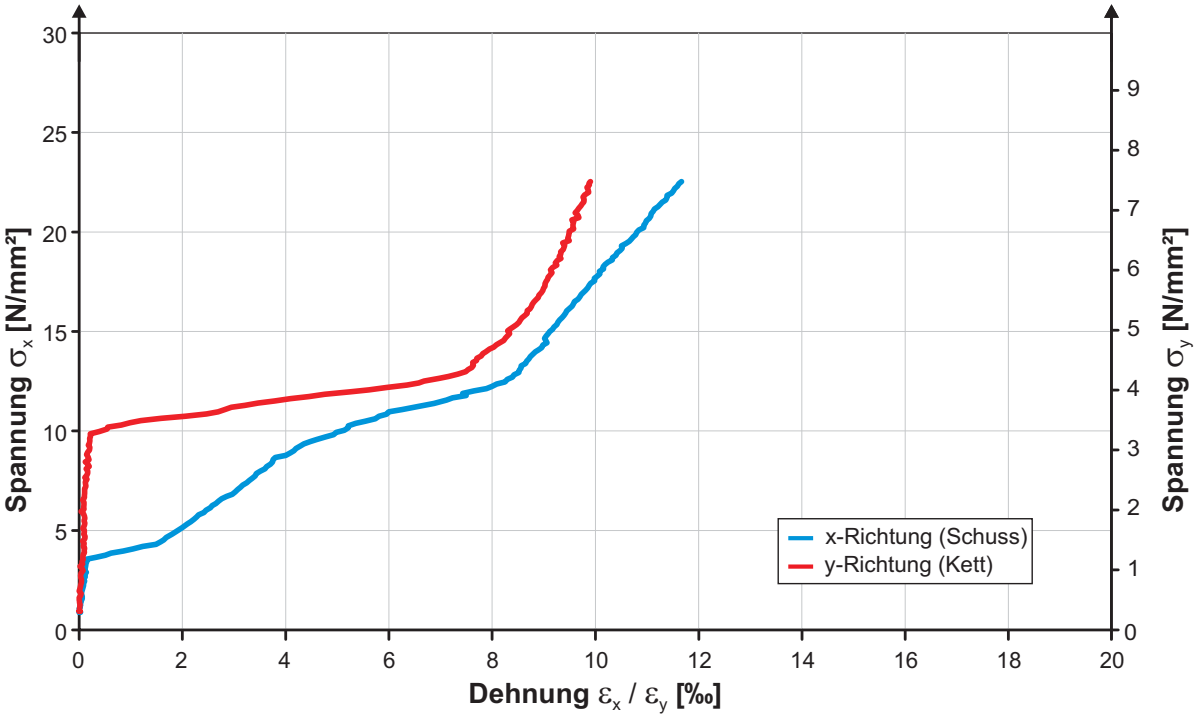
Allgemeine Angaben					
Spannungsverhältnis	α =	18 °			
Bewehrungsdrehwinkel	γ =	0 °			
Mittlere Plattendicke	d [mm] =	8,5725			
Bruch:					
		x-Richtung		**y-Richtung**	
Bruchkraft	F [kN] =	77,2737		25,6461	
Betonbruchspannung	σ_c [kN/mm^2] =	22,5353		7,4792	
Faserbruchspannung	σ_f [kN/mm^2] =	1550		515	
Bruchdehnung	$\varepsilon_{c,versuch}$ [‰] =	11,669		9,9027	
Lineare Regression: Geradengleichungen					
Zustand I	m,n =	19,066	0	19,3885	0
Zustand IIa	m,n =	0,5455	2,7448	0,242	3,2932
Zustand IIb	m,n =	3,0324	-13,594	2,0087	-12,3511
Lineare Regression: Punktliste					
P1	x,y =	0	0	0	0
P2	x,y =	0,1871	3,5667	0,1681	3,259
P3	x,y =	6,6089	7,07	8,8511	5,36
P4	x,y =	11,7089	22,5353	9,9061	7,4792



(a) B1-616: Spannungs-Dehnungs-Linie, x-Richtung (Schuss)



(b) B1-616: Spannungs-Dehnungs-Linie, y-Richtung (Kette)



(c) Überlagerte Spannungs-Dehnungs-Linien, zeitsynchrone Skalierung

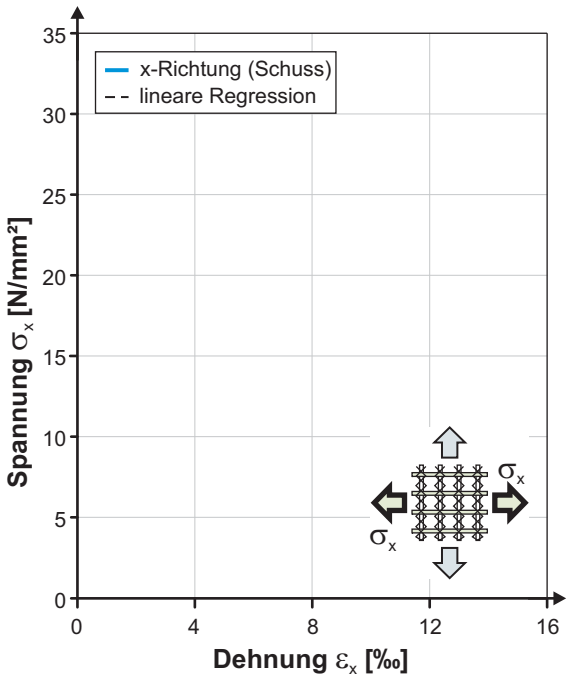
Bild B.149: B1-616: Spannungs-Dehnungs-Linien

B1-617

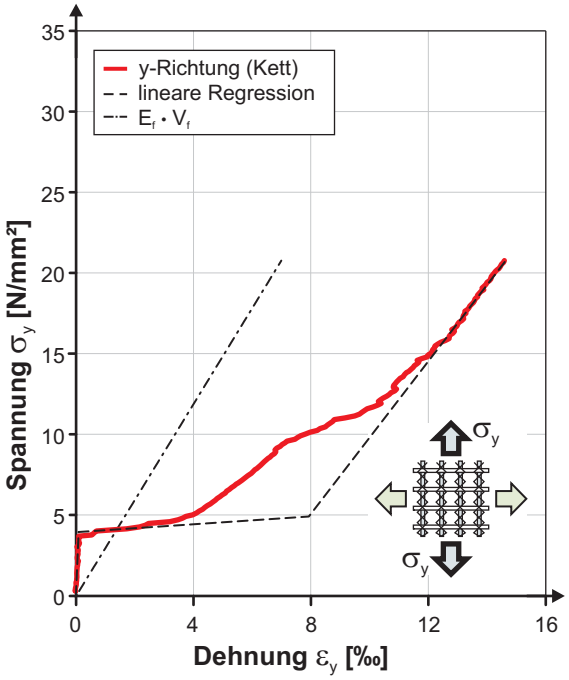
Bild B.150: Versuch B1-617: Bruchbild

Tabelle B.80: Versuch B1-617: Regressionsdaten

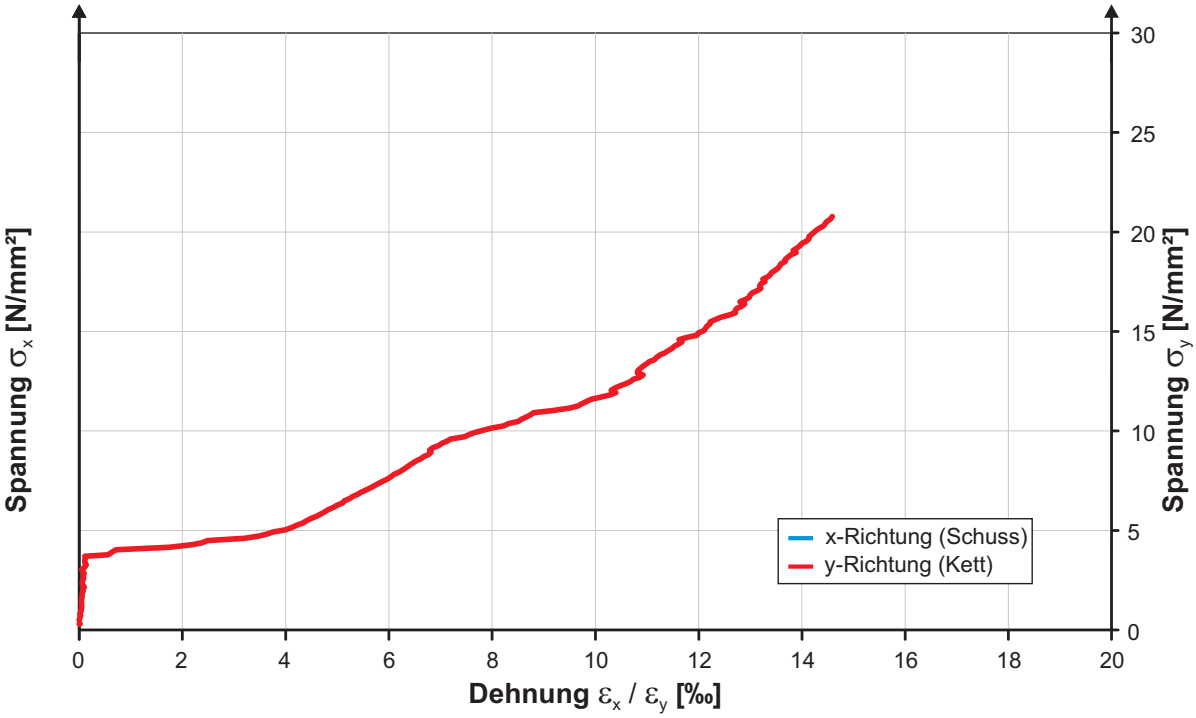
Allgemeine Angaben					
Spannungsverhältnis	α =	90 °			
Bewehrungsdrehwinkel	γ =	0 °			
Mittlere Plattendicke	d [mm] =	8,955			
Bruch:					
		x-Richtung		**y-Richtung**	
Bruchkraft	F [kN] =	1,5494		74,3993	
Betonbruchspannung	σ_c [kN/mm^2] =	0,4326		20,7703	
Faserbruchspannung	σ_f [kN/mm^2] =	31		1493	
Bruchdehnung	$\varepsilon_{c,versuch}$ [‰] =	0,0815		14,5907	
Lineare Regression: Geradengleichungen					
Zustand I	m,n =	-	-	42,91	0
Zustand IIa	m,n =	-	-	0,1224	4,5783
Zustand IIb	m,n =	-	-	2,3657	-13,2334
Lineare Regression: Punktliste					
P1	x,y =	0	0	0	0
P2	x,y =	0	0	0,0923	3,961
P3	x,y =	0	0	7,9253	4,92
P4	x,y =	0	0	14,6253	20,7703



(a) B1-617: Spannungs-Dehnungs-Linie, x-Richtung (Schuss)



(b) B1-617: Spannungs-Dehnungs-Linie, y-Richtung (Kette)



(c) Überlagerte Spannungs-Dehnungs-Linien, zeitsynchrone Skalierung

Bild B.151: B1-617: Spannungs-Dehnungs-Linien

B1-618

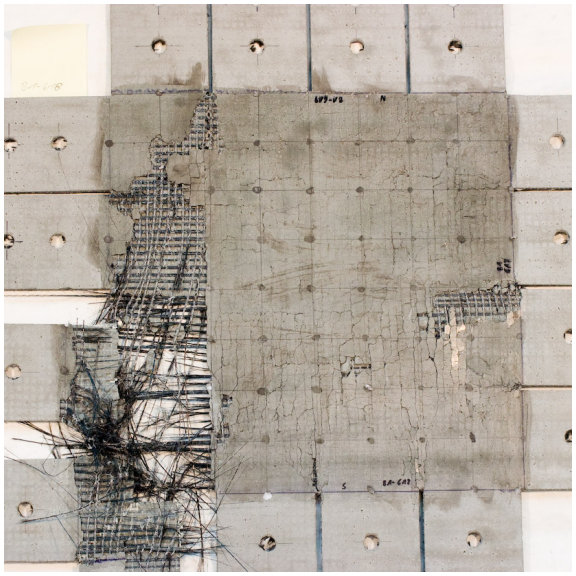
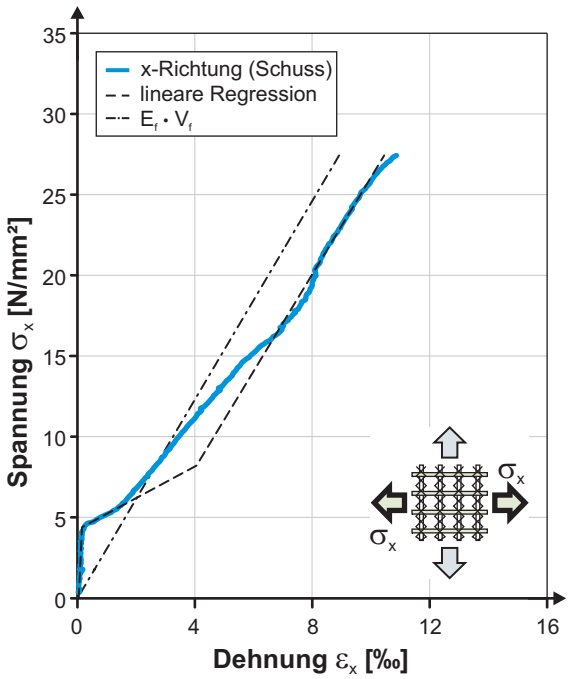


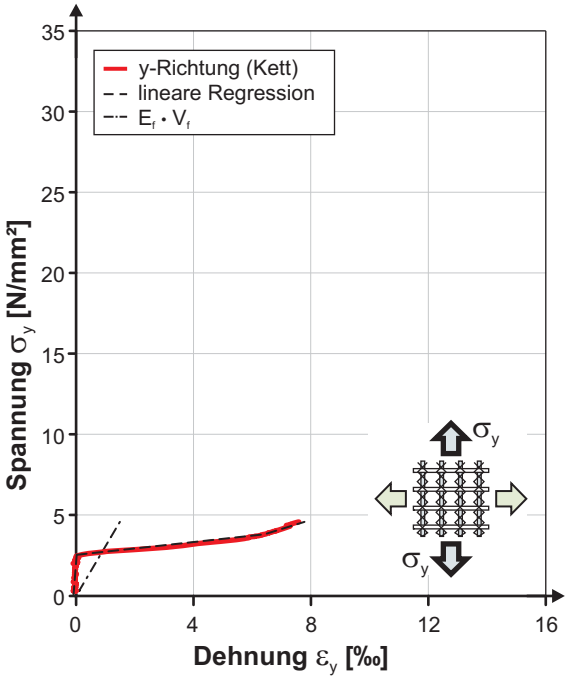
Bild B.152: Versuch B1-618: Bruchbild

Tabelle B.81: Versuch B1-618: Regressionsdaten

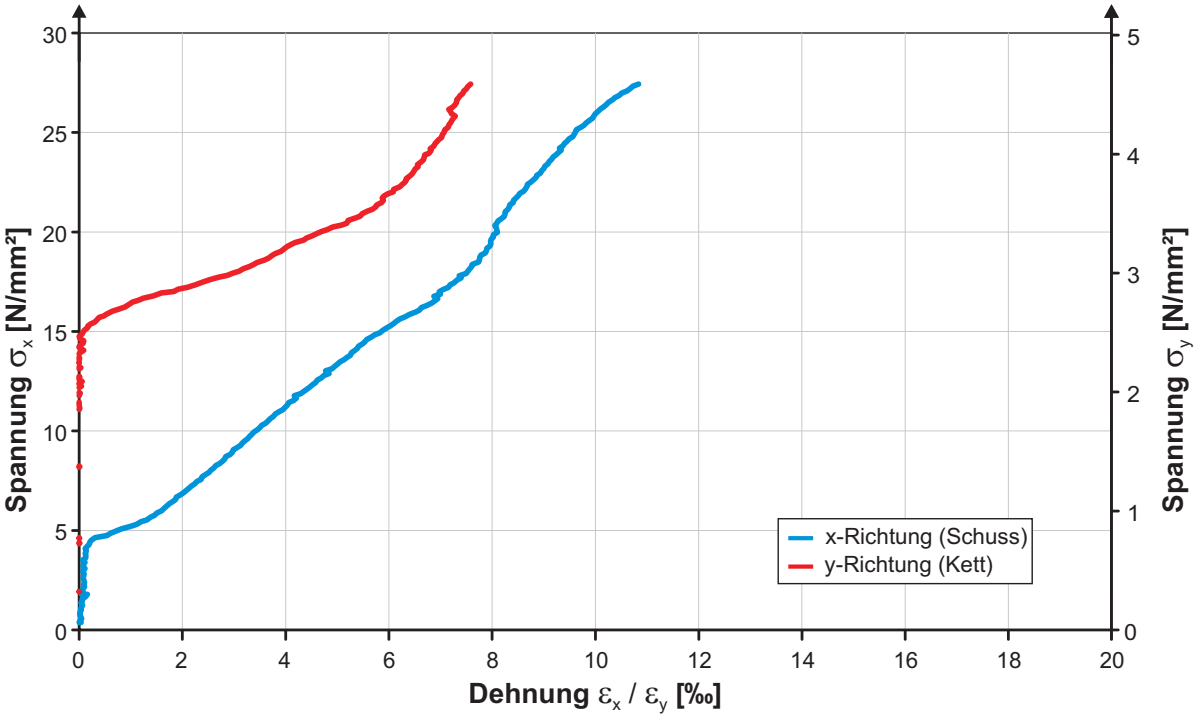
Allgemeine Angaben					
Spannungsverhältnis	α =	9 °			
Bewehrungsdrehwinkel	γ =	0 °			
Mittlere Plattendicke	d [mm] =	8,645			
Bruch:					
		x-Richtung		**y-Richtung**	
Bruchkraft	F [kN] =	94,8508		15,865	
Betonbruchspannung	σ_c [kN/mm^2] =	27,4294		4,5879	
Faserbruchspannung	σ_f [kN/mm^2] =	1903		318	
Bruchdehnung	$\varepsilon_{c,versuch}$ [‰] =	10,8395		7,5845	
Lineare Regression: Geradengleichungen					
Zustand I	m,n =	39,078	0	22,9812	0
Zustand IIa	m,n =	0,9775	4,9531	0,199	0,4463
Zustand IIb	m,n =	3,0044	-3,216	0,5624	-1,8865
Lineare Regression: Punktliste					
P1	x,y =	0	0	0	0
P2	x,y =	0,1128	4,408	0,1109	2,5491
P3	x,y =	4,0132	8,2208	6,5098	3,8222
P4	x,y =	10,4067	27,4294	7,8713	4,5879



(a) B1-618: Spannungs-Dehnungs-Linie, x-Richtung (Schuss)



(b) B1-618: Spannungs-Dehnungs-Linie, y-Richtung (Kette)



(c) Überlagerte Spannungs-Dehnungs-Linien, zeitsynchrone Skalierung

Bild B.153: B1-618: Spannungs-Dehnungs-Linien

B1-619

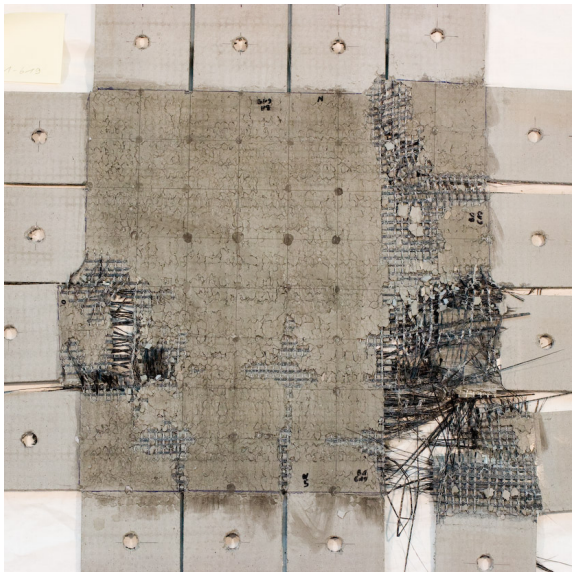
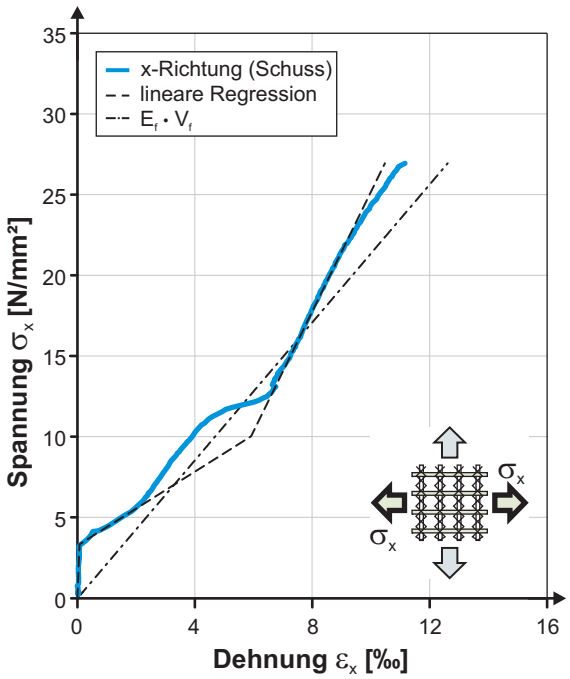


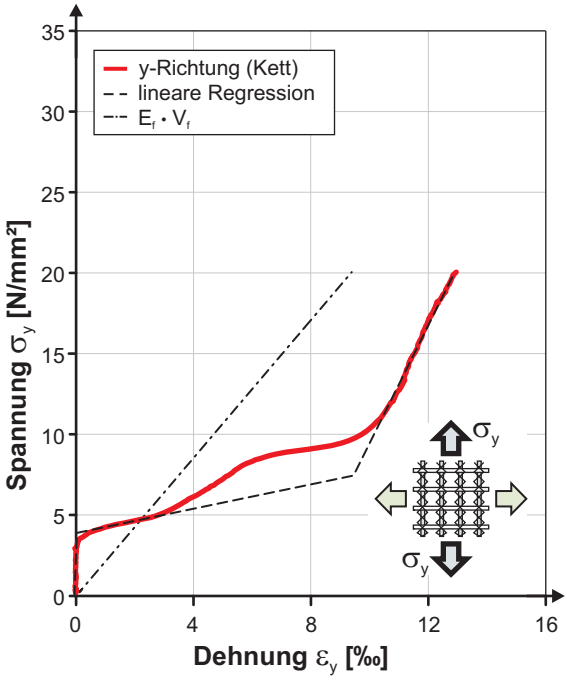
Bild B.154: Versuch B1-619: Bruchbild

Tabelle B.82: Versuch B1-619: Regressionsdaten

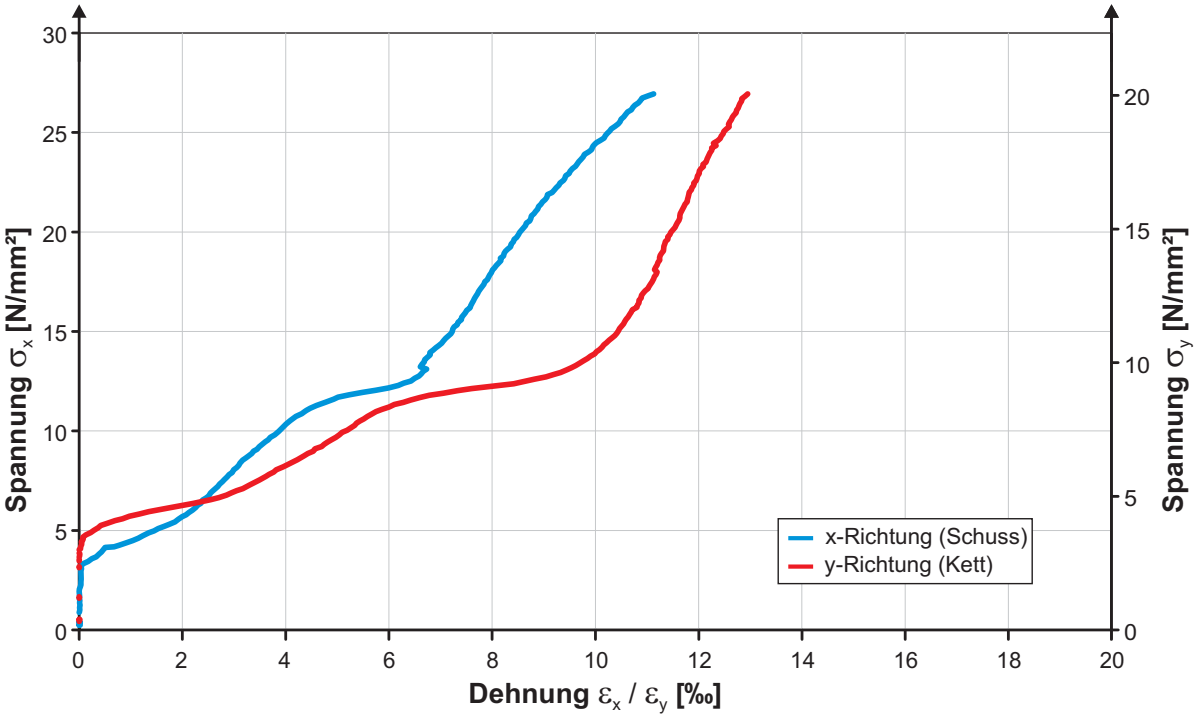
Allgemeine Angaben						
Spannungsverhältnis	α =	36 °				
Bewehrungsdrehwinkel	γ =	0 °				
Mittlere Plattendicke	d [mm] =	8,3025				
Bruch:						
		x-Richtung		**y-Richtung**		
Bruchkraft	F [kN] =	89,4776		66,6164		
Betonbruchspannung	σ_c [kN/mm^2] =	26,943		20,0591		
Faserbruchspannung	σ_f [kN/mm^2] =	1795		1336		
Bruchdehnung	$\varepsilon_{c,versuch}$ [‰] =	11,1306		12,95		
Lineare Regression: Geradengleichungen						
Zustand I	m,n =	44,0921	0	44,9885	0	
Zustand IIa	m,n =	1,1444	1,9284	0,3774	1,3606	
Zustand IIb	m,n =	3,7076	-13,1691	3,6519	-29,5835	
Lineare Regression: Punktliste						
P1	x,y =	0	0	0	0	
P2	x,y =	0,076	3,351	0,0868	3,905	
P3	x,y =	5,9211	10,04	9,5063	7,46	
P4	x,y =	10,4801	26,943	12,9563	20,0591	



(a) B1-619: Spannungs-Dehnungs-Linie, x-Richtung (Schuss)



(b) B1-619: Spannungs-Dehnungs-Linie, y-Richtung (Kette)



(c) Überlagerte Spannungs-Dehnungs-Linien, zeitsynchrone Skalierung

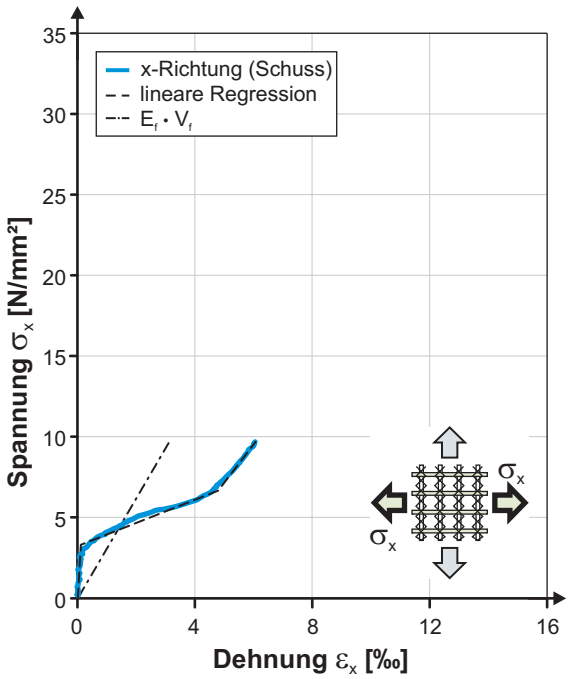
Bild B.155: B1-619: Spannungs-Dehnungs-Linien

B1-620

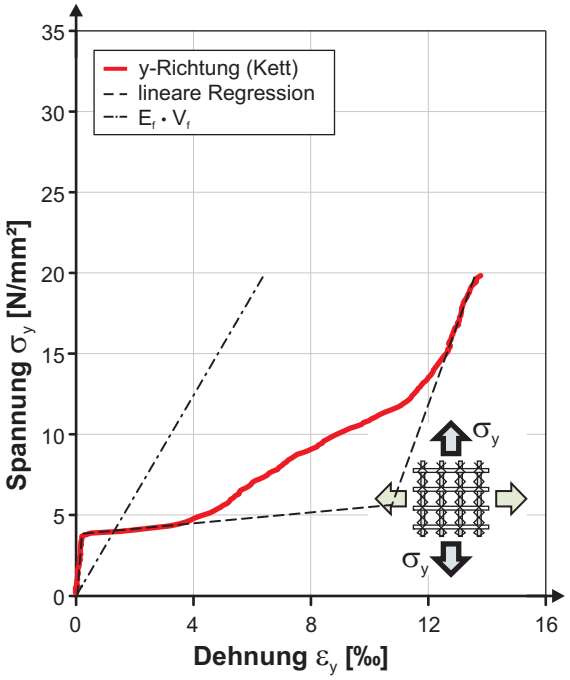
Bild B.156: Versuch B1-620: Bruchbild

Tabelle B.83: Versuch B1-620: Regressionsdaten

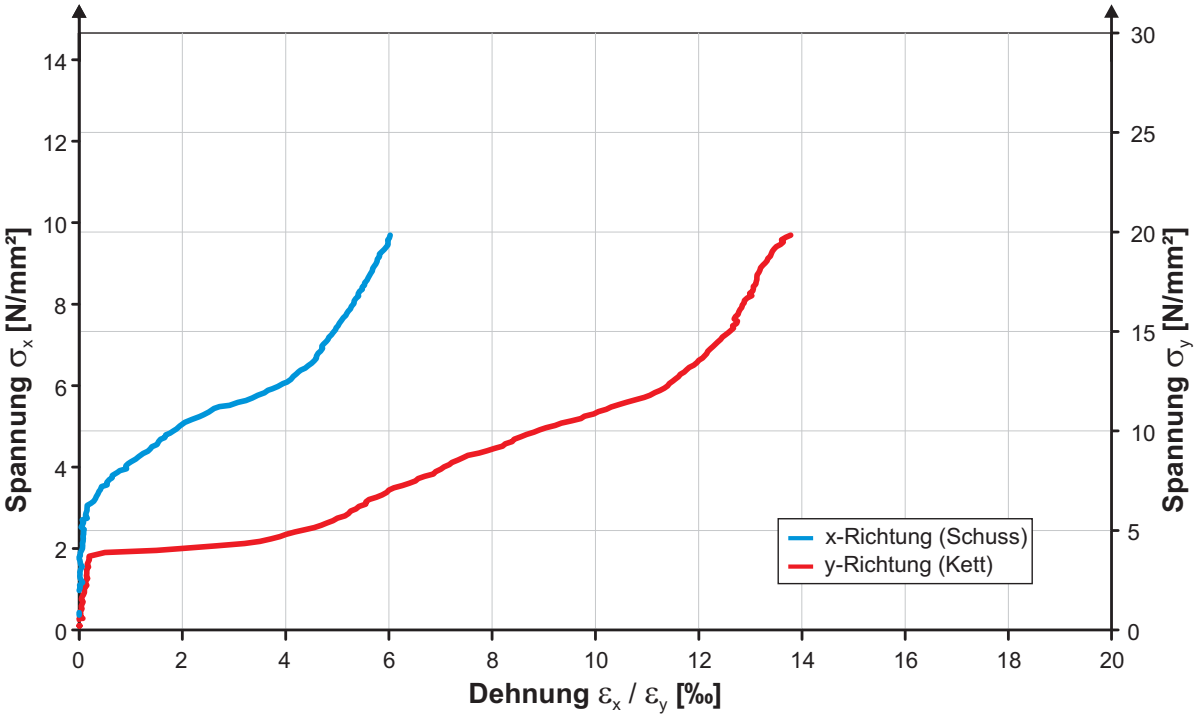
Allgemeine Angaben					
Spannungsverhältnis	α =	63 °			
Bewehrungsdrehwinkel	γ =	0 °			
Mittlere Plattendicke	d [mm] =	8,565			
Bruch:					
		x-Richtung		**y-Richtung**	
Bruchkraft	F [kN] =	33,2149		67,9768	
Betonbruchspannung	σ_c [kN/mm^2] =	9,695		19,8414	
Faserbruchspannung	σ_f [kN/mm^2] =	666		1364	
Bruchdehnung	$\varepsilon_{c,versuch}$ [‰] =	6,0249		13,7833	
Lineare Regression: Geradengleichungen					
Zustand I	m,n =	31,9981	0	24,0436	0
Zustand IIa	m,n =	0,7168	2,8278	0,1686	4,7463
Zustand IIb	m,n =	2,38	-5,1072	5,0182	-47,4347
Lineare Regression: Punktliste					
P1	x,y =	0	0	0	0
P2	x,y =	0,1036	3,315	0,1605	3,859
P3	x,y =	4,7842	6,67	10,7217	5,64
P4	x,y =	6,0552	9,695	13,5517	19,8414



(a) B1-620: Spannungs-Dehnungs-Linie, x-Richtung (Schuss)



(b) B1-620: Spannungs-Dehnungs-Linie, y-Richtung (Kette)



(c) Überlagerte Spannungs-Dehnungs-Linien, zeitsynchrone Skalierung

Bild B.157: B1-620: Spannungs-Dehnungs-Linien

B1-633

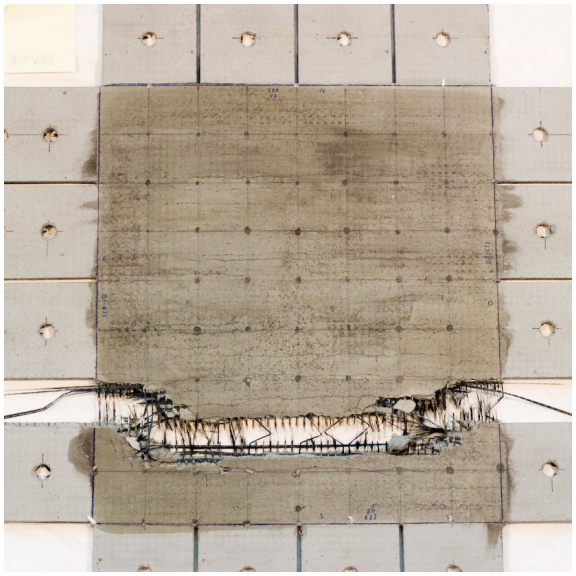
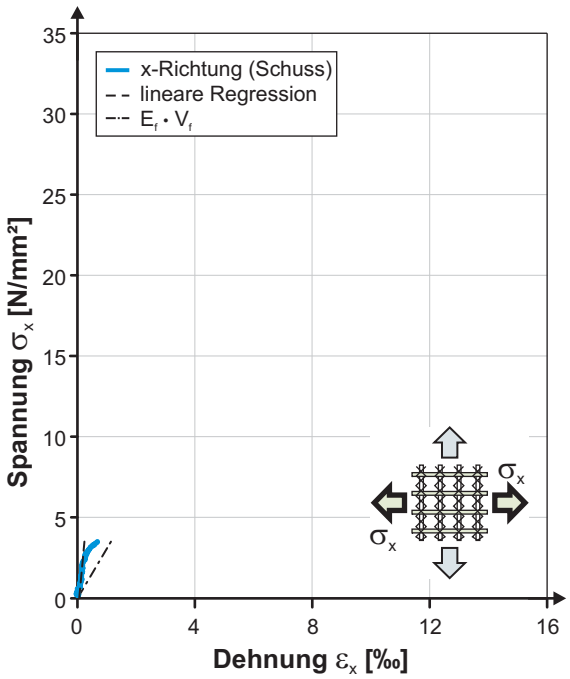


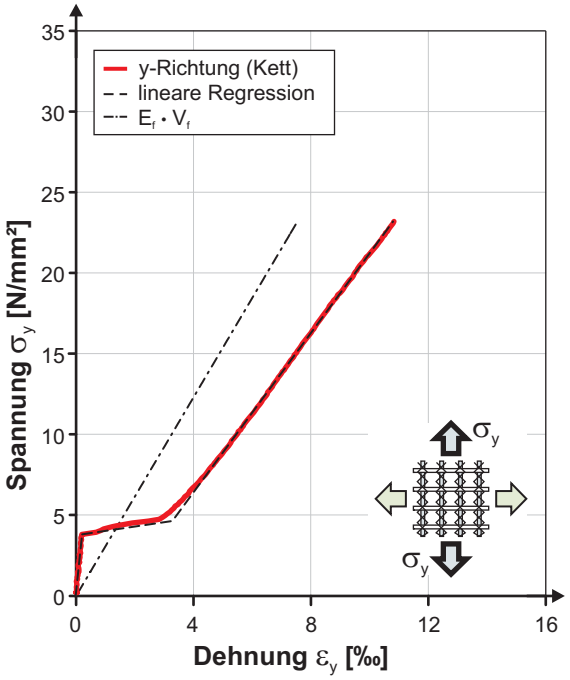
Bild B.158: Versuch B1-633: Bruchbild

Tabelle B.84: Versuch B1-633: Regressionsdaten

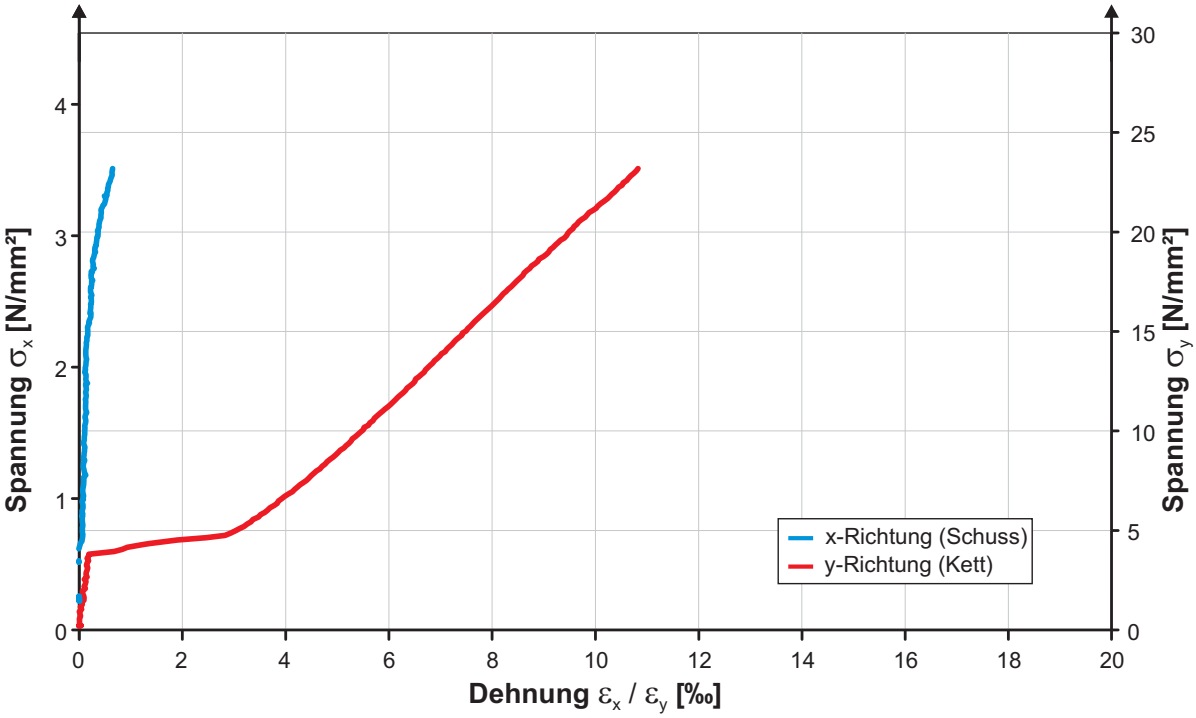
Allgemeine Angaben					
Spannungsverhältnis	α =	81 °			
Bewehrungsdrehwinkel	γ =	0 °			
Mittlere Plattendicke	d [mm] =	8,65			
Bruch:					
		x-Richtung		**y-Richtung**	
Bruchkraft	F [kN] =	12,15		80,2535	
Betonbruchspannung	σ_c [kN/mm^2] =	3,5116		23,1947	
Faserbruchspannung	σ_f [kN/mm^2] =	244		1610	
Bruchdehnung	$\varepsilon_{c,versuch}$ [‰] =	0,6514		10,8287	
Lineare Regression: Geradengleichungen					
Zustand I	m,n =	19,9634	0	17,3581	0
Zustand IIa	m,n =	-	-	0,2709	3,5124
Zustand IIb	m,n =	-	-	2,4669	-3,6903
Lineare Regression: Punktliste					
P1	x,y =	0	0	0	0
P2	x,y =	0,1759	3,5116	0,2197	3,814
P3	x,y =	-	-	3,2942	4,647
P4	x,y =	-	-	10,8128	23,1947



(a) B1-633: Spannungs-Dehnungs-Linie, x-Richtung (Schuss)



(b) B1-633: Spannungs-Dehnungs-Linie, y-Richtung (Kette)



(c) Überlagerte Spannungs-Dehnungs-Linien, zeitsynchrone Skalierung

Bild B.159: B1-633: Spannungs-Dehnungs-Linien

B1-634

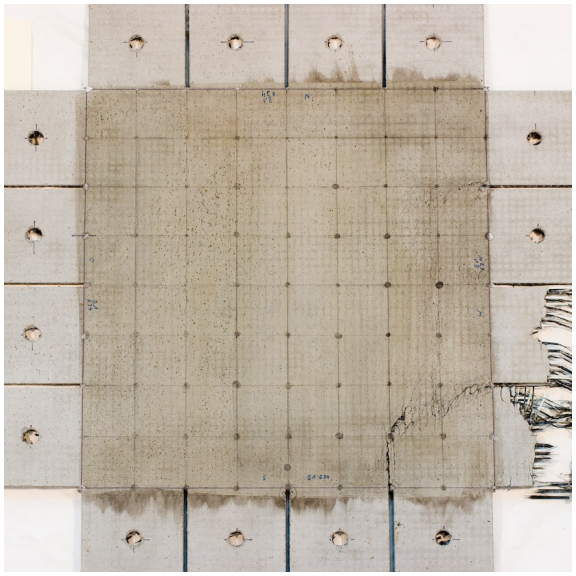
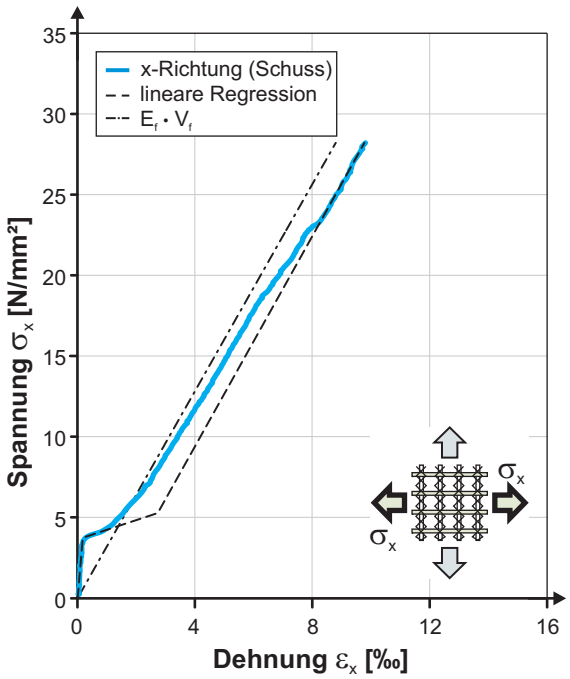


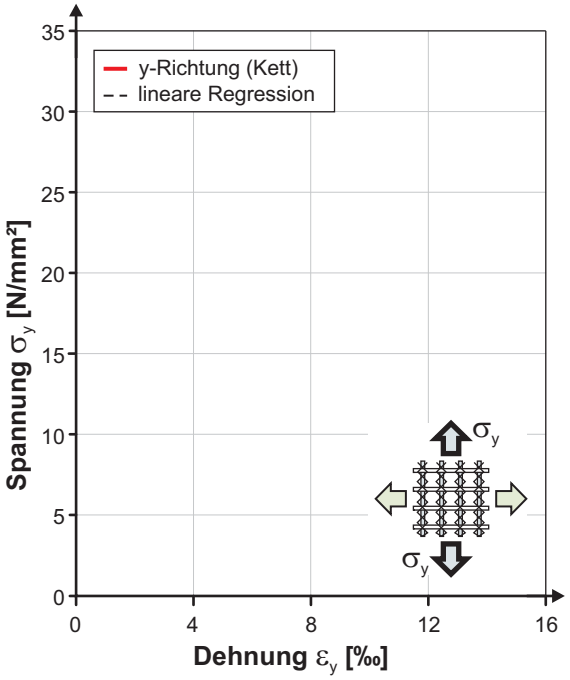
Bild B.160: Versuch B1-634: Bruchbild

Tabelle B.85: Versuch B1-634: Regressionsdaten

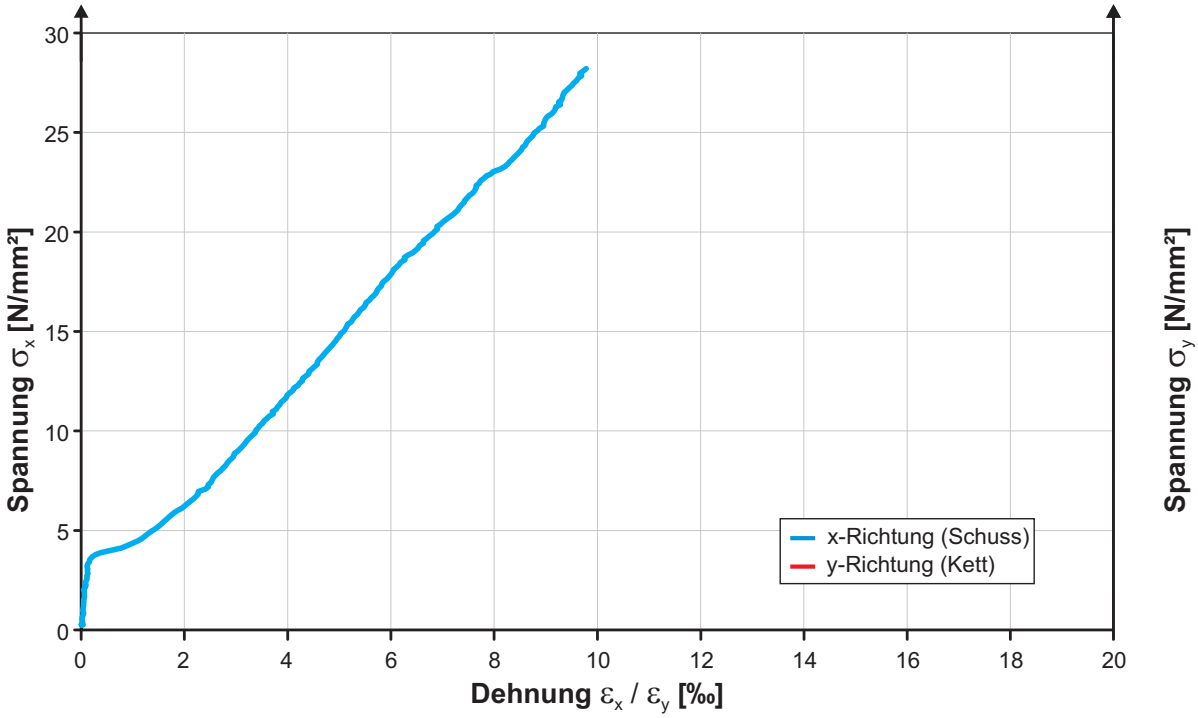
Allgemeine Angaben					
Spannungsverhältnis	α =	0 °			
Bewehrungsdrehwinkel	γ =	0 °			
Mittlere Plattendicke	d [mm] =	8,285			
Bruch:					
		x-Richtung		**y-Richtung**	
Bruchkraft	F [kN] =	93,4946		1,0629	
Betonbruchspannung	σ_c [kN/mm^2] =	28,212		0,3207	
Faserbruchspannung	σ_f [kN/mm^2] =	1876		21	
Bruchdehnung	$\varepsilon_{c,versuch}$ [‰] =	-239,1736		-0,0222	
Lineare Regression: Geradengleichungen					
Zustand I	m,n =	21,3379	0	-	-
Zustand IIa	m,n =	0,5993	3,256	-	-
Zustand IIb	m,n =	3,257	-3,9463	-	-
Lineare Regression: Punktliste					
P1	x,y =	0	0	0	0
P2	x,y =	0,1759	3,753	0	0
P3	x,y =	2,7289	5,283	0	0
P4	x,y =	9,7689	28,212	0	0



(a) B1-634: Spannungs-Dehnungs-Linie, x-Richtung (Schuss)



(b) B1-634: Spannungs-Dehnungs-Linie, y-Richtung (Kette)



(c) Überlagerte Spannungs-Dehnungs-Linien, zeitsynchrone Skalierung

Bild B.161: B1-634: Spannungs-Dehnungs-Linien

B1-635

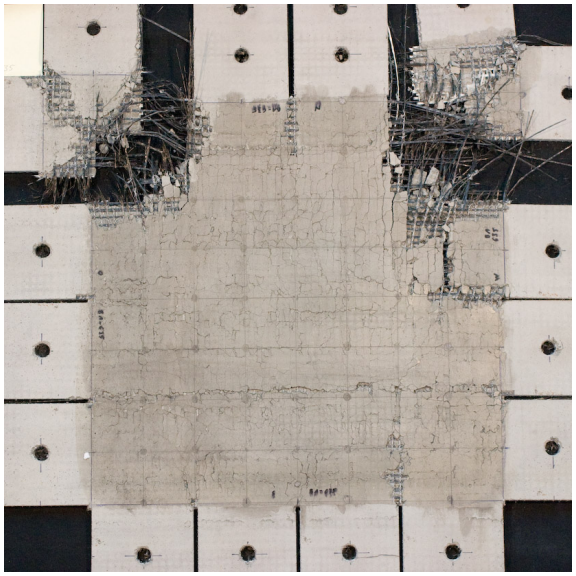
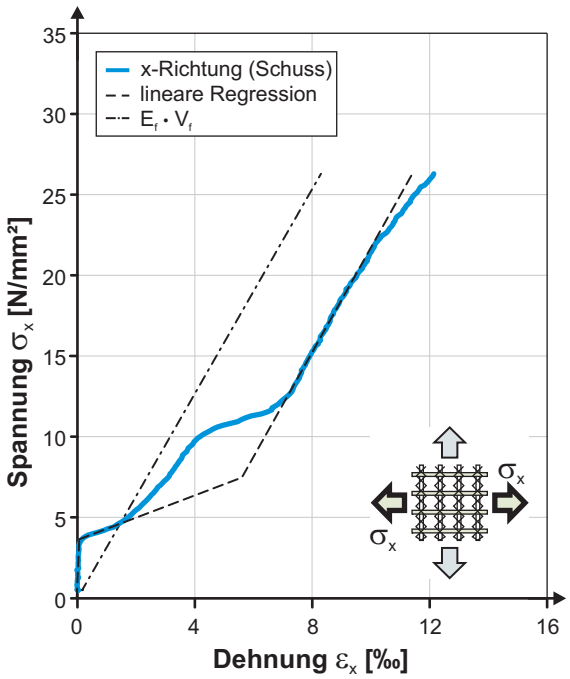


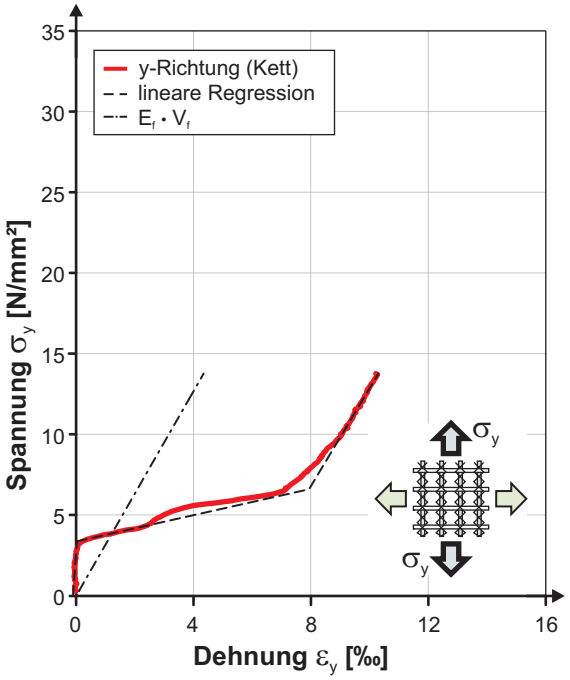
Bild B.162: Versuch B1-635: Bruchbild

Tabelle B.86: Versuch B1-635: Regressionsdaten

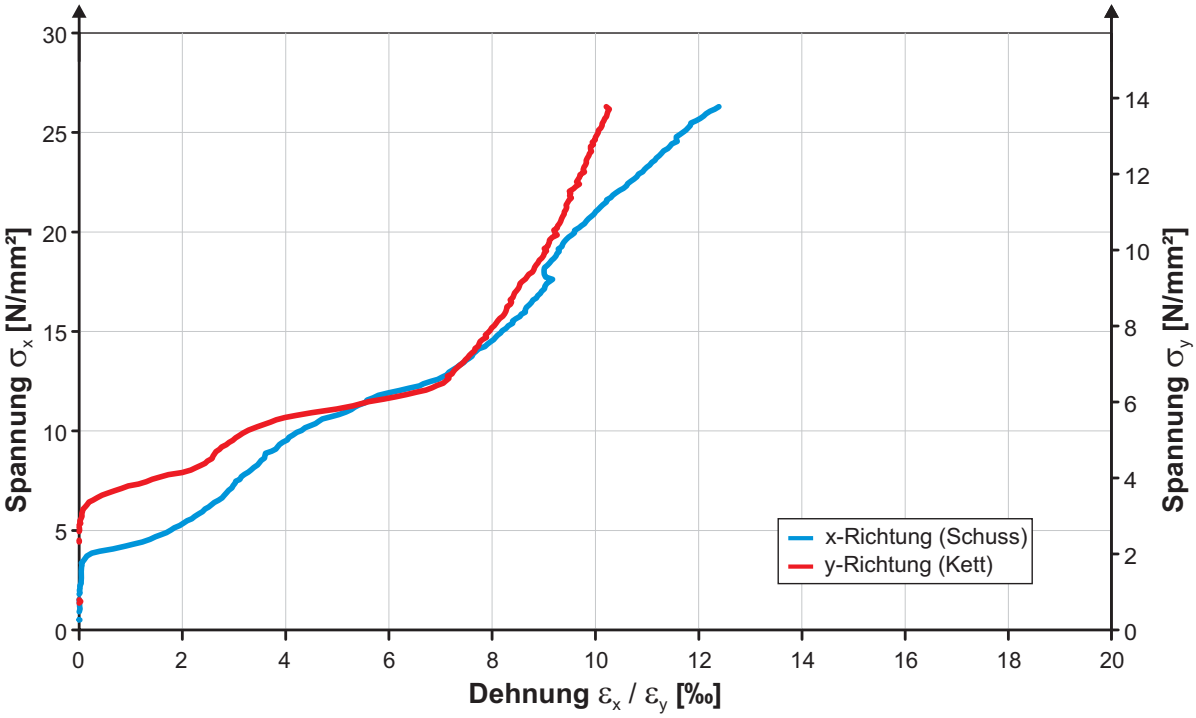
Allgemeine Angaben						
Spannungsverhältnis	α =	27°				
Bewehrungsdrehwinkel	γ =	0°				
Mittlere Plattendicke	d [mm] =	8,3925				
Bruch:						
		x-Richtung		**y-Richtung**		
Bruchkraft	F [kN] =	88,2755		46,2452		
Betonbruchspannung	σ_c [kN/mm^2] =	26,296		13,7757		
Faserbruchspannung	σ_f [kN/mm^2] =	1771		928		
Bruchdehnung	$\varepsilon_{c,versuch}$ [‰] =	12,1127		10,2095		
Lineare Regression: Geradengleichungen						
Zustand I	m,n =	41,4703	0	25,0021	0	
Zustand IIa	m,n =	0,6903	1,5426	0,4075	0,7189	
Zustand IIb	m,n =	3,2397	-12,6739	3,0326	-20,115	
Lineare Regression: Punktliste						
P1	x,y =	0	0	0	0	
P2	x,y =	0,0883	3,6611	0,1355	3,3868	
P3	x,y =	5,627	7,4846	8,0428	6,6095	
P4	x,y =	11,4335	26,296	10,4058	13,7757	



(a) B1-635: Spannungs-Dehnungs-Linie, x-Richtung (Schuss)



(b) B1-635: Spannungs-Dehnungs-Linie, y-Richtung (Kette)



(c) Überlagerte Spannungs-Dehnungs-Linien, zeitsynchrone Skalierung

Bild B.163: B1-635: Spannungs-Dehnungs-Linien

B1-636

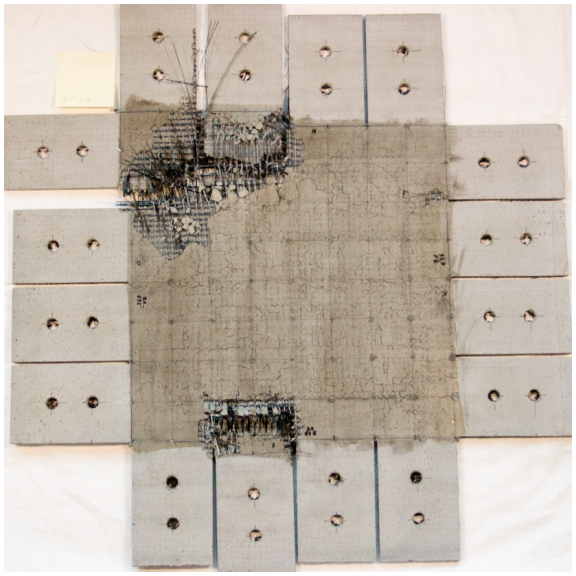
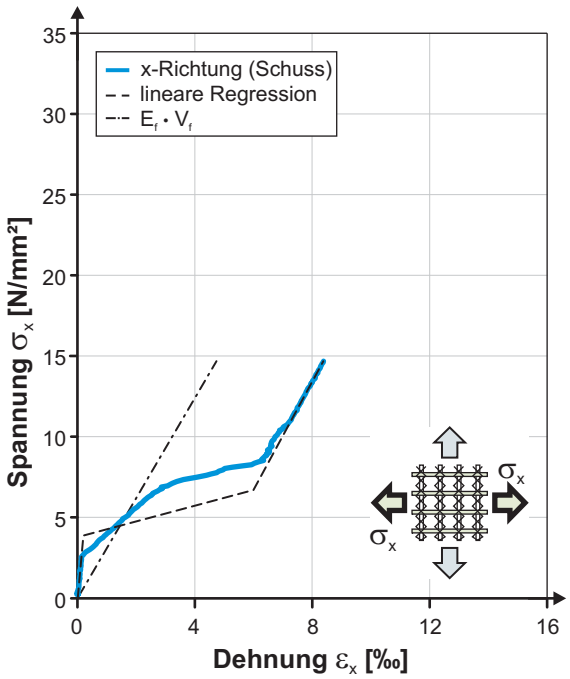


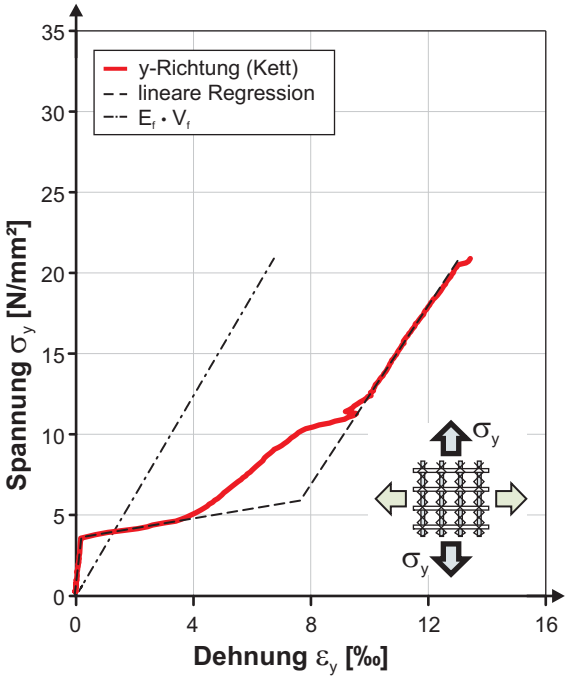
Bild B.164: Versuch B1-636: Bruchbild

Tabelle B.87: Versuch B1-636: Regressionsdaten

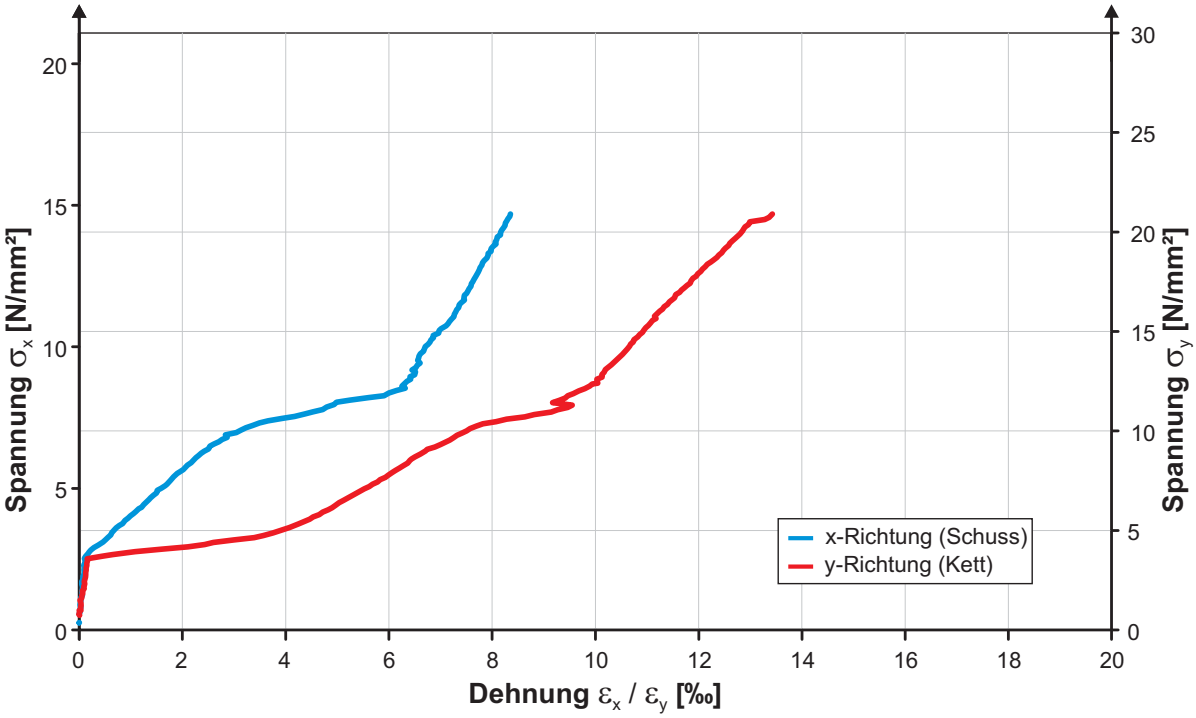
Allgemeine Angaben					
Spannungsverhältnis	α =	54 °			
Bewehrungsdrehwinkel	γ =	0 °			
Mittlere Plattendicke	d [mm] =	8,5775			
Bruch:					
		x-Richtung		**y-Richtung**	
Bruchkraft	F [kN] =	50,403		71,7147	
Betonbruchspannung	σ_c [kN/mm^2] =	14,6905		20,902	
Faserbruchspannung	σ_f [kN/mm^2] =	1011		1439	
Bruchdehnung	$\varepsilon_{c,versuch}$ [‰] =	8,3565		13,4288	
Lineare Regression: Geradengleichungen					
Zustand I	m,n =	20,1973	0	15,5812	0
Zustand IIa	m,n =	0,4868	3,4829	0,304	2,7745
Zustand IIb	m,n =	3,3531	-13,6294	2,7709	-16,0656
Lineare Regression: Punktliste					
P1	x,y =	0	0	0	0
P2	x,y =	0,1926	3,89	0,2336	3,6404
P3	x,y =	5,9859	6,71	7,6892	5,9071
P4	x,y =	8,3659	14,6905	13,1007	20,902



(a) B1-636: Spannungs-Dehnungs-Linie, x-Richtung (Schuss)



(b) B1-636: Spannungs-Dehnungs-Linie, y-Richtung (Kette)



(c) Überlagerte Spannungs-Dehnungs-Linien, zeitsynchrone Skalierung

Bild B.165: B1-636: Spannungs-Dehnungs-Linien

B1-637

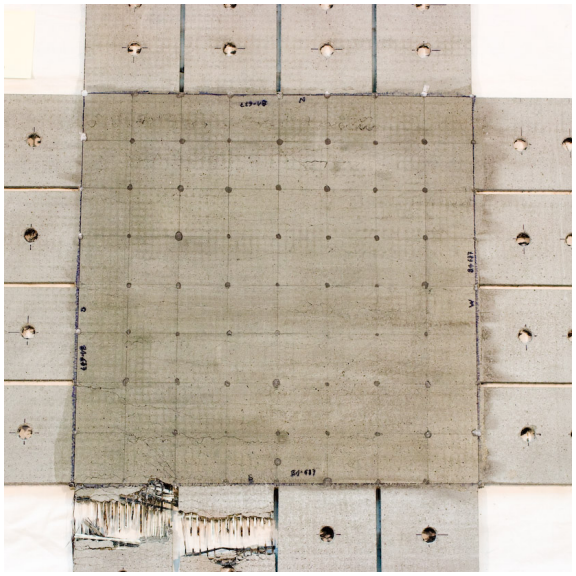
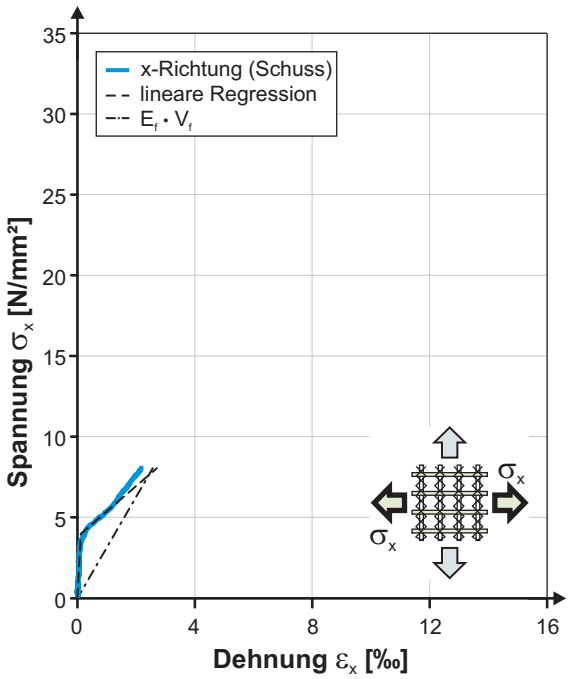


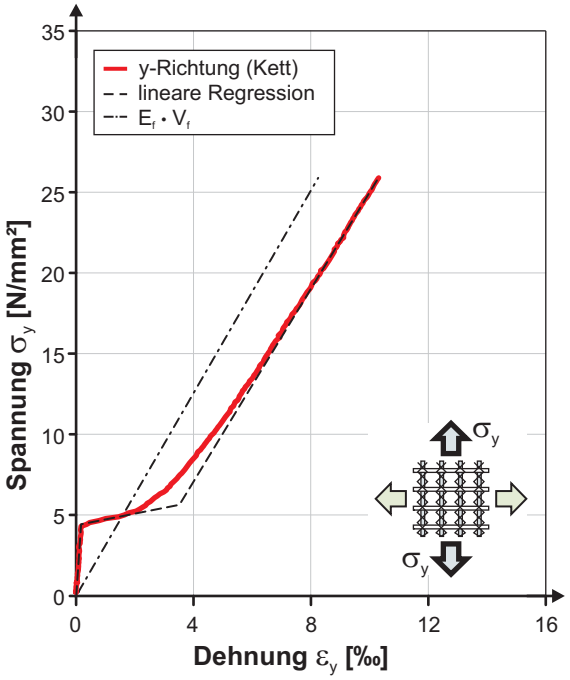
Bild B.166: Versuch B1-637: Bruchbild

Tabelle B.88: Versuch B1-637: Regressionsdaten

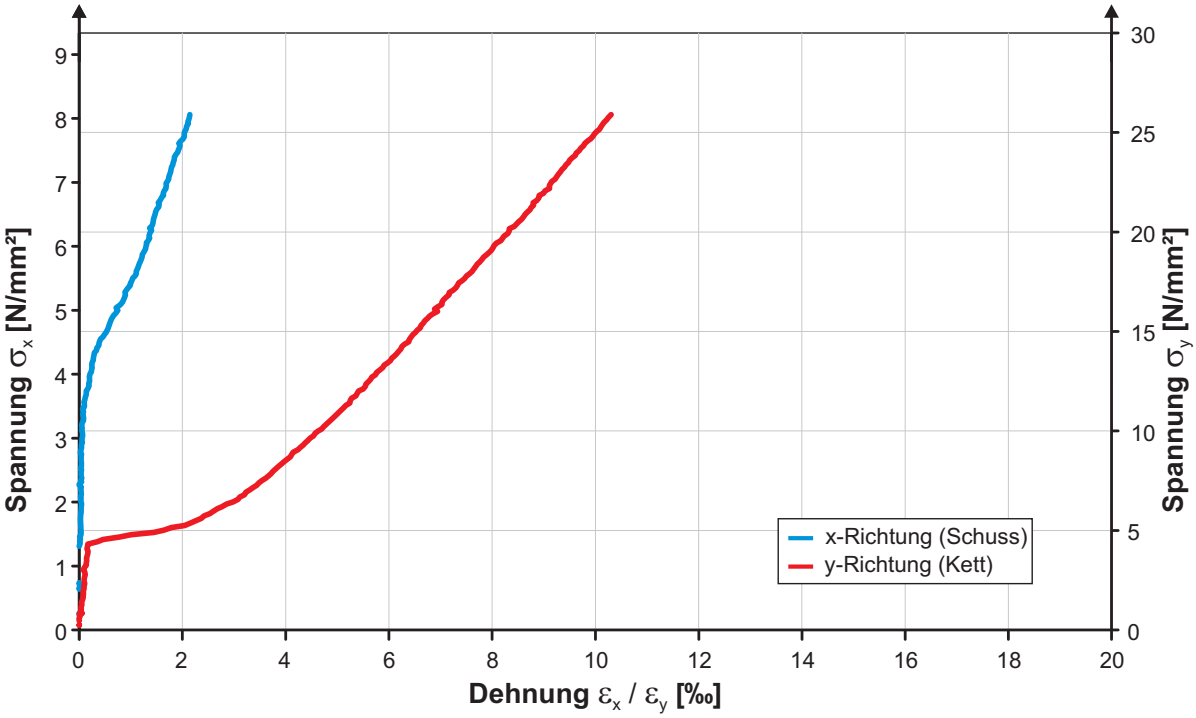
Allgemeine Angaben					
Spannungsverhältnis	α =	72 °			
Bewehrungsdrehwinkel	γ =	0 °			
Mittlere Plattendicke	d [mm] =	8,4725			
Bruch:					
		x-Richtung		**y-Richtung**	
Bruchkraft	F [kN] =	27,3164		87,7648	
Betonbruchspannung	σ_c [kN/mm^2] =	8,0603		25,897	
Faserbruchspannung	σ_f [kN/mm^2] =	548		1761	
Bruchdehnung	$\varepsilon_{c,versuch}$ [‰] =	2,1434		10,3068	
Lineare Regression: Geradengleichungen					
Zustand I	m,n =	35,008	0	27,1456	0
Zustand IIa	m,n =	1,5685	2,8865	0,3596	4,5409
Zustand IIb	m,n =	-	-	2,9872	-4,708
Lineare Regression: Punktliste					
P1	x,y =	0	0	0	0
P2	x,y =	0,1141	3,9959	0,1635	4,439
P3	x,y =	2,7054	8,0603	3,514	5,644
P4	x,y =	-	-	10,294	25,897



(a) B1-637: Spannungs-Dehnungs-Linie, x-Richtung (Schuss)



(b) B1-637: Spannungs-Dehnungs-Linie, y-Richtung (Kette)



(c) Überlagerte Spannungs-Dehnungs-Linien, zeitsynchrone Skalierung

Bild B.167: B1-637: Spannungs-Dehnungs-Linien

B1-638

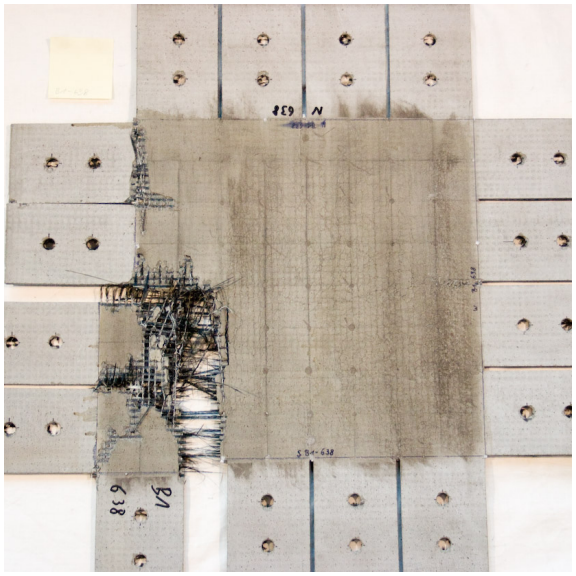
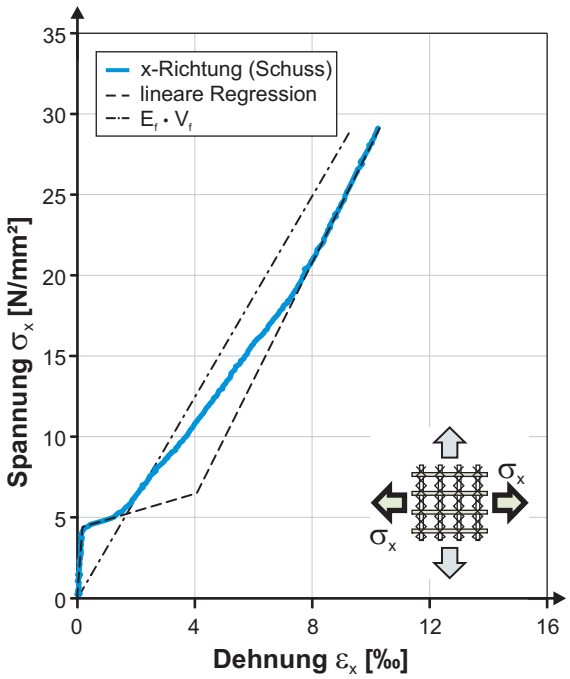


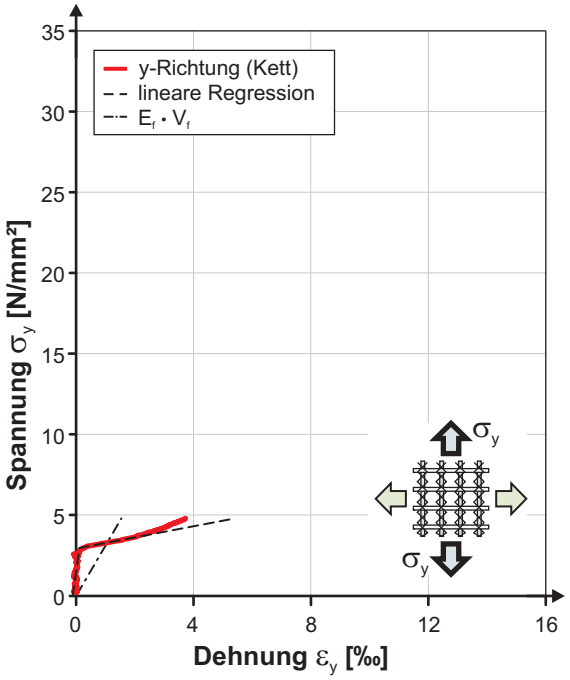
Bild B.168: Versuch B1-638: Bruchbild

Tabelle B.89: Versuch B1-638: Regressionsdaten

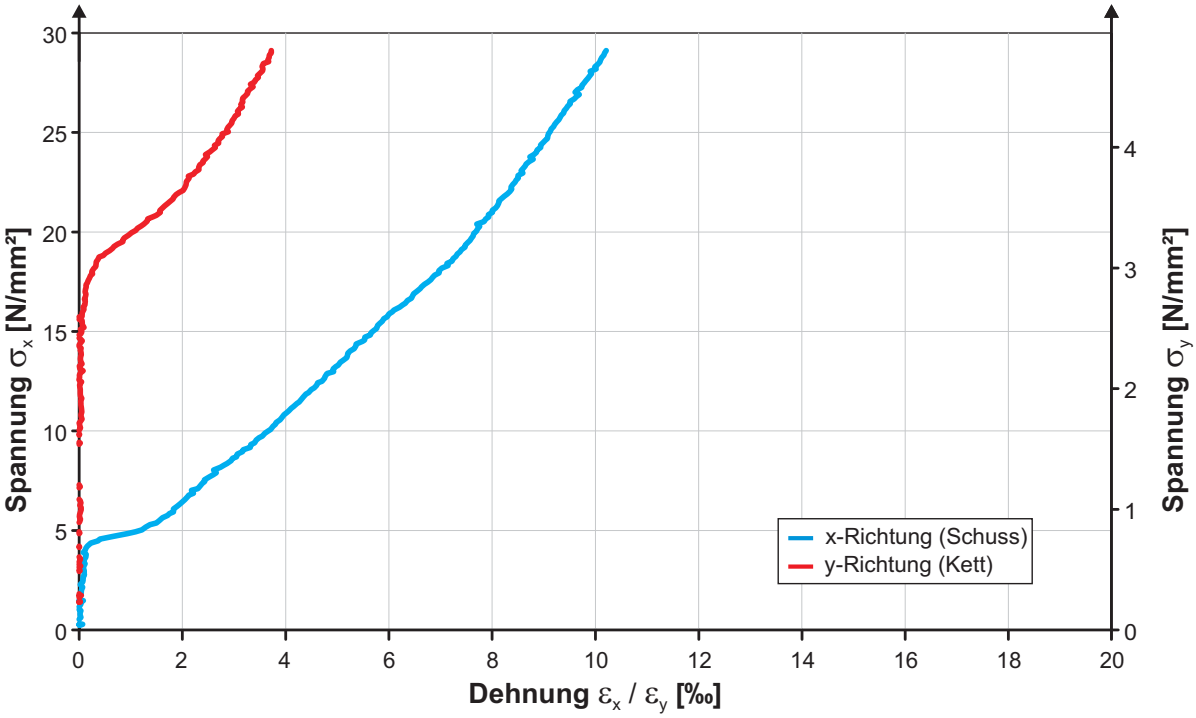
Allgemeine Angaben					
Spannungsverhältnis	α =	9 °			
Bewehrungsdrehwinkel	γ =	0 °			
Mittlere Plattendicke	d [mm] =	8,54			
Bruch:					
		x-Richtung		**y-Richtung**	
Bruchkraft	F [kN] =	99,4791		16,4072	
Betonbruchspannung	σ_c [kN/mm^2] =	29,1215		4,803	
Faserbruchspannung	σ_f [kN/mm^2] =	1996		329	
Bruchdehnung	$\varepsilon_{c,versuch}$ [‰] =	10,2114		3,7242	
Lineare Regression: Geradengleichungen					
Zustand I	m,n =	24,4989	0	12,812	0
Zustand IIa	m,n =	0,5356	3,4752	0,3439	1,4331
Zustand IIb	m,n =	3,6295	-9,0241	-	-
Lineare Regression: Punktliste					
P1	x,y =	0	0	0	0
P2	x,y =	0,1806	4,424	0,2327	2,9807
P3	x,y =	4,0756	6,51	5,5319	4,803
P4	x,y =	10,3056	29,1215	-	-



(a) B1-638: Spannungs-Dehnungs-Linie, x-Richtung (Schuss)



(b) B1-638: Spannungs-Dehnungs-Linie, y-Richtung (Kette)



(c) Überlagerte Spannungs-Dehnungs-Linien, zeitsynchrone Skalierung

Bild B.169: B1-638: Spannungs-Dehnungs-Linien

B1-639

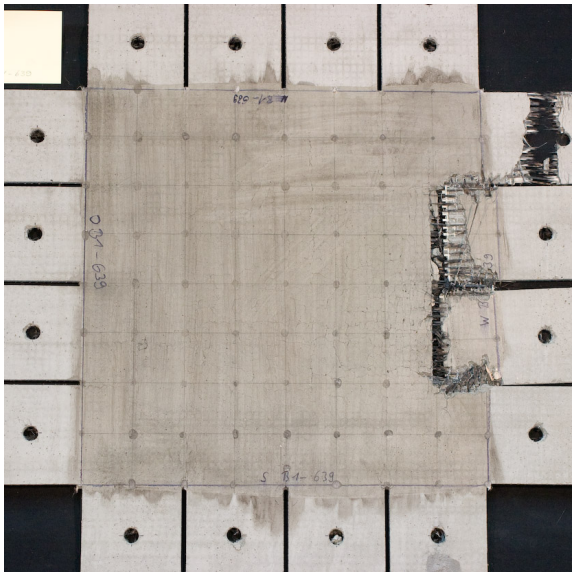
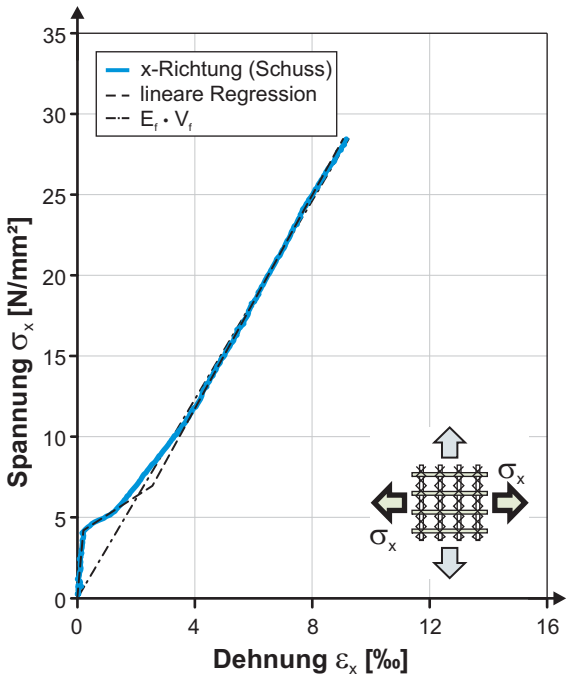


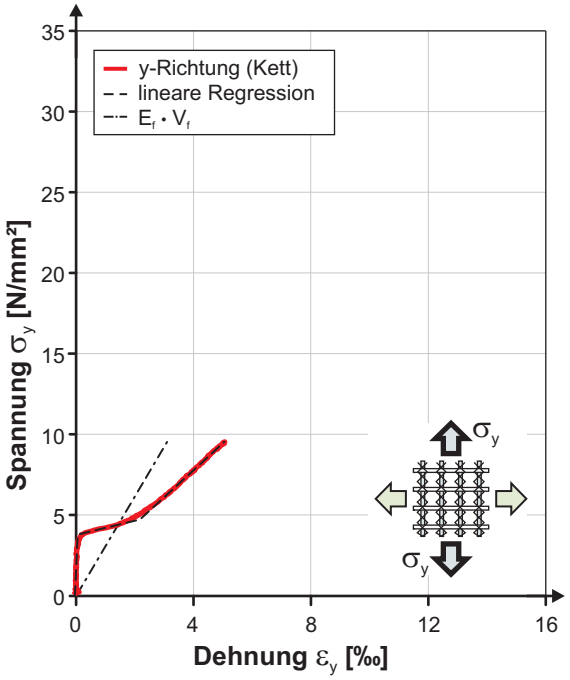
Bild B.170: Versuch B1-639: Bruchbild

Tabelle B.90: Versuch B1-639: Regressionsdaten

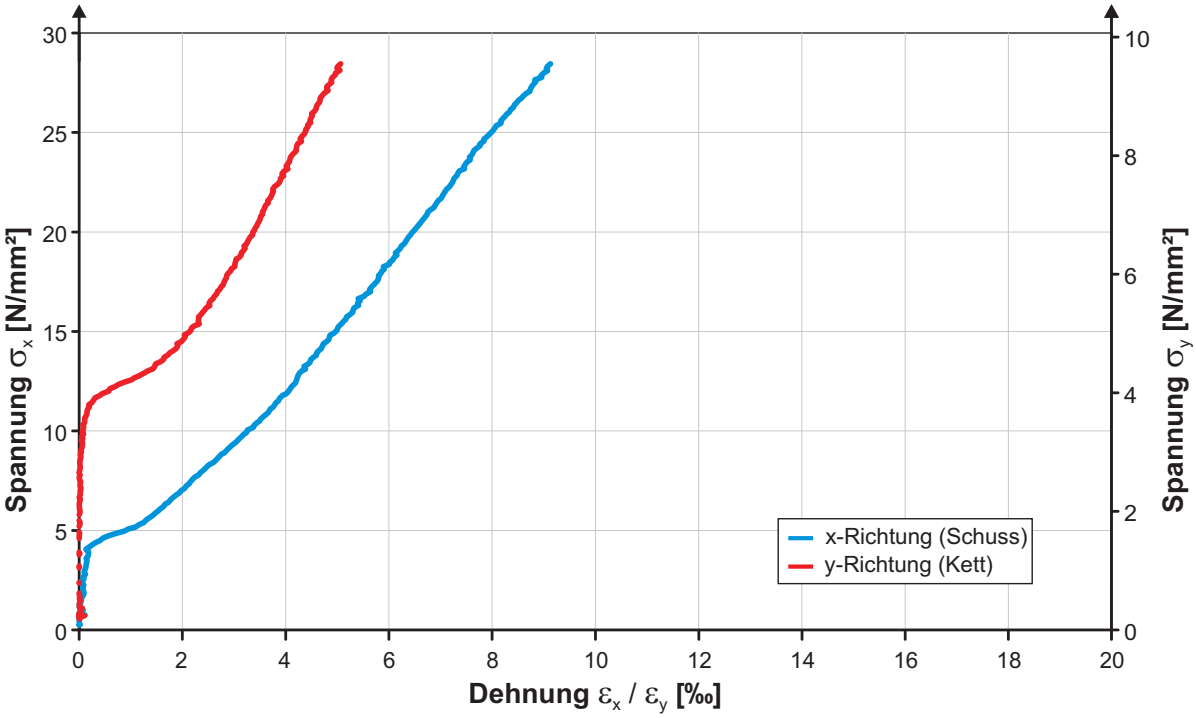
Allgemeine Angaben					
Spannungsverhältnis	α =	18 °			
Bewehrungsdrehwinkel	γ =	0 °			
Mittlere Plattendicke	d [mm] =	8,6425			
Bruch:					
		x-Richtung		**y-Richtung**	
Bruchkraft	F [kN] =	98,349		33,0092	
Betonbruchspannung	σ_c [kN/mm^2] =	28,4492		9,5485	
Faserbruchspannung	σ_f [kN/mm^2] =	1973		662	
Bruchdehnung	$\varepsilon_{c,versuch}$ [‰] =	9,1323		5,0652	
Lineare Regression: Geradengleichungen					
Zustand I	m,n =	20,0016	0	40,2116	0
Zustand IIa	m,n =	1,1716	3,3459	0,4414	2,1675
Zustand IIb	m,n =	3,3068	-2,0498	1,6742	-0,5156
Lineare Regression: Punktliste					
P1	x,y =	0	0	0	0
P2	x,y =	0,2109	4,2174	0,0945	3,8
P3	x,y =	2,5602	6,9698	2,2165	4,7366
P4	x,y =	9,0558	28,4492	5,0907	9,5485



(a) B1-639: Spannungs-Dehnungs-Linie, x-Richtung (Schuss)



(b) B1-639: Spannungs-Dehnungs-Linie, y-Richtung (Kette)



(c) Überlagerte Spannungs-Dehnungs-Linien, zeitsynchrone Skalierung

Bild B.171: B1-639: Spannungs-Dehnungs-Linien

B1-640

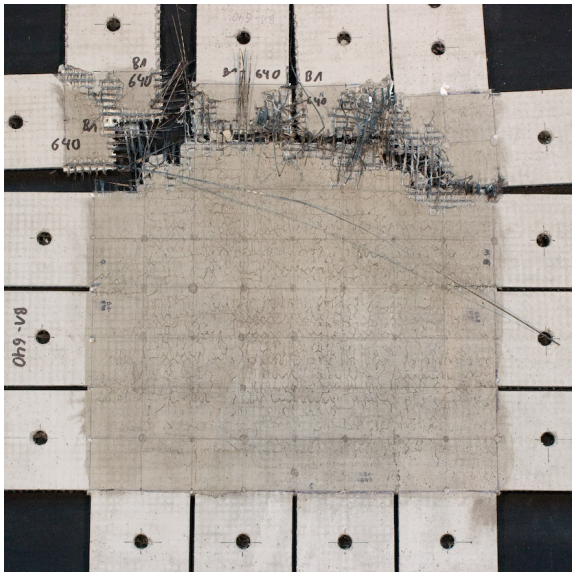
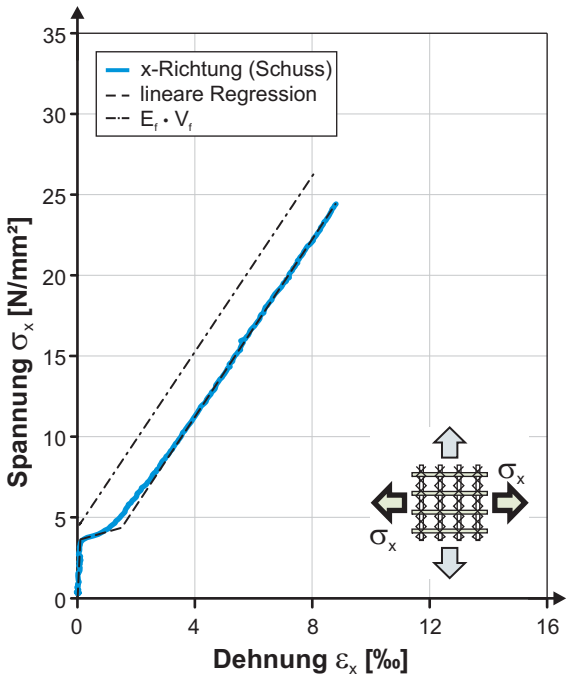


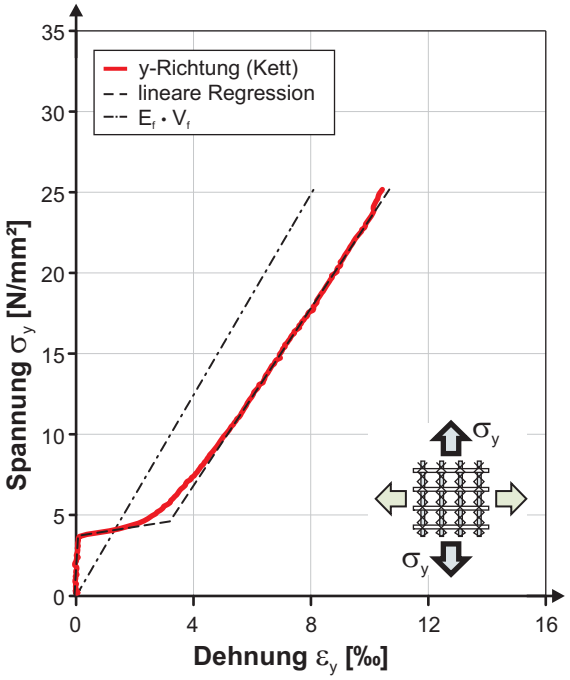
Bild B.172: Versuch B1-640: Bruchbild

Tabelle B.91: Versuch B1-640: Regressionsdaten

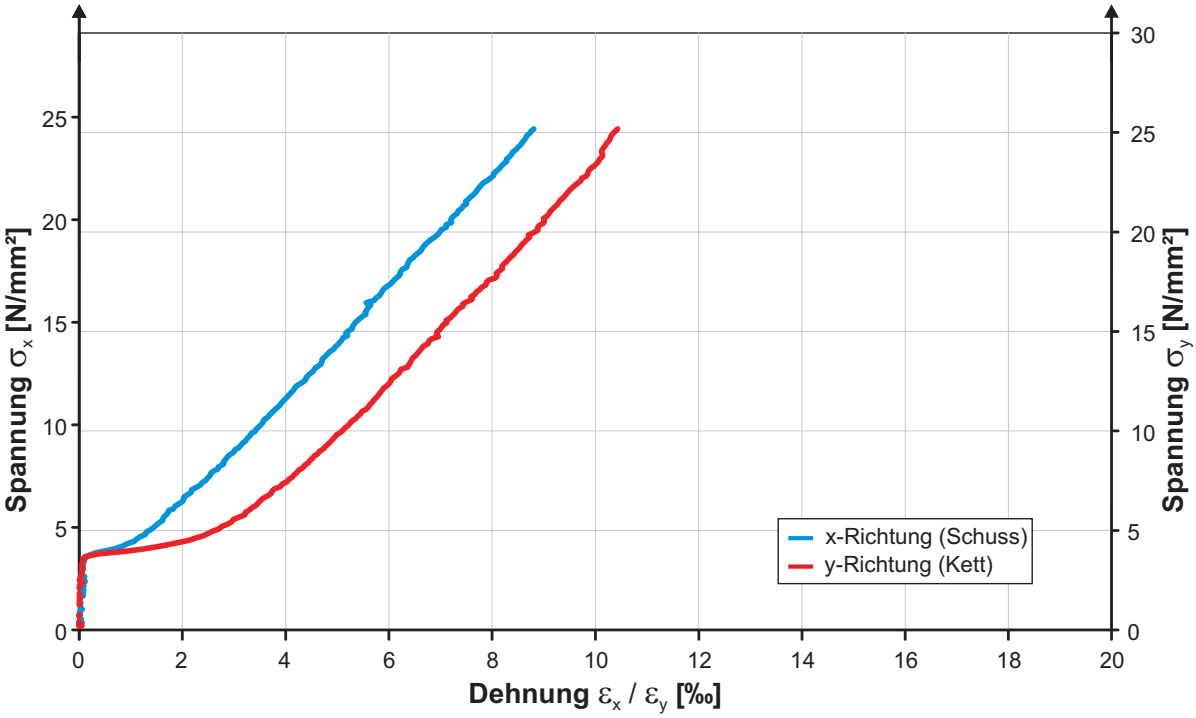
Allgemeine Angaben					
Spannungsverhältnis	α =	45 °			
Bewehrungsdrehwinkel	γ =	0 °			
Mittlere Plattendicke	d [mm] =	8,55			
Bruch:					
		x-Richtung		**y-Richtung**	
Bruchkraft	F [kN] =	83,5461		86,1133	
Betonbruchspannung	σ_c [kN/mm^2] =	24,4287		25,1793	
Faserbruchspannung	σ_f [kN/mm^2] =	1676		1728	
Bruchdehnung	$\varepsilon_{c,versuch}$ [‰] =	8,8089		10,432	
Lineare Regression: Geradengleichungen					
Zustand I	m,n =	38,7609	0	29,8548	0
Zustand IIa	m,n =	0,5174	3,787	0,2849	2,0102
Zustand IIb	m,n =	2,7529	0,4178	2,7499	-5,8636
Lineare Regression: Punktliste					
P1	x,y =	0	0	0	0
P2	x,y =	0,0941	3,6478	0,1249	3,7279
P3	x,y =	1,5022	4,3763	3,2511	4,6184
P4	x,y =	8,7863	24,4287	10,7282	25,1793



(a) B1-640: Spannungs-Dehnungs-Linie, x-Richtung (Schuss)



(b) B1-640: Spannungs-Dehnungs-Linie, y-Richtung (Kette)



(c) Überlagerte Spannungs-Dehnungs-Linien, zeitsynchrone Skalierung

Bild B.173: B1-640: Spannungs-Dehnungs-Linien

B1-641

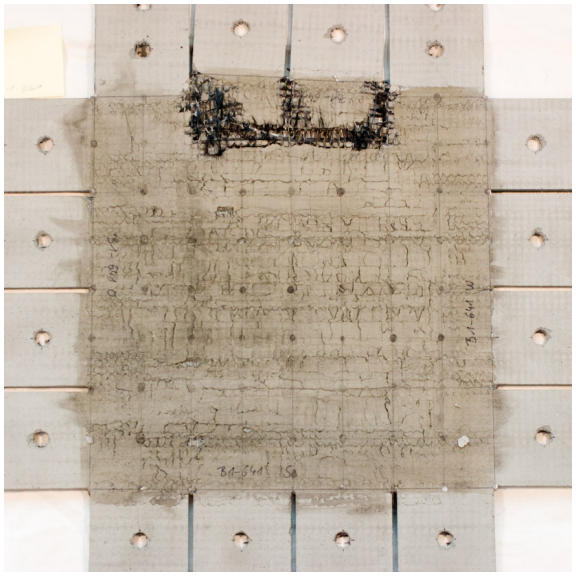
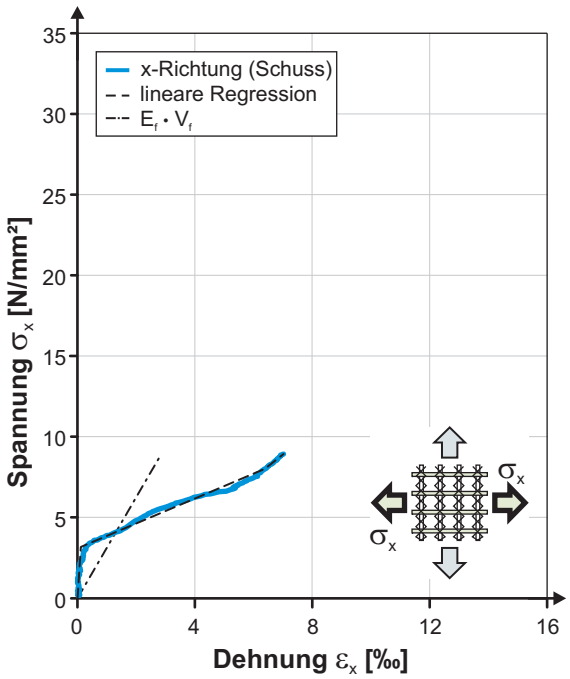


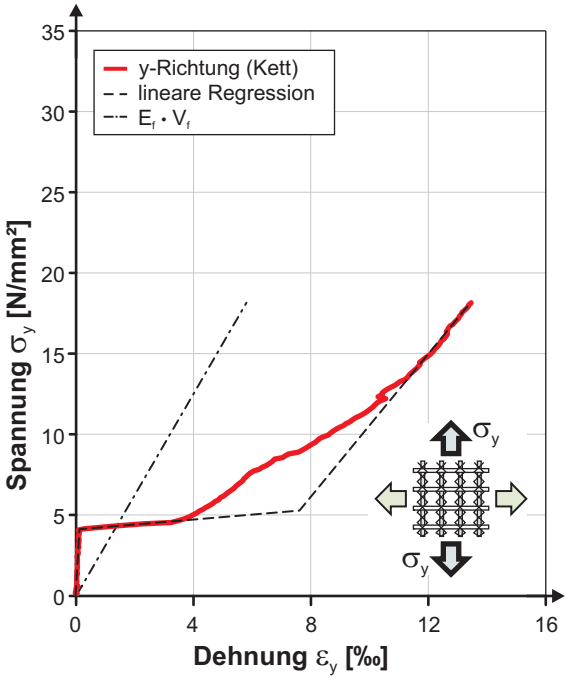
Bild B.174: Versuch B1-641: Bruchbild

Tabelle B.92: Versuch B1-641: Regressionsdaten

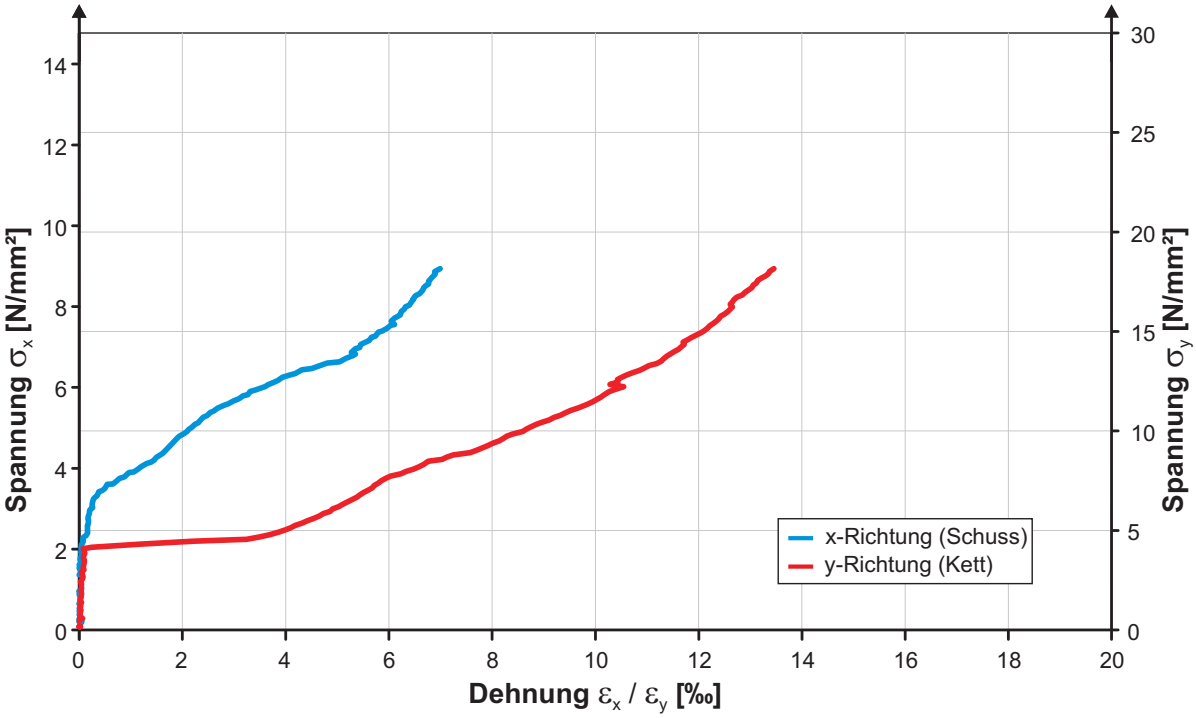
Allgemeine Angaben					
Spannungsverhältnis	α =	63 °			
Bewehrungsdrehwinkel	γ =	0 °			
Mittlere Plattendicke	d [mm] =	8,5025			
Bruch:					
		x-Richtung		**y-Richtung**	
Bruchkraft	F [kN] =	30,4004		61,755	
Betonbruchspannung	σ_c [kN/mm^2] =	8,9387		18,1579	
Faserbruchspannung	σ_f [kN/mm^2] =	610		1239	
Bruchdehnung	$\varepsilon_{c,versuch}$ [‰] =	6,994		13,4581	
Lineare Regression: Geradengleichungen					
Zustand I	m,n =	28,2181	0	30,9572	0
Zustand IIa	m,n =	0,7716	2,4784	0,1542	3,5478
Zustand IIb	m,n =	1,4462	-1,8118	2,211	-12,104
Lineare Regression: Punktliste					
P1	x,y =	0	0	0	0
P2	x,y =	0,1128	3,183	0,1335	4,134
P3	x,y =	6,3825	8,0205	7,6284	5,29
P4	x,y =	7,0173	8,9387	13,4484	18,1579



(a) B1-641: Spannungs-Dehnungs-Linie, x-Richtung (Schuss)



(b) B1-641: Spannungs-Dehnungs-Linie, y-Richtung (Kette)



(c) Überlagerte Spannungs-Dehnungs-Linien, zeitsynchrone Skalierung

Bild B.175: B1-641: Spannungs-Dehnungs-Linien

B1-642

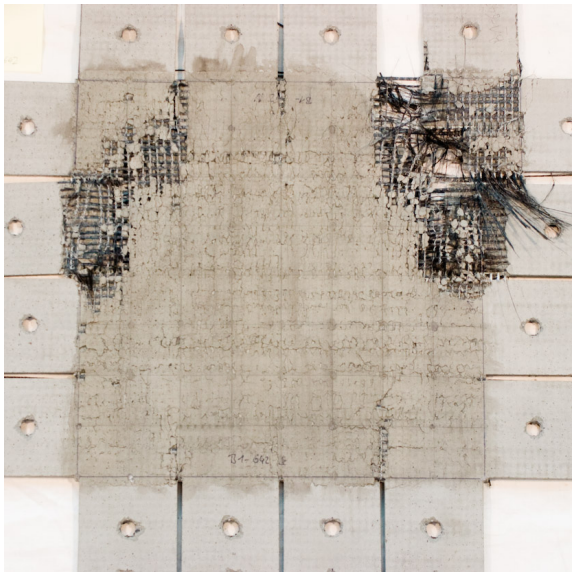
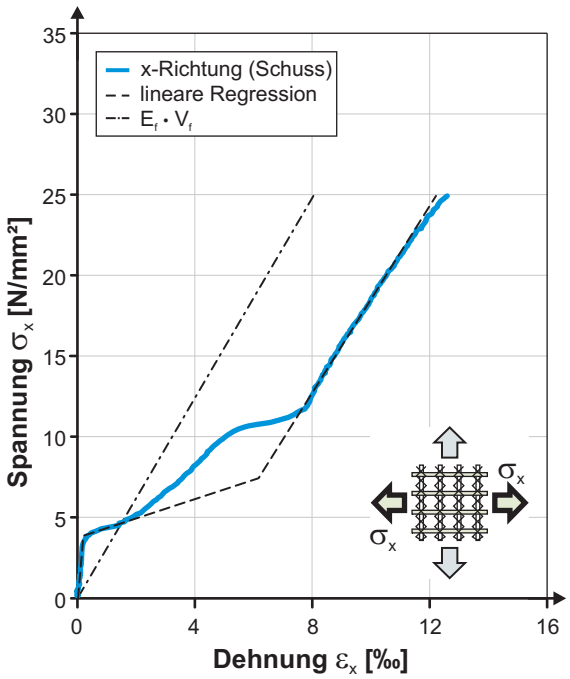


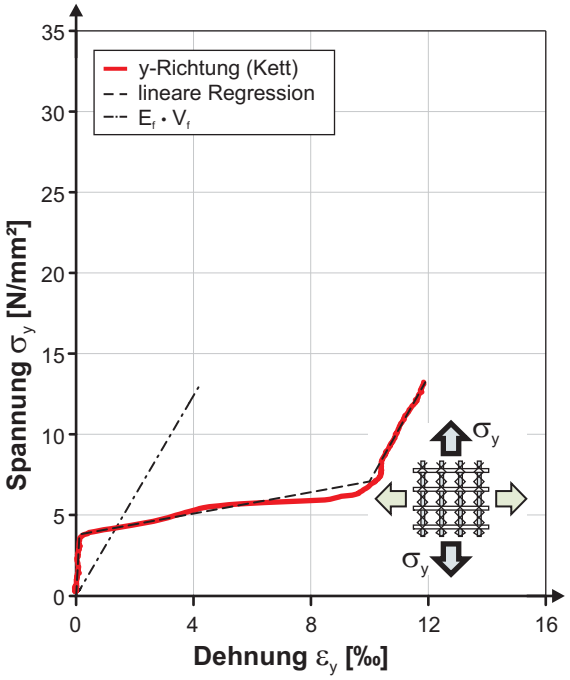
Bild B.176: Versuch B1-642: Bruchbild

Tabelle B.93: Versuch B1-642: Regressionsdaten

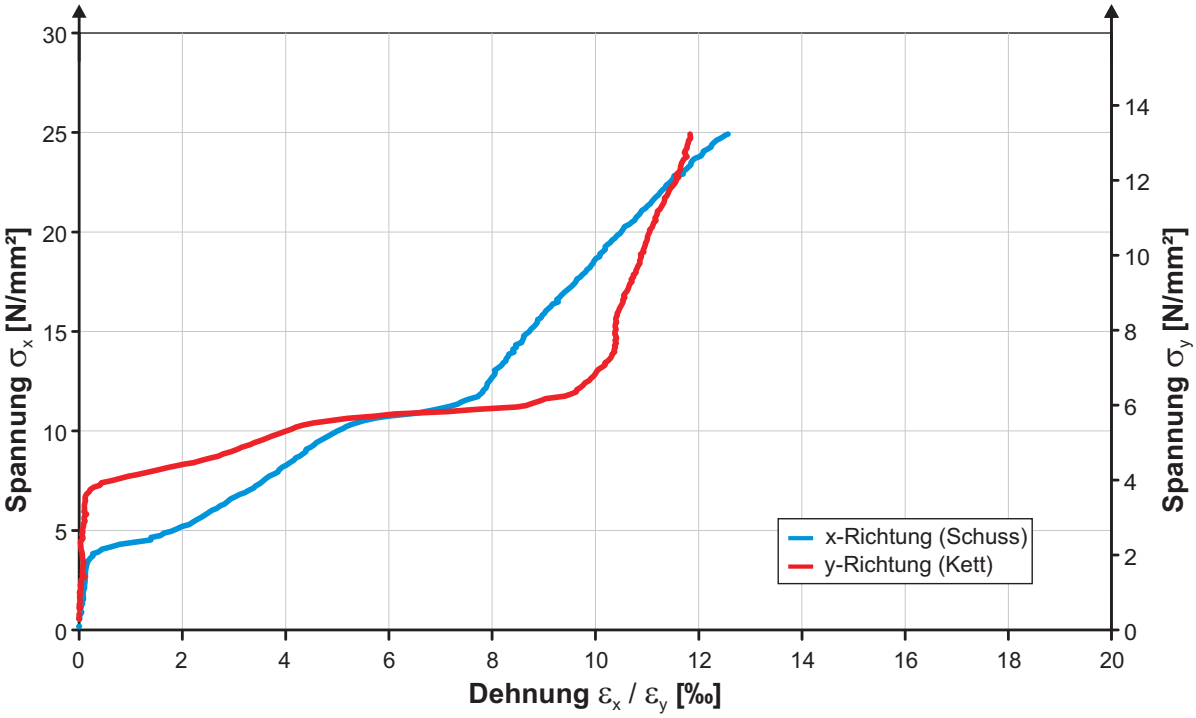
Allgemeine Angaben					
Spannungsverhältnis	α =	27°			
Bewehrungsdrehwinkel	γ =	0°			
Mittlere Plattendicke	d [mm] =	8,58			
Bruch:					
		x-Richtung		**y-Richtung**	
Bruchkraft	F [kN] =	85,5371		45,4377	
Betonbruchspannung	σ_c [kN/mm^2] =	24,9234		13,2394	
Faserbruchspannung	σ_f [kN/mm^2] =	1716		912	
Bruchdehnung	$\varepsilon_{c,versuch}$ [‰] =	12,5694		11,8363	
Lineare Regression: Geradengleichungen					
Zustand I	m,n =	21,0891	0	34,2332	0
Zustand IIa	m,n =	0,5971	3,6337	0,3312	3,8886
Zustand IIb	m,n =	2,8926	-10,4671	3,2368	-25,1552
Lineare Regression: Punktliste					
P1	x,y =	0	0	0	0
P2	x,y =	0,1839	3,8773	0,1115	3,817
P3	x,y =	6,1495	7,4396	9,9928	7,09
P4	x,y =	12,1939	24,9234	11,8927	13,2394



(a) B1-642: Spannungs-Dehnungs-Linie, x-Richtung (Schuss)



(b) B1-642: Spannungs-Dehnungs-Linie, y-Richtung (Kette)



(c) Überlagerte Spannungs-Dehnungs-Linien, zeitsynchrone Skalierung

Bild B.177: B1-642: Spannungs-Dehnungs-Linien

B1-643

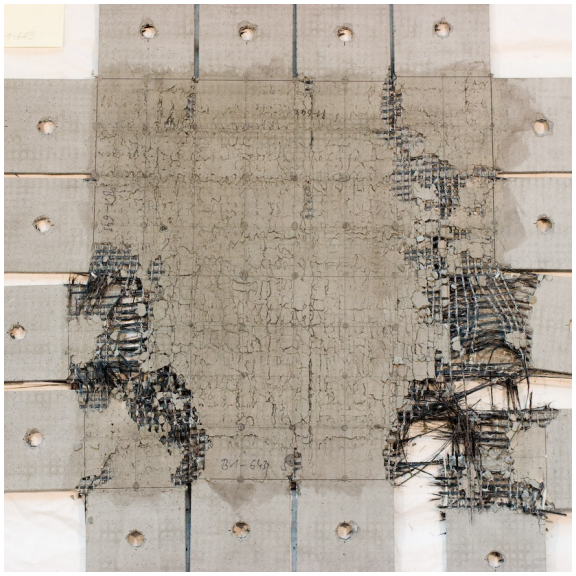
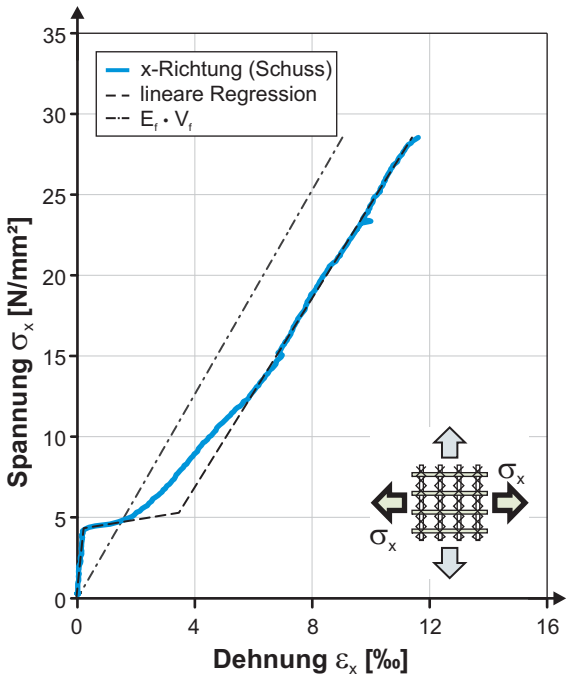


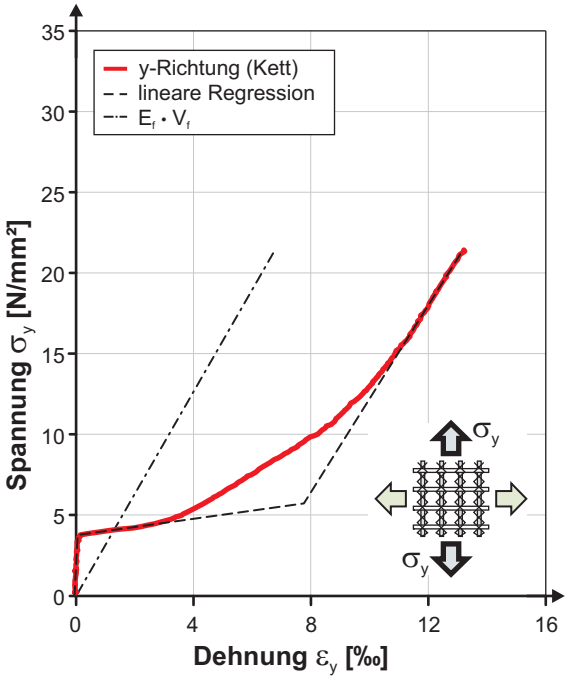
Bild B.178: Versuch B1-643: Bruchbild

Tabelle B.94: Versuch B1-643: Regressionsdaten

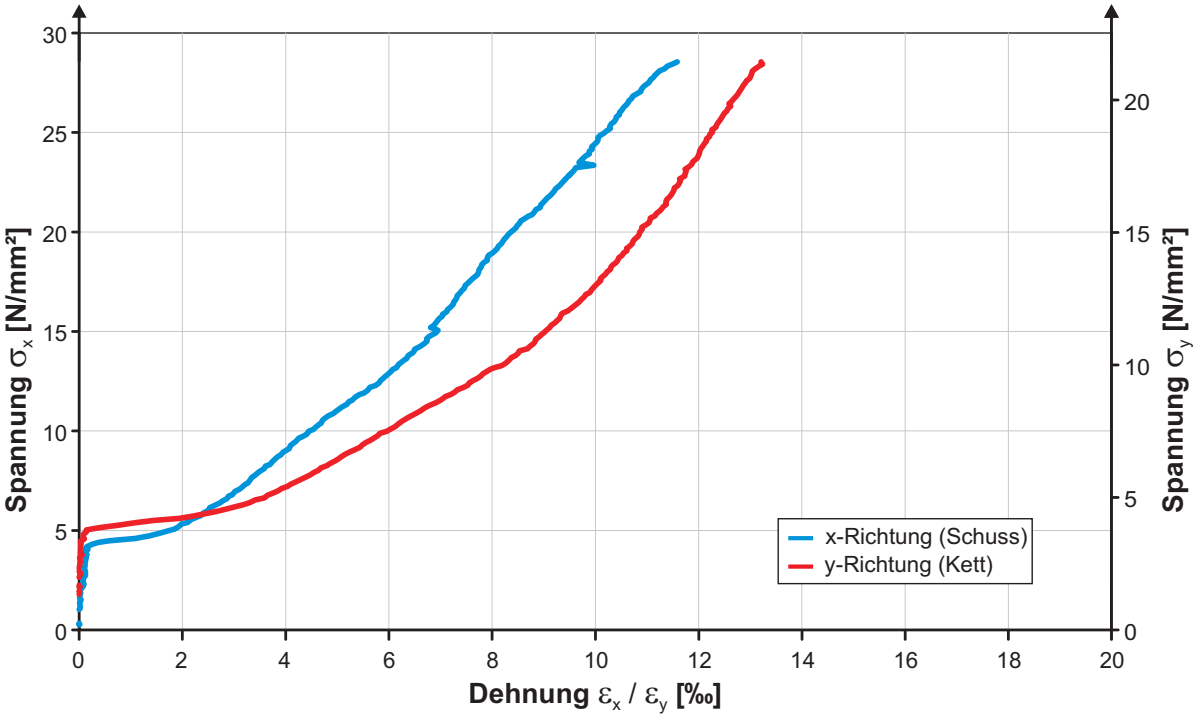
Allgemeine Angaben						
Spannungsverhältnis	α =	36 °				
Bewehrungsdrehwinkel	γ =	0 °				
Mittlere Plattendicke	d [mm] =	8,4125				
Bruch:						
		x-Richtung		**y-Richtung**		
Bruchkraft	F [kN] =	96,0479		72,1162		
Betonbruchspannung	σ_c [kN/mm^2] =	28,5432		21,4313		
Faserbruchspannung	σ_f [kN/mm^2] =	1927		1447		
Bruchdehnung	$\varepsilon_{c,versuch}$ [‰] =	11,584		13,2075		
Lineare Regression: Geradengleichungen						
Zustand I	m,n =	17,5373	0	35,4297	0	
Zustand IIa	m,n =	0,2952	3,1745	0,2532	1,851	
Zustand IIb	m,n =	2,9274	-5,8539	2,8984	-18,6747	
Lineare Regression: Punktliste						
P1	x,y =	0	0	0	0	
P2	x,y =	0,2476	4,3417	0,1066	3,7775	
P3	x,y =	3,4935	5,2999	7,8136	5,729	
P4	x,y =	11,4335	28,5432	13,2312	21,4313	



(a) B1-643: Spannungs-Dehnungs-Linie, x-Richtung (Schuss)



(b) B1-643: Spannungs-Dehnungs-Linie, y-Richtung (Kette)



(c) Überlagerte Spannungs-Dehnungs-Linien, zeitsynchrone Skalierung

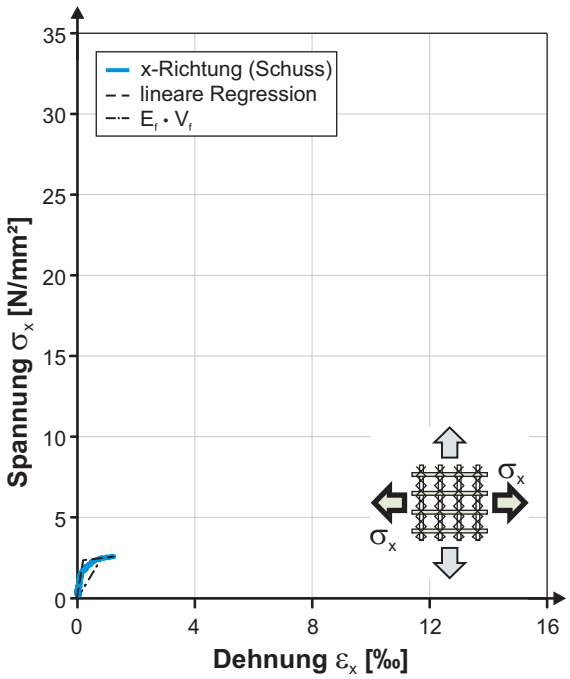
Bild B.179: B1-643: Spannungs-Dehnungs-Linien

B1-644

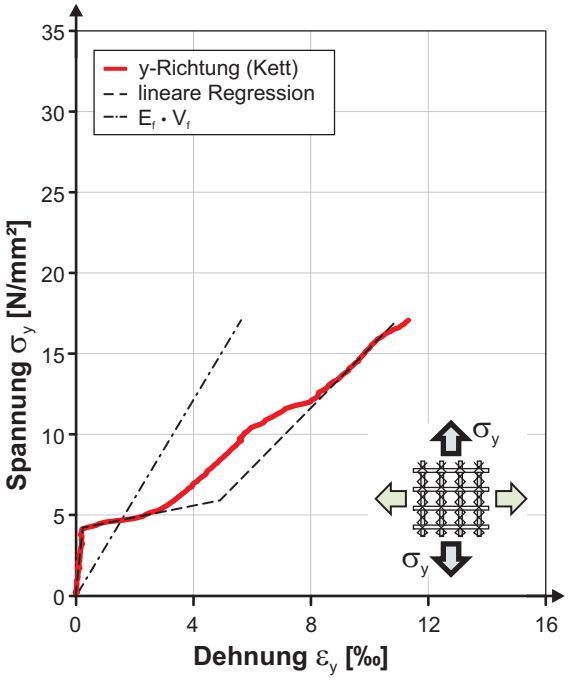
Bild B.180: Versuch B1-644: Bruchbild

Tabelle B.95: Versuch B1-644: Regressionsdaten

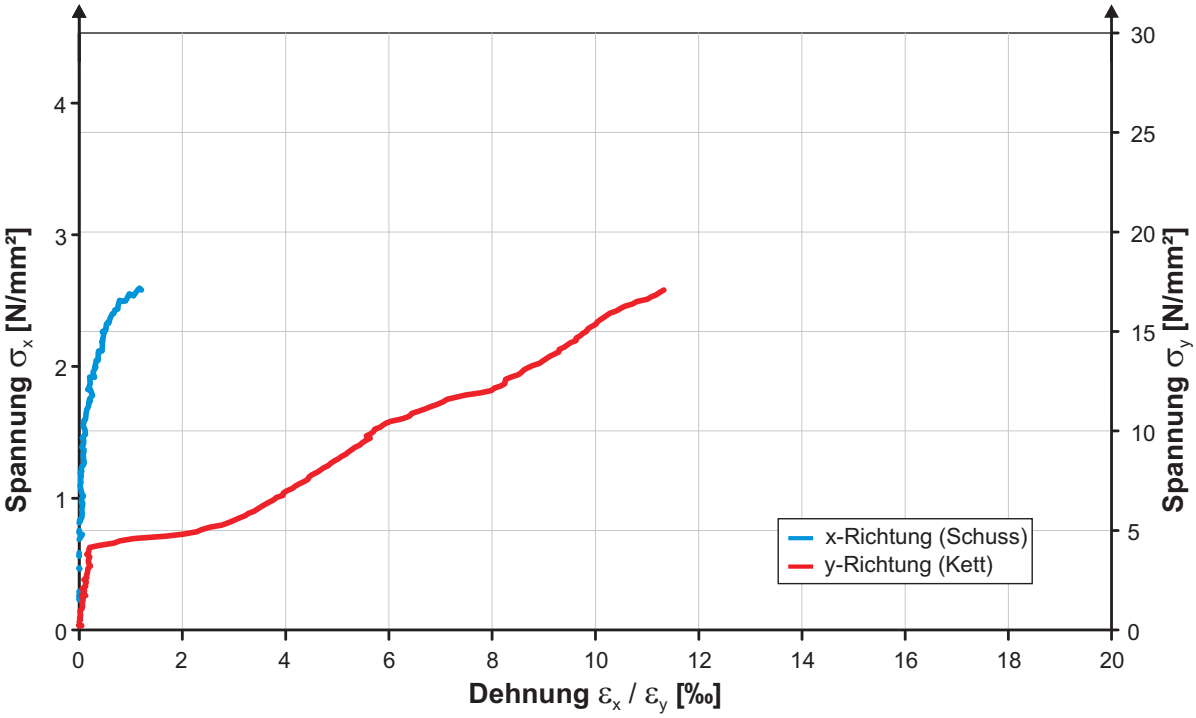
Allgemeine Angaben					
Spannungsverhältnis	α =	81 °			
Bewehrungsdrehwinkel	γ =	0 °			
Mittlere Plattendicke	d [mm] =	8,755			
Bruch:					
		x-Richtung		**y-Richtung**	
Bruchkraft	F [kN] =	9,036		59,8188	
Betonbruchspannung	σ_c [kN/mm^2] =	2,5803		17,0813	
Faserbruchspannung	σ_f [kN/mm^2] =	181		1200	
Bruchdehnung	$\varepsilon_{c,versuch}$ [‰] =	1,2044		11,3223	
Lineare Regression: Geradengleichungen					
Zustand I	m,n =	10,9213	0	16,9983	0
Zustand IIa	m,n =	0,2127	1,8205	0,3619	3,8294
Zustand IIb	m,n =	-	-	1,851	-3,4735
Lineare Regression: Punktliste					
P1	x,y =	0	0	0	0
P2	x,y =	0,216	2,359	0,249	4,2321
P3	x,y =	1,256	2,5803	4,9231	5,9237
P4	x,y =	-	-	10,951	17,0813



(a) B1-644: Spannungs-Dehnungs-Linie, x-Richtung (Schuss)



(b) B1-644: Spannungs-Dehnungs-Linie, y-Richtung (Kette)



(c) Überlagerte Spannungs-Dehnungs-Linien, zeitsynchrone Skalierung

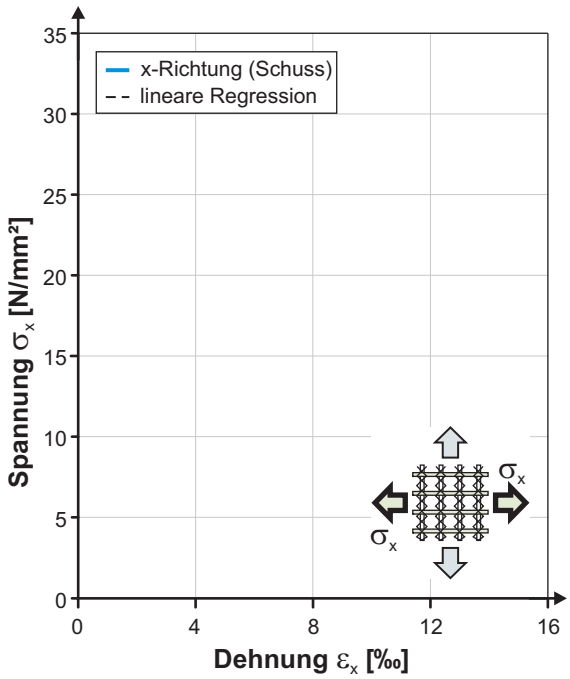
Bild B.181: B1-644: Spannungs-Dehnungs-Linien

B1-645

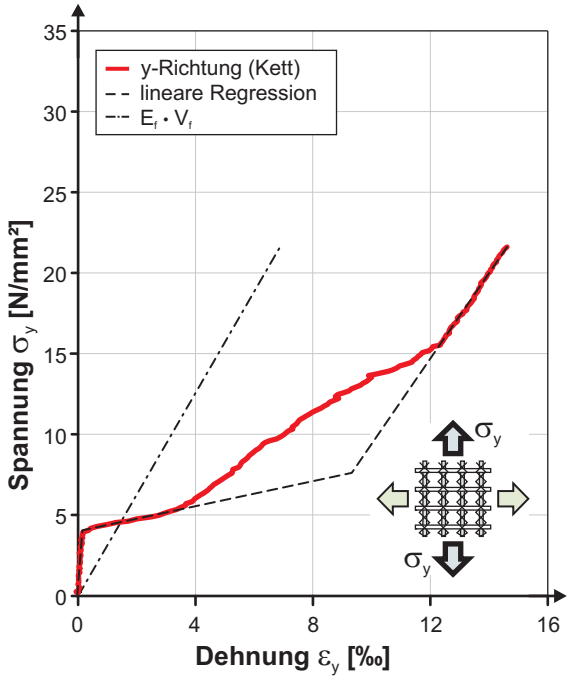
Bild B.182: Versuch B1-645: Bruchbild

Tabelle B.96: Versuch B1-645: Regressionsdaten

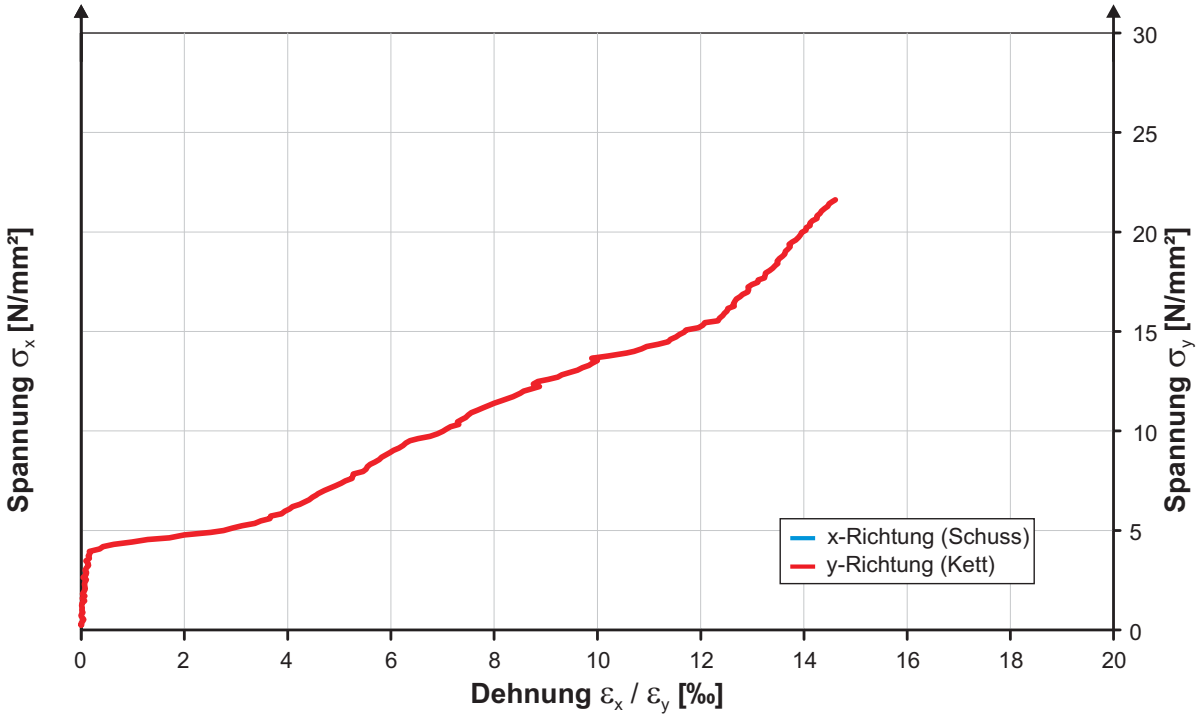
Allgemeine Angaben					
Spannungsverhältnis	α =	90 °			
Bewehrungsdrehwinkel	γ =	0 °			
Mittlere Plattendicke	d [mm] =	8,465			
Bruch:					
		x-Richtung		**y-Richtung**	
Bruchkraft	F [kN] =	1,0732		73,1903	
Betonbruchspannung	σ_c [kN/mm^2] =	0,3169		21,6156	
Faserbruchspannung	σ_f [kN/mm^2] =	22		1468	
Bruchdehnung	$\varepsilon_{c,versuch}$ [‰] =	0,1622		14,6111	
Lineare Regression: Geradengleichungen					
Zustand I	m,n =	-	-	23,0425	0
Zustand IIa	m,n =	-	-	0,3878	3,3229
Zustand IIb	m,n =	-	-	2,6459	-17,7285
Lineare Regression: Punktliste					
P1	x,y =	0	0	0	0
P2	x,y =	0	0	0,1764	4,0646
P3	x,y =	0	0	9,3527	7,6235
P4	x,y =	0	0	14,641	21,6156



(a) B1-645: Spannungs-Dehnungs-Linie, x-Richtung (Schuss)



(b) B1-645: Spannungs-Dehnungs-Linie, y-Richtung (Kette)



(c) Überlagerte Spannungs-Dehnungs-Linien, zeitsynchrone Skalierung

Bild B.183: B1-645: Spannungs-Dehnungs-Linien

B1-646

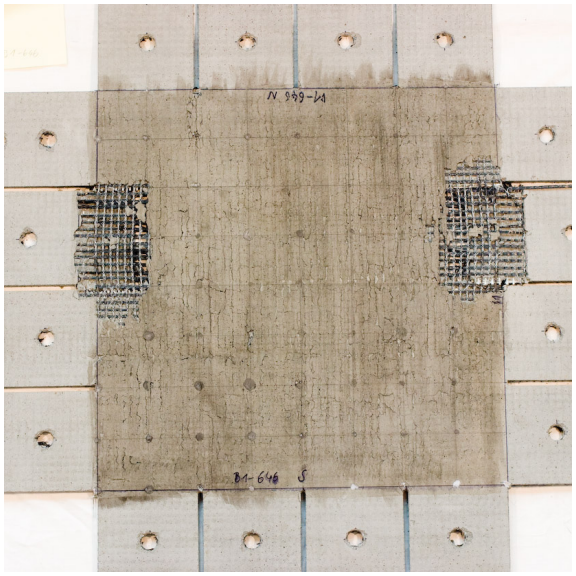
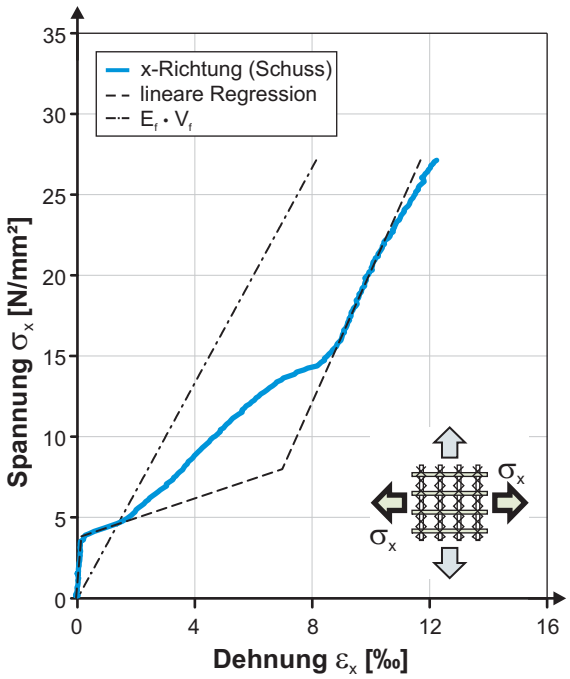


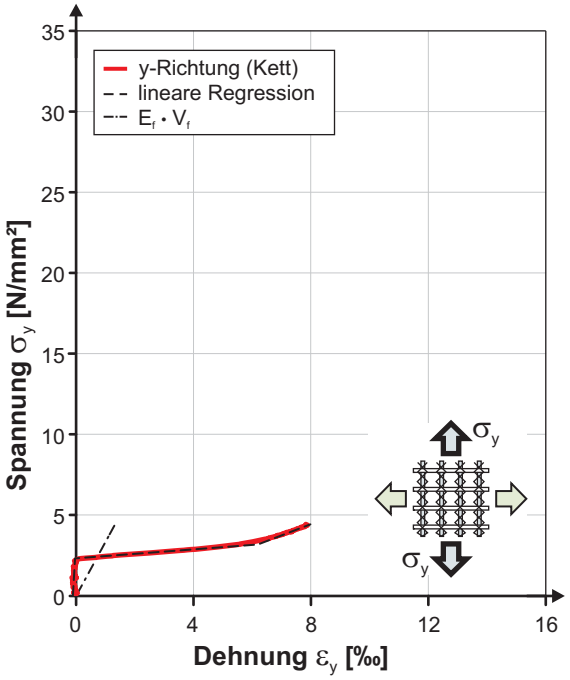
Bild B.184: Versuch B1-646: Bruchbild

Tabelle B.97: Versuch B1-646: Regressionsdaten

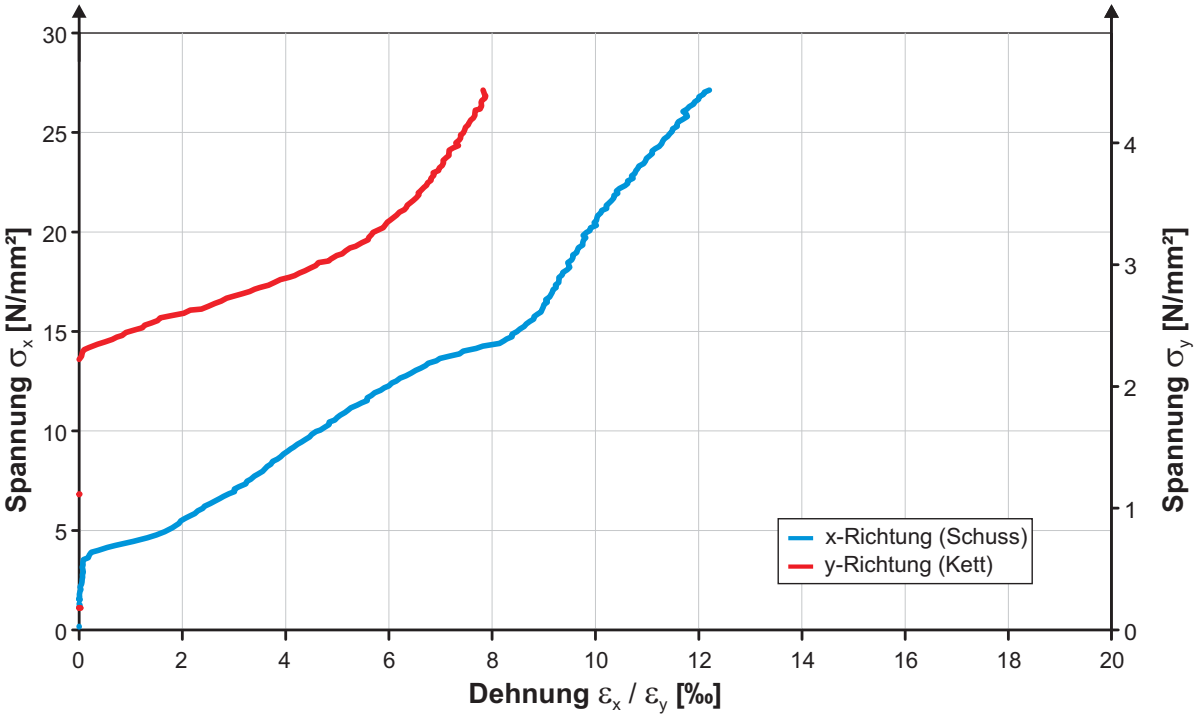
Allgemeine Angaben					
Spannungsverhältnis	α =	9 °			
Bewehrungsdrehwinkel	γ =	0 °			
Mittlere Plattendicke	d [mm] =	7,96			
Bruch:					
		x-Richtung		**y-Richtung**	
Bruchkraft	F [kN] =	86,3909		14,1196	
Betonbruchspannung	σ_c [kN/mm^2] =	27,1328		4,4345	
Faserbruchspannung	σ_f [kN/mm^2] =	1733		283	
Bruchdehnung	$\varepsilon_{c,versuch}$ [‰] =	12,2092		7,8265	
Lineare Regression: Geradengleichungen					
Zustand I	m,n =	21,4726	0	31,181	0
Zustand IIa	m,n =	0,6086	2,2303	0,1377	-1,1105
Zustand IIb	m,n =	4,0622	-21,7723	0,6969	-4,572
Lineare Regression: Punktliste					
P1	x,y =	0	0	0	0
P2	x,y =	0,1786	3,8355	0,0747	2,33
P3	x,y =	7,0217	8	6,3005	3,1871
P4	x,y =	11,7317	27,1328	8,0905	4,4345



(a) B1-646: Spannungs-Dehnungs-Linie, x-Richtung (Schuss)



(b) B1-646: Spannungs-Dehnungs-Linie, y-Richtung (Kette)



(c) Überlagerte Spannungs-Dehnungs-Linien, zeitsynchrone Skalierung

Bild B.185: B1-646: Spannungs-Dehnungs-Linien

B1-647

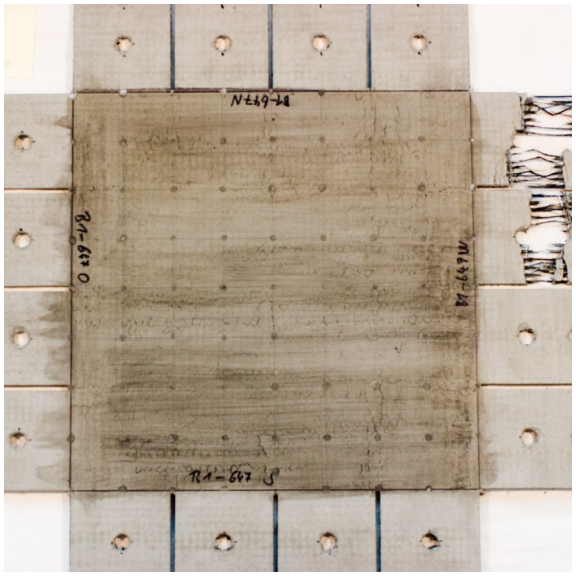
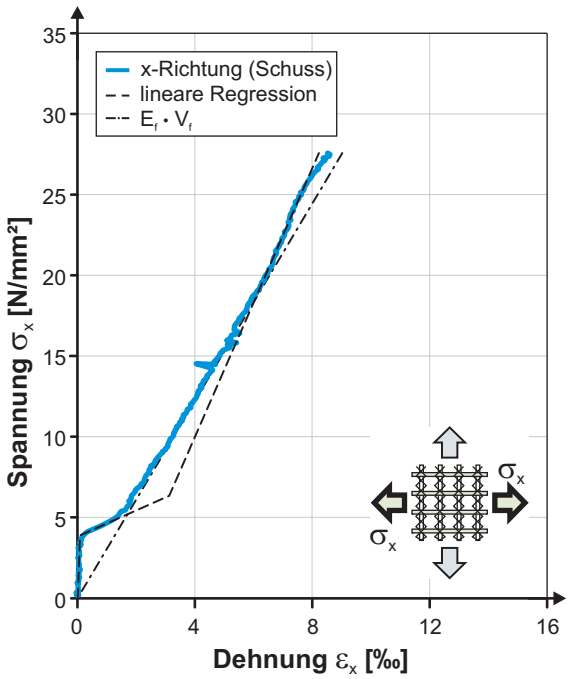


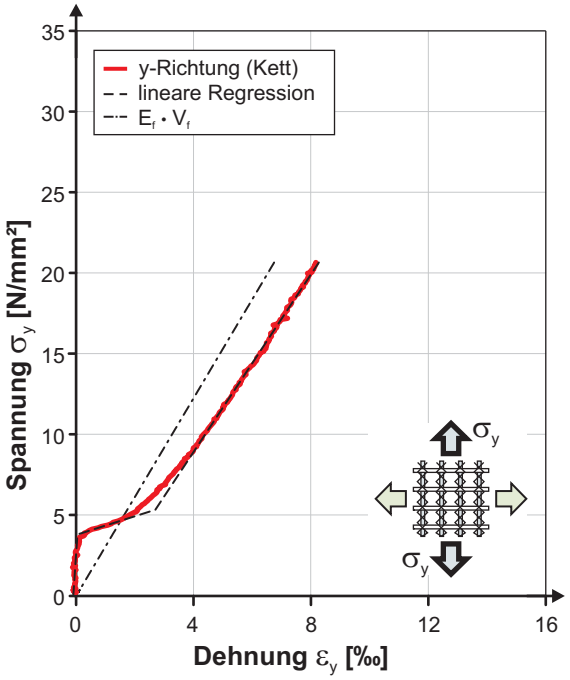
Bild B.186: Versuch B1-647: Bruchbild

Tabelle B.98: Versuch B1-647: Regressionsdaten

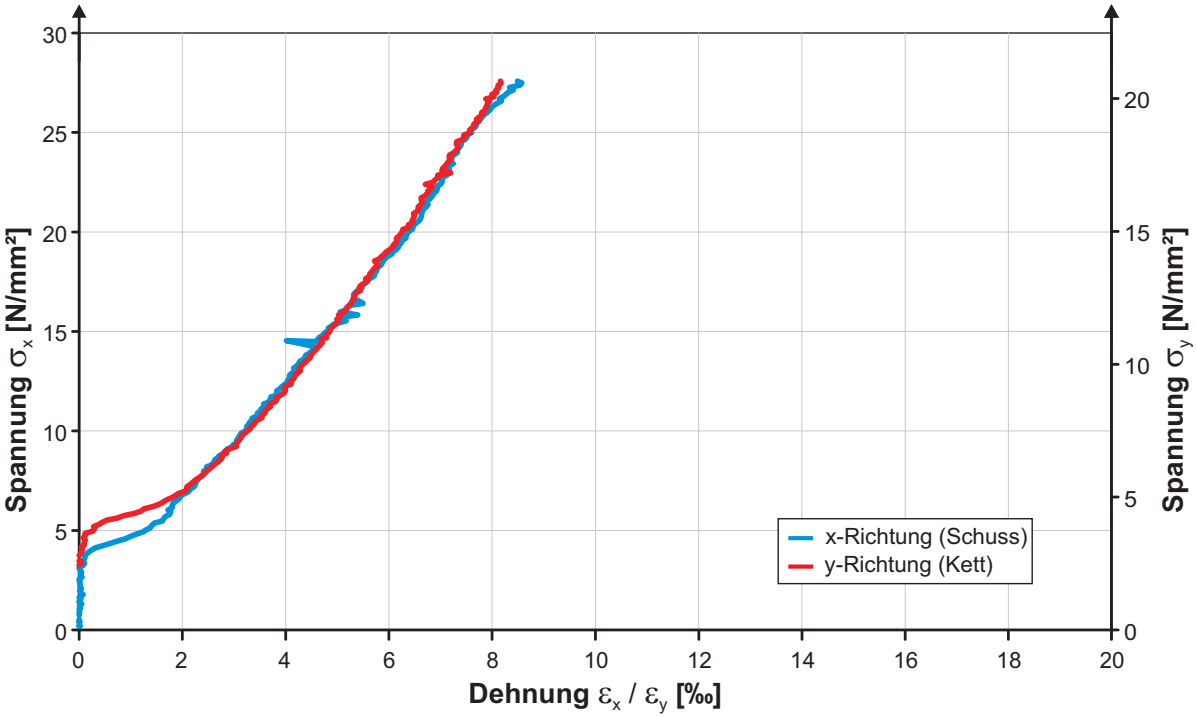
Allgemeine Angaben						
Spannungsverhältnis	α =	36 °				
Bewehrungsdrehwinkel	γ =	0 °				
Mittlere Plattendicke	d [mm] =	8,69				
Bruch:						
		x-Richtung		**y-Richtung**		
Bruchkraft	F [kN] =	95,8582		71,7889		
Betonbruchspannung	σ_c [kN/mm^2] =	27,5772		20,6527		
Faserbruchspannung	σ_f [kN/mm^2] =	1923		1440		
Bruchdehnung	$\varepsilon_{c,versuch}$ [‰] =	8,496		8,1651		
Lineare Regression: Geradengleichungen						
Zustand I	m,n =	51,9308	0	26,8932	0	
Zustand IIa	m,n =	0,8062	3,1135	0,575	1,2001	
Zustand IIb	m,n =	4,1622	-7,2902	2,7506	-4,672	
Lineare Regression: Punktliste						
P1	x,y =	0	0	0	0	
P2	x,y =	0,0751	3,9	0,1417	3,81	
P3	x,y =	3,1142	6,35	2,7951	5,3357	
P4	x,y =	8,2142	27,5772	8,3637	20,6527	



(a) B1-647: Spannungs-Dehnungs-Linie, x-Richtung (Schuss)



(b) B1-647: Spannungs-Dehnungs-Linie, y-Richtung (Kette)



(c) Überlagerte Spannungs-Dehnungs-Linien, zeitsynchrone Skalierung

Bild B.187: B1-647: Spannungs-Dehnungs-Linien

B1-648

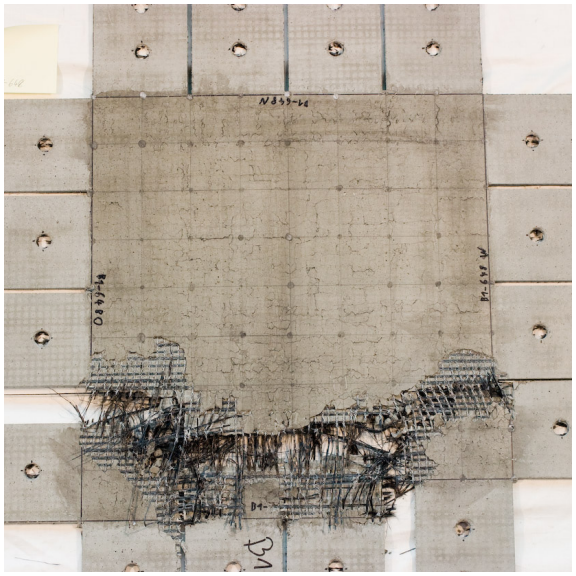
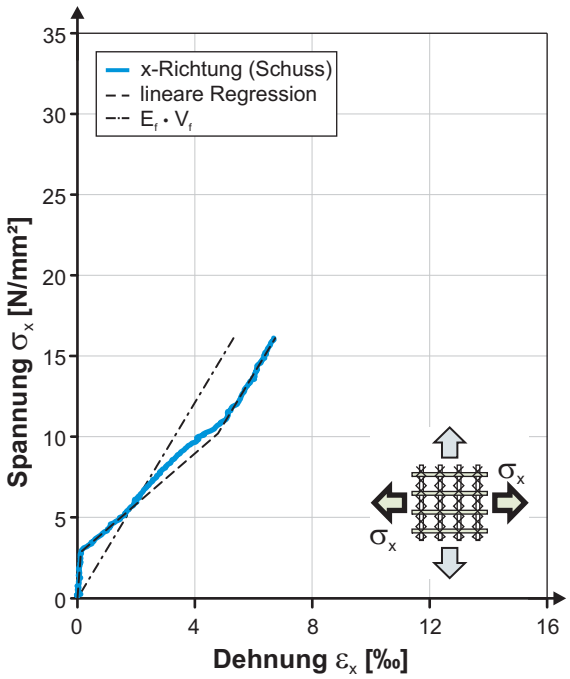


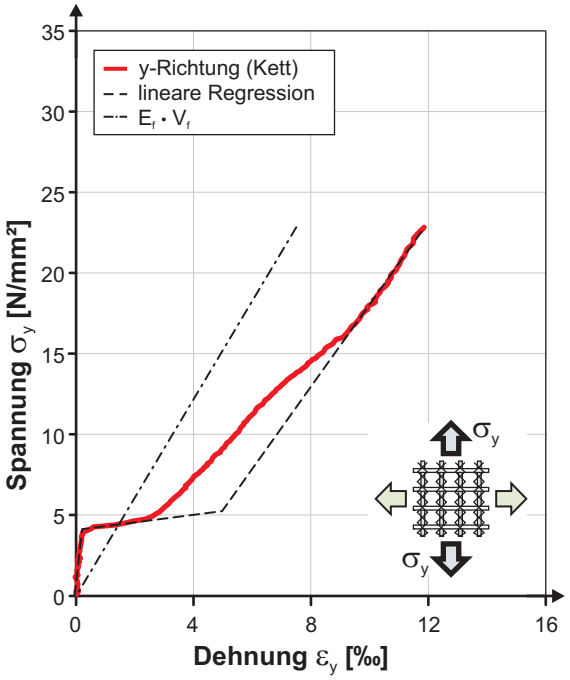
Bild B.188: Versuch B1-648: Bruchbild

Tabelle B.99: Versuch B1-648: Regressionsdaten

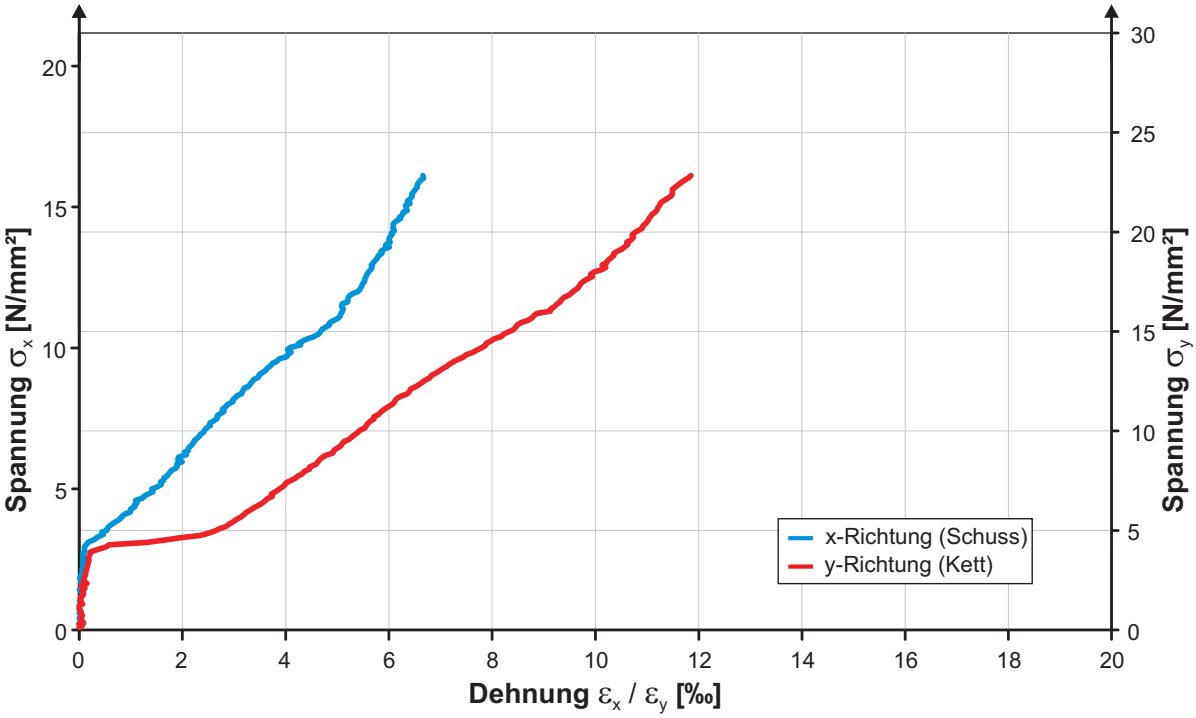
Allgemeine Angaben					
Spannungsverhältnis	α =	54 °			
Bewehrungsdrehwinkel	γ =	0 °			
Mittlere Plattendicke	d [mm] =	8,7375			
Bruch:					
		x-Richtung		**y-Richtung**	
Bruchkraft	F [kN] =	56,3199		79,8104	
Betonbruchspannung	σ_c [kN/mm^2] =	16,1144		22,8356	
Faserbruchspannung	σ_f [kN/mm^2] =	1130		1601	
Bruchdehnung	$\varepsilon_{c,versuch}$ [‰] =	6,6593		11,8538	
Lineare Regression: Geradengleichungen					
Zustand I	m,n =	24,1701	0	15,9736	0
Zustand IIa	m,n =	1,5702	2,1267	0,234	3,2279
Zustand IIb	m,n =	3,0313	-4,833	2,5483	-8,2856
Lineare Regression: Punktliste					
P1	x,y =	0	0	0	0
P2	x,y =	0,119	2,8769	0,2592	4,1396
P3	x,y =	4,788	10,208	5,0289	5,2555
P4	x,y =	6,7365	16,1144	11,9276	22,8356



(a) B1-648: Spannungs-Dehnungs-Linie, x-Richtung (Schuss)



(b) B1-648: Spannungs-Dehnungs-Linie, y-Richtung (Kette)



(c) Überlagerte Spannungs-Dehnungs-Linien, zeitsynchrone Skalierung

Bild B.189: B1-648: Spannungs-Dehnungs-Linien

B1-649

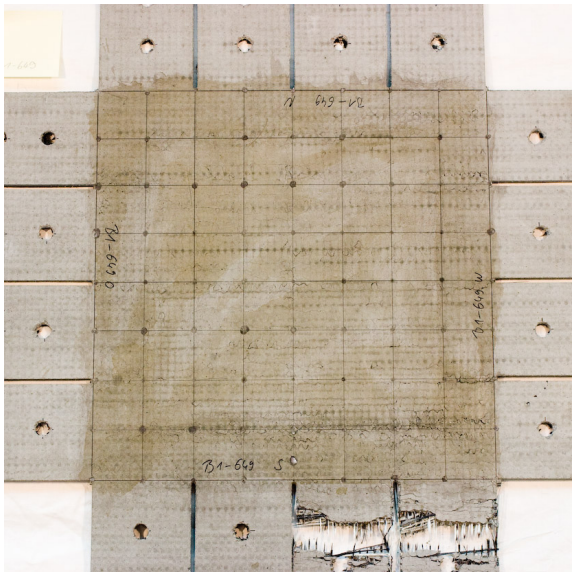
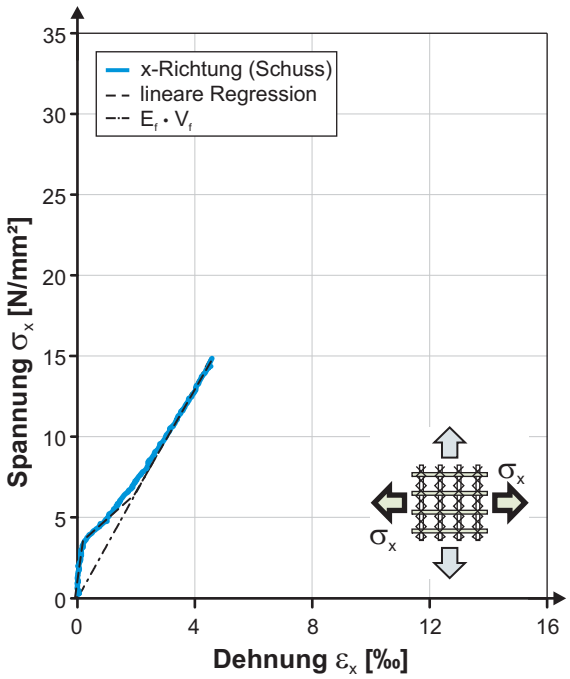


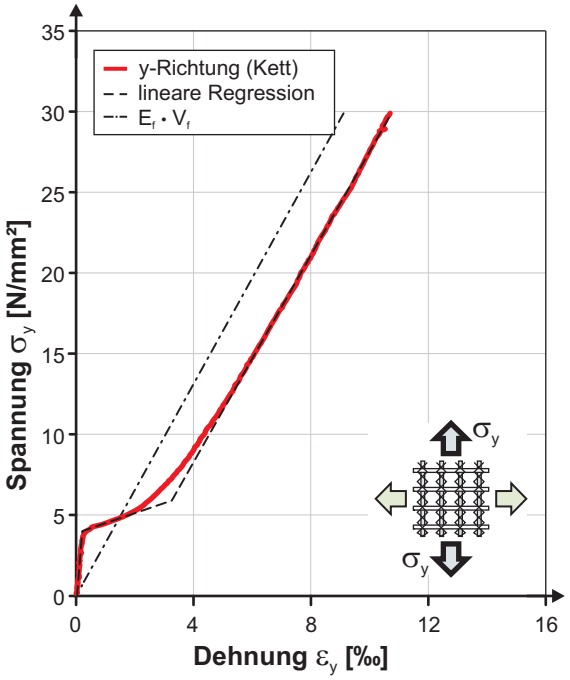
Bild B.190: Versuch B1-649: Bruchbild

Tabelle B.100: Versuch B1-649: Regressionsdaten

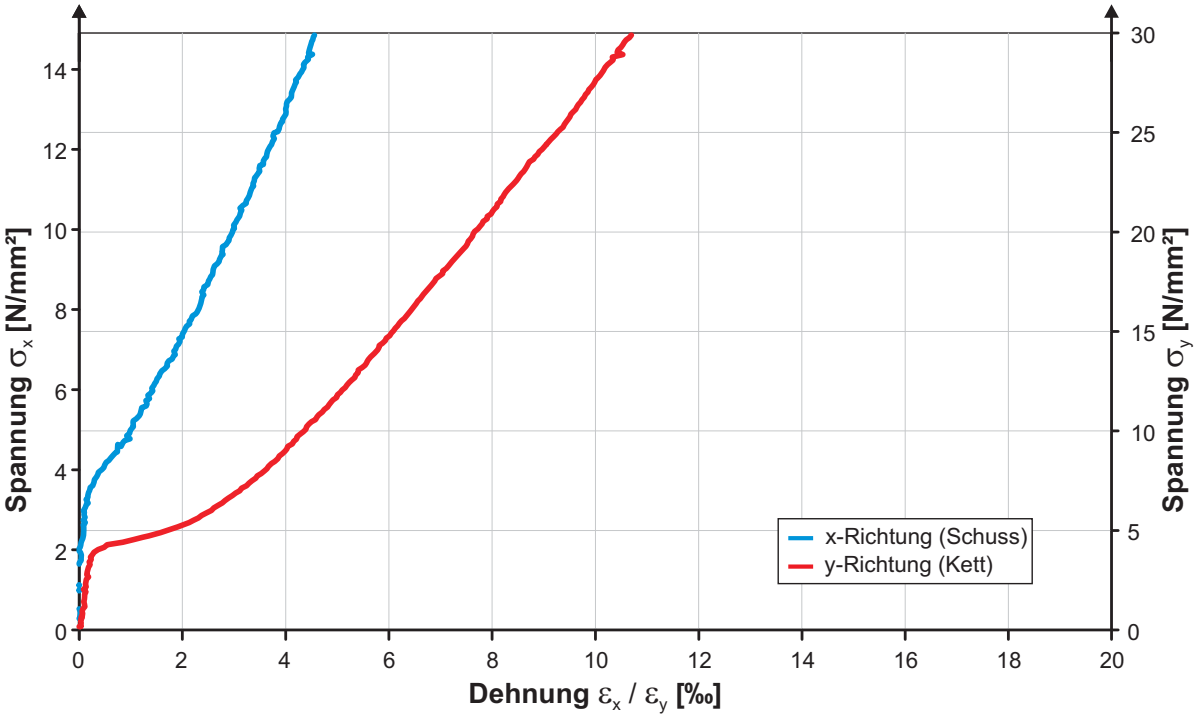
Allgemeine Angaben					
Spannungsverhältnis	α =	63 °			
Bewehrungsdrehwinkel	γ =	0 °			
Mittlere Plattendicke	d [mm] =	8,1075			
Bruch:					
		x-Richtung		**y-Richtung**	
Bruchkraft	F [kN] =	48,1773		96,9554	
Betonbruchspannung	σ_c [kN/mm^2] =	14,8558		29,8968	
Faserbruchspannung	σ_f [kN/mm^2] =	967		1945	
Bruchdehnung	$\varepsilon_{c,versuch}$ [‰] =	4,5586		10,6974	
Lineare Regression: Geradengleichungen					
Zustand I	m,n =	13,1838	0	22,669	0
Zustand IIa	m,n =	1,6137	1,8801	0,6211	4,6088
Zustand IIb	m,n =	3,1579	-1,0667	3,2066	-3,8199
Lineare Regression: Punktliste					
P1	x,y =	0	0	0	0
P2	x,y =	0,272	3,586	0,1772	4,0167
P3	x,y =	2,0179	6,4033	3,2282	5,9117
P4	x,y =	4,6945	14,8558	10,7082	29,8968



(a) B1-649: Spannungs-Dehnungs-Linie, x-Richtung (Schuss)



(b) B1-649: Spannungs-Dehnungs-Linie, y-Richtung (Kette)



(c) Überlagerte Spannungs-Dehnungs-Linien, zeitsynchrone Skalierung

Bild B.191: B1-649: Spannungs-Dehnungs-Linien

B1-650

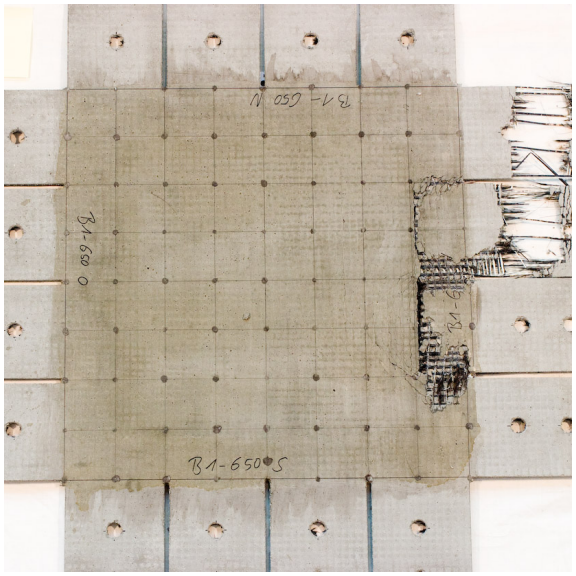
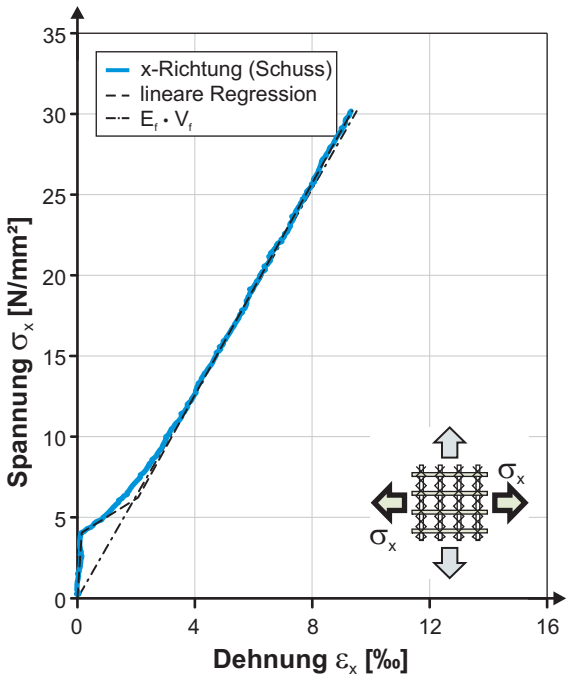


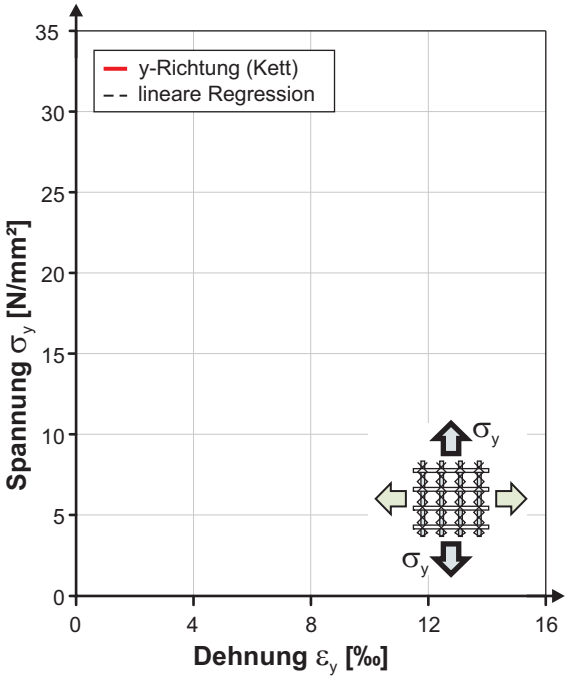
Bild B.192: Versuch B1-650: Bruchbild

Tabelle B.101: Versuch B1-650: Regressionsdaten

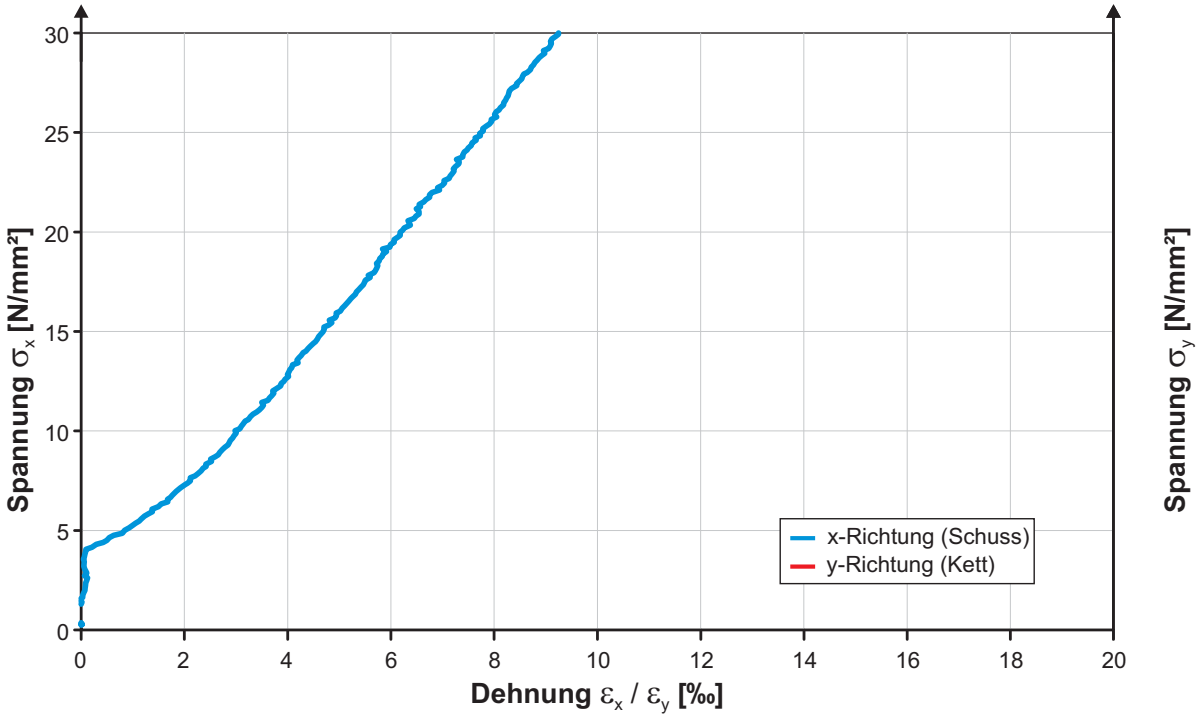
Allgemeine Angaben					
Spannungsverhältnis	α =	0 °			
Bewehrungsdrehwinkel	γ =	0 °			
Mittlere Plattendicke	d [mm] =	8,3725			
Bruch:					
		x-Richtung		**y-Richtung**	
Bruchkraft	F [kN] =	101,0538		0,9886	
Betonbruchspannung	σ_c [kN/mm^2] =	30,1743		0,2952	
Faserbruchspannung	σ_f [kN/mm^2] =	2027		20	
Bruchdehnung	$\varepsilon_{c,versuch}$ [‰] =	9,2976		-0,0995	
Lineare Regression: Geradengleichungen					
Zustand I	m,n =	27,6869	0	-	-
Zustand IIa	m,n =	1,132	3,2263	-	-
Zustand IIb	m,n =	3,2831	-1,1621	-	-
Lineare Regression: Punktliste					
P1	x,y =	0	0	0	0
P2	x,y =	0,147	4,0711	0	0
P3	x,y =	2,0656	6,2428	0	0
P4	x,y =	9,3548	30,1743	0	0



(a) B1-650: Spannungs-Dehnungs-Linie, x-Richtung (Schuss)



(b) B1-650: Spannungs-Dehnungs-Linie, y-Richtung (Kette)



(c) Überlagerte Spannungs-Dehnungs-Linien, zeitsynchrone Skalierung

Bild B.193: B1-650: Spannungs-Dehnungs-Linien

B1-652

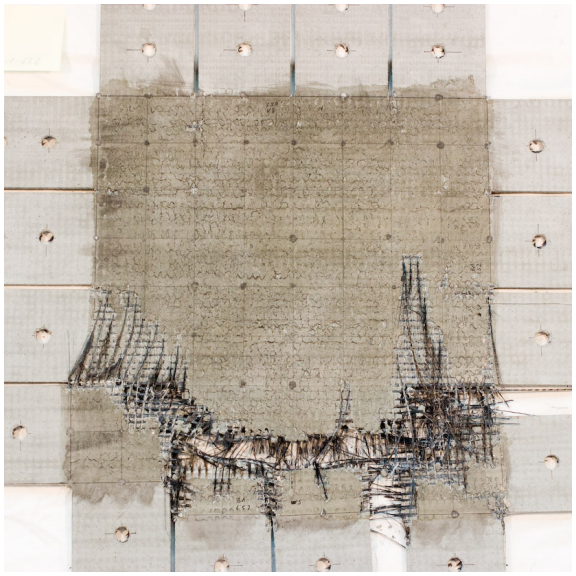
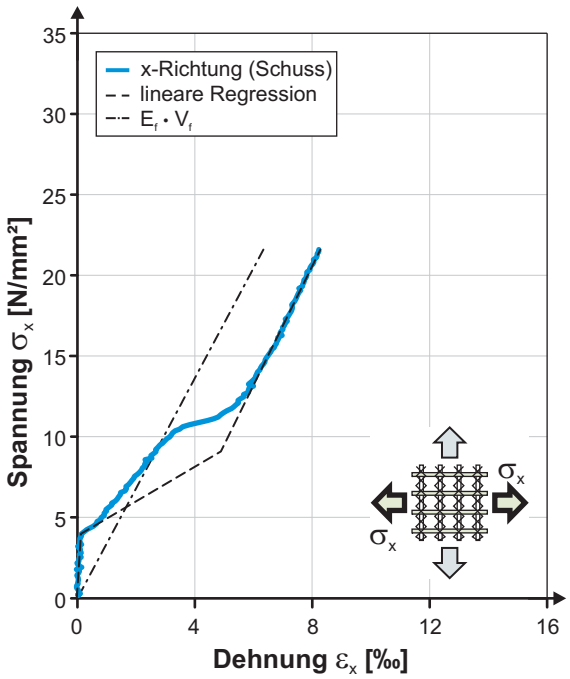


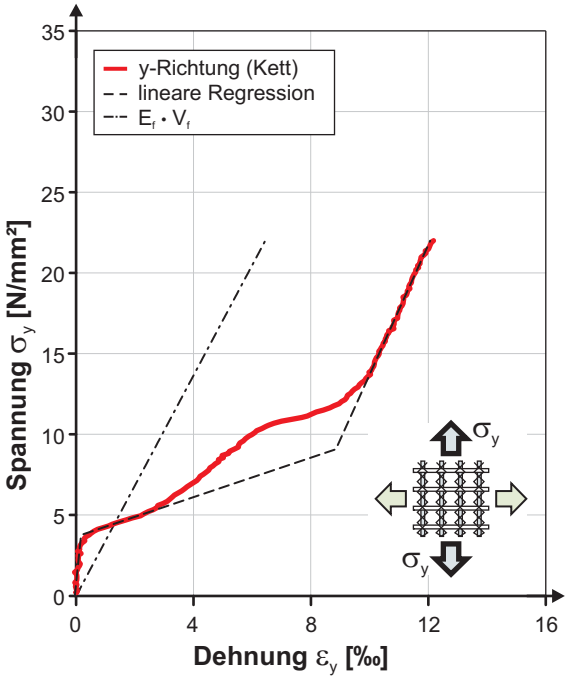
Bild B.194: Versuch B1-652: Bruchbild

Tabelle B.102: Versuch B1-652: Regressionsdaten

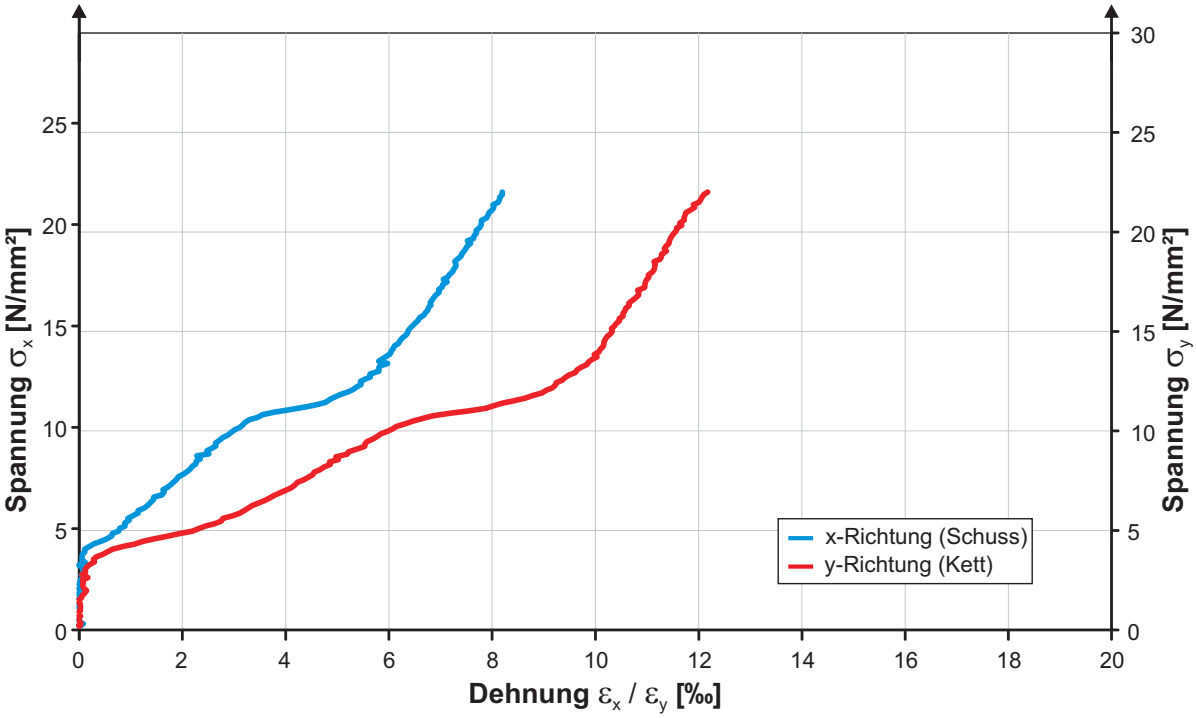
Allgemeine Angaben					
Spannungsverhältnis	α =	45 °			
Bewehrungsdrehwinkel	γ =	0 °			
Mittlere Plattendicke	d [mm] =	7,79			
Bruch:					
		x-Richtung		**y-Richtung**	
Bruchkraft	F [kN] =	67,3136		68,5625	
Betonbruchspannung	σ_c [kN/mm^2] =	21,6026		22,0034	
Faserbruchspannung	σ_f [kN/mm^2] =	1350		1376	
Bruchdehnung	$\varepsilon_{c,versuch}$ [‰] =	8,1951		12,1753	
Lineare Regression: Geradengleichungen					
Zustand I	m,n =	28,3889	0	17,6006	0
Zustand IIa	m,n =	1,0701	2,568	0,6117	2,8867
Zustand IIb	m,n =	3,6888	-10,1592	4,0187	-27,2588
Lineare Regression: Punktliste					
P1	x,y =	0	0	0	0
P2	x,y =	0,1409	4	0,2145	3,7758
P3	x,y =	4,9069	9,1	8,8927	9,0842
P4	x,y =	8,2962	21,6026	12,1075	22,0034



(a) B1-652: Spannungs-Dehnungs-Linie, x-Richtung (Schuss)



(b) B1-652: Spannungs-Dehnungs-Linie, y-Richtung (Kette)



(c) Überlagerte Spannungs-Dehnungs-Linien, zeitsynchrone Skalierung

Bild B.195: B1-652: Spannungs-Dehnungs-Linien

B1-653

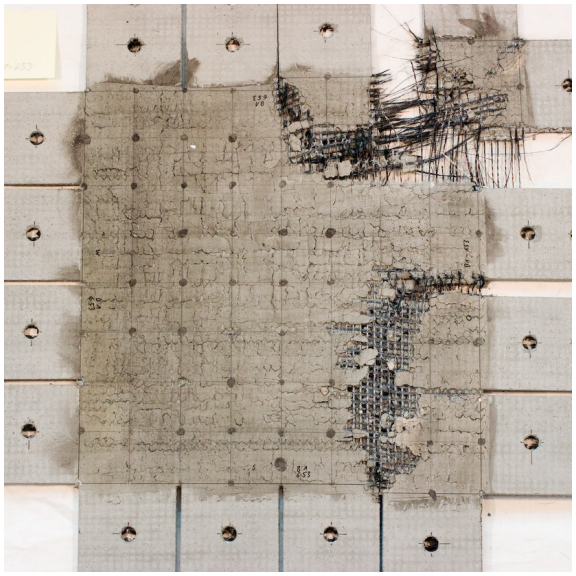
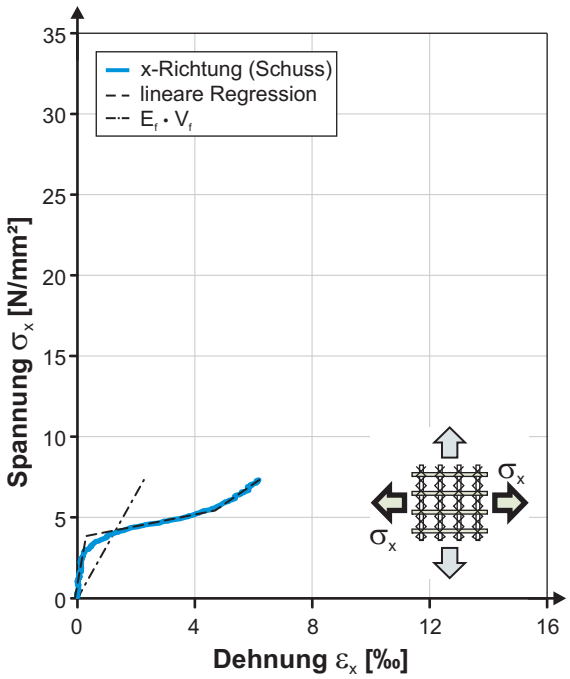


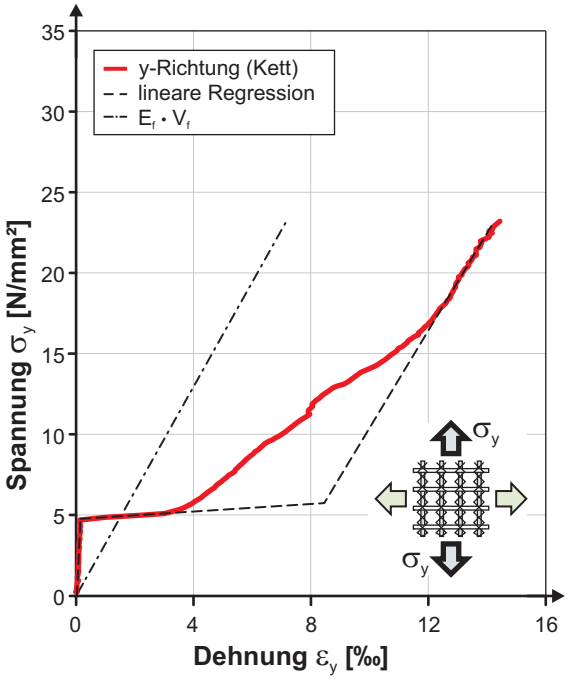
Bild B.196: Versuch B1-653: Bruchbild

Tabelle B.103: Versuch B1-653: Regressionsdaten

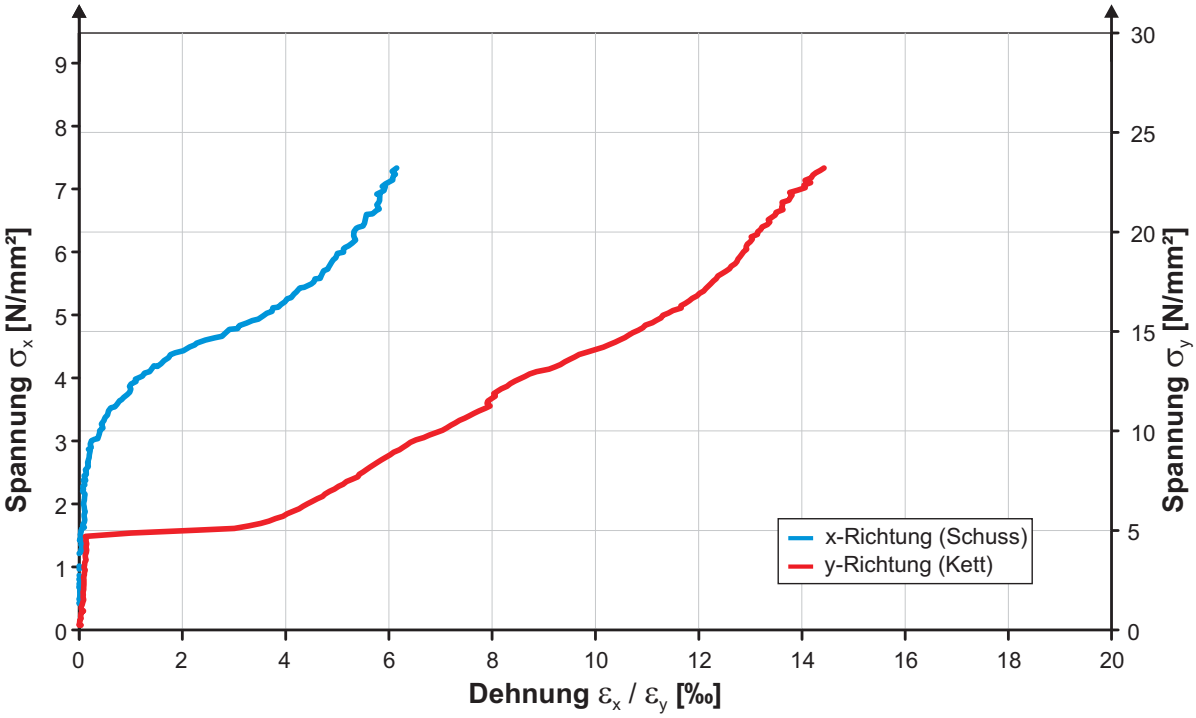
Allgemeine Angaben					
Spannungsverhältnis	α =	72 °			
Bewehrungsdrehwinkel	γ =	0 °			
Mittlere Plattendicke	d [mm] =	8,2125			
Bruch:					
		x-Richtung		**y-Richtung**	
Bruchkraft	F [kN] =	24,0876		76,2489	
Betonbruchspannung	σ_c [kN/mm^2] =	7,3326		23,2112	
Faserbruchspannung	σ_f [kN/mm^2] =	483		1530	
Bruchdehnung	$\varepsilon_{c,versuch}$ [‰] =	6,1508		14,4321	
Lineare Regression: Geradengleichungen					
Zustand I	m,n =	10,0501	0	38,4863	0
Zustand IIa	m,n =	0,3599	2,6163	0,1169	5,7554
Zustand IIb	m,n =	1,2534	-1,5473	3,0147	-18,7315
Lineare Regression: Punktliste					
P1	x,y =	0	0	0	0
P2	x,y =	0,3841	3,86	0,1242	4,78
P3	x,y =	4,7741	5,44	8,4242	5,75
P4	x,y =	6,2841	7,3326	14,2162	23,2112



(a) B1-653: Spannungs-Dehnungs-Linie, x-Richtung (Schuss)



(b) B1-653: Spannungs-Dehnungs-Linie, y-Richtung (Kette)



(c) Überlagerte Spannungs-Dehnungs-Linien, zeitsynchrone Skalierung

Bild B.197: B1-653: Spannungs-Dehnungs-Linien

B1-654

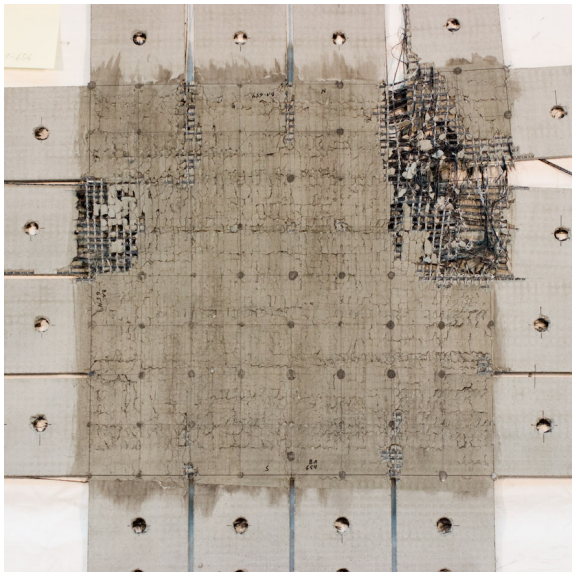
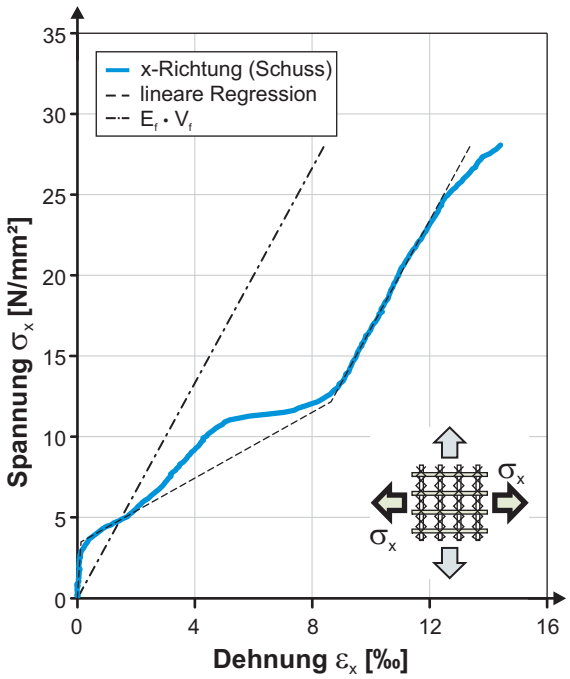


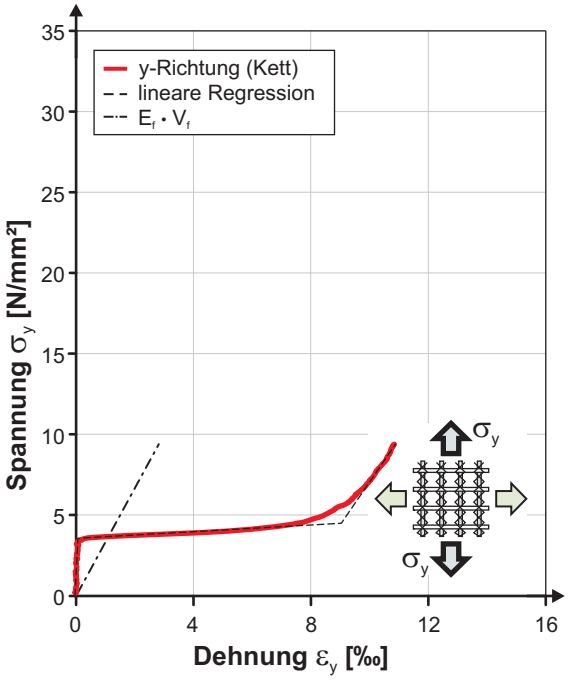
Bild B.198: Versuch B1-654: Bruchbild

Tabelle B.104: Versuch B1-654: Regressionsdaten

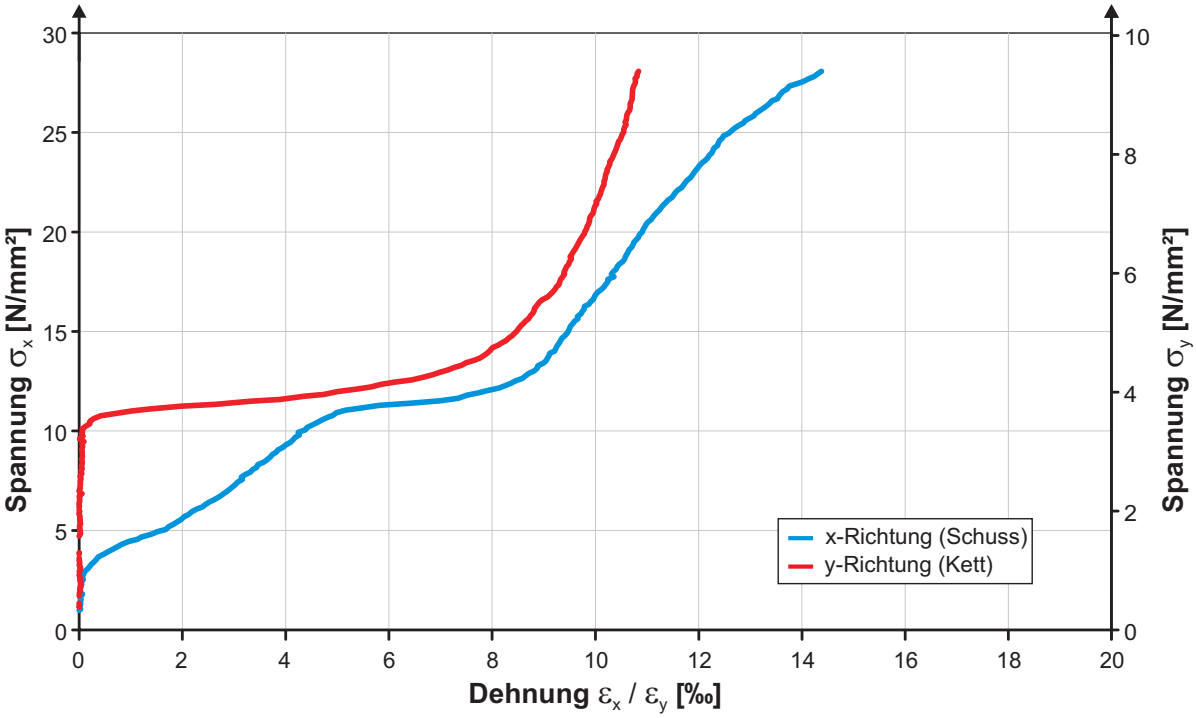
Allgemeine Angaben					
Spannungsverhältnis	α =	18 °			
Bewehrungsdrehwinkel	γ =	0 °			
Mittlere Plattendicke	d [mm] =	7,97			
Bruch:					
		x-Richtung		**y-Richtung**	
Bruchkraft	F [kN] =	89,4984		29,9609	
Betonbruchspannung	σ_c [kN/mm^2] =	28,0735		9,398	
Faserbruchspannung	σ_f [kN/mm^2] =	1796		601	
Bruchdehnung	$\varepsilon_{c,versuch}$ [‰] =	14,3862		10,8411	
Lineare Regression: Geradengleichungen					
Zustand I	m,n =	28,3261	0	35,8183	0
Zustand IIa	m,n =	1,0192	2,5997	0,1034	2,2006
Zustand IIb	m,n =	3,3419	-17,4088	2,6514	-20,8176
Lineare Regression: Punktliste					
P1	x,y =	0	0	0	0
P2	x,y =	0,1234	3,495	0,0998	3,5744
P3	x,y =	8,6424	12,1776	9,072	4,502
P4	x,y =	13,3989	28,0735	10,9186	9,398



(a) B1-654: Spannungs-Dehnungs-Linie, x-Richtung (Schuss)



(b) B1-654: Spannungs-Dehnungs-Linie, y-Richtung (Kette)



(c) Überlagerte Spannungs-Dehnungs-Linien, zeitsynchrone Skalierung

Bild B.199: B1-654: Spannungs-Dehnungs-Linien

B1-655

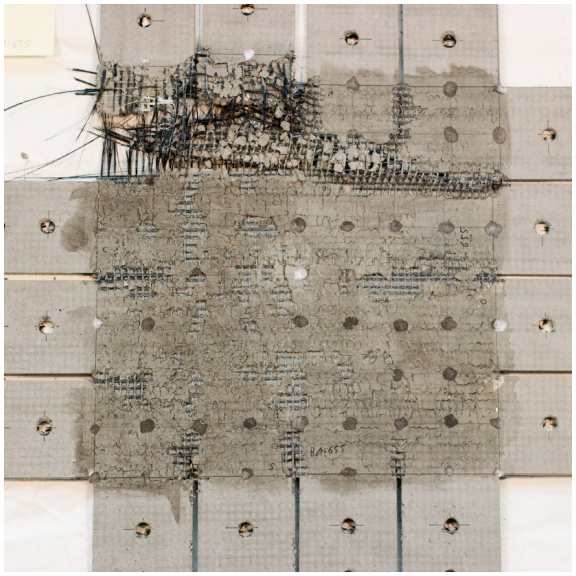
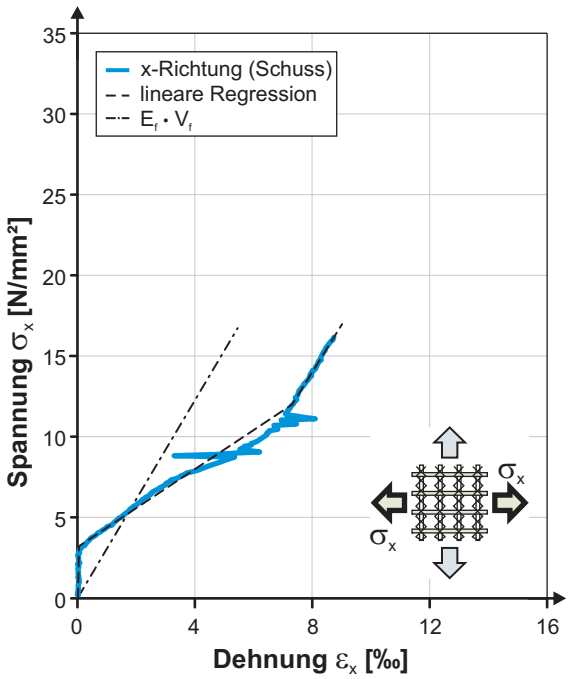


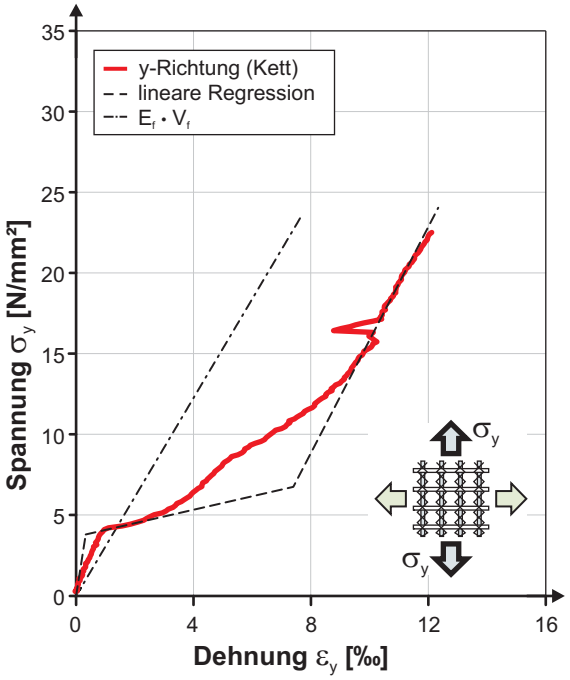
Bild B.200: Versuch B1-655: Bruchbild

Tabelle B.105: Versuch B1-655: Regressionsdaten

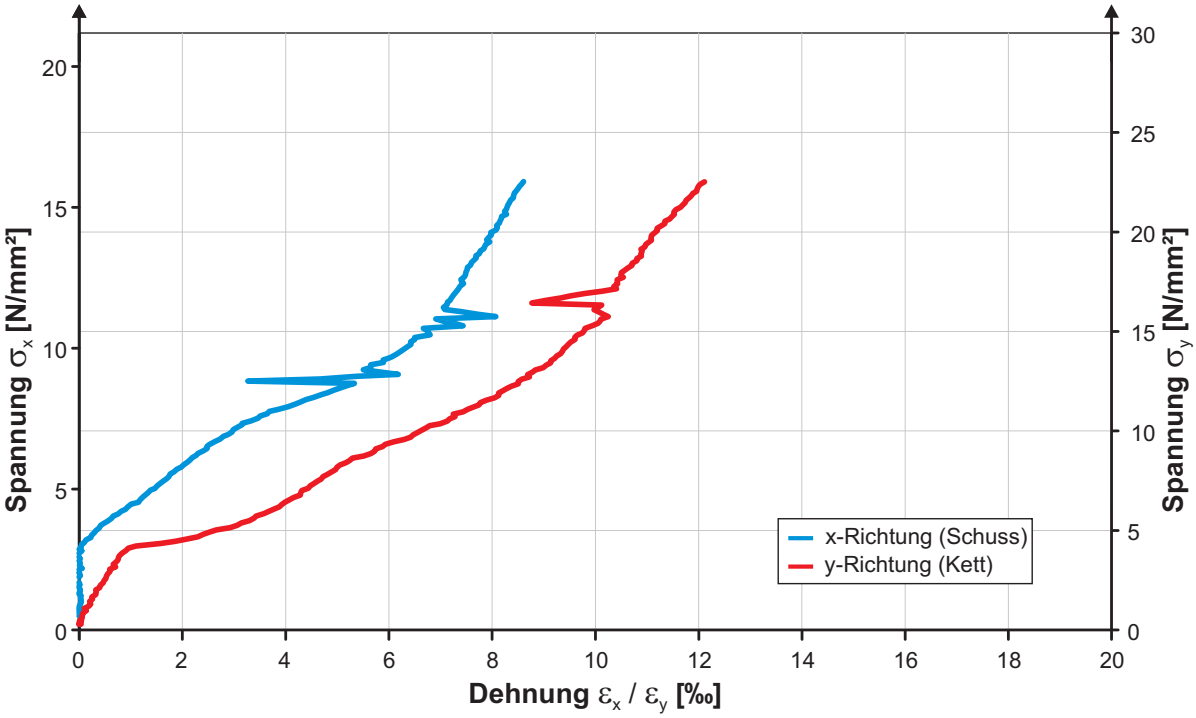
Allgemeine Angaben					
Spannungsverhältnis	α =	54 °			
Bewehrungsdrehwinkel	γ =	0 °			
Mittlere Plattendicke	d [mm] =	8,6775			
Bruch:					
		x-Richtung		**y-Richtung**	
Bruchkraft	F [kN] =	58,937		83,4578	
Betonbruchspannung	σ_c [kN/mm^2] =	16,9798		24,0443	
Faserbruchspannung	σ_f [kN/mm^2] =	1182		1674	
Bruchdehnung	$\varepsilon_{c,versuch}$ [‰] =	9,0105		-285,114	
Lineare Regression: Geradengleichungen					
Zustand I	m,n =	87,6423	0	11,6159	0
Zustand IIa	m,n =	1,2085	2,4374	0,4171	3,6732
Zustand IIb	m,n =	2,9275	-10,0938	3,5014	-19,15
Lineare Regression: Punktliste					
P1	x,y =	0	0	0	0
P2	x,y =	0,0369	3,234	0,328	3,81
P3	x,y =	7,2987	12,01	7,4	6,76
P4	x,y =	8,9963	16,9798	12,3365	24,0443



(a) B1-655: Spannungs-Dehnungs-Linie, x-Richtung (Schuss)



(b) B1-655: Spannungs-Dehnungs-Linie, y-Richtung (Kette)



(c) Überlagerte Spannungs-Dehnungs-Linien, zeitsynchrone Skalierung

Bild B.201: B1-655: Spannungs-Dehnungs-Linien

B1-656

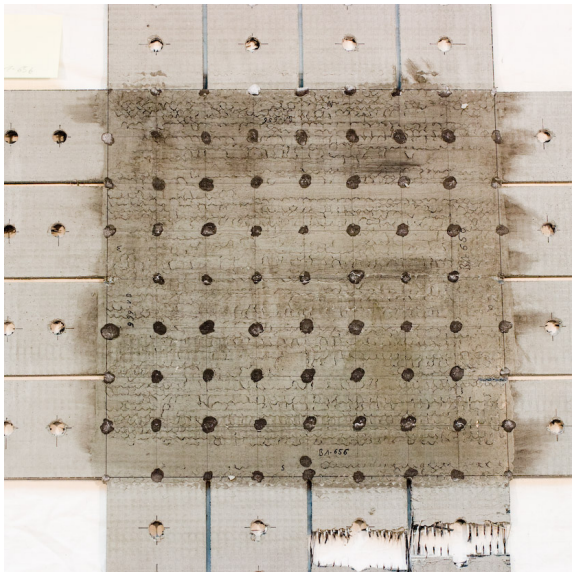
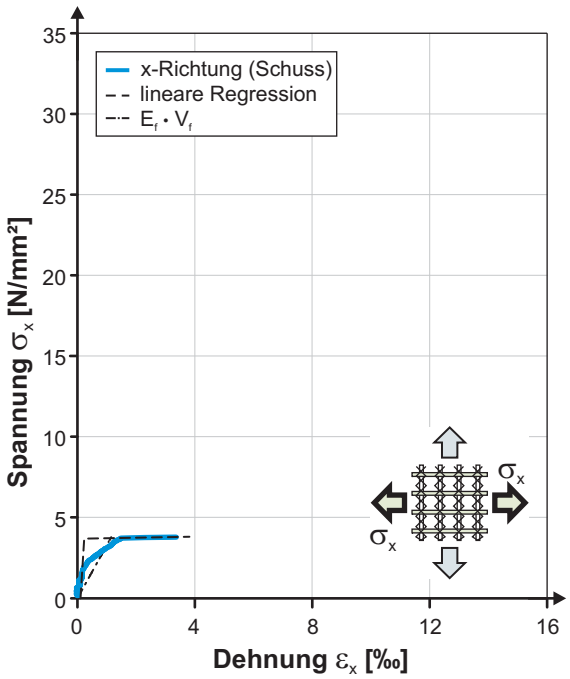


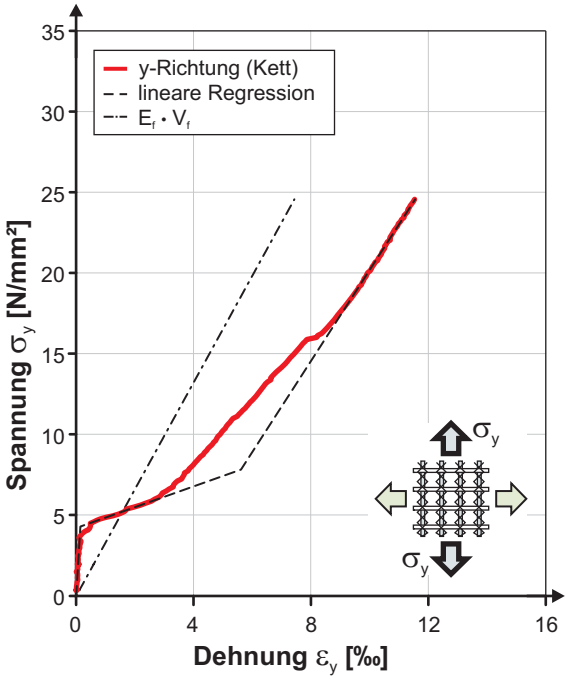
Bild B.202: Versuch B1-656: Bruchbild

Tabelle B.106: Versuch B1-656: Regressionsdaten

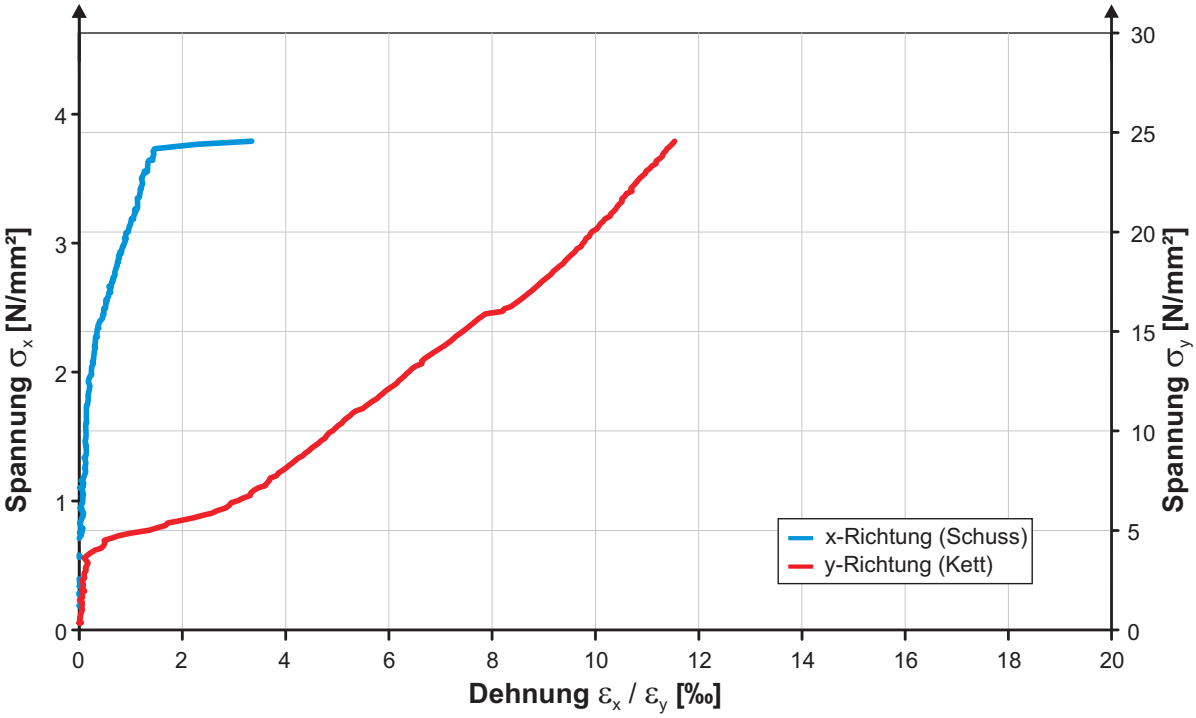
Allgemeine Angaben					
Spannungsverhältnis	α =	81 °			
Bewehrungsdrehwinkel	γ =	0 °			
Mittlere Plattendicke	d [mm] =	8,05			
Bruch:					
		x-Richtung		**y-Richtung**	
Bruchkraft	F [kN] =	12,2076		79,1032	
Betonbruchspannung	σ_c [kN/mm^2] =	3,7912		24,5662	
Faserbruchspannung	σ_f [kN/mm^2] =	245		1587	
Bruchdehnung	$\varepsilon_{c,versuch}$ [‰] =	3,3404		11,5329	
Lineare Regression: Geradengleichungen					
Zustand I	m,n =	29,3884	0	30,23	0
Zustand IIa	m,n =	0,0318	6,0122	0,6444	4,405
Zustand IIb	m,n =	-	-	2,8221	-7,8318
Lineare Regression: Punktliste					
P1	x,y =	0	0	0	0
P2	x,y =	0,1259	3,7	0,1422	4,2994
P3	x,y =	3,7111	3,814	5,6124	7,8245
P4	x,y =	-	-	11,5447	24,5662



(a) B1-656: Spannungs-Dehnungs-Linie, x-Richtung (Schuss)



(b) B1-656: Spannungs-Dehnungs-Linie, y-Richtung (Kette)



(c) Überlagerte Spannungs-Dehnungs-Linien, zeitsynchrone Skalierung

Bild B.203: B1-656: Spannungs-Dehnungs-Linien

B1-657

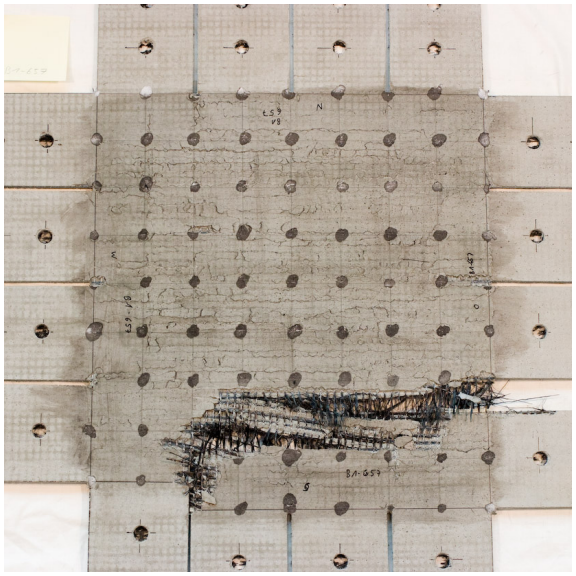
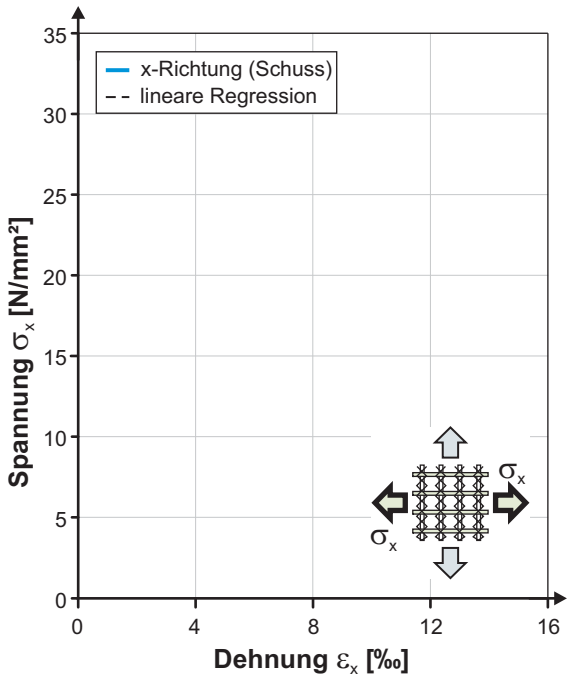


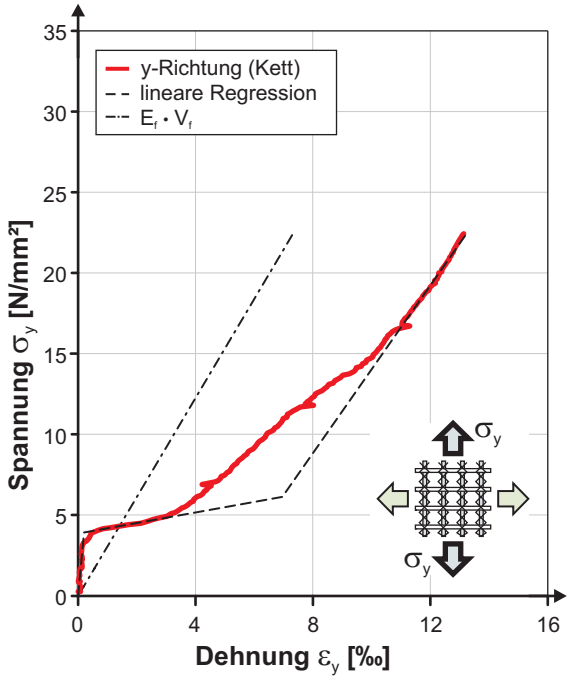
Bild B.204: Versuch B1-657: Bruchbild

Tabelle B.107: Versuch B1-657: Regressionsdaten

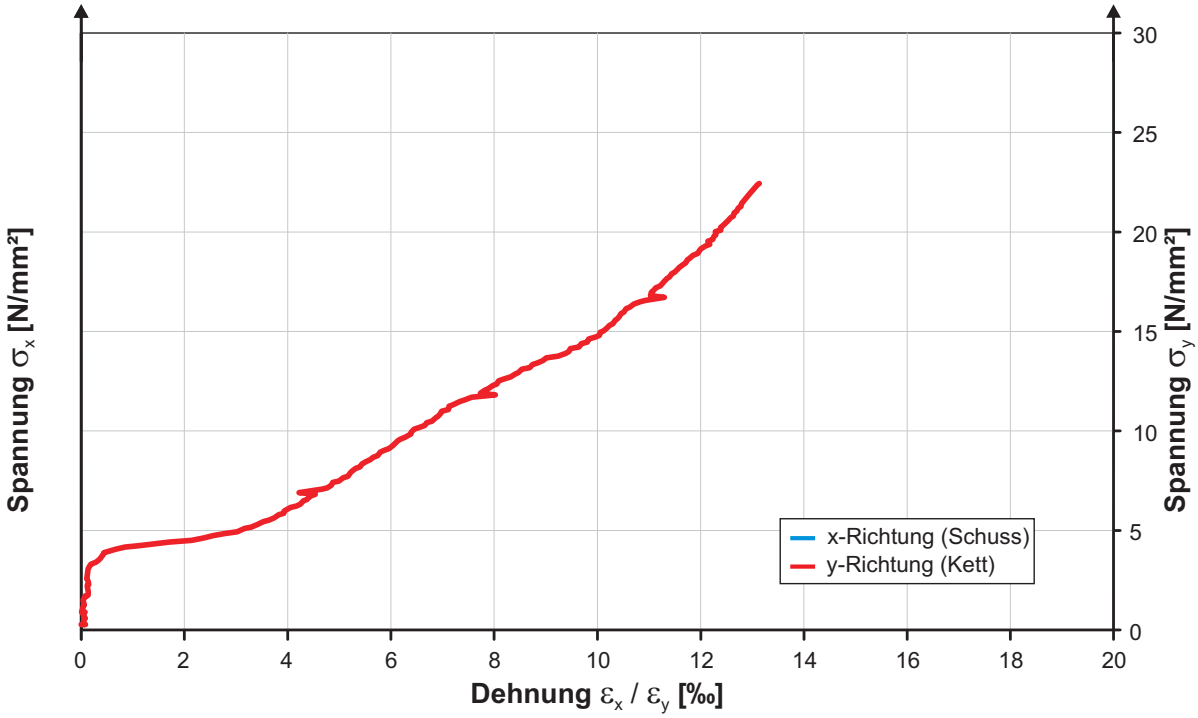
Allgemeine Angaben					
Spannungsverhältnis	α =	90 °			
Bewehrungsdrehwinkel	γ =	0 °			
Mittlere Plattendicke	d [mm] =	8,68			
Bruch:					
		x-Richtung		**y-Richtung**	
Bruchkraft	F [kN] =	0,9545		77,8972	
Betonbruchspannung	σ_c [kN/mm^2] =	0,2749		22,4358	
Faserbruchspannung	σ_f [kN/mm^2] =	19		1563	
Bruchdehnung	$\varepsilon_{c,versuch}$ [‰] =	0,1146		13,1361	
Lineare Regression: Geradengleichungen					
Zustand I	m,n =	-	-	19,34	0
Zustand IIa	m,n =	-	-	0,327	3,8658
Zustand IIb	m,n =	-	-	2,5977	-11,9325
Lineare Regression: Punktliste					
P1	x,y =	0	0	0	0
P2	x,y =	0	0	0,2032	3,9292
P3	x,y =	0	0	6,9574	6,138
P4	x,y =	0	0	13,2314	22,4358



(a) B1-657: Spannungs-Dehnungs-Linie, x-Richtung (Schuss)



(b) B1-657: Spannungs-Dehnungs-Linie, y-Richtung (Kette)



(c) Überlagerte Spannungs-Dehnungs-Linien, zeitsynchrone Skalierung

Bild B.205: B1-657: Spannungs-Dehnungs-Linien

B1-658

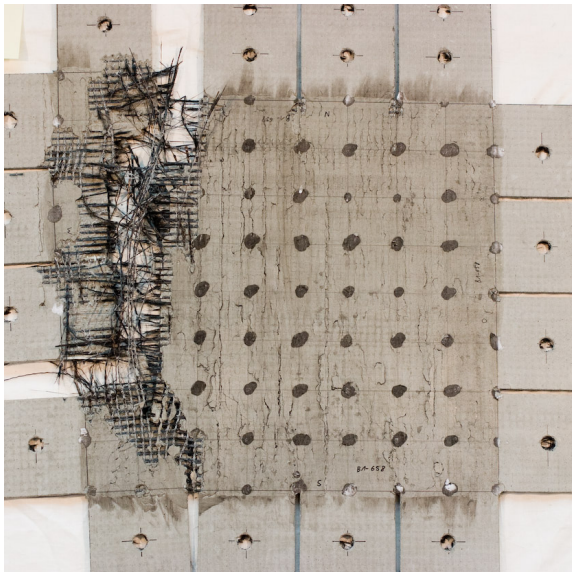
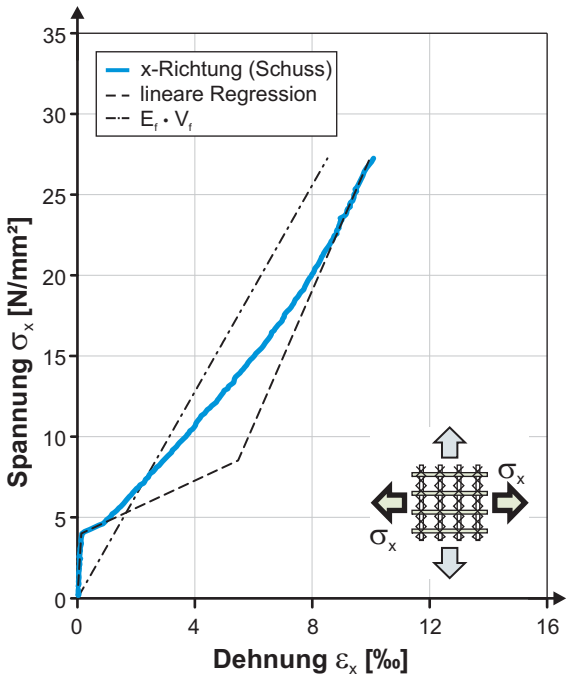


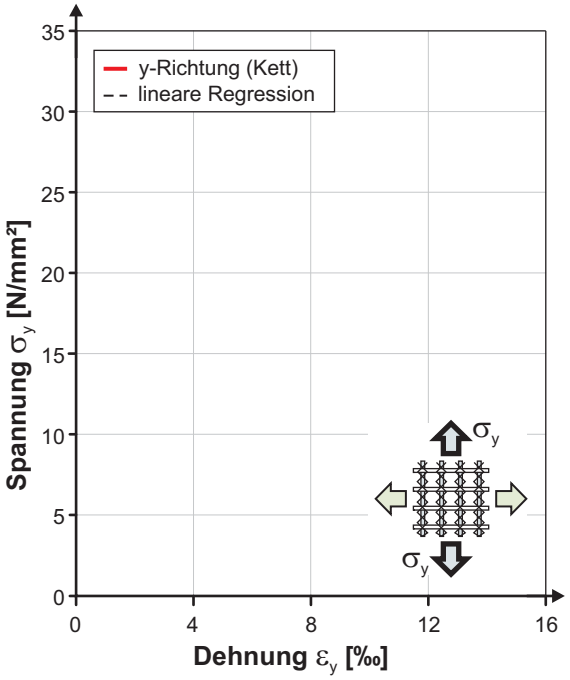
Bild B.206: Versuch B1-658: Bruchbild

Tabelle B.108: Versuch B1-658: Regressionsdaten

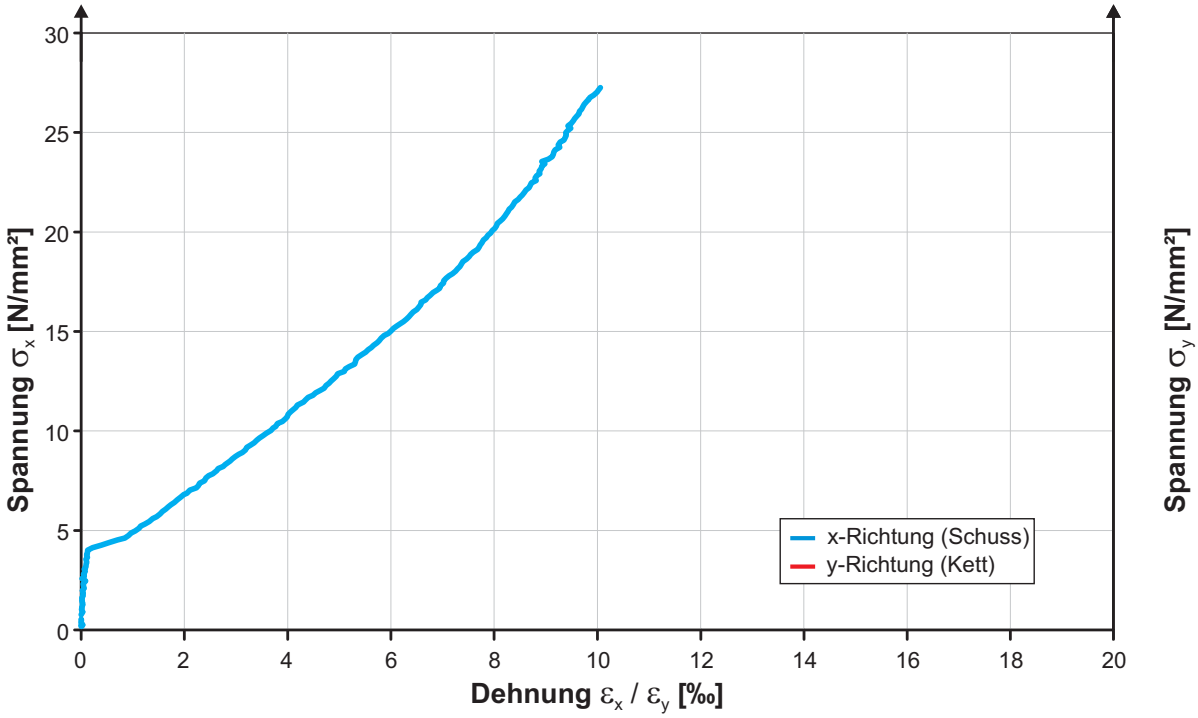
Allgemeine Angaben					
Spannungsverhältnis	α =	0 °			
Bewehrungsdrehwinkel	γ =	0 °			
Mittlere Plattendicke	d [mm] =	8,315			
Bruch:					
		x-Richtung		**y-Richtung**	
Bruchkraft	F [kN] =	90,6396		1,4254	
Betonbruchspannung	σ_c [kN/mm^2] =	27,2518		0,4286	
Faserbruchspannung	σ_f [kN/mm^2] =	1818		29	
Bruchdehnung	$\varepsilon_{c,versuch}$ [‰] =	10,0596		0,2401	
Lineare Regression: Geradengleichungen					
Zustand I	m,n =	29,8733	0	-	-
Zustand IIa	m,n =	0,8468	3,1021	-	-
Zustand IIb	m,n =	4,1684	-14,9937	-	-
Lineare Regression: Punktliste					
P1	x,y =	0	0	0	0
P2	x,y =	0,1345	4,017	0	0
P3	x,y =	5,4756	8,54	0	0
P4	x,y =	9,9646	27,2518	0	0



(a) B1-658: Spannungs-Dehnungs-Linie, x-Richtung (Schuss)



(b) B1-658: Spannungs-Dehnungs-Linie, y-Richtung (Kette)



(c) Überlagerte Spannungs-Dehnungs-Linien, zeitsynchrone Skalierung

Bild B.207: B1-658: Spannungs-Dehnungs-Linien

B1-659

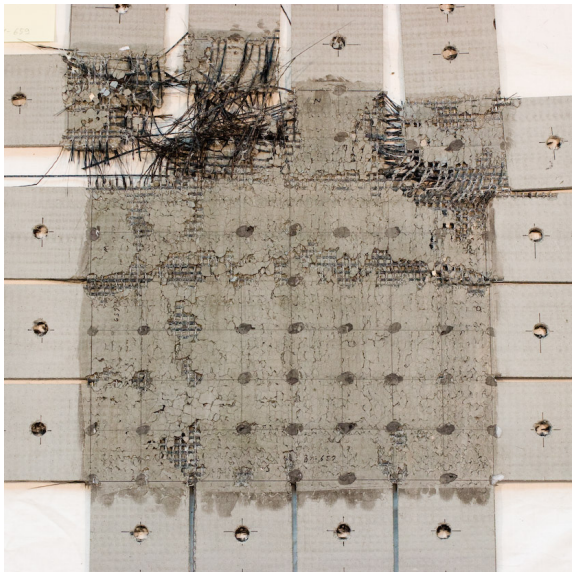
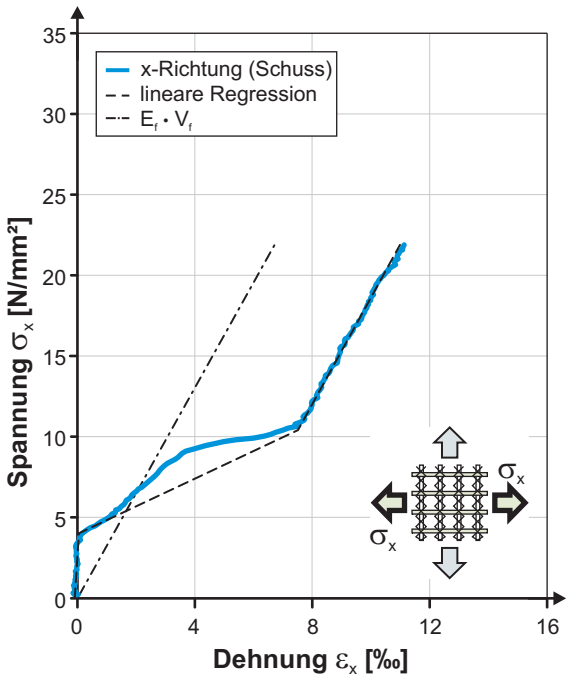


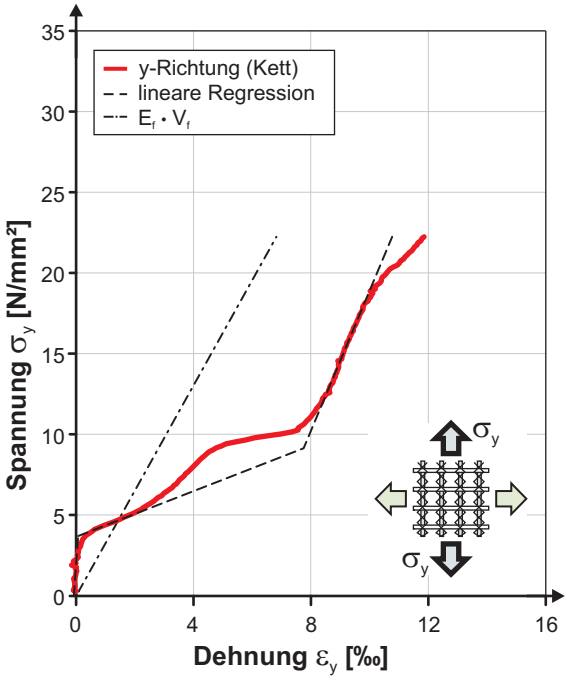
Bild B.208: Versuch B1-659: Bruchbild

Tabelle B.109: Versuch B1-659: Regressionsdaten

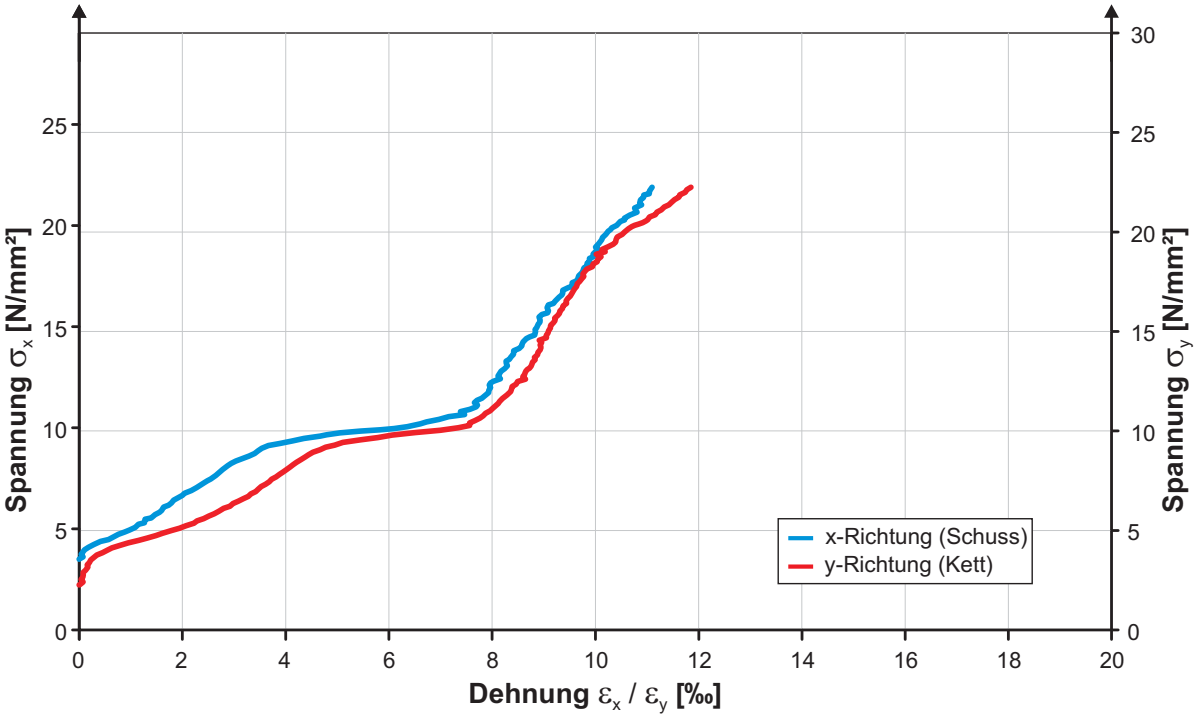
Allgemeine Angaben					
Spannungsverhältnis	α =	45 °			
Bewehrungsdrehwinkel	γ =	0 °			
Mittlere Plattendicke	d [mm] =	8,16			
Bruch:					
		x-Richtung		**y-Richtung**	
Bruchkraft	F [kN] =	71,4634		72,6155	
Betonbruchspannung	σ_c [kN/mm^2] =	21,8944		22,2474	
Faserbruchspannung	σ_f [kN/mm^2] =	1434		1457	
Bruchdehnung	$\varepsilon_{c,versuch}$ [‰] =	11,1003		11,851	
Lineare Regression: Geradengleichungen					
Zustand I	m,n =	28,3451	0	25,9218	0
Zustand IIa	m,n =	0,8563	0,6597	0,7079	1,6868
Zustand IIb	m,n =	3,301	-17,6367	4,3426	-26,4789
Lineare Regression: Punktliste					
P1	x,y =	0	0	0	0
P2	x,y =	0,142	4,025	0,1432	3,712
P3	x,y =	7,602	10,413	7,8253	9,15
P4	x,y =	11,078	21,8874	10,8413	22,2474



(a) B1-659: Spannungs-Dehnungs-Linie, x-Richtung (Schuss)



(b) B1-659: Spannungs-Dehnungs-Linie, y-Richtung (Kette)



(c) Überlagerte Spannungs-Dehnungs-Linien, zeitsynchrone Skalierung

Bild B.209: B1-659: Spannungs-Dehnungs-Linien

B1-660

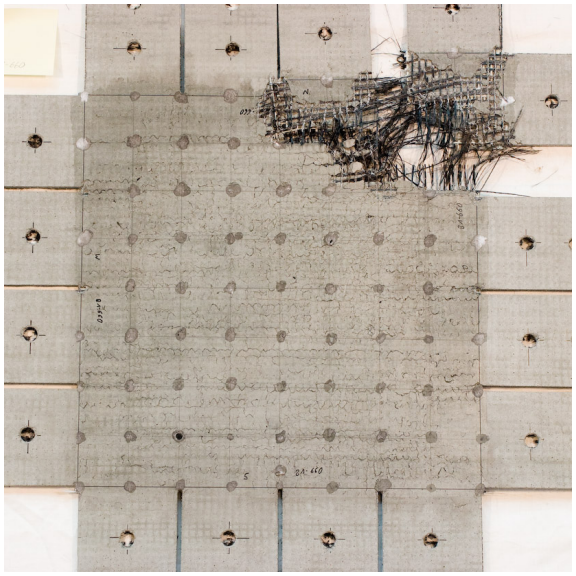
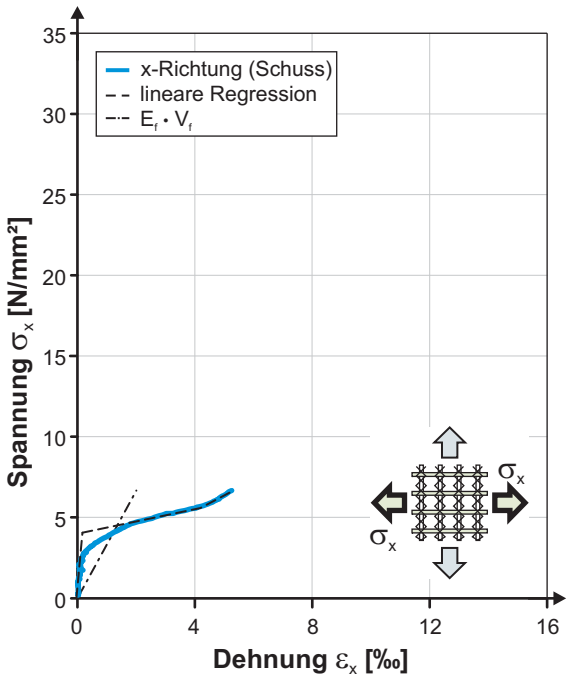


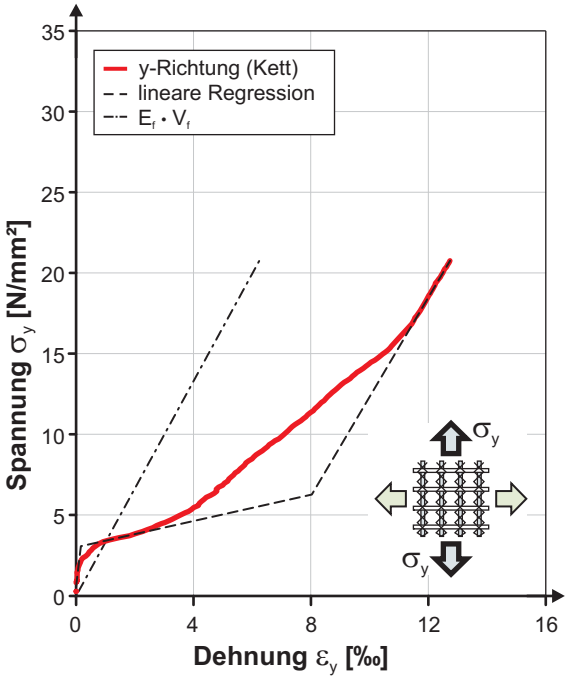
Bild B.210: Versuch B1-660: Bruchbild

Tabelle B.110: Versuch B1-660: Regressionsdaten

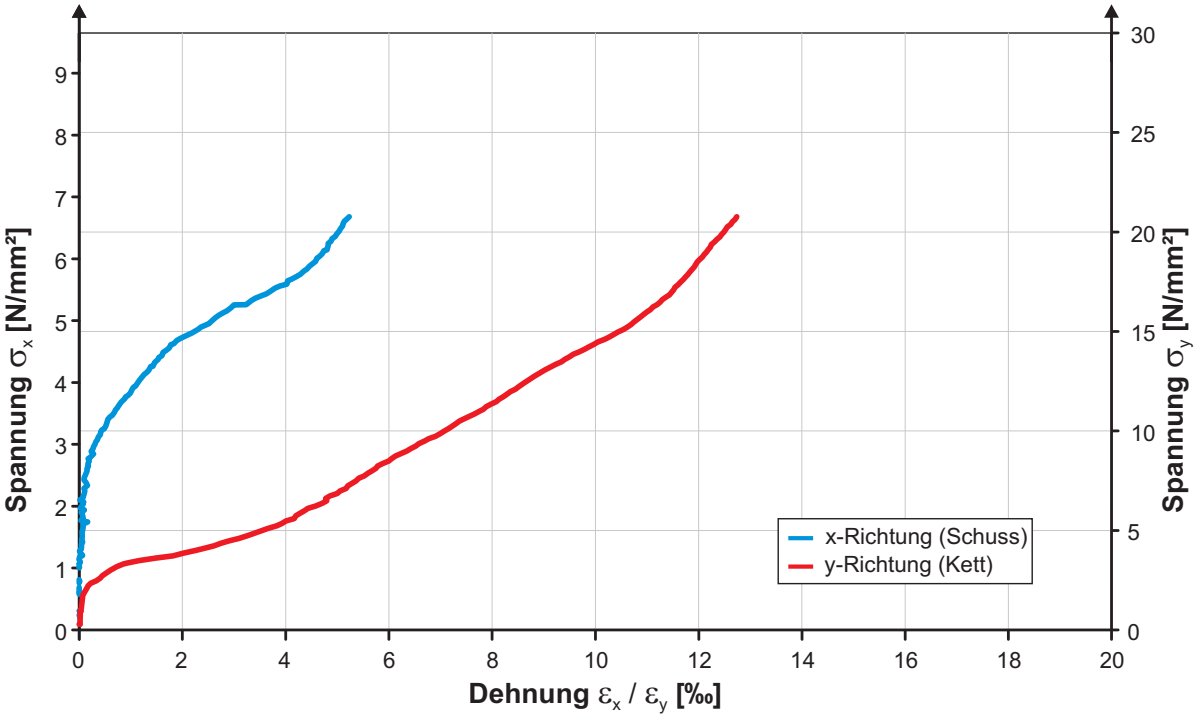
Allgemeine Angaben					
Spannungsverhältnis	α =	72 °			
Bewehrungsdrehwinkel	γ =	0 °			
Mittlere Plattendicke	d [mm] =	7,9975			
Bruch:					
		x-Richtung		**y-Richtung**	
Bruchkraft	F [kN] =	21,3638		66,4153	
Betonbruchspannung	σ_c [kN/mm^2] =	6,6783		20,7613	
Faserbruchspannung	σ_f [kN/mm^2] =	429		1332	
Bruchdehnung	$\varepsilon_{c,versuch}$ [‰] =	5,2304		12,7355	
Lineare Regression: Geradengleichungen					
Zustand I	m,n =	19,6582	0	15,4154	0
Zustand IIa	m,n =	0,3786	2,8019	0,4068	2,4464
Zustand IIb	m,n =	0,9608	0,3802	3,0746	-18,9762
Lineare Regression: Punktliste					
P1	x,y =	0	0	0	0
P2	x,y =	0,207	4,07	0,1998	3,08
P3	x,y =	4,2217	5,59	8,0668	6,28
P4	x,y =	5,3544	6,6783	12,7768	20,7613



(a) B1-660: Spannungs-Dehnungs-Linie, x-Richtung (Schuss)



(b) B1-660: Spannungs-Dehnungs-Linie, y-Richtung (Kette)



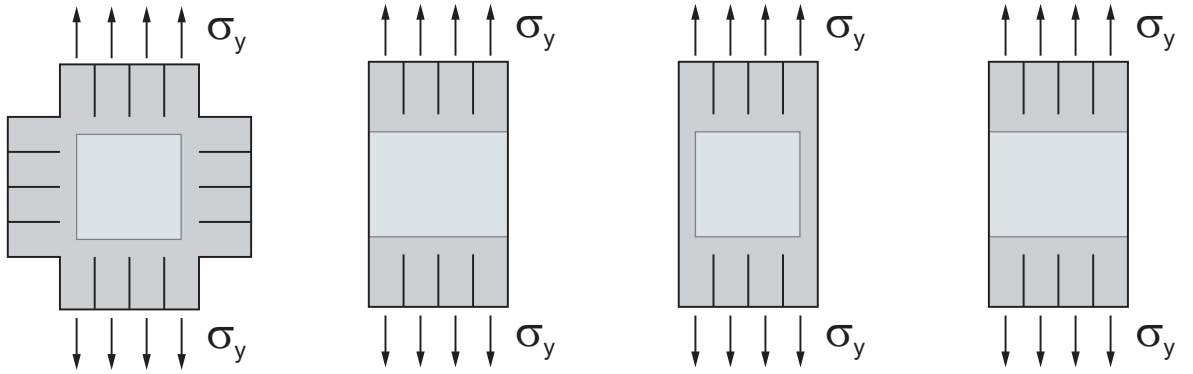
(c) Überlagerte Spannungs-Dehnungs-Linien, zeitsynchrone Skalierung

Bild B.211: B1-660: Spannungs-Dehnungs-Linien

B.6 Serie 7

B.6.1 Allgemeine Informationen

B.6.2 Versuchsprogramm



(a) Reihe A: Biaxial (P2) (b) Reihe A: Referenz (P1) (c) Reihe B: Uniaxial P1a (d) Reihe B: Referenz (P1)

Bild B.212: Serie 7: Einfluss aus materiellen & geometrischen Randstörungen (Reihe A) – Einfluss aus materiellen Randstörungen (Reihe B)

Tabelle B.111: Serie 7: Einfluss der Probekörpergeometrie auf das Spannungs-Dehnungs-Verhalten der Versuche mit Carbon, Bewehrungstyp: C00

Proben-Nr.	Beanspruchungsrichtung	Traglast Biaxialprobe [kN]	Traglast Referenz [kN]
Reihe A: geometrische und materielle Randstörungen			
B1-663	Schuss ($\gamma = 90\,°$)	80,910	98,978
B1-664		99,254	91,092
B1-665		94,069	82,592 *)
B1-666	Kette ($\gamma = 0\,°$)	73,582	57,222
B1-667		61,775	79,067
B1-668		53,106	54,003
Reihe B: materielle Randstörungen			
B1-669	Schuss ($\gamma = 90\,°$)	103,857	86,126
B1-670		94,366	93,962
B1-671		90,943	98,690
B1-672	Kette ($\gamma = 0\,°$)	83,665	89,179
B1-673		58,241	80,039
B1-674		69,551	69,320

B.6.3 Einzelversuche B1-663 bis B1-674

B1-663

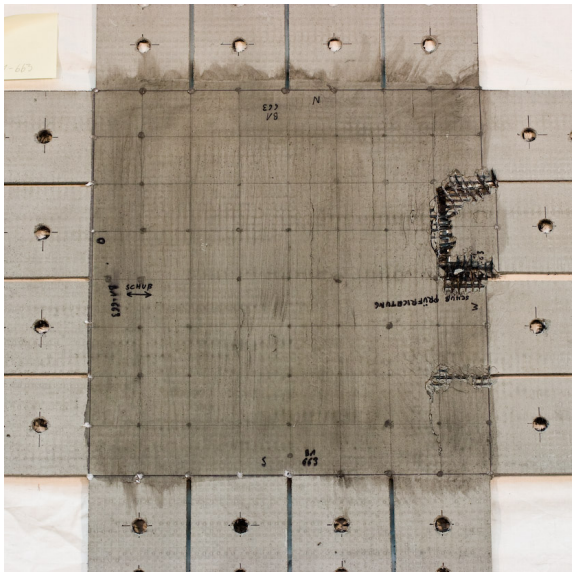


Bild B.213: Versuch B1-663: Bruchbild

Tabelle B.112: Versuch B1-663: Regressionsdaten

Allgemeine Angaben					
Spannungsverhältnis	α =	90 °			
Bewehrungsdrehwinkel	γ =	90 °			
Mittlere Plattendicke	d [mm] =	8,0125			
Bruch:					
		x-Richtung		**y-Richtung**	
Bruchkraft	F [kN] =	0		80,9098	
Betonbruchspannung	σ_c [kN/mm^2] =	0		25,2449	
Faserbruchspannung	σ_f [kN/mm^2] =	0		1623	
Bruchdehnung	$\varepsilon_{c,versuch}$ [‰] =	-0,2136		6,072	
Lineare Regression: Geradengleichungen					
Zustand I	m,n =	-	-	4,9945	0
Zustand IIa	m,n =	-	-	3,9795	0,4325
Zustand IIb	m,n =	-	-	3,8052	0,8823
Lineare Regression: Punktliste					
P1	x,y =	0	0	0	0
P2	x,y =	0	0	0,7465	3,7286
P3	x,y =	0	0	2,9004	12,3
P4	x,y =	0	0	6,3023	25,2449

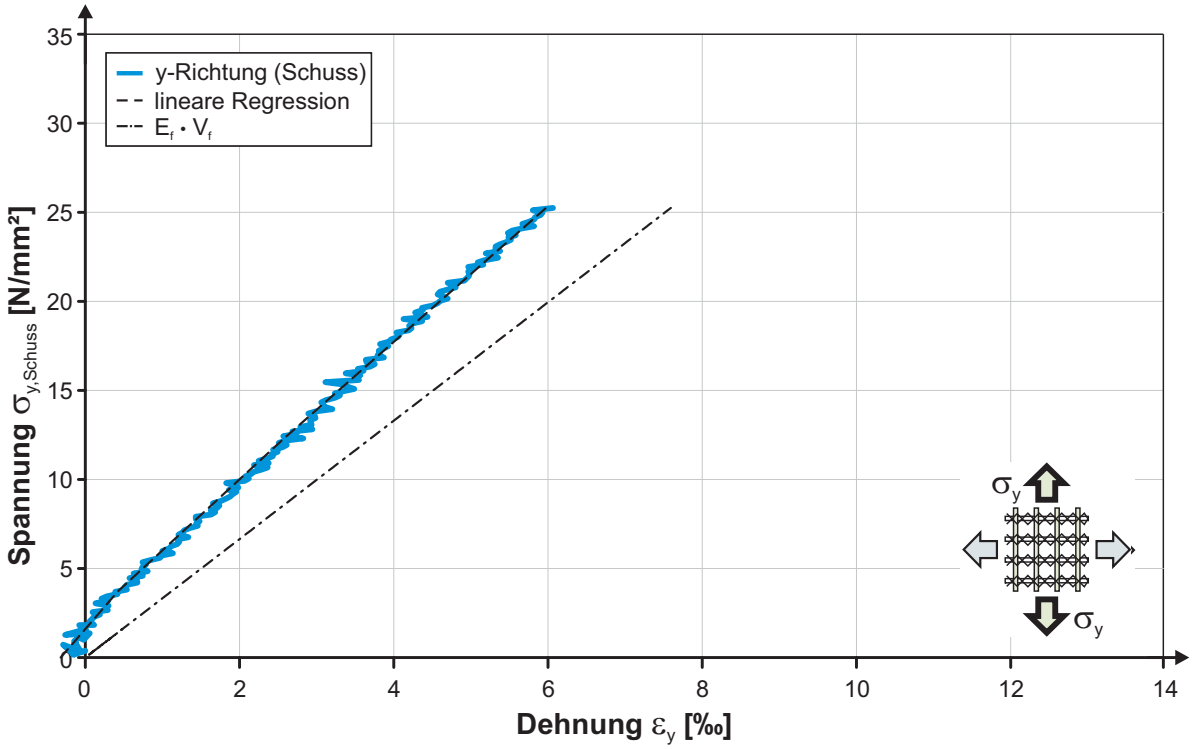


Bild B.214: B1-663: Spannungs-Dehnungs-Linie, y-Richtung (Schuss)

B1-663-referenz

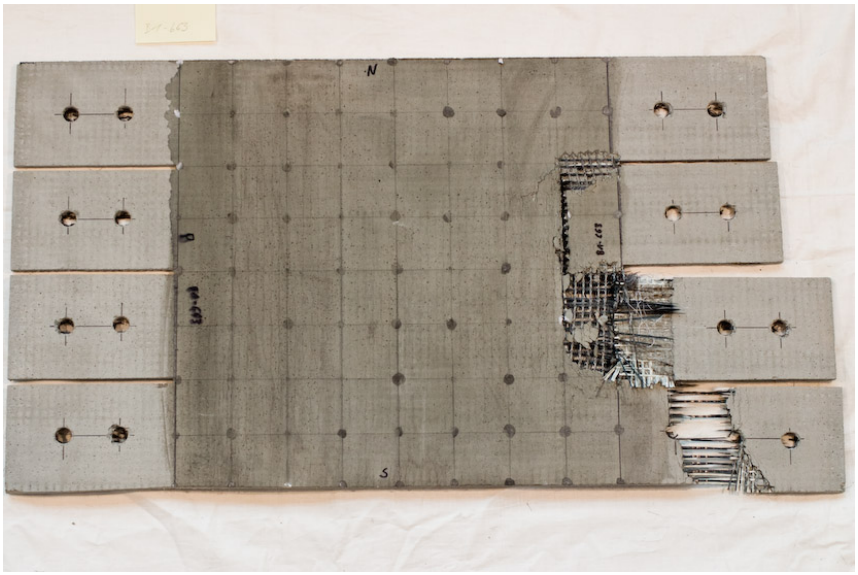


Bild B.215: Versuch B1-663-referenz: Bruchbild

Tabelle B.113: Versuch B1-663-referenz: Regressionsdaten

Allgemeine Angaben					
Spannungsverhältnis	α =	90 °			
Bewehrungsdrehwinkel	γ =	90 °			
Mittlere Plattendicke	d [mm] =	8,7525			
Bruch:					
		x-Richtung		**y-Richtung**	
Bruchkraft	F [kN] =	0		98,9778	
Betonbruchspannung	σ_c [kN/mm^2] =	0		28,2713	
Faserbruchspannung	σ_f [kN/mm^2] =	0		1986	
Bruchdehnung	$\varepsilon_{c,versuch}$ [‰] =	-0,0083		9,9017	
Lineare Regression: Geradengleichungen					
Zustand I	m,n =	-	-	42,8236	0
Zustand IIa	m,n =	-	-	0,664	2,2218
Zustand IIb	m,n =	-	-	3,0865	-3,3863
Lineare Regression: Punktliste					
P1	x,y =	0	0	0	0
P2	x,y =	0	0	0,0781	3,3445
P3	x,y =	0	0	2,3405	4,8468
P4	x,y =	0	0	9,9299	28,2713

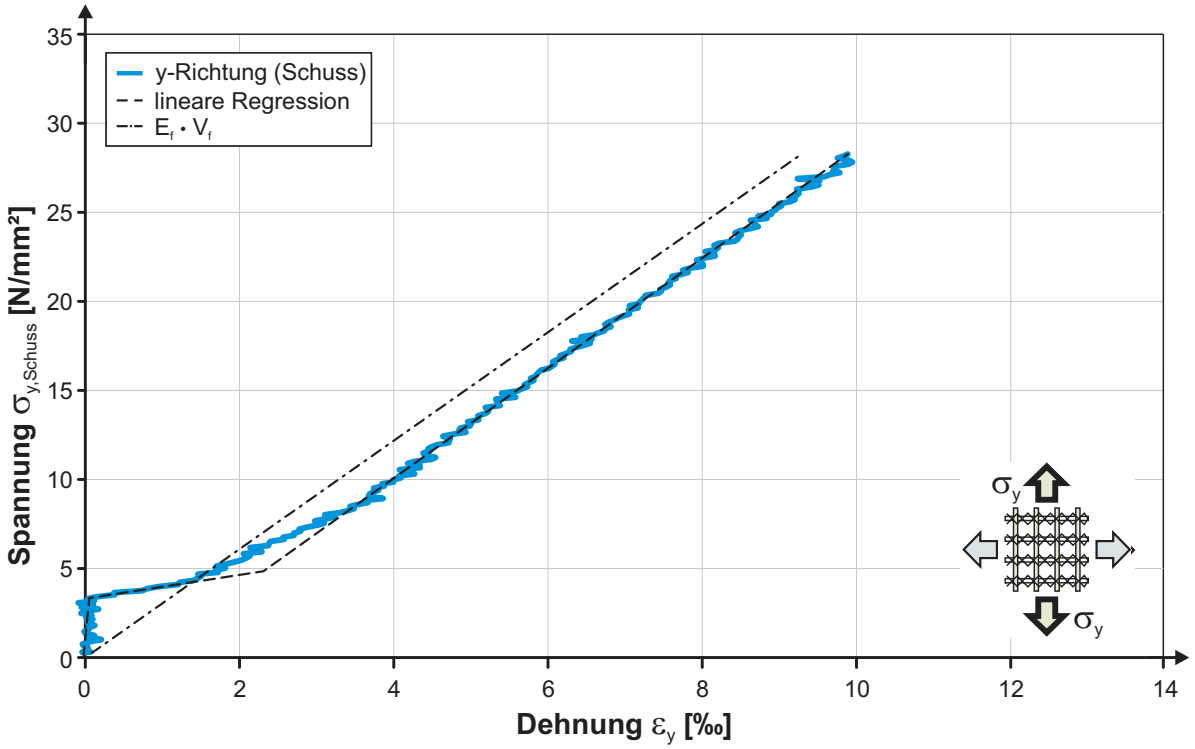


Bild B.216: B1-663-referenz: Spannungs-Dehnungs-Linie, y-Richtung (Schuss)

B1-664

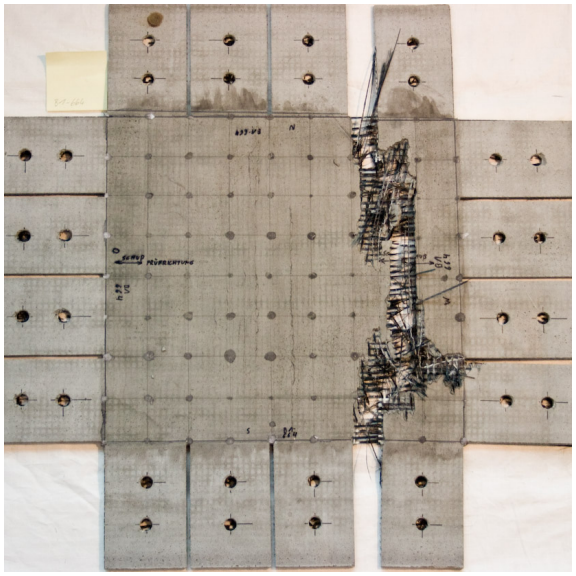


Bild B.217: Versuch B1-664: Bruchbild

Tabelle B.114: Versuch B1-664: Regressionsdaten

Allgemeine Angaben					
Spannungsverhältnis	α =	90 °			
Bewehrungsdrehwinkel	γ =	90 °			
Mittlere Plattendicke	d [mm] =	8,59			
Bruch:					
		x-Richtung		**y-Richtung**	
Bruchkraft	F [kN] =	0		99,2538	
Betonbruchspannung	σ_c [kN/mm^2] =	0		28,8864	
Faserbruchspannung	σ_f [kN/mm^2] =	0		1991	
Bruchdehnung	$\varepsilon_{c,versuch}$ [‰] =	-0,1089		9,3981	
Lineare Regression: Geradengleichungen					
Zustand I	m,n =	-	-	32,3792	0
Zustand IIa	m,n =	-	-	1,1026	2,8681
Zustand IIb	m,n =	-	-	3,3655	-3,1105
Lineare Regression: Punktliste					
P1	x,y =	0	0	0	0
P2	x,y =	0	0	0,1122	3,633
P3	x,y =	0	0	2,6625	6,445
P4	x,y =	0	0	9,3305	28,8864

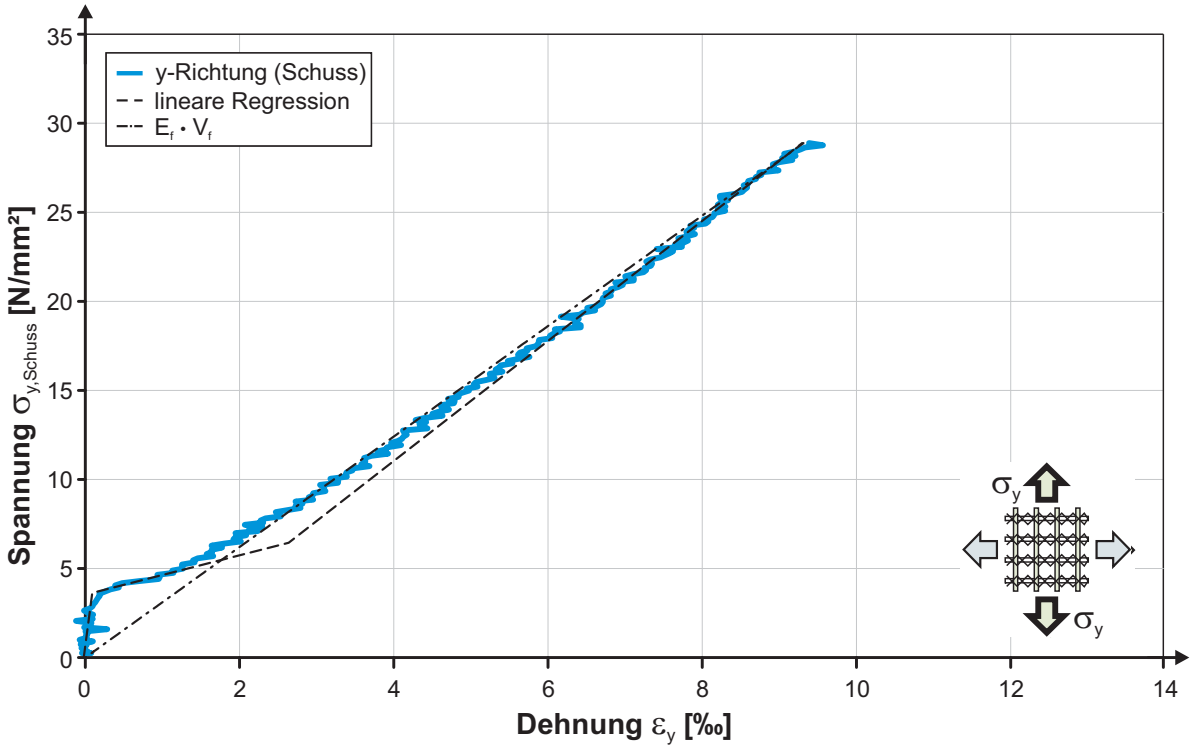


Bild B.218: B1-664: Spannungs-Dehnungs-Linie, y-Richtung (Schuss)

B1-664-referenz

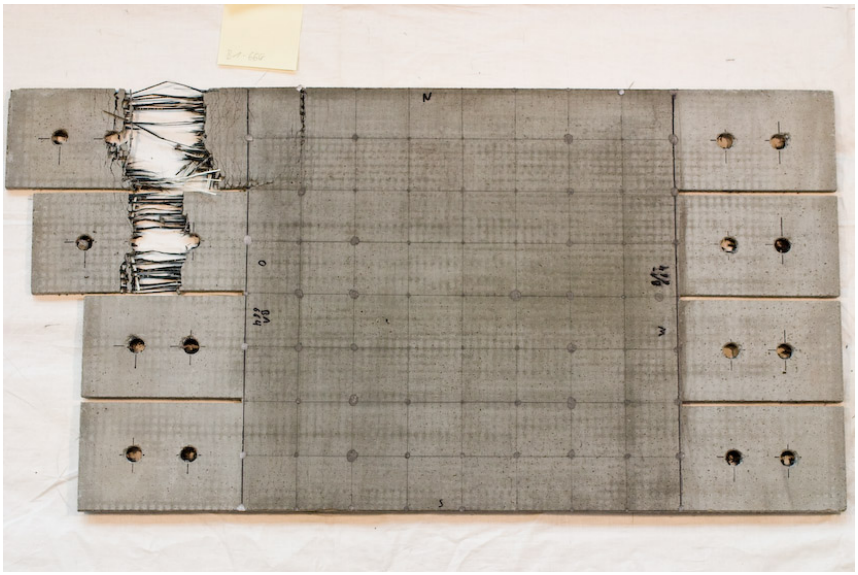


Bild B.219: Versuch B1-664-referenz: Bruchbild

Tabelle B.115: Versuch B1-664-referenz: Regressionsdaten

Allgemeine Angaben					
Spannungsverhältnis	α =	90 °			
Bewehrungsdrehwinkel	γ =	90 °			
Mittlere Plattendicke	d [mm] =	8,9025			
Bruch:					
		x-Richtung		**y-Richtung**	
Bruchkraft	F [kN] =	0		91,092	
Betonbruchspannung	σ_c [kN/mm^2] =	0		25,5805	
Faserbruchspannung	σ_f [kN/mm^2] =	0		1828	
Bruchdehnung	$\varepsilon_{c,versuch}$ [‰] =	0,0803		8,732	
Lineare Regression: Geradengleichungen					
Zustand I	m,n =	-	-	30,9444	0
Zustand IIa	m,n =	-	-	0,5426	0,7011
Zustand IIb	m,n =	-	-	3,0598	-4,288
Lineare Regression: Punktliste					
P1	x,y =	0	0	0	0
P2	x,y =	0	0	0,1266	3,918
P3	x,y =	0	0	2,0856	4,981
P4	x,y =	0	0	8,8178	25,5805

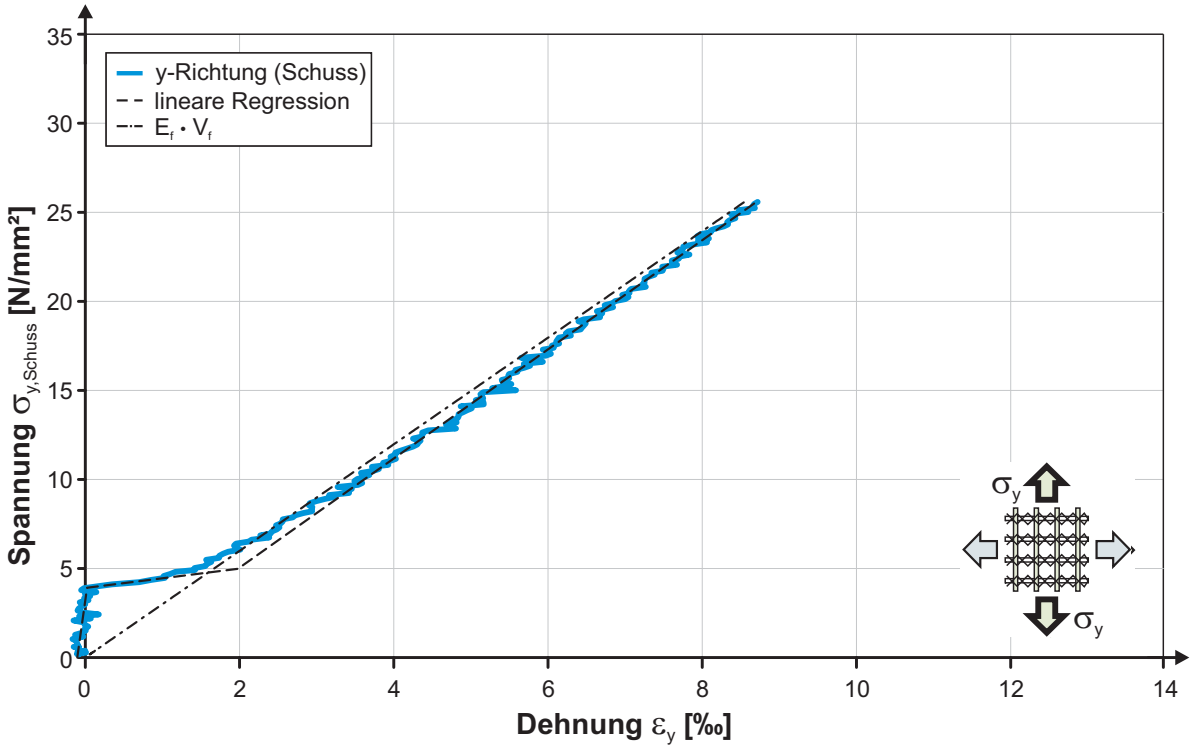


Bild B.220: B1-664-referenz: Spannungs-Dehnungs-Linie, y-Richtung (Schuss)

B1-665

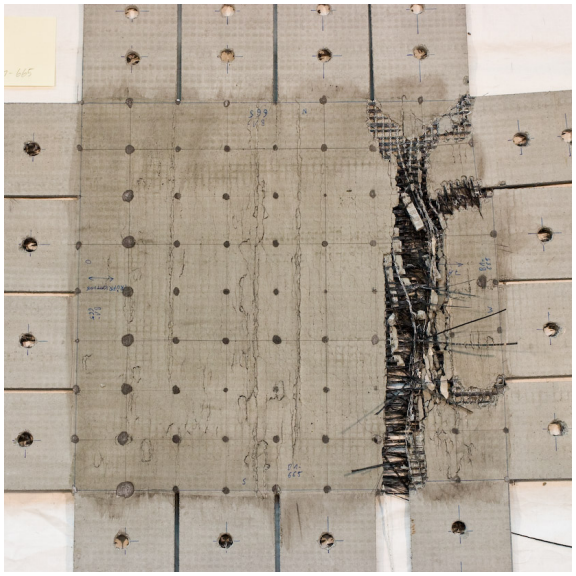


Bild B.221: Versuch B1-665: Bruchbild

Tabelle B.116: Versuch B1-665: Regressionsdaten

Allgemeine Angaben					
Spannungsverhältnis	α =	90 °			
Bewehrungsdrehwinkel	γ =	90 °			
Mittlere Plattendicke	d [mm] =	8,1725			
Bruch:					
		x-Richtung		**y-Richtung**	
Bruchkraft	F [kN] =	0		94,0694	
Betonbruchspannung	σ_c [kN/mm^2] =	0		28,7762	
Faserbruchspannung	σ_f [kN/mm^2] =	0		1887	
Bruchdehnung	$\varepsilon_{c,versuch}$ [‰] =	0,0267		9,9473	
Lineare Regression: Geradengleichungen					
Zustand I	m,n =	-	-	31,9948	0
Zustand IIa	m,n =	-	-	0,7246	3,7806
Zustand IIb	m,n =	-	-	3,206	-3,2416
Lineare Regression: Punktliste					
P1	x,y =	0	0	0	0
P2	x,y =	0	0	0,1333	4,2649
P3	x,y =	0	0	2,8424	6,228
P4	x,y =	0	0	9,8756	28,7762

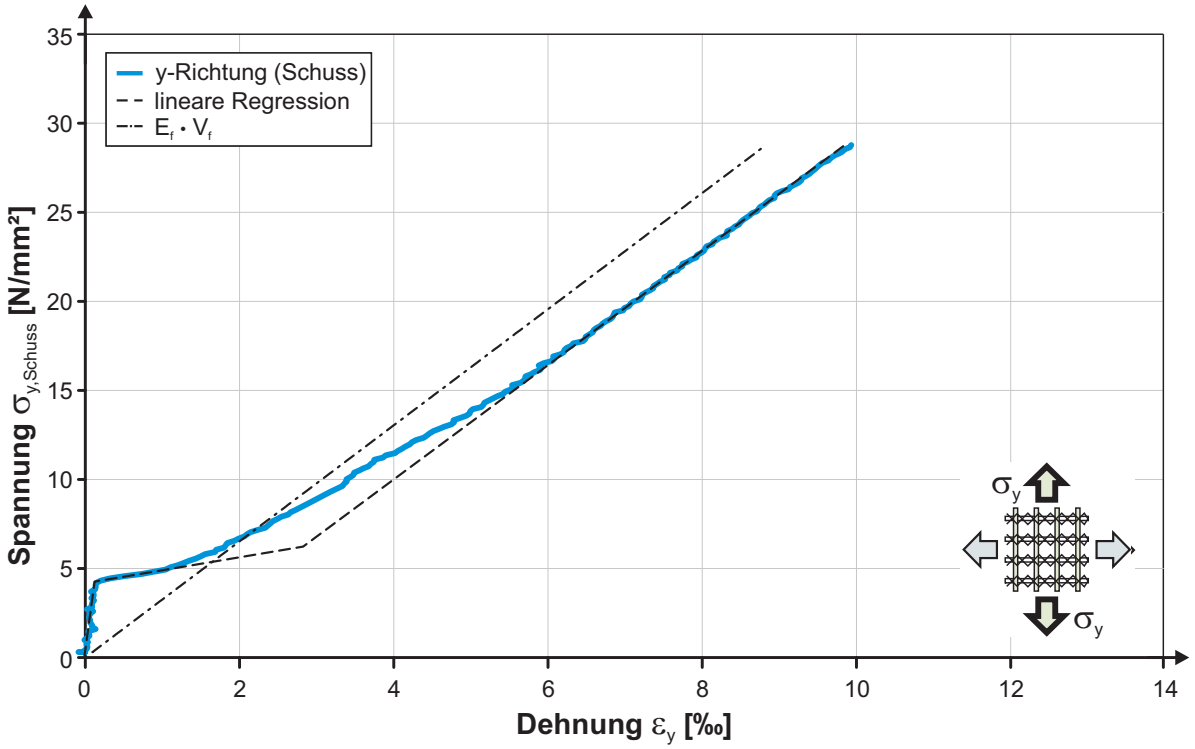


Bild B.222: B1-665: Spannungs-Dehnungs-Linie, y-Richtung (Schuss)

B1-665-referenz

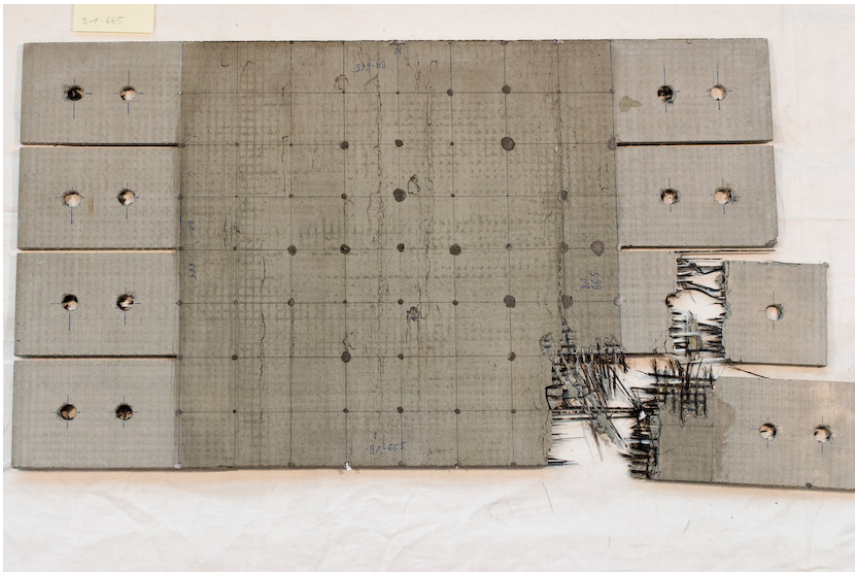


Bild B.223: Versuch B1-665-referenz: Bruchbild

Tabelle B.117: Versuch B1-665-referenz: Regressionsdaten

Allgemeine Angaben					
Spannungsverhältnis	α =	90 °			
Bewehrungsdrehwinkel	γ =	90 °			
Mittlere Plattendicke	d [mm] =	8,5625			
Bruch:					
		x-Richtung		**y-Richtung**	
Bruchkraft	F [kN] =	0		26,5365	
Betonbruchspannung	σ_c [kN/mm^2] =	0		7,7479	
Faserbruchspannung	σ_f [kN/mm^2] =	0		532	
Bruchdehnung	$\varepsilon_{c,versuch}$ [‰] =	0,0991		2,6881	
Lineare Regression: Geradengleichungen					
Zustand I	m,n =	-	-	61,9095	0
Zustand IIa	m,n =	-	-	0,5613	0,5889
Zustand IIb	m,n =	-	-	2,2124	-1,3594
Lineare Regression: Punktliste					
P1	x,y =	0	0	0	0
P2	x,y =	0	0	0,0597	3,696
P3	x,y =	0	0	1,2301	4,353
P4	x,y =	0	0	2,7646	7,7479

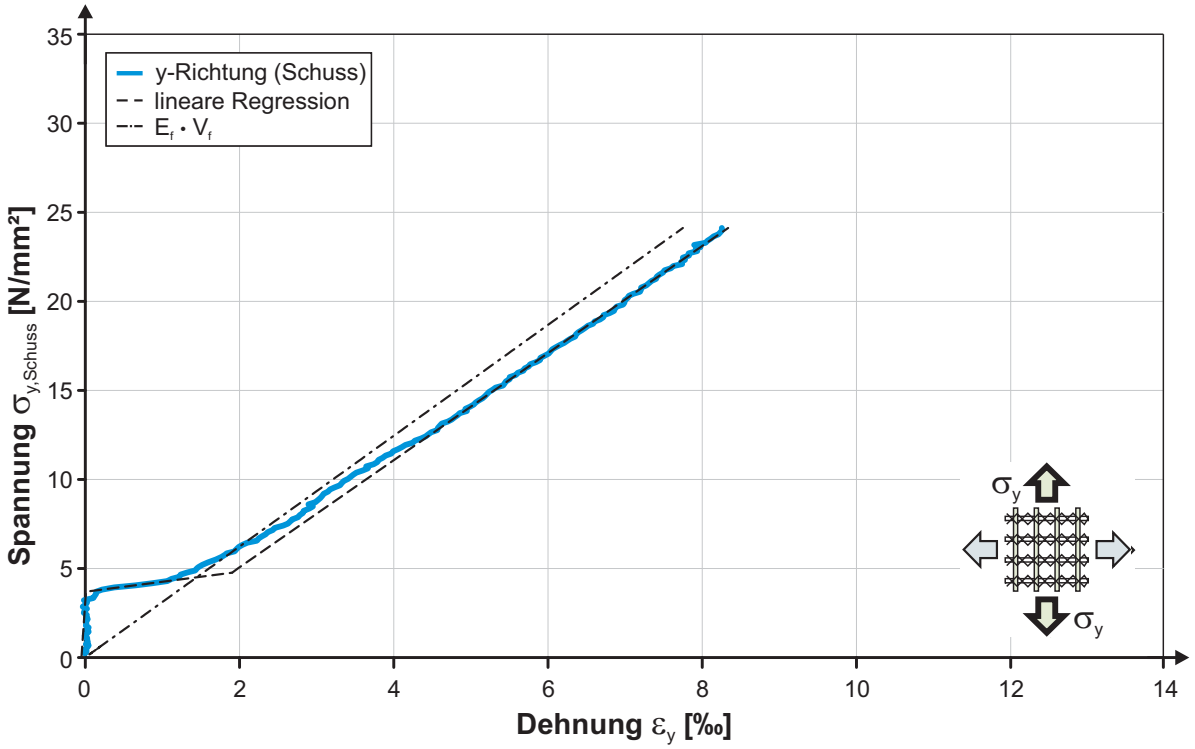


Bild B.224: B1-665-referenz: Spannungs-Dehnungs-Linie, y-Richtung (Schuss)

B1-666

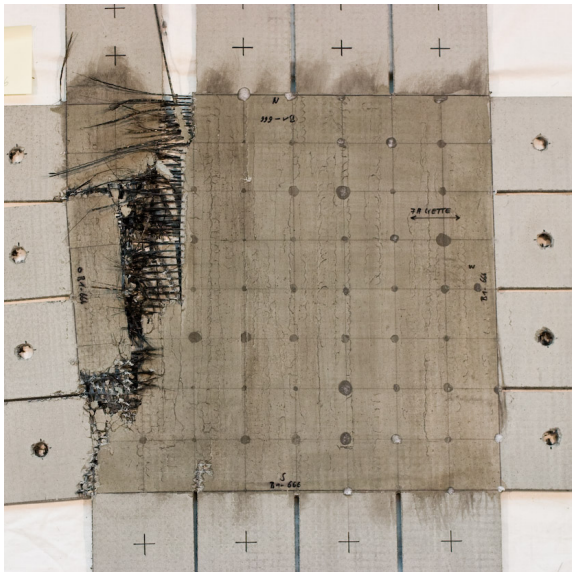


Bild B.225: Versuch B1-666: Bruchbild

Tabelle B.118: Versuch B1-666: Regressionsdaten

Allgemeine Angaben					
Spannungsverhältnis	α =	90 °			
Bewehrungsdrehwinkel	γ =	0 °			
Mittlere Plattendicke	d [mm] =	8,0025			
Bruch:					
		x-Richtung		**y-Richtung**	
Bruchkraft	F [kN] =	0		73,5822	
Betonbruchspannung	σ_c [kN/mm^2] =	0		22,9873	
Faserbruchspannung	σ_f [kN/mm^2] =	0		1476	
Bruchdehnung	$\varepsilon_{c,versuch}$ [‰] =	0,074		11,7944	
Lineare Regression: Geradengleichungen					
Zustand I	m,n =	-	-	30,3157	0
Zustand IIa	m,n =	-	-	0,2287	4,7929
Zustand IIb	m,n =	-	-	2,3416	-4,9428
Lineare Regression: Punktliste					
P1	x,y =	0	0	0	0
P2	x,y =	0	0	0,1648	4,9958
P3	x,y =	0	0	4,6132	6,0131
P4	x,y =	0	0	11,862	22,9873

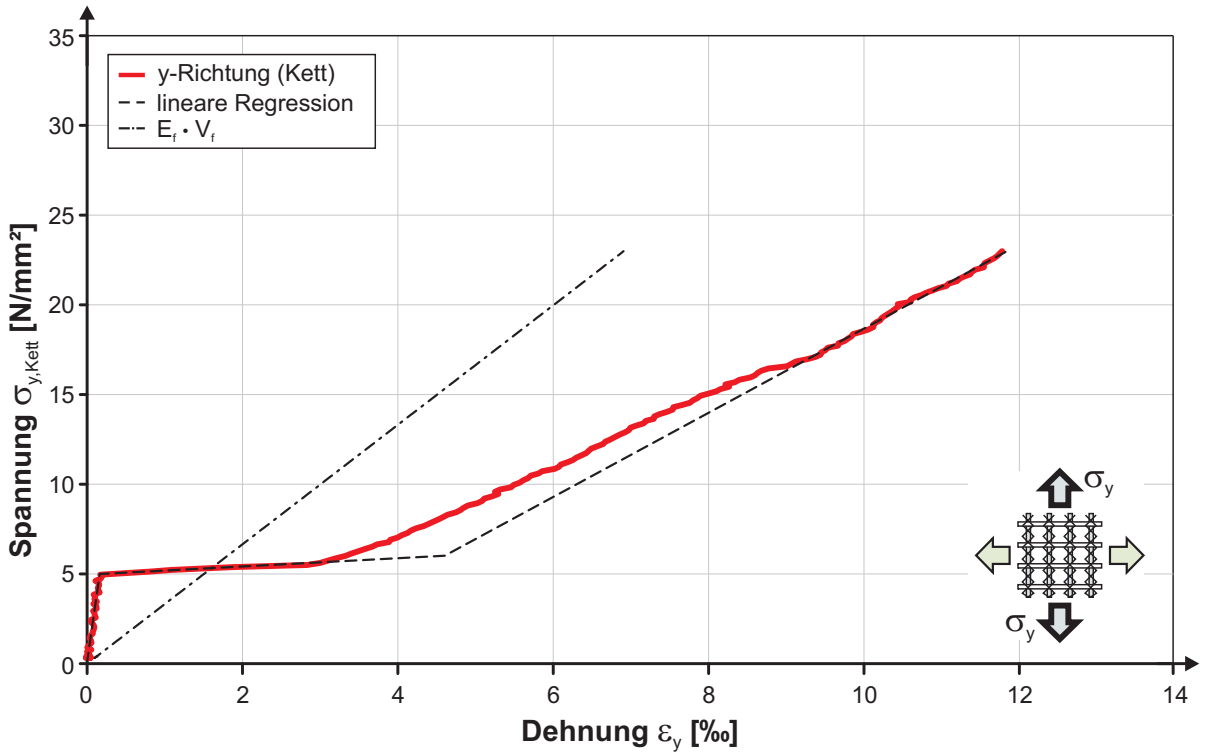


Bild B.226: B1-666: Spannungs-Dehnungs-Linie, y-Richtung (Kette)

B1-666-referenz

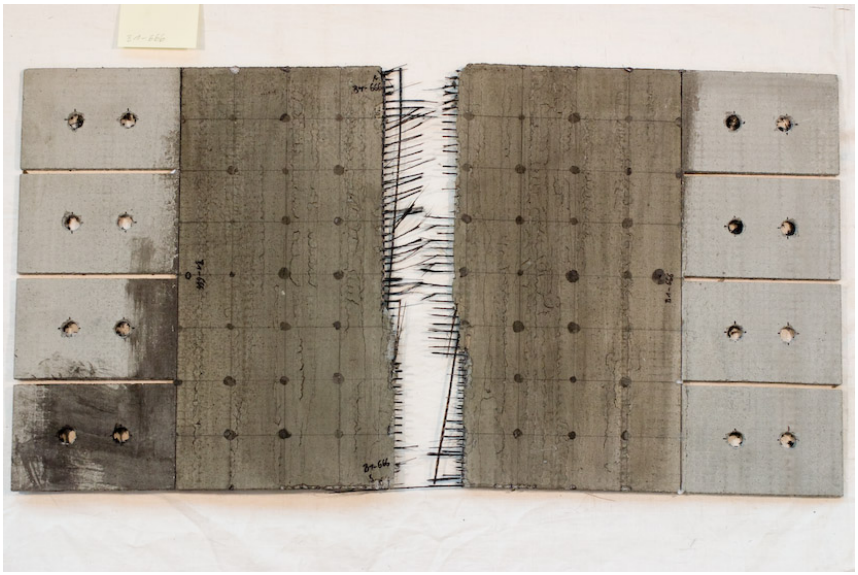


Bild B.227: Versuch B1-666-referenz: Bruchbild

Tabelle B.119: Versuch B1-666-referenz: Regressionsdaten

Allgemeine Angaben					
Spannungsverhältnis	α =	90 °			
Bewehrungsdrehwinkel	γ =	0 °			
Mittlere Plattendicke	d [mm] =	8,03			
Bruch:					
		x-Richtung		**y-Richtung**	
Bruchkraft	F [kN] =	0		57,2222	
Betonbruchspannung	σ_c [kN/mm^2] =	0		17,8151	
Faserbruchspannung	σ_f [kN/mm^2] =	0		1148	
Bruchdehnung	$\varepsilon_{c,versuch}$ [‰] =	0,0612		10,7307	
Lineare Regression: Geradengleichungen					
Zustand I	m,n =	-	-	39,0713	0
Zustand IIa	m,n =	-	-	0,6004	3,8048
Zustand IIb	m,n =	-	-	1,7513	0,2774
Lineare Regression: Punktliste					
P1	x,y =	0	0	0	0
P2	x,y =	0	0	0,0926	3,618
P3	x,y =	0	0	3,0587	5,399
P4	x,y =	0	0	10,1485	17,8151

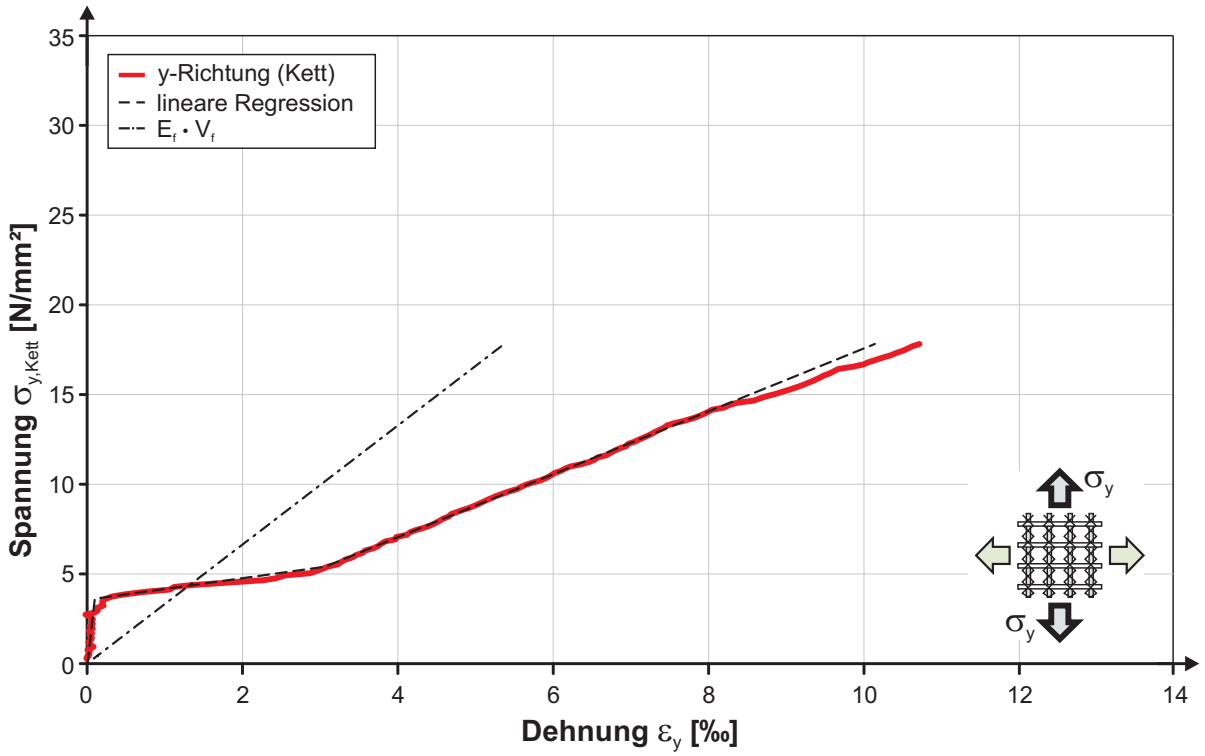


Bild B.228: B1-666-referenz: Spannungs-Dehnungs-Linie, y-Richtung (Kette)

B1-667

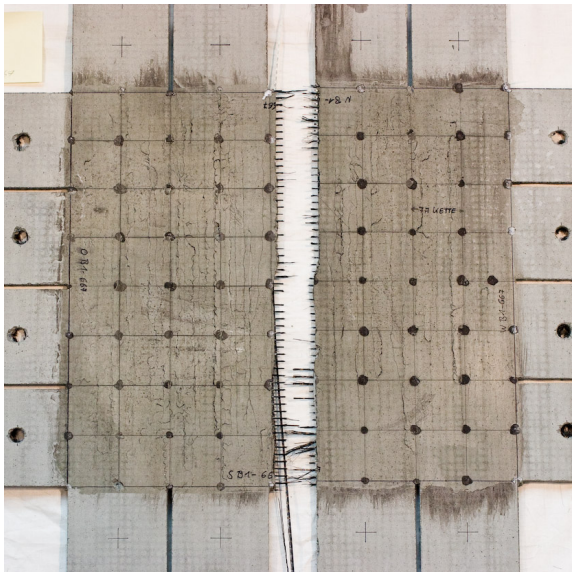


Bild B.229: Versuch B1-667: Bruchbild

Tabelle B.120: Versuch B1-667: Regressionsdaten

Allgemeine Angaben					
Spannungsverhältnis	α =	90 °			
Bewehrungsdrehwinkel	γ =	0 °			
Mittlere Plattendicke	d [mm] =	8,6425			
Bruch:					
		x-Richtung		**y-Richtung**	
Bruchkraft	F [kN] =	0		61,7754	
Betonbruchspannung	σ_c [kN/mm^2] =	0		17,8697	
Faserbruchspannung	σ_f [kN/mm^2] =	0		1239	
Bruchdehnung	$\varepsilon_{c,versuch}$ [‰] =	0,6299		10,7627	
Lineare Regression: Geradengleichungen					
Zustand I	m,n =	-	-	43,4856	0
Zustand IIa	m,n =	-	-	0,1278	3,8632
Zustand IIb	m,n =	-	-	1,9812	-3,6222
Lineare Regression: Punktliste					
P1	x,y =	0	0	0	0
P2	x,y =	0	0	0,0926	4,0268
P3	x,y =	0	0	4,0423	4,5316
P4	x,y =	0	0	10,7746	17,8697

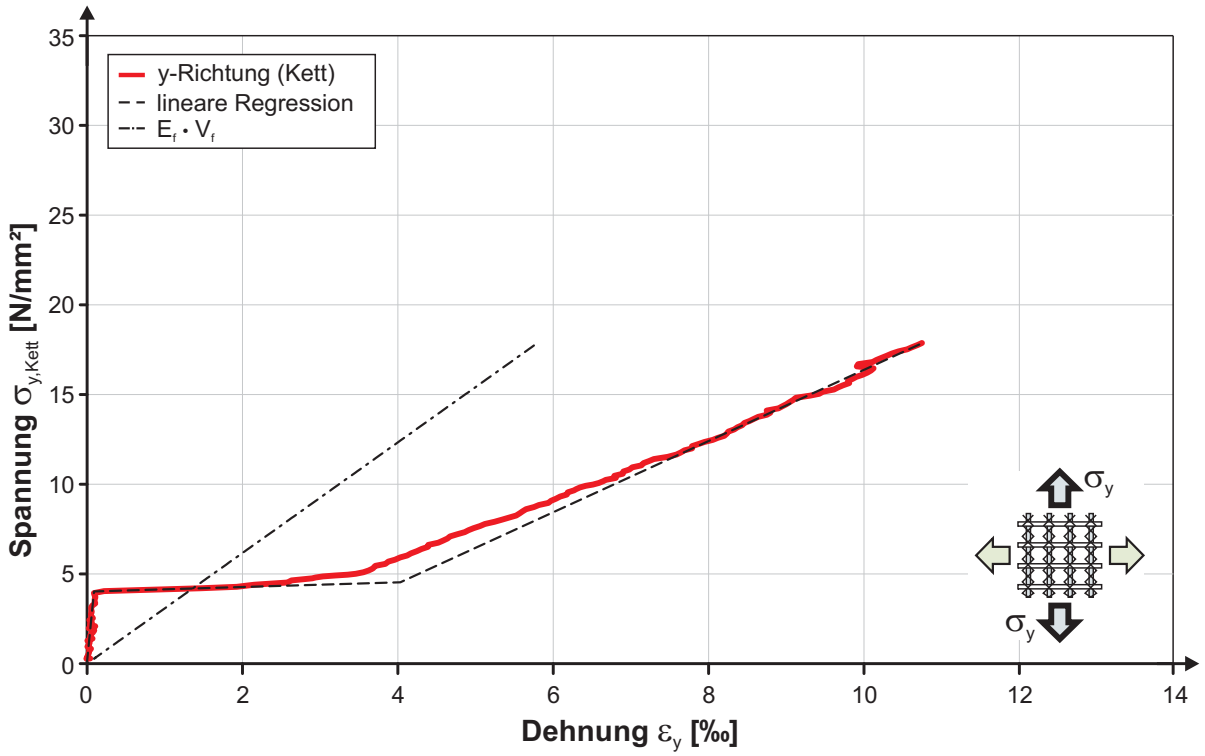


Bild B.230: B1-667: Spannungs-Dehnungs-Linie, y-Richtung (Kette)

B1-667-referenz

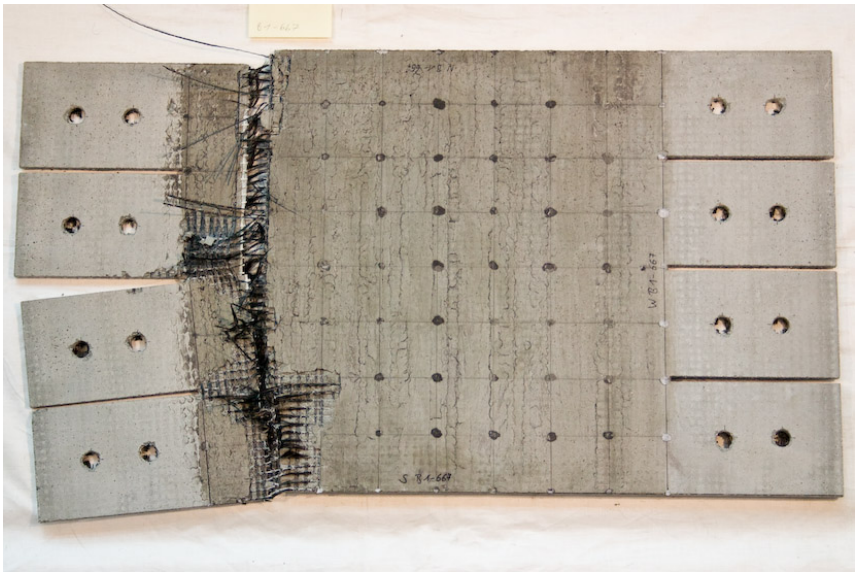


Bild B.231: Versuch B1-667-referenz: Bruchbild

Tabelle B.121: Versuch B1-667-referenz: Regressionsdaten

Allgemeine Angaben					
Spannungsverhältnis	α =	90 °			
Bewehrungsdrehwinkel	γ =	0 °			
Mittlere Plattendicke	d [mm] =	8,8575			
Bruch:					
		x-Richtung		**y-Richtung**	
Bruchkraft	F [kN] =	0		79,0665	
Betonbruchspannung	σ_c [kN/mm^2] =	0		22,0793	
Faserbruchspannung	σ_f [kN/mm^2] =	0		1586	
Bruchdehnung	$\varepsilon_{c,versuch}$ [‰] =	0,2699		11,3106	
Lineare Regression: Geradengleichungen					
Zustand I	m,n =	-	-	30,5036	0
Zustand IIa	m,n =	-	-	0,6031	0,4784
Zustand IIb	m,n =	-	-	3,8316	-23,4597
Lineare Regression: Punktliste					
P1	x,y =	0	0	0	0
P2	x,y =	0	0	0,0973	2,968
P3	x,y =	0	0	7,496	7,43
P4	x,y =	0	0	11,3811	22,3163

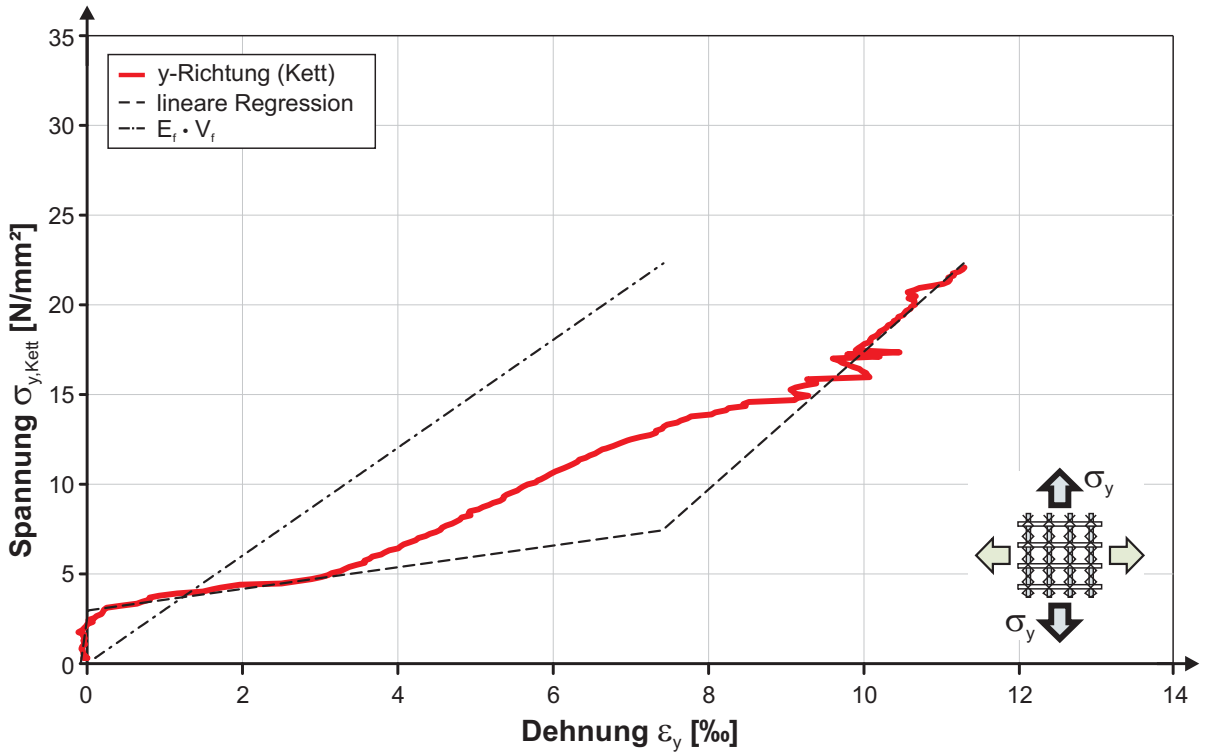


Bild B.232: B1-667-referenz: Spannungs-Dehnungs-Linie, y-Richtung (Kette)

B1-668

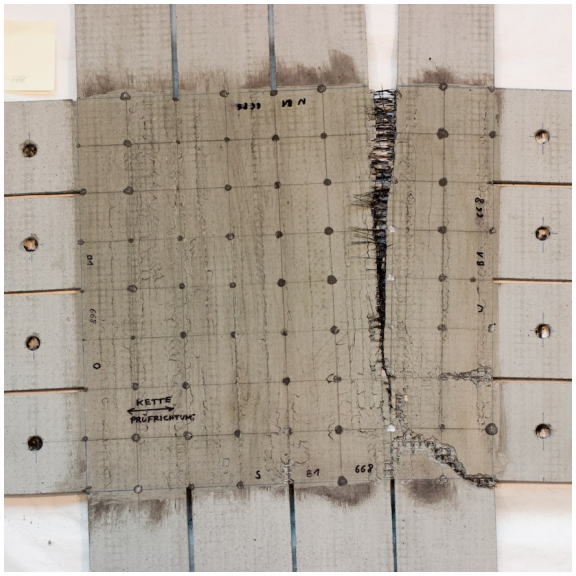


Bild B.233: Versuch B1-668: Bruchbild

Tabelle B.122: Versuch B1-668: Regressionsdaten

Allgemeine Angaben					
Spannungsverhältnis	α =	90 °			
Bewehrungsdrehwinkel	γ =	0 °			
Mittlere Plattendicke	d [mm] =	7,795			
Bruch:					
				x-Richtung	**y-Richtung**
Bruchkraft	F [kN] =			0	53,1058
Betonbruchspannung	σ_c [kN/mm^2] =			0	16,7597
Faserbruchspannung	σ_f [kN/mm^2] =			0	1065
Bruchdehnung	$\varepsilon_{c,versuch}$ [‰] =			0,0799	10,7701
Lineare Regression: Geradengleichungen					
Zustand I	m,n =	-	-	33,9255	0
Zustand IIa	m,n =	-	-	0,175	5,5553
Zustand IIb	m,n =	-	-	1,8059	0,3202
Lineare Regression: Punktliste					
P1	x,y =	0	0	0	0
P2	x,y =	0	0	0,1441	4,887
P3	x,y =	0	0	3,1895	5,42
P4	x,y =	0	0	9,6195	17,032

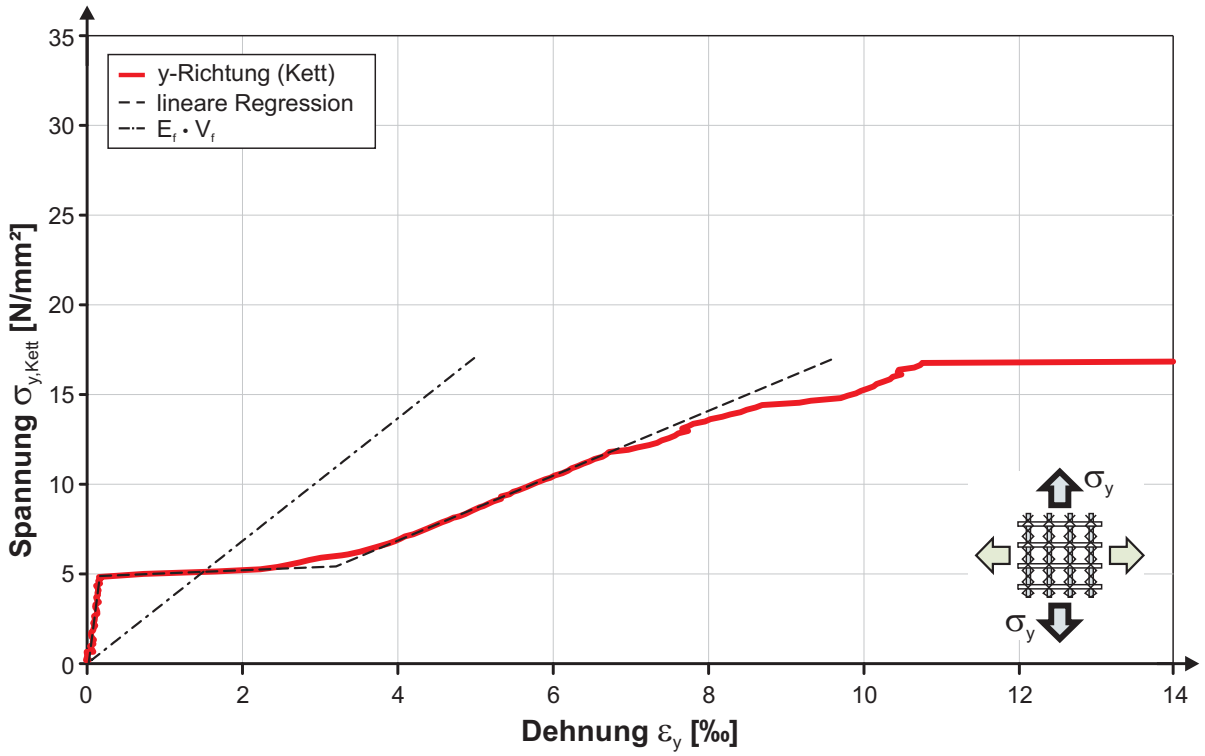


Bild B.234: B1-668: Spannungs-Dehnungs-Linie, y-Richtung (Kette)

B1-668-referenz

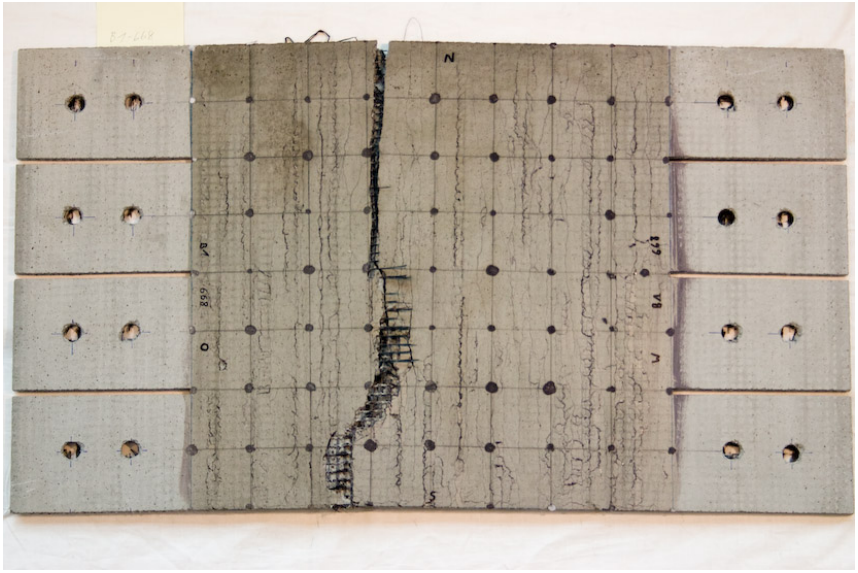


Bild B.235: Versuch B1-668-referenz: Bruchbild

Tabelle B.123: Versuch B1-668-referenz: Regressionsdaten

Allgemeine Angaben					
Spannungsverhältnis	α =	90 °			
Bewehrungsdrehwinkel	γ =	0 °			
Mittlere Plattendicke	d [mm] =	8,63			
Bruch:					
		x-Richtung		**y-Richtung**	
Bruchkraft	F [kN] =	0		54,003	
Betonbruchspannung	σ_c [kN/mm^2] =	0		15,644	
Faserbruchspannung	σ_f [kN/mm^2] =	0		1083	
Bruchdehnung	$\varepsilon_{c,versuch}$ [‰] =	0,1158		11,6168	
Lineare Regression: Geradengleichungen					
Zustand I	m,n =	-	-	28,5354	0
Zustand IIa	m,n =	-	-	0,1276	3,2953
Zustand IIb	m,n =	-	-	1,712	-1,5196
Lineare Regression: Punktliste					
P1	x,y =	0	0	0	0
P2	x,y =	0	0	0,1431	4,0834
P3	x,y =	0	0	3,066	4,4564
P4	x,y =	0	0	9,6009	15,644

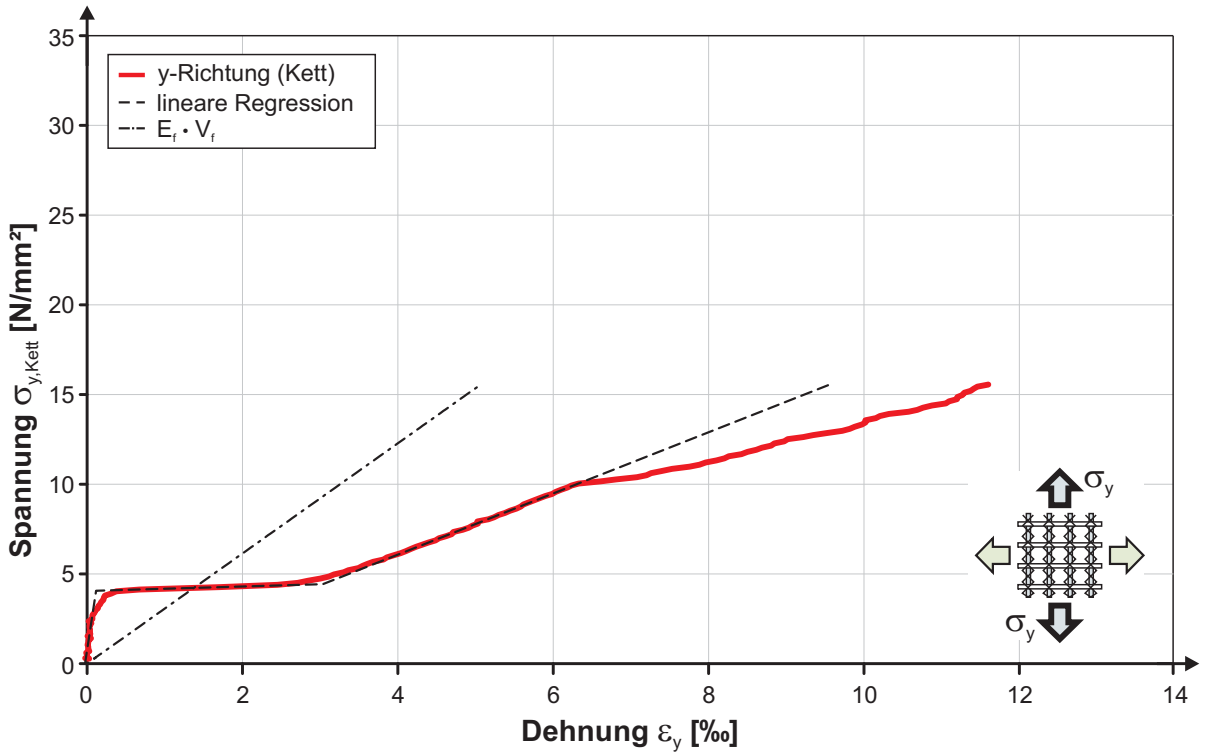


Bild B.236: B1-668-referenz: Spannungs-Dehnungs-Linie, y-Richtung (Kette)

B1-669

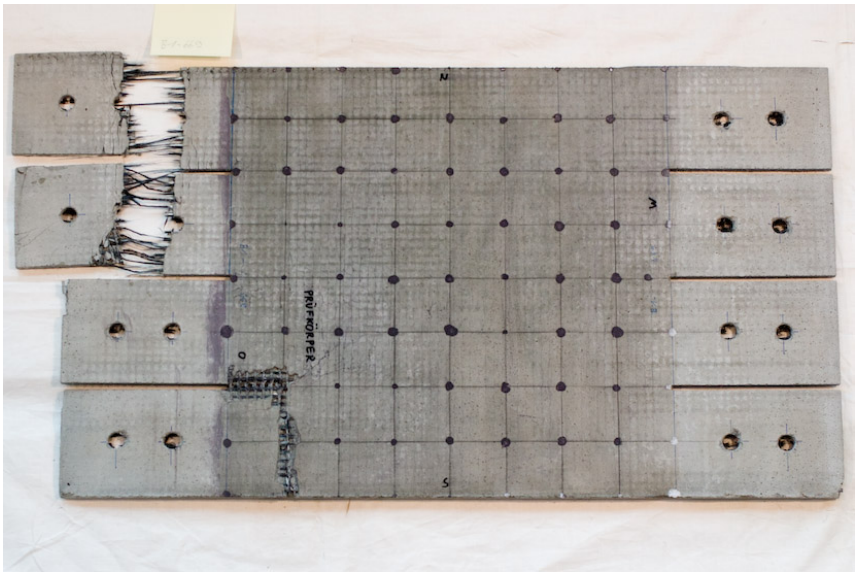


Bild B.237: Versuch B1-669: Bruchbild

Tabelle B.124: Versuch B1-669: Regressionsdaten

Allgemeine Angaben					
Spannungsverhältnis	α =	90 °			
Bewehrungsdrehwinkel	γ =	90 °			
Mittlere Plattendicke	d [mm] =	8,2775			
Bruch:					
		x-Richtung		**y-Richtung**	
Bruchkraft	F [kN] =	0		103,8574	
Betonbruchspannung	σ_c [kN/mm^2] =	0		31,3674	
Faserbruchspannung	σ_f [kN/mm^2] =	0		2084	
Bruchdehnung	$\varepsilon_{c,versuch}$ [‰] =	-0,0922		9,9538	
Lineare Regression: Geradengleichungen					
Zustand I	m,n =	-	-	28,3111	0
Zustand IIa	m,n =	-	-	0,4661	3,6505
Zustand IIb	m,n =	-	-	3,2486	-1,654
Lineare Regression: Punktliste					
P1	x,y =	0	0	0	0
P2	x,y =	0	0	0,1484	4,2014
P3	x,y =	0	0	1,9236	5,0288
P4	x,y =	0	0	10,0313	31,3674

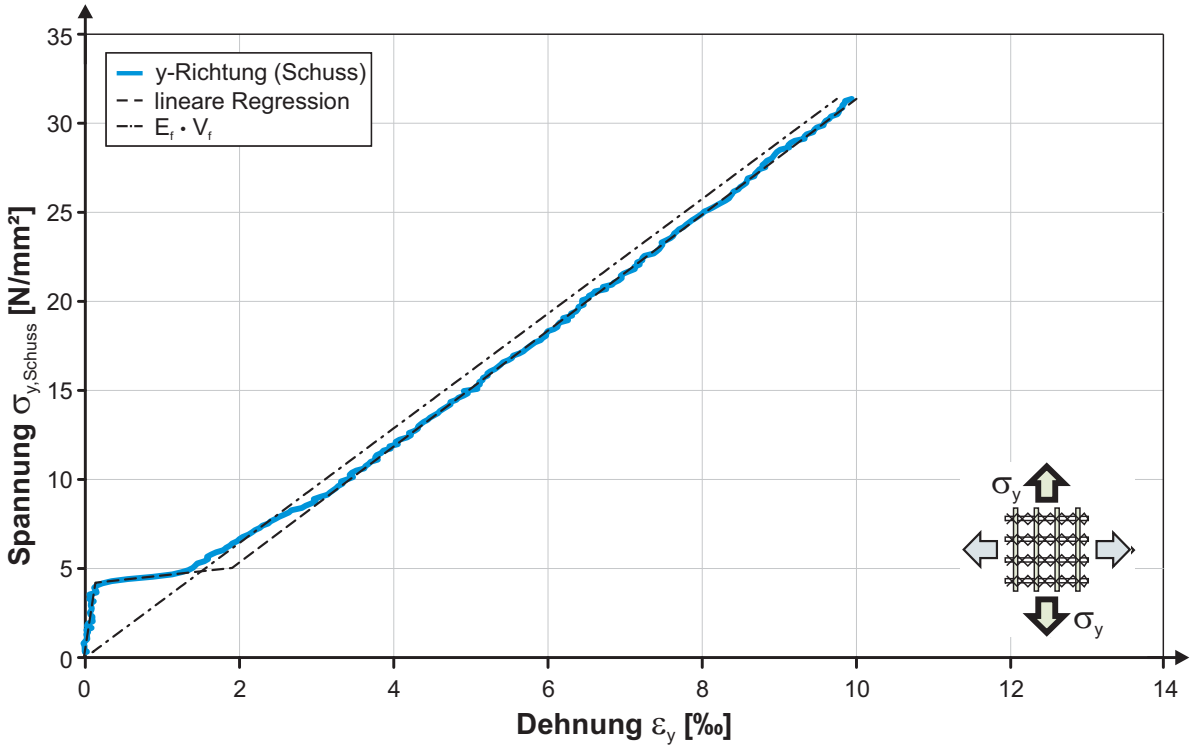


Bild B.238: B1-669: Spannungs-Dehnungs-Linie, y-Richtung (Schuss)

B1-669-referenz

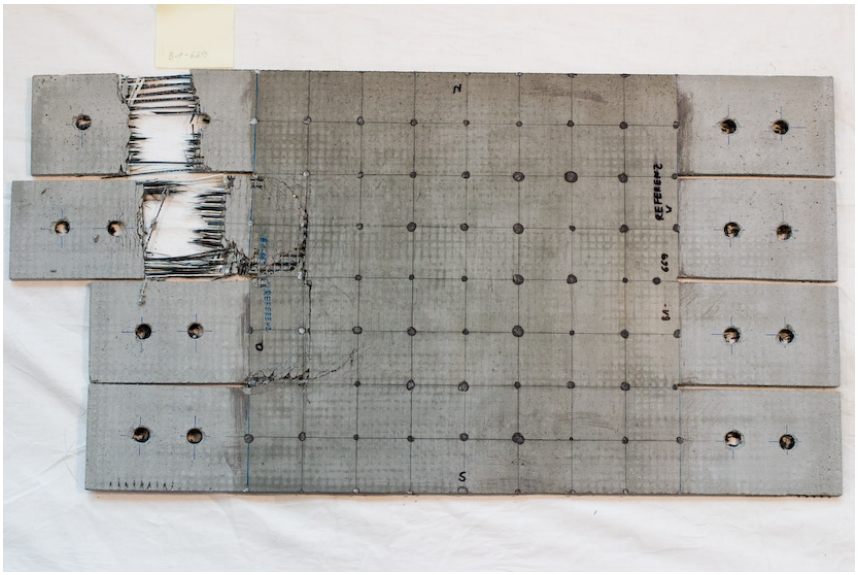


Bild B.239: Versuch B1-669-referenz: Bruchbild

Tabelle B.125: Versuch B1-669-referenz: Regressionsdaten

Allgemeine Angaben					
Spannungsverhältnis	α =	90 °			
Bewehrungsdrehwinkel	γ =	90 °			
Mittlere Plattendicke	d [mm] =	8,7675			
Bruch:					
		x-Richtung		**y-Richtung**	
Bruchkraft	F [kN] =	0		86,126	
Betonbruchspannung	σ_c [kN/mm^2] =	0		24,5583	
Faserbruchspannung	σ_f [kN/mm^2] =	0		1728	
Bruchdehnung	$\varepsilon_{c,versuch}$ [‰] =	-0,0243		8,7045	
Lineare Regression: Geradengleichungen					
Zustand I	m,n =	-	-	28,0772	0
Zustand IIa	m,n =	-	-	0,3846	2,8302
Zustand IIb	m,n =	-	-	2,957	-1,6202
Lineare Regression: Punktliste					
P1	x,y =	0	0	0	0
P2	x,y =	0	0	0,1451	4,074
P3	x,y =	0	0	1,7729	4,7
P4	x,y =	0	0	8,4885	24,5583

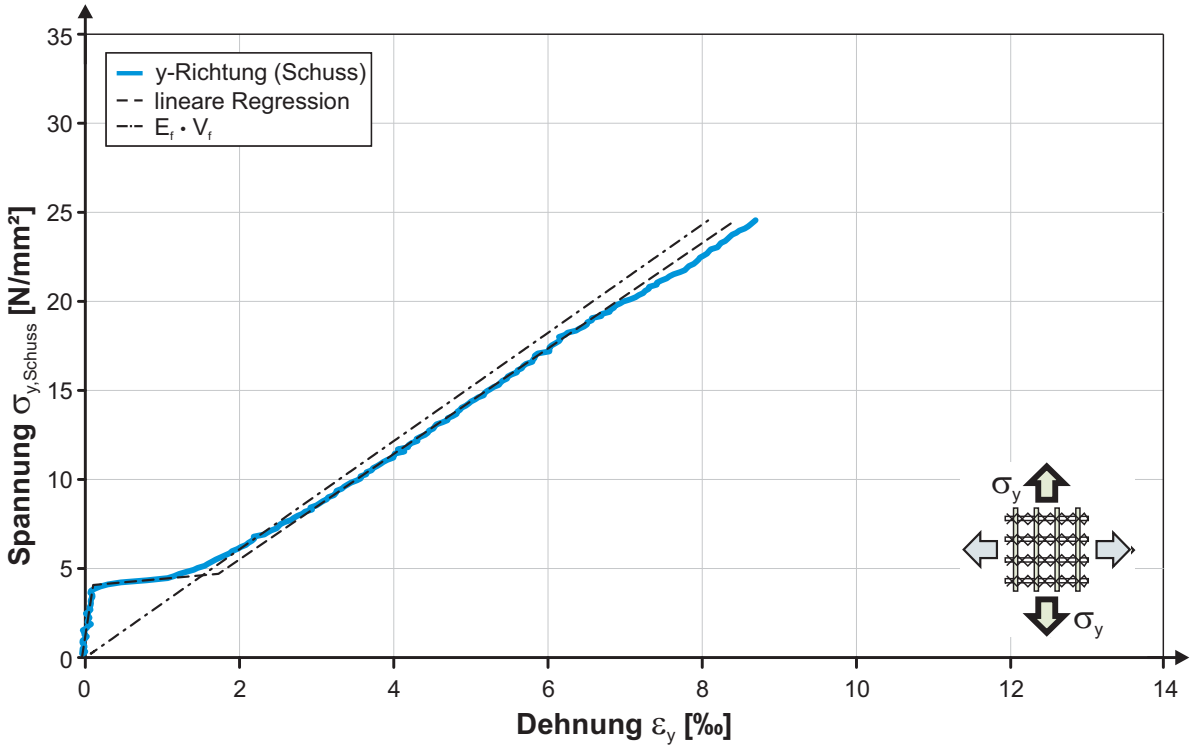


Bild B.240: B1-669-referenz: Spannungs-Dehnungs-Linie, y-Richtung (Schuss)

B1-670

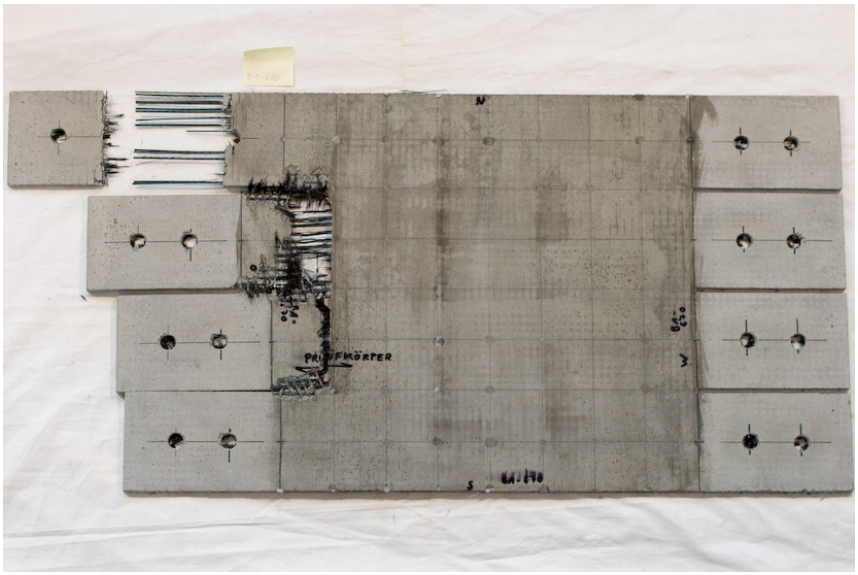


Bild B.241: Versuch B1-670: Bruchbild

Tabelle B.126: Versuch B1-670: Regressionsdaten

Allgemeine Angaben					
Spannungsverhältnis	α =	90 °			
Bewehrungsdrehwinkel	γ =	90 °			
Mittlere Plattendicke	d [mm] =	8,165			
Bruch:					
		x-Richtung		**y-Richtung**	
Bruchkraft	F [kN] =	0		94,3662	
Betonbruchspannung	σ_c [kN/mm^2] =	0		28,8935	
Faserbruchspannung	σ_f [kN/mm^2] =	0		1893	
Bruchdehnung	$\varepsilon_{c,versuch}$ [‰] =	-0,1034		8,4067	
Lineare Regression: Geradengleichungen					
Zustand I	m,n =	-	-	33,6685	0
Zustand IIa	m,n =	-	-	0,443	3,482
Zustand IIb	m,n =	-	-	3,5611	-1,6241
Lineare Regression: Punktliste					
P1	x,y =	0	0	0	0
P2	x,y =	0	0	0,1273	4,286
P3	x,y =	0	0	1,6601	4,965
P4	x,y =	0	0	8,3796	28,8935

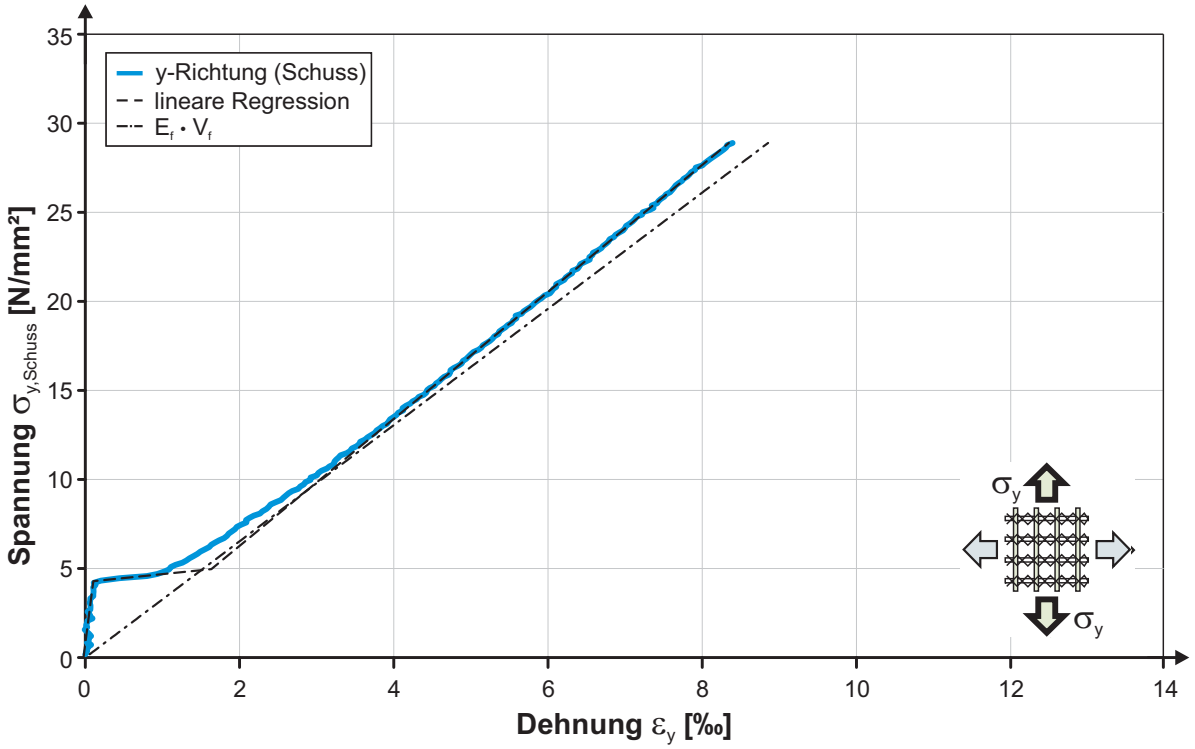


Bild B.242: B1-670: Spannungs-Dehnungs-Linie, y-Richtung (Schuss)

B1-670-referenz

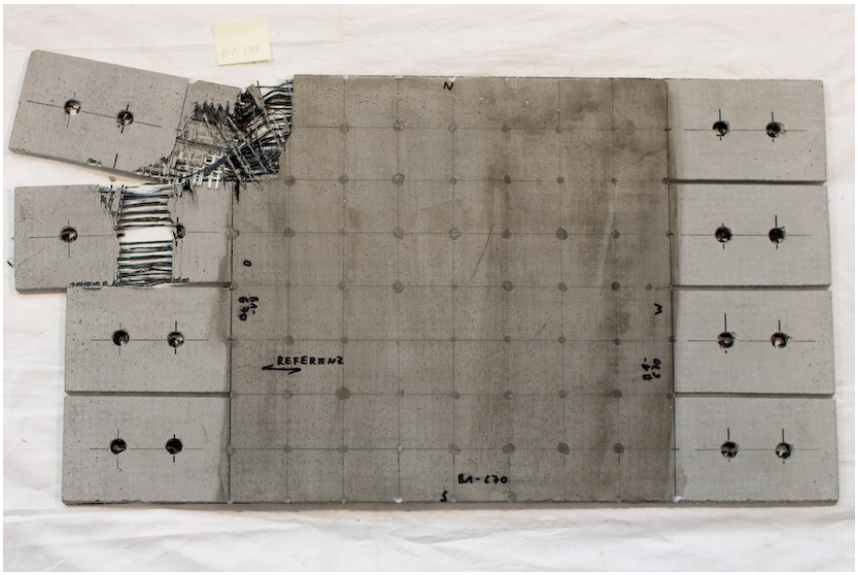


Bild B.243: Versuch B1-670-referenz: Bruchbild

Tabelle B.127: Versuch B1-670-referenz: Regressionsdaten

Allgemeine Angaben					
Spannungsverhältnis	α =	90°			
Bewehrungsdrehwinkel	γ =	90°			
Mittlere Plattendicke	d [mm] =	8,21			
Bruch:					
		x-Richtung		**y-Richtung**	
Bruchkraft	F [kN] =	0		93,9615	
Betonbruchspannung	σ_c [kN/mm^2] =	0		28,6119	
Faserbruchspannung	σ_f [kN/mm^2] =	0		1885	
Bruchdehnung	$\varepsilon_{c,versuch}$ [‰] =	-0,0318		8,4237	
Lineare Regression: Geradengleichungen					
Zustand I	m,n =	-	-	36,8952	0
Zustand IIa	m,n =	-	-	0,7554	2,5298
Zustand IIb	m,n =	-	-	3,4893	-2,334
Lineare Regression: Punktliste					
P1	x,y =	0	0	0	0
P2	x,y =	0	0	0,105	3,874
P3	x,y =	0	0	1,8141	5,165
P4	x,y =	0	0	8,5338	28,6119

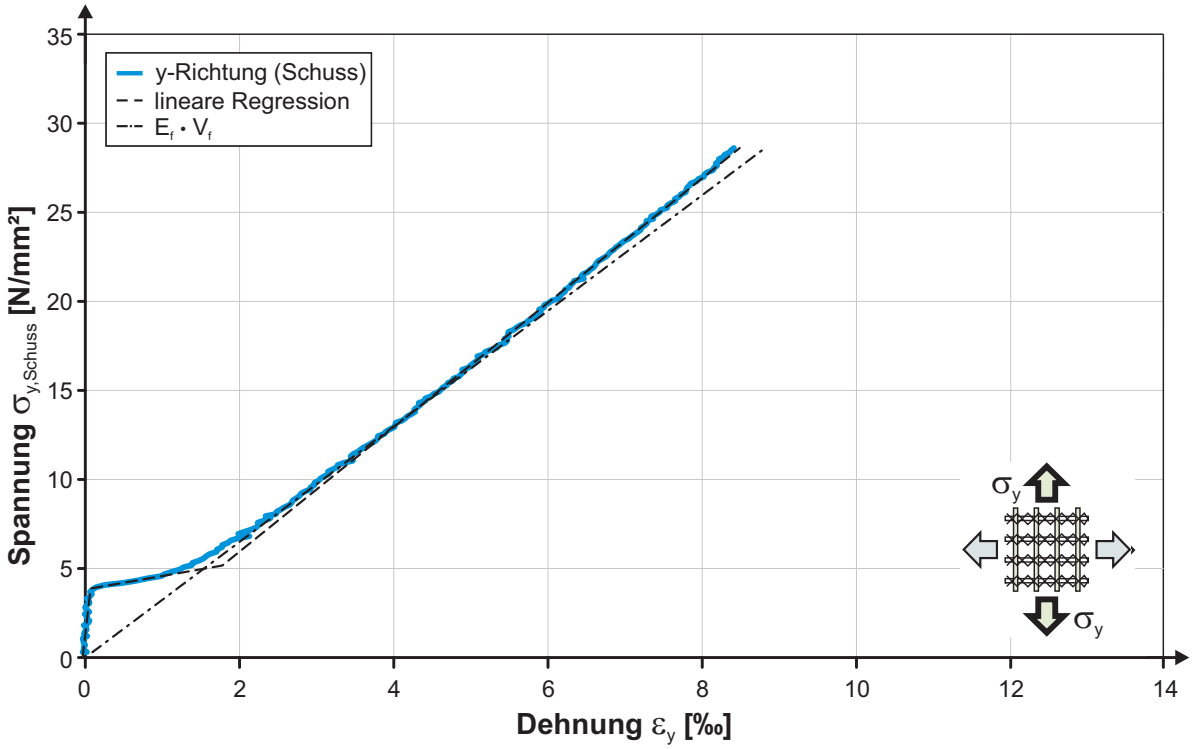


Bild B.244: B1-670-referenz: Spannungs-Dehnungs-Linie, y-Richtung (Schuss)

B1-671

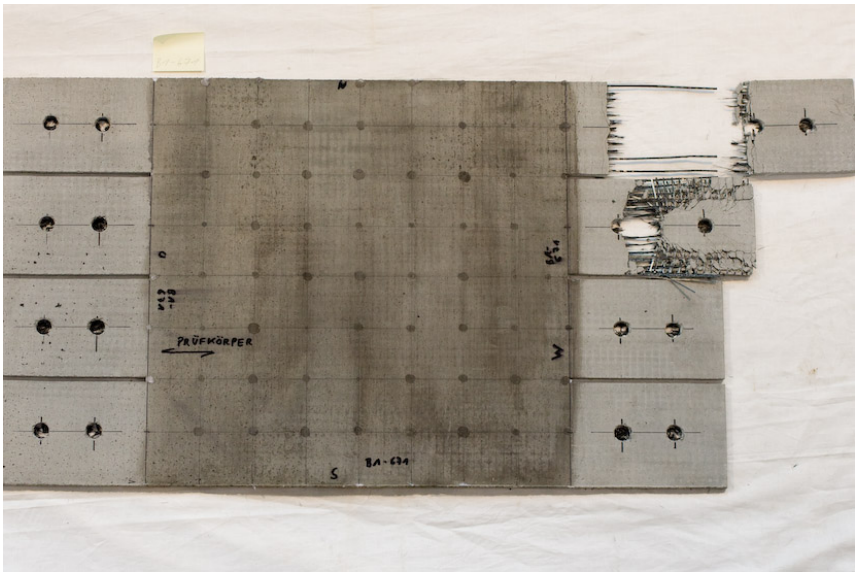


Bild B.245: Versuch B1-671: Bruchbild

Tabelle B.128: Versuch B1-671: Regressionsdaten

Allgemeine Angaben					
Spannungsverhältnis	α =	90 °			
Bewehrungsdrehwinkel	γ =	90 °			
Mittlere Plattendicke	d [mm] =	8,3725			
Bruch:					
		x-Richtung		**y-Richtung**	
Bruchkraft	F [kN] =	0		90,943	
Betonbruchspannung	σ_c [kN/mm^2] =	0		27,1553	
Faserbruchspannung	σ_f [kN/mm^2] =	0		1825	
Bruchdehnung	$\varepsilon_{c,versuch}$ [‰] =	-0,086		8,3502	
Lineare Regression: Geradengleichungen					
Zustand I	m,n =	-	-	25,2774	0
Zustand IIa	m,n =	-	-	0,4878	2,8756
Zustand IIb	m,n =	-	-	3,3319	-1,9792
Lineare Regression: Punktliste					
P1	x,y =	0	0	0	0
P2	x,y =	0	0	0,1622	4,1
P3	x,y =	0	0	1,7532	4,876
P4	x,y =	0	0	8,4399	27,1553

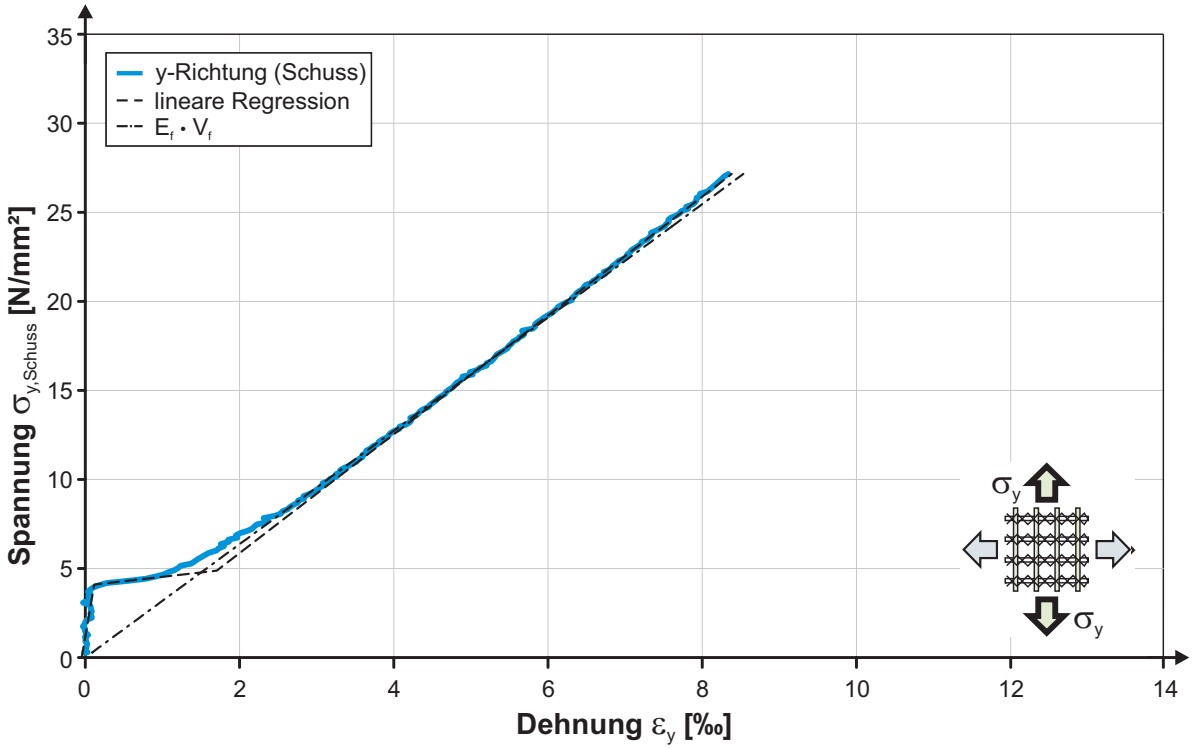


Bild B.246: B1-671: Spannungs-Dehnungs-Linie, y-Richtung (Schuss)

B1-671-referenz

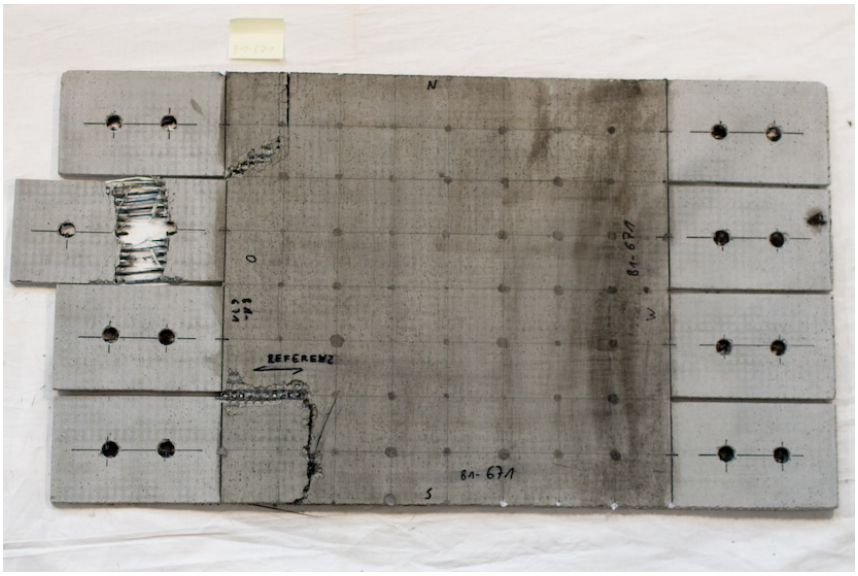


Bild B.247: Versuch B1-671-referenz: Bruchbild

Tabelle B.129: Versuch B1-671-referenz: Regressionsdaten

Allgemeine Angaben					
Spannungsverhältnis	α =	90 °			
Bewehrungsdrehwinkel	γ =	90 °			
Mittlere Plattendicke	d [mm] =	8,2475			
Bruch:					
		x-Richtung		**y-Richtung**	
Bruchkraft	F [kN] =	0		98,69	
Betonbruchspannung	σ_c [kN/mm^2] =	0		29,9151	
Faserbruchspannung	σ_f [kN/mm^2] =	0		1980	
Bruchdehnung	$\varepsilon_{c,versuch}$ [‰] =	0,0583		9,6746	
Lineare Regression: Geradengleichungen					
Zustand I	m,n =	-	-	31,679	0
Zustand IIa	m,n =	-	-	0,4113	4,6526
Zustand IIb	m,n =	-	-	3,4004	-1,1113
Lineare Regression: Punktliste					
P1	x,y =	0	0	0	0
P2	x,y =	0	0	0,1221	3,868
P3	x,y =	0	0	1,9017	4,6
P4	x,y =	0	0	9,3465	29,9151

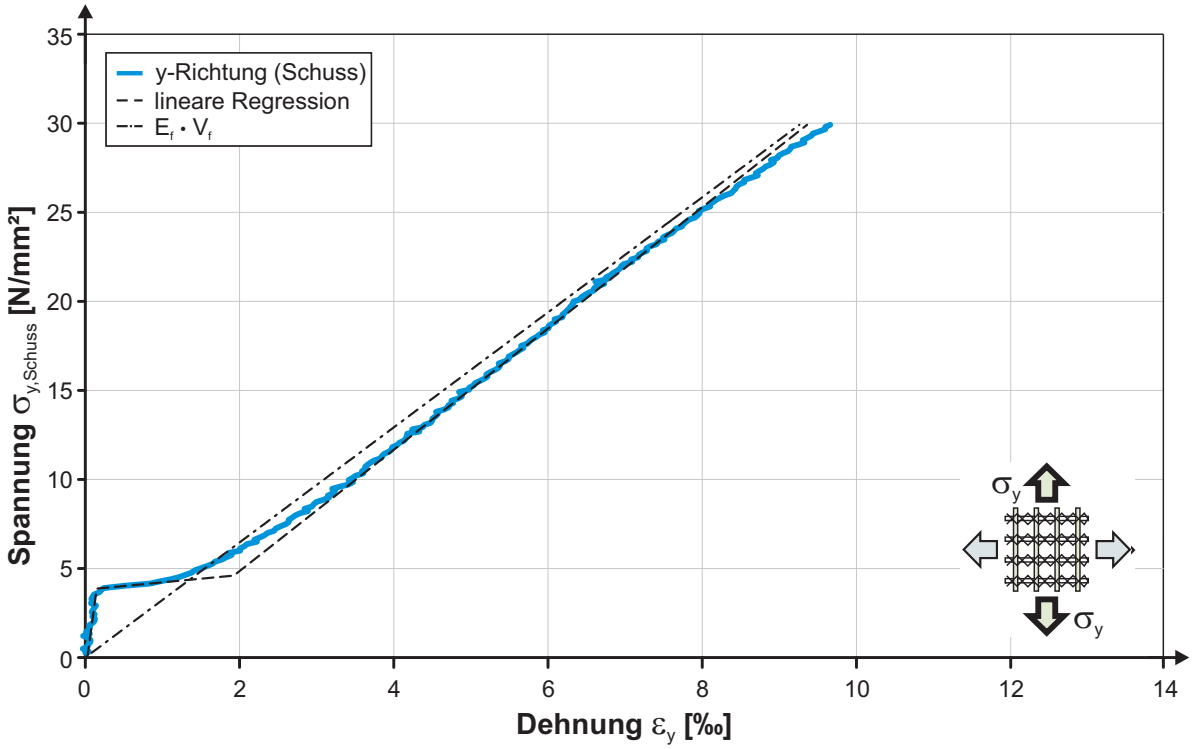


Bild B.248: B1-671-referenz: Spannungs-Dehnungs-Linie, y-Richtung (Schuss)

B1-672

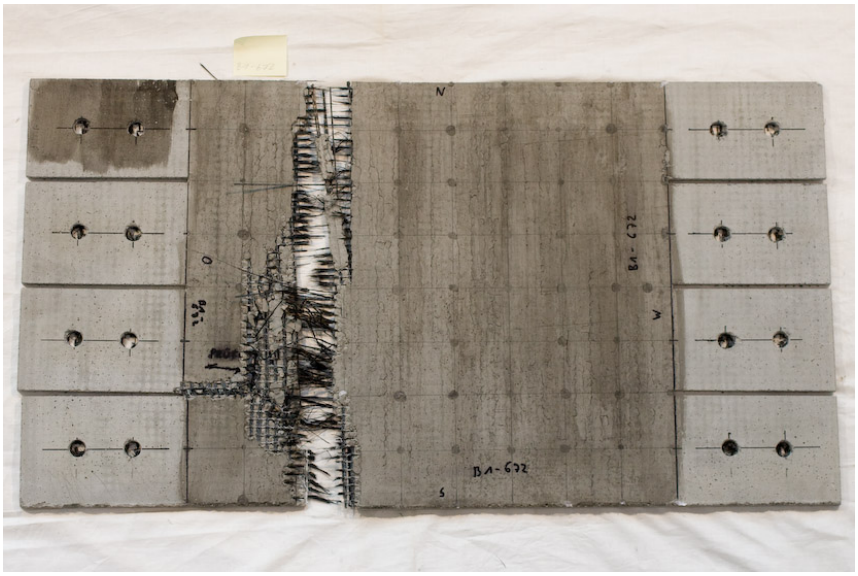


Bild B.249: Versuch B1-672: Bruchbild

Tabelle B.130: Versuch B1-672: Regressionsdaten

Allgemeine Angaben					
Spannungsverhältnis	α =	90 °			
Bewehrungsdrehwinkel	γ =	0 °			
Mittlere Plattendicke	d [mm] =	8,3525			
Bruch:					
		x-Richtung		**y-Richtung**	
Bruchkraft	F [kN] =	0		83,6651	
Betonbruchspannung	σ_c [kN/mm^2] =	0		25,0419	
Faserbruchspannung	σ_f [kN/mm^2] =	0		1679	
Bruchdehnung	$\varepsilon_{c,versuch}$ [‰] =	0,0016		11,4672	
Lineare Regression: Geradengleichungen					
Zustand I	m,n =	-	-	36,8893	0
Zustand IIa	m,n =	-	-	0,175	3,1855
Zustand IIb	m,n =	-	-	2,65	-5,9568
Lineare Regression: Punktliste					
P1	x,y =	0	0	0	0
P2	x,y =	0	0	0,1006	3,7127
P3	x,y =	0	0	3,7077	4,344
P4	x,y =	0	0	11,5182	25,0419

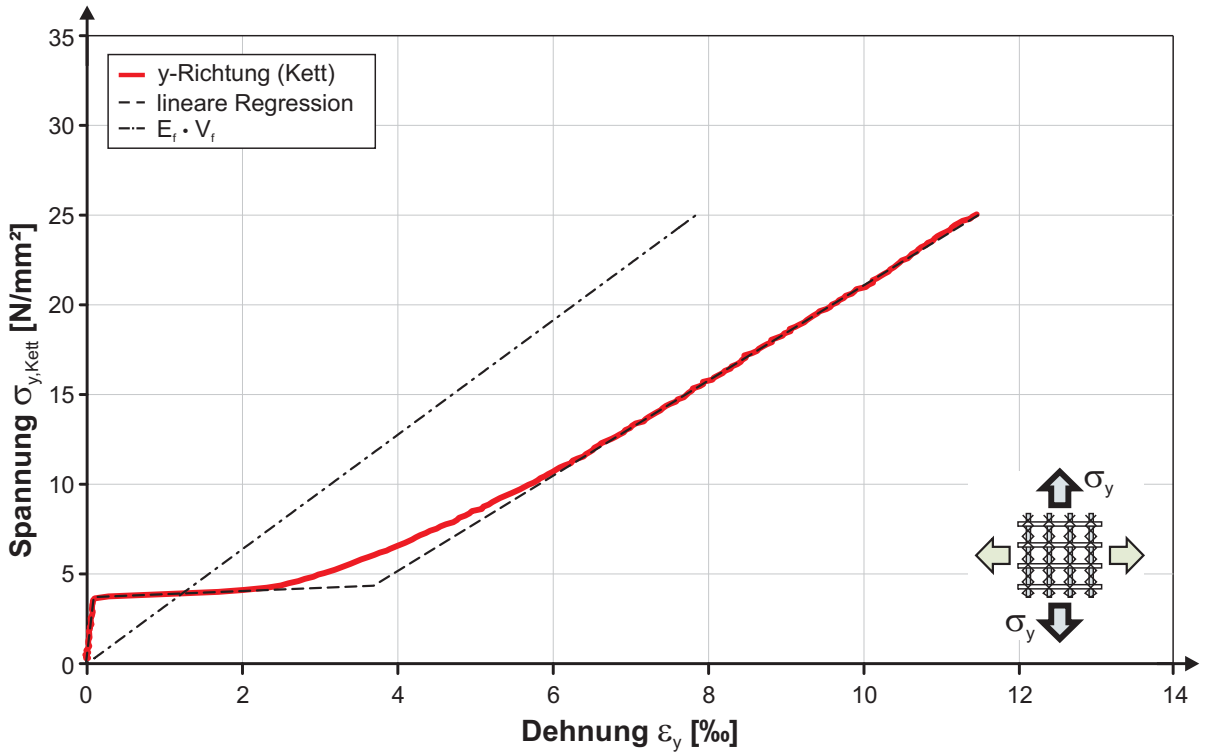


Bild B.250: B1-672: Spannungs-Dehnungs-Linie, y-Richtung (Kette)

B1-672-referenz

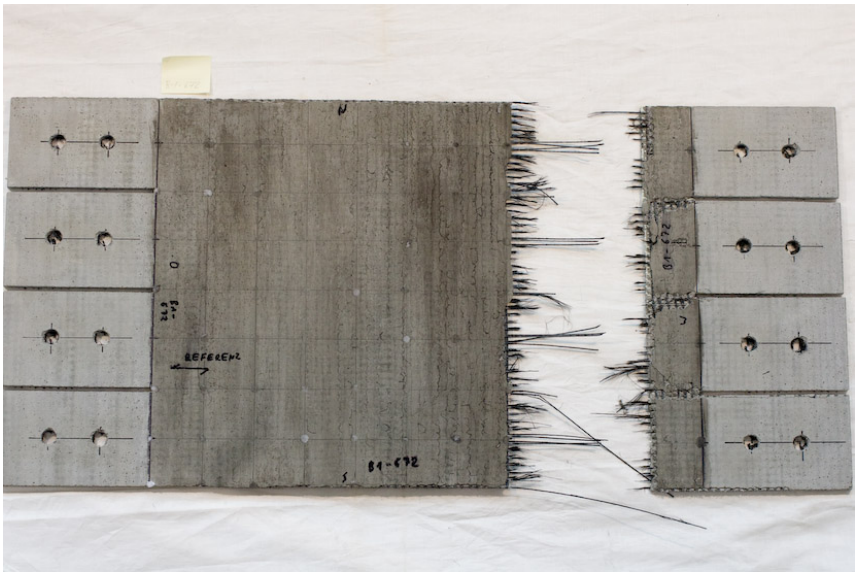


Bild B.251: Versuch B1-672-referenz: Bruchbild

Tabelle B.131: Versuch B1-672-referenz: Regressionsdaten

Allgemeine Angaben					
Spannungsverhältnis	α =	90 °			
Bewehrungsdrehwinkel	γ =	0 °			
Mittlere Plattendicke	d [mm] =	7,8775			
Bruch:					
		x-Richtung		**y-Richtung**	
Bruchkraft	F [kN] =	0		89,1787	
Betonbruchspannung	σ_c [kN/mm^2] =	0		28,3017	
Faserbruchspannung	σ_f [kN/mm^2] =	0		1789	
Bruchdehnung	$\varepsilon_{c,versuch}$ [‰] =	0,1544		11,8578	
Lineare Regression: Geradengleichungen					
Zustand I	m,n =	-	-	29,7587	0
Zustand IIa	m,n =	-	-	0,1122	3,445
Zustand IIb	m,n =	-	-	2,9377	-7,261
Lineare Regression: Punktliste					
P1	x,y =	0	0	0	0
P2	x,y =	0	0	0,1383	4,1145
P3	x,y =	0	0	3,8111	4,5268
P4	x,y =	0	0	11,9041	28,3017

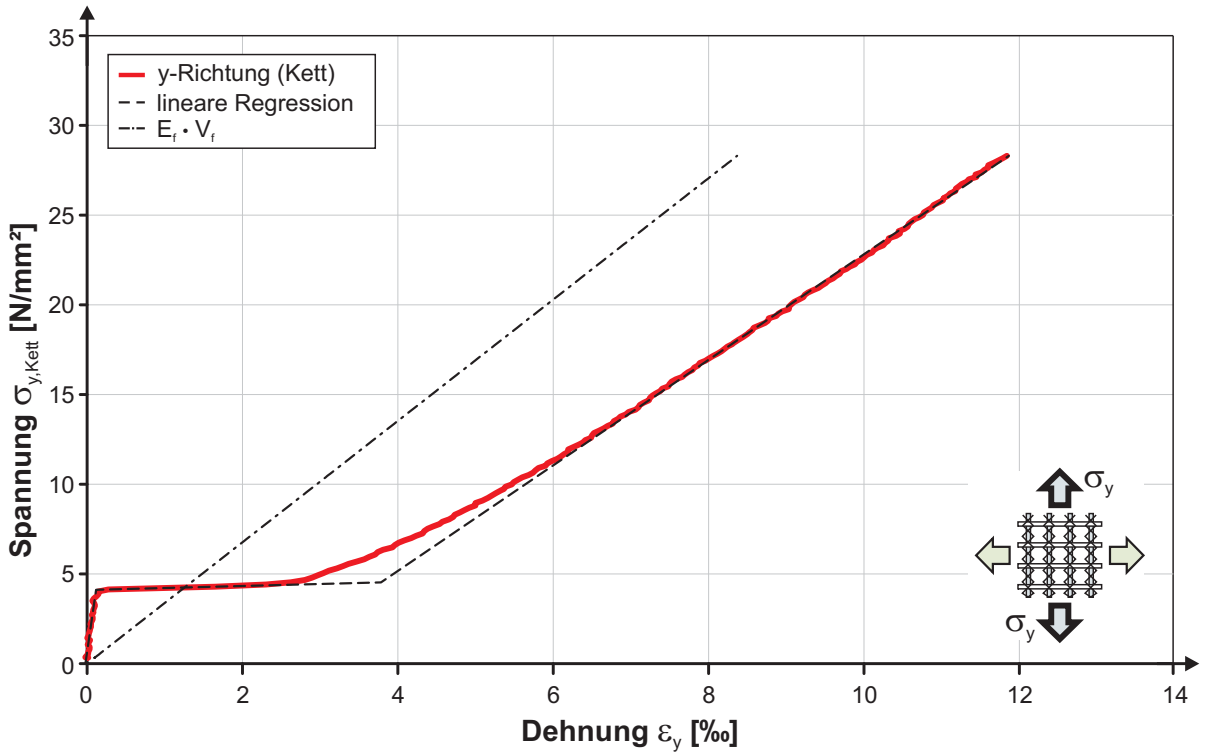


Bild B.252: B1-672-referenz: Spannungs-Dehnungs-Linie, y-Richtung (Kette)

B1-673

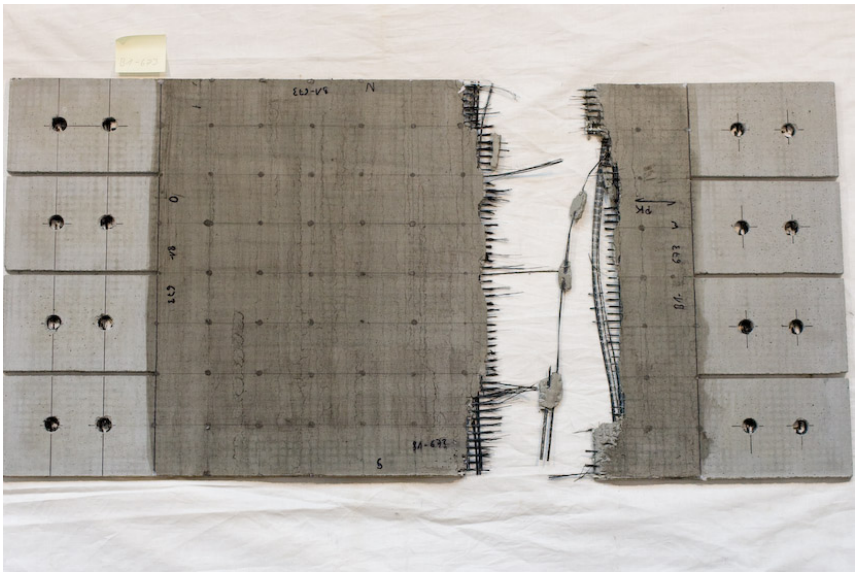


Bild B.253: Versuch B1-673: Bruchbild

Tabelle B.132: Versuch B1-673: Regressionsdaten

Allgemeine Angaben					
Spannungsverhältnis	α =	90 °			
Bewehrungsdrehwinkel	γ =	0 °			
Mittlere Plattendicke	d [mm] =	8,1275			
Bruch:					
		x-Richtung		**y-Richtung**	
Bruchkraft	F [kN] =	0		58,2405	
Betonbruchspannung	σ_c [kN/mm^2] =	0		17,9146	
Faserbruchspannung	σ_f [kN/mm^2] =	0		1168	
Bruchdehnung	$\varepsilon_{c,versuch}$ [‰] =	0,0109		9,1036	
Lineare Regression: Geradengleichungen					
Zustand I	m,n =	-	-	34,8317	0
Zustand IIa	m,n =	-	-	0,1376	3,4555
Zustand IIb	m,n =	-	-	2,2931	-3,2308
Lineare Regression: Punktliste					
P1	x,y =	0	0	0	0
P2	x,y =	0	0	0,1103	3,8419
P3	x,y =	0	0	3,1127	4,255
P4	x,y =	0	0	9,0697	17,9146

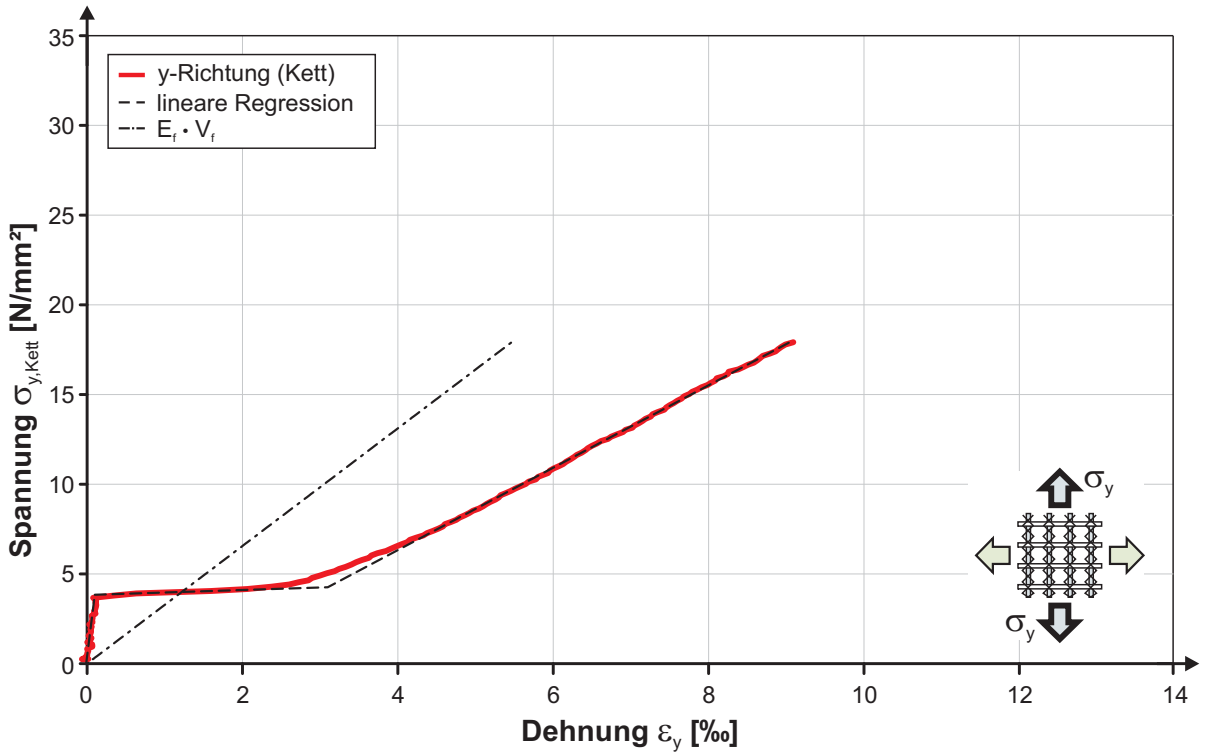


Bild B.254: B1-673: Spannungs-Dehnungs-Linie, y-Richtung (Kette)

B1-673-referenz

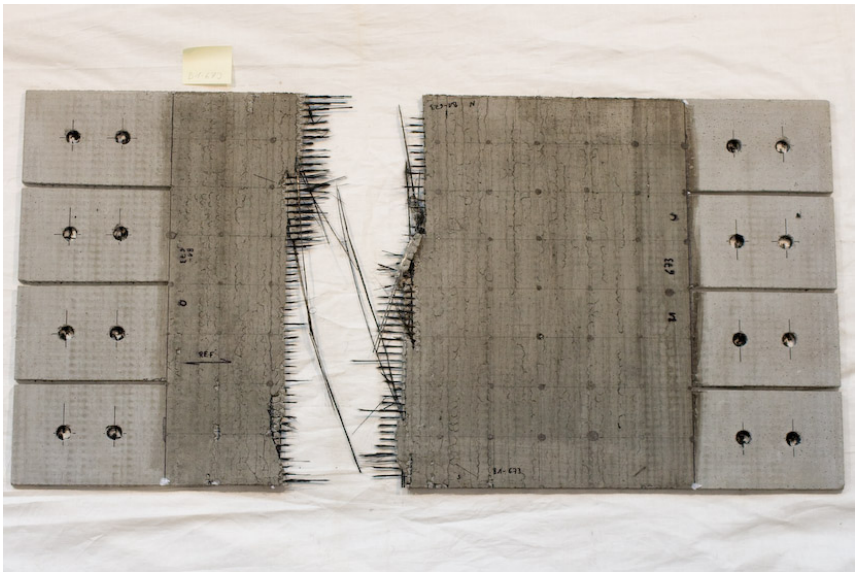


Bild B.255: Versuch B1-673-referenz: Bruchbild

Tabelle B.133: Versuch B1-673-referenz: Regressionsdaten

Allgemeine Angaben					
Spannungsverhältnis	α =	90 °			
Bewehrungsdrehwinkel	γ =	0 °			
Mittlere Plattendicke	d [mm] =	7,955			
Bruch:					
		x-Richtung		**y-Richtung**	
Bruchkraft	F [kN] =	0		80,0391	
Betonbruchspannung	σ_c [kN/mm^2] =	0		25,1537	
Faserbruchspannung	σ_f [kN/mm^2] =	0		1606	
Bruchdehnung	$\varepsilon_{c,versuch}$ [‰] =	-53,3866		11,1287	
Lineare Regression: Geradengleichungen					
Zustand I	m,n =	-	-	33,1509	0
Zustand IIa	m,n =	-	-	0,208	1,5944
Zustand IIb	m,n =	-	-	2,6626	-5,6918
Lineare Regression: Punktliste					
P1	x,y =	0	0	0	0
P2	x,y =	0	0	0,1084	3,5936
P3	x,y =	0	0	3,0284	4,201
P4	x,y =	0	0	10,8977	25,1537

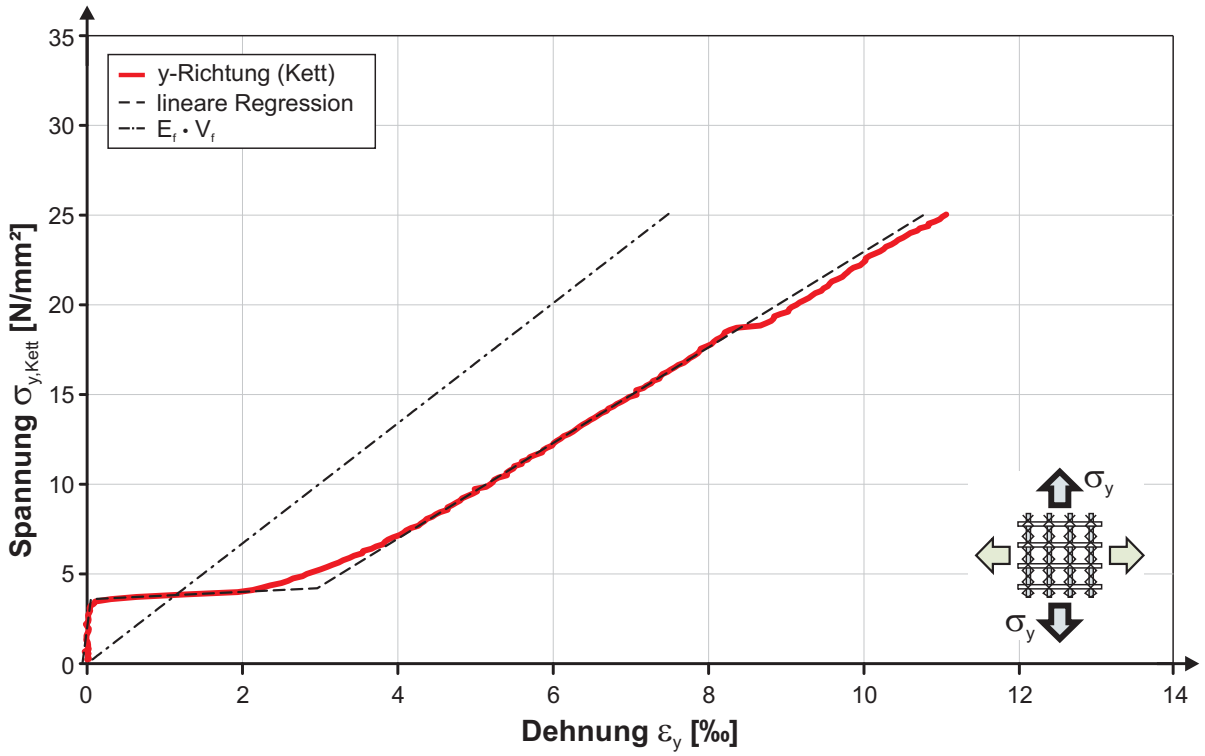


Bild B.256: B1-673-referenz: Spannungs-Dehnungs-Linie, y-Richtung (Kette)

B1-674

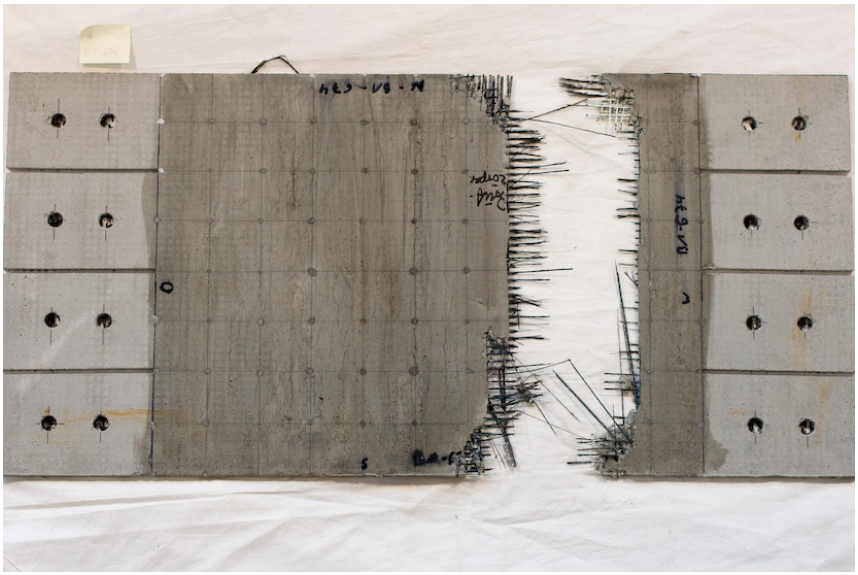


Bild B.257: Versuch B1-674: Bruchbild

Tabelle B.134: Versuch B1-674: Regressionsdaten

Allgemeine Angaben					
Spannungsverhältnis	α =	90 °			
Bewehrungsdrehwinkel	γ =	0 °			
Mittlere Plattendicke	d [mm] =	8,0825			
Bruch:					
		x-Richtung		**y-Richtung**	
Bruchkraft	F [kN] =	0		69,5506	
Betonbruchspannung	σ_c [kN/mm^2] =	0		21,5127	
Faserbruchspannung	σ_f [kN/mm^2] =	0		1395	
Bruchdehnung	$\varepsilon_{c,versuch}$ [‰] =	-0,006		10,5103	
Lineare Regression: Geradengleichungen					
Zustand I	m,n =	-	-	27,2789	0
Zustand IIa	m,n =	-	-	0,1588	4,6348
Zustand IIb	m,n =	-	-	2,4564	-3,4019
Lineare Regression: Punktliste					
P1	x,y =	0	0	0	0
P2	x,y =	0	0	0,1646	4,4901
P3	x,y =	0	0	3,4916	5,0186
P4	x,y =	0	0	10,2063	21,5127

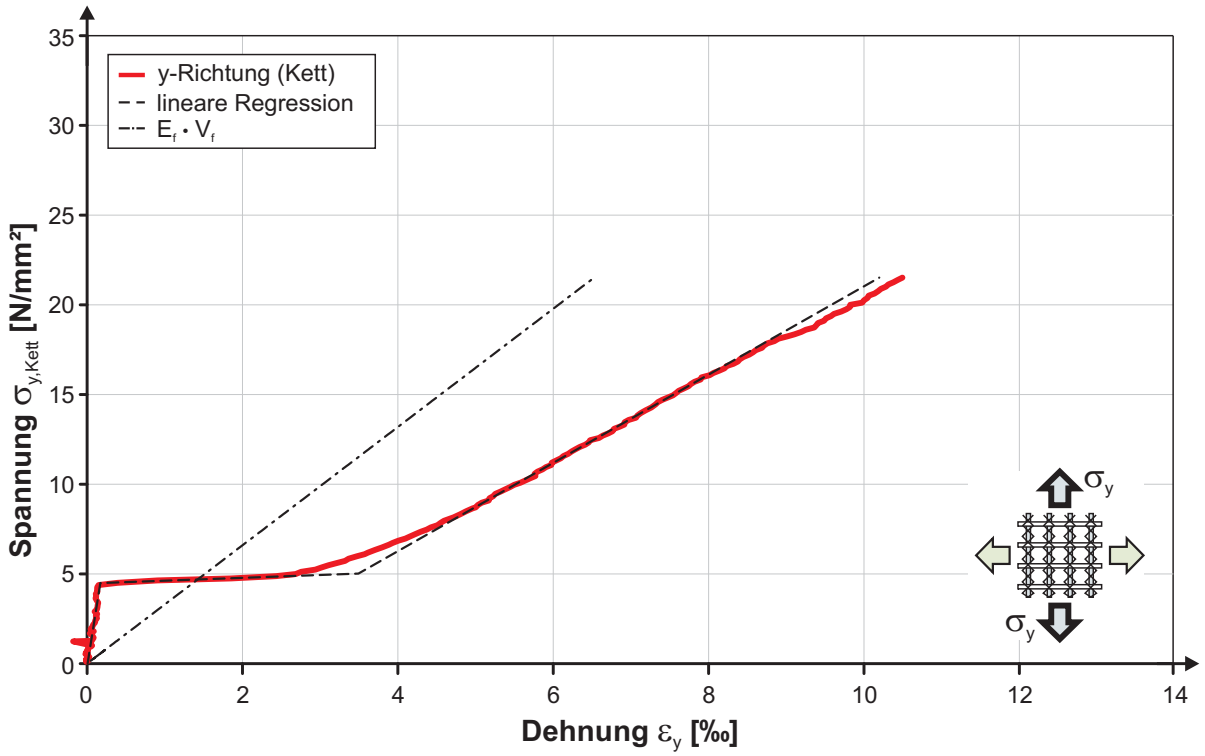


Bild B.258: B1-674: Spannungs-Dehnungs-Linie, y-Richtung (Kette)

B1-674-referenz

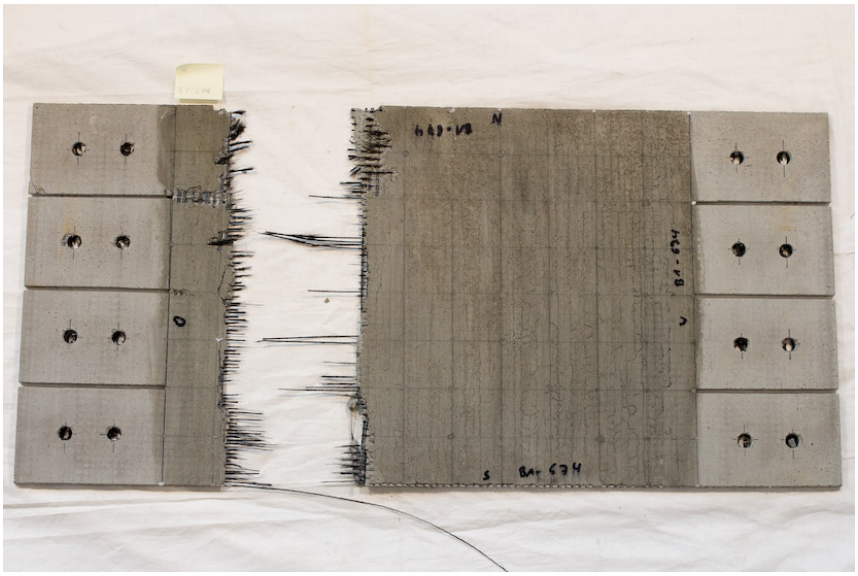


Bild B.259: Versuch B1-674-referenz: Bruchbild

Tabelle B.135: Versuch B1-674-referenz: Regressionsdaten

Allgemeine Angaben					
Spannungsverhältnis	α =	90 °			
Bewehrungsdrehwinkel	γ =	0 °			
Mittlere Plattendicke	d [mm] =	8,315			
Bruch:					
		x-Richtung		**y-Richtung**	
Bruchkraft	F [kN] =	0		69,3195	
Betonbruchspannung	σ_c [kN/mm^2] =	0		20,8417	
Faserbruchspannung	σ_f [kN/mm^2] =	0		1391	
Bruchdehnung	$\varepsilon_{c,versuch}$ [‰] =	0,0631		-292,9947	
Lineare Regression: Geradengleichungen					
Zustand I	m,n =	-	-	38,8216	0
Zustand IIa	m,n =	-	-	0,1536	4,4399
Zustand IIb	m,n =	-	-	2,3916	-2,3188
Lineare Regression: Punktliste					
P1	x,y =	0	0	0	0
P2	x,y =	0	0	0,1137	4,4125
P3	x,y =	0	0	3,0188	4,8586
P4	x,y =	0	0	9,7019	20,8417

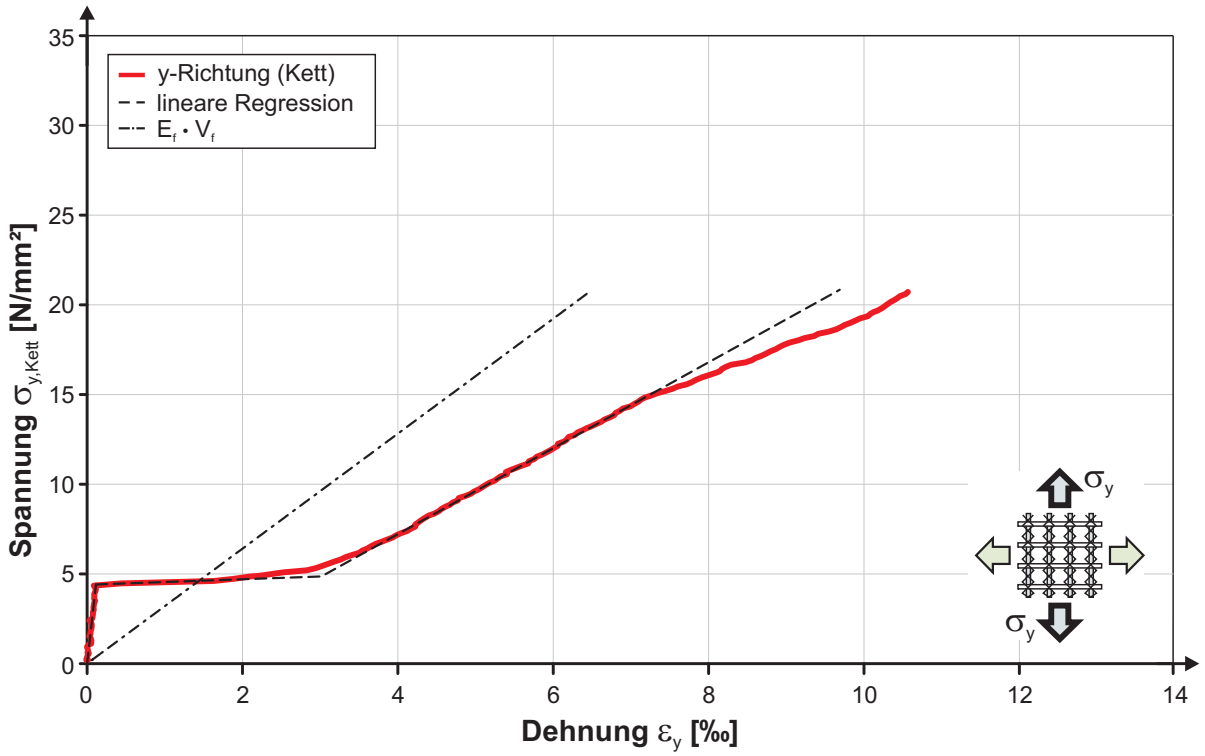


Bild B.260: B1-674-referenz: Spannungs-Dehnungs-Linie, y-Richtung (Kette)

B.7 Serie 9

B.7.1 Allgemeine Informationen

B.7.2 Versuchsprogramm

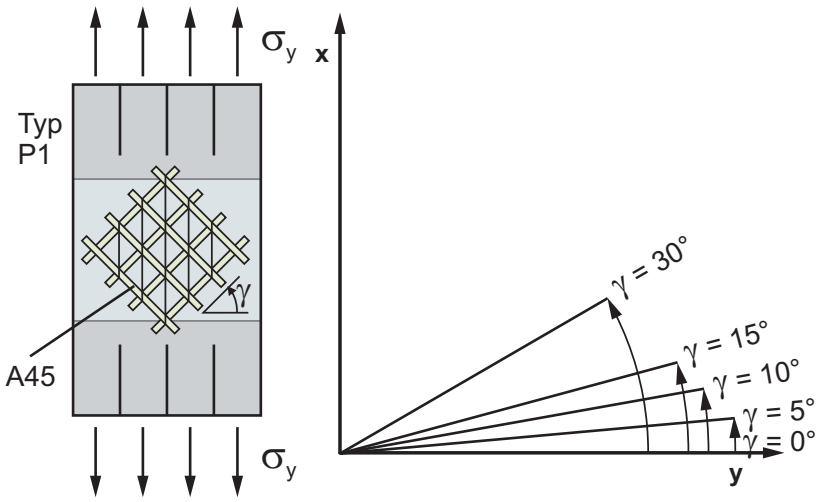


Bild B.261: Serie 9: Probengeometrie und Belastungspfade

Tabelle B.136: Serie 9: Einfluss gedrehter Bewehrung auf das einaxiale Spannungs-Dehnungs-Verhalten von Textilbeton mit AR-Glas-Bewehrung, Bewehrungstyp: A45

Proben-Nr.	Bewehrungsdrehwinkel γ [°]	Traglast [kN]
B1-718	0 °	32,464
B1-719	0 °	30,980
B1-720	5 °	29,073
B1-721	5 °	31,766
B1-722	10 °	31,690
B1-723	10 °	31,331
B1-724	15 °	30,886
B1-725	15 °	25,223
B1-726	30 °	26,245
B1-727	30 °	27,028

B.7.3 Einzelversuche B1-718 bis B1-727

B1-718

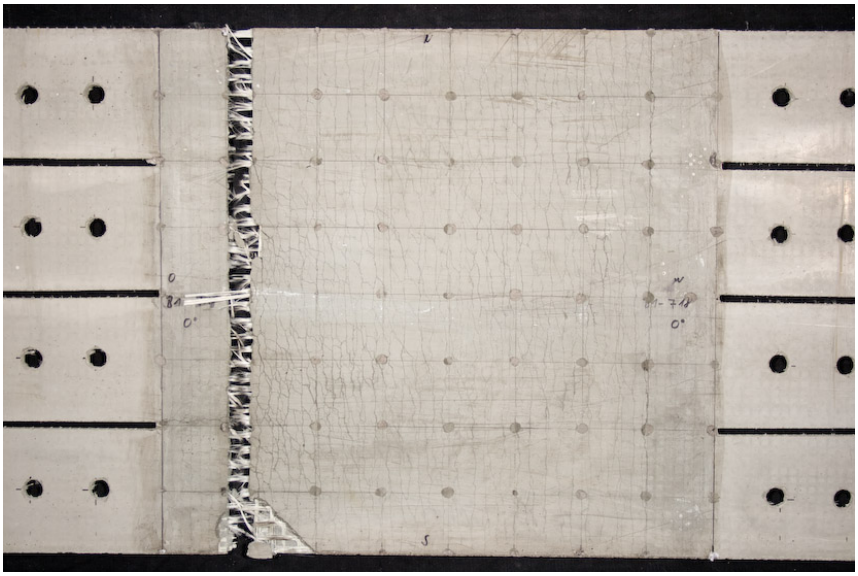


Bild B.262: Versuch B1-718: Bruchbild

Tabelle B.137: Versuch B1-718: Regressionsdaten

Allgemeine Angaben					
Spannungsverhältnis	α =	0 °			
Bewehrungsdrehwinkel	γ =	0 °			
Mittlere Plattendicke	d [mm] =	8,2875			
Bruch:					
		x-Richtung		**y-Richtung**	
Bruchkraft	F [kN] =	0		32,464	
Betonbruchspannung	σ_c [kN/mm^2] =	0		9,7931	
Faserbruchspannung	σ_f [kN/mm^2] =	0		943	
Bruchdehnung	$\varepsilon_{c,versuch}$ [‰] =	0,2052		12,1125	
Lineare Regression: Geradengleichungen					
Zustand I	m,n =	-	-	23,8589	0
Zustand IIa	m,n =	-	-	0,2551	2,2968
Zustand IIb	m,n =	-	-	0,6486	1,0185
Lineare Regression: Punktliste					
P1	x,y =	0	0	0	0
P2	x,y =	0	0	0,1323	3,1571
P3	x,y =	0	0	3,2839	3,961
P4	x,y =	0	0	12,2763	9,7931

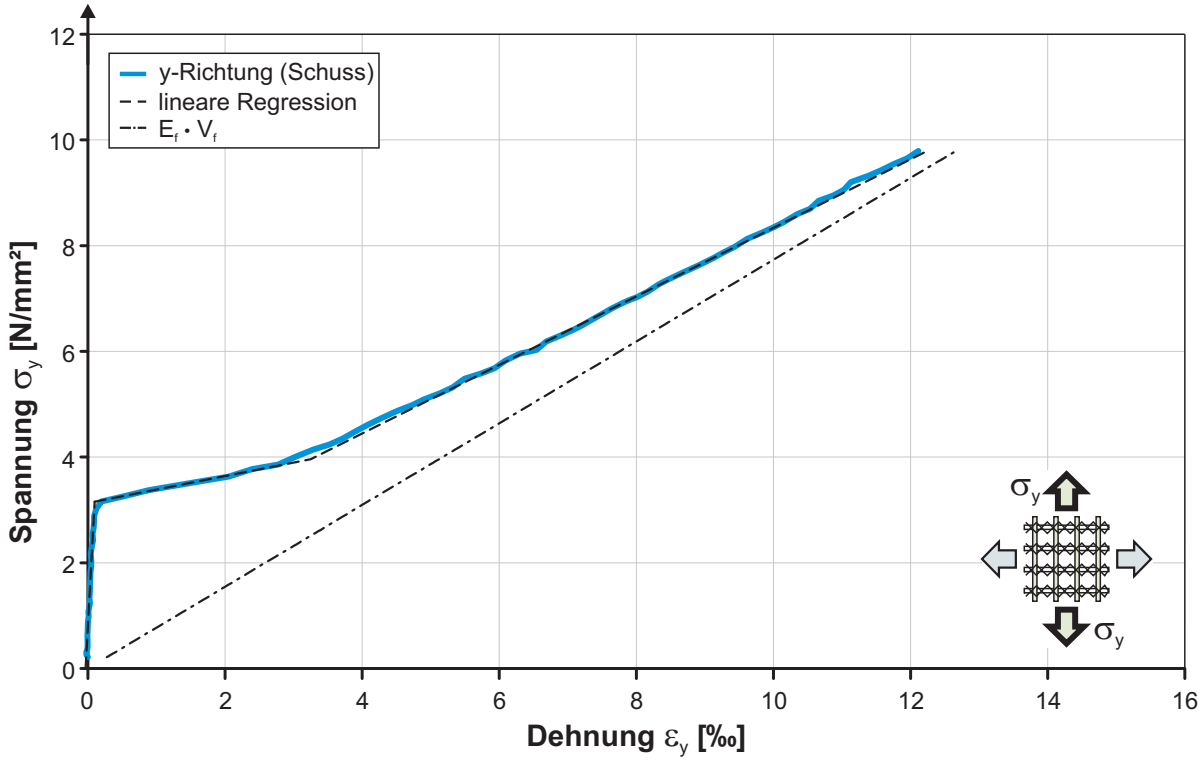


Bild B.263: B1-718: Spannungs-Dehnungs-Linie, y-Richtung (Kette)

B1-719

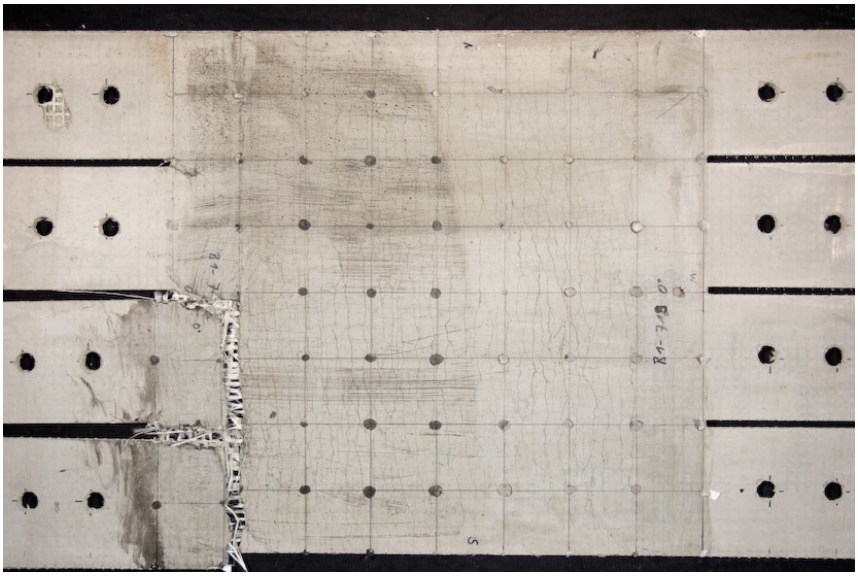


Bild B.264: Versuch B1-719: Bruchbild

Tabelle B.138: Versuch B1-719: Regressionsdaten

Allgemeine Angaben					
Spannungsverhältnis	α =	0 °			
Bewehrungsdrehwinkel	γ =	0 °			
Mittlere Plattendicke	d [mm] =	8,6475			
Bruch:					
		x-Richtung		**y-Richtung**	
Bruchkraft	F [kN] =	0		30,98	
Betonbruchspannung	σ_c [kN/mm^2] =	0		8,9563	
Faserbruchspannung	σ_f [kN/mm^2] =	0		899	
Bruchdehnung	$\varepsilon_{c,versuch}$ [‰] =	0,1463		11,8632	
Lineare Regression: Geradengleichungen					
Zustand I	m,n =	-	-	27,221	0
Zustand IIa	m,n =	-	-	0,3556	2,9767
Zustand IIb	m,n =	-	-	0,6237	1,5997
Lineare Regression: Punktliste					
P1	x,y =	0	0	0	0
P2	x,y =	0	0	0,1082	2,9457
P3	x,y =	0	0	5,1341	4,733
P4	x,y =	0	0	11,9058	8,9563

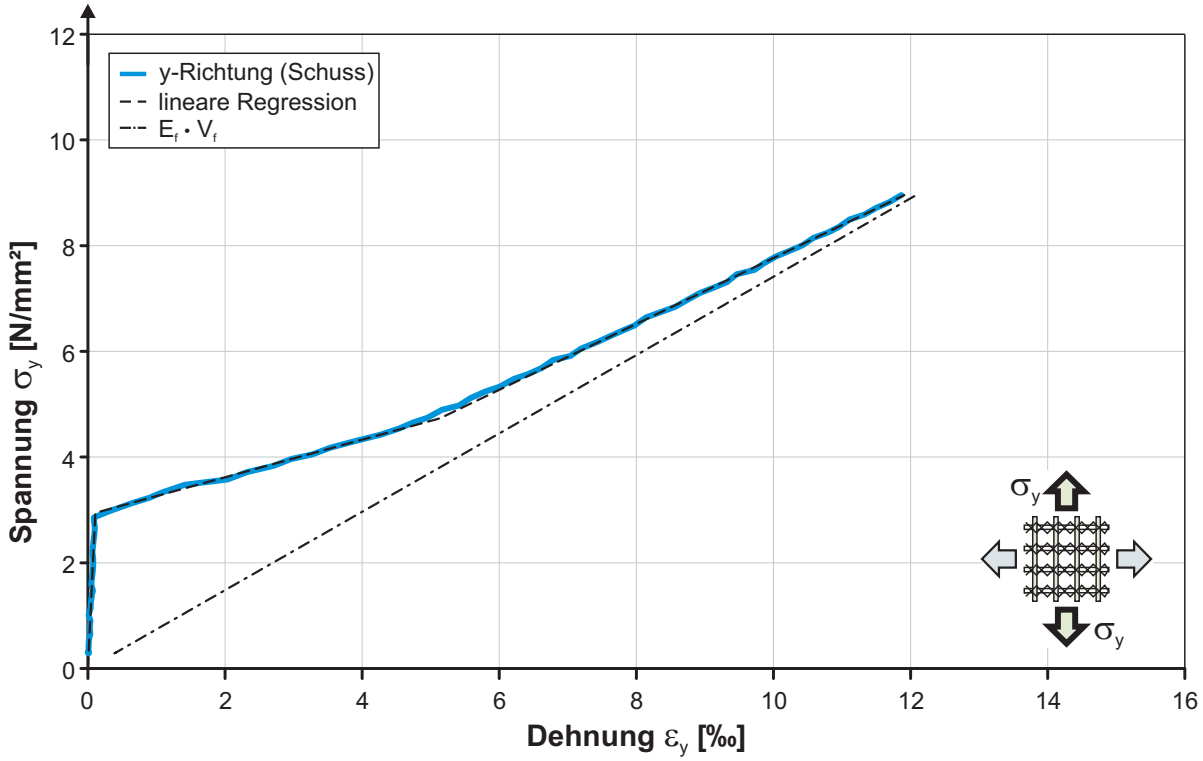


Bild B.265: B1-719: Spannungs-Dehnungs-Linie, y-Richtung (Kette)

B1-720

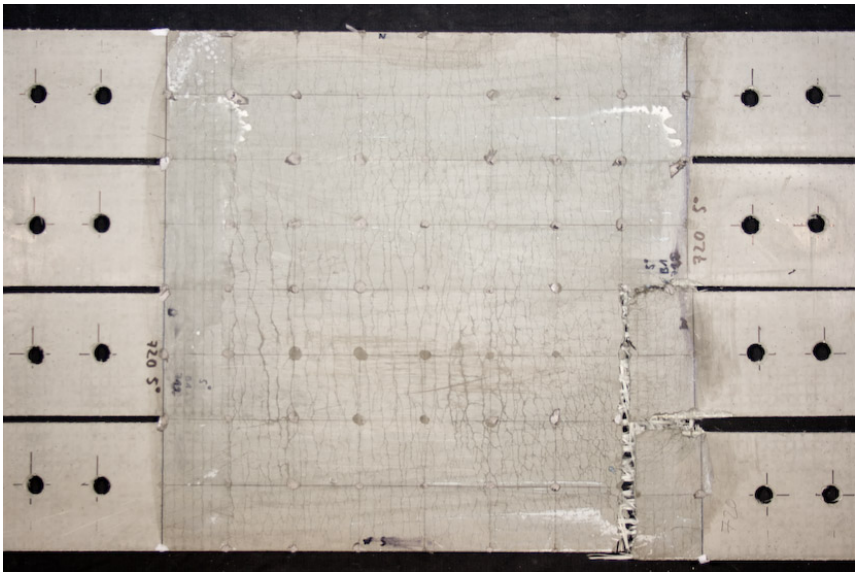


Bild B.266: Versuch B1-720: Bruchbild

Tabelle B.139: Versuch B1-720: Regressionsdaten

Allgemeine Angaben					
Spannungsverhältnis	α =	0 °			
Bewehrungsdrehwinkel	γ =	5 °			
Mittlere Plattendicke	d [mm] =	7,9875			
Bruch:					
		x-Richtung		**y-Richtung**	
Bruchkraft	F [kN] =	0		29,0725	
Betonbruchspannung	σ_c [kN/mm^2] =	0		9,0994	
Faserbruchspannung	σ_f [kN/mm^2] =	0		844	
Bruchdehnung	$\varepsilon_{c,versuch}$ [‰] =	0,2655		9,4582	
Lineare Regression: Geradengleichungen					
Zustand I	m,n =	-	-	33,8398	0
Zustand IIa	m,n =	-	-	0,2101	3,285
Zustand IIb	m,n =	-	-	0,6747	1,871
Lineare Regression: Punktliste					
P1	x,y =	0	0	0	0
P2	x,y =	0	0	0,1207	4,0857
P3	x,y =	0	0	3,0662	4,7045
P4	x,y =	0	0	9,58	9,0994

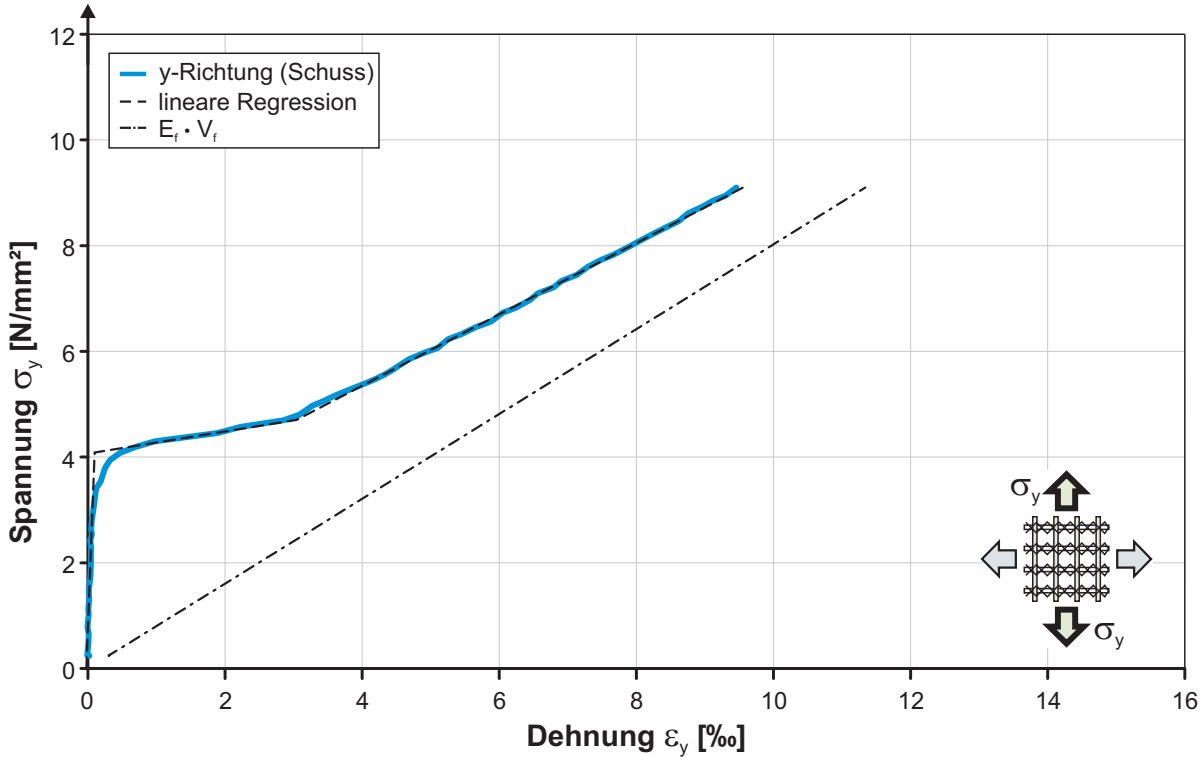


Bild B.267: B1-720: Spannungs-Dehnungs-Linie, y-Richtung (Kette)

B1-721

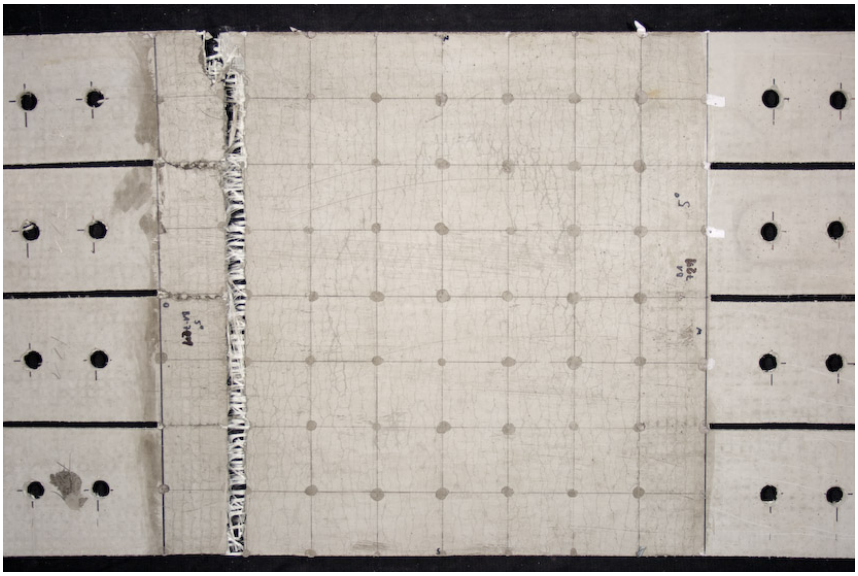


Bild B.268: Versuch B1-721: Bruchbild

Tabelle B.140: Versuch B1-721: Regressionsdaten

Allgemeine Angaben					
Spannungsverhältnis	α =	0 °			
Bewehrungsdrehwinkel	γ =	5 °			
Mittlere Plattendicke	d [mm] =	8,0925			
Bruch:					
		x-Richtung		**y-Richtung**	
Bruchkraft	F [kN] =	0		31,7655	
Betonbruchspannung	σ_c [kN/mm^2] =	0		9,8133	
Faserbruchspannung	σ_f [kN/mm^2] =	0		922	
Bruchdehnung	$\varepsilon_{c,versuch}$ [‰] =	0,4424		12,2281	
Lineare Regression: Geradengleichungen					
Zustand I	m,n =	-	-	26,8136	0
Zustand IIa	m,n =	-	-	0,2145	2,6863
Zustand IIb	m,n =	-	-	0,6773	0,7213
Lineare Regression: Punktliste					
P1	x,y =	0	0	0	0
P2	x,y =	0	0	0,1309	3,5094
P3	x,y =	0	0	4,2751	4,3982
P4	x,y =	0	0	12,2696	9,8133

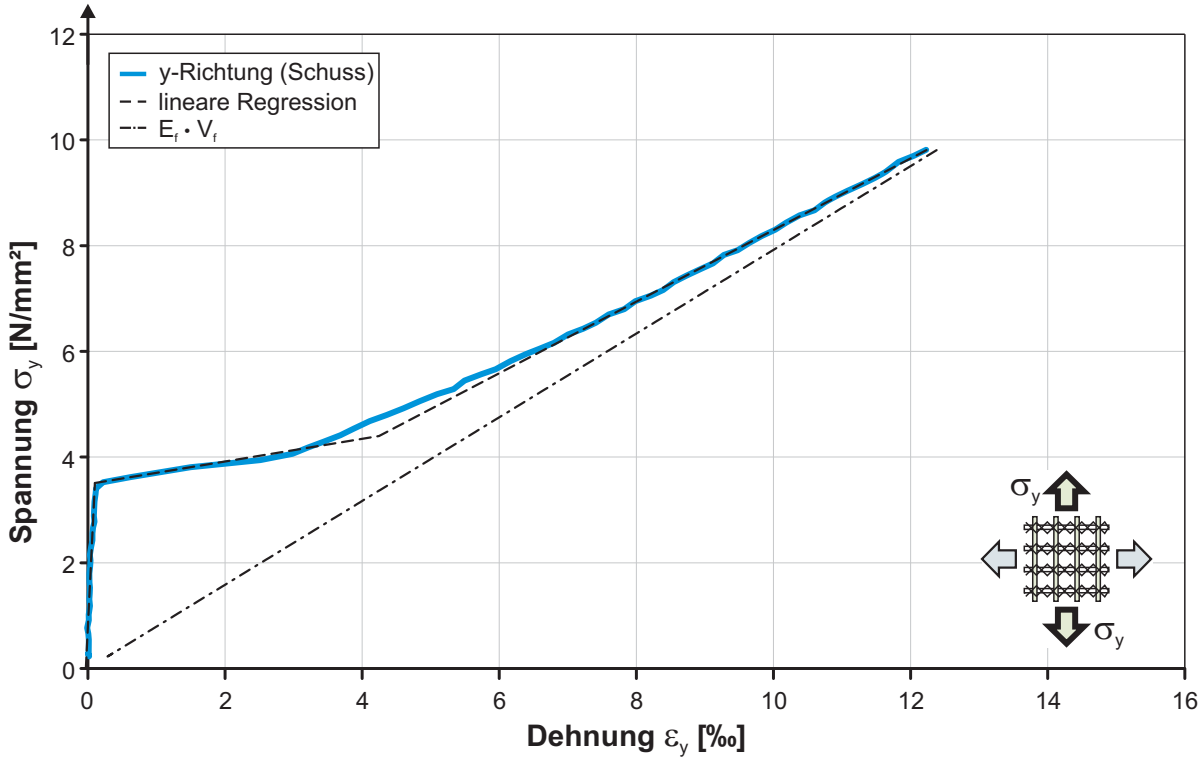


Bild B.269: B1-721: Spannungs-Dehnungs-Linie, y-Richtung (Kette)

B1-722

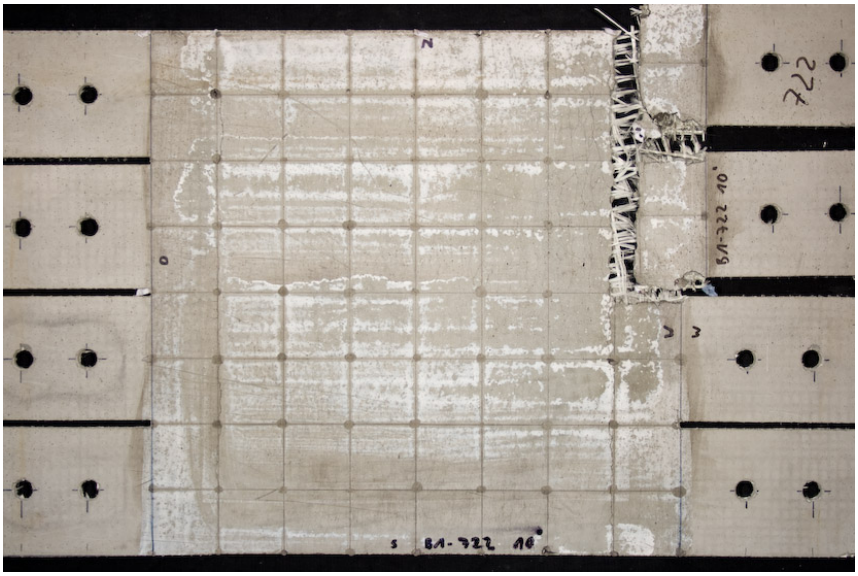


Bild B.270: Versuch B1-722: Bruchbild

Tabelle B.141: Versuch B1-722: Regressionsdaten

Allgemeine Angaben					
Spannungsverhältnis	α =	0°			
Bewehrungsdrehwinkel	γ =	10°			
Mittlere Plattendicke	d [mm] =	8,18			
Bruch:					
			x-Richtung	**y-Richtung**	
Bruchkraft	F [kN] =		0	31,6895	
Betonbruchspannung	σ_c [kN/mm^2] =		0	9,6851	
Faserbruchspannung	σ_f [kN/mm^2] =		0	920	
Bruchdehnung	$\varepsilon_{c,versuch}$ [‰] =		0,2822	11,8924	
Lineare Regression: Geradengleichungen					
Zustand I	m,n =	-	-	30,6719	0
Zustand IIa	m,n =	-	-	0,124	2,3858
Zustand IIb	m,n =	-	-	0,6482	0,5098
Lineare Regression: Punktliste					
P1	x,y =	0	0	0	0
P2	x,y =	0	0	0,1254	3,8463
P3	x,y =	0	0	3,6259	4,2803
P4	x,y =	0	0	11,9639	9,6851

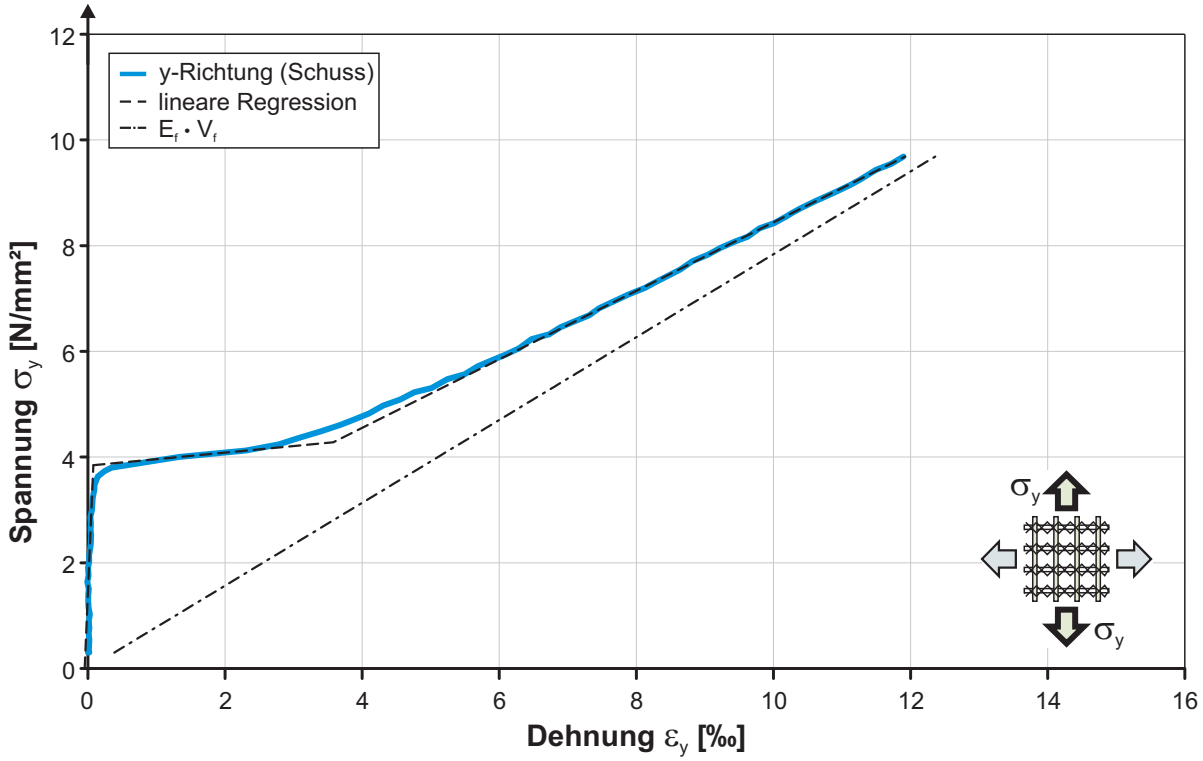


Bild B.271: B1-722: Spannungs-Dehnungs-Linie, y-Richtung (Kette)

B1-723

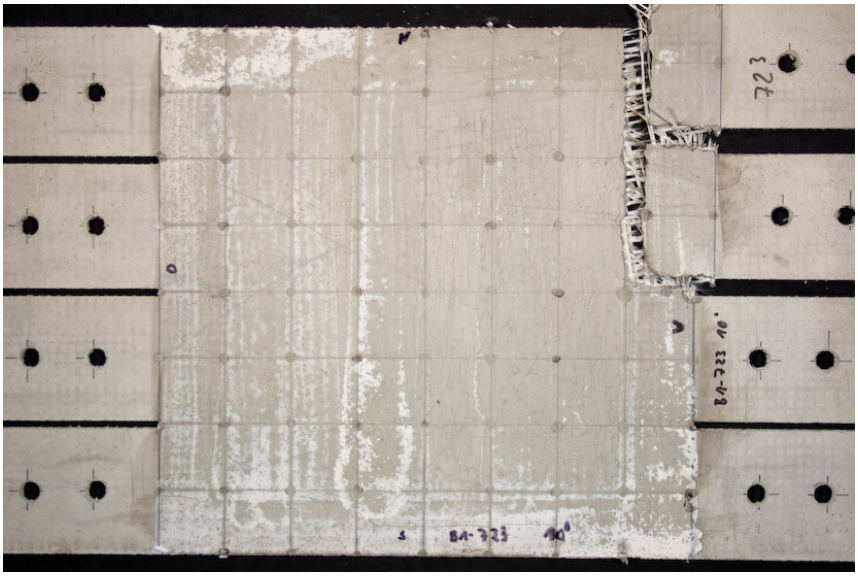


Bild B.272: Versuch B1-723: Bruchbild

Tabelle B.142: Versuch B1-723: Regressionsdaten

Allgemeine Angaben					
Spannungsverhältnis	α =	0 °			
Bewehrungsdrehwinkel	γ =	10 °			
Mittlere Plattendicke	d [mm] =	8,525			
Bruch:					
		x-Richtung		**y-Richtung**	
Bruchkraft	F [kN] =	0		31,3305	
Betonbruchspannung	σ_c [kN/mm^2] =	0		9,1878	
Faserbruchspannung	σ_f [kN/mm^2] =	0		910	
Bruchdehnung	$\varepsilon_{c,versuch}$ [‰] =	0,303		11,3605	
Lineare Regression: Geradengleichungen					
Zustand I	m,n =	-	-	31,0565	0
Zustand IIa	m,n =	-	-	0,1242	3,0924
Zustand IIb	m,n =	-	-	0,6346	1,3491
Lineare Regression: Punktliste					
P1	x,y =	0	0	0	0
P2	x,y =	0	0	0,1203	3,736
P3	x,y =	0	0	3,4357	4,1477
P4	x,y =	0	0	11,3777	9,1878

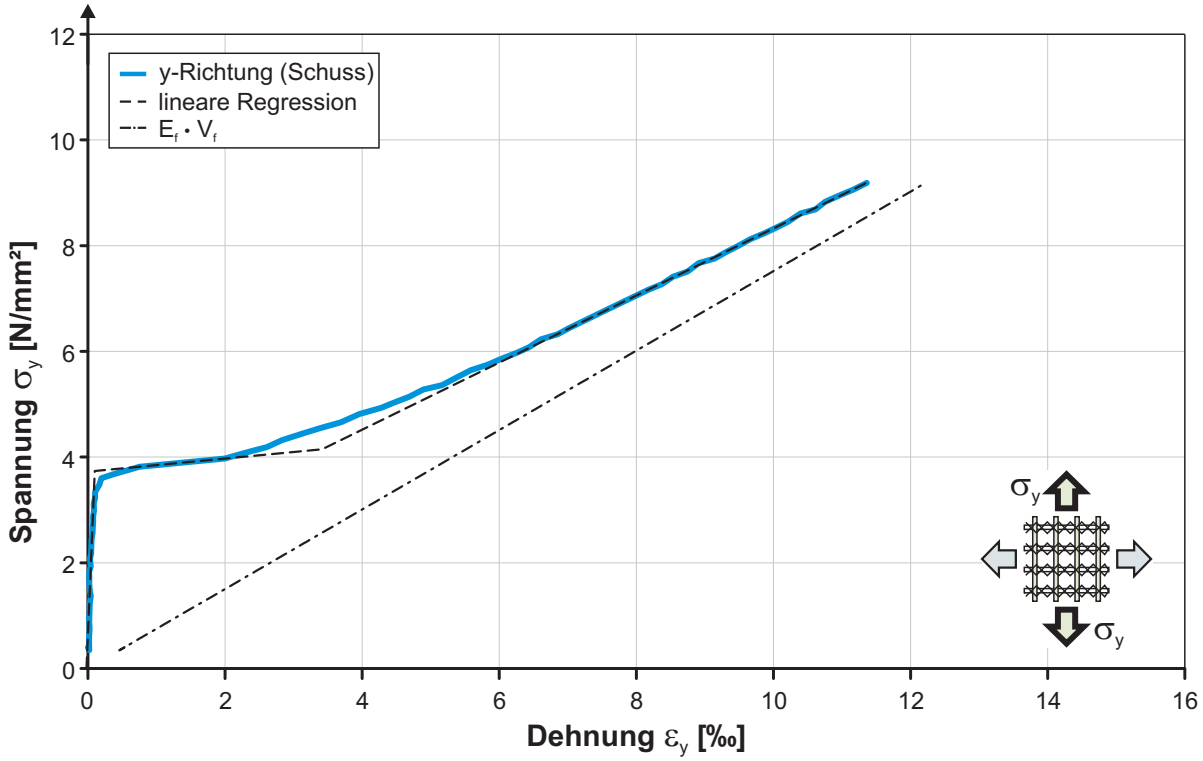


Bild B.273: B1-723: Spannungs-Dehnungs-Linie, y-Richtung (Kette)

B1-724

Bild B.274: Versuch B1-724: Bruchbild

Tabelle B.143: Versuch B1-724: Regressionsdaten

Allgemeine Angaben					
Spannungsverhältnis	α =	0 °			
Bewehrungsdrehwinkel	γ =	15 °			
Mittlere Plattendicke	d [mm] =	7,69			
Bruch:					
		x-Richtung		**y-Richtung**	
Bruchkraft	F [kN] =	0		30,8855	
Betonbruchspannung	σ_c [kN/mm^2] =	0		10,0408	
Faserbruchspannung	σ_f [kN/mm^2] =	0		897	
Bruchdehnung	$\varepsilon_{c,versuch}$ [‰] =	0,3587		12,2205	
Lineare Regression: Geradengleichungen					
Zustand I	m,n =	-	-	29,3968	0
Zustand IIa	m,n =	-	-	0,092	1,9077
Zustand IIb	m,n =	-	-	0,6355	0,1585
Lineare Regression: Punktliste					
P1	x,y =	0	0	0	0
P2	x,y =	0	0	0,1376	4,045
P3	x,y =	0	0	3,2908	4,335
P4	x,y =	0	0	12,2689	10,0408

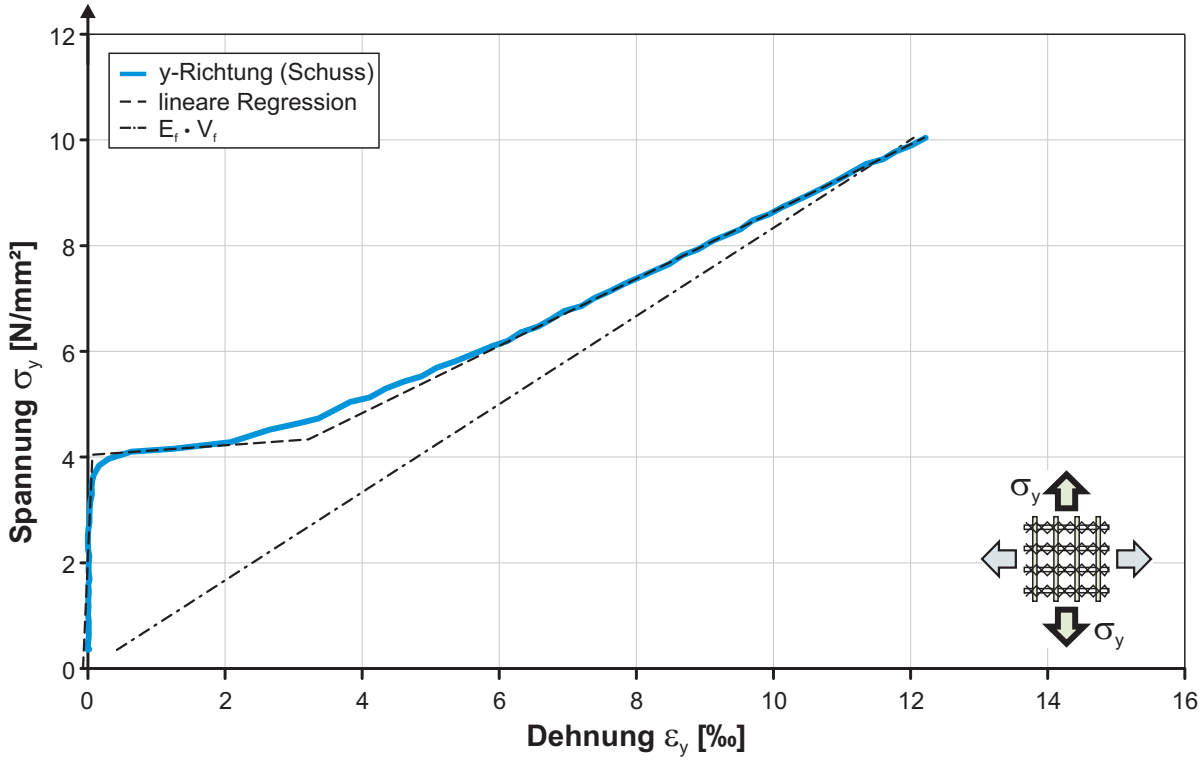


Bild B.275: B1-724: Spannungs-Dehnungs-Linie, y-Richtung (Kette)

B1-725

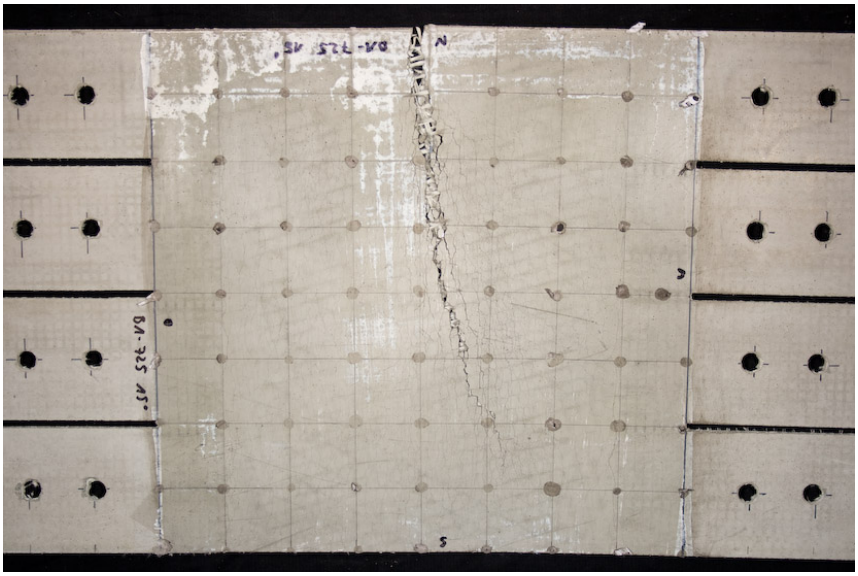


Bild B.276: Versuch B1-725: Bruchbild

Tabelle B.144: Versuch B1-725: Regressionsdaten

Allgemeine Angaben					
Spannungsverhältnis	α =	0 °			
Bewehrungsdrehwinkel	γ =	15 °			
Mittlere Plattendicke	d [mm] =	7,78			
Bruch:					
		x-Richtung		**y-Richtung**	
Bruchkraft	F [kN] =	0		25,2225	
Betonbruchspannung	σ_c [kN/mm^2] =	0		8,1049	
Faserbruchspannung	σ_f [kN/mm^2] =	0		732	
Bruchdehnung	$\varepsilon_{c,versuch}$ [‰] =	0,2767		9,64	
Lineare Regression: Geradengleichungen					
Zustand I	m,n =	-	-	34,396	0
Zustand IIa	m,n =	-	-	0,2256	1,2336
Zustand IIb	m,n =	-	-	0,5879	0,0253
Lineare Regression: Punktliste					
P1	x,y =	0	0	0	0
P2	x,y =	0	0	0,1057	3,6357
P3	x,y =	0	0	3,4041	4,3798
P4	x,y =	0	0	9,7401	8,1049

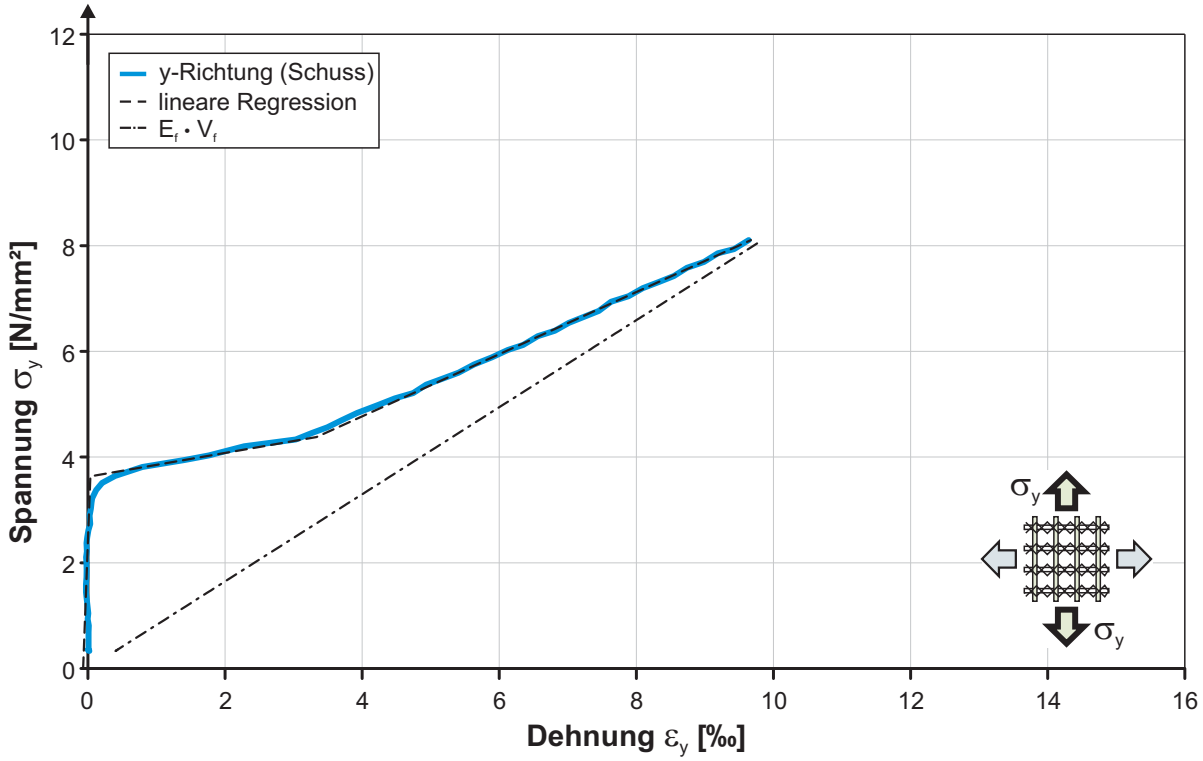


Bild B.277: B1-725: Spannungs-Dehnungs-Linie, y-Richtung (Kette)

B1-726

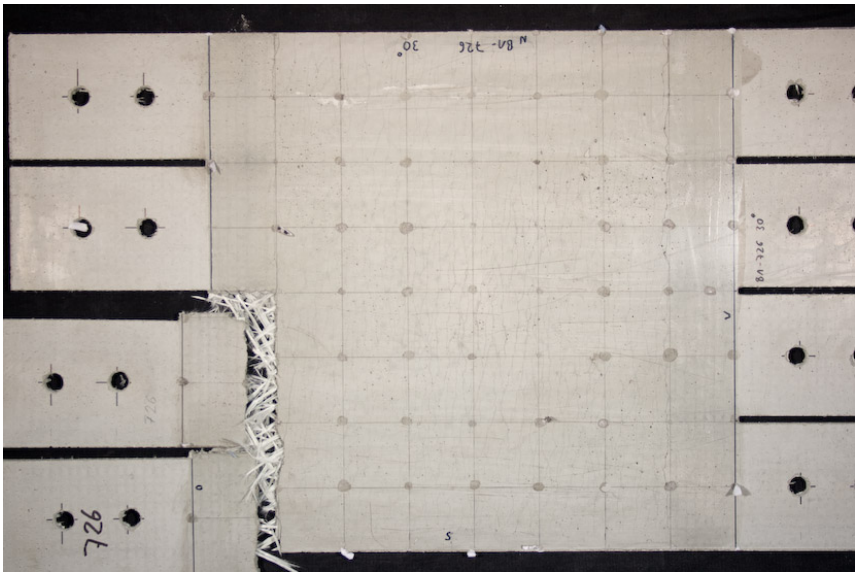


Bild B.278: Versuch B1-726: Bruchbild

Tabelle B.145: Versuch B1-726: Regressionsdaten

Allgemeine Angaben					
Spannungsverhältnis	α =	0 °			
Bewehrungsdrehwinkel	γ =	30 °			
Mittlere Plattendicke	d [mm] =	8,31			
Bruch:					
		x-Richtung		**y-Richtung**	
Bruchkraft	F [kN] =	0		26,2445	
Betonbruchspannung	σ_c [kN/mm^2] =	0		7,8955	
Faserbruchspannung	σ_f [kN/mm^2] =	0		762	
Bruchdehnung	$\varepsilon_{c,versuch}$ [‰] =	0,1605		13,0333	
Lineare Regression: Geradengleichungen					
Zustand I	m,n =	-	-	35,6655	0
Zustand IIa	m,n =	-	-	0,0749	2,8628
Zustand IIb	m,n =	-	-	0,4622	1,2223
Lineare Regression: Punktliste					
P1	x,y =	0	0	0	0
P2	x,y =	0	0	0,0999	3,5633
P3	x,y =	0	0	4,2545	3,8743
P4	x,y =	0	0	12,9541	7,8955

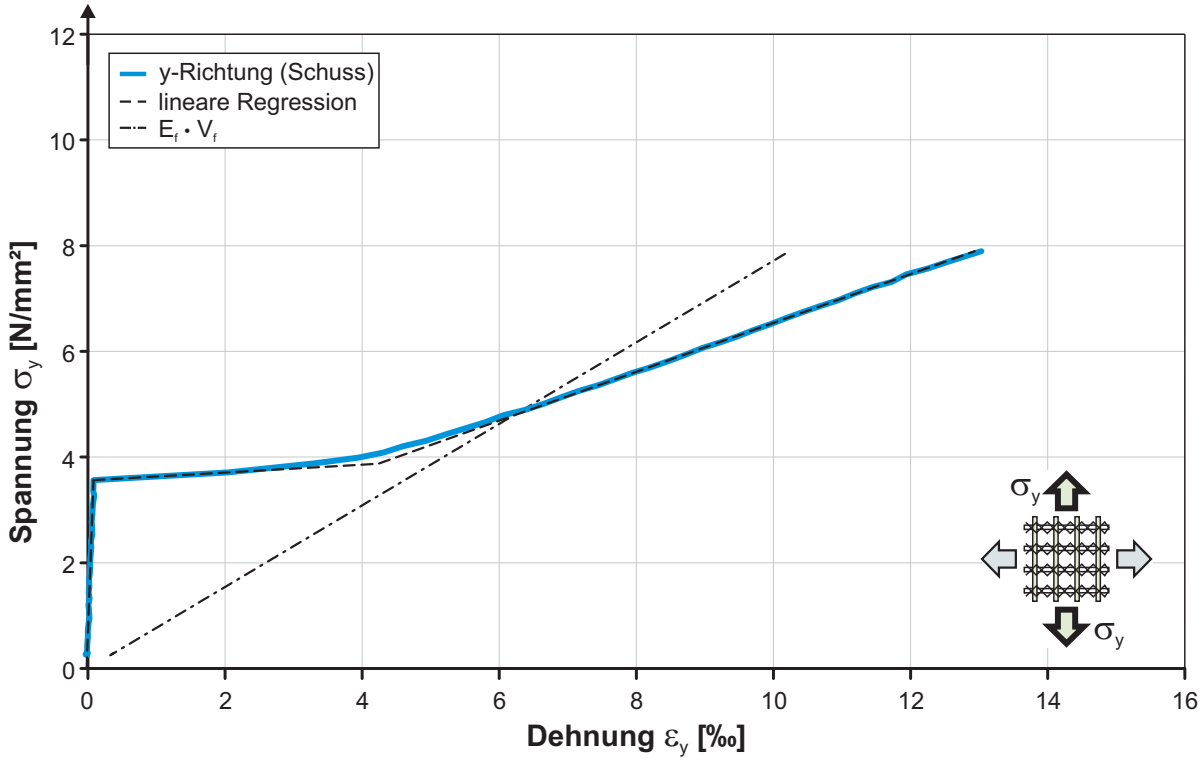


Bild B.279: B1-726: Spannungs-Dehnungs-Linie, y-Richtung (Kette)

B1-727

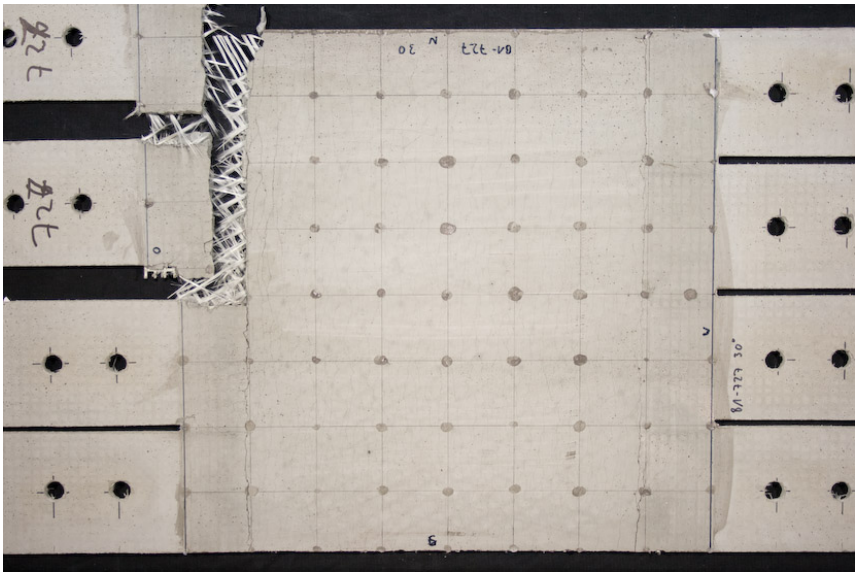


Bild B.280: Versuch B1-727: Bruchbild

Tabelle B.146: Versuch B1-727: Regressionsdaten

Allgemeine Angaben					
Spannungsverhältnis	α =	0 °			
Bewehrungsdrehwinkel	γ =	30 °			
Mittlere Plattendicke	d [mm] =	8,47			
Bruch:					
		x-Richtung		**y-Richtung**	
Bruchkraft	F [kN] =	0		27,028	
Betonbruchspannung	σ_c [kN/mm^2] =	0		7,9776	
Faserbruchspannung	σ_f [kN/mm^2] =	0		785	
Bruchdehnung	$\varepsilon_{c,versuch}$ [‰] =	0,0001		14,1633	
Lineare Regression: Geradengleichungen					
Zustand I	m,n =	-	-	37,6714	0
Zustand IIa	m,n =	-	-	0,1104	2,3471
Zustand IIb	m,n =	-	-	0,4404	0,7604
Lineare Regression: Punktliste					
P1	x,y =	0	0	0	0
P2	x,y =	0	0	0,0897	3,3774
P3	x,y =	0	0	4,8346	3,9011
P4	x,y =	0	0	14,0903	7,9776

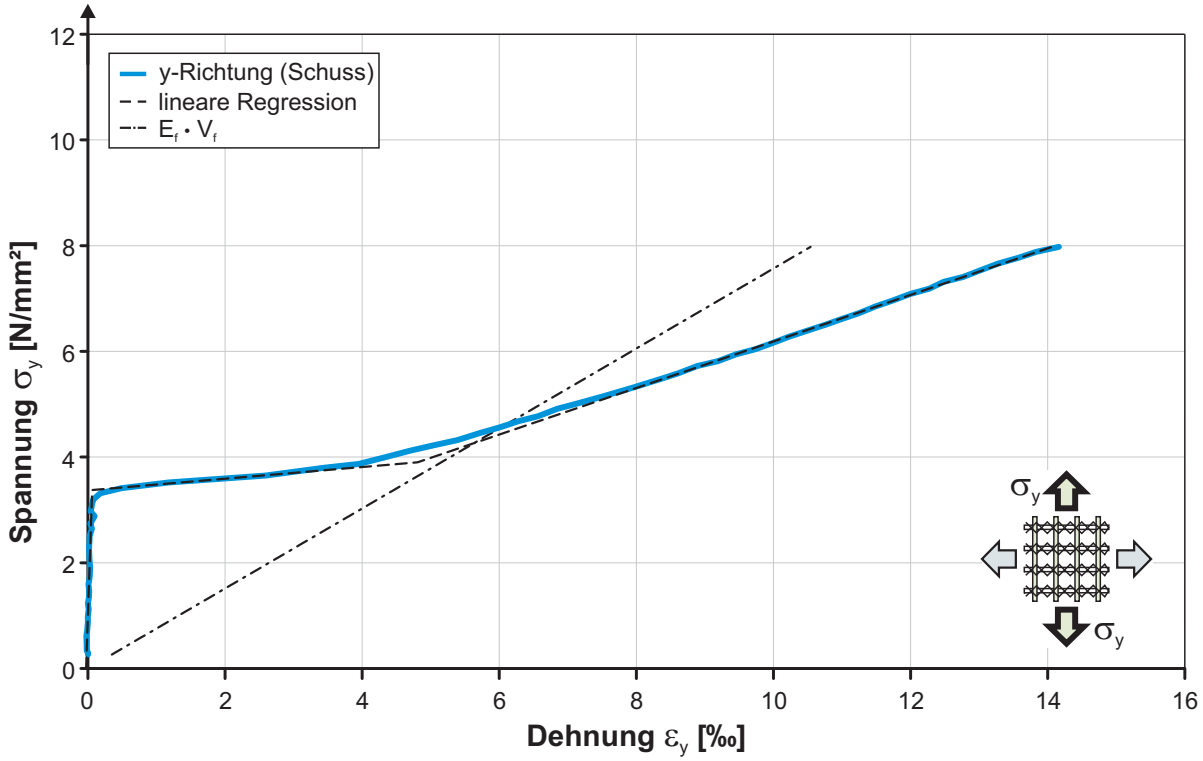
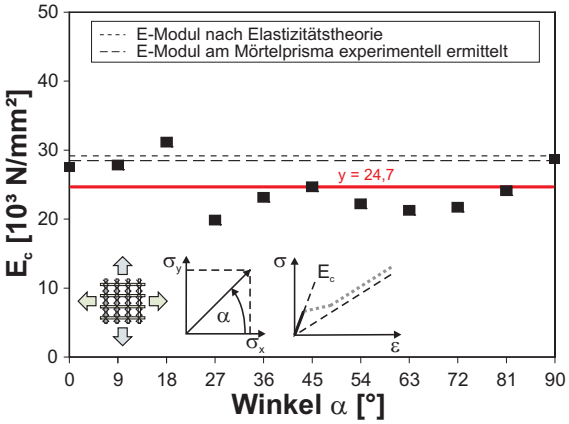


Bild B.281: B1-727: Spannungs-Dehnungs-Linie, y-Richtung (Kette)

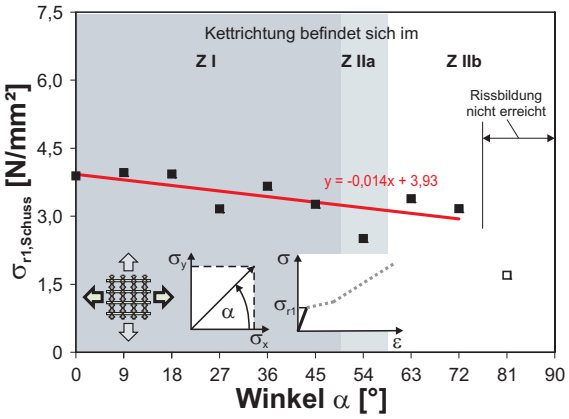
Anhang C

Diagramme

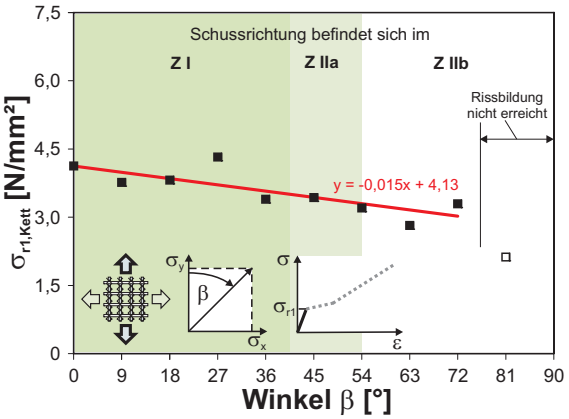
C.1 Serie 1



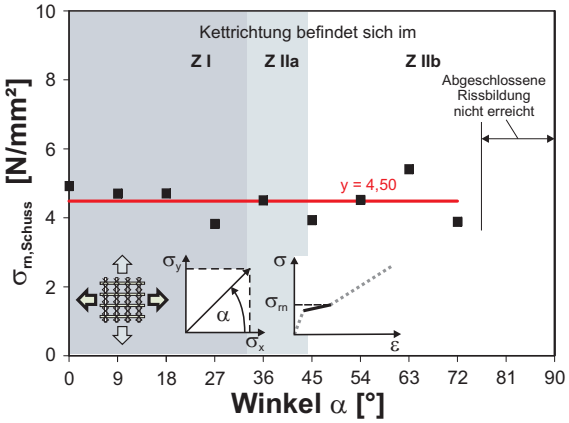
(a) E-Modul E_c



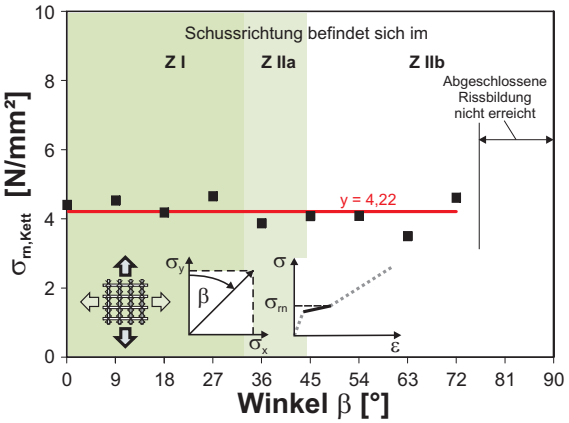
(b) Erstrissspannung σ_{r1}, Schussrichtung



(c) Erstrissspannung σ_{r1}, Kettrichtung

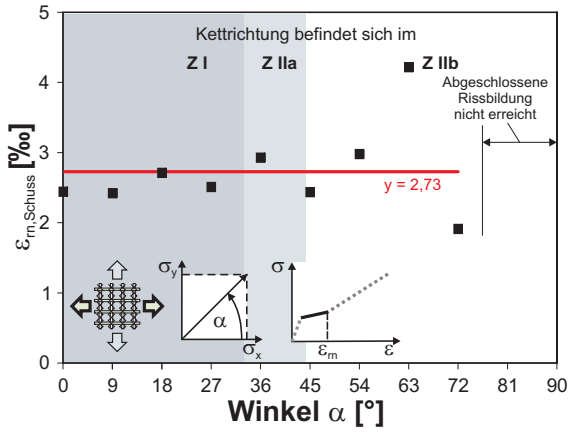


(d) Spannung am Ende der Rissbildung σ_{rn}, Schussrichtung

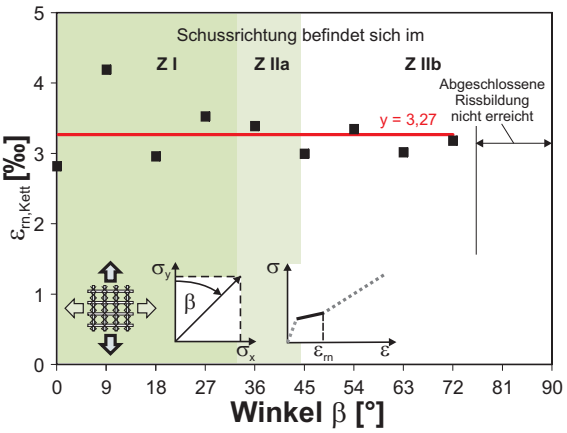


(e) Spannung am Ende der Rissbildung σ_{rn}, Kettrichtung

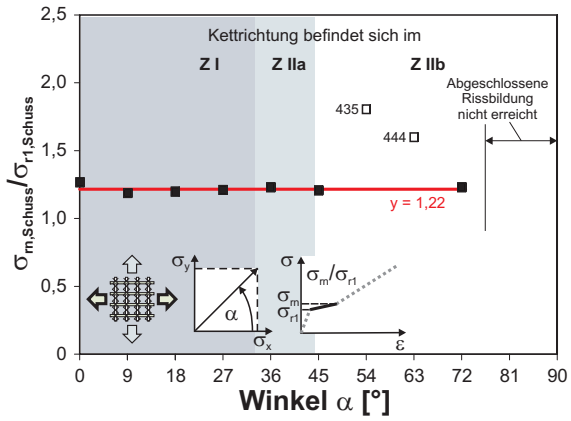
Bild C.1: Serie 1 (Textil: A00): E_c, σ_{r1}, σ_{rn}



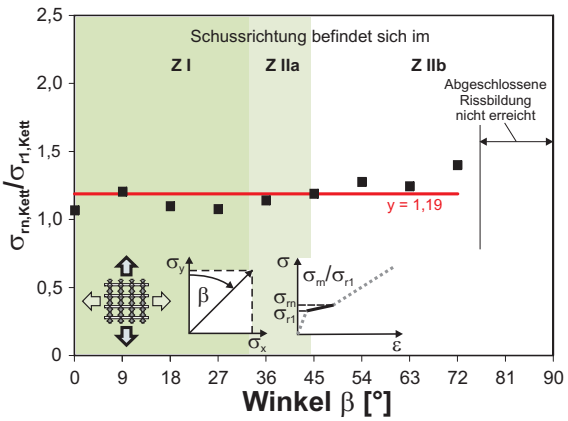
(a) Dehnung am Ende der Rissbildung $\varepsilon_{\mathrm{rn}}$, Schussrichtung



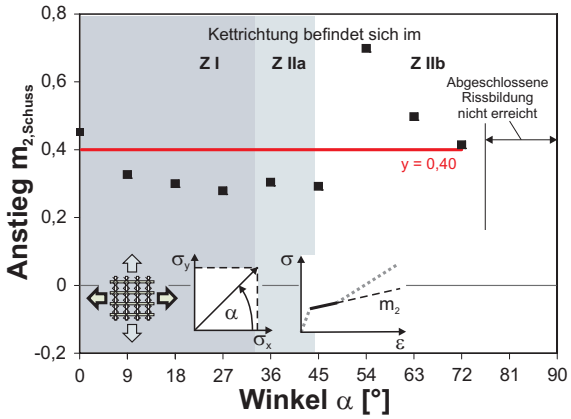
(b) Dehnung am Ende der Rissbildung $\varepsilon_{\mathrm{rn}}$, Kettrichtung



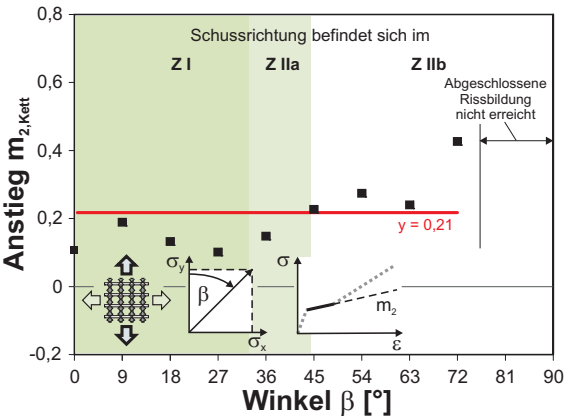
(c) $\sigma_{rn}/\sigma_{\mathrm{r1}}$, Schussrichtung



(d) $\sigma_{rn}/\sigma_{\mathrm{r1}}$, Kettrichtung

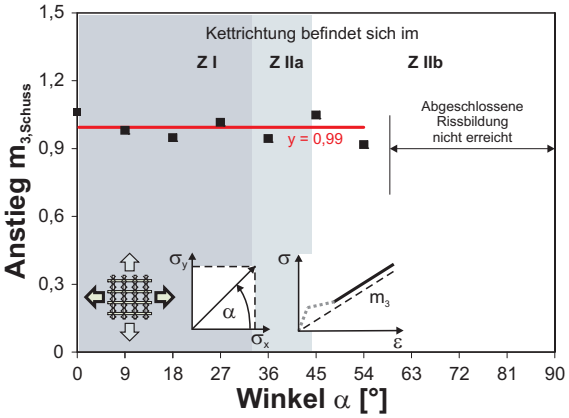


(e) m_2, Schussrichtung

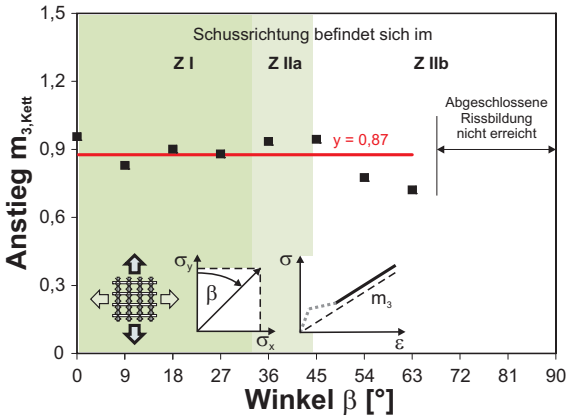


(f) m_2, Kettrichtung

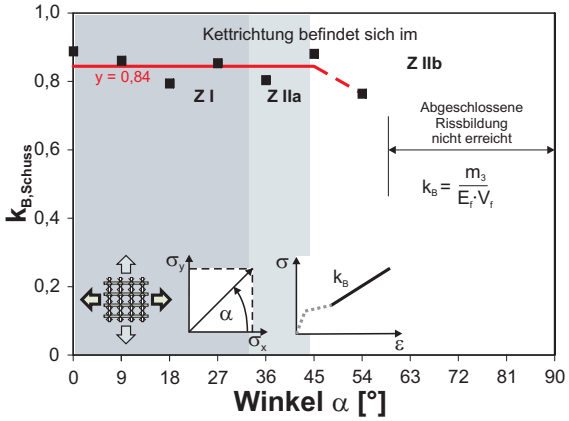
Bild C.2: Serie 1 (Textil: A00): $\varepsilon_{\mathrm{rn}}$, $\sigma_{rn}/\sigma_{\mathrm{r1}}$, m_2



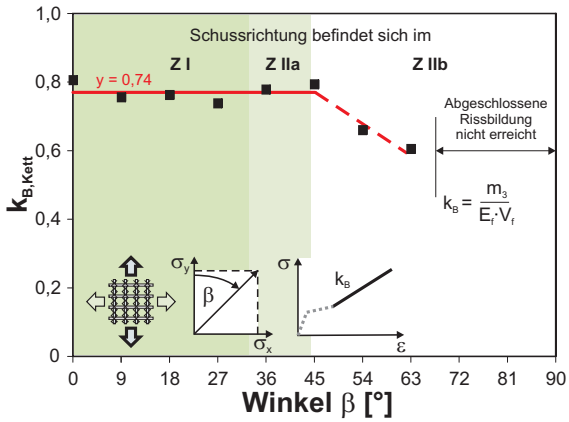
(a) m_3, Schussrichtung



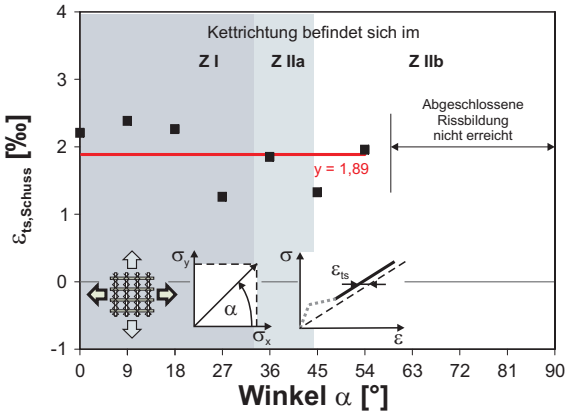
(b) m_3, Kettrichtung



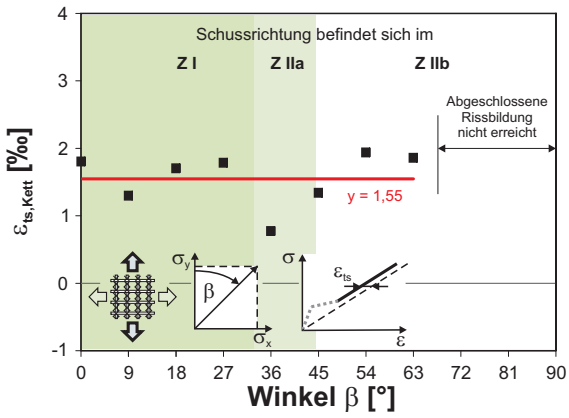
(c) k_B, Schussrichtung



(d) k_B, Kettrichtung

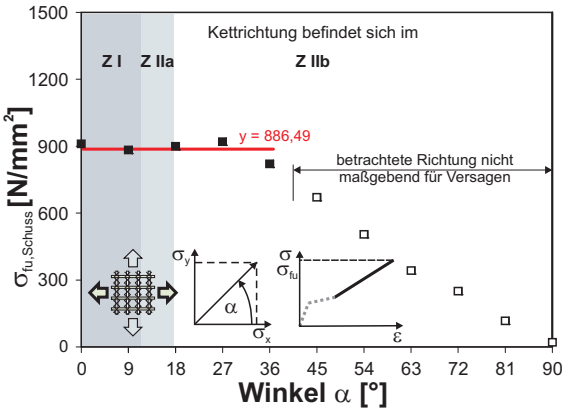


(e) Tension Stiffening ε_{ts}, Schussrichtung

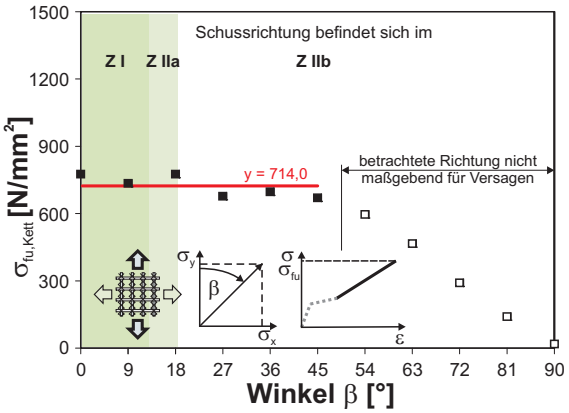


(f) Tension Stiffening ε_{ts}, Kettrichtung

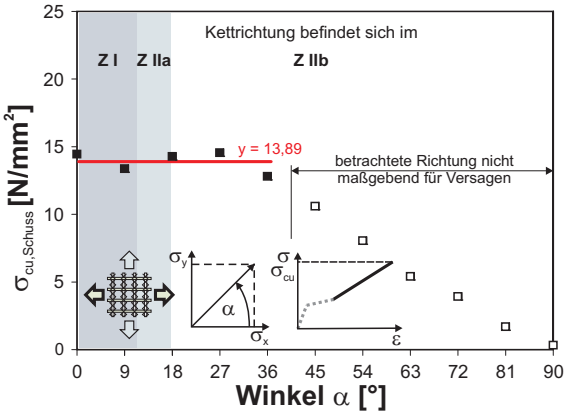
Bild C.3: Serie 1 (Textil: A00): m_3, k_B, ε_{ts}



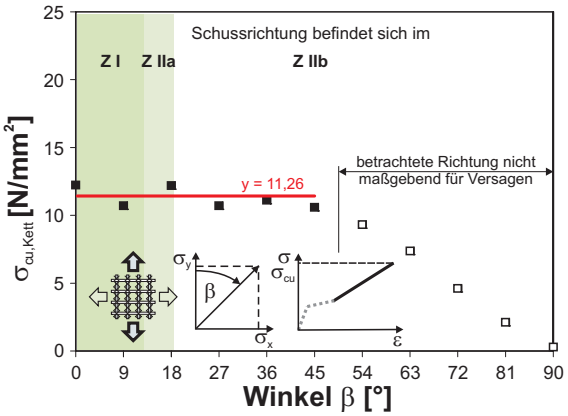
(a) Faserbruchspannung σ_{fu}, Schussrichtung



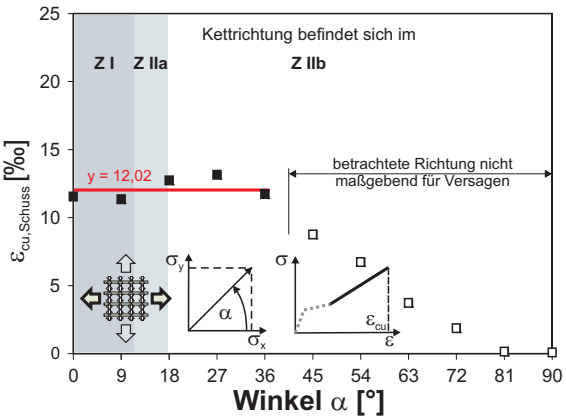
(b) Faserbruchspannung σ_{fu}, Kettrichtung



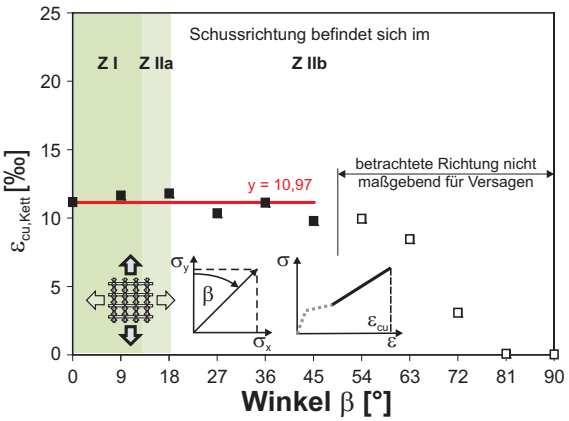
(c) Betonbruchspannung σ_{cu}, Schussrichtung



(d) Betonbruchspannung σ_{cu}, Kettrichtung

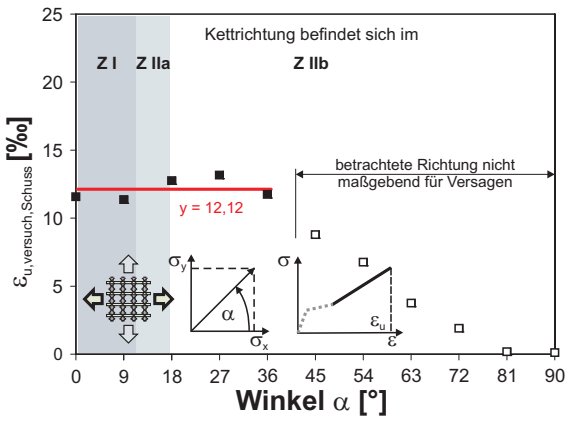


(e) Betonbruchdehnung ε_{cu}, Schussrichtung

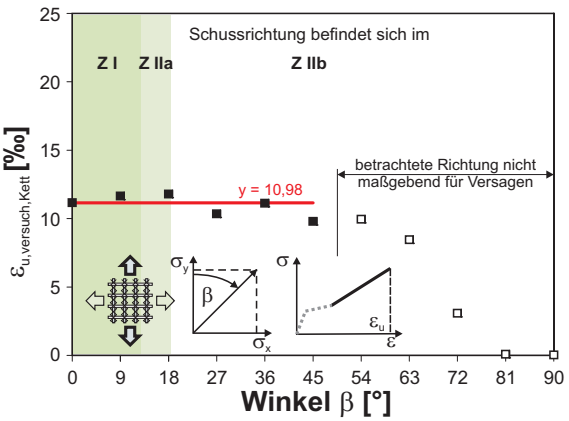


(f) Betonbruchdehnung ε_{cu}, Kettrichtung

Bild C.4: Serie 1 (Textil: A00): σ_{fu}, σ_{cu}, ε_{cu}



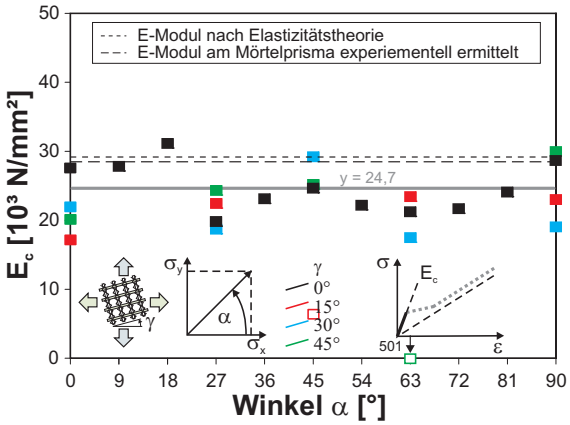
(a) Bruchdehnung im Versuch $\varepsilon_{u,Versuch}$, Schussrichtung



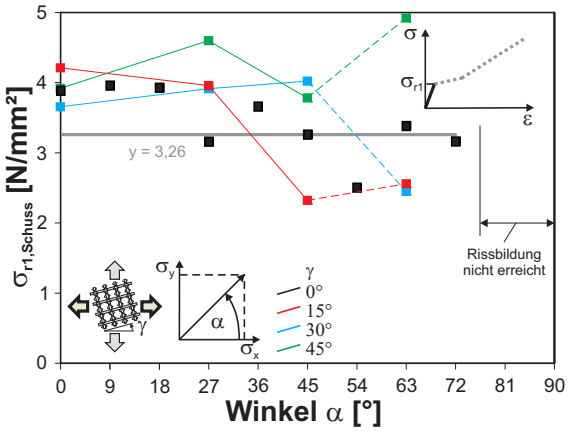
(b) Bruchdehnung im Versuch $\varepsilon_{u,Versuch}$, Kettrichtung

Bild C.5: Serie 1 (Textil: A00): $\varepsilon_{u,Versuch}$

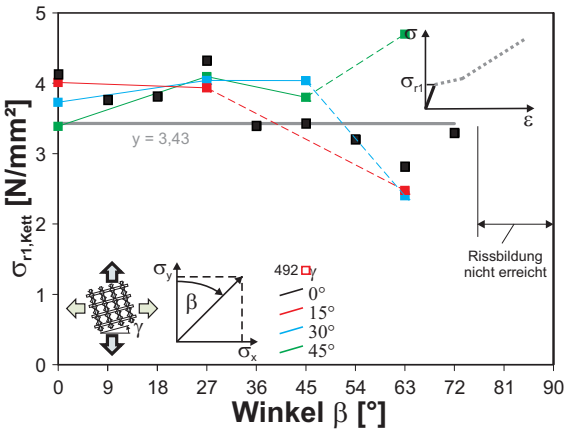
C.2 Serie 3



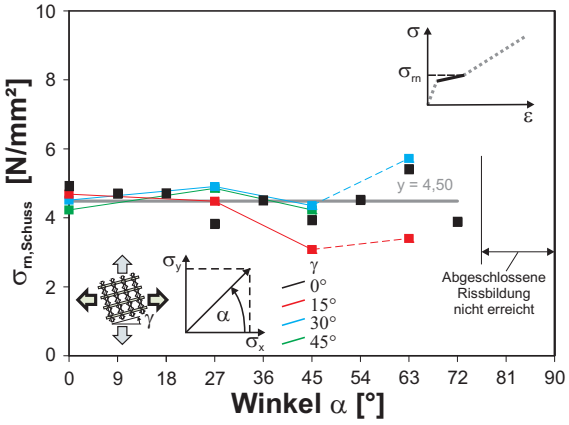
(a) E-Modul E_c



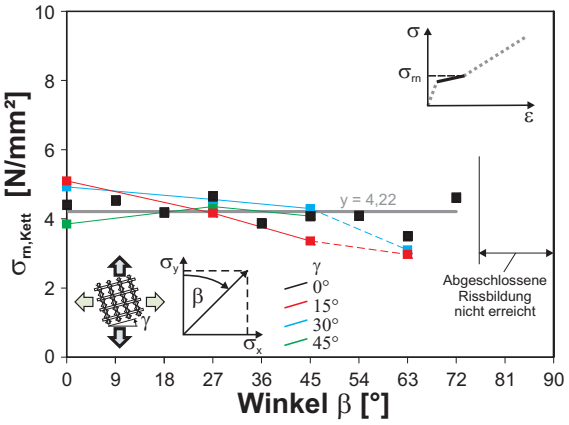
(b) Erstrissspannung σ_{r1}, Schussrichtung



(c) Erstrissspannung σ_{r1}, Kettrichtung

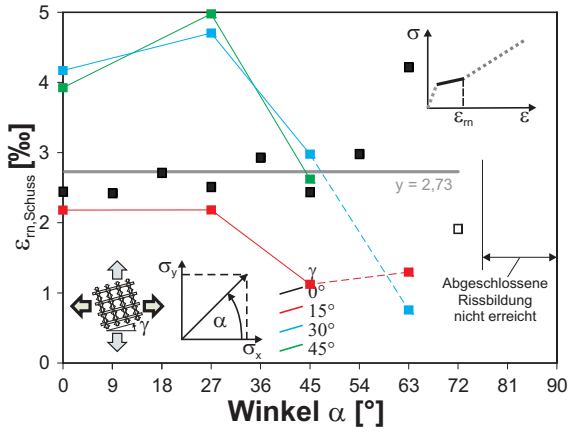


(d) Spannung am Ende der Rissbildung σ_{rn}, Schussrichtung

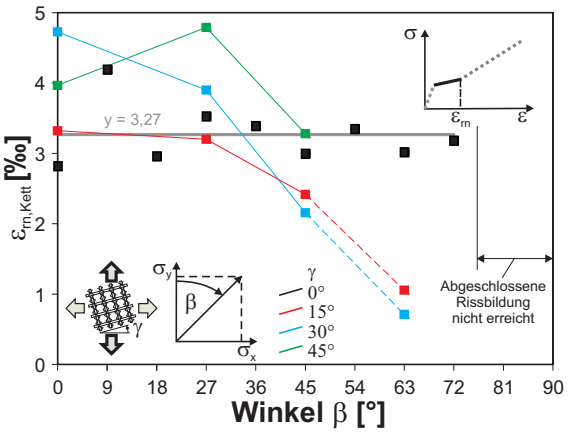


(e) Spannung am Ende der Rissbildung σ_{rn}, Kettrichtung

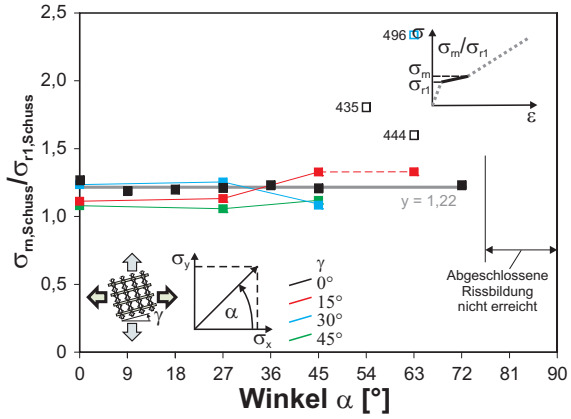
Bild C.6: Serie 3 (Textil: A00): E_c, σ_{r1}, σ_{rn}



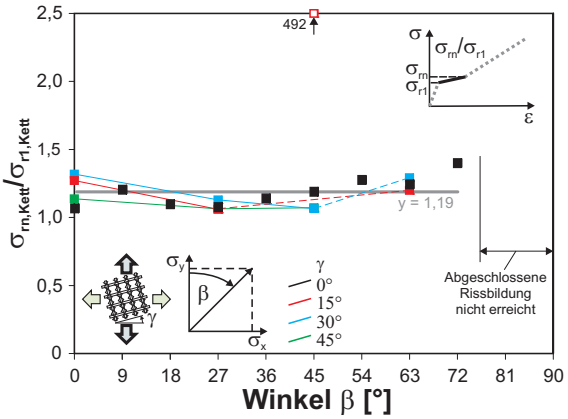
(a) Dehnung am Ende der Rissbildung ε_{rn}, Schussrichtung



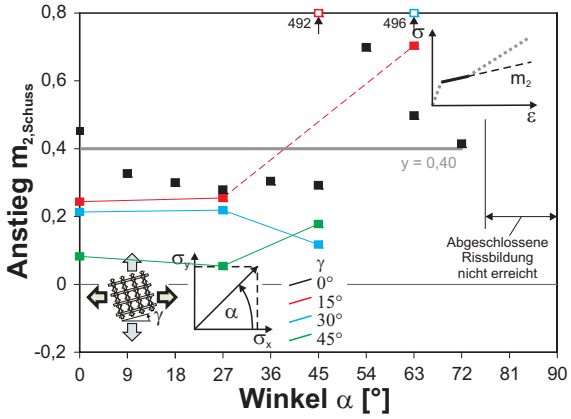
(b) Dehnung am Ende der Rissbildung ε_{rn}, Kettrichtung



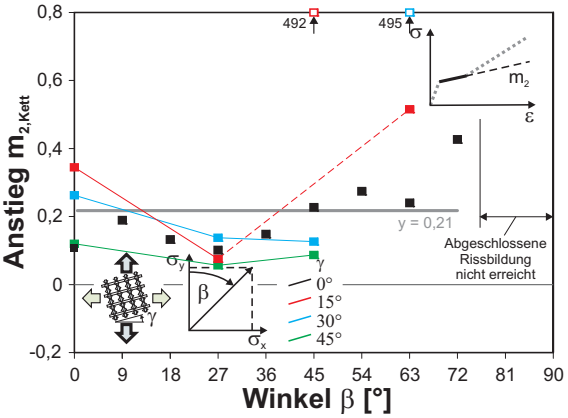
(c) σ_{rn}/σ_{r1}, Schussrichtung



(d) σ_{rn}/σ_{r1}, Kettrichtung

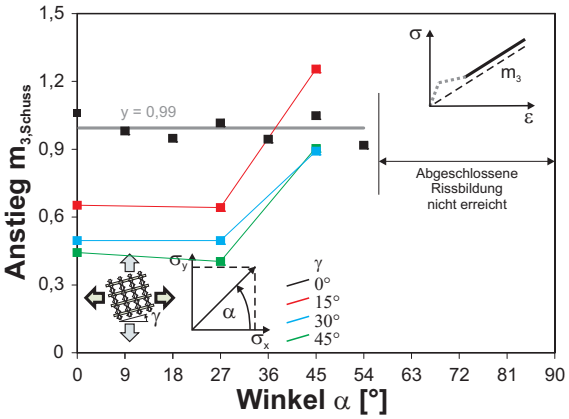


(e) m_2, Schussrichtung

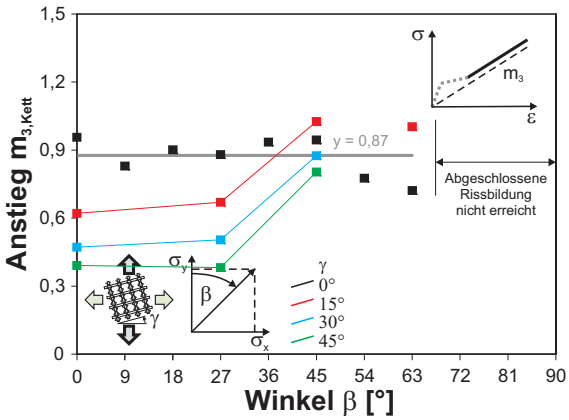


(f) m_2, Kettrichtung

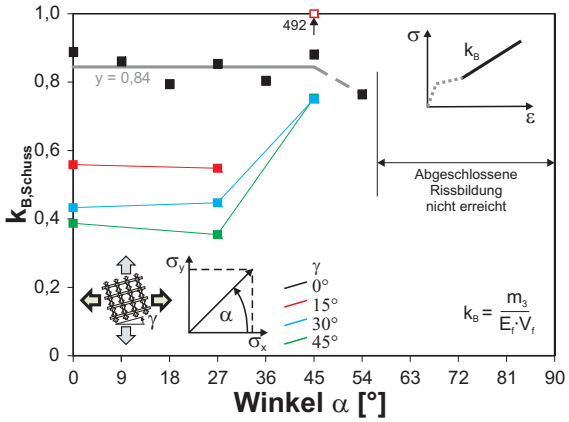
Bild C.7: Serie 3 (Textil: C00): ε_{rn}, σ_{rn}/σ_{r1}, m_2



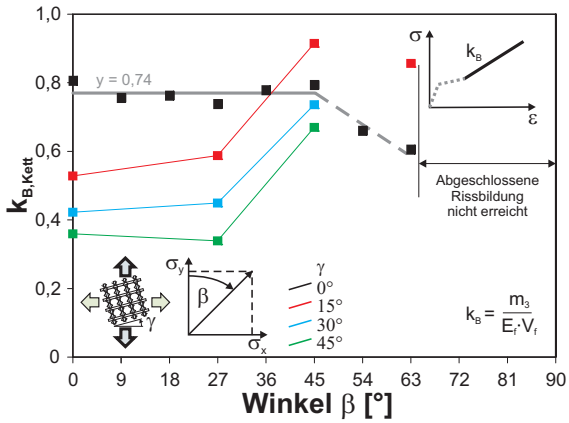
(a) m_3, Schussrichtung



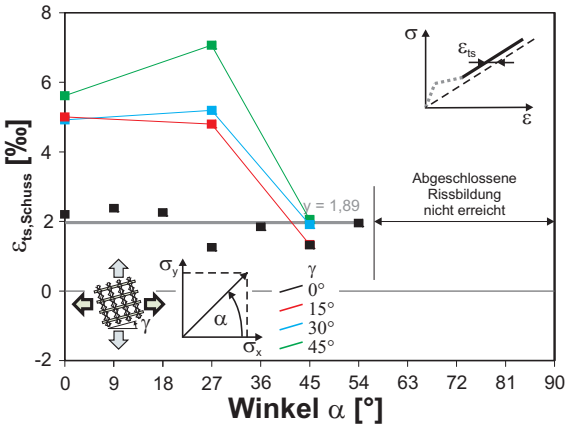
(b) m_3, Kettrichtung



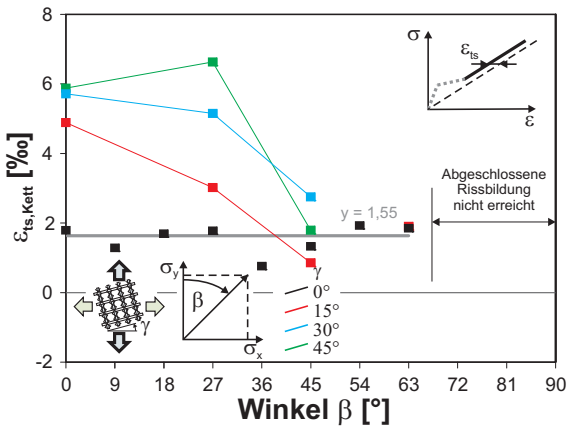
(c) k_B, Schussrichtung



(d) k_B, Kettrichtung

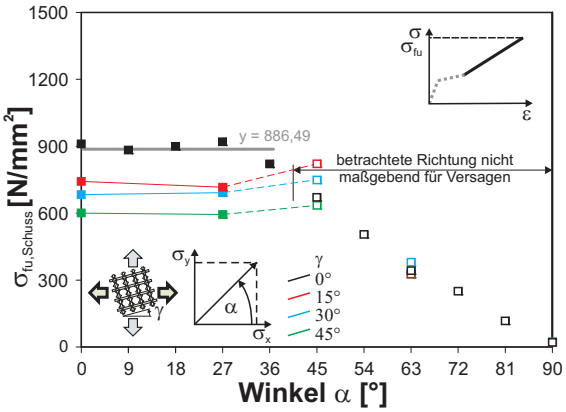


(e) Tension Stiffening ε_ts, Schussrichtung

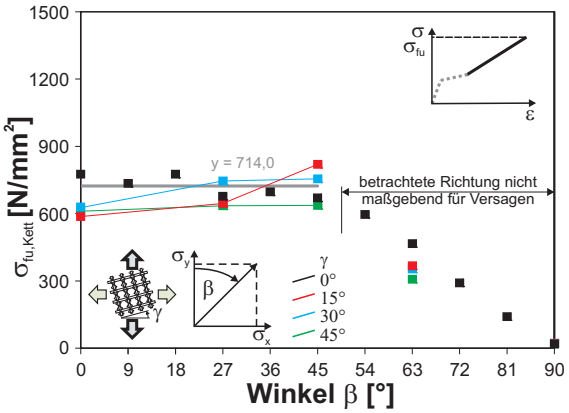


(f) Tension Stiffening ε_ts, Kettrichtung

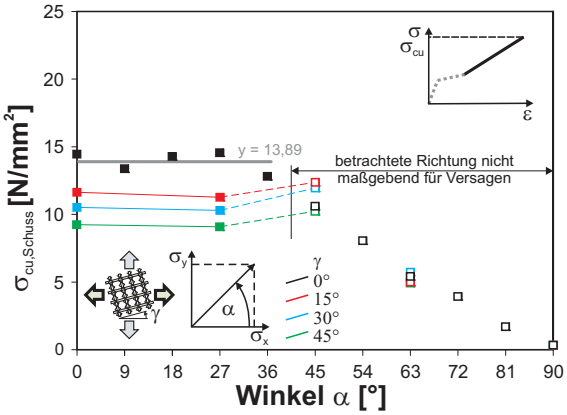
Bild C.8: Serie 3 (Textil: A00): m_3, k_B, ε_ts



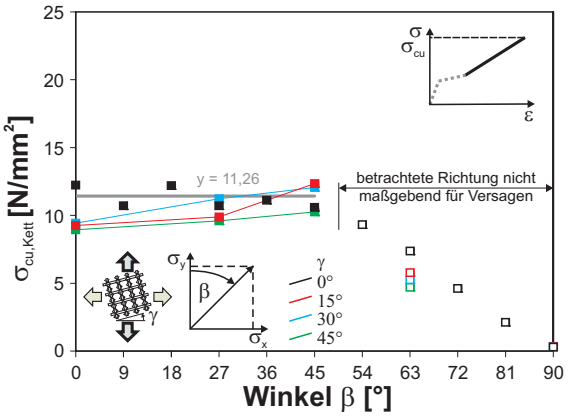
(a) Faserbruchspannung σ_{fu}, Schussrichtung



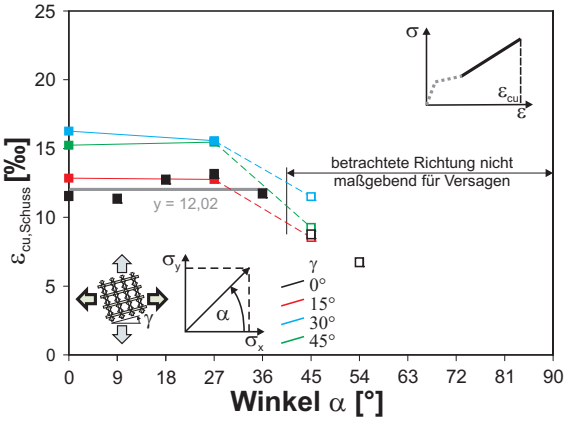
(b) Faserbruchspannung σ_{fu}, Kettrichtung



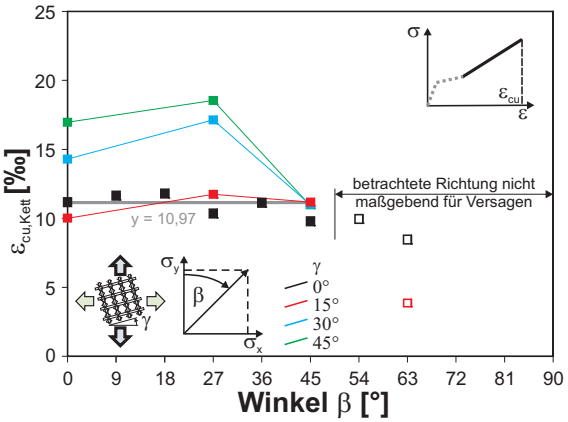
(c) Betonbruchspannung σ_{cu}, Schussrichtung



(d) Betonbruchspannung σ_{cu}, Kettrichtung

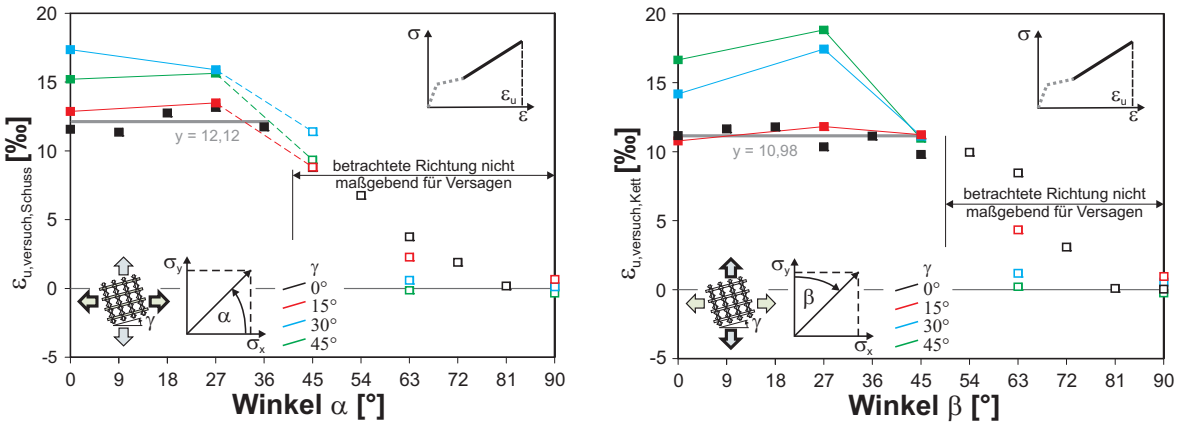


(e) Betonbruchdehnung ε_{cu}, Schussrichtung



(f) Betonbruchdehnung ε_{cu}, Kettrichtung

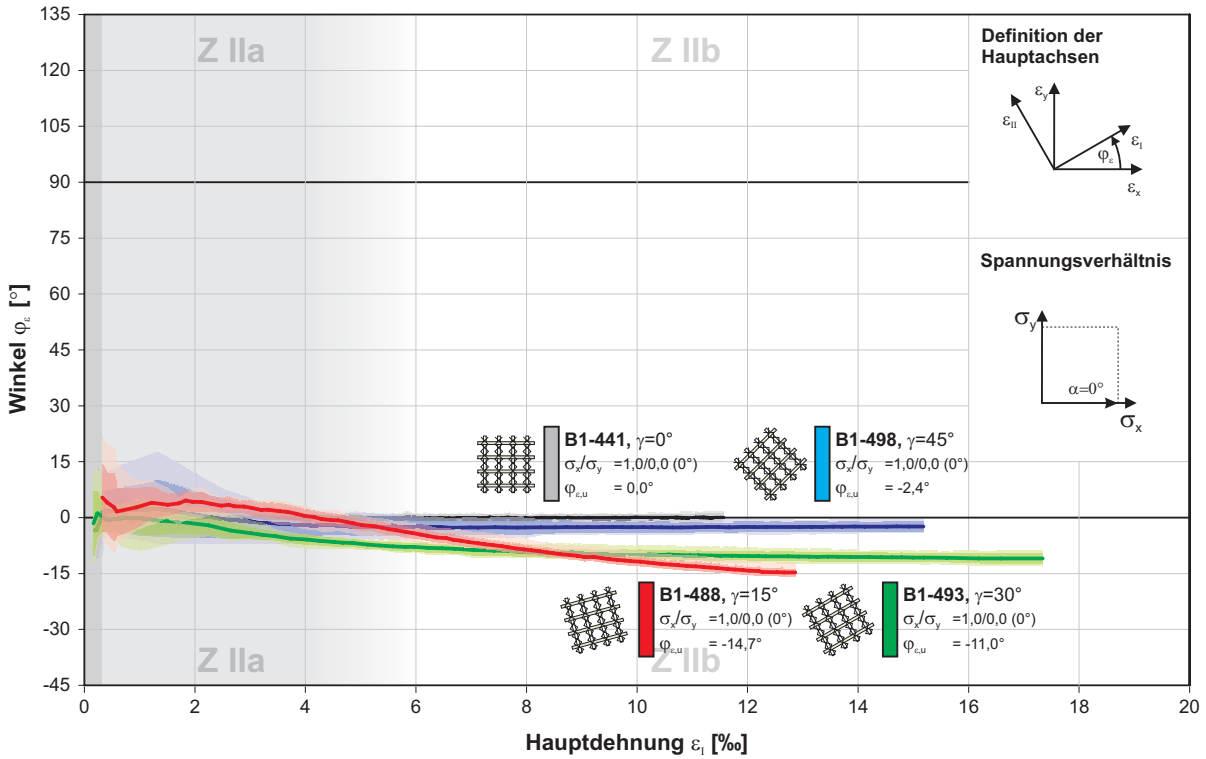
Bild C.9: Serie 3 (Textil: A00): σ_{fu}, σ_{cu}, ε_{cu}



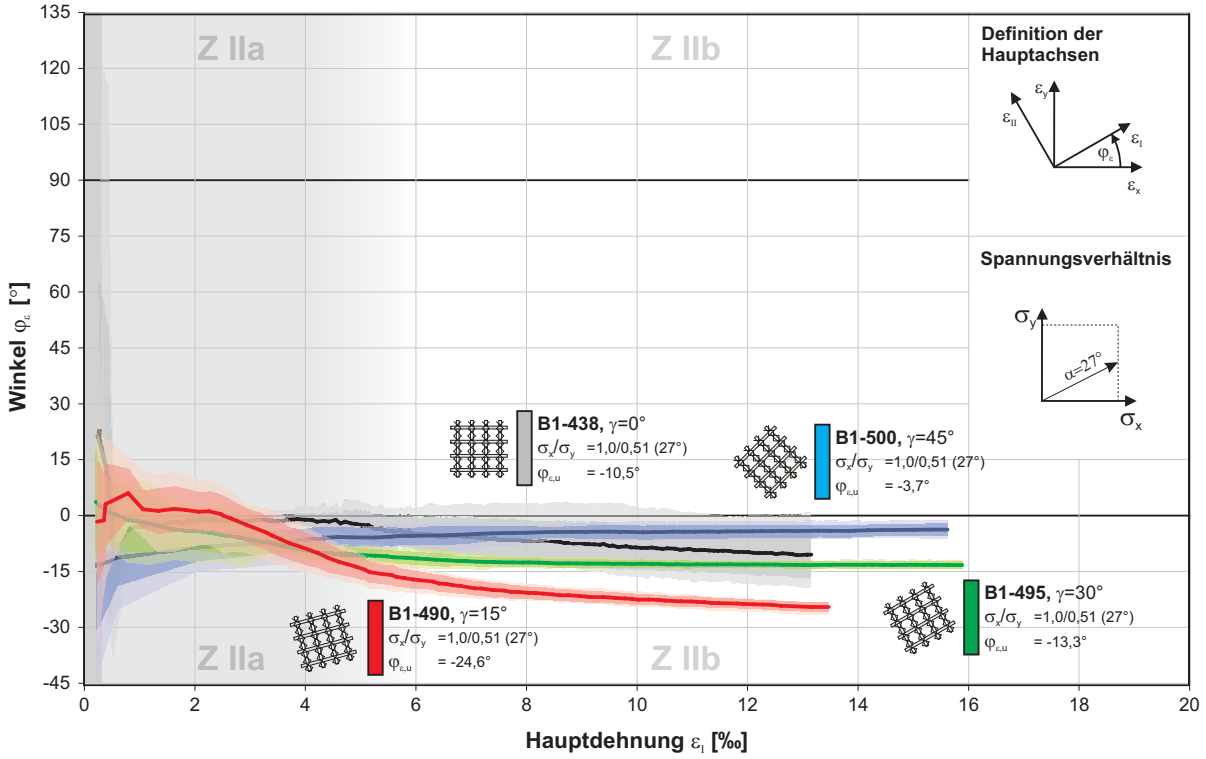
(a) Bruchdehnung im Versuch $\varepsilon_{u,Versuch}$, Schussrichtung

(b) Bruchdehnung im Versuch $\varepsilon_{u,Versuch}$, Kettrichtung

Bild C.10: Serie 3 (Textil: A00): $\varepsilon_{u,Versuch}$

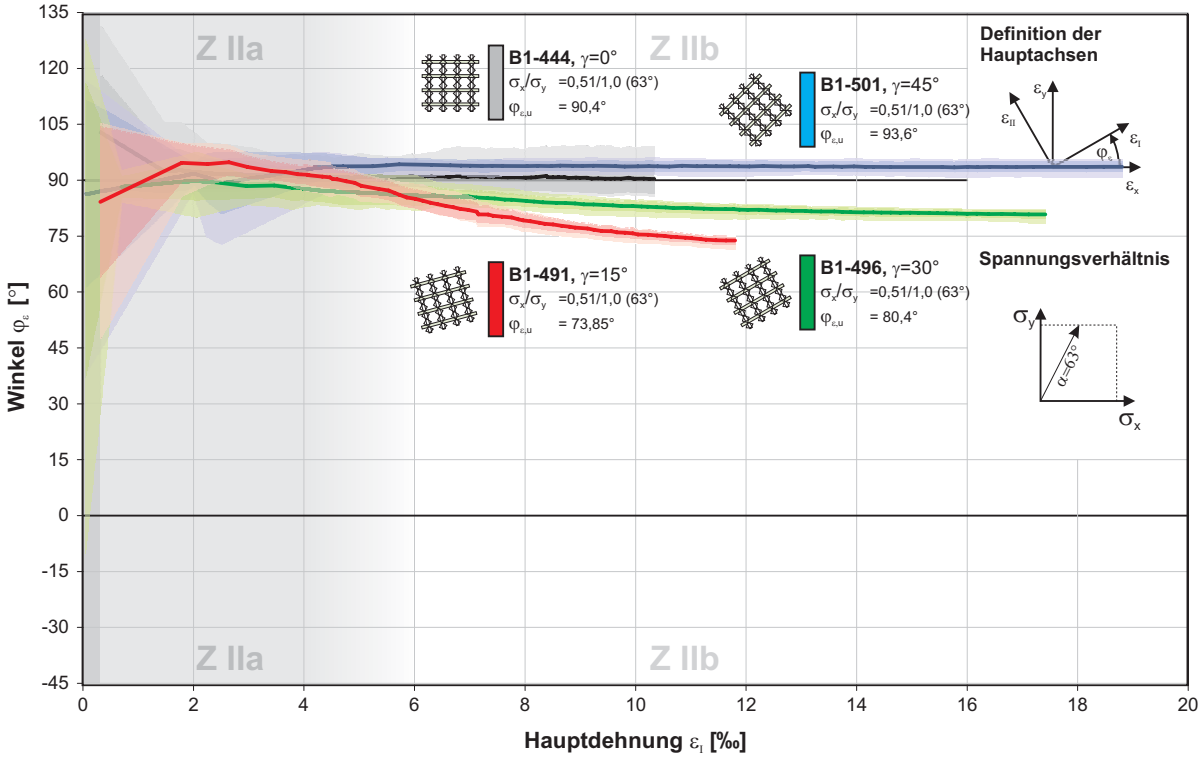


(a) $\sigma_x/\sigma_y = 1{,}0/0{,}0$ ($\alpha = 0\,°$) – $\gamma = 0\,°/15\,°/30\,°/45\,°$

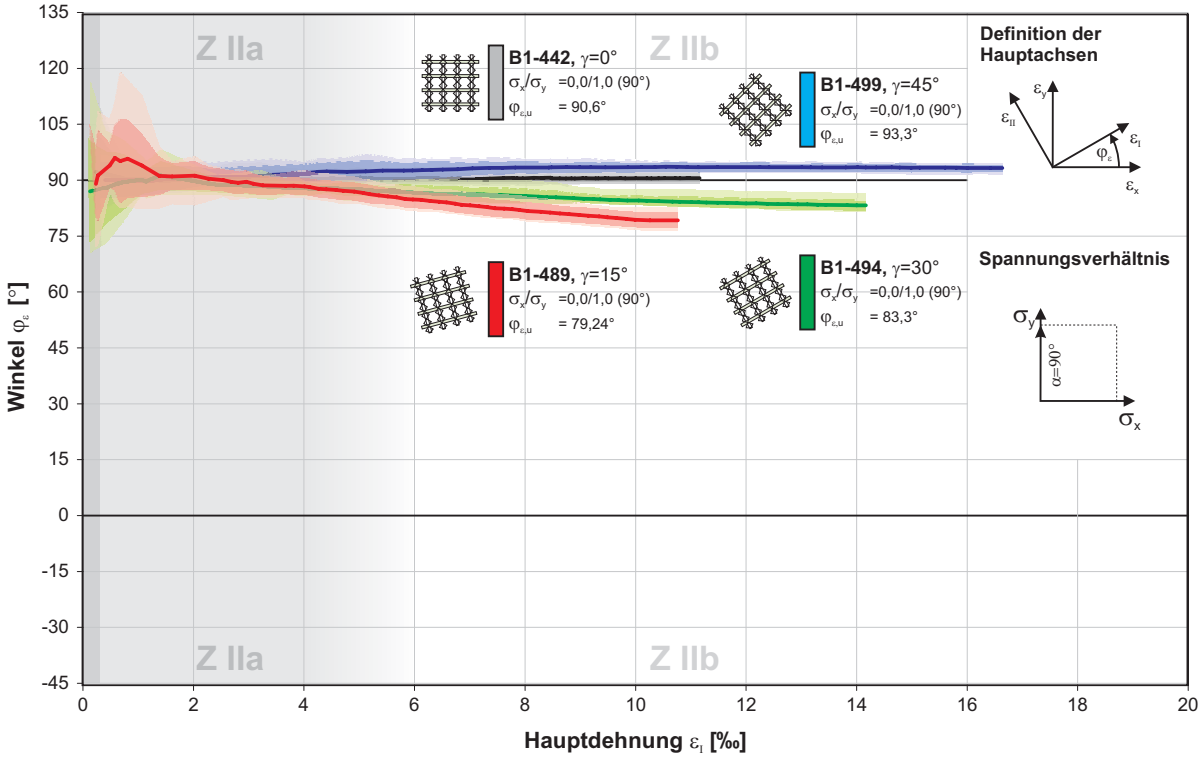


(b) Serie 3: $\sigma_x/\sigma_y = 1{,}0/0{,}51$ ($\alpha = 27\,°$) – $\gamma = 0\,°/15\,°/30\,°/45\,°$

Bild C.11: Serie 3: (A00) – Einfluss der Textilneigung auf den Winkel der Hauptdehnungen im Messfeld des Probekörpers



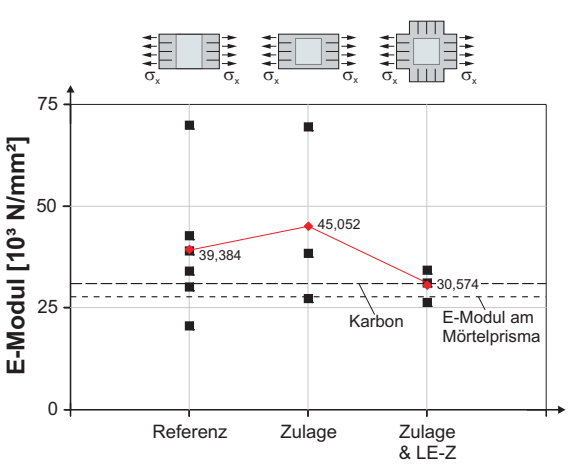
(a) $\sigma_x/\sigma_y = 0{,}51/1{,}0$ ($\alpha = 63\,°$) – $\gamma = 0\,°/15\,°/30\,°/45\,°$



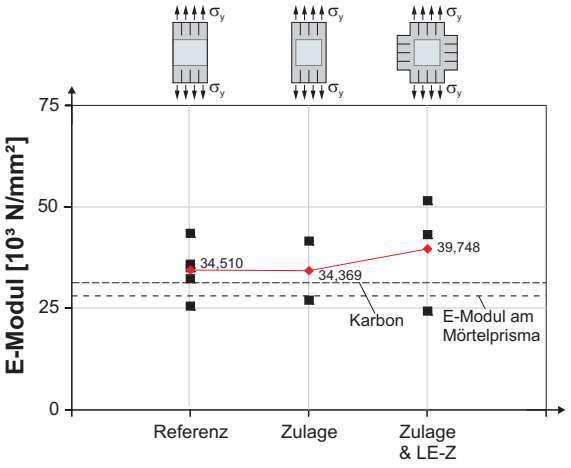
(b) Serie 3: $\sigma_x/\sigma_y = 0{,}0/1{,}00$ ($\alpha = 90\,°$) – $\gamma = 0\,°/15\,°/30\,°/45\,°$

Bild C.12: Serie 3: (A00) – Einfluss der Textilneigung auf den Winkel der Hauptdehnungen im Messfeld des Probekörpers

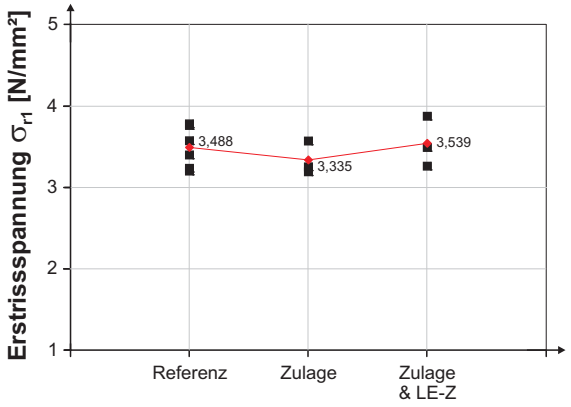
C.3 Serie 4



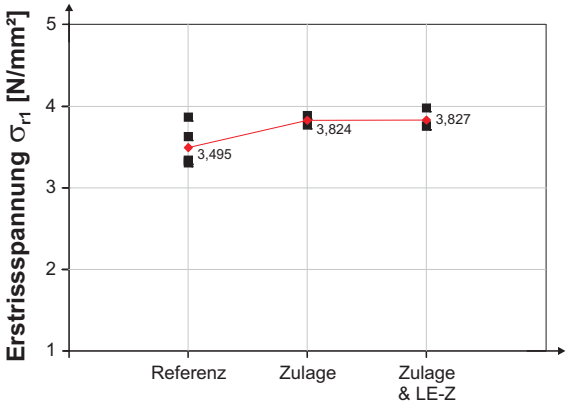
(a) E-Modul E_c



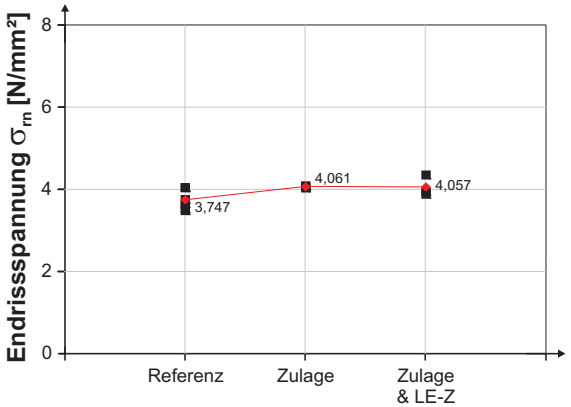
(b) E-Modul E_c, Kettrichtung



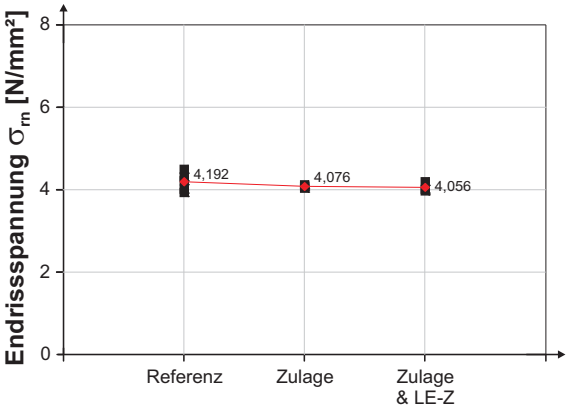
(c) Erstrissspannung σ_{r1}, Schussrichtung



(d) Erstrissspannung σ_{r1}, Kettrichtung

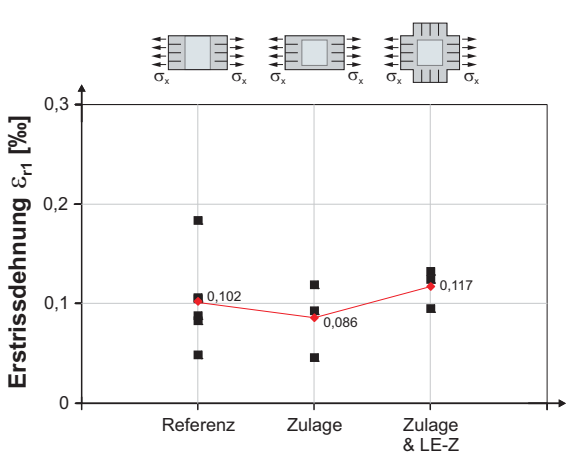


(e) Spannung am Ende der Rissbildung σ_{rn}, Schussrichtung

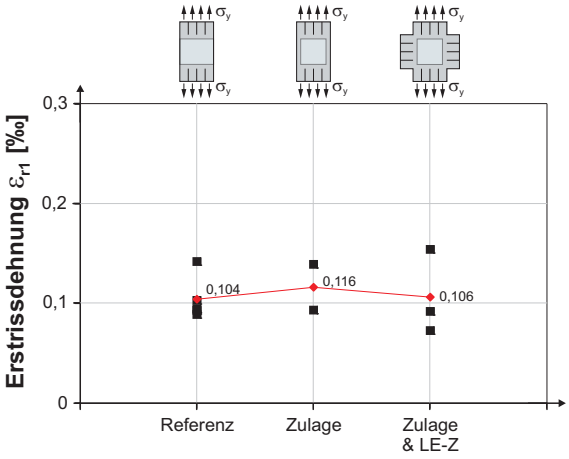


(f) Spannung am Ende der Rissbildung σ_{rn}, Kettrichtung

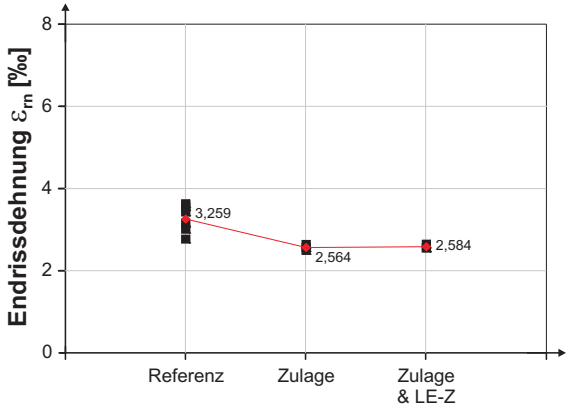
Bild C.13: Serie 4 (Textil: A00): E_c, σ_{r1}, σ_{rn}



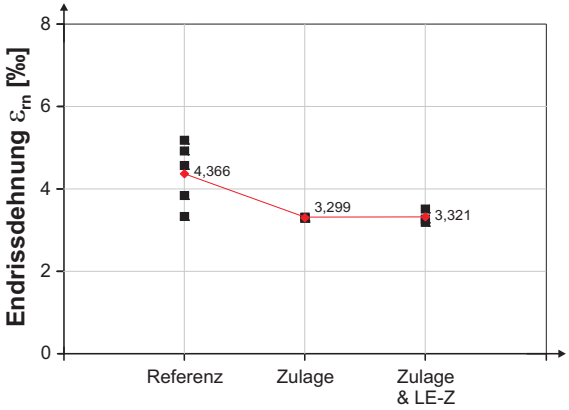
(a) Erstrissdehnung ε_{r1}, Schussrichtung



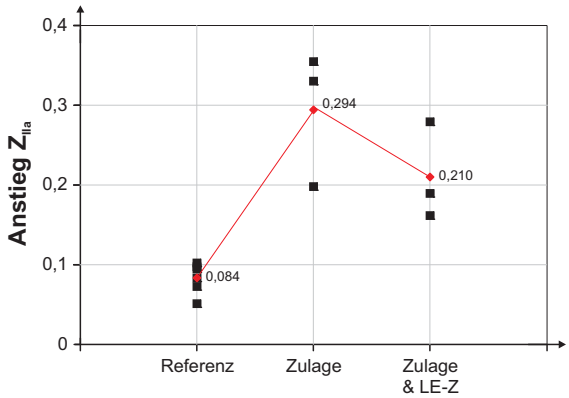
(b) Erstrissdehnung ε_{r1}, Kettrichtung



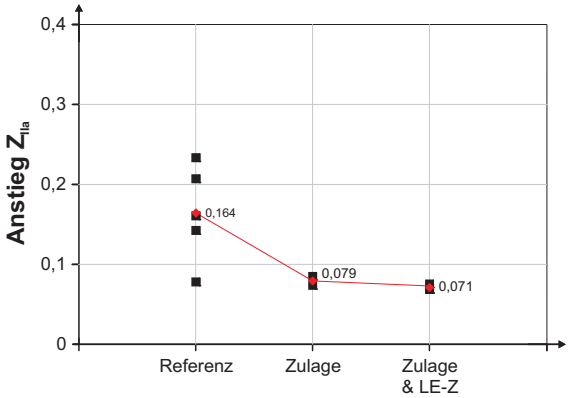
(c) Dehnung am Ende der Rissbildung ε_{rn}, Schussrichtung



(d) Dehnung am Ende der Rissbildung ε_{rn}, Kettrichtung

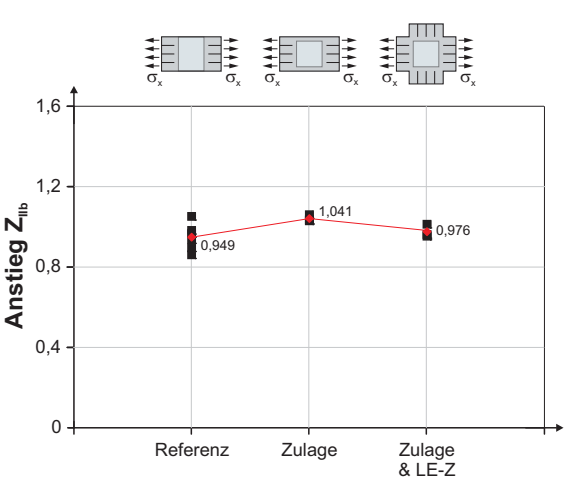


(e) m_2, Schussrichtung

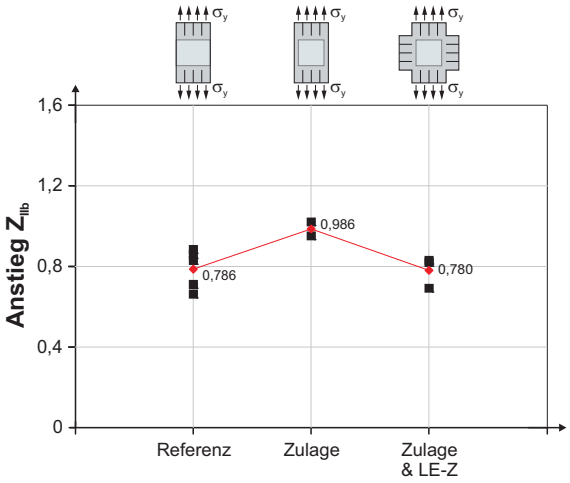


(f) m_2, Kettrichtung

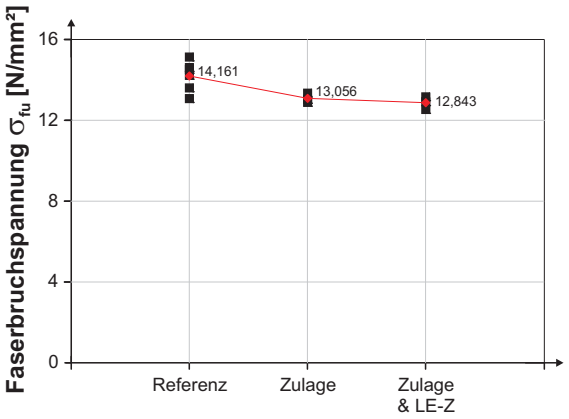
Bild C.14: Serie 4 (Textil: A00): ε_{rn}, σ_{rn}/σ_{r1}, m_2



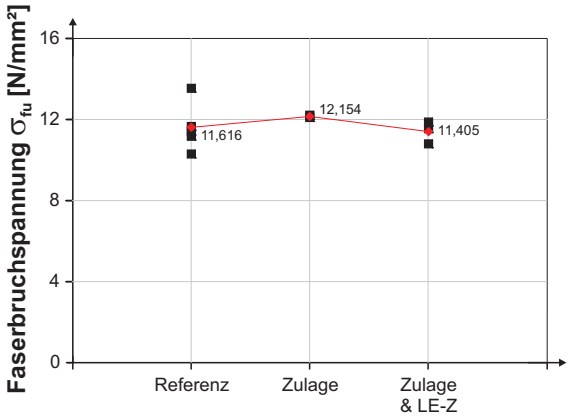
(a) m_3, Schussrichtung



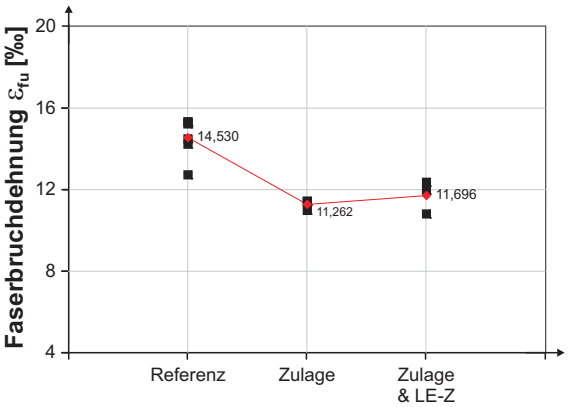
(b) m_2, Kettrichtung



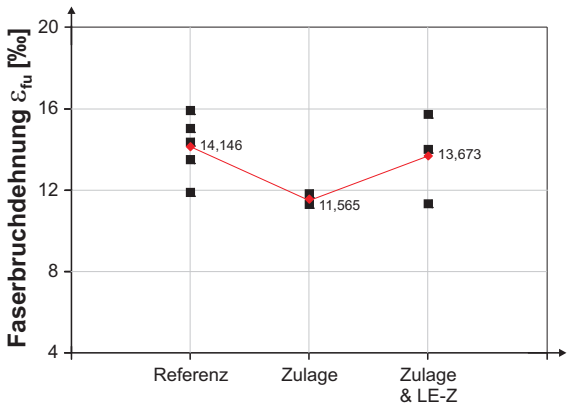
(c) Faserbruchspannung σ_{fu}, Schussrichtung



(d) Faserbruchspannung σ_{fu}, Kettrichtung



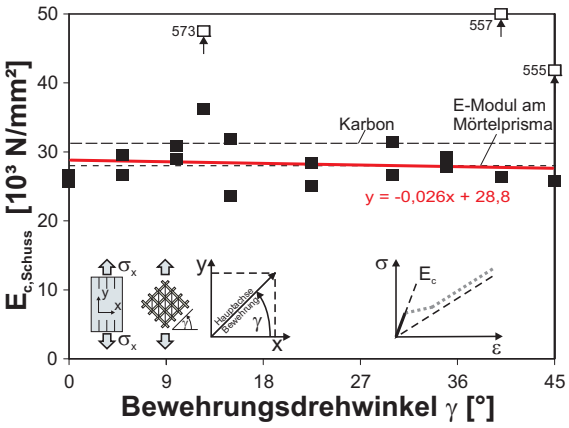
(e) Betonbruchdehnung $\varepsilon_{\mathrm{cu}}$, Schussrichtung



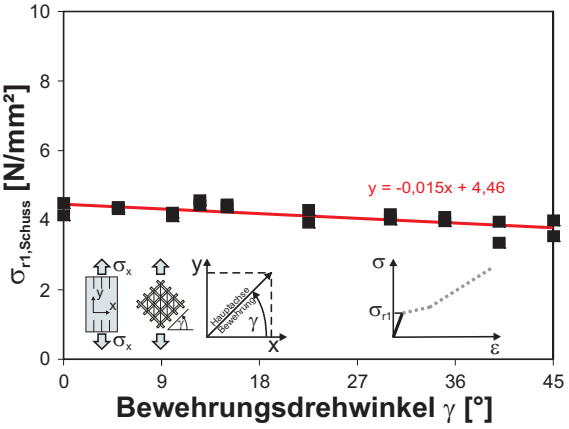
(f) Betonbruchdehnung $\varepsilon_{\mathrm{cu}}$, Kettrichtung

Bild C.15: Serie 4 (Textil: A00): m_3, σ_{fu}, $\varepsilon_{\mathrm{fu}}$

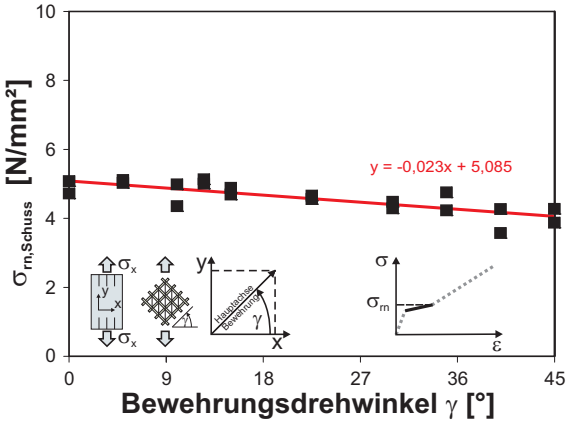
C.4 Serie 5



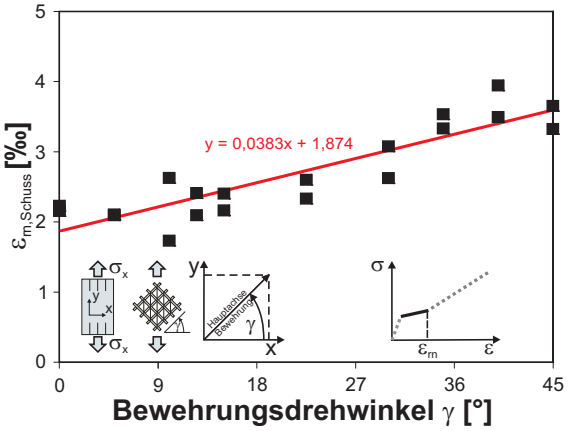
(a) E-Modul E_c



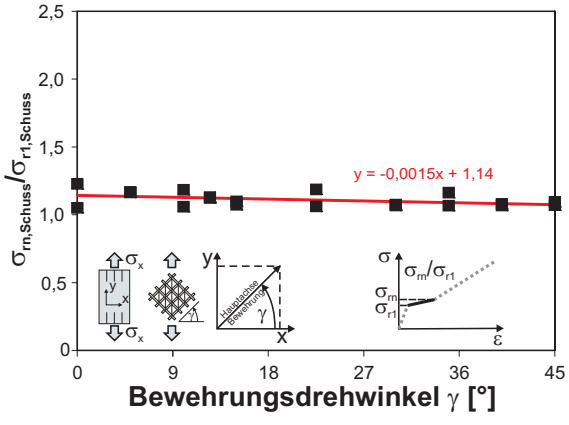
(b) Erstrissspannung σ_{r1}



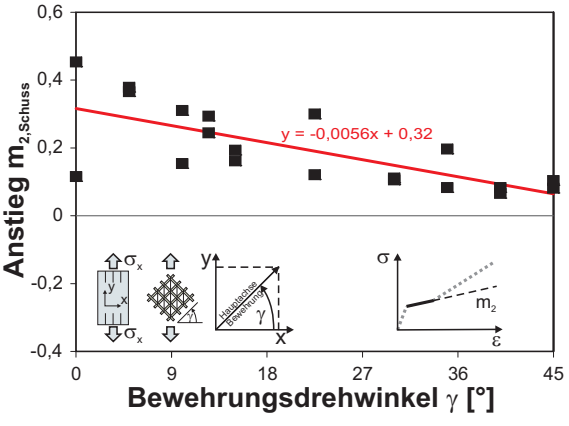
(c) Spannung am Ende der Rissbildung σ_{rn}



(d) Dehnung am Ende der Rissbildung ε_{rn}

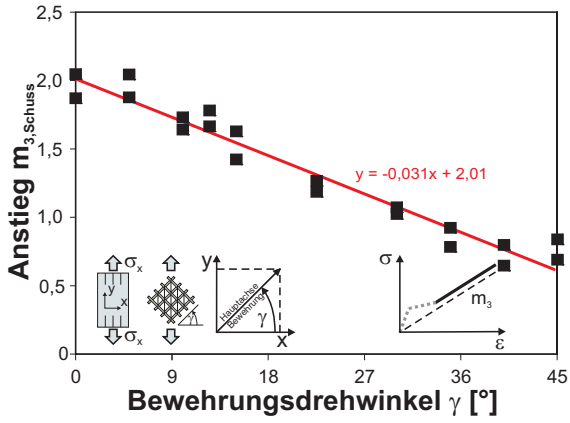


(e) σ_{rn}/σ_{r1}

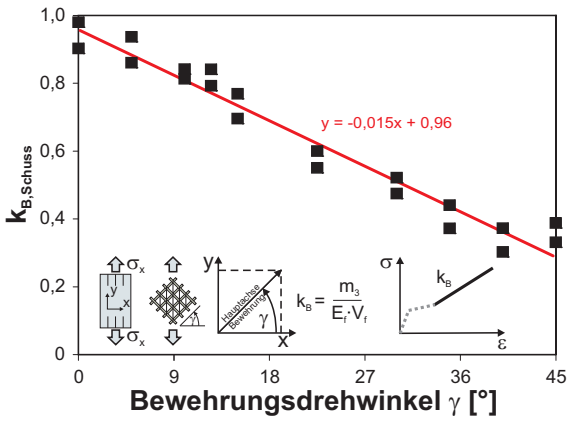


(f) m_2

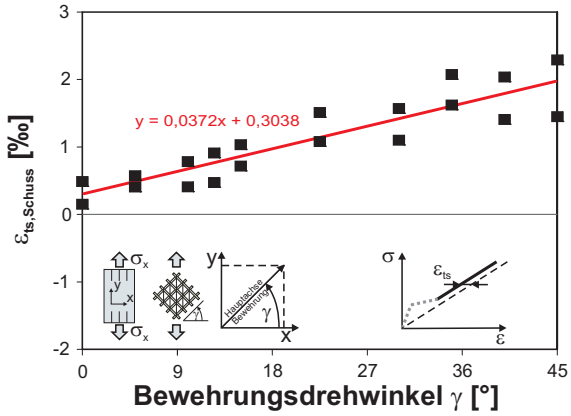
Bild C.16: Serie 5 (Textil: C45): E_c, σ_{r1}, σ_{rn}, σ_{rn}/σ_{r1}, m_2



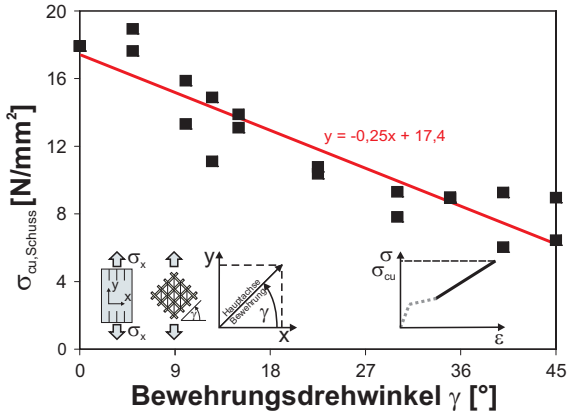
(a) m_3



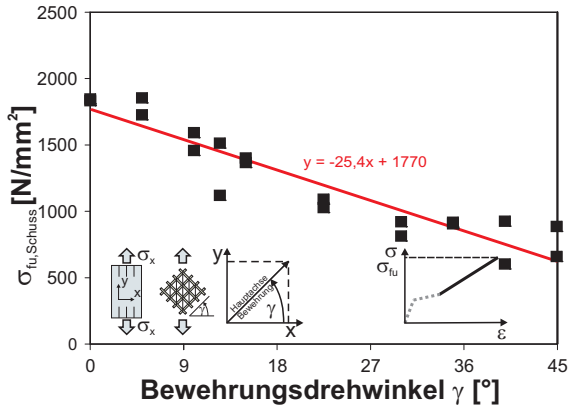
(b) k_B



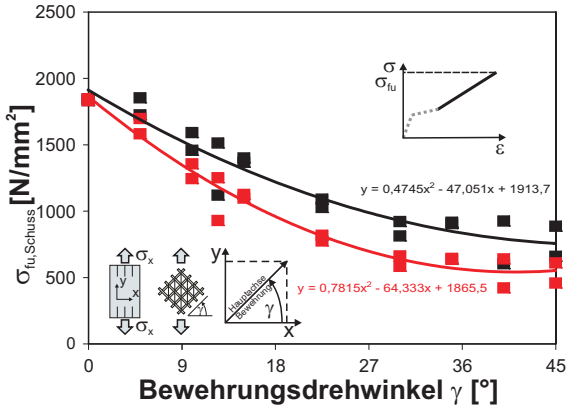
(c) Tension Stiffening ε_{ts}



(d) Betonbruchspannung σ_{cu}

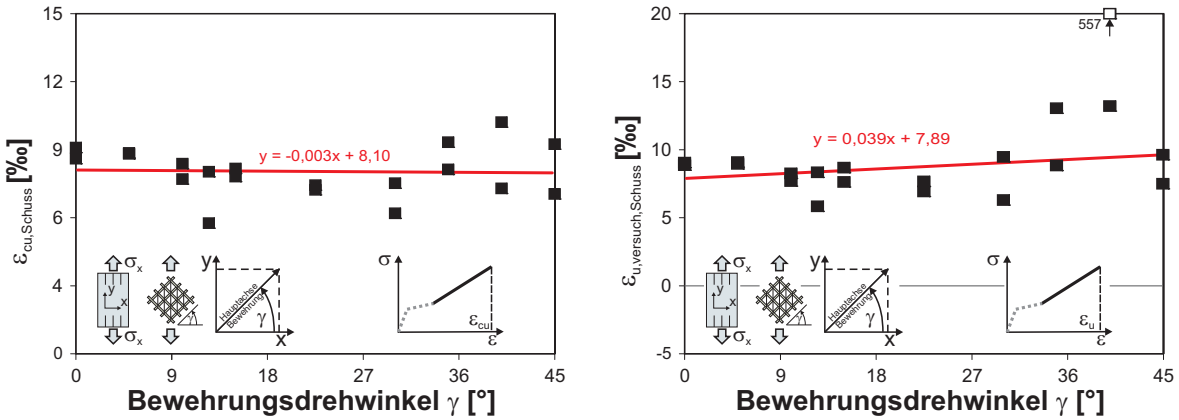


(e) Faserbruchspannung σ_{fu}



(f) effektive Faserbruchspannung $\sigma_{fu,eff}$

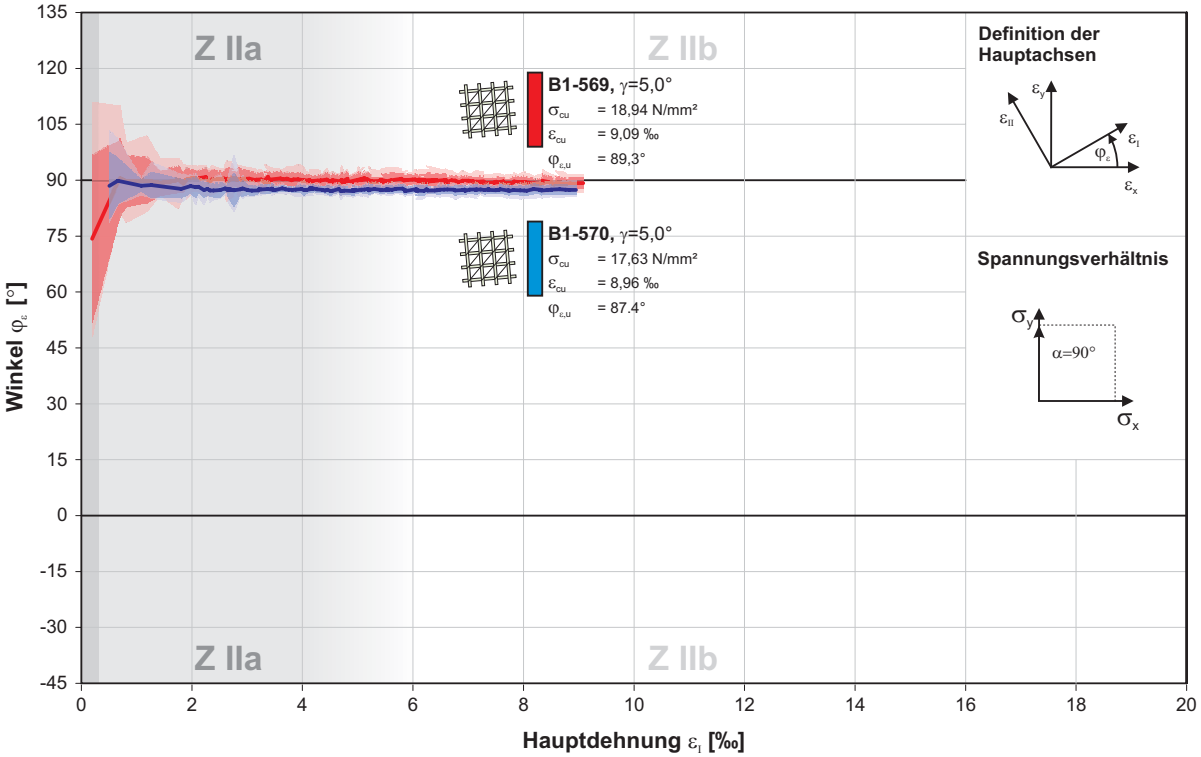
Bild C.17: Serie 5 (Textil: C45): m_3, k_B, ε_{ts}, σ_{fu}, σ_{cu}



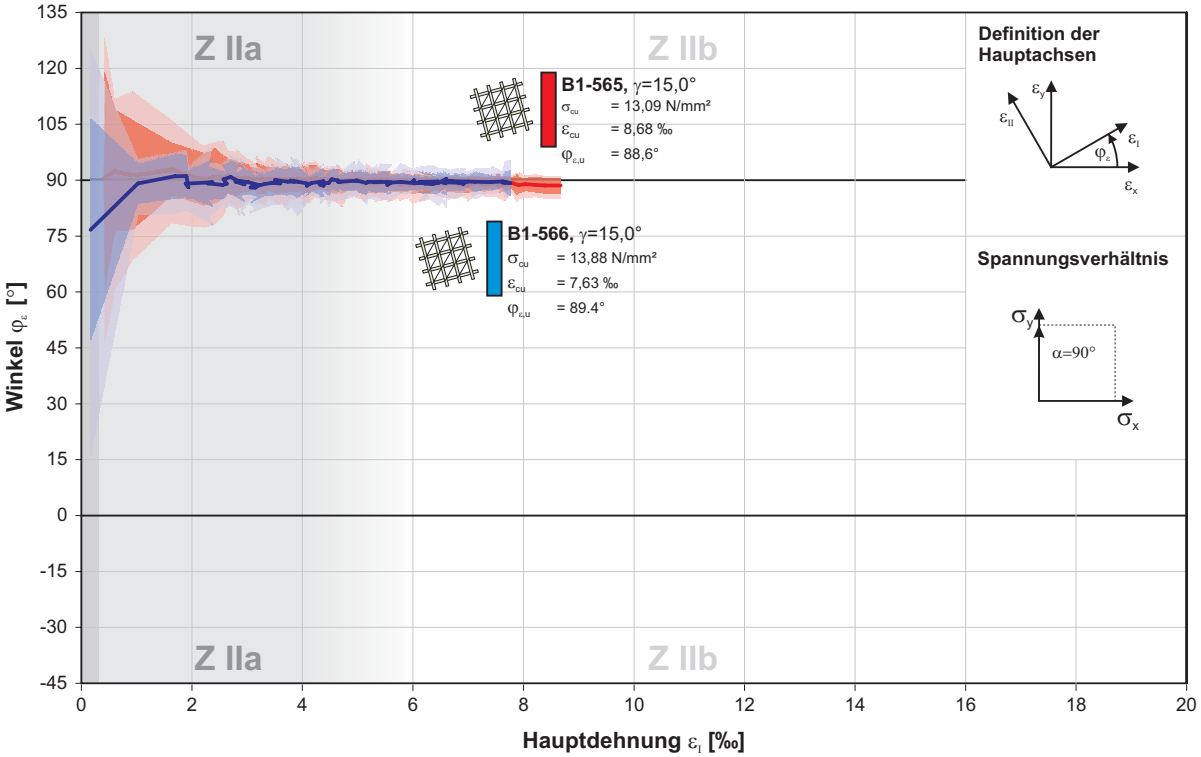
(a) Betonbruchdehnung ε_{cu}

(b) Bruchdehnung im Versuch $\varepsilon_{u,Versuch}$

Bild C.18: Serie 5 (Textil: C45): ε_{cu}, $\varepsilon_{u,Versuch}$

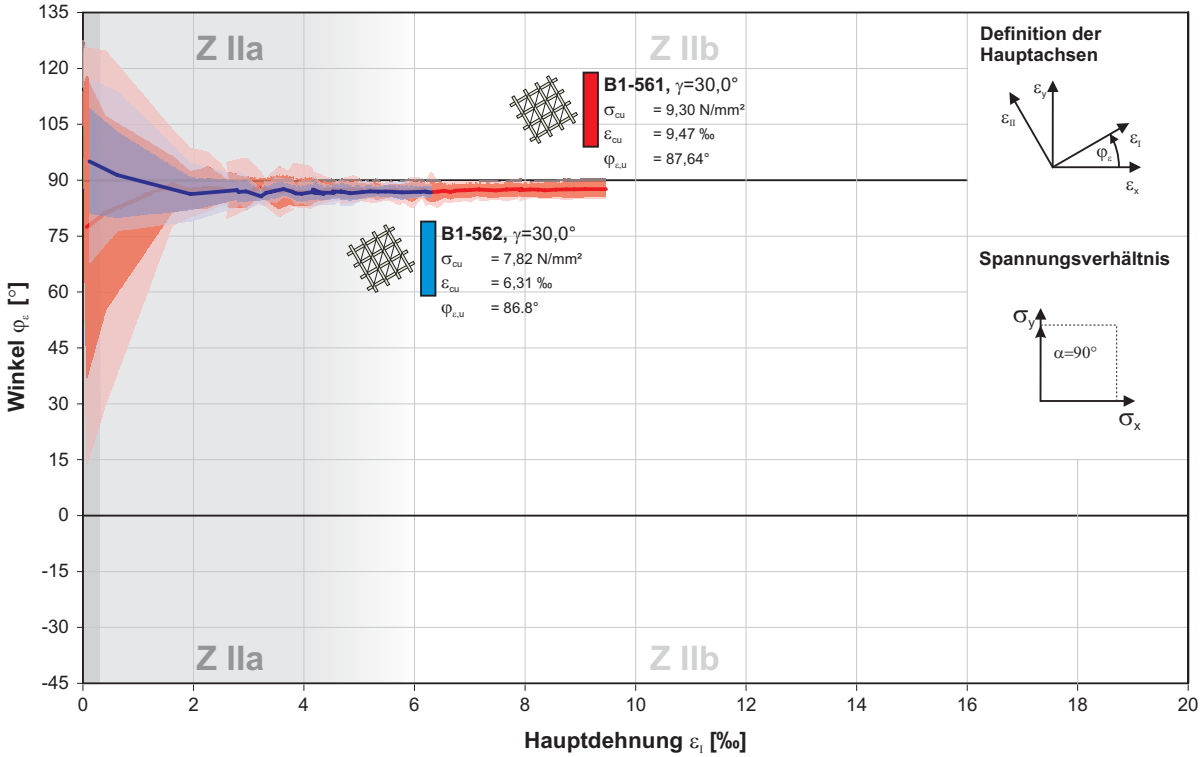


(a) $\sigma_x/\sigma_y = 1{,}0/0{,}0$ $(\alpha = 0\,°)$ – $\gamma = 5\,°$

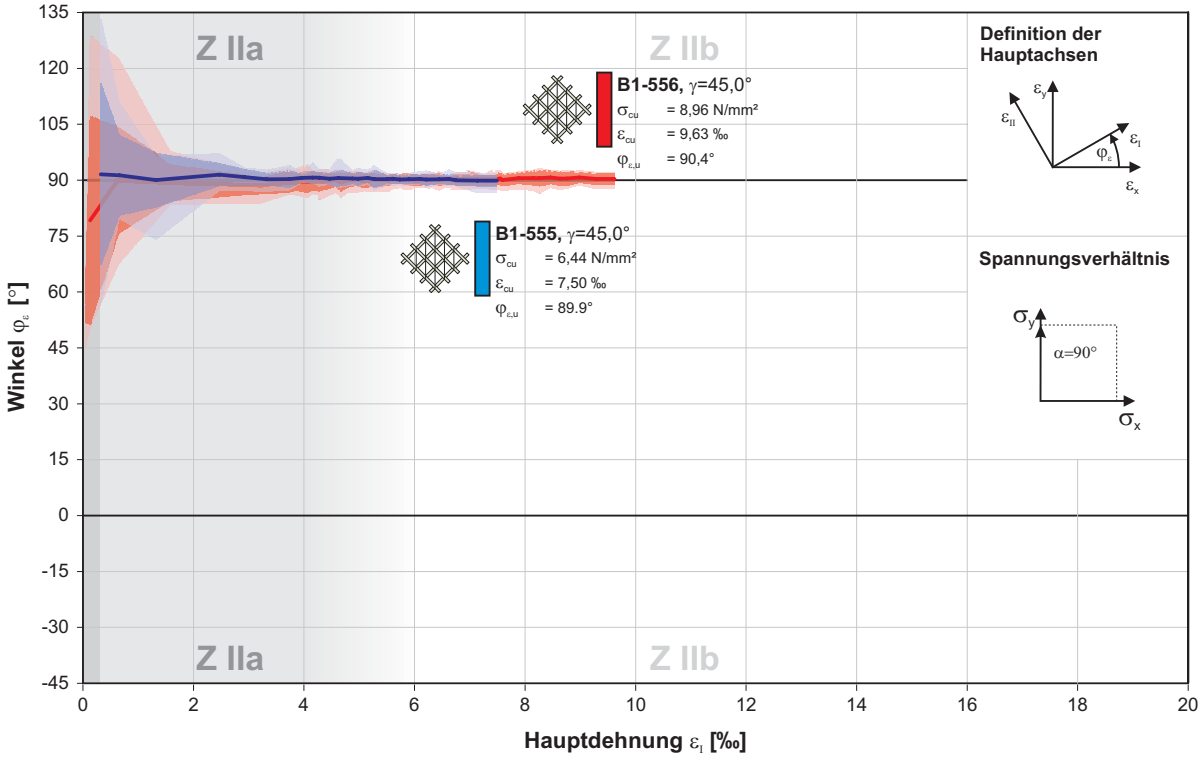


(b) $\sigma_x/\sigma_y = 1{,}0/0{,}0$ $(\alpha = 0\,°)$ – $\gamma = 15\,°$

Bild C.19: Serie 5: (C45) – Einfluss der Textilneigung auf den Winkel der Hauptdehnungen im Messfeld des Probekörpers



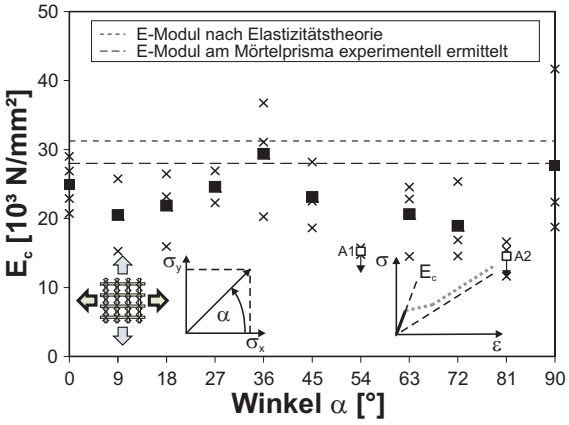
(a) $\sigma_x/\sigma_y = 1{,}0/0{,}0$ $(\alpha = 0\,°)$ – $\gamma = 30\,°$



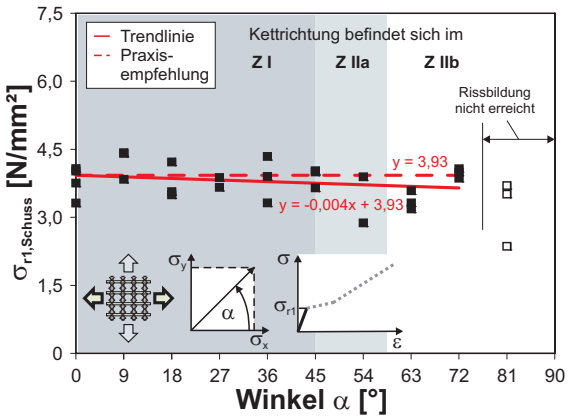
(b) $\sigma_x/\sigma_y = 1{,}0/0{,}0$ $(\alpha = 0\,°)$ – $\gamma = 45\,°$

Bild C.20: Serie 5: (C45) – Einfluss der Textilneigung auf den Winkel der Hauptdehnungen im Messfeld des Probekörpers

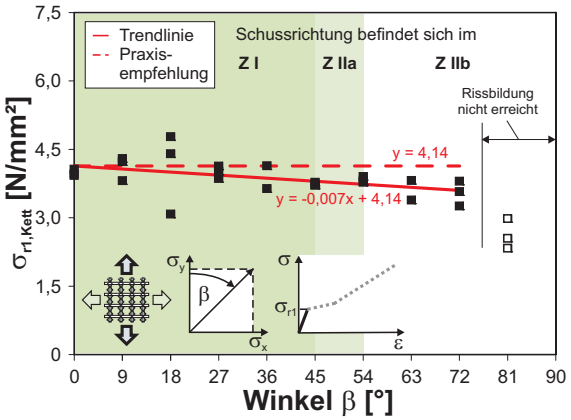
C.5 Serie 6



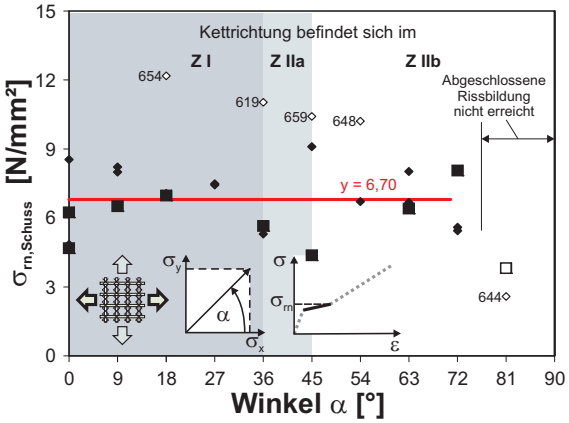
(a) E-Modul E_c



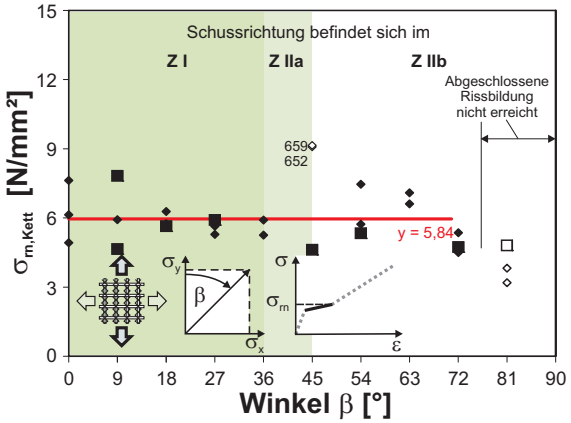
(b) Erstrissspannung σ_{r1}, Schussrichtung



(c) Erstrissspannung σ_{r1}, Kettrichtung

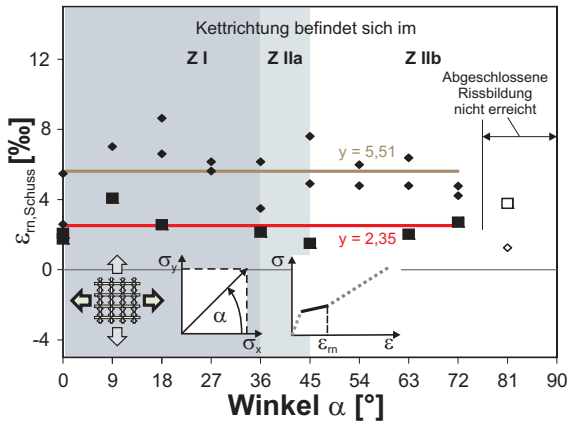


(d) Spannung am Ende der Rissbildung σ_{rn}, Schussrichtung

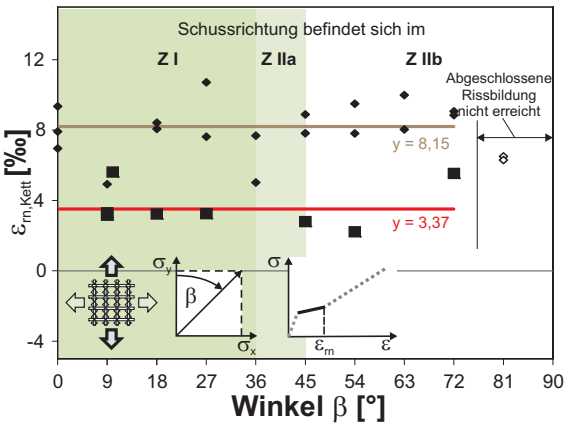


(e) Spannung am Ende der Rissbildung σ_{rn}, Kettrichtung

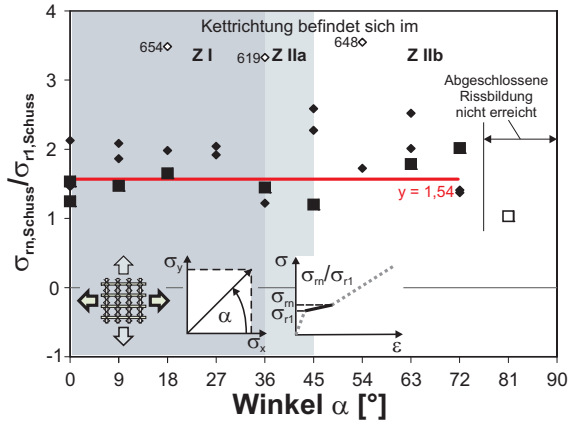
Bild C.21: Serie 6 (Textil: C00): E_c, σ_{r1}, σ_{rn}
Legende: □ ungestört, ◇ Delamination



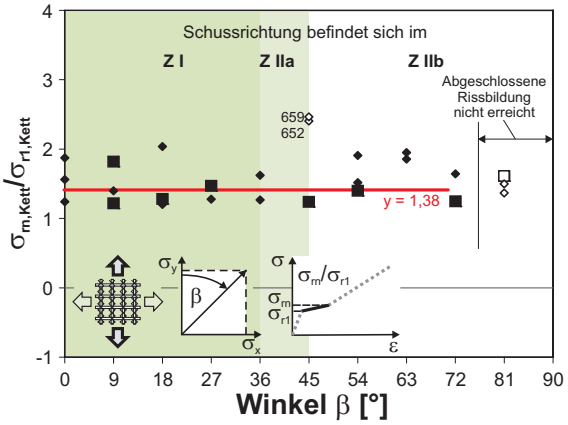
(a) Dehnung am Ende der Rissbildung $\varepsilon_{\mathrm{rn}}$, Schussrichtung



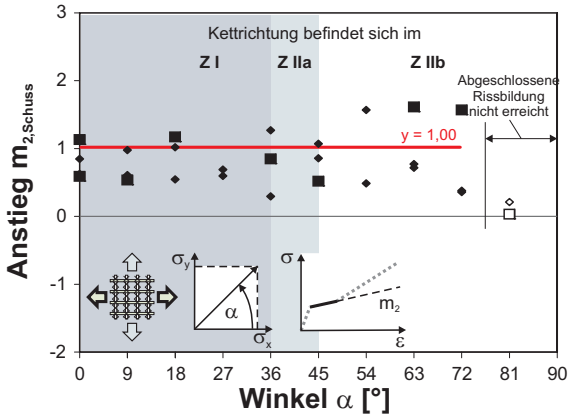
(b) Dehnung am Ende der Rissbildung $\varepsilon_{\mathrm{rn}}$, Kettrichtung



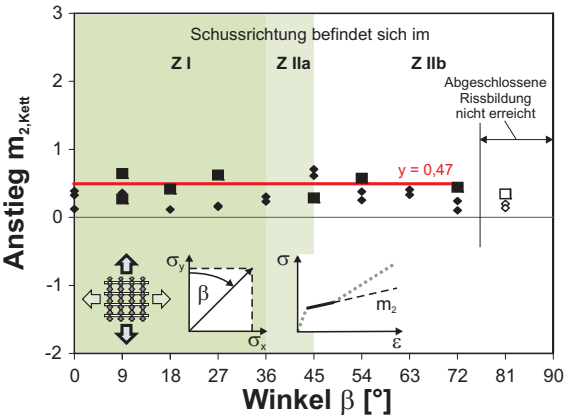
(c) $\sigma_{rn}/\sigma_{\mathrm{r1}}$, Schussrichtung



(d) $\sigma_{rn}/\sigma_{\mathrm{r1}}$, Kettrichtung

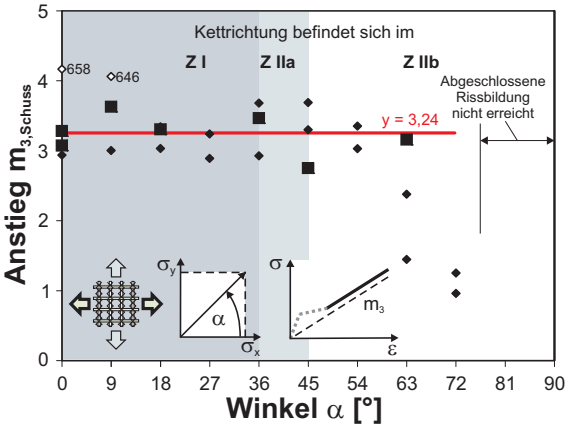


(e) m_2, Schussrichtung

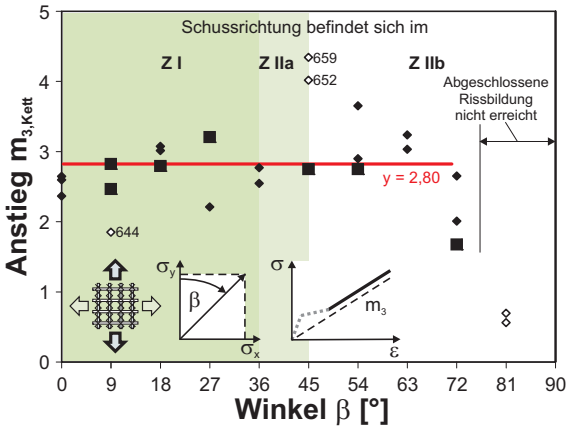


(f) m_2, Kettrichtung

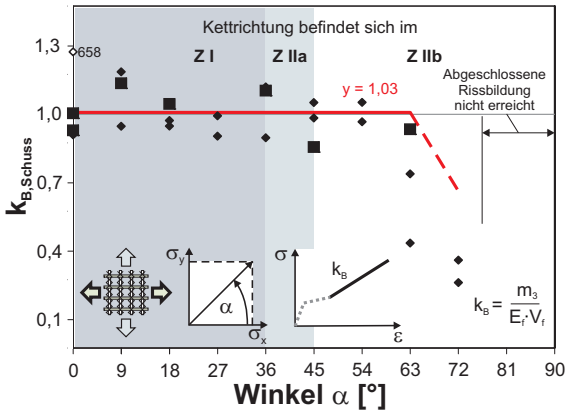
Bild C.22: Serie 6 (Textil: C00): $\varepsilon_{\mathrm{rn}}$, $\sigma_{rn}/\sigma_{\mathrm{r1}}$, m_2



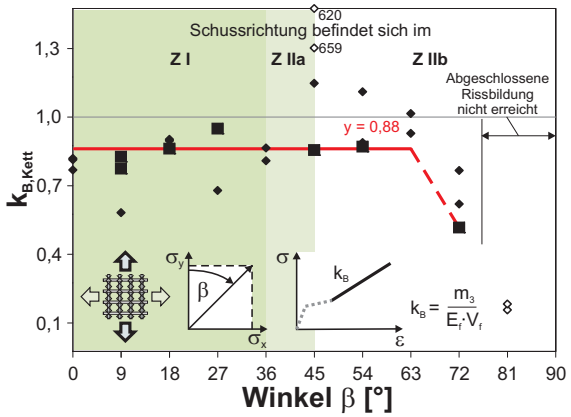
(a) m_3, Schussrichtung



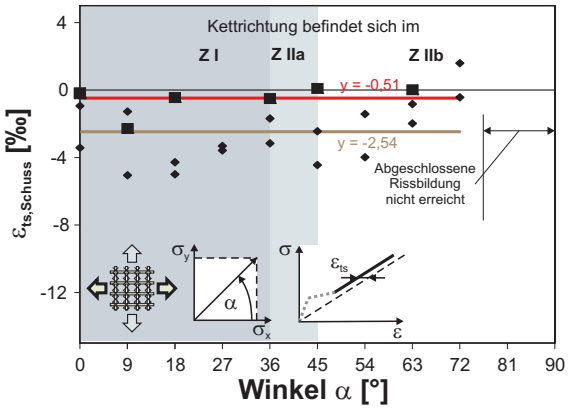
(b) m_3, Kettrichtung



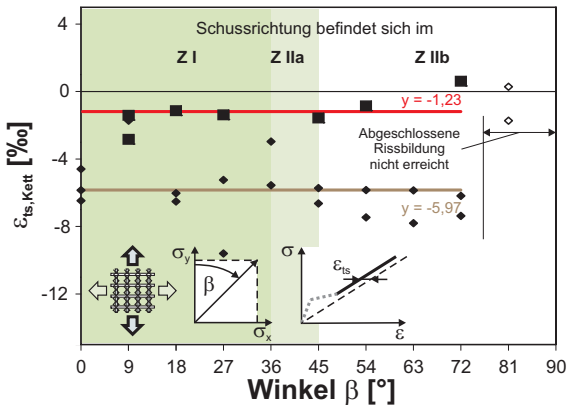
(c) k_B, Schussrichtung



(d) k_B, Kettrichtung

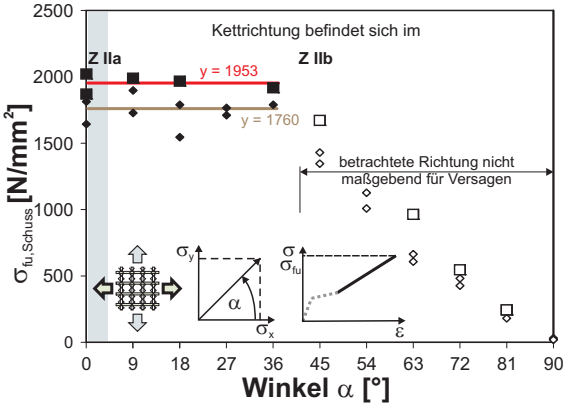


(e) Tension Stiffening ε_{ts}, Schussrichtung

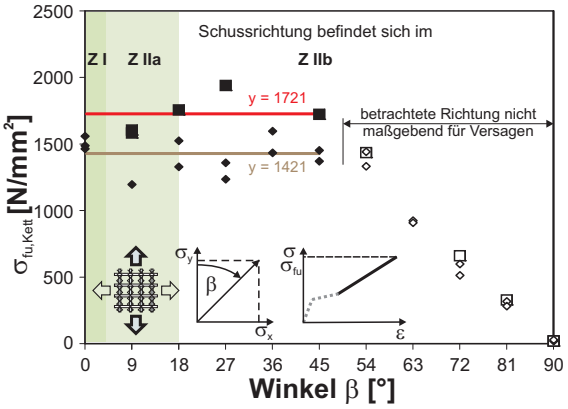


(f) Tension Stiffening ε_{ts}, Kettrichtung

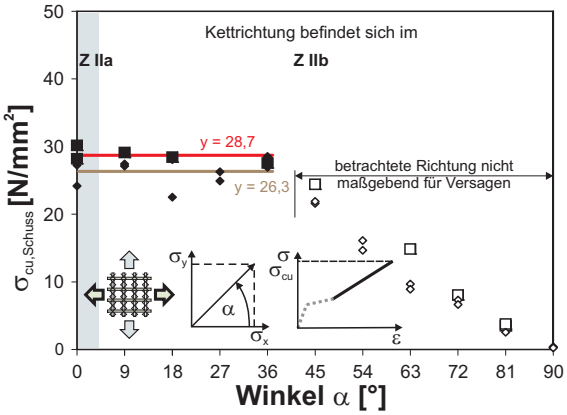
Bild C.23: Serie 6 (Textil: C00): m_3, k_B, ε_{ts}
Legende: □ ungestört, ◇ Delamination



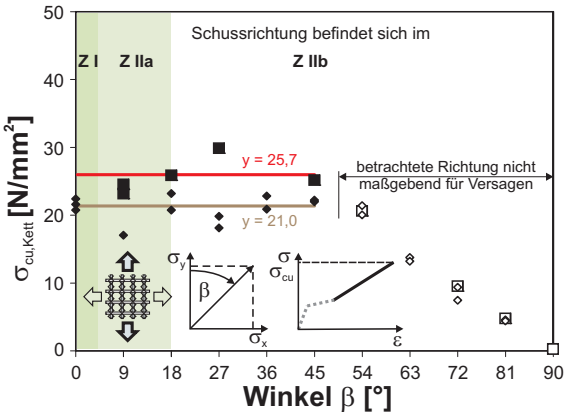
(a) Faserbruchspannung σ_{fu}, Schussrichtung



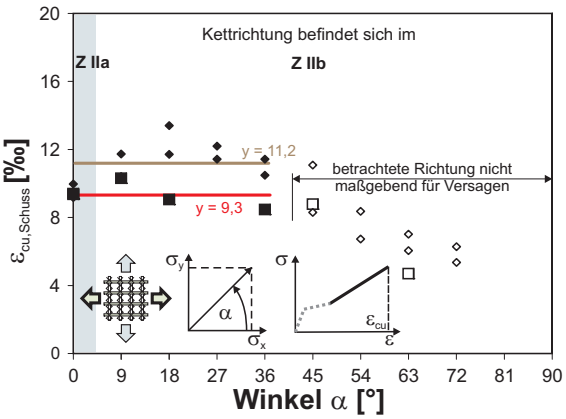
(b) Faserbruchspannung σ_{fu}, Kettrichtung



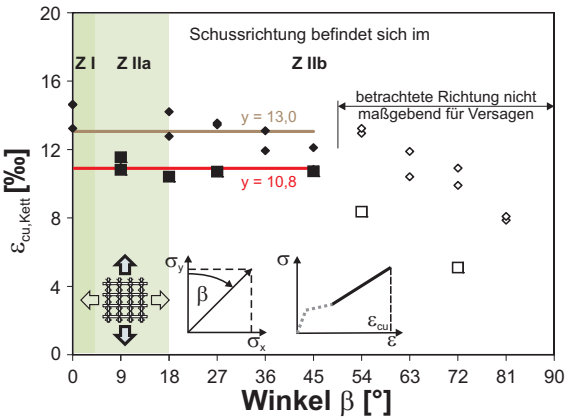
(c) Betonbruchspannung σ_{cu}, Schussrichtung



(d) Betonbruchspannung σ_{cu}, Kettrichtung

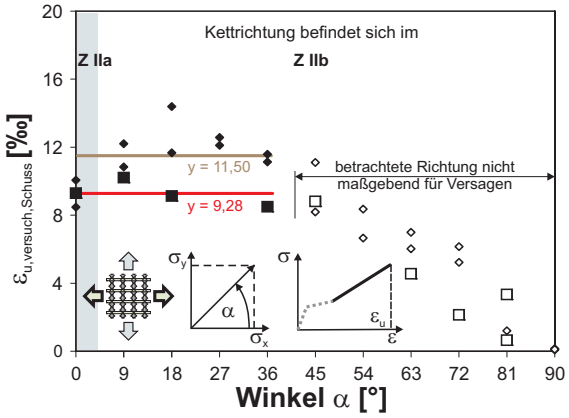


(e) Betonbruchdehnung ε_{cu}, Schussrichtung

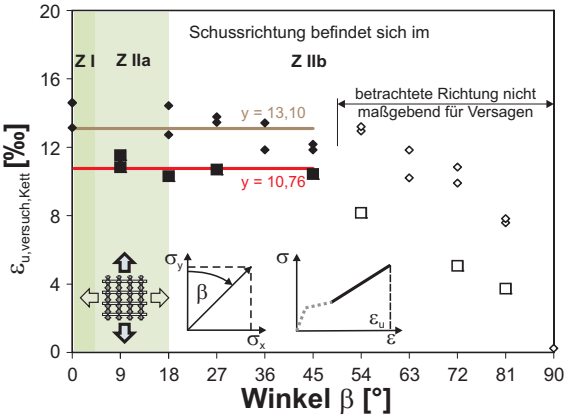


(f) Betonbruchdehnung ε_{cu}, Kettrichtung

Bild C.24: Serie 6 (Textil: C00): σ_{fu}, σ_{cu}, ε_{cu}
Legende: □ ungestört, ◇ Delamination



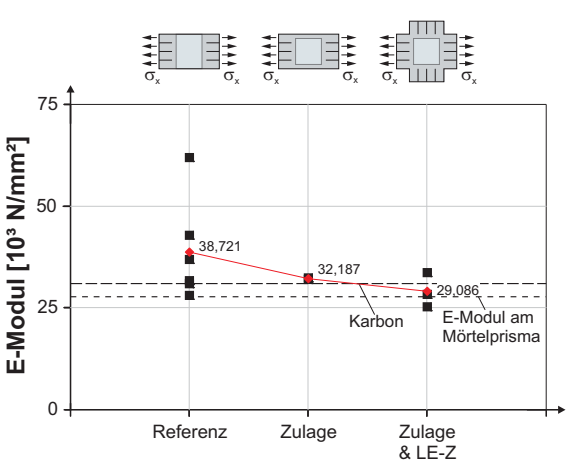
(a) Bruchdehnung im Versuch $\varepsilon_{u,Versuch}$, Schussrichtung



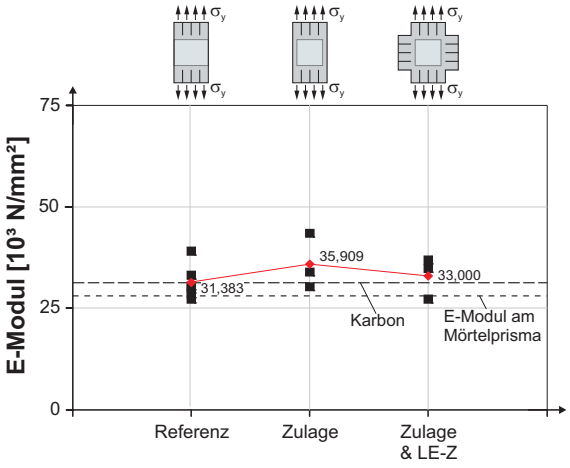
(b) Bruchdehnung im Versuch $\varepsilon_{u,Versuch}$, Kettrichtung

Bild C.25: Serie 6 (Textil: C00): $\varepsilon_{u,Versuch}$
Legende: □ ungestört, ◇ Delamination

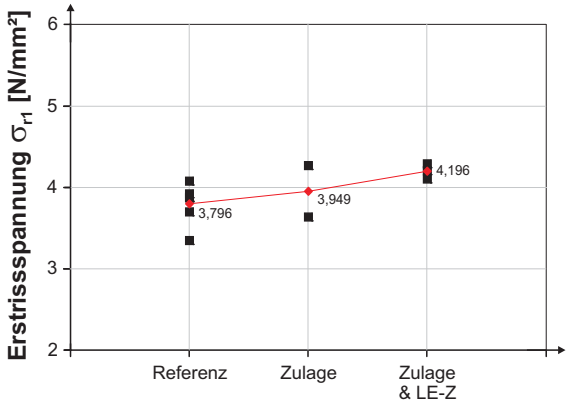
C.6 Serie 7



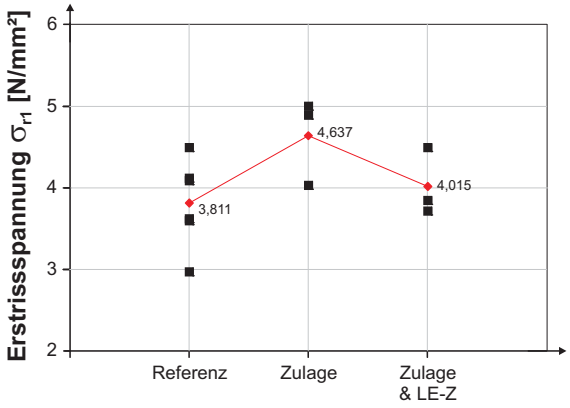
(a) E-Modul E_c



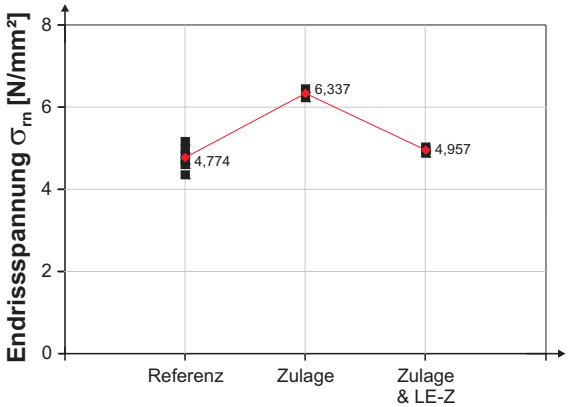
(b) E-Modul E_c, Kettrichtung



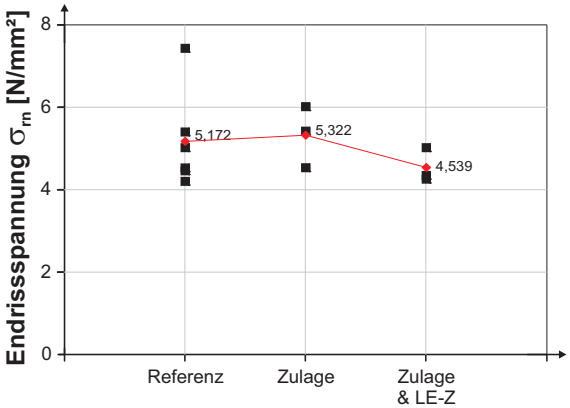
(c) Erstrissspannung σ_{r1}, Schussrichtung



(d) Erstrissspannung σ_{r1}, Kettrichtung

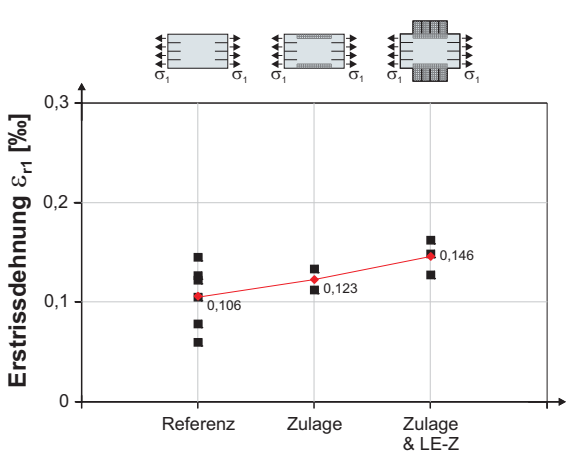


(e) Spannung am Ende der Rissbildung σ_{rn}, Schussrichtung

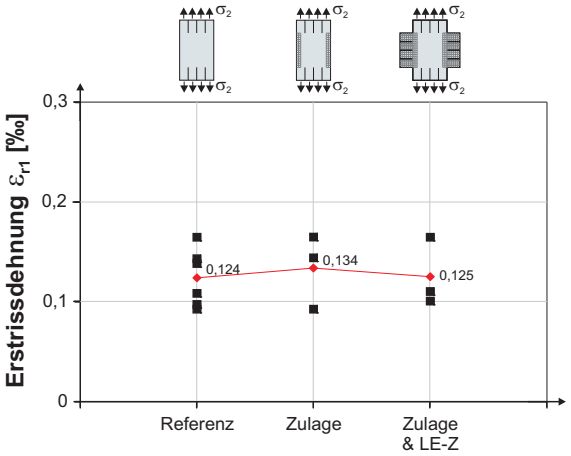


(f) Spannung am Ende der Rissbildung σ_{rn}, Kettrichtung

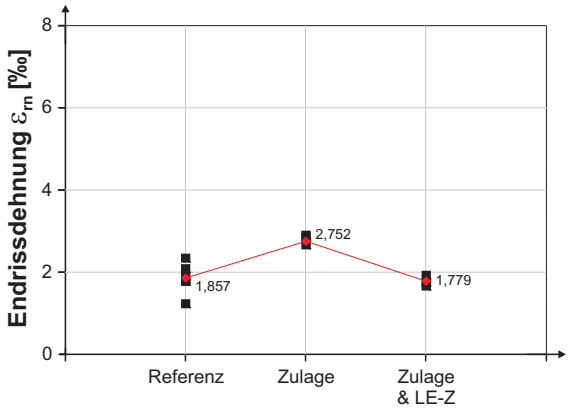
Bild C.26: Serie 7 (Textil: C00): E_c, σ_{r1}, σ_{rn}



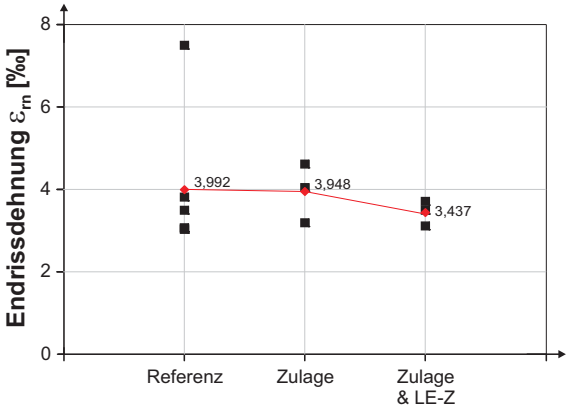
(a) Erstrissdehnung ε_{r1}, Schussrichtung



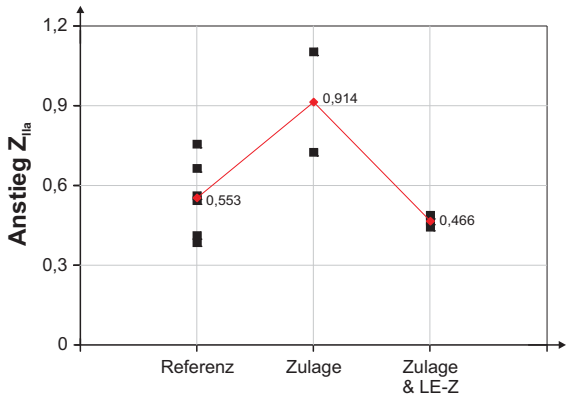
(b) Erstrissdehnung ε_{r1}, Kettrichtung



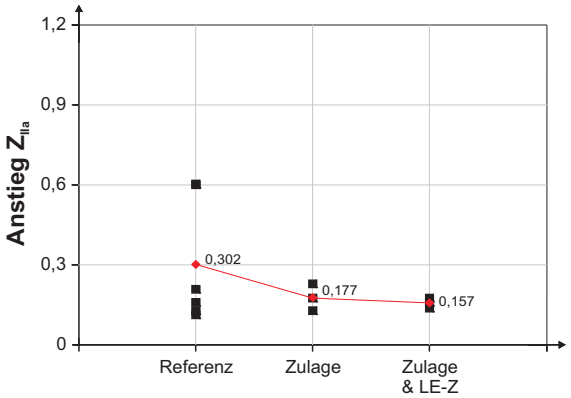
(c) Dehnung am Ende der Rissbildung ε_{rn}, Schussrichtung



(d) Dehnung am Ende der Rissbildung ε_{rn}, Kettrichtung

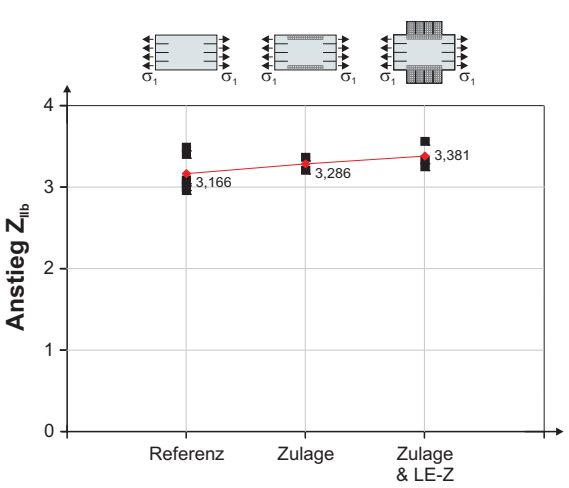


(e) m_2, Schussrichtung

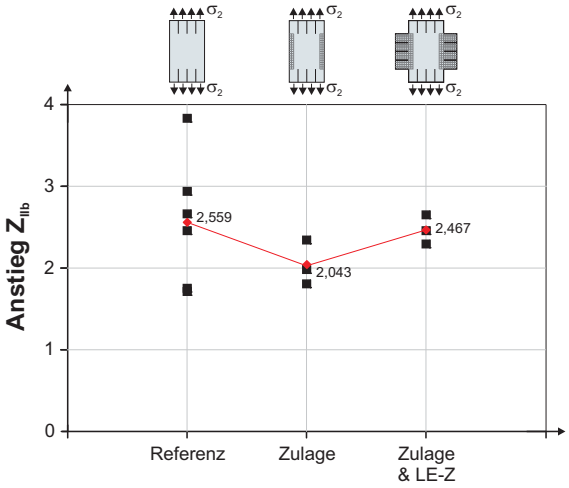


(f) m_2, Kettrichtung

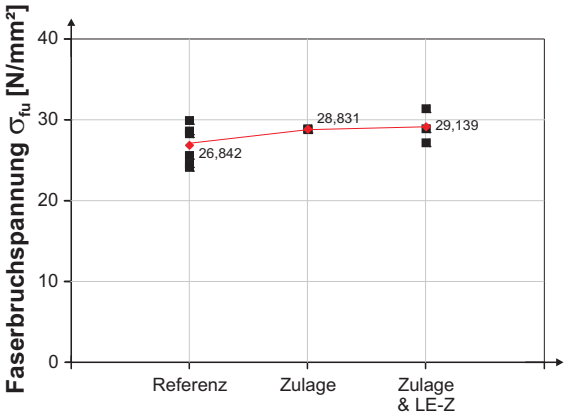
Bild C.27: Serie 7 (Textil: C00): ε_{rn}, σ_{rn}/σ_{r1}, m_2



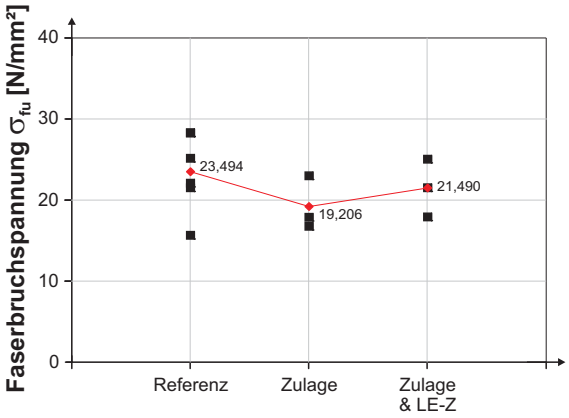
(a) m_3, Schussrichtung



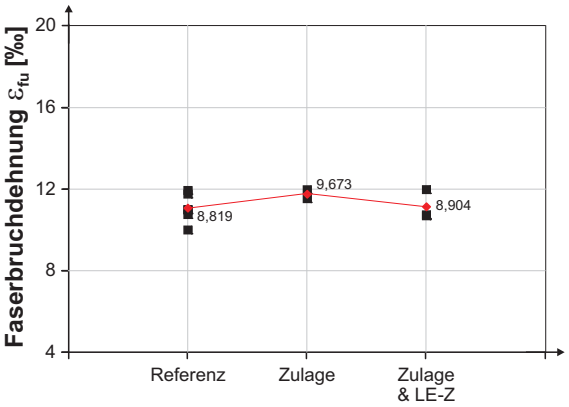
(b) m_2, Kettrichtung



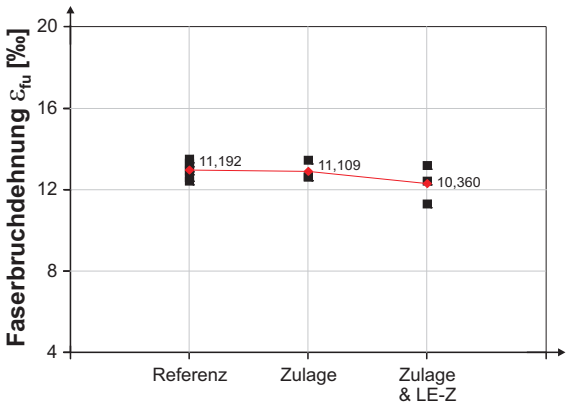
(c) Faserbruchspannung σ_{fu}, Schussrichtung



(d) Faserbruchspannung σ_{fu}, Kettrichtung



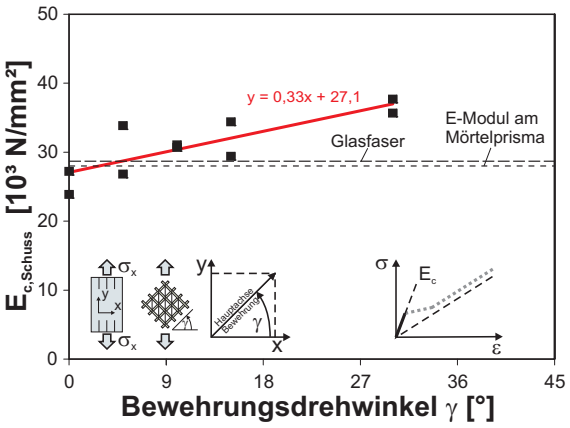
(e) Betonbruchdehnung $\varepsilon_{\mathrm{cu}}$, Schussrichtung



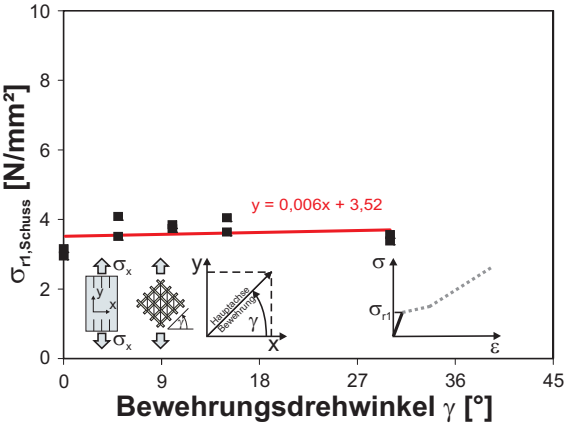
(f) Betonbruchdehnung $\varepsilon_{\mathrm{cu}}$, Kettrichtung

Bild C.28: Serie 7 (Textil: C00): m_3, σ_{fu}, $\varepsilon_{\mathrm{fu}}$

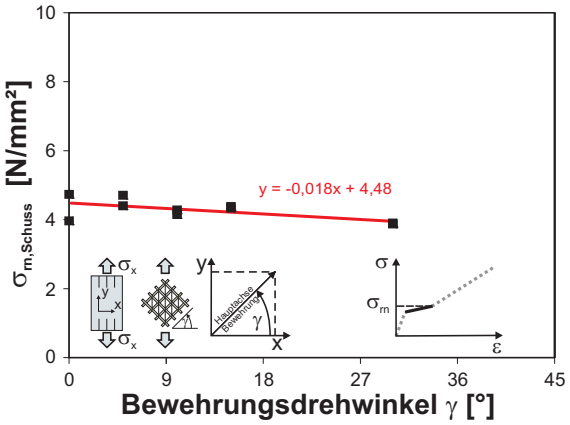
C.7 Serie 9



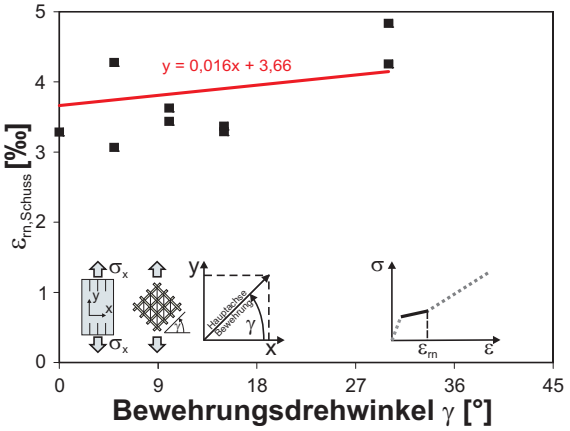
(a) E-Modul E_c



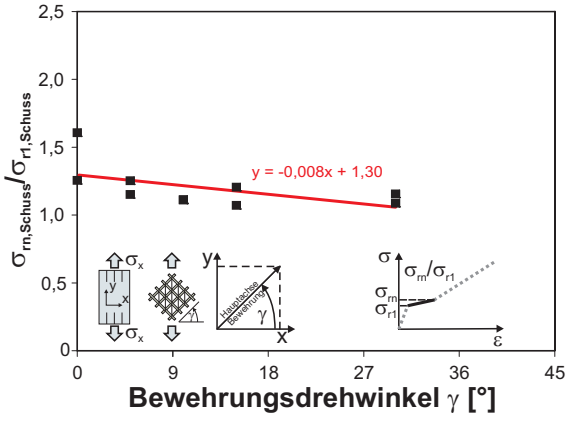
(b) Erstrissspannung σ_{r1}



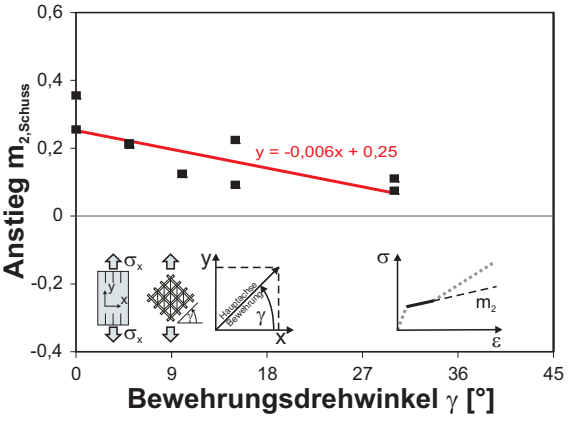
(c) Spannung am Ende der Rissbildung σ_{rn}



(d) Dehnung am Ende der Rissbildung ε_{rn}

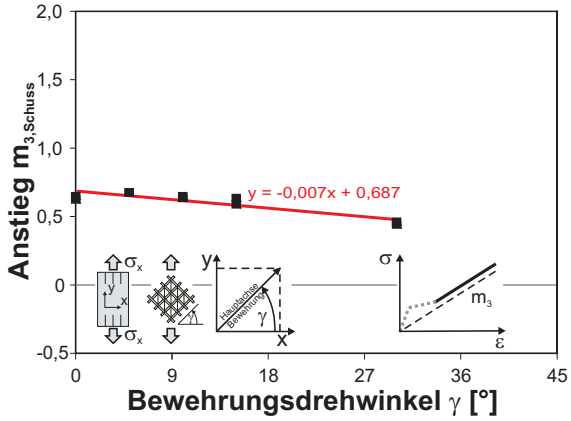


(e) σ_{rn}/σ_{r1}

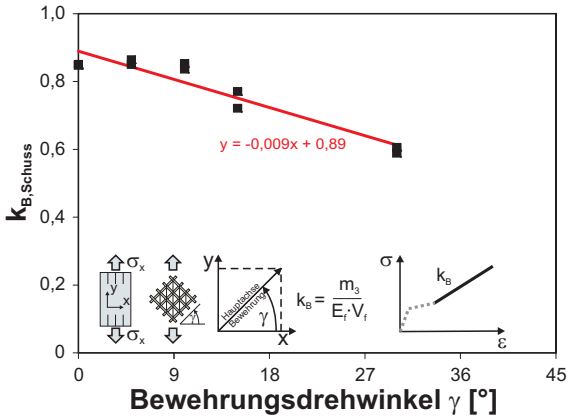


(f) m_2

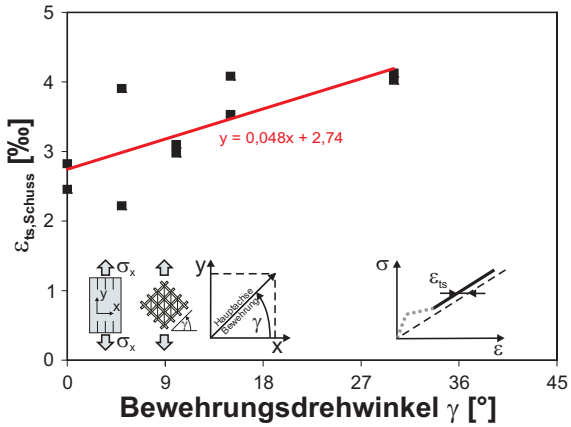
Bild C.29: Serie 9 (Textil: A45): E_c, σ_{r1}, σ_{rn}, σ_{rn}/σ_{r1}, m_2



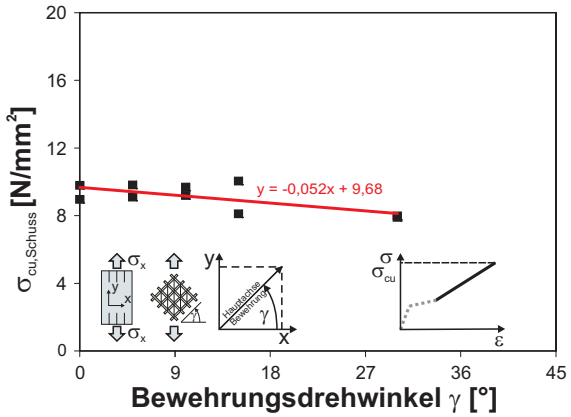
(a) m_3



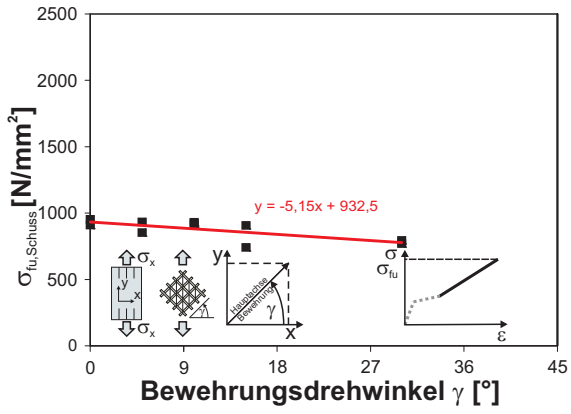
(b) k_B



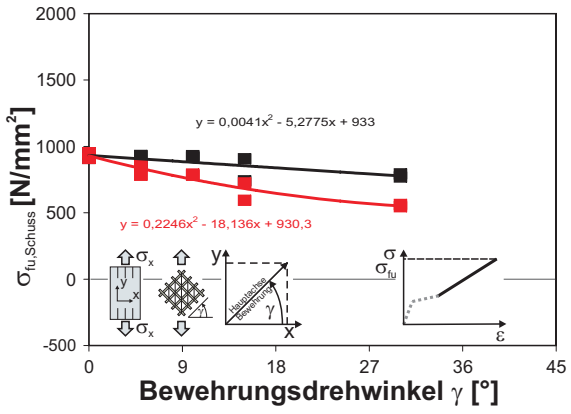
(c) Tension Stiffening ε_{ts}



(d) Betonbruchspannung σ_{cu}

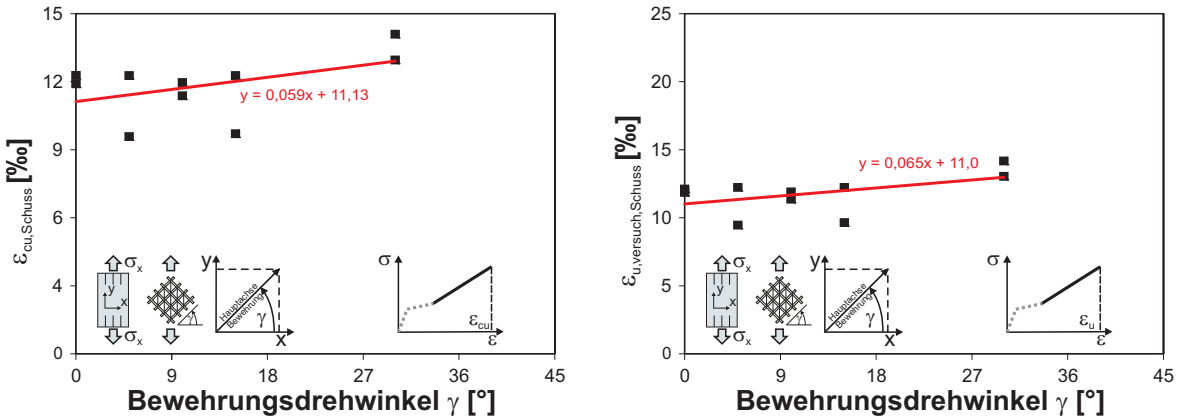


(e) Faserbruchspannung σ_{fu}



(f) effektive Faserbruchspannung $\sigma_{fu,eff}$

Bild C.30: Serie 9 (Textil: A45): m_3, k_B, ε_{ts}, σ_{fu}, σ_{cu}



(a) Betonbruchdehnung ε_{cu}

(b) Bruchdehnung im Versuch $\varepsilon_{u,Versuch}$

Bild C.31: Serie 9 (Textil: A45): ε_{cu}, $\varepsilon_{u,Versuch}$