

Entwicklung eines Versuchsstandes zur zwei axialen Beanspruchung von textilbewehrtem Beton

***Design of a test setup for testing of
textile reinforced concrete under biaxial loading***

Von der Fakultät Bauingenieurwesen
der Technischen Universität Dresden
zur Erlangung der Würde eines
Doktor-Ingenieurs (Dr.-Ing.)
genehmigte

DISSERTATION

vorgelegt von
Dipl.-Ing. Le Michler
geb. am 5.11.1976 in Hanoi, Vietnam

Gutachter: Univ.-Prof. Dr.-Ing. Manfred Curbach
Univ.-Prof. Dr.-Ing. Viktor Mechtcherine
Univ.-Prof. Dr.-Ing. Jürgen Schnell

Tag der Verteidigung: 20.02.2009

Vorwort

Die vorliegende Arbeit entstand während meines Promotionsstudiums am Institut für Massivbau der Technischen Universität Dresden. Diese Arbeit ist eingebettet in das Teilprojekt B1 des Sonderforschungsbereichs (SFB) 528 und sie setzt die Arbeit von Herrn Dr.-Ing. Frank Jesse fort.

Die Promotion wurde über die Frauenförderung (HWP) der TU Dresden in Form eines Stipendium gefördert. Für die Forschung standen dabei Mittel der Deutschen Forschungsgemeinschaft (DFG) und auch Haushaltsmittel der TU Dresden zur Verfügung. Ein Messverstärkergerät (MGC) wurde durch die „Freunde des Bauingenieurwesens“ gefördert. Ich möchte mich bei all diesen Institutionen für die finanzielle Unterstützung sehr bedanken. Ohne sie wäre es nicht möglich gewesen, diese Arbeit durchzuführen.

Mein besonderer Dank gilt Herrn Prof. Dr.-Ing. Manfred Curbach, der mir die Chance gegeben hat, zu promovieren sowie für seine Betreuung und Förderung während meiner Zeit als Promotionsstudentin und wissenschaftliche Hilfskraft am Institut für Massivbau der Technischen Universität Dresden.

Herrn Dr.-Ing. Frank Jesse danke ich dafür, dass seine Arbeit als Grundlage für mein Thema dienen konnte. Danke für seine scharfe Kritik, die mir half, mich zu verbessern.

Bedanken möchte ich mich auch bei meinen Kollegen Lars Eckfeldt, Dirk Proske, Torsten Hampel, Kerstin Speck, Regine Ortlepp, Anett Brückner, Kai Schickanz, Silke Scheerer und Steffen Schröder. Ich bin ihnen für die vielen Gespräche, die mir oft bei der Klärung von offenen Fragen geholfen haben, sehr dankbar.

Weiterhin bedanke ich mich bei

- dem Team des Otto-Mohr-Laboratoriums der TU Dresden, vor allem bei Frau Dietz, Herrn Belger, Herrn Polke-Schminke und Frau Sonntag, für die gute Zusammenarbeit bei der Durchführung der Versuche.
- Frau Eckfeldt und den Sekretärinnen Frau Dehne, Frau Heller und Frau Kahle für die Korrektur der Manuskripte.
- Frau Debitz, der Sachbearbeiterin des Immatrikulationsamtes der TU Dresden, für alle ihre Mühe mit den Formularen und Sachstandsberichten.

Ein spezielles Lob geht an meinen lieben Mann, meine liebe kleine Tochter Leoni, meine lieben Eltern beider Seiten, an die Familie meiner Tante Lan Seifert und an alle meine Verwandten und Freunde, die mich in den letzten Jahren sehr unterstützt haben, da ich aus dem weit entfernten Vietnam nach Deutschland zum Studium gekommen bin. Ohne ihre Unterstützung hätte ich nie die Möglichkeit gehabt, hier in Deutschland forschen zu dürfen.

Dresden 2008

Inhaltsverzeichnis

	Seite
1	Einführung 1
1.1	Allgemeines 1
1.2	Fragestellung 2
1.3	Zielsetzung und Abgrenzung..... 3
1.4	Vorgehen..... 4
1.5	Übersicht..... 4
2	Stand des Wissens 7
2.1	Experimentelle Ermittlung von Stoffgesetzen – allgemeine Kriterien 7
2.1.1	Versuchsmethode – Prüfkörper 7
2.1.2	Versuchsmethode – Lasteintragung 8
2.1.3	Versuchsmethode – Prüfmaschine 11
2.1.4	Messmethode..... 12
2.2	Zweiaxiale Zugversuche an Stahlbetonscheiben..... 15
2.2.1	Versuche von Vecchio und Collins 15
2.2.2	Versuche von Perdikaris, Hilmy und White 19
2.3	Zugversuche an Betonscheiben mit textiler Bewehrung aus AR-Glas.. 23
2.3.1	Textilbewehrter Beton 23
2.3.2	Einaxiale Zugversuche an textilbewehrten Betonscheiben..... 33
2.3.3	Zweiaxiale Zugversuche an textilbewehrten Betonscheiben 38
3	Zweiaxiale Zug-Zug-Versuche – Versuchsvorbereitung..... 43
3.1	Zweiaxiale Prüfmaschine 43
3.1.1	Konstruktiver Aufbau – Rahmen 43
3.1.2	Maschinensteuerung und Inbetriebnahme 47
3.2	Probengeometrie 57
3.2.1	FE-Simulation für einaxiales Zugstabmodell..... 58
3.2.2	FE-Simulation für zweiaxiale Zug-Zug-Modelle..... 63
3.3	Lasteinleitungs konstruktion 75
3.3.1	Verbindungsart der Lasteinleitung 75
3.3.2	Tragfähigkeit der Lasteinleitung in Abhängigkeit von Bewehrungsgrad, Fadenrichtung und Randabstand der Bolzen..... 81
3.4	Eingesetzte Messtechnik..... 87
3.4.1	IWA – Wegaufnehmer 88
3.4.2	Photogrammetrie 90

4	Zweiaxiale Zug-Zug-Versuche an AR-Glas textilbewehrten Betonscheiben mit konstantem Spannungsverhältnis	95
4.1	Prinzipielle Versuchsdurchführung und Auswertung	95
4.2	Versuch B1-380 – Spannungsverhältnis $\sigma_1/\sigma_2 = 0,5$	107
4.3	Versuch B1-381 – Spannungsverhältnis $\sigma_1/\sigma_2 = 0,5$	115
4.4	Versuch B1-382 – Spannungsverhältnis $\sigma_1/\sigma_2 = 1,0$	123
4.5	Versuch B1-383 – Spannungsverhältnis $\sigma_1/\sigma_2 = 0$	131
4.6	Versuch B1-384 – Spannungsverhältnis $\sigma_1/\sigma_2 = 0,25$	139
4.7	Weitere Versuchseffekte und Erklärungen	147
5	Zusammenfassung und Ausblick	153
5.1	Zusammenfassung	153
5.2	Ausblick.....	159
6	Literatur	161
7	Verzeichnisse	175
7.1	Verzeichnis der Bilder.....	175
7.2	Verzeichnis der Tabellen	179

1 EINFÜHRUNG

1.1 ALLGEMEINES

Stahlbeton ist seit zirka 100 Jahren ein beliebter Verbundwerkstoff zum Bauen. Die Stahlbetonbauteile benötigen immer eine Betondeckung, mit einer Mindestdicke von mehreren Zentimetern zur Gewährleistung des Korrosionsschutzes der Stahlbewehrung. Bei der Verstärkung oder Sanierung der Baukonstruktion wird diese Dicke wegen ihres unnötigen Eigengewichts als Nachteil angesehen.

Der textilbewehrte Beton ist vor einigen Jahren aus dem Wunsch entstanden, diesen Nachteil von Stahlbeton zu verbessern. Der textilbewehrte Beton bietet die Möglichkeit, geringe Bauteildicken von wenigen Millimetern mit deutlich geringerem Eigengewicht, aber mit beträchtlich verbesserter Tragfähigkeit zu realisieren.

Für die textile Bewehrung werden endlose Hochleistungsfasern verwendet, die aus AR-Glas oder Carbon bestehen und deutlich höhere Festigkeiten als Stahlfasern haben. Mit Hilfe der Textiltechnik werden diese Hochleistungsfasern zu einer flächigen oder räumlichen Struktur – Gelege – verarbeitet.

Um die Anwendung der textilen Bewehrung in der konstruktiven Baupraxis zu ermöglichen, benötigt man handhabbare Bemessungsverfahren und Regeln bzw. ein geeignetes Modell, das in der Lage ist, das Tragverhalten des textilbewehrten Betons zu beschreiben.

Zu diesem Zweck fördert die Deutsche Forschungsgemeinschaft (DFG) die Erforschung des Materials „textilbewehrter Beton“. Zwei Sonderforschungsbereiche (SFB) widmen sich dieser Aufgabe: der SFB 528 – Forschungsgruppe der TU Dresden – und der SFB 532 – Forschungsgruppe der RWTH Aachen. Die vorliegende Arbeit liegt im Rahmen des Teilprojekts B1 des SFB 528. Sie setzt die Arbeit von JESSE [45] fort.

1.2 FRAGESTELLUNG

Anhand von einaxialen Zugversuchen an 8 mm dünnen scheibenförmigen Probekörpern, die aus mit AR-Glas textilbewehrtem Beton bestehen, beschreibt JESSE [45] das Tragverhalten in Form von sogenannten einaxialen Spannungs-Dehnungs-Linien. JESSE [45] hat zahlreiche Einflussgrößen für jeden Abschnitt der Spannungs-Dehnungs-Linie genannt, aber aus den einaxialen Zugversuchen ist es nicht gelungen, die Verbundeigenschaften der textilen Bewehrung zu ermitteln, da die Rissbildung überwiegend durch die Querfäden initiiert wird und weniger durch die Verbundeigenschaft der Bewehrung.

Das Tragverhalten von mit AR-Glas textilbewehrtem Beton unter Biegebeanspruchung oder einaxialer Zugbeanspruchung wurde von zahlreichen Forschern untersucht und detailliert beschrieben (siehe JESSE [45] - [48], CURBACH et al. [18], [19], [20], [22], [23], HEGGER et al. [38], [39], [40], MOLTER [67], REINHARDT [87], [89] usw.). Eine zusammenfassende Darstellung findet sich im RILEM REPORT 36 [90].

Unter zweiaxialer Beanspruchung wurden die Aspekte wie Tragfähigkeit bei Ausrichtung der Bewehrung in Krafrichtung oder der Effekt einer Rissuferverschiebung untersucht, siehe VOSS [107], LITWIN [60]. An der RWTH Aachen wurden von VOSS [108] ebenfalls einige Versuche an dünnen textilbewehrten Betonscheiben durchgeführt, um das Tragverhalten der textilen Bewehrung unter zweiaxialen Spannungszuständen zu untersuchen. Da die Aachener Parameter für die Untersuchungen der vorliegenden Arbeit nicht relevant sind, werden sie als Stand der Kenntnis vorausgesetzt.

Weder von VOSS [108] noch von anderen Wissenschaftlern wurden bisher die textilbewehrten Betonscheiben mit variierten konstanten zweiaxialen Spannungsverhältnissen untersucht. Ebenso ungeklärt blieb der Einfluss des Versuchsstandes auf die zweiaxialen Zug-Zug-Versuche. Obwohl dieses Problem alle Faktoren wie Probengeometrie, Steuerung der Prüfmaschine, Lasteinleitung und Messmethode umfasst, helfen bei der Entscheidung, ob das Tragverhalten des untersuchten Materials richtig ermittelt wird, allein die Ergebnisse der Versuche, die plausibel, aussagekräftig und überzeugend sein müssen. Das zu untersuchen ist das Anliegen der vorliegenden Arbeit.

1.3 ZIELSETZUNG UND ABGRENZUNG

Ziel des Forschungsvorhabens des Teilprojekts B1, in dessen Rahmen diese Arbeit liegt, ist die Ermittlung des Verhaltens von textilbewehrtem Beton unter Zug-Zug-Belastung mit verschiedenen konstanten Spannungs-Verhältnissen $\sigma_1/\sigma_2 = 0$ bis 1.

Die Spannungs-Dehnungs-Linie ist Ausgangspunkt für eine allgemeine mathematische Beschreibung, für die numerische Simulation sowie Hilfsmittel für die Auswertung der von anderen Teilprojekten durchgeführten experimentellen Untersuchungen.

Außer dem Ziel, die Spannungs-Dehnungs-Linie zu ermitteln, sollen die zweiaxialen Versuchsergebnisse mehr Klärung für die Effekte bringen, die durch die alleinige Betrachtung der einaxialen Zugbeanspruchung für das Tragverhalten des textilbewehrten Betons bisher nicht erklärt werden können.

Das Ziel der vorliegenden Arbeit ist, einen Versuchsstand zu konzipieren, zu konstruieren, zu bauen und zu erproben, in dem im Anschluss die Versuchsreihe zur Ermittlung des zweiaxialen Stoffgesetzes von textilbewehrtem Beton unter Zug-Zug-Belastung gefahren werden kann.

Um die experimentelle Untersuchung richtig zu ermitteln, ist es sehr wichtig, die Probengeometrie günstig zu gestalten. Es muss eine günstige Form und eine günstige Wahl der Abmessungen bzw. der Ausbildung der Lasteinleitung gefunden werden, um optimierte Ergebnisse zu erhalten. Ein möglichst großer Bereich einer homogenen Spannungs- oder Dehnungsverteilung soll im Messbereich erreicht werden. Die Spannungs-/Dehnungsbehinderungen sind möglichst weitgehend aufzuheben oder zumindest stark zu reduzieren. Sowohl die Probengeometrie als auch die Prüfrahmekonstruktion und das Prüfverfahren, wie Steuerungsmethode und Messmethode, müssen aufeinander abgestimmt sein, um gemeinsam zu einem Versuchsstand entwickelt zu werden. Sie sind wichtige allgemeine Kriterien bei der experimentellen Ermittlung von Stoffgesetzen.

1.4 VORGEHEN

Ein möglichst homogener Dehnungszustand soll durch geeignete Randbedingungen an der Lasteinleitung im Prüfkörper erreicht werden. Bei mehraxial beanspruchten Versuchskörpern kommt der zwängungsfreien Lasteinleitung und Lagerung der Proben eine bedeutende Rolle zu.

Mit Hilfe eines Finite-Elemente-Programms, hier ATENA [15], wird die Probengeometrie mit den Randbedingungen des Versuchs visualisiert und optimiert. Das visualisierte Modell hilft dem Forscher einerseits zu sehen, was bei der zukünftigen Untersuchung passieren könnte, andererseits hilft es, unnötige Versuchsfehler und damit Kosten und Zeit zu sparen.

Neben der Probengeometrie sollen hier die Lasteinleitung, die Anpassung der Maschinensteuerung und die geeignete Messtechnik bestimmt werden. Das verwendete Material ist in dieser Arbeit ein mit AR-Glas textildbewehrter Feinkornbeton, dessen Stoffgesetze erst mit diesen Versuchen ermittelt werden sollen. Die Lasteinleitung wird in etlichen Versuchen praktisch und numerisch optimiert. Auch braucht es etliche Versuche, um diverse Effekte aus dem Versuchsaufbau auf die Versuchsergebnisse beurteilen zu können.

Im Anschluss an diese Arbeit werden die Zug-Zug-Versuche durchgeführt, um den Versuchsstand zu erproben.

1.5 ÜBERSICHT

Im Rahmen der vorliegenden Arbeit werden die Untersuchungen auf experimenteller Basis durchgeführt, um den Versuchsstand zur Ermittlung zweiaxialer Zug-Zug-Beanspruchung des textildbewehrten Betons zu konzipieren, zu konstruieren, zu bauen und zu erproben.

Kapitel 2 befasst sich mit dem Stand des Wissens. Hier handelt es sich um das Thema zweiaxiale Zugversuche an Stahlbetonplatten von VECCHIO/COLLINS [106] und PERDIKARIS et al. [77] sowie an mit AR-Glas textildbewehrten Betonplatten von VOSS [108] und um einaxiale Zugversuche an textildbewehrten Betonplatten von JESSE [45]. Am Anfang dieses Kapitels sind alle Kriterien erfasst, die zur Ermittlung des Trag- und Verformungsverhaltens von Stahlbeton und von Beton-Verbundwerkstoffen

berücksichtigt werden müssen, wie von EIBL/IVANYI [32] erläutert wurde. In diesem Kapitel werden zur Begriffsbestimmung alle wichtigen Begriffe des Feinkornbetons und der textilen Bewehrung genauer erklärt, die für den in der vorliegenden Arbeit untersuchten Verbundwerkstoff relevant sind.

Kapitel 3 befasst sich mit dem Thema „Versuchsvorbereitung“. Es beinhaltet die vier folgenden Hauptpunkte:

Punkt 3.1 beschäftigt sich mit der Geschichte und dem Aufbau der Versuchsmaschine. Alle Probleme, von der konstruktiven Auslegung des Rahmens bis zur Steuerung der Prüfmaschine und Messtechnik, werden hier behandelt. Auftretende negative Effekte, die die Versuchsergebnisse beeinflussen und die vom Hydrauliksystem bzw. vom Hydraulikzylinder und Öldruck verursacht werden, werden hier ermittelt und diskutiert.

Punkt 3.2 befasst sich mit den numerischen Untersuchungen der dünnen textilbewehrten Betonscheiben. Hier handelt es sich um eine Finite-Elemente-Simulation, um die zweiaxialen Zug-Zug-Versuchskörper zu konzipieren. Mit Hilfe von einem Finite-Elemente-Programm, hier ATENA [15], wird die Probengeometrie mit den Randbedingungen des Versuchs nachgebildet und optimiert. Das FE-Modell hilft dem Forscher einerseits zu sehen, was bei der zukünftigen Untersuchung passieren könnte, andererseits hilft es, unnötige Versuchsfehler und damit Kosten und Zeit zu sparen.

Punkt 3.3 beschäftigt sich mit dem Thema „Lasteinleitung“. Hier werden die experimentellen Untersuchungen durchgeführt, die die Lasteinleitung in textilbewehrte Betonplatten mit einaxialen Zugversuchen erproben. Da die Proben für die zweiaxialen Zug-Zug-Versuche eine größere Geometrie haben, ist die Lasteinleitungstechnik der einaxialen Zugversuche, die von JESSE [45] durchgeführt wurden, hier nicht weiter verwendbar. Es soll ein Konzept für die Verbindung und Kraftübertragung von Stahlplatten (Stahllaschen) zur Lasteinleitung in den „Beton“ entwickelt werden. Für diesen Zweck wurden mehr als 60 Proben aus 8 mm dickem textilbewehrtem Beton mit den Maßen von 30 cm Länge und 10 cm Breite und verschiedenen Lasteinleitungen untersucht.

Im *Punkt 3.3.1* geht es um die Verbindungsart der Lasteinleitung. Die Stahllaschen wurden mit den Proben verklebt oder verschraubt. Dabei kamen wahlweise vier kleine Schrauben, zwei Schrauben nebeneinander, zwei Schrauben hintereinander oder nur eine Schraube zum Einsatz. Die Schrauben waren handfest angezogen oder mit definiertem Drehmoment fest angezogen, dann erfolgten die Zugversuche. Bei jeder Variante wurde die maximale Tragkraft gemessen und miteinander verglichen um zu erkennen, bei welcher Verbindungsart die höhere Kraft in die Betonplatte eingebracht werden kann.

Danach wurde im *Punkt 3.3.2* Folgendes untersucht:

- der Unterschied zwischen der Tragfähigkeit in Kett- und Schussfadenrichtung,
- die Tragfähigkeit bei unterschiedlichen Bewehrungsgraden (L3 / L4 / L5 entspricht drei Lagen / vier Lagen / fünf Lagen),
- die Tragfähigkeit bei verschiedenen Randabständen der Bolzen.

Punkt 3.4 beschäftigt sich mit der Entwicklung einer geeigneten Messmethode für die Versuchskörper.

Kapitel 4 diskutiert Beobachtungen an den fünf durchgeführten zwei axialen Zug-Zug-Versuchen an mit AR-Glas textilbewehrten Betonscheiben. Die Versuche dienen hauptsächlich der Erprobung des Versuchsstandes. Die textilbewehrten Betonscheiben werden in Rahmen der zwei axialen Prüfmaschine eingebaut und in zwei Richtungen auf Zug belastet. Die Belastungen in den zwei Richtungen werden in allen hier durchgeführten Versuchen in einem konstanten Verhältnis gehalten.

In diesem Kapitel werden auch die persönlichen Gedanken, Erläuterungen und Ergänzungen der Autorin im Zusammenhang mit textilbewehrtem Beton und den auftretenden Effekten diskutiert.

Kapitel 5 beinhaltet die Zusammenfassung und den weiteren Ausblick. Aus diesem Anlass werden die wissenschaftlichen Erkenntnisse der vorliegenden Arbeit zusammengefasst.

Kapitel 6 listet alle Literaturquellen, die im Zusammenhang mit der vorliegenden Arbeit relevant sind und hier verwendet werden, auf.

Kapitel 7 enthält die Verzeichnisse der Bilder und der Tabellen der vorliegenden Arbeit.

2 STAND DES WISSENS

2.1 EXPERIMENTELLE ERMITTLUNG VON STOFFGESETZEN – ALLGEMEINE KRITERIEN

EIBL/IVANYI [32] schrieben in der „*Studie zum Trag- und Verformungsverhalten von Stahlbeton*“ über die Erfahrungen, die von vielen anderen Forschern in den 60er Jahren durch experimentelle Versuche zum Tragverhalten des Stahlbetons gesammelt wurden. Sie stellten die wichtigsten Kriterien der jeweiligen Experimente dar und gaben sogleich eine kommentierte Übersicht über die gesammelten Versuchsergebnisse. Daraus ergeben sich gewisse Mindestanforderungen an Versuchsmethode und Messmethode, die nicht nur für Beton und Stahlbeton gelten, sondern die auch auf die Versuche mit textilbewehrtem Beton übertragen werden können. Im Folgenden werden die von EIBL/IVANYI [32] erläuterten Kriterien, auf die die vorliegende Arbeit immer wieder Bezug nimmt, diskutiert.

2.1.1 VERSUCHSMETHODE – PRÜFKÖRPER

Die Prüfkörpergeometrie spielt eine wichtige Rolle bei der Wahl der Versuchsmethode zur experimentellen Ermittlung des Tragverhaltens des Betons oder des Verbundbetons. Wegen der Heterogenität des Betons darf der Prüfkörper eine Mindestgröße nicht unterschreiten, damit er möglichst die typischen Betoneigenschaften realistisch abbilden kann. EIBL/IVANYI [32] haben auf Versuche von NEWMAN [68] hingewiesen: Hier wird als untere Grenze für eine repräsentative Volumeneinheit (RVE) von Beton ein Rauminhalt von $[(4D)^3 - D]$ angegeben, wobei D der Durchmesser des Größtkorns ist.

Die Form des Prüfkörpers muss eine einfache und genaue Herstellung ermöglichen, so dass es nicht wegen einer ungenauen Probenform zu unbeabsichtigten Nebenwirkungen auf die Versuchsergebnisse kommt. Die Probekörperform soll es ermöglichen, dass in jeder Belastungsphase immer ein eindeutig definierter Spannungs-Dehnungs-Zustand im Prüfkörper nachweisbar ist.

EIBL/IVANYI [32] stellen weiterhin fest, dass die prismatischen Prüfkörper wie Würfel und Zylinder die Mindestabmessungen von etwa 8 bis 10 cm nicht unterschreiten sollen. Eine zusätzliche Bemerkung von EIBL/IVANYI [32] besagt, dass bei einachsiger

Zug- bzw. zweiachsiger Zug-Zug- und Zug-Druck-Beanspruchung die kleinen Querschnitte unterhalb der Mindestforderung stark durch Schwinden beeinflusst werden und demzufolge unterschiedliche Zugfestigkeiten aufweisen.

Zum Beispiel üben EIBL/IVANYI [32] Kritik an der Geometrie der Scheiben, die von KUPFER [55]-[57] oder von BECKER/WEIGLER [13], [109] bei zweiaxialen Versuchen verwendet wurde. BECKER/WEIGLER [13] [109] nutzten Prüfkörper mit der Abmessung von $b \times d \times t = 10 \times 10 \times 2,5 \text{ cm}$ bei den zweiaxialen Versuche, um die Verformungsbehinderung in der lastfreien Richtung zu vermeiden, während KUPFER [55] [56] [57] Scheiben mit den Abmessungen $b \times d \times t = 20 \times 20 \times 5 \text{ cm}$ verwendeten. EIBL/IVANYI [32] vermerkten dazu, dass mit einer so geringen Dicke (2,5 – 5,0 cm) der Beton (Mischung von Zuschlagkörnern – mit Korngröße von 16 bis 32 mm – und Zement) nicht als homogenes Material zu betrachten ist.

2.1.2 VERSUCHSMETHODE – LASTEINTRAGUNG

Ein vorgegebener Spannungs- oder Dehnungszustand im Prüfkörper wird erzeugt, indem die von der Prüfmaschine erzeugte Kraft durch die Lasteintragungs-konstruktion eingeleitet wird.

EIBL/IVANYI [32] wiesen darauf hin, dass es bei starren Lasteinleitungsstahlplatten wegen der Endflächenreibung eine Querdehnungsbehinderung in der Betonprobe geben wird. Diese Querdehnungsbehinderung führt direkt unterhalb der Lasteinleitungsplatten zu mehraxialen Spannungszuständen im Beton. Um diesen Effekt der Querdehnungsbehinderung zu minimieren kann entweder die Probenform so gewählt werden, dass die Querdehnungsbehinderung nur Teile der Probe erfasst und der Testbereich frei von diesen Störungen ist oder die Lasteinleitungen müssen anders konzipiert werden.

Deshalb muss das Prisma oder der Zylinder bei einem einaxialen Zug- oder Druck-Versuch ein Höhe:Breite-Verhältnis von mindestens 3:1 haben. Damit wird sichergestellt, dass in der Mitte ein genügend großer Bereich existiert, der nicht durch die Lasteinleitungen beeinflusst wird.

Die Druckbeanspruchung, die aus Querdehnungsbehinderung entsteht, wirkt als kleiner Druck in der zweiten Richtung, der die Druckfestigkeit in der ersten Richtung (Hauptbelastungsrichtung, Prüfrichtung) erhöht bzw. der die Zugfestigkeit in erster Richtung reduziert.

EIBL/IVANYI [32] berichteten über viele Versuche von Wissenschaftlern, die versuchten, mit verschiedenen Mitteln gegen die Querdehnungsbehinderung der

Lasteinleitung Maßnahmen zu ergreifen. Für diesen Zweck setzten sie entweder die hohe Deformationsfähigkeit einer Zwischenlage, z.B. Gummi bei WÄSTLUND [110], oder den geringen Reibungsbeiwert zwischen den Schichten ein. Bei FÖPPL [34] sind dies Schmiermittel zwischen mehrschichtig angeordneten Folien oder bei SCHICKERT [91], [93] mit Molybdensulfat und Vaseline geschmierte Alufolien.

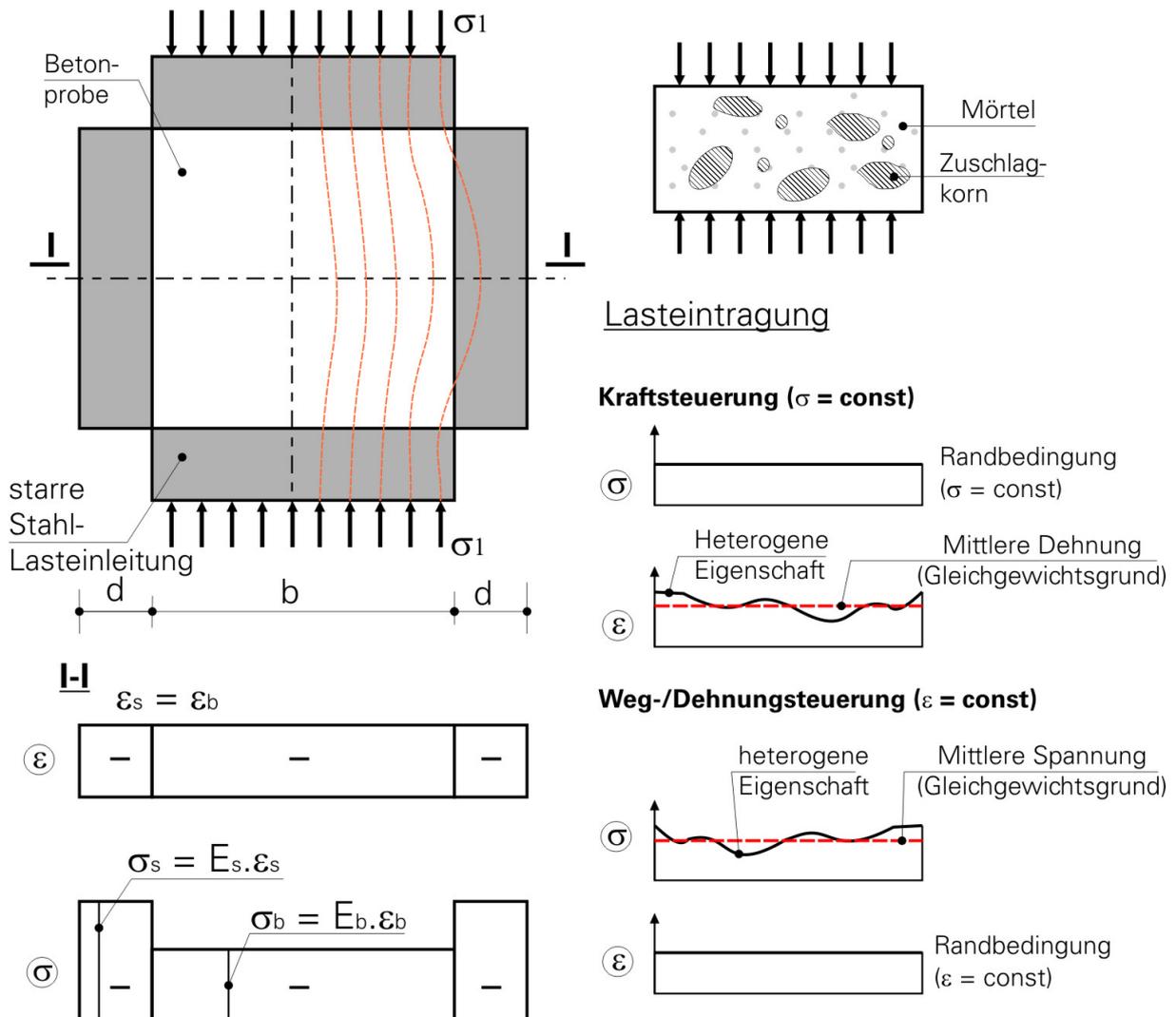


Bild 2.1.2-1 Lasteintragung bei experimentellen Versuchen mit Beton – EIBL/IVANYI [32]

Außerdem wurde noch eine Methode verwendet wie bei HILSDORF [43] und KUPFER [56] - die so genannte „Belastungsbürste“. Der Vorteil lag darin, dass die geringe Biegesteifigkeit der Einzelborsten die Verformung des Probekörpers

ermöglicht. Damit wird einer Querverformung des Versuchskörpers nur ein geringer Widerstand entgegengesetzt. Ein Vergleich zwischen den Ergebnissen von ein- und zwei axialen Druckversuchen von HILSDORF [43] mit und ohne Bürste zeigte, dass bei einaxialen Versuchen eine deutliche Erhöhung der Querdehnungen beobachtet werden konnte. So gesehen war die steife Lasteintragungsplatte in der zweiten Richtung an der Lastabtragung beteiligt, die Prüfkörpersteifigkeit ist erhöht worden.

HILSDORF [43] zeigte durch seine Versuche, dass sowohl die Verbindung zwischen Lasteintragungs konstruktion und Betonprobe als auch die Steifigkeit der Lasteinleitung eine große Bedeutung für die Versuchsergebnisse haben. Wenn die Lasteinleitungsstahlplatten mit der Betonprobe verklebt werden (ein schubfester Verbund), wird ein großer Lastanteil von der Lasteintragungsplatte aufgenommen. Je dicker diese Platten sind, desto größer ist der auf die Platte entfallende Lastanteil. Das heißt, die mittlere Spannung, berechnet aus der gesamten auf die Betonquerschnittsfläche aufgebrachten Last, wird in diesem Fall überschätzt. Wenn zwischen der Lasteinleitungsstahlplatte und dem Beton kein schubfester Verbund besteht, wird die Last trotzdem wegen der Endflächenreibung abwandern, siehe Bild 2.1.2-1, oben links.

Ein anderer Aspekt ist die Heterogenität des Betons. Wegen der Heterogenität des Betons (Zuschlagkörner – Zementmatrix) entsteht eine lokal unterschiedliche Steifigkeitsverteilung direkt unterhalb der Lasteinleitungsplatte. Wird der Versuch mit der Randbedingung „gleichmäßige Spannungsverteilung“ durchgeführt, wird eine ungleichmäßige Dehnungsverteilung unter der Lasteinleitung erzeugt. Wird eine „gleichmäßig verteilte Dehnung“ aufgebracht, wird unter der Lasteinleitung ein ungleichmäßiger Spannungszustand erzeugt, siehe Bild 2.1.2-1, rechts. Auf jeden Fall soll eine homogene Dehnungsverteilung im Messbereich erreicht werden.

EIBL/IVANYI [32] stellten fest, dass Prüfkörper, bei denen die Krafteinleitungen über einbetonierte Bewehrungsstäbe erfolgten, eine ausreichende Größe erfordern, weil bei diesen die Dehnung erst relativ weit ab von der Einleitungsstelle gleichmäßig ausfällt.

Die vorteilhaftesten Varianten waren die Lasteinleitungs konstruktionen, wie Bürsten und Stempel, für zwei axiale Druck-Druck- oder Druck-Zug-Versuche. Aber auch bei diesen gab es Schwierigkeiten. Die Proben mussten plan geschliffen werden, so dass alle Einzelborsten gleichmäßig anliegen konnten. Bei hohen Lasten der Prüfmaschine bzw. bei großen Probenverformungen konnten die Stempel verkantet werden und damit konnte sich die Lasteinleitung nicht mehr der Probenverformung anpassen.

2.1.3 VERSUCHSMETHODE – PRÜFMASCHINE

Die Prüfmaschine steht in engem Zusammenhang mit dem Prüfkörper. Die Lasteinleitung ist der wichtigste Faktor, der beide verbindet und entscheidet, ob ein experimenteller Versuch mit dem vorgegebenen Spannungs- bzw. Dehnungszustand ausgeführt werden kann.

EIBL/IVANYI [32] führten die folgenden Hauptkriterien an die Prüfmaschine auf:

Vor allem soll die Prüfmaschine die Deformationen des Prüfkörpers zwängungsfrei ermöglichen. Besonders bei mehraxialen Festigkeitsuntersuchungen von scheiben- oder würfelförmigen Prüfkörpern müssen sich die Prüfeinrichtungen zwangfrei selbst zentrieren. Bei den Versuchen darf es nicht passieren, dass die Verformungen bei nicht symmetrischen Beanspruchungen behindert werden.

Ein anderer Aspekt ist die Lastkapazität der Prüfmaschine, die sowohl die maximale als auch die minimale Lastkapazität betrifft. Die Prüfmaschine muss ein der Probengröße entsprechendes Dehnvermögen und Belastungsvermögen anbieten. Die Eigensteifigkeit der Prüfrahmen spielt eine entscheidende Rolle, besonders in einer dehnungsgesteuerten Prüfmaschine (siehe oben).

Für die Untersuchung des Versagens und von Teilversagenszuständen, wie dem Reißen der Betonproben, ist die Steifigkeit der Maschine von entscheidender Bedeutung. Durch das Aufbringen der Versuchsbelastung wird auch immer die Maschine mit belastet. Die Energie, die über Verformungen, wie Durchbiegungen und Längenänderungen, erzeugt wird, wird in dem Rahmen (der Maschine) gespeichert. Wenn die Proben teilweise reißen, sinkt die Kraft im System, ohne dass nachgeregelt wird - die gespeicherte Energie wird jetzt frei, die Maschine kehrt in den „unbelasteten“ Zustand zurück und die Maschinenverformungen werden auf die Probe als Lasten aufgebracht. Daher können die Versuchsergebnisse verfälscht oder die Proben sogar zerstört werden.

Nimmt man nun einen einfachen Zugstab als Beispiel, so stellt sich dieser Mechanismus wie folgt dar: Der Zugstab, Stahlbeton oder textilbewehrter Beton, wird bis zur Risslast belastet. Der Zugstab ist, entsprechend dem Verbundquerschnitt, gedehnt. In der Maschine gibt es ebenfalls der Kraft entsprechende Verformungen. Wird der Zugstab beim Erreichen der Risslast reißen, so fällt die Kraft im Zugstab erstmal ab. Die Maschine wird einen Augenblick benötigen, um diesen Kraftabfall oder die Längenänderung nachzuregulieren. Aufgrund des Lastabfalls in der Probe wird aber auch die Kraft in der Maschine geändert. Ein entsprechender Verformungszustand wird sich einstellen. Diese Änderung des Verformungs-

zustandes wird wiederum augenblicklich als Last auf die Probe aufgebracht. Das heißt, die Probe wird zusätzlich gezogen, die Bewehrung im Rissquerschnitt muss diese Beanspruchung aufnehmen können oder ein Gesamtversagen tritt auf. So wird deutlich, dass die Verformungen des Prüfrahmens möglichst sehr begrenzt werden sollten, um die Zusatzbeanspruchung in der Probe beim Teilversagen zu minimieren und die Steuerung zu entlasten. Auch spielt die Steuerungsmethode eine bedeutende Rolle, um diesem Effekt entgegenzuwirken. Eine Kraftsteuerung lässt sich zwar meist leichter realisieren, ist aber in diesem Fall ungünstiger.

Außerdem berichteten EIBL/IVANYI [32] über FEM-Untersuchungen von ATKINSON [2]. ATKINSON [2] hat eine dreiaxiale Prüfeinrichtung für Gesteinsproben konzipiert, wobei die Lasteinleitungen als sogenannte Ölkissen ausgebildet wurden. Mit Hilfe der FEM hat ATKINSON untersucht, welche Schubspannungen bei verschiedenen Randbedingungen entstanden. Es wurde festgestellt, dass die über eine gleichmäßige Spannungsverteilung erzeugte Schubspannung im Probekörper geringer ist als die über eine gleichmäßig verteilte Randdehnung erzeugte Schubspannung. Damit wird empfohlen, die entsprechende Prüfmaschine über Kraft zu steuern.

2.1.4 MESSMETHODE

Die Prüfkörper und die gewählte Messtechnik haben einen großen Einfluss auf die gewonnenen Messdaten der experimentellen Untersuchung.

Die Probengeometrie soll so konzipiert werden, dass die Durchführung der Dehnungsmessungen in allen interessierenden Richtungen eine homogene Dehnungs- bzw. Spannungsverteilung ermöglichen. Die Prüfkörper müssen ausreichende Abmessungen besitzen, um die Dehnungsmessung günstig durchführen zu können.

Wie in EIBL/IVANYI [32] festgestellt wird, tritt der Bruch auch bei homogenen Spannungs-, Dehnungszuständen im engen Bereich der geringsten Festigkeit auf. Zur Ermittlung dieser lokalen Eigenschaft des Probekörpers ist es erforderlich, diese Versagensstelle mit Hilfe der Messtechnik einzugrenzen. Die Ermittlung von der Dehnung über einen größeren Bereich würde ein Glätten der Dehnmesswerte zur Folge haben.

Die Dehnungsmessungen in der Praxis erfolgen entweder durch induktive Wegaufnehmer (IWA) oder durch Dehnmessstreifen (DMS). Kombiniert man beide Messmethoden, indem man die Längsdehnungen über IWA und die Querdehnungen über DMS misst, so ergeben sich hieraus ebenfalls Kritikpunkte, die EIBL/IVANYI [32]

diskutieren, da diese beiden Messtechniken doch mit unterschiedlichen Basislängen arbeiten. Weiterhin hat ein IWA einen Messbereich von Millimetern während ein DMS einen Messbereich viel kleiner als 1/10 mm hat. Deshalb hat der Mittelwert der Dehnungen, der über IWA-Messwerte ermittelt wurde, eine andere Qualität als der Mittelwert, der über DMS-Messwerte abgelesen worden ist. Außerdem werden diese Messwerte an verschiedenen Orten bestimmt, so können sie nicht oder nur bedingt gemeinsam verwertet werden. Die Aussage über die Betoneigenschaften wird deswegen verfälscht, besonders im Fall der Zugbeanspruchung.

EIBL/IVANYI [32] empfehlen, dass man wegen der Heterogenität des Betons neben diesen Dehnmessmethoden auch andere Messtechnik verwendet, um bereits „*die lastabhängige Strukturänderung des Betons*“ zu kontrollieren. Nach dieser Empfehlung wird in der vorliegenden Arbeit neben Wegaufnehmern (IWA) eine andere Messmethode – Photogrammetrie – verwendet. Die Ausführung über diese Messmethode findet sich im Kapitel 3.4.

2.2 ZWEIAXIALE ZUGVERSUCHE AN STAHLBETONSCHEIBEN

Auf dem Weg, das Tragverhalten des Verbundwerkstoffes Beton zu erforschen, haben sehr viele Wissenschaftler zweiaxiale Versuche durchgeführt. Von zweiaxialen Versuchen mit Stahlbeton wurde am meisten berichtet, z. B. berichten VECCHIO/COLLINS [104], [106] über „Compression Field Theory“ bzw. die Theorie über D-Bereiche. Auch wurde die Schubspannungsverteilung und Rissbildung mit Finite-Element-Modellen für zweiaxial beanspruchten Stahlbetonplatten von VECCHIO [96], [97]-[103], [105] untersucht.

An Stahlbetonplatten unter Zug-Zug- oder Zug-Schub-Beanspruchung wurden viele Versuche sowohl mit zyklischer Belastung als auch mit einer Lastgeschichte durchgeführt, um das zweiaxiale Tragverhalten des Stahlbetons zu untersuchen und ein Finite-Element-Modell dafür zu entwickeln. Daran beteiligt sind die Forscher CHO [16], [17]; GERGELY [35]; HILMY et al. [42]; HORDIJK [44]; KEUSER [51], [52]; OESTERLE [69]; PERDIKARIS et al. [76] - [78]; PURAINER [79], [80]; KAUFMANN [50]; REHM [85], [86] und die Forschergruppe CEB [24], [25] sowie weitere.

Nachfolgend sind einige zweiaxiale Zugversuche an Stahlbetonscheiben beschrieben, die für diese Arbeit und ihr Thema relevant sind.

2.2.1 VERSUCHE VON VECCHIO UND COLLINS

Im Jahr 1986 wurden 30 Versuche an Stahlbetonplatten von VECCHIO/COLLINS [104], [106] an der Universität Toronto durchgeführt, um eine modifizierte Druckbereich-Theorie zu entwickeln, die sich für den Stahlbeton unter Torsionsbeanspruchung und unter Schubbeanspruchung eignet und einfach anzuwenden ist. In diesem VECCHIO/COLLINS-Modell wurde die Zugspannung im Beton zwischen den Rissen mit berücksichtigt und versuchsweise wurde die Beziehung zwischen mittlerer Spannung und mittlerer Dehnung für den gerissenen Beton verifiziert.

Der Probekörper hat die Abmessungen von 890 mm x 890 mm und eine Dicke von 70 mm. Die Probe wurde orthogonal bewehrt mit zwei Lagen geschweißter Stahlmattenbewehrung. Diese Stahlmatten hatten eine Maschenweite von 50 mm. Die Stahlbewehrung wurde wärmebehandelt und hatte entsprechende duktile Eigenschaften. Die Stahlbewehrung hatte einen Durchmesser von 6 mm und der Beton hatte ein Größtkorn von ebenfalls 6 mm.

Die Proben wurden, so wie im Bild 2.2.1-1 dargestellt, in eine Stahlrahmenkonstruktion aus Hohlprofilen eingebaut und belastet. Fünf Lasteinleitungszähne, die sogenannten „Shear keys“, wurden an jeder Seite der Probekörper angeordnet. Jeder Lasteinleitungszahn wurde mit zwei sogenannten „Links“ bzw. stählernen Lasteinleitungsstangen jeweils unter 45° verbunden, um die Kräfte in zwei Richtungen an der Probe einleiten zu können. Die Kräfte wurden von 37 doppelt wirkenden Hydraulik-Hubzylindern – „Jacks“ – erzeugt. Die drei dunkel dargestellten, fehlenden Lasteinleitungsstangen wurden fixiert, um die Probe zu halten, sie wurden „Rigid links“ genannt.

In den Versuchen wurde die Belastung mit konstantem Spannungsverhältnis von Schubspannung ν_{xy} und Normalspannungen f_x und f_y vorgegeben. Die Dehnungen (Hauptdehnungen ε_x ; ε_y und Schubdehnung γ_{xy}) wurden gemessen.

$$\nu_{xy} : f_x : f_y = [\text{Schubspannung}] : [\text{Horizontale Spannung}] : [\text{Vertikale Spannung}]$$

Die mittleren Spannungen f_{sx} ; f_{sy} in der Bewehrung wurden ermittelt durch die gemessenen Dehnungen in Längs- und Querrichtung und durch die Spannungs-Dehnungs-Kennlinie der Stahlbewehrung. Die mittleren Spannungen im Beton in Längs- und Querrichtung wurden nach den folgenden Gleichungen (GL 2.2.1-1) gerechnet:

$$\begin{aligned} f_x &= f_{cx} + \rho_{sx} \cdot f_{sx} \\ f_y &= f_{cy} + \rho_{sy} \cdot f_{sy} \end{aligned} \quad (\text{GL 2.2.1-1})$$

Dabei waren f_{cx} ; f_{cy} die mittleren Spannungen im Beton und ρ_{sx} ; ρ_{sy} die Bewehrungsgrade in den Richtungen x und y.

Die Membrane Prüfmaschine

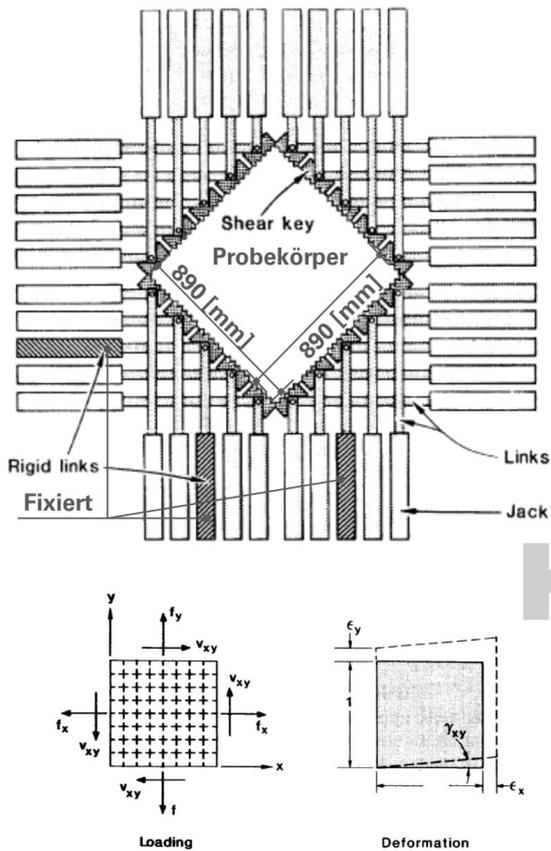


Fig. 2 — Membrane element

	Reinforcement	Cracked Concrete	Reinforced Concrete
Strain Conditions			
Stress Conditions			
Stress-Strain			

Fig. 20 — The modified compression-field theory for membrane elements

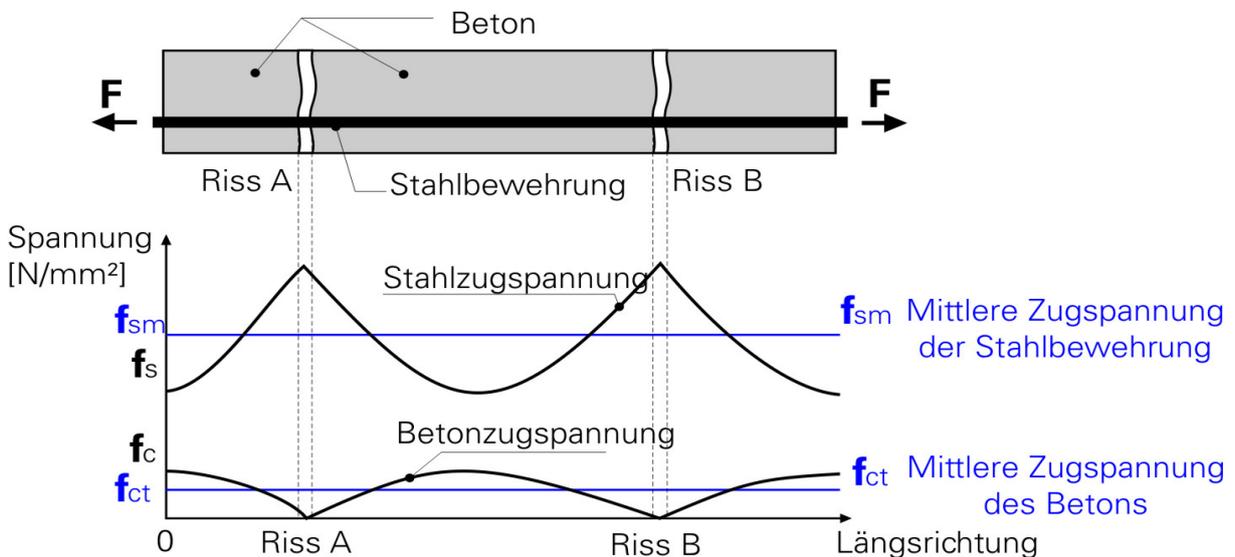


Bild 2.2.1-1 Zweiaxialer Versuch an Stahlbetonplatten von VECCHIO/COLLINS [104], [106]

Das Versuchsergebnis zeigte Folgendes:

Das Verhältnis zwischen mittlerer Hauptzugspannung im Beton f_{c1} und mittlerer Hauptzugdehnung im Beton ε_1 ist linear vor der Rissbildung. Danach zeigt sich mit abnehmender Hauptzugspannung eine ansteigende Hauptzugdehnung.

Das Verhältnis vor der Rissbildung wurde so dargestellt:

$$f_{c1} = E_c \cdot \varepsilon_1 \quad (\text{wobei } \varepsilon_1 \leq \varepsilon_{cr}). \quad (\text{GL 2.2.1-2})$$

Das Verhältnis nach der Rissbildung wurde so dargestellt:

$$f_{c1} = \frac{f_{cr}}{1 + \sqrt{200 \cdot \varepsilon_1}} \quad (\text{wobei } \varepsilon_1 > \varepsilon_{cr}). \quad (\text{GL 2.2.1-3})$$

Die Lastübertragung über die Risse erfolgt wie folgt:

An dem Riss wurde die Zugspannung in der Stahlbewehrung größer als die mittlere Zugspannung der Stahlbewehrung, während in der Mitte zwischen den Rissen diese Zugspannung kleiner als der Mittelwert der Zugspannung der Stahlbewehrung wurde.

Auf der anderen Seite werden die Betonzugspannungen im Riss Null, dafür in der Mitte zwischen den Rissen größer als die mittlere Zugspannung des Betons, siehe Bild 2.2.1-1, unten.

Aus diesen Versuchsergebnissen von VECCHIO/COLLINS wurden sehr wertvolle Theorieansätze für die Stahlbetonbemessung gewonnen, um den zweiaxialen Spannungszustand des Stahlbetonbauteils zu beschreiben. Deshalb haben 27 bekannte Wissenschaftler, z.B. BANZANT [11], [12]; HILLERBORG [37], [41]; KUPFER/GERSTLE [57], CERVENKA [14], PERDIKARIS/HILMY [77] usw. aus unterschiedlichen Ländern an dem Wettbewerb teilgenommen, um das Analyseverfahren für die entsprechenden Stahlbetonbauteile unter zweiaxialen Spannungszustand zu beschreiben (siehe COLLINS [29]). Darunter wurden die Theorien zu „Tension Stiffening“, „Smeared crack“ entwickelt, die heute in vielen Finite-Element-Programmen als Materialmodelle verwendet werden, siehe VECCHIO [95], [99], [100]; MINELLI [64]; CERVENKA [14], [15]; CHEN [26] - [28].

2.2.2 VERSUCHE VON PERDIKARIS, HILMY UND WHITE

In den achtziger Jahren des vorigen Jahrhunderts wurden von den Forschern PERDIKARIS, HILMY und WHITE [77], [78] an der Cornell University viele zweiachiale Zugversuche an Stahlbetonscheiben durchgeführt, um die Dehnsteifigkeit im Stahlbetonbauteil unter ein- oder zweiachialer Zugbeanspruchung zu untersuchen.

Untersucht wurden Stahlbetonscheiben mit den Abmessungen 1,22 m x 1,22 m und einer Dicke von 152 mm (entsprechend 48 inch x 48 inch x 6 inch). Die meisten der Scheiben hatten verstärkte Ecken von 228 mm (bzw. 9 inch) Dicke, um anschließend auch Tests unter einer Schubbelastung zu ermöglichen. Als Bewehrung wurden hier verwendet: Stabstahl No. 4 mit einem Durchmesser von 13 mm (bzw. 0,5 inch) oder Stabstahl No. 6 mit einem Durchmesser von 19 mm (bzw. 0,75 inch).

Die Platten wurden wie folgt bewehrt, siehe Bild 2.2.2-1:

- In vertikaler Richtung (Y-Richtung) wurden zwei Lagen von entweder Stabstahl No. 4 oder No. 6 eingelegt. Der Bewehrungsabstand in Y-Richtung war 152 mm (entsprechend 6 inch).
- In horizontaler Richtung (X-Richtung) wurde eine Lage von entweder Stabstahl No. 4 oder No. 6 eingelegt. Der Bewehrungsabstand in X-Richtung war ebenfalls 152 mm (entsprechend 6 inch).
- Die gesamte Stahlbewehrung lag in der Mitte des Probenquerschnittes (Dicke der Scheibe), um Effekte aus exzentrischer Anordnung zu vermeiden.

Die Zylinderdruckfestigkeit des Betons betrug 26 N/mm². Um die unerwünschte Zwangsdeformation zu vermeiden, wurden unabhängige Spannrahmen in den orthogonalen Richtungen der Zugprobe verwendet.

In der ersten Phase wurden sieben Platten, die mit dem Stabstahl No. 6 bewehrt wurden, unter einaxialem Zug belastet. Sie wurden zuerst in Y-Richtung, in der sich die doppelten Lagen der Bewehrungen befanden, bis 60 % der Stahlfließspannung ($0,6 \cdot f_y$) gezogen und dann entlastet. Danach erfolgte die Zugbelastung, um das vorgestellte Zugspannungsniveau von entweder $0,3 \cdot f_y$ oder $0,6 \cdot f_y$ oder $0,9 \cdot f_y$ zu erreichen.

In der zweiten Phase wurden vier Platten unter zweiachialen Zug-Zugbeanspruchungen getestet. Um die Bildung der möglichen schrägen Risse zu vermeiden, wurden sie im ersten Zyklus der Belastung eine nach der anderen nur unter einaxialer Zugbeanspruchung belastet. D. h. zuerst wurde die Probe in Y-

Richtung (Richtung der zwei Bewehrungslagen) bis zum Niveau von $0,6 \cdot f_y$ gezogen, während in X-Richtung nicht belastet wurde. Dann erfolgte die Entlastung. Dann wurde die Zugkraft in X-Richtung aufgebracht, bis die Spannung in dieser Richtung das Niveau von $0,6 \cdot f_x$ erreichte. Nachdem diese Erstbelastung und Erstentlastung jeweils von beiden Richtungen durchgeführt worden war, wurden die Proben (ab dem zweiten Zyklus) in beide Richtungen gleichzeitig gezogen (zweiaxiale Zug-Zug-Beanspruchung).

Die Belastungsgeschichte und das entsprechende Rissbild der zweiaxialen Zug-Zug-Versuche von PERDIKARIS et al. [77] werden im Bild 2.2.2-1 dargestellt. Über seine Versuchsergebnisse berichtete PERDIKARIS et al. [77] Folgendes:

Bei dem Vergleich zwischen ein- und zweiaxialer Beanspruchung traten die Erstrisse meistens nahe der Mitte der Probenlänge auf, wo die Stahlspannung im Bereich von $0,25f_y$ bis $0,45f_y$ lag, und mit den niedrigeren Werten traten sie in Richtung der doppelten Lagen auf. Im Allgemeinen tendierten die Risse dazu, sich über der Querbewehrung zu bilden, wo der Betonquerschnitt geschwächt wurde und die Bewehrung die Zugspannung ertragen musste. Das bekräftigte die Theorie, dass der mittlere Rissabstand von dem Abstand der Querbewehrungsstäbe abhängig ist.

Die Wirkung des zweiaxialen Spannungszustands auf die Dehnsteifigkeit der Platten wurde durch den Faktor K_{Ni} wie folgt berechnet:

$$K_{Ni}^B = 76 \frac{\rho_i \cdot E_s \cdot d^2}{l_{cmi}} \quad \text{für zweiaxialen Zugspannungszustand}$$

wobei: l_{cmi} – mittlerer Rissabstand

ρ_i – der Bewehrungsgehalt in i-Richtung (i = x oder y)

E_s – E-Modul von Stahl und

d – Bewehrungsdurchmesser

Die zusätzliche Verbundschädigung infolge des Bestehens der Querrisse bei zweiaxialer Zug-Zug-Beanspruchung führte zu einer Verminderung der Tangente von der Dehnsteifigkeit nach der Rissbildung. Dieser Wert beträgt 20 % relativ zu den Werten für einaxiale Zugbeanspruchung.

Diese Aussage zur Dehnsteifigkeit galt nur für Bewehrung mit Stabstählen No. 4 und No. 6, für den Bewehrungsgehalt zwischen 0,010 und 0,025 und für das Lastniveau 60 % der Stahlfließspannung.

2.3 ZUGVERSUCHE AN BETONSCHEIBEN MIT TEXTILER BEWEHRUNG AUS AR-GLAS

2.3.1 TEXTILBEWEHRTER BETON

Textilbewehrter Beton besteht aus zwei Komponenten: dem Beton und der textilen Bewehrung. Der Beton, als so genannter „Feinkornbeton“, besteht aus einer speziellen Betonrezeptur, so dass er die Eigenschaft von hochfestem Beton hat und einige besondere Anforderungen der textilen Bewehrung erfüllen kann. Die Textilbewehrung, die in dieser Arbeit untersucht wird, besteht aus alkaliresistenten Glasfasern (AR-Glas) bzw. endlosen Fasern. Durch die textile Technik werden diese Fasern in Form eines Geleges hergestellt und im Beton als Bewehrung verwendet. Im folgenden Abschnitt werden die beiden Begriffe näher erläutert.

2.3.1.1 FEINKORNBETON

Für die experimentellen Untersuchungen wird eine spezielle Betonrezeptur verwendet, die in ziemlich allen Projekten des SFB 528 Verwendung findet und daher entsprechend gut erforscht ist (JESSE [45], DUGAS/WEISE [31], SCHORN [92]).

Der Feinkornbeton besitzt einen Größtkorndurchmesser von 1 mm und das Verhältnis von Zuschlag und Bindemittel ist 1:1. Bei den üblichen Betonen liegt der Größtkorndurchmesser zwischen 32 mm und 64 mm und das Verhältnis von Zuschlag und Bindemittel beträgt 3:1. Außerdem werden Mikrosilika und Flugasche zu dem Bindemittel hinzugegeben, während in den üblichen Betonen die beiden Zuschlagstoffe kaum zu finden sind bzw. nicht eingesetzt werden. Das unterscheidet diesen „Feinkornbeton“ von den üblichen Betonen im Baumarkt.

In Tabelle 2.3.1-1 wird die detaillierte Zusammensetzung der Rezeptur für den verwendeten Feinkornbeton nach CURBACH/JESSE [21] dargestellt.

Die mechanischen Eigenschaften des Feinkornbetons sind in JESSE [45] ausführlich erklärt, um die genaueren Hintergründe für die einaxialen Zugversuche an textilbewehrtem Beton zu erläutern und aufzuführen.

Bestandteil	Mass. -Teile [-]	Menge [kg/m ³]
Zement CEM III/B 32,5 NW/HS/HA	0,667	604,5
Steinkohlenflugasche	0,282	255,7
Elken Mikrosilika (SF) (Suspension)	0,119	99,7
Sand 0/1	1,000	906,7
Wasser (gesamt)	0,278	252,1
Fließmittel Woerment FM 30 (FM)	0,013	11,3

Tabelle 2.3.1-1 Rezeptur des verwendeten Feinkornbeton nach CURBACH/JESSE [21]

In der vorliegenden Arbeit werden die Versuchsstandards aus der Arbeit von JESSE [45] weiterverwendet, um die Vergleichbarkeit der zwei axialen Zug-Zug-Versuche zu den einaxialen Zugversuchen zu erreichen. Mit jedem zwei axialen Zug-Zug-Versuch werden gleichzeitig sechs Mörtelprismen zur Bestimmung der Druckfestigkeit, sechs Mörtelprismen zur Bestimmung der Biegezugfestigkeit und sechs Plattenstreifen zur Durchführung zentrischer einaxialer Zugversuche hergestellt. Die Mörtelprismen haben Abmessungen von 4 x 4 x 16 cm in Anlehnung an DIN 1164 bzw. DIN EN 196-1 [30]; alles in der gleichen Art wie in den von JESSE [45] durchgeführten Versuchen beschrieben.

Der Mittelwert der **Druckfestigkeit** des verwendeten Feinkornbetons wird zu etwa 76,3 N/mm² bestimmt.

Der **Elastizitätsmodul** des Feinkornbetons liegt im Mittel bei etwa 28.500 N/mm². Dieser Wert wird, begleitend zu den betrachteten Versuchen, nicht ermittelt. Der Grund dafür wurde schon von JESSE [45] erwähnt. Wegen den Schwierigkeiten bei der Versuchstechnik (Vorschäden wegen frühem Schwinden, Krümmung und wegen ungeeigneter Messtechnik) ist es nicht möglich, den E-Modul des Feinkornbetons an den Dehnkörpern zu ermitteln. Deshalb wird der E-Modul an separaten Probekörpern ermittelt.

Die **Betonzugfestigkeit** ist ein weiterer wichtiger Materialkennwert, um das Tragverhalten und die Rissbildung zu beurteilen. Die Ermittlung der zentrischen Zugfestigkeit an den unbewehrten Dehnkörpern war aber auch nicht möglich, da das autogene Schwinden wenige Stunden nach der Betonage zu durchgehenden Rissen in den unbewehrten Proben führte, siehe JESSE [45].

JESSE [45] gab auch folgende Hinweise und Erklärungen, denen für die vorliegende Arbeit auch zugestimmt wird:

Zum Zwecke der einfachen Durchführbarkeit wird eine besser geeignete Methode nach EIBL/IVANYI [32] gewählt. Die Biegezugversuche werden an mittig oder in den Drittelpunkten belasteten Betonbalken durchgeführt. Dies gilt nur für Verhältnisse Stützweite/Höhe ≥ 6 zur Bestimmung der „Biegezugfestigkeit“. Die so ermittelte Biegezugfestigkeit ist grundsätzlich um einen veränderlichen Faktor (1,5 – 2,2) größer als die zentrische Zugfestigkeit, wobei die Abweichung stark von der Balkenhöhe und der Betonzusammensetzung abhängt. Es gilt die Feststellung von EIBL/IVANYI, dass je höher der Biegebalken wird, je höher also auch die Zugzone wird, desto mehr nähert sich die Biegezugfestigkeit der zentrischen Zugfestigkeit an.

Bei den hier verwendeten unbewehrten Feinkornbetonprismen mit einer Höhe von 4 cm und einer Stützweite von 16 cm ist der Unterschied zwischen Biegezugfestigkeit und zentrischer Zugfestigkeit dagegen relativ groß. Das Verhältnis Stützweite/Höhe beträgt in diesem Falle lediglich 4:1 und genügt deshalb nicht den Anforderungen. Der Test wird aber so beibehalten, um die Prüfergebnisse des Zug-Zug-Versuchs mit den Ergebnissen des einaxialen Zugversuchs an textilbewehrten Betonscheiben vergleichen zu können.

Eigenschaft	Wert	Einheit
Druckfestigkeit Mittelwert	76,3	N/mm ²
Biegezugfestigkeit Mittelwert	7,11	N/mm ²
Standardabweichung	0,76	N/mm ²
empirischer 5%-Fraktilwert	5,84	N/mm ²
empirischer 95%-Fraktilwert	8,41	N/mm ²
Elastizitätsmodul	28 500	N/mm ²
Dichte	2,17	g/cm ³

Tabelle 2.3.1-2 Mechanische Eigenschaften des verwendeten Feinbetons, nach JESSE [45]

2.3.1.2 TEXTILE BEWEHRUNG AUS AR-GLAS

JESSE [45] hat ausführlich alle Sammelbegriffe für alle Fasern, die für Betonbewehrung verwendet werden, zusammengefasst. Besonders wurden Begriffe, wie z.B. Filament, Glasfaser, textile Bewehrung usw. von JESSE [45] viel genauer erklärt. Deshalb werden an dieser Stelle nur einige Begriffe, die für die vorliegende Arbeit wichtig sind, wiederholt, um das Lesen zu vereinfachen.

- **Glasfasern** sind lange, dünne Fasern, die aus geschmolzenem Glas durch ein Düsenziehverfahren hergestellt werden. Während man in Stahlbetonbauteilen immer auf die Betondeckung zur Gewährleistung des Korrosionsschutzes achten muss, braucht man sich beim mit Glasfasern bewehrten Beton hierum nicht zu sorgen. Zwei Glassorten, die hauptsächlich für Fasern in der Baubranche verwendet werden, sind das E-Glas und das AR-Glas.
- **E-Glasfaser** (*Electric*) ist die Standardfaser, die wegen ihrer günstigen Kosten den größten Marktanteil des Faserverbundwerkstoffs besitzt, aber sie wird in der alkalischen Betonumgebung angegriffen. Deshalb ist E-Glas nicht für Betonbewehrung geeignet.
- **AR-Glasfaser** (*Alkaline Resistant*) ist die Faser, die für die Anwendung in Beton entwickelt wurde. Da sie mit Zirkoniumoxid angereichert ist, ist sie gegen ein alkalisches Milieu des Betons weitgehend resistent. Zirkoniumoxid (ZrO_2) bewirkt eine höhere Beständigkeit gegen Säuren und Alkalilaugen und verbessert den Widerstand gegen chemische, thermische und mechanische Einflüsse.
- **Filament:** eine Einzelfaser bzw. die kleinste Einheit einer Faser.
- **Monofilamente:** Faser aus einem einzelnen homogenen Querschnitt.
- **Filamentgarne/Rovings:** Bündel von mehreren zusammengefassten Monofilamenten.
 - **Direktrovings:** vor dem Schlichteauftrag zusammengeführt.
 - **Assemblierte Rovings:** nach dem Schlichteauftrag bzw. nach dem Trocknungsprozess zusammengeführt.

In der üblichen Stahlbetonbemessung wird die erforderliche Bewehrung über ihre Querschnittsfläche bzw. den Stabdurchmesser und den Abstand der Bewehrungsstäbe charakterisiert. Bei einer Faserbewehrung ist der Durchmesser aber unvorstellbar klein und es liegt meist kein Einzelquerschnitt vor sondern ein Bündel

(siehe Rovings). Deshalb wird hier die aus der Textiltechnik kommende Einheit [tex] verwendet, um die Fasern zu charakterisieren.

Die Feinheit der Fäden in [tex] gibt das Gewicht in [g] eines 1 [km] langen Fadens an, bezeichnet in der folgenden Formel (GL 2.3.1-1):

$$\text{Feinheit: } 1 \text{ tex} = 1 \text{ g/km} = 1\text{E-}05 \text{ g/cm.} \quad (\text{GL 2.3.1-1})$$

Die Querschnittfläche eines Rovings wird nach der Formel (GL 2.3.1-2) ermittelt:

$$A_{f,\text{Roving}} = \frac{\text{Feinheit}}{\text{Dichte}} = \frac{\text{tex [g/cm]}}{\text{g/cm}^3}. \quad (\text{GL 2.3.1-2})$$

In dem Fall, dass die Faser als Bewehrung eingesetzt wird, wurde das Tragverhalten dieser unidirektionalen Fasern in vielen Studien (MAYER [62], [63]; PROCTER [81]; PURNELL [82]; PELED [83], [84]; ZHANG [111]; ZORN [112] usw.) erforscht und darüber berichtet. Für Polymerfaser wird auf den ACI REPORT [5], [6] hingewiesen - hier wird das Wissen gesammelt, wiedergegeben und Hinweise zu Testmethoden und Berechnung vorgestellt.

In der vorliegenden Arbeit werden im Wesentlichen zwei Sorten von textilen Gelegen verwendet: NEG-ARG 620-01 für Lasteinleitungsversuche nach Kapitel 3.3.1 und VET-ARG 1200-02 bzw. VET-ARG 640-03 ebenfalls für Lasteinleitungsversuche nach Kapitel 3.3.2 und für zweiaxiale Zug-Zug-Versuche nach Kapitel 4. Diese stammen von zwei großen Herstellern:

- Nippon Electric Glas (NEG) und
- Vetrotex (VET) aus dem Konzern Saint Gobain.

Es werden nur die typischen Eigenschaften von diesen Materialien vorgestellt. Weitere Informationen zu anderen Garnen finden sich in JESSE [45].

Die Festigkeit von AR-Glasfilamentgarnen wird von vielen Faktoren (wie z.B. der Filamentsstruktur, den technologischen Bedingungen, der chemischen Zusammensetzung usw.) bestimmt (siehe PELED [84]; MÄDER [65]; ZHANG [111]; LI [58], [59]). Je höher der Kristallinitätsgrad und je niedriger die Strukturfehler sind, desto höher sind Festigkeit und E-Modul von AR-Glasfilamentgarnen.

Die Höhe der Bruchfestigkeit wird wesentlich von den lokalen Spannungsspitzen beeinflusst. Außerdem ist nach ABDKADER [3], [4], [7], [8] die Bruchfestigkeit auch von anderen Faktoren, wie z.B. Oberflächengröße, Belastungsgeschwindigkeit, Belastungsart, Belastungsdauer, Fehlergröße, korrodierende Medien im Umfeld, Wasser und Umgebungstemperatur, abhängig. Diese Faktoren verursachen folgende Wirkungen in dem Garn:

- Das einzelne Filament ist schlecht in dem Garn ausgerichtet.
- Das einzelne Filament im Garn geht zu Bruch und führt damit auch zu einer Schwankung der Filamentanzahl.
- Der Durchmesser entlang eines Filaments bleibt nicht gleich.
- Die Haftungen von Filament zu Filament sind unterschiedlich.
- Die Schlichte ist nicht gleichmäßig aufgetragen.

Um die Auswertung der Deformationskenndaten von Filamentgarnen zu ermöglichen, wird ein Versuch von ABDKADER [4] durchgeführt. Um die Spannungs-Dehnungs-Linie des AR-Glasfilamentgarns zu ermitteln, wird ein Versuchsaufbau, wie im Bild 2.3.1-1 skizziert, verwendet.

Auf Basis dieser Kennwerte von Filament und Filamentgarnen versucht die vorliegende Arbeit, die weiteren Materialkennwerte von textilbewehrtem Beton zu ermitteln.

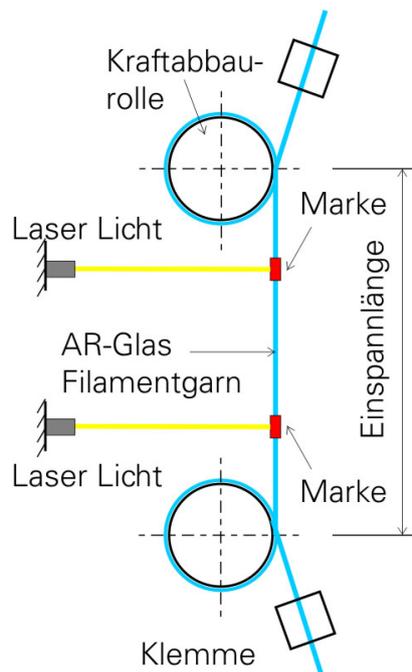


Bild 2.3.1-1 Versuchsaufbau zur Ermittlung der Spannungs-Dehnungs-Linie eines AR-Glasfilamentgarns, nach ABDKADER [4]

Der Begriff „textile Struktur“ bezeichnet alle Strukturen, die aus einem flächigen oder aus einem räumlichen Gebilde bestehen und die sich aus Einzelfasern, Faserbündeln oder Filamentgarnen zusammensetzen.

Das Gewebe ist der Begriff für textile Flächengebilde, wobei die Fäden in einem welligen Verlauf angeordnet sind. Diese Charaktereigenschaft des Gewebes zeichnet sich in den mechanischen Eigenschaften und besonders stark in dem Dehnverhalten bei Zugbelastung ab. Deshalb hat ein Gewebe eine viel niedrigere Festigkeit und niedrigere Steifigkeit als wenn man alle Festigkeiten bzw. Steifigkeiten der einzelnen Fäden summiert. Die Fadenstärken und die Bindungsart haben einen großen Einfluss auf die Welligkeit des Gewebes. Folgende Gewebearten werden für die Betonbewehrung verwendet: Flachgewebe, Mehrlagengewebe, Abstandsgewebe, 3D-Gewebe und räumliche Gewebe (siehe Bild 2.3.1-2).

Dazu werden folgende Begriffe erläutert:

Kettfäden: Die Fäden verlaufen in Längsrichtung der Bahnen.

Schussfäden: Die Fäden verlaufen in Querrichtung, auch Querrfäden genannt.

Bei dem Gewebe sind die Fäden (Kett- und Schussfäden) durch die Bindungsart Fadenverkreuzung verbunden, das heißt die Kettfäden laufen über und unter den quer liegenden Schussfäden.

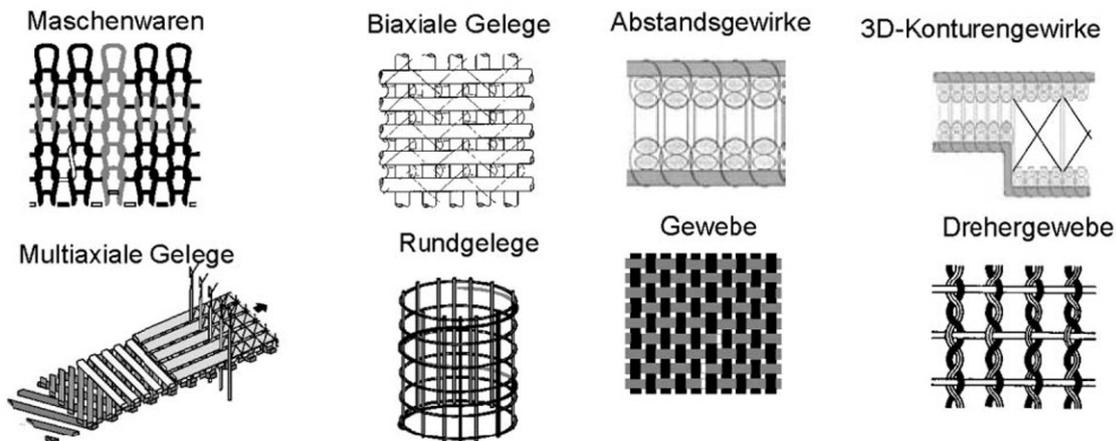


Bild 2.3.1-2 Beispiele für Textilstruktur, nach OFFERMANN et al. [70]

Das Gelege ist eine textile Flächenstruktur, die im Gegensatz zum Gewebe wesentlich bessere mechanische Eigenschaften hat, da die Fasern in gestreckter Form vorliegen, im Gegensatz zum Gewebe. Die Kett- und Schussfäden werden aufeinander gelegt und mit einem so genannten „Nähfaden“ vernäht. Der Nähfaden

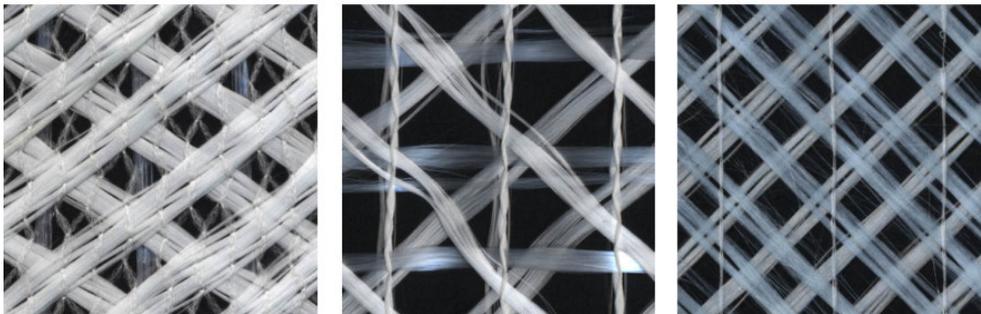
hat eine Feinheit von ca. 15 dtex (1,5 tex) und besteht aus Polypropylen- oder Polyethylenfasern.

Im Gegensatz zum Gewebe besteht ein Gelege aus mehreren Lagen bzw. es wird mit mehreren Fadenrichtungen verarbeitet. Die einzelnen Lagen lassen sich durch die Faserorientierung voneinander unterscheiden.

Die textilen Gelege, die in der vorliegenden Arbeit verwendet werden, sind biaxiale Gelege, in denen die Ausrichtungen der Fasern 0° und 90° betragen (siehe Bild 2.3.1-4). Es gibt auch multiaxiale Gelege, in denen außer den Kettfäden, die in Längsrichtung laufen, bis zu drei weitere Schussfadenebenen angeordnet werden. Bei multiaxialen Gelegen sind die Winkel zum Kettfaden in zwei der drei Ebenen weitgehend verstellbar, $-30^\circ \dots -90^\circ$ und $+30^\circ \dots +90^\circ$, siehe OFFERMANN et al. [70], [71]; JESSE [45] und Bild 2.3.1-3.

Ein Spezialfall hiervon sind textile Gelege mit zwei diagonalen Schussfäden, bei denen kein Kettfaden zum Einsatz kommt (z.B. $+45^\circ/-45^\circ$). Hierbei handelt es sich auch um biaxiale Gelege.

Multiaxiale Gelege (Textilbewehrung aus AR-Glas)



Zweiaxiale Gelege (Textilbewehrung aus AR-Glas)

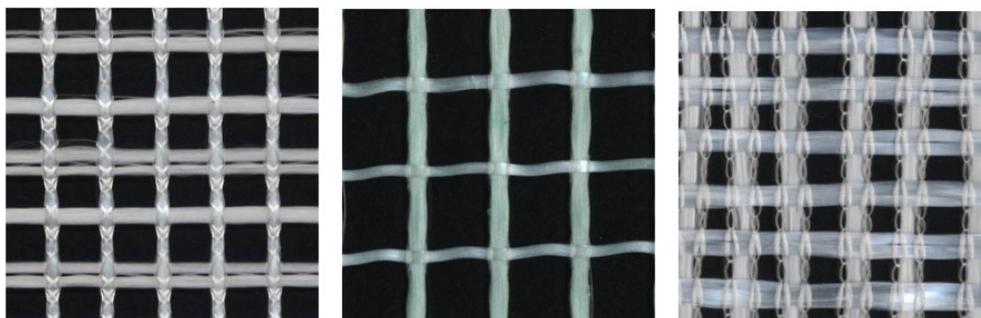


Bild 2.3.1-3 Beispiele für zweiaxiale Gelege und multiaxiale Gelege aus AR-Glas

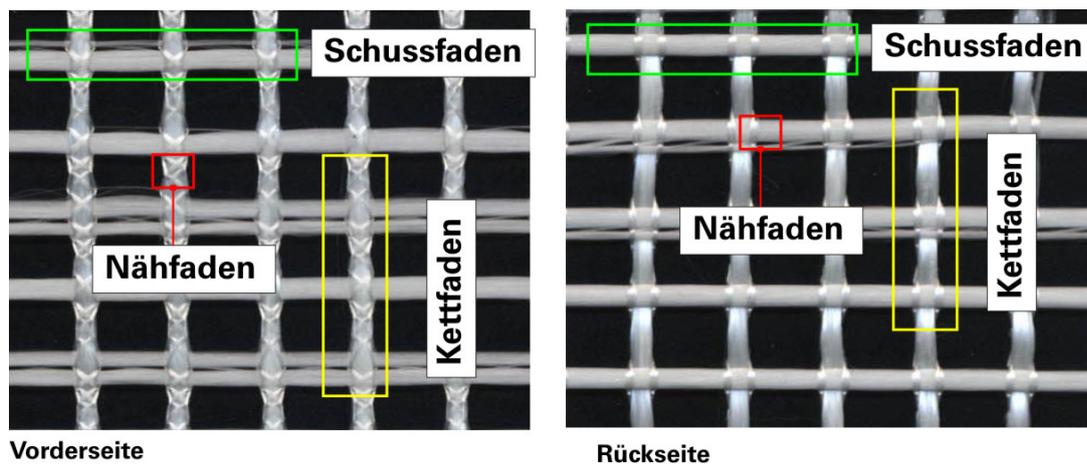


Bild 2.3.1-4 Fadenrichtung in verwendeter Textilbewehrung (Gelege) aus AR-Glas

Im Gegensatz zu den Geweben gibt es bei den Gelegen drei Bindungsarten: Trikot-, Franse-Trikot- und Trikot-gegenlegige Bindung. Diese Bindungsarten unterscheiden sich voneinander durch die Stichlänge, die als Abstand der Nadelstiche in Kettrichtung bezeichnet wird, und die Maschenbildung des Nähfadens, siehe Bild 2.3.1-5.

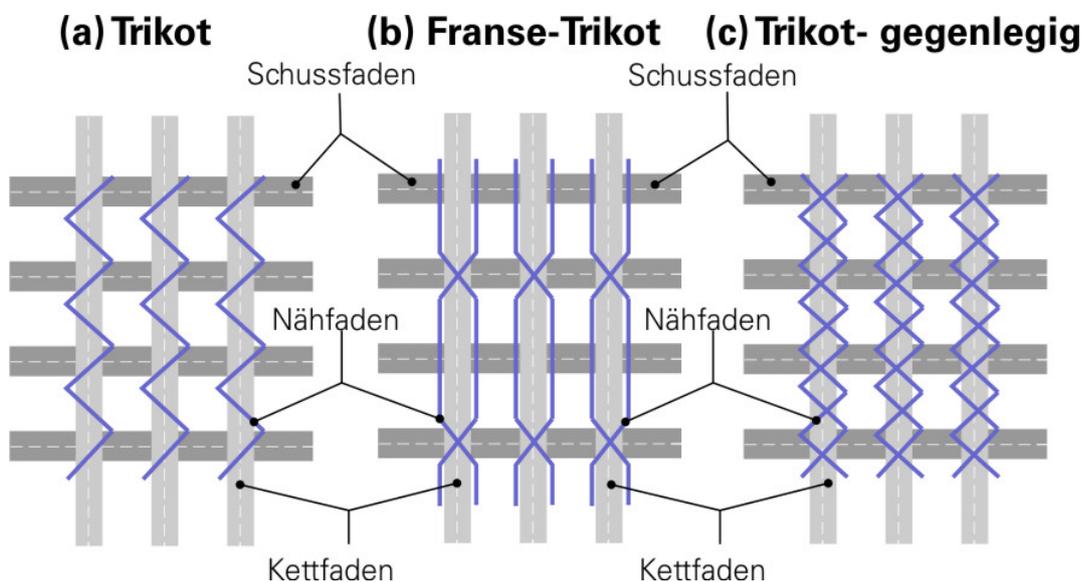


Bild 2.3.1-5 Schematische Darstellung der Bindungsarten nach JESSE [45]

OFFERMANN et al. [71], [74] haben Folgendes festgestellt:

Die Eigenschaften der textilen Struktur (die Relaxation, die Verschiebefestigkeit) sind von Faktoren wie der Nähfadenspannung, der Stichlänge, dem Material für den

Nähfaden, der Bindungsart und der Maschenweite der Gelege sehr beeinflusst. Wichtig ist noch: je geringer die Nähfadenspannung ist, desto kleiner wird die Relaxation des Textils und gleichzeitig wird die Verschiebefestigkeit niedriger bzw. eine schlechtere Handhabbarkeit der textilen Struktur stellt sich ein.

Die Bindungsart hat einen großen Einfluss auf das Relaxationsverhalten und die Formstabilität der textilen Struktur. Da die Bindungen Trikot- und Franse-Trikot die lockeren Bindungen sind, sind diese für den Einsatz als nachträgliche Bewehrung ungünstig. Die Bindung Trikot-gegenlegig ist eine feste Bindung. Da aber die Kettfäden relativ viel von dem Nähfaden überdeckt sind, könnte dies auf die Anwendung als textile Bewehrung negative Auswirkungen haben.

Die aufnehmbare Biegekraft ist von der Bindungsart und auch von der Fadenrichtung abhängig. Das ist von OFFERMANN et al. [71] festgestellt worden und im Bild 2.1.3-6 dargestellt. Daraus resultiert, dass die Bindung Trikot-gegenlegig die Biegekraft am besten aufnehmen kann im Vergleich mit den zwei anderen Bindungen und je kürzer die Stichlänge ist, desto höher ist die aufnehmbare Biegekraft im Textil.

Die Zugfestigkeit der Textilien wird wenig von der Bindungsart beeinflusst. Bei der Bindung Trikot-gegenlegig kommt heraus, dass, je kürzer die Stichlänge ist, desto niedriger ist auch die Zugfestigkeit. OFFERMANN et al. [71], [74] wiesen darauf hin, dass, wegen der festen und einschnürenden Bindungsart der Trikot-gegenlegigen, alle Garne erst bei einer genügend großen Kraft gleichmäßig an der Lastaufnahme beteiligt sind. Deshalb wird bei den Textilien mit der Bindungsart Trikot-gegenlegig ein deutlich niedrigerer E-Modul in dem Dehnungsbereich zwischen 0,25 % und 0,5 % entstehen. Dieser Effekt wird von JESSE [45] als „umschnürende Wirkung“ und „Abdeckeffekt“ bezeichnet.

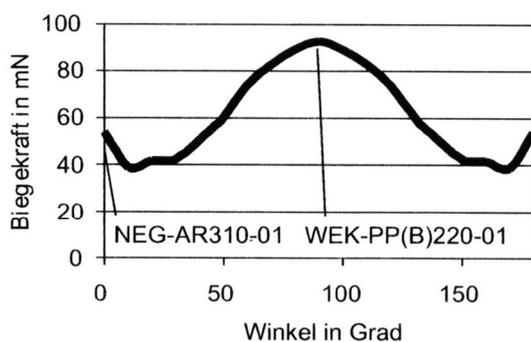


Bild 50: Biegekraft in Abhängigkeit von der Prüfrichtung

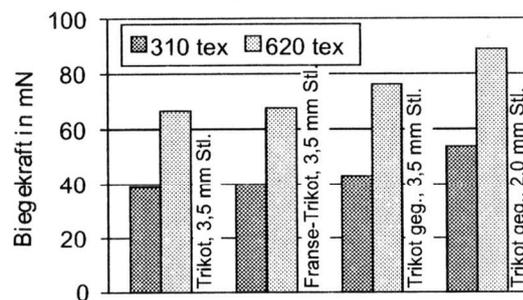


Bild 51: Biegekraft in Abhängigkeit von der Bindung, Kettrichtung 0°

Bild 2.3.1-6 Diagramm, nach OFFERMANN et al. [71]

2.3.2 EINAXIALE ZUGVERSUCHE AN TEXTILBEWEHRTEN BETONSCHEIBEN

Wie oben erwähnt, sind die einaxialen Zugversuche an textilbewehrten Betonscheiben von JESSE [45] die Grundlage der vorliegenden Arbeit.

JESSE [45] hat die einaxialen Zugversuche durchgeführt, wobei die Dehnkörper entweder mit unidirektionalen Fasern oder mit verschiedenen Textilien, variiert nach Faservolumen bzw. Bewehrungsgrad, bewehrt wurden. Für die vorliegende Arbeit hatten nur die Untersuchungen mit textiler Bewehrung große Bedeutung. Deren Ergebnisse führen zu folgenden Punkten, die in der vorliegenden Arbeit aufgenommen und weiter untersucht werden.

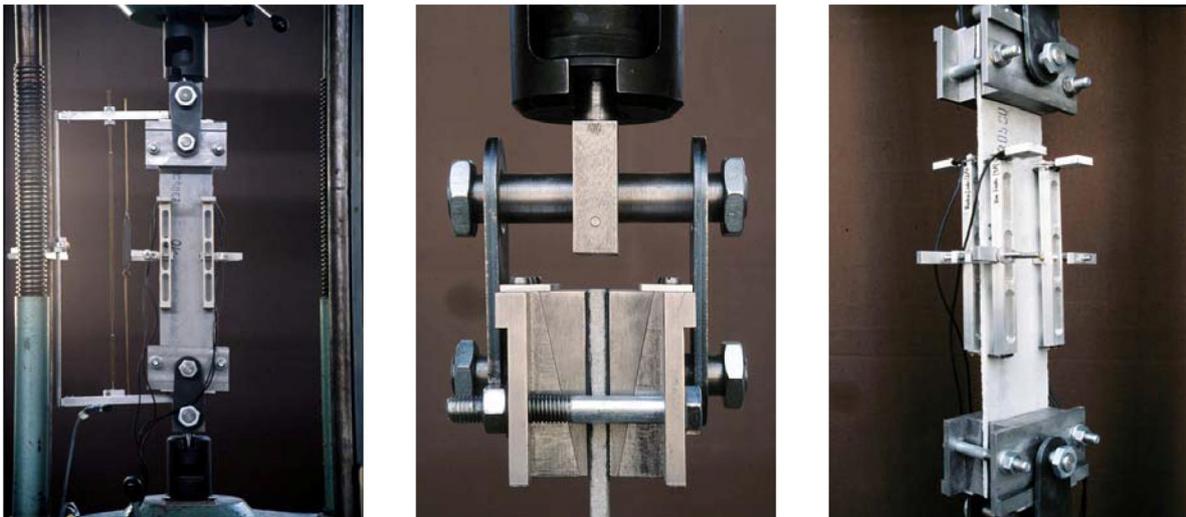


Bild 2.3.2-1 Einaxiale Zugversuche von JESSE [45]

JESSE [45] führte die einaxialen Zugversuche an Dehnkörpern mit den Abmessungen von 100 mm x 500 mm x 8 mm durch. Der Versuchsaufbau wird im Bild 2.3.2-1 dargestellt. Die Maschine wurde mit einer Geschwindigkeit von 0,015 mm/sec nach dem Weg gesteuert. Die effektive freie Probenlänge war 350 mm. In der Mitte wurde ein 200 mm langer Messbereich eingerichtet. Vier Dehnungsaufnehmer vom Typ DD1 wurden an beiden Oberflächen der Probe an jeweils beiden Längsrändern angeklemt. Dadurch, dass ein DD1 eine geschliffene und abgerundete Schneide hatte, konnte er gut auf die Probenoberfläche gepresst und die Verformung gemessen werden. Weiterhin wurden die DD1 verwendet, um die Verschiebung der

Punkte am Anfang und Ende des Messbereiches beim Geradeziehen zu erfassen - das ist ein Fortschritt der Messtechnik!

Da die Dehnkörper eine Vorkrümmung hatten, die von der liegenden Schalung bei der Herstellung und dem damit verbundenen einseitigen Schwinden verursacht wurde, wurden von JESSE [45] die Normalkraftdehnungen der Probe und die Biegeverformungen infolge des Geradeziehens ermittelt. Aus den DD1-Messwerten ergeben sich die Verschiebungen der Punkte am Ende der Messlänge an Vorder- und Rückseite der Probe. Der Mittelwert von zwei DD1-Messwerten an Vorder- und Rückseite der Proben bildet die Längenänderung.

Über die Versuche stellte JESSE [45] Folgendes fest:

Aufgrund der Vorkrümmung ließ der einaxiale Zugversuch die Erstrisslast nicht mehr zuverlässig ermitteln. Weiterhin führten die Vorschäden der Probekörper (die möglicherweise bei Herstellung und Versuchsvorbereitung auftraten) oft zu einer sehr niedrigen Steifigkeit des Dehnkörper im „Zustand 1“ - diese Werte streuen stark.

Gegenüber den Nachteilen der Vorkrümmungen zeigten sich durch die lagenweise Herstellung viele Vorteile:

- Die Betonqualität auf der Probenbreite ist gleichmäßig verteilt.
- Die Lagenanzahl, die Bewehrungswinkel, die textile Struktur (wie unidirektionale Faser oder Textilien) sind frei zu wählen, wobei die Lagenanzahl aus technologischen Gründen auf maximal fünf Lagen begrenzt wurde.
- Eine Serie mit großer Anzahl von Proben kann produziert werden. Das ist als Vorteil anzusehen, um die Versuche von vielen Proben unter gleichen Bedingungen miteinander vergleichen zu können.
- Da das Anwendungsgebiet des zu erforschenden Materials als Verstärkung für Stahlbetonbauteile anzusehen ist, wurde die liegende Betonage für die Untersuchung der Auswirkungen der Betonieretechnologie auf das Tragverhalten vorausgesetzt.

In der vorliegenden Arbeit wird die Vorkrümmung immer berücksichtigt und die Messtechnik entsprechend angepasst.

Weiterhin wurden folgende Punkte von JESSE [45] festgestellt:

Im Gegensatz zu dem mit unidirektionalen Endlosfasern bewehrten Beton, ist die Abhängigkeit der Erstrissspannungen vom Faservolumengehalt bzw. der so genannte Rissunterdrückungseffekt bei textilbewehrtem Beton nicht bekannt. Diese Abhängigkeit zeigt sich darin, dass je höher der Faservolumengehalt ist, desto höher

ist die Erstrissspannung. Eine weitere Bemerkung ist, dass die Erstrissspannung nicht von der Anzahl der Querschnitsschwächungen beeinflusst wird. Ein Grund dafür ist, dass möglicherweise die Rissunterdrückung und die Querschnittsschwächung gegeneinander wirken und damit ausgeglichen werden.

Bei der Bindung Trikot-gegenlegig ist die Erstrisslast meistens niedriger als die der anderen Bindungsarten. Das resultiert aus dem großen Abdeckeffekt des Nähfadens, der zu einem schlechten Verbund führt.

Die Nähfadenspannung führt zu einem so genannten Welligkeitseffekt, der größere Verformungen verursacht.

Es ist festgestellt worden, dass die Bindungsart einen Einfluss auf den mittleren Rissabstand hat. Der mittlere Rissabstand ist am kleinsten bei der Bindung Trikot, während er bei der Bindung Franse-Trikot im Gegensatz dazu am größten ist. Der Querschnittsabstand entspricht quasi dem mittleren Rissabstand bei den Textilien mit gleicher Bindungsart. Bei Textilien, die einen größeren Querschnittsabstand haben, zeigt sich eine deutliche Abhängigkeit des Rissabstandes von dem Faservolumengehalt.

Außerdem gab JESSE [45] einen so genannten Bündelfaktor k_B an, um den Einfluss der betontechnologischen Verarbeitung bzw. des Spritzverfahrens auf die Qualität des Verbundes zu berücksichtigen. „Der Bündelfaktor k_B beschreibt den Anteil der intakten Fasern“ bzw. die Packungsdichte der Filamentgarne, siehe JESSE [45].

Zur Beschreibung der Spannungs-Dehnungslinie des textilbewehrten Betons gab JESSE eine so genannte „Erweiterung des ACK-Modells“ an, das prinzipiell auf dem ACK-Modell von AVESTON und KELLY [1] basiert.

JESSE [45] hat das ACK-Modell verwendet, weil dies ein vereinfachtes geltendes Modell für Fasern ist. Es gilt für konstante Matrixbruchdehnung und Reibungsverbund zwischen Faser und Matrix für alle zueinander parallelen und in Zugrichtung liegenden Fasern, siehe Bild 2.3.2-2.

In seinem erweiterten ACK-Modell beschrieb JESSE [45] grundsätzlich folgende charakteristische Punkte, während zwischen den Punkten der geradlinige Verlauf der Spannungs-Dehnungslinie erhalten blieb. Es soll bemerkt werden, dass in diesem Fall der mittlere Rissabstand das 1,364fache der Eintragungslänge der Bewehrung beträgt:

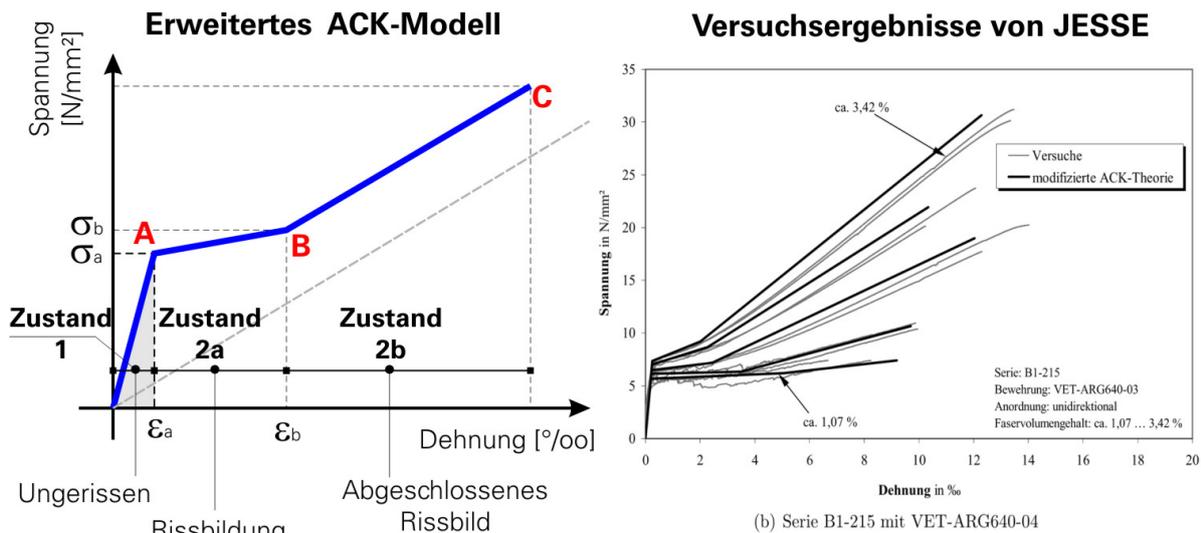


Bild 2.3.2-2 Einaxiale Zugversuche mit textilbewehrtem Beton von JESSE [45] – schematische Darstellung des erweiterten ACK-Modells (links) und Vergleich zwischen Modell und Versuchsergebnissen (rechts)

- Punkt A – Übergang vom Zustand 1 (ungerissener Beton) in den Zustand 2a (Rissbildung).

Die Erstrissspannungen $\sigma_{r1,exp}$ aus den Versuchen wurden verwendet, da kein geeignetes Modell zur Beschreibung der Rissunterdrückung gefunden wurde. Die Dehnung am Punkt A wurde über den ideellen E-Modul von Beton E_c ermittelt:

$$\begin{aligned} \sigma_a &= \sigma_{r1,exp} \\ \epsilon_a &= \sigma_a / E_c \end{aligned} \quad \text{(nach JESSE [45])}$$

- Punkt B – Übergang vom Zustand 2a (Rissbildung) in den Zustand 2b (abgeschlossene Rissbildung).

Hier wurden zwei Faktoren k_R und k_B in die Gleichung eingegeben. Wobei k_R verwendet wurde, um das Spannungsniveau des Punktes B zu berücksichtigen. Der Faktor k_R bestimmt sich durch das Verhältnis der Spannungen am Ende und am Anfang der Rissbildung σ_m / σ_{r1} und lag im Bereich zwischen 1,0 und 1,3. Je höher der Faservolumengehalt war, desto höher war der Faktor k_R .

Der Bündelfaktor k_B wurde aus den Versuchen ermittelt und eingegeben, um eine Abminderung der Fasermenge – die das Steifigkeitsdefizit im Zustand 2b begründete – zu berücksichtigen.

$$\sigma_b = k_R \sigma_a = k_R \sigma_{r1,exp}$$

$$\varepsilon_b = \frac{\sigma_b}{E_f V_f k_B} - 0,682 \sigma_b \frac{1-V_f}{E_f V_f k_B} \quad (\text{nach JESSE [45]})$$

(wobei E_f – Elastizitätsmodul der Faser und V_f – Volumenanteil der Faser)

- Punkt C – Bruchzustand

Die Bruchspannung σ_{cu} wurde im Dehnkörperversuch festgestellt.

$$\sigma_c = \sigma_{cu}$$

$$\varepsilon_c = \frac{\sigma_c}{E_f \cdot V_f \cdot k_B} - 0,682 \cdot \sigma_b \frac{1-V_f}{E_f \cdot V_f \cdot k_B} \quad (\text{nach JESSE [45]})$$

(wobei E_f – Elastizitätsmodul der Faser und V_f – Volumenanteil der Faser)

Man kann Folgendes über das modifizierte ACK-Modell nach JESSE [45] zusammenfassen:

Dieses JESSE-Modell beschreibt den Verlauf der Spannungs-Dehnungs-Linie des textilbewehrten Betons mit einem befriedigenden Ergebnis. Da das Modell sehr einfach ist, kann man nur wenige wichtige Parameter ohne Zugversuch ermitteln.

Weiterhin bleiben noch folgende Effekte im JESSE-Modell offen:

- Zuerst die Frage der Mitwirkung des Betons zwischen den Rissen bzw. das so genannte Tension-Stiffening und die Wirkung der Welligkeit bzw. der Steifigkeitsdefizite in der Abhängigkeit von der textilen Struktur.
- Weiterhin die Frage, was den Rissunterdrückungseffekt beeinflussen kann und wie stark.
- Wie wurde der Bündelfaktor k_B genau beschrieben und überprüft?
- Als Wichtigstes die Frage, wie kann man alle genannten Einflussfaktoren auf die Festigkeit des Verbundwerkstoffes deuten und ihre gegenseitige Beeinflussung in einem Modell darstellen?
- In der weiteren Forschungsarbeit, die zweiaxialen Zug-Zug-Versuche, werden diese Fragen weiterbearbeitet und ergänzt.

2.3.3 ZWEIAXIALE ZUGVERSUCHE AN TEXTILBEWEHRTEN BETONSCHLEIBEN

Zur gleichen Zeit, in der diese Arbeit entstand, wurden auch an der RWTH Aachen von einer Forschungsgruppe des SFB 532, mit AR-Glas bewehrte Textilbetonscheiben unter zweiaxialen Belastungen untersucht, siehe HEGGER/VOSS [38], VOSS [108], RUEBERG [88].

Die Versuchseinrichtung aus Aachen war wie im Bild 2.3.3-1 dargestellt aufgebaut. Die Prüfkörper waren scheibenförmig mit den Abmessungen 60 cm x 60 cm und hatten eine Änderung im Querschnittsprofil, siehe Bild 2.3.3-1. Im Testbereich von 30 cm x 30 cm hatten die Proben eine Dicke von 8 mm und im 15 cm breiten Randbereich eine Dicke von 12 mm. Der Querschnitt der zweiaxialen Zug-Zugversuchsprobe war analog zu den knochenförmigen Versuchskörpern der einaxialen Zugversuche.

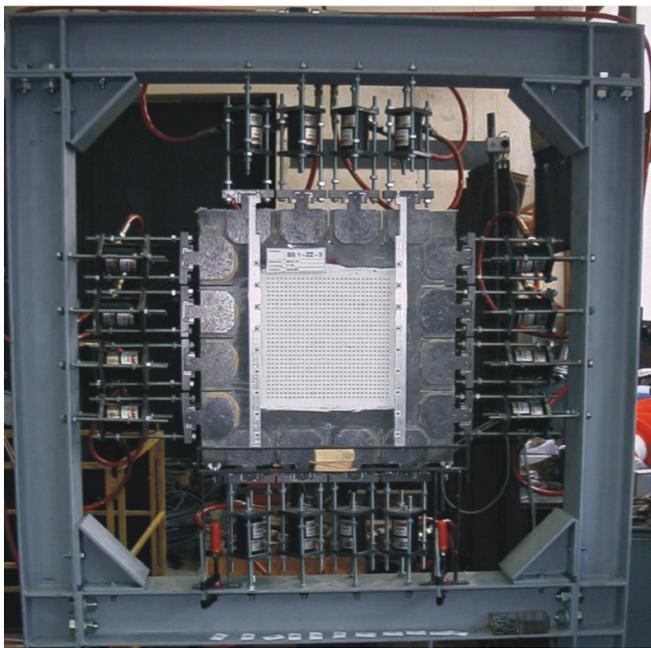
Die Kräfte wurden mit einfach wirkendem Stahl-/Flachzylinder ohne Felderrückzug von Lukas – Modell LLC 10/40, 700 bar Systems – erzeugt. In vertikaler Richtung wurden vier Zylinder jeweils oben und unten an jede Seite der Probe angehängt. In horizontaler Richtung wurden zwei Zylinder jeweils links und rechts der Probe angehängt. Die Zylinderkräfte wurden über den Öldruck gesteuert. Hier lagen die kritischen Punkte des Versuchsstandes. Bei den Versuchen wurde nicht bedacht bzw. vernachlässigt, dass die Zylinder unterschiedliche Reibung haben könnten. Damit entsteht ein Überlagerungseffekt bzw. eine Dehnungsbehinderung, die aus der Zusammenwirkung von unterschiedlichen Zylinderreibungen und der Steuerungsmethoden – Kraftsteuerung über Öldruck – verursacht wird. Dieser Themenkreis wird in Kapitel 3 der vorliegenden Arbeit ausführlicher behandelt.

Die Lasteinleitungsstahlplatten wurden mit dem Randbereich verklebt. Zwischen den Lasteinleitungszähnen wurden 8 cm lange Sägeschnitte in den Probekörper eingebracht. Um den Zwang aus der Lasteinleitung und die unerwünschten Biegemomente zu minimieren, wurden die Zylinderzugstangen mit der Lasteinleitung über Drahtseile verbunden, die über eine Rolle laufen. Dadurch wurden nur die Zugkräfte übertragen. Die Prüfmaschine arbeitete mit zwei Ölkreisen. Die Belastungen wurden zweimal gewechselt, jeweils wie folgt: In einer Richtung wurde die Belastung gefahren, während in der anderen Richtung die Last konstant gehalten wurde. Jede Laststufe betrug $\sigma = \pm 2,0 \text{ N/mm}^2$ als rechnerische Betonspannung, siehe

Bild 2.3.3-2. Die maximale Betonspannung in Querrichtung betrug dann $\sigma = \pm 4,0 \text{ N/mm}^2$.

Während der Versuche wurden die Verformungen im Messfeld von vier Wegaufnehmern gemessen, die an eine Oberflächenseite geklebt wurden. Die Messmethode der Photogrammetrie wurde eingesetzt, um die Rissentwicklung zu verfolgen.

Aachener zweiachiale Prüfmaschine



Probengeometrie (Skizze)

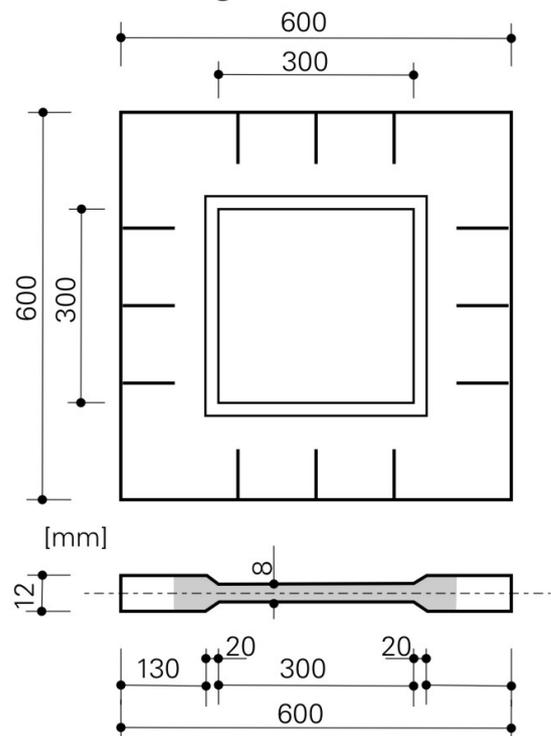


Bild 2.3.3-1 Zweiachiale Zugversuche an mit AR-Glas bewehrten Textilbetonscheiben von Voss [108], RUEBERG [88] (an RWTH Aachen)

Mit diesem Versuchsaufbau Voss [108] wurden zwei Versuchsreihen durchgeführt.

In der ersten Versuchsreihe wurden die textilbewehrten Betonscheiben untersucht, die mit zwei Lagen des Textils MAG-07-03 (biaxiale Gelege VET-ARG-2400 tex à 8,4 mm; Franse-Bindung – die Schuss- und Kettfäden sind orthogonal zu einander) bewehrt waren. Hier sollte das Tragverhalten des textilbewehrten Betons mit schiefwinkliger Bewehrungsführung unter zweiachialer Beanspruchung ermittelt werden.

Bei dieser Versuchsreihe wurden am Anfang vier Zylinder an jeder Scheibenseite eingesetzt. Dabei wurde eine zusätzliche Bewehrungslage zur Verstärkung der Randbereiche erforderlich. Um eine Überlagerung der eingeleiteten Kräfte in den Eckbereichen zu vermeiden, verzichtete Voss [108] in einem weiteren Versuchsaufbau auf die beiden äußeren Zylinder der Querrichtung (horizontal). Hierbei wurde dann auch auf die zusätzliche verstärkende Textillage im Randbereich verzichtet, siehe Bild 2.3.3-2.

Die andere Versuchsreihe wurde als Referenzversuch an unbewehrten Scheiben durchgeführt, um das Tragverhalten des ungerissenen Betons und die Wirkung der verwendeten Textilbewehrung zu beurteilen. Bei dieser Versuchsreihe wurden jeweils drei Versuche mit einaxialer sowie mit zwei axialer Zug-Zug-Beanspruchung und ein Versuch mit Zug-Druck-Beanspruchung durchgeführt.

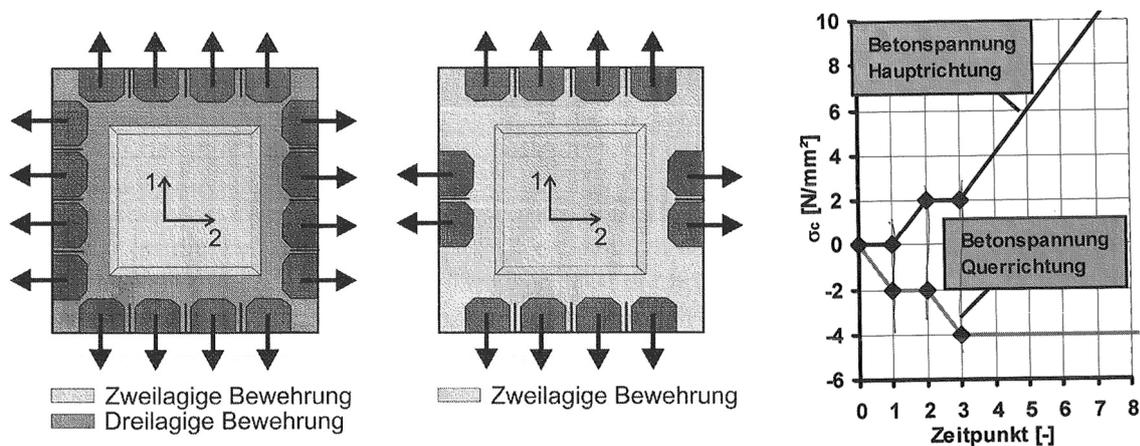


Bild 2.3.3-2 Textilbewehrte Scheibenversuche – mit 4 Zylindern in Querrichtung (links), mit 2 Zylindern in Querrichtung (mitte) und Darstellung der Lastgeschichte bei zwei axialer Beanspruchung (rechts) – Voss [108]

Zu seinen Versuchen hat Voss [108] Folgendes erläutert:

- Über die Versuche mit unbewehrten Scheiben stellte Voss [108] fest: „Querzugspannungen verursachen eine Verringerung und Querdruckspannungen eine Vergrößerung der Dehnungswerte in Hauptzugrichtung“... „Qualitativ ist das Tragverhalten des Feinbetons in den Scheibenversuchen also vergleichbar mit dem eines Normalbetons unter zwei axialer Beanspruchung. Die Versuche lassen somit den Schluss zu, dass aus potentiellen Randstörungen aus dem Versuchsaufbau keine wesentliche Beeinflussung der Versuchsergebnisse zu erwarten ist“. Dazu ist anzumerken, dass die Versuche an unbewehrten Betonscheiben durchgeführt wurden. Das heißt, mit dem Reißen des Betons ist

der Versuch beendet, alle Aussagen sind nur für ungerissenen Beton gültig. In bewehrten Betonscheiben hingegen werden auch das Reißen und das Verhalten im gerissenen Zustand (Zustand II) beobachtet. Gerade diese Bereiche sind hinsichtlich der Ereignisse sehr interessant. In dieser Beobachtung steckt das Ziel, alle experimentellen Versuche zum Tragverhalten des Beton-Verbundwerkstoffs zu erfassen. Die Randstörungen aus dem Versuchsaufbau spielen eine wesentliche Rolle für die Versuchsergebnisse, besonders ab dem Reißen des Betons.

Weiterhin hat VOSS [108] Folgendes festgelegt:

- Der Vergleich zwischen den Versuchen der Scheiben (textilbewehrte Betonscheiben und unbewehrte Betonscheiben) unter einaxialer Zugbeanspruchung und den einaxialen Dehnkörperversuche zeigt, dass die textilbewehrten Betonscheiben die niedrigste Erstrissspannung haben.
- Der Rissunterdrückungseffekt ließ sich bei den textilbewehrten Betonscheiben nicht feststellen.
- Der mittlere Rissabstand wurde sowohl bei den Dehnkörperversuchen als auch bei den textilbewehrten Scheibenversuchen von dem Bewehrungsgrad beeinflusst.
- Im Zustand IIb (abgeschlossene Rissbildung) zeigten die Spannungs-Dehnungs-Linien bei den Dehnkörpern einen steileren Verlauf als bei den textilbewehrten Betonscheiben.
- Die textilbewehrten Betonscheiben unter zweiaxialer Beanspruchung zeigten, dass die Steifigkeit im Zustand IIb bei einer Querlasteinleitung mit zwei Zylindern größer war als bei der mit vier Zylindern.
- Die zweiaxialen textilbewehrten Betonscheiben wurden unter Querdrukbeanspruchung signifikanter beeinflusst als die unter Querdrukbeanspruchung stehenden. Die Querdrukbeanspruchung führte zu einer Schädigung der Bewehrung und einer niedrigeren Tragfähigkeit des textilbewehrten Betons.

Allgemein war es eine umfangreiche Untersuchungsarbeit, die Voss [108] durchgeführt hat. Die Serie von vierzig Scheibenversuchen wurde nach der Hälfte unterbrochen, da unerwartete Randstörungen auftraten infolge Stahlbackenversagen oder Fehlstellen. Es besteht ein großer Bedarf, weitere und auch zahlreiche Versuche durchzuführen, um die komplexen Effekte und damit die resultierenden Eigenschaften von textilbewehrtem Beton genauer erklären zu können und die Aussagen zu bekräftigen.

3 ZWEIAXIALE ZUG-ZUG-VERSUCHE – VERSUCHSVORBEREITUNG

3.1 ZWEIAXIALE PRÜFMASCHINE

3.1.1 KONSTRUKTIVER AUFBAU – RAHMEN

Dieses Kapitel behandelt die Bemessung und den Entwurf einer Rahmenkonstruktion für die Durchführung von zweiaxialen Versuchen. Die Anforderungen an die Rahmenkonstruktion sind:

- Die Rahmenkonstruktion muss mit dem vorhandenen Platz im Labor auskommen.
- Die Probe wird in der vertikalen Ebene in der Mitte des Rahmens aufgehängt.
- Es werden an jeder Seite des Rahmens ein oder zwei Hydraulikzylinder befestigt. Die Belastungskraft je Seite soll ungefähr 100 kN Zugkraft betragen.
- Der Rahmen soll eine Zuglast von 100 kN je Seite abtragen und dies vor allem extrem verformungsarm bewerkstelligen. Die Verformungen sollen gering sein unter der zweiaxialen Zug-Zug-Belastung, um den Versuch wenig zu beeinflussen.
- Die Rahmengröße muss groß genug sein, um alle Verformungen der Versuchsprobe im Inneren des Rahmens zuzulassen. Gerechnet wird mit einer maximalen Dehnung im Probekörper (70 cm x 70 cm) von 20‰.
- Die Rahmenkonstruktion soll flexibel im Aufbau sein, um den Zug-Zug-Versuch zum Zug-Schub-Versuch umbauen zu können.

Nach dem Sichten der Literatur fiel die Entscheidung dahin gehend aus, einen Rahmen in der Konstruktionsart zu entwerfen, wie ihn auch VECCHIO/COLLINS [104], [106] für ihre zweiaxialen Versuche verwendet haben, und diesen an die oben genannten Bedingungen anzupassen.

Die zweiaxiale Prüfmaschine besteht aus der Stahl-Rahmenkonstruktion, so dass die Probe mittig im Rahmen liegt während der Versuch für die Probenverformung zwängungsfrei ist.

Der Rahmen wird mit U-Stahlprofilen aufgebaut, die jeweils doppelt verwendet werden. Die Profile werden Rücken an Rücken mit einem lichten Abstand von 3 cm

eingebaut. Sämtliche Eckpunkte und Verbindungen können somit nach dem Prinzip 1schnittig-2schnittig durch Zwischenbleche hergestellt werden (siehe Bild 3.1.1-1.)

Die Zylinder werden außen am Rahmen angebaut und nicht im Inneren des Rahmens, wie dies bei der Rahmenkonstruktion im Versuch von Voss [108] geschieht. Dies bringt den Vorteil, dass der Umfang des Rahmens viel kleiner und deshalb günstiger und steifer ausgelegt werden kann, was wiederum zu Vorteilen beim Bedienen des Versuchs führt. Zwei U-Stahlprofile zusammenzubauen als quasi I-Querschnittprofil bewirkt, dass die Tragfähigkeit größer wird und die Stabilität in der zweiten Ebene des Rahmens erhöht wird. Nebenbei bleibt die Optik der Rahmenkonstruktion schlank. Der größte Vorteil ist aber, dass der Abstand zwischen den beiden U-Profilen einfach variiert werden kann, um zum Beispiel Zugstangen mit größerem Durchmesser in den Hohlkolbenzylinder einsetzen zu können. Auch eine Größenanpassung lässt sich in gewissen Bereichen einfach durch Einsatz neuer Eckbleche bewerkstelligen ohne gleich alle Rahmenteile ersetzen zu müssen.

Aus diesem Grund sind bei dieser Rahmenkonstruktion auch alle Rahmenbauteile miteinander mit Schrauben verbunden. Deshalb ist es einfach, den Rahmen zu montieren, zu demontieren oder zu transportieren und in der Größe anzupassen. Die in der Größe optimierte Konstruktion erleichtert auch, einen entsprechenden Aufstellungsort im Otto-Mohr-Labor (OML) zu finden.

Für die außen angebauten Zylinder werden Hohlkolbenzylinder eingesetzt, so dass auch hier das Prinzip 1schnittig-2schnittig umgesetzt wird und die Zugstangen einfach durch den Rahmen gesteckt werden können. Im Inneren des Rahmens werden die Versuchsproben 700 mm x 700 mm und die Lastverteilungen bzw. Lasteinleitungen untergebracht.

Die Last wird von einem Hohlkolbenzylinder auf jeder Seite aufgebracht und über eine Waagekonstruktion auf die jeweils vier Lasteinleitungszähne einer Seite verteilt. Die Waagekonstruktion besteht aus den Stahlplattenbalken, die mit den Hochleistungs-Gelenkköpfen und den Gewindestangen verbunden werden. Es bringt den Vorteil, dass sich die Lasteinleitungen sehr schnell montieren lassen und durch die gelenkige Lage wird keine Zwangsbeanspruchung für Probekörper entstehen.

Nachfolgend werden die Bemessung und der Entwurf der Rahmenkonstruktion skizziert (siehe Bild 3.1.1-1).

Eingangsgrößen:

- Der Rahmen ist insgesamt 2,4 m hoch und 1,8 m breit.
- Die Rahmenbestandteile sind aus Stahl St 37-3 mit der Stahlart: QS-Qualitätsstahl.

Zugfestigkeit	$f_{u,k} \xrightarrow{[t \leq 40mm]} f_{u,k} = 360 \text{ N/mm}^2$
Streckgrenze	$f_{y,k} \xrightarrow{(t \leq 40mm)} f_{y,k} = 240 \text{ N/mm}^2$
E-Modul	$E = 210000 \text{ N/mm}^2$
Schubmodul	$G = 81000 \text{ N/mm}^2$

Aus der statischen Berechnung und Konstruktion:

- Gewählt: Stahlprofil 2xU160

$$A = 2 \times 24,0 = 48,0 \text{ cm}^2 = 48 \cdot 10^{-2} \text{ mm}^2$$

$$W_x = 2 \times 116 \text{ cm}^3 = 232 \cdot 10^{-3} \text{ mm}^3$$

$$h \times b \times s = 160 \times 65 \times 7,5 [\text{mm}]$$

$$g = 0,188 \text{ KN/m}$$

- Moment aus Eigengewicht (Riegel):

$$M_{g-\max} = \frac{q l^2}{8} = \frac{0,188 \text{ KN/m} \times 1,6^2 \text{ m}^2}{8}$$

$$M_{g-\max} = 0,06016 \text{ KNm} = 60,16 \cdot 10^3 \text{ Nmm}$$

- Moment aus Last (Zugkraft des Zylinders)

$$M_{\max} = \frac{P l}{4} = \frac{100 \text{ KN} \cdot 1,6 \text{ m}}{4}$$

$$M_{\max} = 40 \cdot 10^6 \text{ Nmm}$$

- Durchbiegung:

$$W_{\max} = \frac{q l^4}{384 E I} + \frac{P l^3}{192 E I} = \frac{0,188 \text{ N/mm} \cdot (1,6 \cdot 10^3 \text{ mm})^4}{384 \cdot 21 \cdot 10^4 \text{ N/mm}^2 \cdot 2(925 \cdot 10^4 \text{ mm}^4)} + \frac{100 \cdot 10^3 \text{ N} \cdot (1,6 \cdot 10^3 \text{ mm})^3}{192 \cdot 210000 \text{ N/mm}^2 \cdot 2(925 \cdot 10^4 \text{ mm}^4)}$$

$$W_{\max} = \frac{3008 \text{ Nmm}^3}{14918400 \text{ Nmm}^2} + \frac{409,6 \cdot 10^{12} \text{ Nmm}^3}{7459200 \cdot 10^8 \text{ Nmm}^2} = 0,0002 \text{ mm} + 0,55 \text{ mm} = 0,5502 \text{ mm}$$

- Zulässige Spannung:

$$\sigma_g = \frac{M_{g-\max}}{W_x} = \frac{60,16 \cdot 10^3 \text{ Nmm}^2}{232 \cdot 10^3 \text{ mm}^3}$$

$$\sigma_g = 0,259 \text{ N/mm}^2 \ll f_{yk} = 210 \text{ N/mm}^2$$

$$\sigma_P = \frac{M_{\max}}{W_x} = \frac{40 \cdot 10^6 \text{ Nmm}}{232 \cdot 10^3 \text{ mm}^3}$$

$$\sigma_P = 172,414 \text{ N/mm}^2 < f_{yk} = 210 \text{ N/mm}^2$$

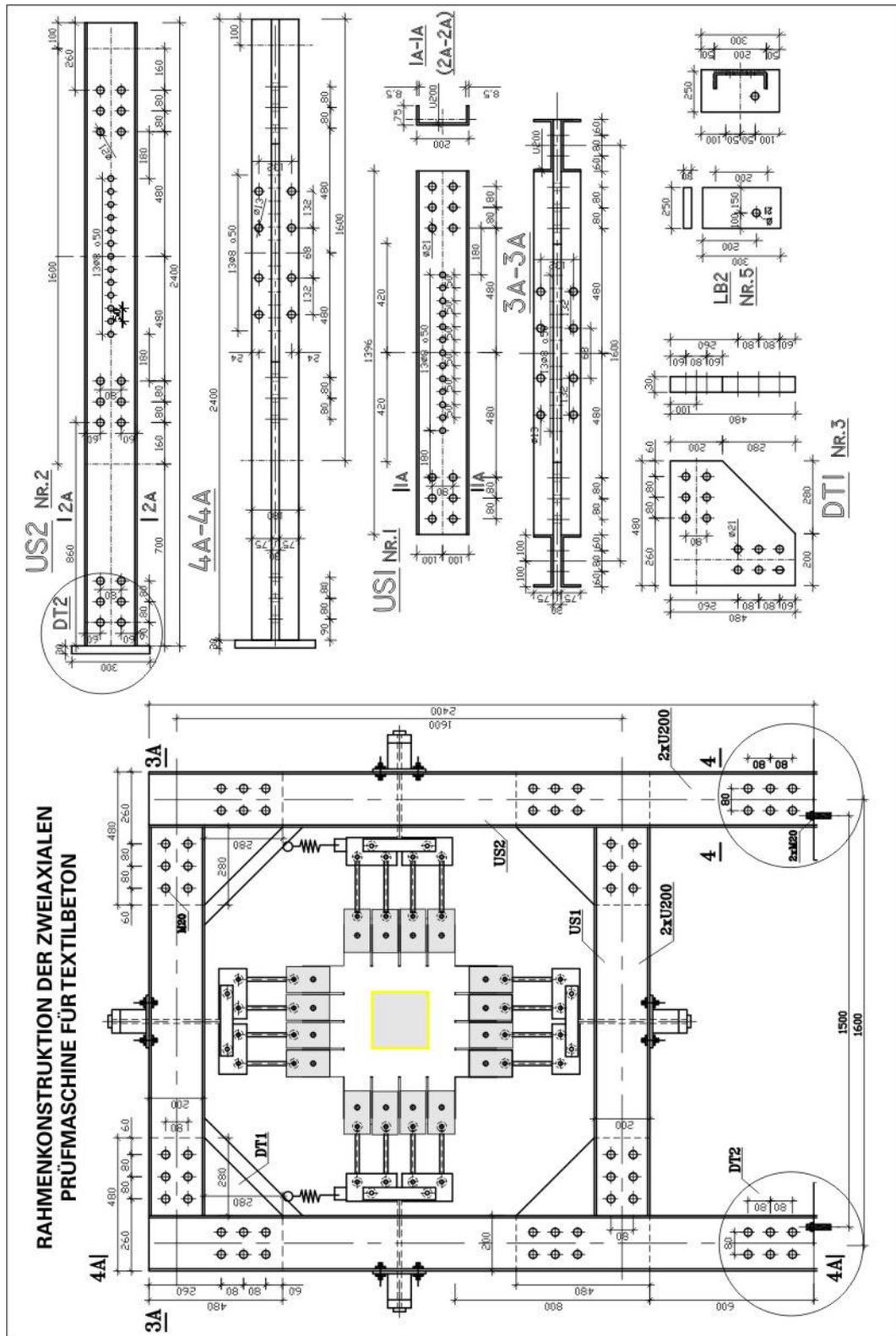


Bild 3.1.1-1 Rahmenkonstruktion für die zweiaxiale Prüfmaschine – Detailentwurf

3.1.2 MASCHINENSTEUERUNG UND INBETRIEBNAHME

Nach dem Festlegen der Rahmenkonstruktion und deren Aufbau stehen als nächstes die Aufgaben an, das Hydrauliksystem und das Steuerungssystem anzupassen und die Maschine in Betrieb zu nehmen. Bei diesem Schritt sind viele Probleme mit dem Hydrauliksystem und dem Maschinensteuerungssystem aufgetreten, die in keinem Bericht bisher dokumentiert oder behandelt worden sind. Deshalb leistet diese Arbeit einen Beitrag, damit auch andere Forscher diese Probleme erkennen und lösen können.

Zuerst wird das Hydrauliksystem beschrieben. Dazu gehören die Schläuche, Ölventile, Hydraulikzylinder und natürlich das Druckaggregat.

Am Aggregat werden zwei Ölleitungen verteilt. Danach ist jeweils ein 4fach-Ölverteilverteiler eingebaut, um das Öl zu jedem Zylinder im Kreis gleichmäßig verteilen zu können. An der Ölpumpe der Aggregate ist je eine Öldruckmessdose eingebaut (hier wird ein Ölpumpenaggregat aus dem 250 bar Systems verwendet). Der Öldruck von jedem Ölkreis wird gemessen.

Zwei Ölverteilverteiler sind für gepumptes Öl (vom Aggregat zu den Zylindern) und zwei andere sind für abgepumptes Öl (von den Zylindern zum Aggregat) verantwortlich.

Dazu werden vier 5 m lange Schläuche verwendet, um die Aggregate mit den vier Ölverteilverteilern zu verbinden. Es werden 16 der 3 m langen Schläuche gebraucht, um die Zylinder mit den Ölverteilverteilern zu verbinden. Alle Schläuche, die für die gleiche Aufgabe verantwortlich sind, haben die gleiche Länge, um die Öldruckverluste durch Reibung auszugleichen.

3.1.2.1 REIBUNG DES ZYLINDERS

Bisher war bei allen Untersuchungen, die sich mit der Ermittlung der Stoffgesetze von Stahlbeton oder von textilbewehrtem Beton beschäftigen, die Reibung im Hydraulikzylinder kein zu beachtendes Thema. Diese Untersuchungen haben meistens die Auswirkung der Reibung auf experimentelle Ergebnisse ignoriert oder unterschätzt, da der im Produktkatalog angegebene Reibungswert sehr niedrig ist und ungefähr 1 % der Prüflast beträgt. Dies gilt aber allgemein für Hydraulikzylinder, die mit Nennlast beansprucht werden. Bei der Prüfung ist dies aber ein Sonderfall und meist nicht gegeben. Fakt ist: je größer die Prüflast ist, desto kleiner ist der

Reibungsprozentsatz. Dieser Prozentsatz könnte sogar weit über 10 % der Prüflast liegen für geringe Auslastungen der Zylinder. Außerdem hat jeder Zylinder seine eigenen Reibungswerte, Gleit- bzw. Haftreibung. Jeder Zylinder hat eine unterschiedliche Haftreibung, die von der Dichtungsart (Lippendichtung oder Ringdichtung) abhängig ist. Diese Haftreibung kann man zwar ermitteln, aber nicht wesentlich ändern.

Wenn nun zwei Zylinder in der gleichen Achse liegen und gegeneinander arbeiten, entstehen bei gleichem Öldruck infolge der unterschiedlichen Reibung, unterschiedliche effektive Kräfte. Statt einer reinen Zug-Zug-Beanspruchung kann Zug-Schub auftreten. Wenn schon zwei Zylinder gegeneinander arbeiten sollen, ist es notwendig, die Reibungskennlinien aufzunehmen und möglichst nur Zylinder mit möglichst gleichartigen Kennlinien zu kombinieren oder aktiv zu korrigieren.

Die Haftreibung des Zylinders lässt sich über den Kolbenweg nach Kraft oder nach Steuergeschwindigkeit ermitteln. Nachfolgend wird die Methode beschrieben, um die Reibung der Zylinder zu ermitteln.

Die Reibung ist möglichst über den gesamten Kolbenweg aufzunehmen. Die Versuchsanordnung kann wie folgt dargestellt aussehen:

Zwei Zylinder sind miteinander gekoppelt. Jeder Zylinder ist an einen eigenen Ölkreis angeschlossen (Öl K1 und Öl K2). Der Zylinder, dessen Reibung gemessen werden soll, ist mit der Kraftmessdose (KMD) verbunden und wird mit Kraftsteuerung gefahren (KMD-Kraft = konstant).

Der Hilfszylinder, der starr über eine Zugstange gekoppelt ist, ist an dem Ölkreis K2 angeschlossen. Dessen Kolben wird über eine IWA-Wegsteuerung hin und her gefahren. An der Ölpumpe der Aggregate ist je eine Öldruckmessdose eingebaut. Der Öldruck von beiden Ölkreisen wird gemessen (siehe Bild 3.1.2-1).

Im Rahmen der vorliegenden Arbeit wurde die Reibung der Zylinder über den Kolbenweg nach Kraft (in zwei Laststufen 50 kN und 5 kN) ermittelt und miteinander verglichen. Danach wurden sie mit zwei Steuergeschwindigkeitsstufen (1 mm/s und 0,1 mm/s) untersucht. Untersuchungen erfolgten an den doppelt wirkenden Hohlkolben Stahlzylinder Modell LHC 30-17/150 aus dem 700 bar System. Diese Zylinder wurden durch Lukas 150_Zx nummeriert. Die Untersuchungen erfolgten auch an den einseitig wirkenden 100 kN Aluzylindern von Lukas – 400 bar System (Lukas_100) und einseitig wirkenden 400 kN Zylindern von Lukas – 500 bar System (Lukas_400) und doppelt wirkenden 250 kN Zylindern von HZB – 400 bar System (HZB).

Ergebnis der Reibungsmessung der Zylinder:

- Bei 5 kN Last (Prüflast) beträgt die Reibung der Zylinder Lukas 150_Zx von 0,7 kN bis 1,3 kN, das entspricht 14 % bis 26 % der Kraft. Die unterschiedliche Reibung zwischen zwei Zylindern in einer Achse ist dann 0,01 % bis 2,1 % der Kraft (5 kN), siehe Bild 3.1.2-2, oben.
- Bei 50 kN Prüflast hingegen liegt der Reibungswert der Zylinder Lukas 150_Zx zwischen 1,7 kN und 3,0 kN (mehr als 1 % des Kraftwertes). Auch nach dem Sortieren des Zylindersatzes ist die unterschiedliche Reibung zwischen zwei Zylindern in einer Achse noch 0,1 kN bis 0,5 kN, entsprechend 0,2 bis 1,0 % der Kraft (50 kN)(siehe Bild 3.1.2-2, Mitte).
- Die Belastungsgeschwindigkeit und die Länge des Kolbenweges haben wenig Auswirkung auf die Reibung der Zylinder. Es gibt nur eine Ausnahme: Und zwar, wenn extrem langsam gefahren wird, z.B. schon bei 0,1 mm/s, streuen die Werte der Reibungslinie stärker. Das liegt an der Ölkraft und deren Steuerung. Es wird empfohlen, die Maschine nicht so langsam zu steuern (siehe Bild 3.1.2-2, rechts oben).
- Die Reibung bei den Zylindern Lukas_100 und Lukas_400 ist grundsätzlich kleiner als bei den anderen Zylindern. Offensichtlich wird die Reibung durch die Federwirkung überlagert. Weiterhin kann dies mit den verwendeten Lippendichtungen in den Leichtbauzylindern Lukas_100 und Lukas_400 erklärt werden, während in den Stahlzylindern breitere Dichtungen, so genannte „Ringdichtungen“, eingesetzt sind. Aufgrund dieser Ringdichtungen haben diese größere Reibungswerte, sind aber billiger (siehe Bild 3.1.2-2, unten).

Folgende wurden Reibungsmessungen durchgeführt:

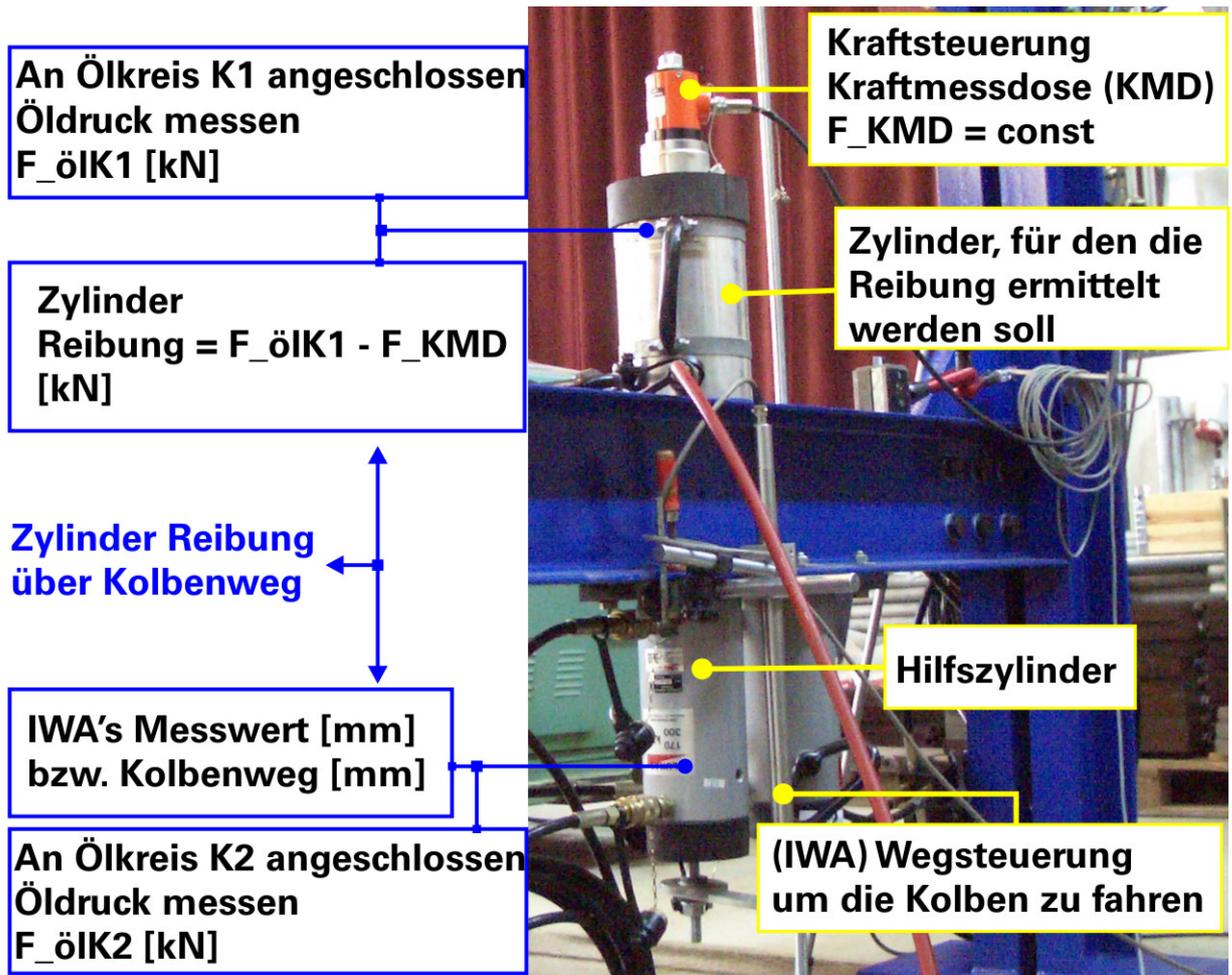


Bild 3.1.2-1 Ermittlung der Haftreibung des Zylinders

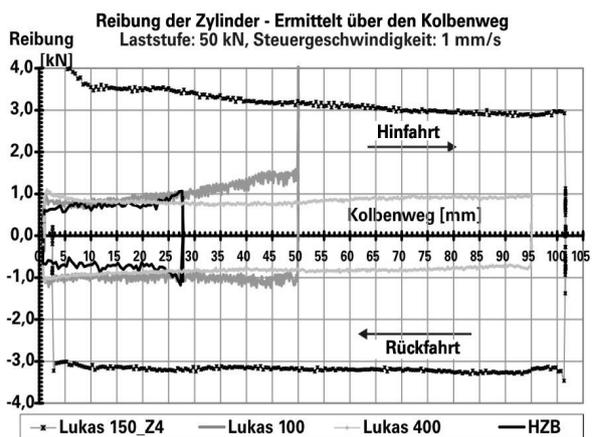
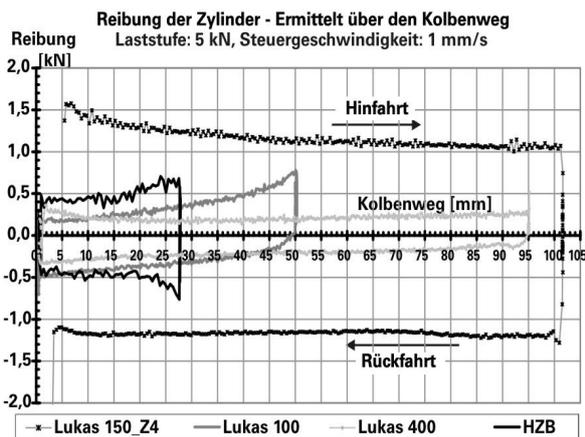
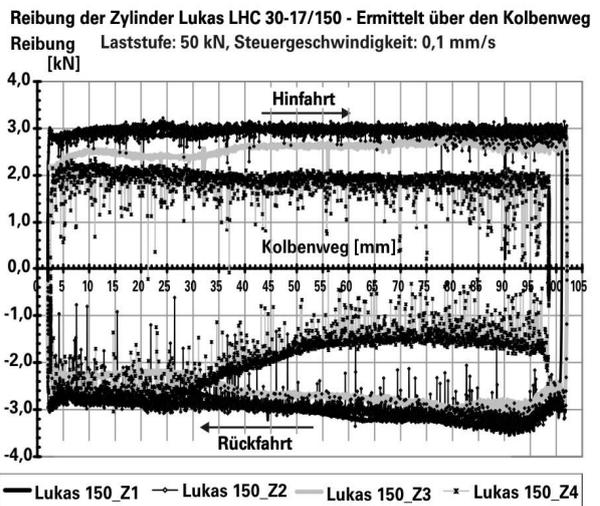
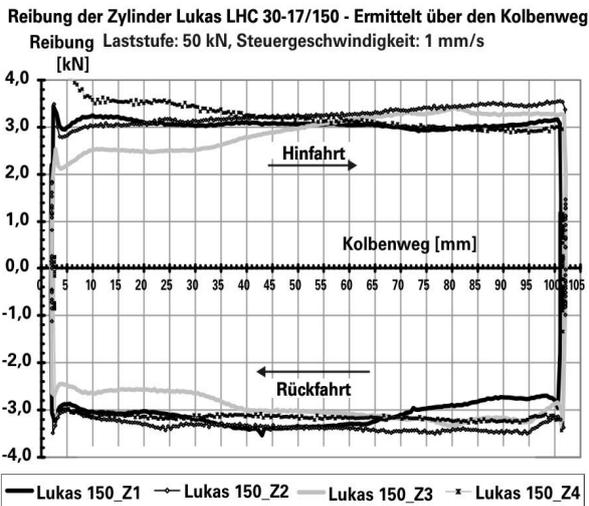
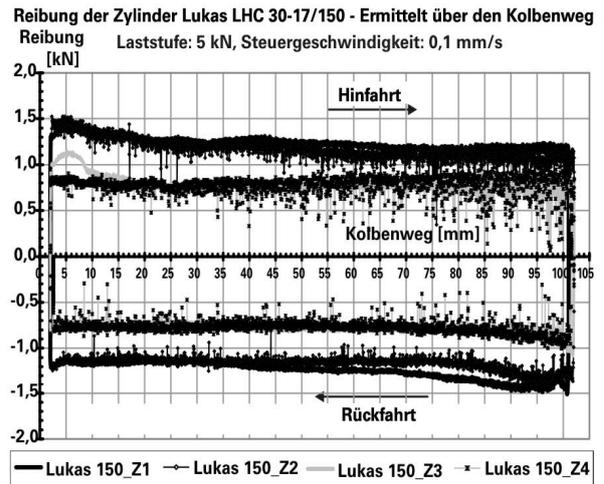
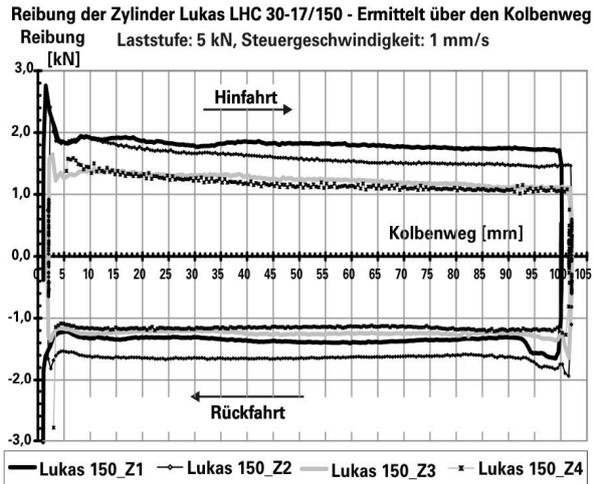


Bild 3.1.2-2 Haftreibung der verschiedenen Zylinder über Kolbenweg – Vergleich nach Steuerkraft und Steuergeschwindigkeit

3.1.2.2 STEUERUNGSMETHODE FÜR DIE MASCHINE

Um die experimentellen Versuche durchzuführen, muss eine Steuerungsmethode für die Prüfmaschine vorher festgelegt werden. Darum werden folgende Fragen gestellt:

- Welche Methode wird gewählt, um die Maschine zu steuern? Kraftsteuerung, Dehnungssteuerung oder Wegsteuerung?
- Wie wird die Kraft in der Maschine gesteuert, über Öldruck oder über die so genannte KMD – Kraftmessdose?
- Mit welcher Steuergeschwindigkeit soll die Prüfmaschine gefahren werden?

Jede Antwort der oben beschriebenen Fragen bestimmt die Anforderungen an den Versuchszustand und deren Auswirkungen auf die Versuchsergebnisse.

Auf alle Fälle muss die Prüfmaschine einen PID-Wert (Übertragungsfunktion bzw. Frequenzgänge von Regelkreisgliedern auf die Grundformen der PID-Regler) bestimmen. Diese Werte hängen von der Eigenschaft der Hydraulikzylinder ab.

Zur Steuerungsmethode ist bekannt:

Wenn die Dehnungssteuerung oder Wegsteuerung gewählt wird, soll die Rahmenkonstruktion sehr steif sein, um zu vermeiden, dass die Rahmenverformung auf die Probenverformung zurückwirkt. Massive Rahmen sind sehr ungünstig zu montieren und zu bedienen.

Als die gängigste Methode ist die Kraftsteuerung zu wählen, da die Rahmensteifheit nur eine geringe Rolle im Versuchsergebnis spielt. Für die Kraftsteuerung stehen zwei Steuervarianten zur Verfügung: Kraftsteuerung über den Öldruck und Kraftsteuerung über die Kraftmessdose (Abkürzung als KMD).

Wählt man zwischen „Öldruck“ und „Kraftmessdose“, ergeben sich folgende Bemerkungen:

- Alle Zylinder, die an einen gemeinsamen Ölkreislauf angeschlossen sind, können unterschiedliche Kräfte hervorbringen, obwohl das Öl durch mehrfache Ölverteilterventile und gleich lange Schläuche (um die Öldruckverluste wegen Reibung auszugleichen) gleichzeitig mit gleichem Druck zu allen Zylindern gebracht wird. Der Grund dafür ist, dass die Haftreibung der Zylinder unterschiedlich ist. Diese Reibung könnte auch als Haft-Produktfehler bezeichnet werden. Den Reibungswert kann man ermitteln, aber nicht ändern; um ihn auszugleichen, stehen die oben beschriebenen Möglichkeiten zur Verfügung.

- Bei mehraxialen Versuchen, z. B. zweiaxialen Versuchen, die durch Öldruck gesteuert werden, muss man damit rechnen, dass eine Dehnungsbehinderung wegen Zylinderreibung auftritt. Ein konkretes Beispiel, um das Problem besser zu verstehen, ergibt sich in folgendem Fall: Wenn man den zweiaxialen Versuch an einer Plexiglasscheibe macht, indem die Maschine eine einfache Rampe fährt, entsteht in dem Kraft-Verformungs-Diagramm ein bauchiger Verlauf (Bild 3.1.2-3 – oben), normalerweise sollte es aber einen synchronen Verlauf ergeben (Bild 3.1.2-3 – unten), da Plexiglas ein homogenes, elastisches Material ist. Die Erklärung dafür ist: Die Zylinderreibung der zweiten Richtung wird erst bei einer Kraft in der ersten Richtung von mehreren kN überwunden. Wird die Reibungskraft überwunden, tritt eine Bewegung im Zylinder ein und damit nimmt zwangsläufig die Dehnungsbehinderung ab. Als zwingende Konsequenz verläuft die Kraft-Verformungs-Linie jetzt flacher als zuvor - so entsteht der bauchige Verlauf (siehe Bild 3.1.2-3 – oben).

Es ist davon auszugehen, dass bei den zweiaxialen Versuchen von Voss [108] der Überlagerungseffekt der Zylinderreibung auftritt, da Voss [108] am Anfang vier Zylinder an jeder Seite angebracht hat und die Kraftsteuerung durch Ölkraft als Maschinensteuerungsmethode mit zwei Ölkreisen verwendete. Nachdem er die zwei Zylinder an der Ecke in Querrichtung herausgenommen hat (siehe Kapitel 2), wurden die Verhältnisse der Randstörungen besser oder gar beseitigt. Absichtlich besteht hier auch eine Dehnungsbehinderung in dem Eckbereich. Ein Finite-Element-Modell im nächsten Kapitel weist darauf hin (siehe Kapitel 3.2.2).

- Die wirklich aufgebrachte Kraft bzw. Versuchs-Kraft, die die von der KMD-Kraftmessdose gemessene Kraft ist, stellt sich für jeden Steuerungsfall nach der folgenden Formel dar:

Für den Fall: Kraftsteuerung über Öldruck

$$\text{Versuchs-Kraft} = \text{Ölkraft (Steuerkraft)} - \text{Zylinderreibung}$$

Für den Fall: Kraftsteuerung über Kraftmessdose (KMD)

$$\text{Versuchs-Kraft} = \text{Kraft KMD (Steuerkraft)}$$

Es wird also empfohlen, bei den experimentellen Untersuchungen der dünnen Bauteile zum mehraxialen Tragverhalten des empfindlichen Materials textiltbewehrter Beton, jeden Zylinder separat über eine Kraftmessdose (KMD) mit einem Servoventil der Kraftsteuerung zu steuern. Das bedeutet: die Maschine hat eine Mehrkreissteuerung über voneinander unabhängige Regelkreise. Außerdem sollte an jeder Seite der Probe möglichst nur ein Zylinder eingebaut werden, um den Effekt wegen unterschiedlicher Zylinderreibungen zu reduzieren und zu vermeiden und auch die Steuerung nicht zu kompliziert zu machen. Für die vier Zylinder der entwickelten

Maschine wurde die Steuerung von zwei auf vier Kanäle aufgerüstet, um jeden Zylinder separat steuern zu können. Das Steuerkonzept wird so ausgelegt, dass je ein Zylinder einer Achse kraftgesteuert gefahren wird, womit die entsprechende Achse ihre definierte Kraft erhält. Der jeweils zweite Zylinder jeder Achse wird weggesteuert gefahren, wodurch die Probe insgesamt im Zentrum des Rahmens gehalten werden kann.

Von der Steuerungsmethode verursachte Effekte:

Das Bild 3.1.2-3 zeigt die aufgenommenen Linien der beiden Versuche. In einem Kraft-Verformungs-Diagramm ist jeweils der Mittelwert der Wegaufnehmer (IWA) von der Probenvorderseite und der Probenrückseite als Linie aufgetragen. Diese wird jeweils über die Kraft der dazugehörenden Kraftmessdosen (KMD) dargestellt. Die Größen x_{34} , x_{12} , y_{41} , y_{23} sind jeweils die Mittelwerte der Messwerte der IWA auf der Vorder- und Rückseite der Proben, siehe Bild 3.1.2-3. Die Größen x_{12} und x_{34} sind die Verformungen in horizontaler Richtung, oben und unten. Die Größen y_{41} und y_{23} sind die Verformungen in horizontaler Richtung, links und rechts. Die Vorzeichendefinition ist positiv (+) für Dehnungen und negativ (-) für Stauchungen.

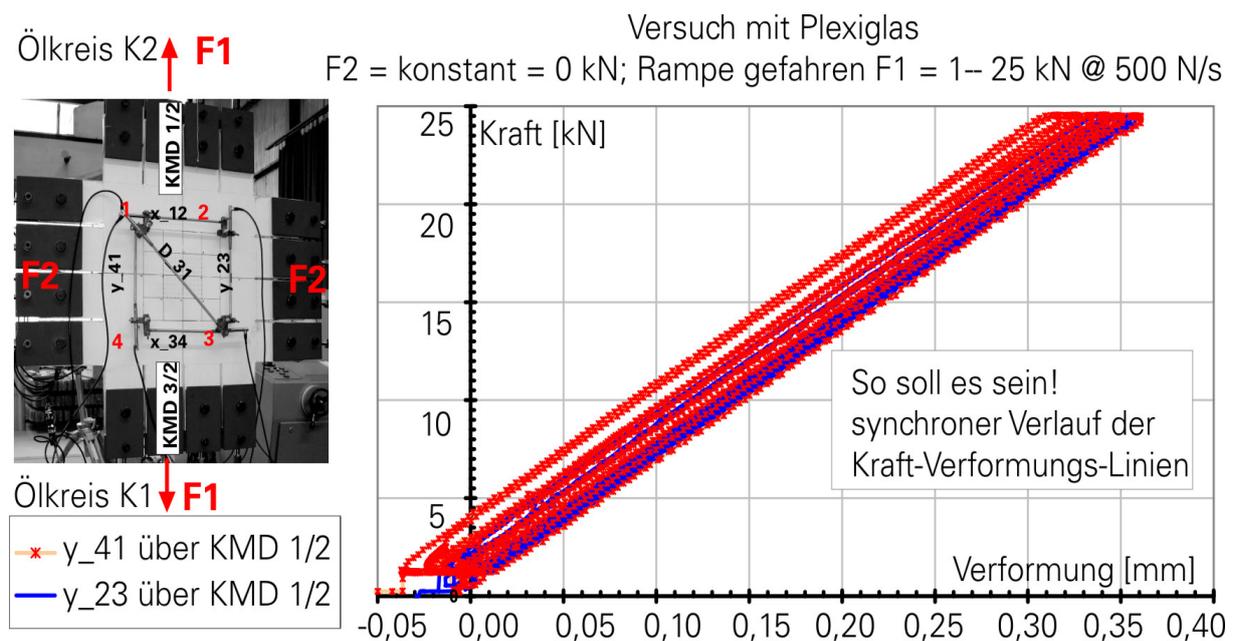
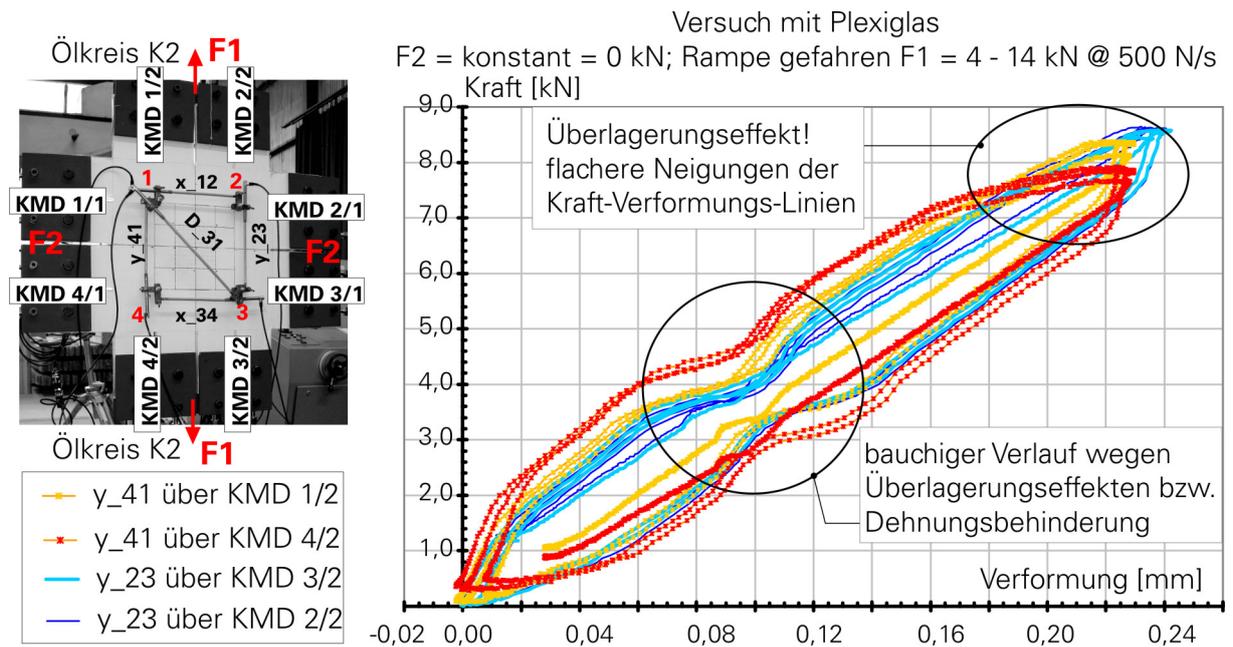


Bild 3.1.2-3 Effekt (oben) und Lösung (unten) für Steuerungsmethode – Versuch mit Plexiglas – Kraftsteuerung über den Öldruck (oben) und über KMD-Kraftmessdose (unten)

3.2 PROBENGEOMETRIE

Ziel der Forschung ist die experimentelle Ermittlung des zwei axialen Spannungs-Dehnungs-Verhaltens von textilibewehrtem Beton unter Zug-Zug-Beanspruchung. Um die experimentelle Realisierung eines vorgegebenen Spannungs- oder Dehnungszustandes richtig zu ermitteln, ist es sehr wichtig, die Probengeometrie bzw. die Prüfkörpergeometrie günstig zu gestalten. Das bedeutet, die Probengeometrie ist mit dem gesamten Prüfkonzept bzw. mit der Rahmenkonstruktion der Prüfmaschine, der Steuerungsmethode und mit der vorgesehenen Messmethode abzustimmen.

Wie in dem Kapitel 3.1 oben geschrieben ist, wird hier bei den experimentellen Untersuchungen ein Spannungszustand mit konstantem zwei axialen Spannungsverhältnis vorgegeben, also zwei axiale Zug-Zug-Versuche durch Kraftsteuerung. Es muss eine günstigere Form und Abmessungen bzw. Ausbildung der Lasteinleitung gefunden werden, um optimierte Ergebnisse zu erhalten. Gleichzeitig soll ein möglichst großer Bereich eines möglichst homogenen Dehnungszustandes im Messbereich in der Probenmitte erreicht werden und die Dehnungsbehinderung soll aufgehoben oder stark reduziert sein.

Mit Hilfe von einem Finite-Element-Programm, hier ATENA [15], wird die Probengeometrie mit den Randbedingungen des Versuchs nachgebildet, um optimiert zu werden. Das FE-Modell hilft dem Forscher einerseits zu sehen, was bei der zukünftigen Untersuchung passieren könnte, andererseits hilft es, unnötige Versuchsfehler und damit Kosten und Zeit zu sparen.

Die Ausgangsgeometrie der textilibewehrten Betonscheiben, die für diese Arbeit zu untersuchen sind, sieht wie folgt aus:

- Abmessung der Scheibe: 700 mm x 700 mm x 8 mm,
- Testbereich: 400 mm x 400 mm mit einem Bewehrungsgrad von 2 %,
- Messbereich: von 200 mm x 200 mm in der Mitte der Probe (wobei die Abweichung in der Dehnungsverteilung in diesem Bereich kleiner als 10 % sein soll),
- Verstärkungen im Randbereich dürfen aus bewehrungstechnischen Gründen mit maximal 4 % Bewehrungsgehalt für die Lasteinleitungen versehen werden.

3.2.1 FE-SIMULATION FÜR EINAXIALES ZUGSTABMODELL

Zur FE-Simulation wird das Programm ATENA 2D für nicht lineare Finite-Elemente von CERVENKA [15] verwendet. Das Programm, das eine Zusammenfassung anerkannten Wissens ist, basiert auf vielen Theorien. Zu nennen sind „Crack band Modell“ von BAZANT [11], [12]; die Material Matrix im Finite-Element-Modell von CHEN [26] – [28]; das zweiaxiale Materialgesetz von KUPFER [55], [57]; das Bruchenergie Modell von HORDIJK [44]; die „Compression Field Theory“ von VECCHIO et al. [99], [104], [106] und das Materialmodell für Stahlbeton von KOLLEGER [54] und Weitere. Aufgrund der Tatsache, dass noch kein Modelldatensatz zur rechnerischen Erfassung des Materials „textilbewehrter Beton“ in diesem Programm zur Verfügung steht, wird zuerst ein Zugstabmodell entwickelt, um mit vorhandenen Datensätzen von ATENA einen neuen Datensatz aufzubauen. Somit kann eine einaxiale Spannungs-Dehnungs-Linie von der Finite-Element-Simulation ermittelt werden, die analog zum bereits vorhandenen Modell (JESSE [45]) und den Testergebnissen sein soll.

Nach den experimentellen Erfahrungen von JESSE [45] wird ein typischer Verlauf der Spannungs-Dehnungs-Linie eines Textilbetonbauteils unter einaxialer Zugbeanspruchung wie folgt beschrieben:

- Im Zustand I (ungerissener Beton): Er hat einen sehr steilen Anstieg. Besonderheit ist, dass die Dehnung des Materials am Ende dieser Phase 0,1 ‰ erreicht, während die entsprechende Spannung im Bereich von 4 N/mm² bis 6 N/mm² liegt.
- Im Zustand IIa (Rissbildung): Die Spannungs-Dehnungs-Linie hat im Zustand IIa einen sehr flachen Verlauf. Die Dehnung entwickelt sich von 0,1 ‰ bis zu einer Dehnung ε_b von 1 ‰ bis 6 ‰, abhängig vom Faservolumengehalt.
- Im Zustand IIb (abgeschlossene Rissbildung): In dieser Phase ist der Anstieg der Spannungs-Dehnungs-Linie wieder größer als im Zustand IIa und entspricht der Steifigkeit der in der Probe enthaltenen Bewehrung beziehungsweise verläuft die Linie parallel zu der Spannungs-Dehnungs-Linie der nackten Bewehrung.

Eine schematische Darstellung einer typischen Spannungs-Dehnungs-Linie, wie oben beschrieben, ist im Bild 3.2.1-1 dargestellt.

Außerdem gibt es in den Datensätzen des SBeta-Materials im Finite-Element-Programm zwei optionale Rissmodelle für eine „smeared“-Bewehrung (verschmierte Bewehrung) und dazu fünf optionale und verschiedene Modelle zur Beschreibung der Rissausbreitung, die gewählt werden können. Wegen der

zahlreichen Optionen muss untersucht werden, welchen Einfluss die verschiedenen vorgestellten Rissausbreitungsgesetze auf den Verlauf der einaxialen Spannungs-Dehnungs-Linie in der FE-Rechnung haben.

Zwei der optionalen Rissmodelle für „smeared“-Bewehrungsmodelle sind das fixierte Rissmodell – „Fixed Crack“ und rotierte Rissmodelle – Rotated Crack. Dabei ist der Unterschied zwischen den beiden:

Im „Fixed Crack“-Modell sind die Richtungen der Hauptspannungen und der Risse fixiert. Die Hauptdehnungsrichtungen können rotieren und müssen nicht mit den Hauptspannungsrichtungen übereinstimmen. Deshalb wird eine Schubspannung in der Rissebene erzeugt. Der Schubmodul wird mit der wachsenden Dehnung senkrecht zu dem Riss verringert.

Im „Rotated Crack“-Modell stimmen die Hauptspannungsrichtungen mit den Hauptdehnungsrichtungen überein, weshalb keine Schubdehnung in der Rissebene entsteht und es nur zwei Normalspannungen gibt.

Die folgenden fünf Rissausbreitungsmodelle bzw. Tension-Softening-Modelle werden von CERVENKA [15] angegeben und können als Option gewählt werden:

- (1) Exponential
- (2) Linear
- (3) Local Strain
- (4) SFRC
- (5) SFRC Local Strain

Um den Einfluss der verschiedenen Rissausbreitungsmodelle auf den Verlauf der einaxialen Spannungs-Dehnungs-Linie im FE-Programm zu sehen, wurde das „Fixed-Crack“-Modell als Basis gewählt. Zusätzlich wurde das FE-Zugstabmodell mit verschiedenem optionalen Rissausbreitungsmodell gerechnet. So soll mit den vorhandenen Datensätzen von ATENA ein neuer Datensatz aufgebaut werden, der die Versuchsergebnisse widerspiegelt. Somit kann eine einaxiale Spannungs-Dehnungs-Linie von der Finite-Elemente-Simulation ermittelt werden, die analog zum bereits vorhandenen Modell (JESSE [45]) ist.

Zum oben benannten Zweck wird ein einaxiales FE-Zugstabmodell wie folgend aufgebaut:

Das Modell wird mit drei verschiedenen Zonen aufgebaut (siehe Bild 3.2.1-1). In diesem Modell werden drei Material-Modelle entsprechend den drei Zonen verwendet.

Das Material in Zone 1 und 2 wird, basierend auf dem so genannten Materialmodell SBeta, mit verschmierter (smeared) Bewehrung gebildet. Das Materialmodell ist in beiden Zonen das Gleiche, lediglich der Bewehrungsgehalt unterscheidet sich.

Das Material Nummer 3 steht für Stahl und simuliert eine Stahlplatte mit hoher Steifigkeit bzw. großer Dicke, um praktisch keine Verformungen in diesem Bereich zu haben. Zur Belastung ist die Verschiebung gegeben. Der Grund dafür ist Folgender:

Beim Rechnen mit dem Finite-Elemente-Programm bzw. ATENA ist es günstiger, die Lasten als Verschiebungen aufzubringen. Im Fall, dass Risse oder lokales Versagen im FE-Modell entstehen, bleiben die Modelle dann numerisch stabiler.

Die Finite-Elemente-Methode rechnet grundsätzlich durch die Element-Steifigkeitsmatrix bzw. durch die Verschiebungen der Knoten. Wenn man die Kraft für das Modell eingibt, während Risse oder lokales Versagen entstehen, stürzt das Programm schnell ab. Es kann die Kraft nicht wie im realen Versuch weiterleiten. Wenn man die Verschiebung für das Modell eingibt, bleibt die Element-Steifigkeitsmatrix noch gültig, selbst bei Rissbildung und lokalem Versagen. Deshalb kann das Programm weiterrechnen.

Im ATENA-Programm kann die aufgebrachte Kraft in einem Punkt sehr komfortabel beobachtet werden („Monitoringpoint“). Daher wird für die Modellrechnung die Beanspruchung als Verschiebung in einem einzigen Knoten aufgebracht und die Reaktionskraft als quasi belastende Last aufgezeichnet. Um diese punktuelle Beanspruchung in eine gleichmäßige Linear-Beanspruchung umzuformen, wird das Material Nummer 3 (Stahlblech) eingeführt. Aufgrund der Materialwahl findet hier nahezu keine Verformung statt und die Punkt-Beanspruchung wird am anderen Bereichsrand als ideale lineare Beanspruchung in das Modell eingeleitet.

Die Spannungs-Dehnungs-Linien, die mit dem einaxialen Zugstabmodell mit einem gegebenen Rissausbreitungsmodell ermittelt wurden, sind im Bild 3.2.1-2 dargestellt. Zum Vergleich ist im Bild 3.2.1-2 das Versuchsergebnis von der Probe B1-325-02 dargestellt, dies ist ein einaxialer Zugversuch an einer dünnen textildbewehrten Betonplatten von Jesse [45] mit ca. 2 % Faservolumengehalt.

Basierend auf den oben beschriebenen Kriterien, in deren Verlauf die Spannungs-Dehnungs-Linie des Versuches B1-325-02 von JESSE [45] ausgewertet wird, ist das Modell „SFRC Localstrain“ zu wählen, um eine gute Übereinstimmung im Plateau, der Erstrissdehnung von 0,1 ‰ und der Erstrissspannung von 5 N/mm² usw. zu erreichen.

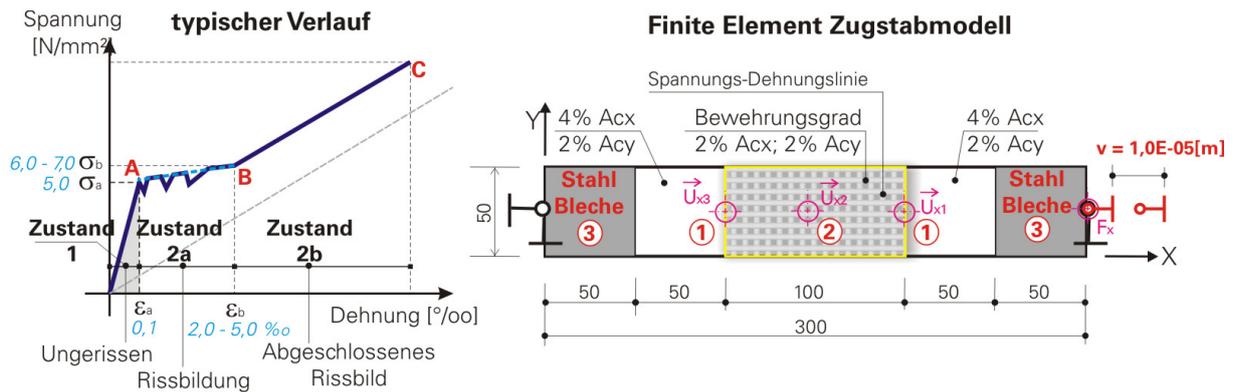


Bild 3.2.1-1 Schematische Darstellung eines typischen Verlaufs der einaxialen Spannungs-Dehnungs-Linie von textilbewehrtem Beton und einaxialem FE-Zugstabmodell

Erklärung: Mit den Modellen „Linear“ und „Localstrain“ ergeben sich die Spannungs-Dehnungs-Linien (grüne und lila Linien) ohne deutlich erkennbares Plateau im Verlauf. Die Magenta-Linie für das „Exponential-Modell“ hat drei erkennbare Phasen im Verlauf. Nach Punkt A bzw. dem Erreichen der Erstrisslast gibt es keinen Abfall im Verlauf (siehe Bild 3.2.1-2).

Die zwei übrige Linien (dunkelblau und hellblau bzw. Linie 4 und Linie 5) für die Modelle „SFRC“ und „SFRC-Localstrain“ liegen näher an den Kriterien als die anderen. Man sieht den Abfall nach der Erstrissspannung entsprechend Punkt A im Diagramm. Außerdem laufen diese beiden Linien parallel zu der Referenz-Linie B1-325-02.

Da aber im SFRC-Modell (Modell Nr.4 – dunkelblaue Linie) der Wert der Bruchenergie G_f verwendet wird, ohne das ein experimenteller Wert hierzu vorliegt, muss dieser für einen Vergleich geschätzt werden, während das Modell „SFRC-Localstrain“ die Möglichkeit bietet, die Betonzugfestigkeit R_t und die entsprechende Erstrissdehnung ϵ_1 und E-Modul von Beton E_c im Modell eingeben zu lassen. Für diese Werte kann auf die Datenbank der experimentellen Versuche von JESSE [45] zurückgegriffen werden. Deswegen wird das Modell „SFRC-Localstrain“ (Modell Nr. 5 – hellblaue Linie) gewählt, um weiter für das Textilbetonmodell verwendet zu werden und mit dem Finite-Elemente-Programm zu rechnen.

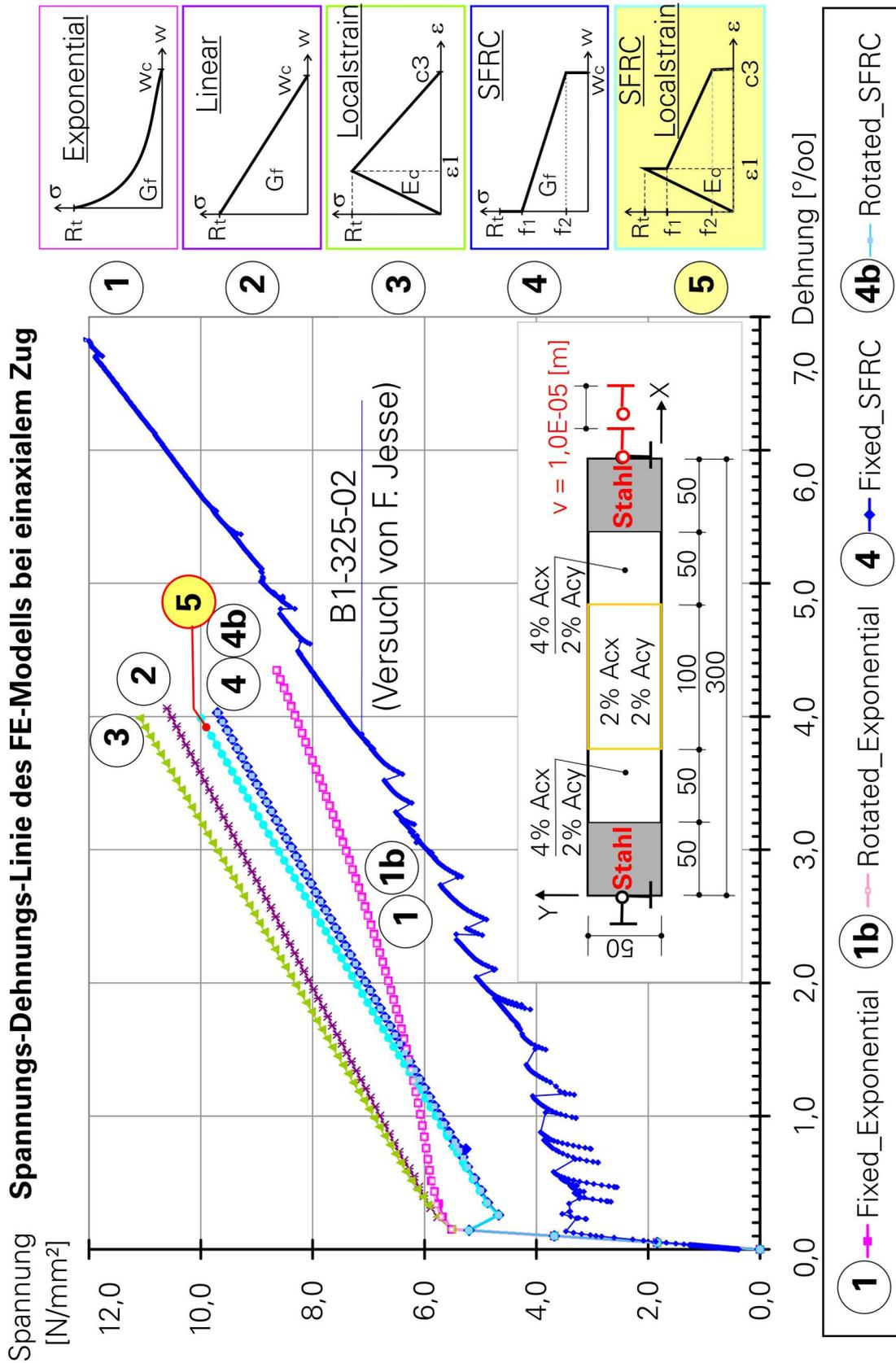


Bild 3.2.1-2 Versuchsergebnisse mit dem Zugstabmodell im ATENA [15]

3.2.2 FE-SIMULATION FÜR ZWEIAXIALE ZUG-ZUG-MODELLE

Wie am Anfang des Kapitels 3.2 vorgestellt, wird der zweiaxiale Probekörper mittels FE-Modell optimiert, um unnötige Versuchsfehler zu vermeiden und damit Kosten und Zeit zu sparen.

Von der Ausgangsgeometrie ausgehend wird ein Finite-Element-Modell als Viertel der ganzen Probe aufgebaut, in dem die symmetrische Eigenschaft der Probengeometrie ausgenutzt wird. Die Lagerbedingungen dieses Modells werden, unter Beachtung der anderen symmetrischen Geometrieteile und statischen Randbedingungen, angepasst.

Das Modell wird mit dem gleichen Material berechnet, wie es im Zugstabmodell definiert und kalibriert wurde, siehe o. g. Kapitel 3.2.1. Das heißt, als Beton wird das cementiouse Gesetz „SBeta“ als Materialmodell definiert mit „SFRC-Localstrain“ und „Fixed crack“. Für die Bewehrung wird ein verschmiertes Bewehrungsmodell verwendet. Alle anderen Parameter, wie z.B. die Zugfestigkeit, der E-Modul des Betons und der Bewehrung, werden hier auch gleich wie im o. g. einaxialen FE-Modell verwendet. Die orthogonale Bewehrung liegt parallel zu den Rändern der Probe und somit auch parallel zu den Belastungsrichtungen. Als Belastungen werden einerseits die Kraft und andererseits die Verschiebung untersucht.

In der Praxis soll es einen homogenen Dehnungszustand auf der Oberfläche der Probe geben, wenn man mit der Kraft steuert bzw. eine gleichmäßige Spannung aufbringt. Wenn man mit der Dehnung (Verschiebung) steuert bzw. eine gleichmäßige Dehnung aufbringt, soll es einen homogenen Spannungszustand auf der Oberfläche der Proben geben.

Wie erwähnt ist es sehr komplex und mit viel Aufwand verbunden, eine Prüfmaschine zu bauen, die im Versuch mit der Dehnung gesteuert wird. Deshalb ist in der vorliegenden Arbeit bewusst eine Maschine mit Kraftsteuerung gewählt worden.

In der FE-Simulation wiederum ist es günstiger, die Belastung als Verschiebung vorzugeben, wie oben beschrieben wurde. Für den Fall, dass die Risse oder ein lokales Versagen entstehen, bleibt das Modell numerisch stabil oder zumindest stabiler.

Aus diesem Grund werden FE-Modelle von dem Viertel des Probekörpers zweimal parallel gerechnet; eins mit einer Kraft und das andere mit einer Verschiebung als

Belastung. Dadurch kann man sehen, was in dem Versuch passieren kann, wenn man die Prüfmaschine nach Dehnungssteuerung oder Kraftsteuerung umbaut.

Im folgenden Bild 3.2.2-1 ist ein Viertel des Probekörpers dargestellt, wie er unter Beachtung der Symmetrieeigenschaft in der FE-Simulation verwendet wird. Die Bezeichnungen werden nachfolgend erklärt:

- Alle vier Bereiche 1, 2, 3 und 4 haben eine Dicke von 8 mm. Sie sind mit einem SBeta-Material und einem verschmierten Bewehrungsmodell definiert. Der zugrunde liegende Bewehrungsgehalt in diesen Bereichen ist 2 % in beide Richtungen, also X- und Y-Richtung (bzw. 2% A_{cx} und 2% A_{cy}).
- „Messbereich“ ist der Bereich, in dem die gewünschte homogene Dehnungsverteilung herrschen soll.
- „1“ ist der Testbereich, der zwar die gleiche Bewehrung wie im Messbereich enthält, der aber die gewünschte Qualität der Dehnungsverteilung nicht erreicht.
- „2“ ist der Lastverteilungsbereich und Randverstärkungsbereich in Y-Richtung. Dieser wird mit textiler Bewehrung in Zugkrafttrichtung verstärkt, also in Richtung y bei einer Zugkraft F_y oder der Belastungsverschiebung u_y . Die Verstärkung beträgt 2 % Bewehrungsgehalt und mehr.
- „3“ dito wie „2“, nur in X-Richtung.
- „4“ Eckbereich, der nicht belastet werden darf, um die Kräfte nicht um den Testbereich herumzuführen.
- „5“ die Lasteinleitungsbereiche, die Lasteinleitungszähne. Diese Lasteinleitungszähne werden als „Stahlblöcke“ mit rechnerisch sehr großer Steifigkeit definiert, um mit Einzellasten und Punktverschiebungen als Beanspruchung arbeiten zu können.

Siehe hierzu Bild 3.2.2-1.

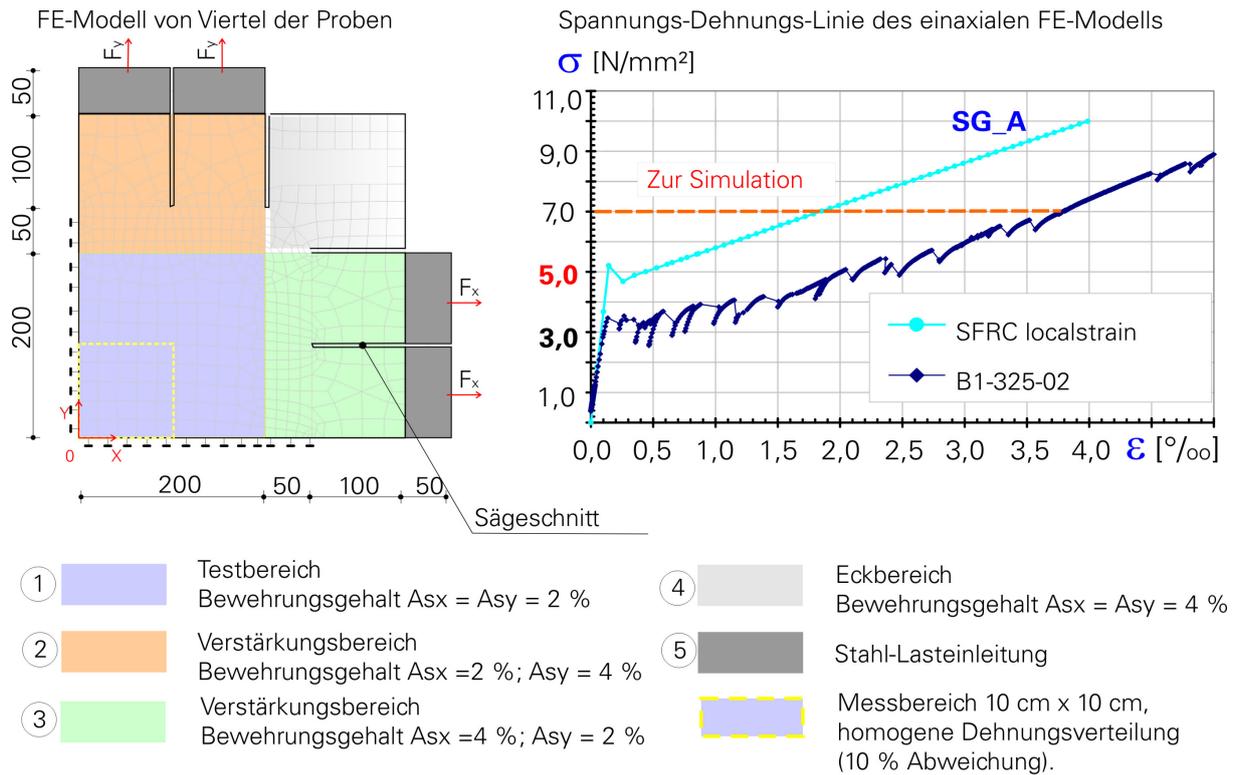
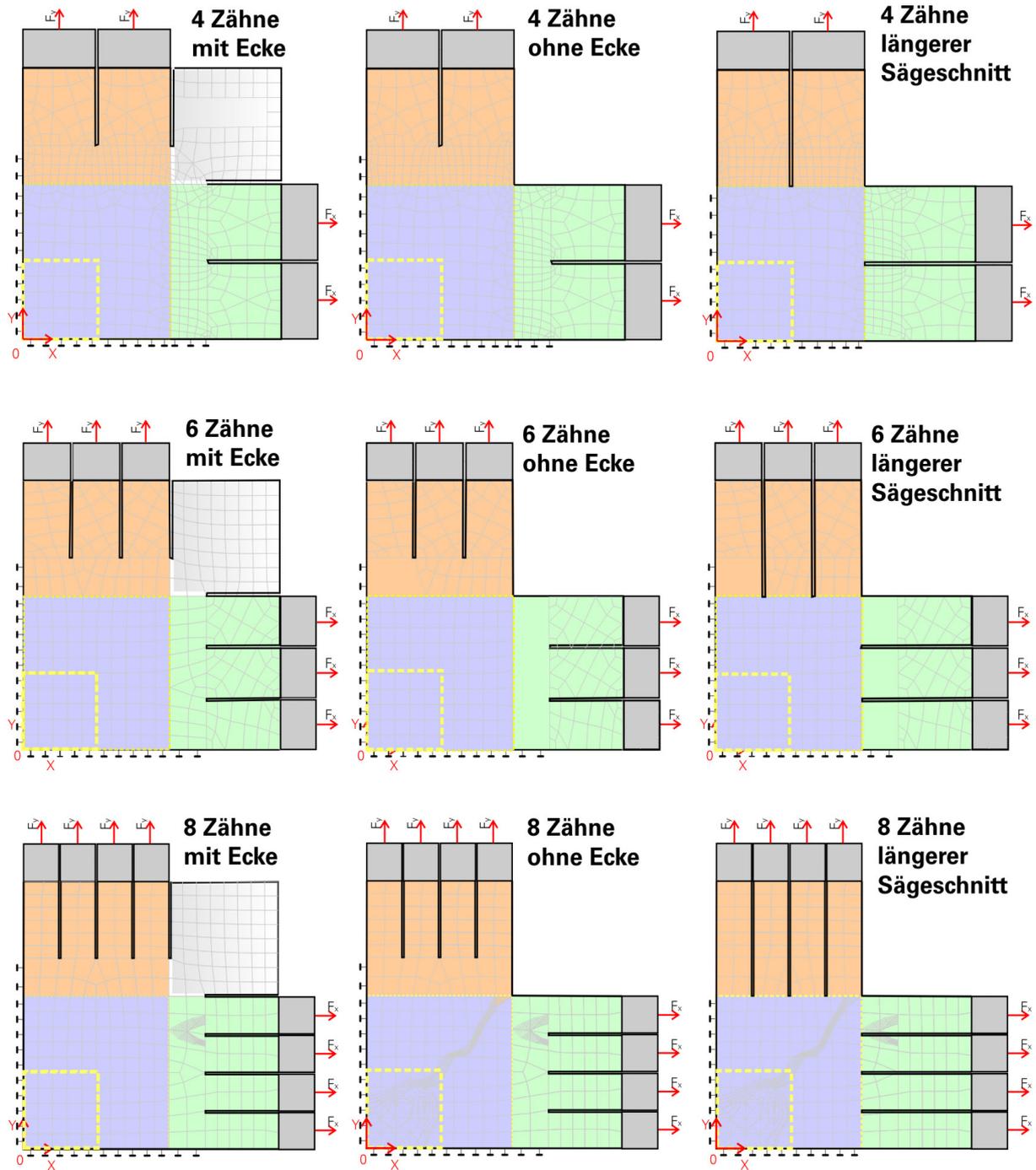


Bild 3.2.2-1 Schema des FE-Modells für zweiaxiale Zug-Zug-Versuche

Hier im Modell werden folgende Parameter variiert:

- Anzahl der Lasteinleitungen je Seite (vier, sechs oder acht Lasteinleitungszähne),
- Ausbildung des Eckbereiches (mit Ecke oder ohne Ecke),
- Länge der Sägeschnitte zwischen den Lasteinleitungen.

Siehe hierzu Bild 3.2.2-2.



Randbedingung: - Kraft als Belastung

Ziel:  Messbereich 10 cm x 10 cm, in dem die Dehnungsverteilung am homogensten sein soll (10 % Abweichung).

Bild 3.2.2-2 Variierte Parameter des FE-Modells für zwei-axiale Zug-Zug-Versuche

In den folgenden Bildern wird für verschiedene der o. g. Parameter die Dehnung in X-Richtung (horizontal) bei einer Zug-Zug-Belastung dargestellt. Dieser Dehnungszustand ist für eine mittlere Spannung von 7 N/mm^2 , also im Zustand IIb (abgeschlossene Rissbildung) dargestellt (siehe Bild 3.2.2-1). Farbkodiert dargestellt sind nur Flächen, innerhalb deren die Dehnungen lediglich um 10 % zu einem lokalen Vergleichswert der Dehnung im Messbereich abweichen. Jede Farbstufe entspricht dabei einer Dehnungsabweichung von 1 %. Mit anderen Worten, je größer die einheitlich gefärbten Flächen im markierten Bereich $10 \text{ cm} \times 10 \text{ cm}$ ausfallen, umso besser ist das Ergebnis bzw. umso homogener ist der Dehnungszustand im markierten Bereich.

Die daraus resultierenden Ergebnisse der FE-Simulation, die in Bild 3.2.2-3 und Bild 3.2.2-4 dargestellt sind, sind folgende:

Bei dem ersten variierten Parameter – Anzahl der Lasteinleitungen je Seite (mit Ecke), wobei die Sägeschnitte eine Länge von 100 mm haben:

- Aus beiden Belastungsvarianten mit einer Ecke entsteht eine große Dehnungsbehinderung, da die Dehnungsverteilung diagonal in die Ecke läuft.
- Eine größere Anzahl an Lasteinleitungen homogenisiert den Messbereich nicht wesentlich. Mit 10 % zugelassener Abweichung ergibt sich nur ein kleiner Bereich, der hier als Bereich mit zehn verschiedenen Farbtönen dargestellt ist.
- Unter Verschiebung ergibt sich ein größerer homogener Dehnungsverteilungsbereich als unter Kraft, aber es ist kein signifikanter Unterschied.

Bei der Variante „ohne Ecke“ entfällt der Eckbereich „4“ komplett. Dazu gibt es, im Gegensatz zu der Variante „mit Ecke“, folgende Punkte zu bemerken:

- Bei diesen Varianten ohne Ecke wird die Lastumleitung in den Ecken reduziert.
- Hierdurch ergibt sich eine wesentlich homogenere Dehnungsverteilung. Dies wird durch den erheblich größeren farbkodierten Bereich deutlich, der jetzt mehr als den halben gekennzeichneten Messbereich abdeckt.
- Eine größere Anzahl an Lasteinleitungen vergrößert den homogenen Dehnungsverteilungsbereich. Gleichzeitig wandert die maximale Dehnung vom äußeren Rand in die Mitte des farbkodierten Bereiches.

Die Ergebnisse, bei denen das FE-Modell mit den nächsten Parametern „Sägeschnittlänge“ variiert wird, sind wie folgt. Bei dieser Variante sind die Sägeschnitte zwischen den Lasteinleitungszähnen von 100 mm auf 150 mm verlängert ausgeführt worden. Der Eckbereich „4“ entfällt komplett.

- Bei diesen Varianten ohne Ecke wird die Lastumleitung in den Ecken stark reduziert.
- Hierdurch ergibt sich eine wesentlich größere und homogenere Dehnungsverteilung. Der farbkodierte Bereich deckt fast den ganzen gekennzeichneten Messbereich ab.
- Eine größere Anzahl an Lasteinleitungen vergrößert den Bereich der homogenen Dehnungsverteilung. Der maximal gedehnte Bereich wandert an den äußeren Rand des Testbereichs in den Lastverteilungsbereich.
- Unter einer aufgezwungenen Verschiebung als Beanspruchung ergibt sich ein größerer homogener Bereich der Dehnungsverteilung als unter einer Kraft als Beanspruchung.

Fazit ist: Je tiefer die Sägeschnitte geführt werden, desto größer fällt der homogene gedehnte Bereich aus. Die Anzahl der Lasteinleitung bringt hingegen keinen so signifikanten Unterschied.

Und so gesehen braucht man nicht unbedingt die Prüfmaschine nach der Wegsteuerung umzubauen bzw. zu bauen. Wie das FE-Modell bei der Variante „ohne Ecke, längerer Sägeschnitt“ zeigt, ist bei einer „Verschiebung als Belastung“ der farbkodierte Bereich nur leicht größer als bei der Variante „Kraft als Belastung“. Der Unterschied zwischen beiden Varianten liegt lediglich bei 1 bis 2 % (ein bis zwei Farbstriche).

Variante „4 Zähne, ohne Ecke, längerer Sägeschnitt“ mit Kraft als Belastung könnte völlig ausreichen, um die erwartete Versuchsqualität zu erfüllen.

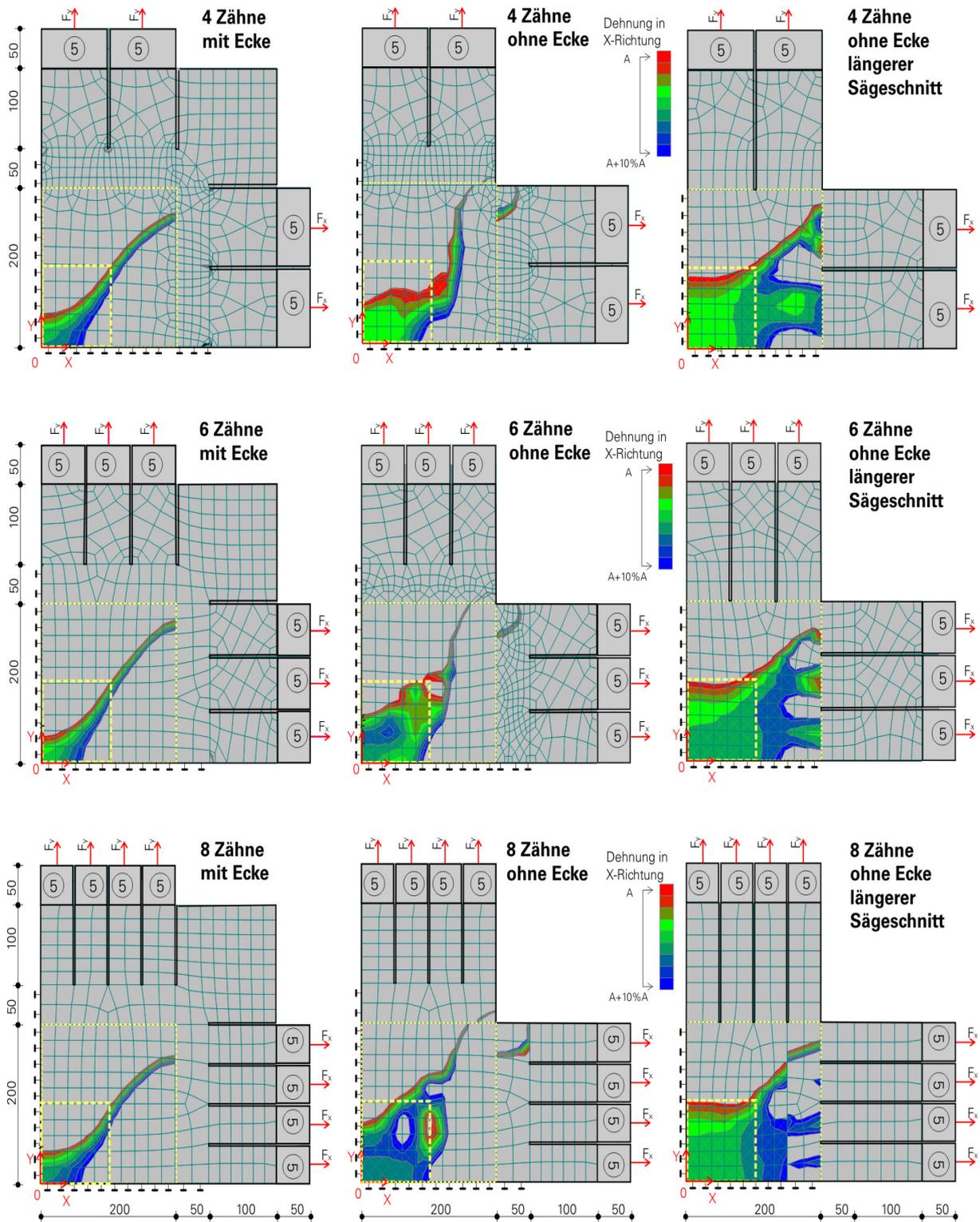


Bild 3.2.2-3 Dehnungsverteilung in X-Richtung bei variierten Parametern – FE-Modell für zweiaxiale Zug-Zug-Versuche, Kraft als Belastung

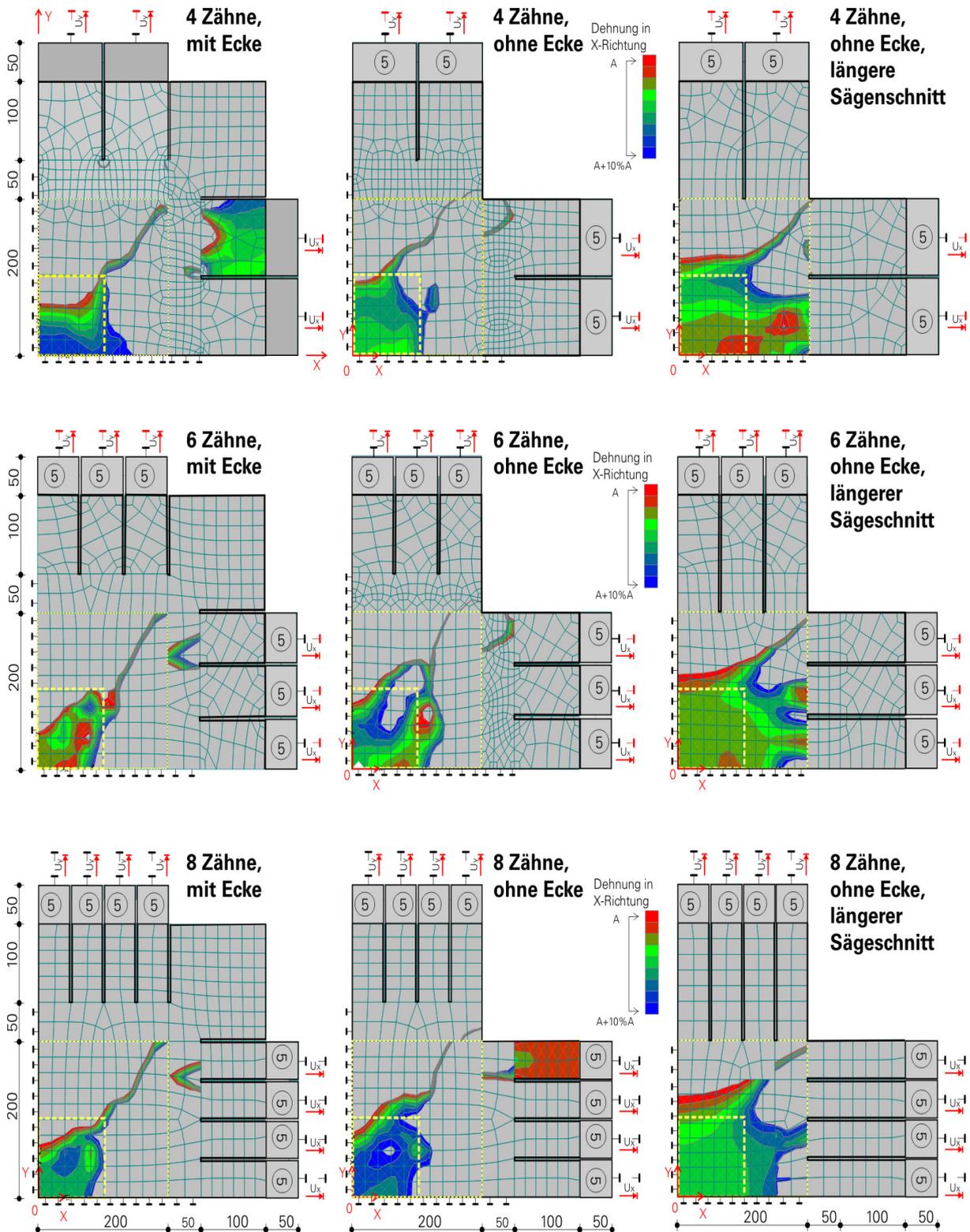


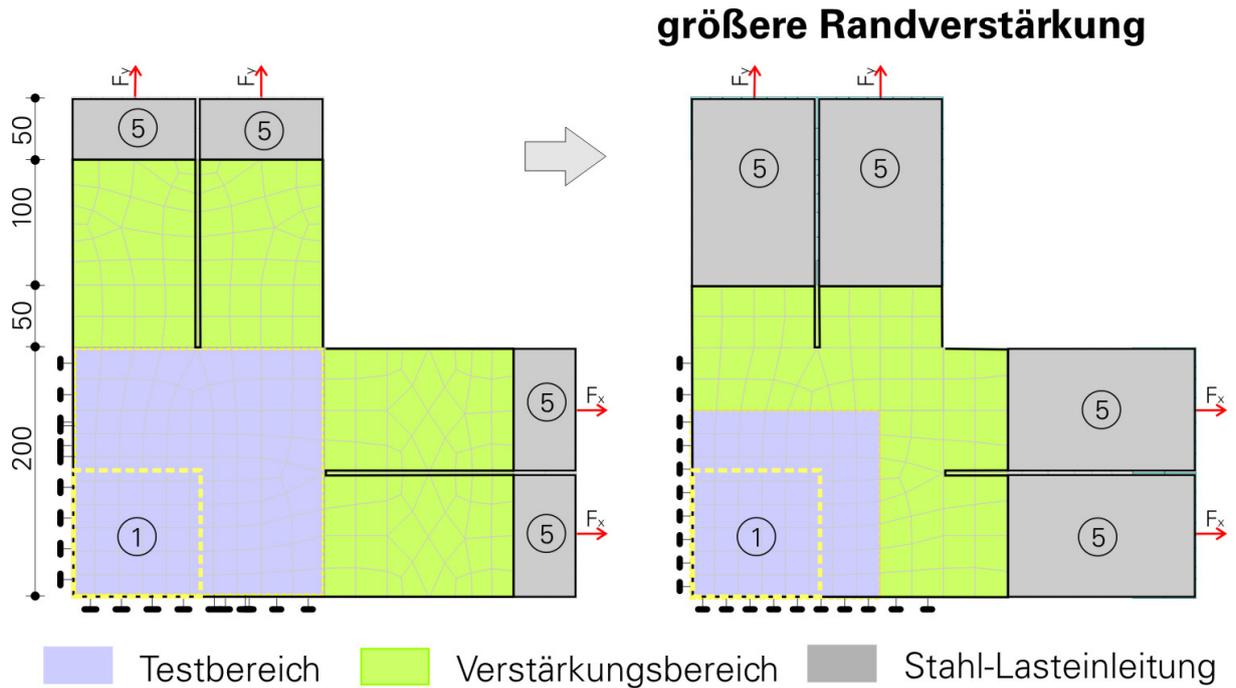
Bild 3.2.2-4 Dehnungsverteilung in X-Richtung bei variierten Parametern – FE-Modell für zweiaxiale Zug-Zug-Versuche, Verschiebung als Belastung

Bei der Variante mit 4 Zähnen tritt ein neues Problem auf: Die Spannung konzentriert sich sehr stark auf das Ende der Sägeschnitte. Wenn der Randverstärkungsbereich und die Sägeschnittlänge auf gleichem Niveau enden, wird dort das Versagen auftreten – ein sehr unerwünschter Effekt. Deshalb wird untersucht (Bild 3.2.2-5), wie die Dehnung unter Krafteinfluss in X-Richtung verteilt wird, wenn die Randverstärkungsbereiche (die gezeichneten Bereiche „2“ und „3“) in den Testbereich „1“ geführt werden.

Links im Bild 3.2.2-5 ist die Variante zu sehen, bei der sich der Randverstärkungsbereich nur an den Lasteinleitungszähnen befindet. Rechts im Bild ist die Variante, bei der der Randverstärkungsbereich in den Testbereich weitergeführt wird. Das skalierte Bild zeigt:

- Bei der linken Variante liegt der höchst gedehnte Bereich (Bereich in blauer Farbe) rund um das Ende des Sägeschnitts und nicht im markierten Messbereich. Das entspricht einer Randstörung, die unerwünschte Effekte im Versuch bringt.
- Bei der rechten Variante verteilt sich der gefärbte Bereich, also die Dehnung in X-Richtung, ziemlich regelmäßig und fast gerade horizontal verlaufend im markierten Mess- und Testbereich. Das spricht für weniger Effekte aus Randstörungen oder Dehnungsbehinderung bei dieser Probengeometrie und Probenausbildung.
- Außerdem liegt der dunkelgrüne Bereich, der stärker gedehnt wird als der hellgrüne, bei der rechten Variante zumeist im markierten Messbereich. Das wäre ein Wunschfall bei der Versuchsdurchführung.

Deshalb wird die rechte Variante gewählt, um die Prüfkörperausbildung für den Zug-Zug-Versuch zu definieren.



Dehnung in X-Richtung

(Dehnungszustand ist für mittlere Spannung von 7 N/mm^2)

Je größer die einheitlich gefärbten Flächen im markierten Bereich ausfallen, umso homogener ist der Dehnungszustand im markierten Bereich

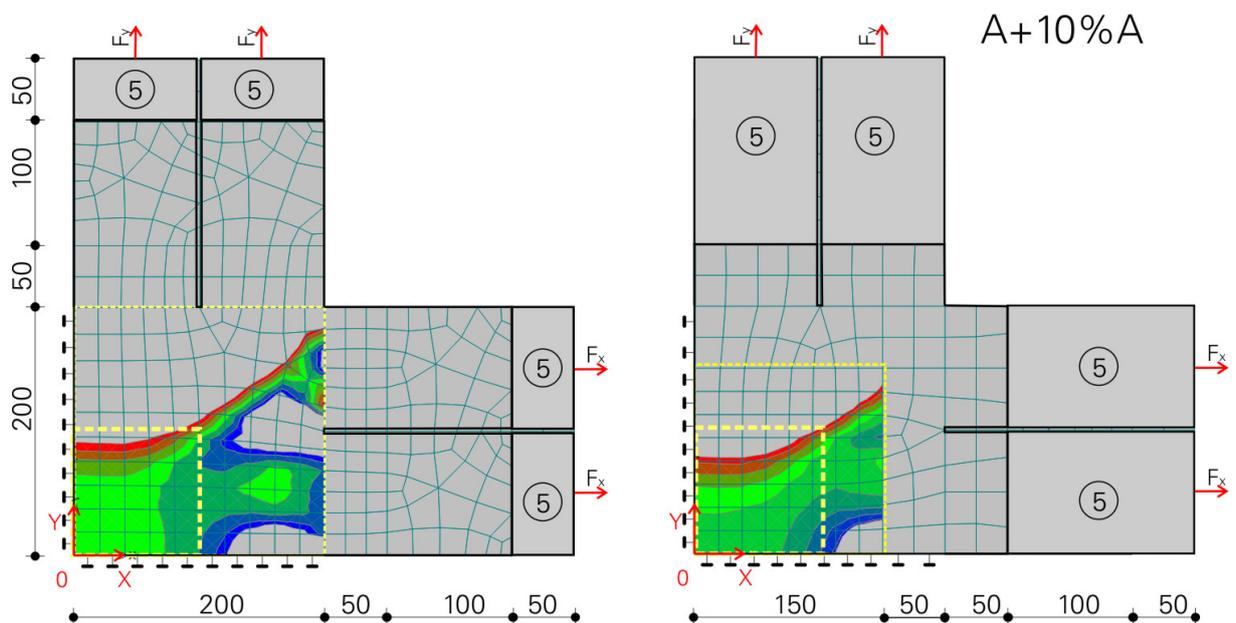


Bild 3.2.2-5 Dehnungsverteilung in X-Richtung – Weitere FE-Simulation mit der Variante „größere Randverstärkung“

Aus den experimentellen Erfahrungen von JESSE [45] geht hervor, dass, je kleiner der Querfadenabstand und je höher die Anzahl der textilen Bewehrungslagen ist, desto niedriger ist die Erstrissspannung. Das ist der so genannte „Querschnittsschwächungseffekt“.

Deshalb wird dem Randverstärkungsbereich erhöhte Aufmerksamkeit geschenkt. Es wird ein weiteres Stoffgesetz eingeführt. Das Stoffgesetz „SG_A“ ist das Gleiche, wie es bisher verwendet wurde. Das Stoffgesetz „SG_B“ ist eine modifizierte Variante, in der die Randverstärkung bzw. der Querschnittsschwächungseffekt berücksichtigt wird.

Unten links im Bild 3.2.2-6 wird die Variante gezeigt, die für den Randverstärkungs- und Testbereich das gleiche Stoffgesetz „SG_A“ anwendet. Unten rechts im Bild 3.2.2-6 wird die Variante gezeigt, die das modifizierte Stoffgesetz „SG_B“ im Bereich der Randverstärkung verwendet, also den Querschnittsschwächungseffekt berücksichtigt. Im Testbereich wird weiterhin das Stoffgesetz „SG_A“ angewendet. Das Ergebnis zeigt, dass die Schwächung des Randbereichs zugunsten der homogenen Dehnungsverteilung ausfällt.

Oben rechts im Bild 3.2.2-6 ist die Probengeometrie bei den Versuchen von Voss [108] nachgebildet, um sie mit der FE-Simulation zu vergleichen. Die skalierte Dehnungsverteilung zeigt, dass die Dehnung auf dem markierten Bereich sehr inhomogen ist. Der Verlauf der Farbe zeigt die Dehnungsbehinderung an dem Eckbereich 4.

Aus den FE-Simulationsergebnissen kann geschlussfolgert werden, dass das „gewählte Modell zur Probengeometrie“ den besten homogenen Dehnungszustand beim zwei axialen Zug-Zug-Versuch liefert.

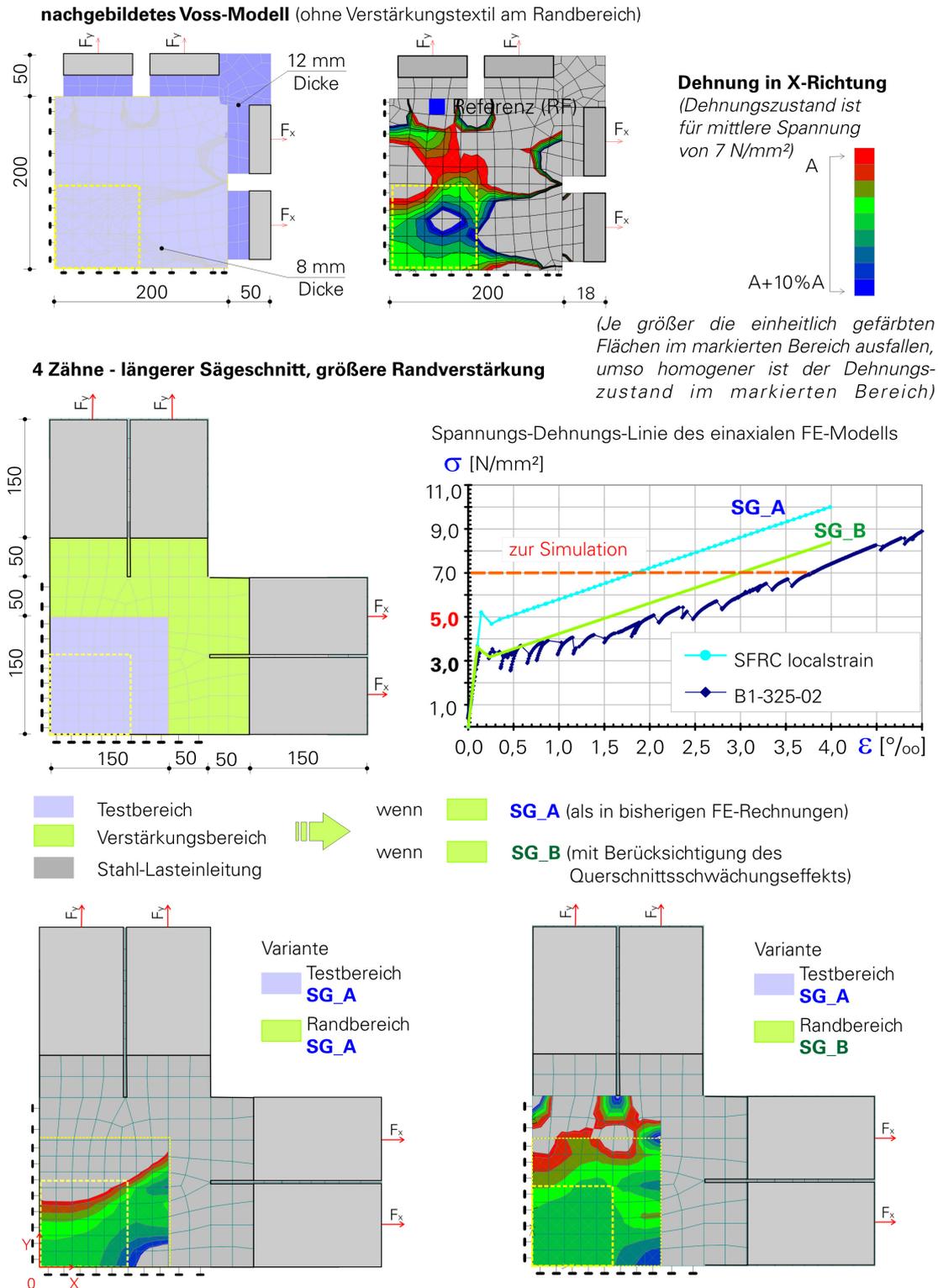


Bild 3.2.2-6 Weitere FE-Simulation mit unterschiedlichen Materialgesetzen im Randverstärkungsbereich – Vergleich zwischen gewähltem Modell und nachgebildetem Modell von Voss [108]

3.3 LASTEINLEITUNGSKONSTRUKTION

3.3.1 VERBINDUNGSART DER LASTEINLEITUNG

Basierend auf der FE-Simulation wird die Geometrie des zwei axialen Versuchskörpers mit vier Zähnen je Seite festgelegt (siehe oben – Bild 3.2.2-6). Im Rahmen der Untersuchungen zum zwei axialen Tragverhalten von textilbewehrtem Beton soll die Prüflast über punktuelle und schnell lösbare Verbindungen mit möglichst geringem Aufwand eingeleitet werden. Außerdem soll die Tragfähigkeit der Lasteinleitung (Zahn) und des Randbereiches hierbei mindestens zweimal größer als die Tragfähigkeit des Testbereiches sein, um das unerwünschte frühe Versagen der Lasteinleitung, das den ganzen Versuch unbrauchbar macht, zu vermeiden.

Um den Punkt der Einleitung der Kräfte in die Zähne zu optimieren, werden einaxiale Zugversuche an scheibenförmigen Probekörpern mit den Abmessungen von 300 mm x 100 mm x 8 mm durchgeführt. Damit soll die Lasteinleitung für den zwei axialen Zug-Zug-Versuch optimiert bzw. konzipiert werden. Im Bild 3.3.1-1 ist der Versuchsaufbau einschließlich der verwendeten Lasteinleitungen skizziert. Für die Einleitung der Kraft werden unterschiedliche Vorrichtungen verwendet:

LE Referenz (RF) ist eine flächige Keilklemmverankerung, die einen weitgehend flächigen Lasteintrag in den Probekörper ermöglicht. Diese Lasteinleitungsart wurde von JESSE [45] entwickelt und in den einaxialen Zugversuchen zum einaxialen Tragverhalten des textilbewehrten Betons verwendet.

LE X ist die zu untersuchende Lasteinleitungskonstruktion. Bei ihr werden zwei Stahlplatten von jeweils 5 mm Dicke verwendet, die über die Lasteinleitungszähne überstehen und hier mit einem Bolzen verbunden werden, der die Stahlplatten gleichzeitig an das Lastgestänge anbindet (Stahlplatten 2-schnittig).

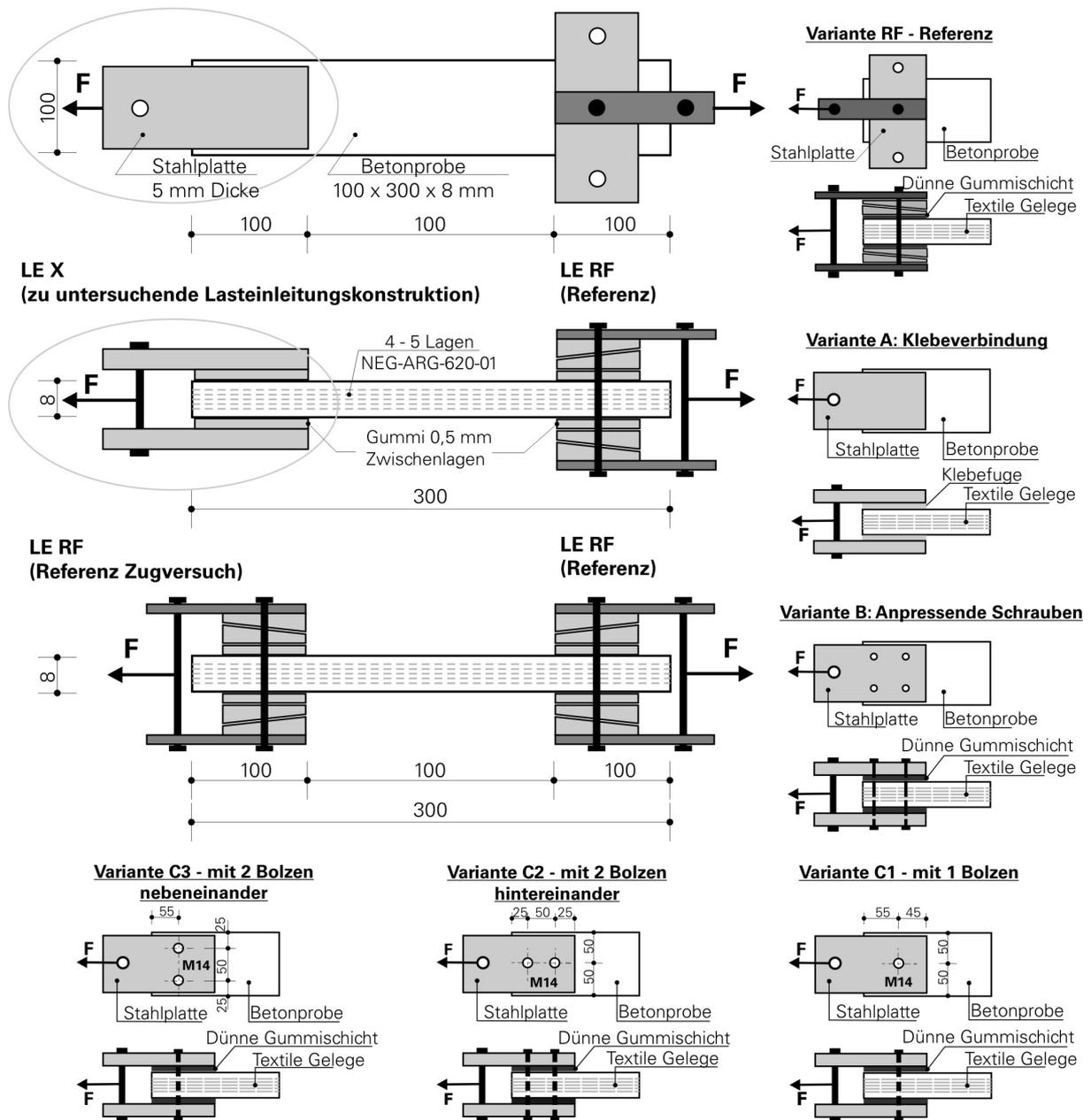


Bild 3.3.1-1 Versuchsstand der zu untersuchenden Lasteinleitungskonstruktion (unmaßstäblich) – Verbindungsart der Lasteinleitung

Um die beste Verbindungsart zwischen Stahlplatte und Betonkörper zu finden, die die oben beschriebenen Anforderungen der zweiaxialen Untersuchungen am besten erfüllt, wurde eine Versuchsreihe mit folgenden Varianten durchgeführt:

Variante A - Die Klebeverbindung: Die Kraft wird aus den Stahlplatten über Klebefugen in die Betonprobe eingeleitet.

Variante B - Anpressende Schrauben: Die Stahlplatten werden mit vier kleinen Schrauben M8 verbunden und auf den Betonzahn gepresst. Unter den Stahlplatten

befinden sich je eine dünne Alu- und Gummischeibe, um die Presskraft der kleinen Schrauben gut auf die Lasteinleitungsoberfläche zu verteilen und Unebenheiten auszugleichen. Die Kraftübertragung erfolgt über die Reibung.

Variante C - Reibverbindung: Durch ein oder zwei Bolzen M14 (Bolzendurchmesser ist 14 mm), d. h. die direkt gezogenen Stahlplatten werden mit den vorgespannten Bolzen auf den Beton gepresst (die Bolzen werden mit einem definierten Drehmoment angezogen). Die Bolzen-Bohrungen sind größer als die Bolzendurchmesser, um die Beanspruchung Lochleibung zu vermeiden. Die Kraftübertragung erfolgt über Querdruck und über Reibung. Zum Ausgleich kleiner Unebenheiten ist jeweils eine dünne Gummischeibe zwischen jeder Stahlplatte und dem Beton angeordnet.

- **C1** 1 Bolzen – vorgespannt mit handfest bzw. mit Drehmoment 3 Nm (C1-M3); mit 5 Nm (C1-M5) und mit 8 Nm (C1-M8),
- **C2** 2 Bolzen hintereinander – vorgespannt mit handfest bzw. mit Drehmoment 3 Nm (C2-M3); mit 5 Nm (C2-M5) und mit 8 Nm (C2-M8),
- **C3** 2 Bolzen nebeneinander – vorgespannt mit handfest bzw. mit Drehmoment 3 Nm (C3-M3); mit 5 Nm (C3-M5) und mit 8 Nm (C3-M8).

In den Fällen der Varianten B und C wurden zwischen Stahlplatte und Betonkörper 0,5 mm dicke Gummi-Zwischenlagen zum Ausgleich lokaler Unebenheiten der Betonoberfläche angeordnet.

Hierbei wurden die, mit NWM4-04-03 gekennzeichneten, textilen Gelege verwendet. Die Eigenschaften dieser Gelege sind in Tabelle 3.3.1-1 dargestellt. Es wurde in Schussfadenrichtung ausgezogen. Das Versuchsergebnis ist im Bild 3.3.1-2 dargestellt.

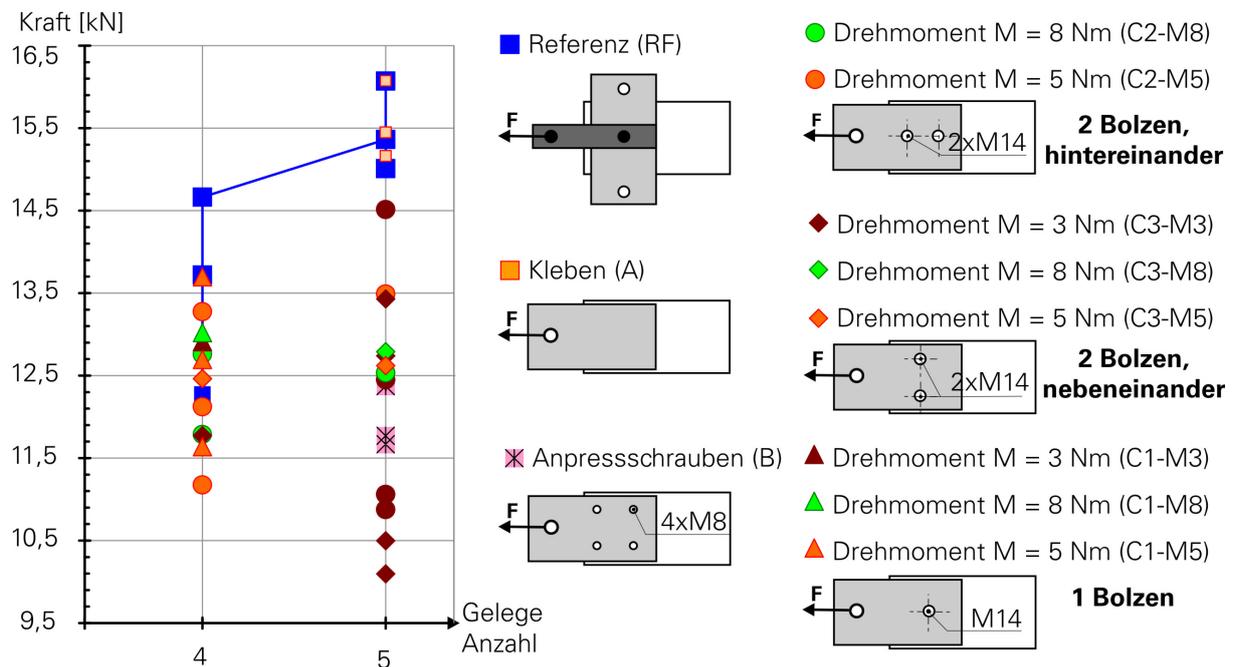
Eigenschaften der Gelege		Eigenschaften des Filaments		
Bezeichnung	NEG-ARG-620-01	Material Bezeichnung	NEG-ARG-620-01	
Hersteller	Nippon Electric Glas	Eigenschaft	Einheit	Wert
Material	Alkaliresistentes Glas	Durchmesser	µm	12,76
Bindungsart	Trikot gegenlegig	Feinheit	tex	35,70
Feinheit des Rovings	620 tex	Dichte	g/cm ³	2,79
Stichlänge	2,4 mm	Festigkeit	N/mm ²	2.076
Abstand der Rovings	7,2 mm	E-Modul	N/mm ²	79.000
Festigkeit des Rovings	1.341 N/mm ²			
Anzahl der Filamente	1600 (im Roving)			
E-Modul des Rovings	82.380 N/mm ²			

Tabelle 3.3.1-1 Eigenschaften des verwendeten textilen Geleges NWM4-04-03

Beim einaxialen Standardversuch – Referenz (RF) – sind die Tragfähigkeiten der Lasteinleitung wie folgt:

- für fünf Bewehrungslagen beträgt die maximale Traglast 16,07 kN (siehe Bild 3.3.1-2), dies wird zu 100 % gesetzt und Referenzlast, Referenzwert oder Referenztragfähigkeit genannt.
- für vier Bewehrungslagen beträgt die maximale Traglast 14,66 kN (siehe Bild 3.3.1-2), dies wird ebenfalls 100 % gesetzt und als Referenzlast, Referenzwert oder Referenztragfähigkeit geführt.

Maximale Traglast bei jeder Lasteinleitungsvariante



Verwendetes textiles Gelege NWM4-04-03

(nur bei "Verbindungsart der Lasteinleitung")

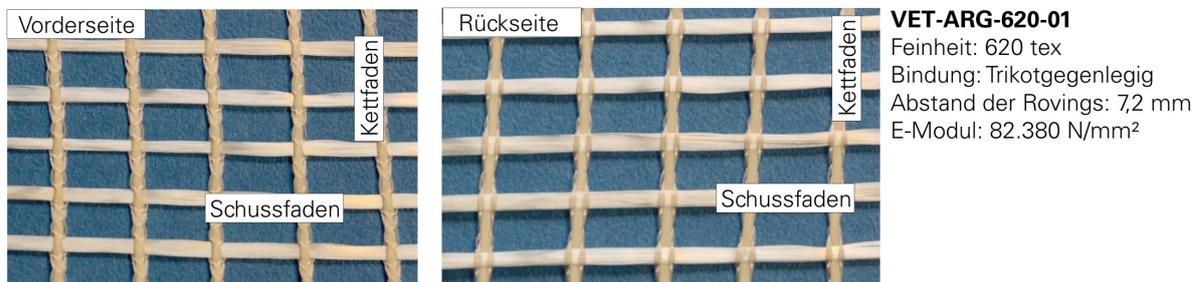


Bild 3.3.1-2 Tragfähigkeit der Lasteinleitung in Abhängigkeit von der Verbindungsart

Aus den Versuchen werden folgende Ergebnisse gewonnen:

Bei Variante A – Klebeverbindung – ist die Tragfähigkeit fast die gleiche wie beim Referenzversuch. Es wurden 100 % der Referenzlast (siehe oben – Bild 3.3.1-2) erreicht. Allerdings ist der Versuchsauf- und -abbau sehr aufwändig, da die Stahlteile zur Wiederverwendung vom Klebstoff befreit werden müssen. Nach den Erfahrungen aus den Versuchen wird es hierbei immer zu einem Versagen kommen, das durch Abreißen der Oberfläche entlang der ersten Bewehrungslage gekennzeichnet ist.

Die Anwendung der Variante B – Anpressschrauben – hat eine maximale Kraft von 76 % der Referenzlast erbracht. Allerdings ist auch diese Variante verhältnismäßig arbeitsaufwändig und kompliziert, da viele Schraubenlöcher exakt ausgerichtet sein müssen.

Bei den Varianten von zwei Bolzen hintereinander – Variante C2 – und zwei Bolzen nebeneinander – Variante C3 – ergeben sich sehr streuende Ergebnisse. Sie liegen im Bereich von 60 % bis sogar 90 % der Referenztragfähigkeit. In den meisten Fällen sind die Ergebnisse bei der Variante C2 – zwei Bolzen hintereinander – optimaler als die der Variante C3 – zwei Bolzen nebeneinander. Grund dafür ist, dass bei der Variante C2 der Querschnitt der Lasteinleitung durch zwei Bohrlöcher sehr viel schwächer wird.

Ein weiteres Ergebnis der Varianten C2 – zwei Bolzen hintereinander – lautet: Wenn beide Bolzen mit dem gleichen Drehmoment von 5 Nm angespannt werden, das entspricht 5 Nm / 5 Nm, werden höhere Kräfte übertragen, als wenn zwei Bolzen mit unterschiedlichem Drehmoment im Verhältnis 5 Nm / 3 Nm oder 5 Nm / 8 Nm angezogen werden.

Bei der Variante C1 – ein Bolzen – nähert sich die Tragkraft der Lasteinleitung dem Referenzwert an bzw. sie erreicht zwischen 79 % bis 93 % der Referenzlast (siehe Bild 3.3.1-2). Bei vorgespannten Bolzen mit einem Drehmoment von 5 Nm erreicht die Tragkraft 93 % des Referenzwertes. Besonders hervorzuheben ist, dass einer von den drei Versuchen dieser Versuchsart den gleichen Wert der Traglast erbracht hat wie die Referenz-Versuchsergebnisse.

So gesehen ist die Variante Lasteinleitung mit einem Bolzen angezogen mit einem Drehmoment von 5 Nm, eine ganz vernünftige Lösungsvariante für die Lasteinleitung. Mit einem Bolzen für jeden Lasteinleitungszahn ist die Querschnittschwächung im Zahn der Lasteinleitung kleiner als 2 % des gesamten Querschnitts. Weiterhin wird die textile Bewehrungsstruktur so gut wie nicht gestört. Außerdem kann der einzelne Bolzen sehr schnell eingebaut und auch wieder ausgebaut werden; dies begünstigt die Versuchsarbeit. Mit einem Drehmoment von 5 Nm wird genug Druck aufgebracht, um die Kraft von den Stahlplatten in den Betonzahn zu übertragen. Die 1 mm dicke Gummischicht hilft einerseits, die Reibung zwischen den Oberflächen Stahl und Beton zu erhöhen, indem die Reibpaarung Stahl/Beton durch die Paarungen Stahl/Gummi und Gummi/Beton ersetzt wird. Andererseits ist diese Gummischicht in der Lage, die Kraft besser zu verteilen, indem zwangsweise vorhandene Unebenheiten der Betonoberfläche ausgeglichen werden und somit nicht mehr als Störstellen die Traglast herabsetzen können.

Mit handfesten Schrauben bzw. mit einem Drehmoment von 3 Nm wird nicht genug Druckkraft aufgebaut, um die Zugkraft von den Stahllaschen in den Beton zu übertragen, weshalb die Lasteinleitung abrutscht, wodurch es dort zu einem Lochleibungs-Versagen kommt. Das ist der Grund, weshalb es bei den Versuchen zu den streuenden Ergebnissen kam. Bei einem Drehmoment von 8 Nm wird die Oberfläche des Betons rund um das Bolzenloch wegen Querdruck gestört/zerstört, d. h. die Lasteinleitung versagt wegen der von der Lochleibung ausgehenden Schädigung eher, als durch Erreichen der Gesamttragfähigkeit im Zahn.

3.3.2 TRAGFÄHIGKEIT DER LASTEINLEITUNG IN ABHÄNGIGKEIT VON BEWEHRUNGSGRAD, FADENRICHTUNG UND RANDABSTAND DER BOLZEN

Bei den zweiaxialen Zugversuchen mit textilbewehrten Betonscheiben (siehe Kapitel 4) treten zwei weitere Probleme im Zusammenhang mit der Lasteinleitung und den Randbedingungen der Lastübertragung auf.

Bei diesen zweiaxialen Zug-Zug-Versuchen werden textile Gelege 0°VET-ARG 1200 tex a 7,2 mm verwendet. Diese textilen Gelege haben unterschiedliche Tragfähigkeiten in Kett- und Schussrichtung, obwohl die Feinheit und der Abstand zwischen den Fasern in beiden Richtungen gleich sind. Es gibt 3 Lagen der Hauptbewehrung in dem mittleren Messbereich. Um die Lasteinleitung und den Randbereich zu verstärken, wird eine Lage von 0°VET-ARG 640 tex a 7,2 mm oder 0°VET-ARG-1200 tex entlang der Belastungsrichtung als innere Verstärkungsbewehrung zugelegt. Außen werden zwei Lagen von 0°VET-ARG 1200 tex a 7,2 mm auflaminiert.

Die Versuchsergebnisse zeigen, dass die Tragfähigkeit des Lasteinleitungsbereiches nicht 2mal größer als die Tragfähigkeit des Materials im Messbereich ist, obwohl der Bewehrungsgehalt im Bereich der Lasteinleitung verdoppelt ist gegenüber der Bewehrung im Messbereich. Der Grund, weshalb hier eine Randstörung auftritt und zu einem Versagen früher als erwartet führt, ist näher zu untersuchen.

Um die Ursache genauer erklären zu können, werden einige weitere Versuche gemacht mit folgenden Schwerpunkten:

Unterschied zwischen der Tragfähigkeit in Kett- und Schussfadenrichtung (K/S).

Die Tragfähigkeit bei unterschiedlichen Bewehrungsgraden (L3 / L4 / L5 entspricht drei Lagen / vier Lagen / fünf Lagen).

Tragfähigkeit bei verschiedenen Randabständen der Bolzen (A0 / A55 / A100). Ax entspricht dem Randabstand der Bolzen mit $a = 0 \text{ mm} / 55 \text{ mm} / 100 \text{ mm}$, wobei A0 keinen Bolzen enthält und dem Referenzversuch entspricht.

Alle Bolzen bzw. Schrauben werden festgeschraubt und mit dem definierten Drehmoment von 5 Nm vorgespannt. Hierbei wurden die, mit NWM3-026-05 gekennzeichneten, textilen Gelege verwendet. Die Eigenschaften dieser Gelege sind wie in Tabelle 3.3.2-1 dargestellt.

Eigenschaften der Gelege		Eigenschaften des Filaments		
Bezeichnung	VET-ARG1200-02	Material Bezeichnung	VET-ARG1200-02	
Hersteller	Saint-Gobain Vetrotex Deutschland GmbH	Eigenschaft	Einheit	Wert
Material	Alkaliresistentes Glas	Durchmesser	μm	18,53
Bindungsart	Trikot gegenlegig	Feinheit	tex	73,9
Feinheit des Rovings	1200 tex	Dichte	g/cm^3	2,74
Stichlänge	2,0 mm	Festigkeit	N/mm^2	1.680
Abstand der Rovings	7,2 mm	E-Modul	N/mm^2	75.690
Festigkeit des Rovings	1.231 N/mm^2			
Anzahl der Filamente	1600 (im Roving)			
E-Modul des Rovings	74.450 N/mm^2			

Tabelle 3.3.2-1 Eigenschaften des verwendeten textilen Geleges NWM3-026-05

Die Versuchseinrichtung ist im Bild 3.3.2-1 dargestellt.

zu untersuchende Lasteinleitungskonstruktion

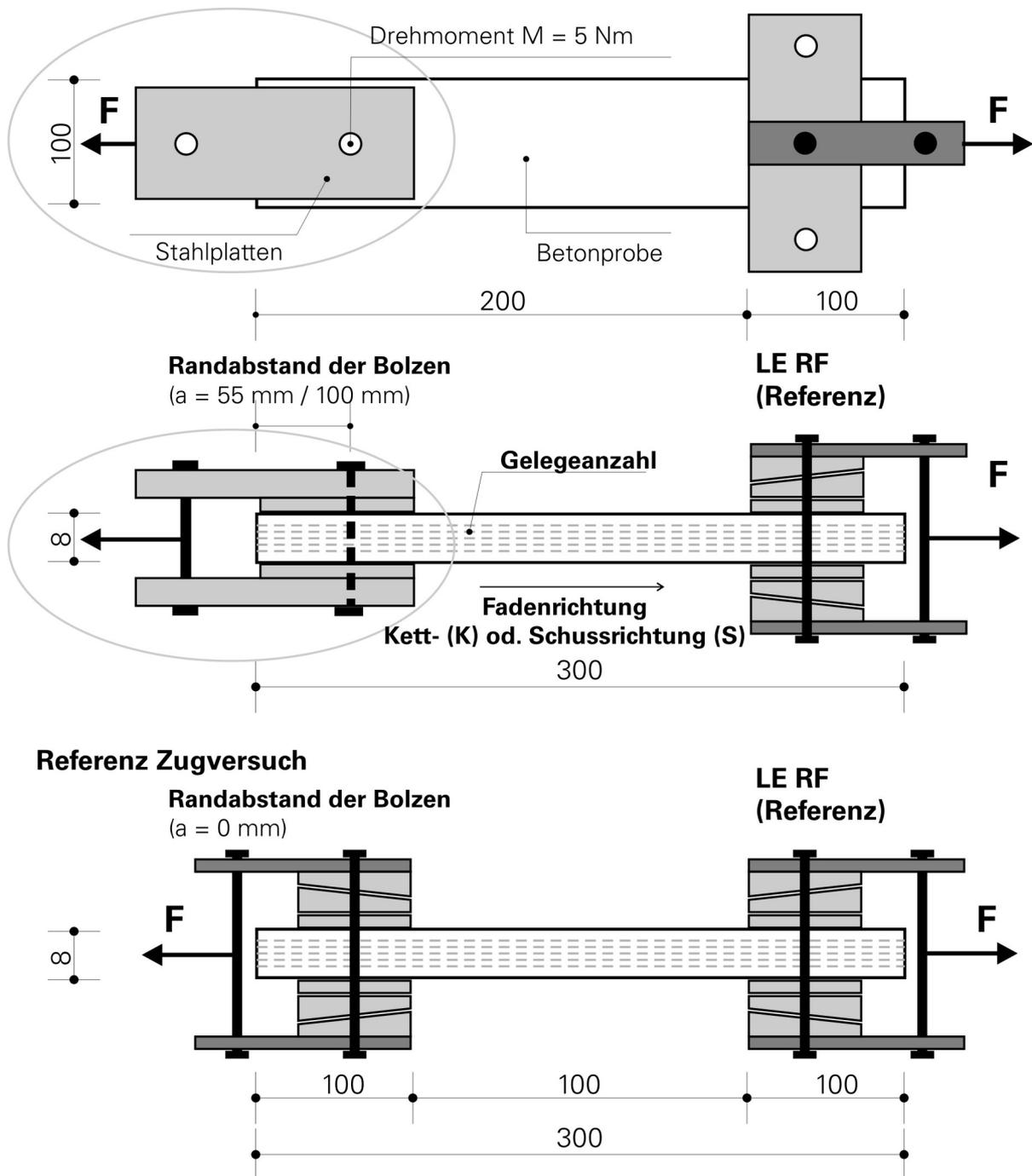
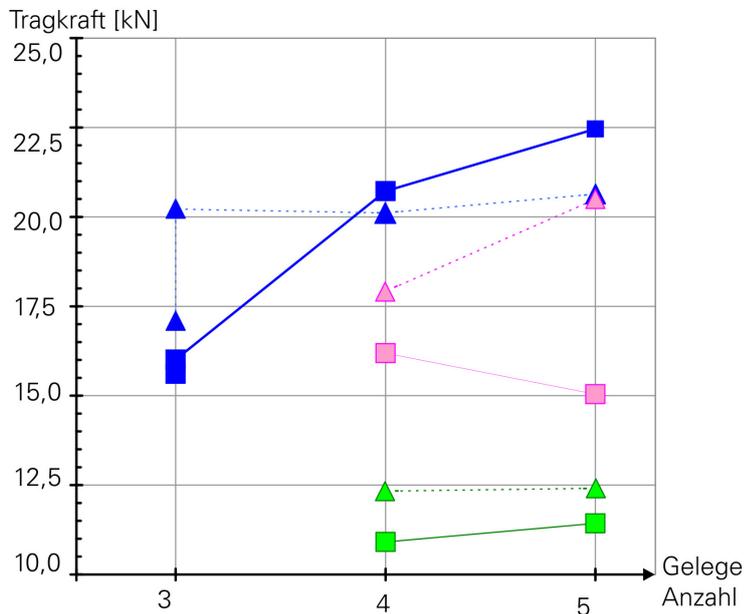


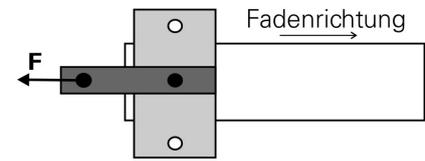
Bild 3.3.2-1 Versuchsstand – Tragfähigkeit der Lasteinleitung in Abhängigkeit von Bewehrungsgrad, Randabstand der Bolzen und Fadenrichtung

Die erzielten Versuchsergebnisse werden im Bild 3.3.2-2 dargestellt.

Tragfähigkeit der Lasteinleitung in Abhängigkeit von Bewehrungsgrad, Randabstand der Bolzen und Fadenrichtung

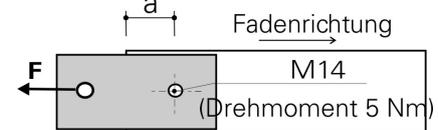


Referenz bzw. Keilverklebung



- Kettrichtung/(a = 0 mm)
- ▲ Schussrichtung/(a = 0 mm)

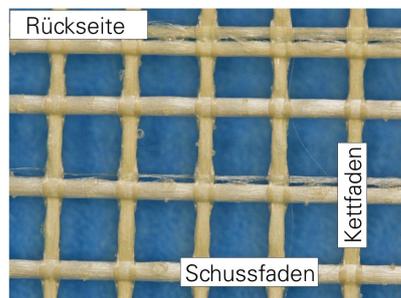
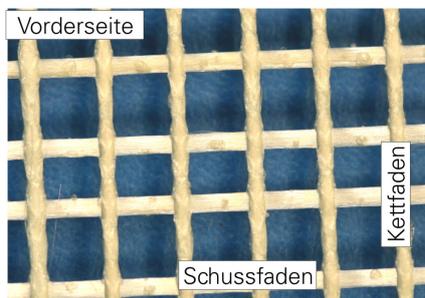
1 Bolzen



- Kettrichtung/(a = 55 mm)
- ▲ Schussrichtung/(a = 55 mm)
- Kettrichtung/(a = 100 mm)
- ▲ Schussrichtung/(a = 100 mm)

Verwendetes textiles Gelege NWM3-026-05

(bei Lasteinleitungs- und zweiaxialen Zug-Zug-Versuchen)



VET-ARG-1200-02

Feinheit: 1200 tex
 Bindung: Trikotgegenlegig
 Abstand der Rovings: 7,2 mm
 E-Modul: 74.450 N/mm²

Bild 3.3.2-2 Tragfähigkeit der Lasteinleitung in Abhängigkeit von Bewehrungsgrad, Randabstand der Bolzen und Fadenrichtung

Diese Ergebnisse zeigen Folgendes:

Beim einaxialen Referenzversuch (K–A0 oder S–A0) wurde die maximale Traglast der Lasteinleitung für fünf Bewehrungslagen zu 100 % angesetzt (siehe Bild 3.3.2-2) und sie wurde als „Referenzlast“, „Referenzwert“ oder „Referenztragfähigkeit“ in Kett- oder in Schussfadenrichtung bezeichnet.

Weiterhin folgt:

- Die Traglast der Probe mit drei Lagen Bewehrung ist ungefähr 15,5 bis 16 kN. Das bedeutet, wenn der Messbereich der Probe mit drei Lagen bewehrt wird, soll jeder Lasteinleitungszahn mindestens 16 kN tragen können.
- Die Tragfähigkeit der Lasteinleitung in Kettfadenrichtung mit 55 mm Randabstand der Bolzen ist etwa 50 % des Referenzwertes. Konkrete Werte sind 52,7 % (bei vier Lagen) und 50,9 % (bei fünf Lagen).
- Die Tragfähigkeit der Lasteinleitung in Kettfadenrichtung mit 100 mm Randabstand der Bolzen ist etwa 70 % des Referenzwertes. Konkrete Werte sind 78,1 % (bei vier Lagen) und 67 % (bei fünf Lagen).
- Die Tragfähigkeit der Lasteinleitung in Schussfadenrichtung mit 55 mm Randabstand der Bolzen ist etwa 50% der Referenzlast. Konkrete Werte sind 52,7 % (bei vier Lagen) und 50,9 % (bei fünf Lagen).
- Die Tragfähigkeit der Lasteinleitung in Schussfadenrichtung mit 100 mm Randabstand der Bolzen liegt bei etwa 90 % des Referenzwertes. Konkrete Wert sind 89,1 % (bei vier Lagen) und 99,3 % (bei fünf Lagen).
- Die Tragfähigkeit der Lasteinleitung erhöht sich so gut wie nicht, wenn man nur eine Bewehrungslage mehr als Bewehrung in die Zähne einlegt.
- Je größer der Randabstand der Bolzen, desto höher ist die Tragfähigkeit der Lasteinleitung. Bei einem Randabstand von 100 mm haben alle Lasteinleitungen, egal, ob in Schussfaden- oder in Kettfadenrichtung getestet wird, eine größere Traglast als die mit drei Lagen bewehrte Scheibe selbst. Das bedeutet, wenn in dem zwei axialen Zug-Zug-Versuch der Probekörper mit drei textilen Lagen im Messbereich bewehrt ist, müssen in den Lasteinleitungszähnen und im Randbereich nur ein bis zwei Bewehrungslagen zur inneren Verstärkung dazu gelegt werden. Es ist nicht notwendig, Verstärkungsschichten aufzulaminieren, um die Lasteinleitung zu verstärken. Damit entfallen aufwändige Arbeiten bei der Versuchsvorbereitung und die Reaktion der Betonoberfläche kann bei dem Versuch beobachtet werden.
- Die Verankerungslänge der Textilien ist von der Anzahl der Querfäden und Knoten abhängig. Die Bindungsfestigkeit bzw. Nähfadefestigkeit und Bindungsart haben hier auch einen Einfluss. Bei 55 mm Randabstand der Dübel, das entspricht sieben Querfäden pro Gelege (entspricht 91 gebundenen Knoten), ist die Tragfähigkeit der Lasteinleitung etwa 50 % bis 60 % der Tragfähigkeit des Referenz-Versuchs. Bei 100 mm Randabstand der Bolzen, was 14 Querfäden pro Gelege (bzw. 182 gebundenen Knoten) entspricht, steigt die Tragfähigkeit bis auf 90 % oder sogar 99 % der Tragfähigkeit des Referenz-Versuchs.

3.4 EINGESETZTE MESSTECHNIK

Bei den Versuchen wird großer Wert auf das Bereitstellen einer optimalen Messtechnik gelegt. Zur Diskussion stehen einige eher konservative Messtechnikverfahren, basierend auf DMS (Dehnungsmessstreifen) und/oder DD1 (Wegaufnehmer), wie sie bei den einaxialen Zugversuchen von JESSE [45] verwendet wurden oder IWA (induktive Wegaufnehmer, Wegaufnehmer mit Taststift), sowie ein sehr neues modernes Messverfahren, die Photogrammetrie.

Im Fall der zwei axialen Versuche werden IWA und Photogrammetrie näher untersucht. Gründe, warum die anderen Verfahren nicht in die engere Wahl gekommen sind:

- DMS – Dehnungsmessstreifen haben die meisten Nachteile. Sie können nur einmalig verwendet werden, weil die Streifen sofort zerstört werden, wenn ein Riss entsteht. Damit sind sie aber auch deshalb ungeeignet, da das Ziel des Versuchs darin besteht, die Dehnungen und Verformungen des Probekörpers vor dem Riss, bei der Rissbildung und bis weit nach dem Entstehen der Risse, also bei der Rissöffnung, aufzunehmen.
- DD1 – Wegaufnehmer sind mit einem Messbereich von 5 mm sehr günstig und extrem leicht an der Probe anzubringen, solange diese seitlich zur geprüften Richtung zugänglich ist. Dies hat JESSE [45] in seinen Versuchen hinreichend beschrieben. Aber beim zwei axialen Versuch kann man nicht an den Probekörper herankommen, um die DD1 einfach anzuklemmen. Durch die notwendige komplizierte Montage verlieren diese Messaufnehmer ihre Vorteile im zwei axialen Versuch.

Somit bleiben nur zwei Messtechnikverfahren zur genaueren Untersuchung auf ihre Eignung übrig: Ein Kampf zwischen konservativ und modern, der die Vorteile beider Systeme zeigen soll.

- IWA – Wegaufnehmer oder
- Photogrammetrie.

3.4.1 IWA – WEGAUFNEHMER

Das Messverfahren mit IWA ist schon lange bekannt. In vielen Versuchen, auch bei zwei axialen Versuchen an Stahlbetonplatten (siehe VECCHIO/COLLINS [96], [97], [99] und PURAINER [80]), wurde das Verfahren angewandt. Die IWA haben einen ziemlich großen Messbereich.

Bei den geplanten zwei axialen Zugversuchen werden die IWA mit einem Messbereich von -5 mm bis +5 mm, also insgesamt 10 mm, verwendet. Diese IWA werden an einen Messverstärker, Gerät MGC, angeschlossen. Diese MGC haben bei uns nur 12 Anschlüsse für Ein-/Ausgangssignale. Das entspricht Plätzen für sechs IWA. Ein IWA hat eine Messgenauigkeit von 0,1 ‰. Aufgrund der Abmessungen können auf dem vorgesehenen Messbereich von 20 cm x 20 cm nur maximal 12 IWA eingebaut werden. Sechs IWA auf der Vorderseite und sechs IWA auf der Rückseite des Probekörpers. Dabei werden vier IWA entlang der Seiten des Messquadrates angeordnet und zwei kontrollieren die Diagonalen. Man muss zwei MGC miteinander koppeln, um alle IWA anschließen zu können. Für beide gekoppelten MGC kann das Messsignal aber nur mit 2 Hz als Obergrenze der Messfrequenz aufgezeichnet werden. Das ist ein beschränkender Nachteil bei der IWA-Anwendung.

Ein weiterer Nachteil ist, dass man Löcher in die Probe bohren muss, um die IWA auf der Probe zu montieren. Auch das Aufkleben ist aus ähnlichen Gründen nicht anwendbar. Durch Bohrungen werden die Halterungen für die IWA verschraubt und fixiert. Wenn sich die Probe verformt, könnten Risse direkt durch die Halterungsbohrungen gehen, da diese Schwachstellen darstellen. Die Halterungen können dadurch kippen und die Messungen unbrauchbar werden. Um dies bedingt auszugleichen, können die Mittelwerte der IWA von der Vorderseite und der Rückseite verwendet werden, um den Messwert zu berechnen. Eine Linie zwischen zwei Punkten wird also doppelt gemessen und die etwaige Krümmung somit automatisch eliminiert. Im Bild 3.4.1-1 ist die Anordnung der IWA für diesen Fall erklärt.

Das Messverfahren mit IWA wird im Bild 3.4.1-1 dargestellt.

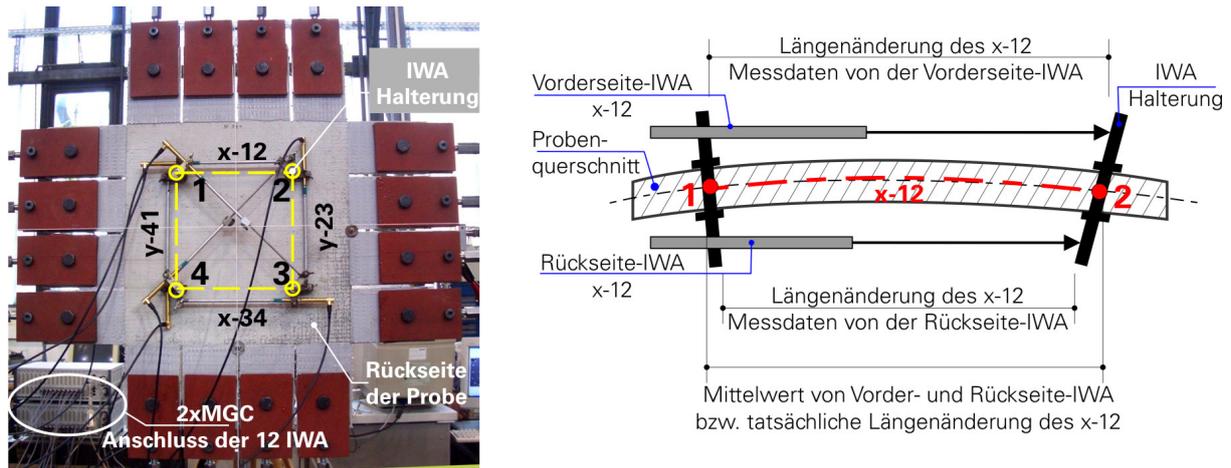


Bild 3.4.1-1 Darstellung der Messverfahren mit IWA

Mit den 12 eingebauten IWA kann man jeweils nur zwei Dehnungslinien in horizontaler Richtung (x-12 und x-34) und zwei in vertikaler Richtung (y-41 und y-23) überwachen. Die zwei diagonalen IWA werden verwendet, um die Verzerrung zu prüfen.

Aus den IWA-Messdaten kann man die Spannungs-Dehnungs-Linien für die Seiten des Messquadrates darstellen; ein Rissbild des Endzustandes kann ebenfalls angefertigt werden. Damit können die Verzerrungen ausgerechnet werden.

Allerdings sind diese wenigen Informationen aber auch schon alles, was gemessen werden kann.

Zusammenfassend kann gesagt werden, dass

- IWA die Längenänderung einer Strecke messen.
- sie genau messen, aber nur über die ganze Strecke gemittelt.
- sie verhältnismäßig aufwändig in der Applikation sind.
- sie zuverlässig sind.
- sie störungsanfällig sind bezüglich Berührungen, Erschütterungen und Rissbildung. Ein konkretes Beispiel dafür stellt das Bild 4.2-4 („Versuchsergebnisse aus IWA-Messdaten, Versuch B1-380“) dar (siehe Kapitel 4).

Bei der Beschreibung der Messmethode Photogrammetrie wird deutlicher zu sehen sein, wie eingeschränkt die Auswertung mit IWA ist. Gegenüber der Messmethode der Photogrammetrie ist die Anzahl der Messpunkte bzw. Dehnungsstrecke bei der IWA-Messmethode sehr begrenzt, da nur maximal 12 IWA angebracht werden können.

Mit der Photogrammetrie können dann Informationen erheblich feiner ausgewertet werden. Es bedeutet keinen Mehraufwand, die Bewegung von vielen Punkten zu ermitteln. Die Anzahl der Messpunkte bzw. Dehnungsstrecken ist nahezu unbegrenzt. Außerdem ist von Photogrammetrie-Messdaten automatisch für jede Laststufe ein Bild des Probenzustandes vorhanden.

Allerdings ist das IWA-Verfahren nahezu unumgänglich, um am Anfang das neue Messverfahren, die Photogrammetrie, zu kontrollieren und zu testen. Nachdem die Schwierigkeiten bei der Datensynchronisierung und dem Analysieren der Photogrammetrie gelöst sind, werden die IWA nicht mehr beim Versuch eingebaut.

3.4.2 PHOTOGRAMMETRIE

Photogrammetrie ist ein ziemlich neues und modernes Messverfahren und, abgesehen von dem Aufkleben der Messmarken, ein berührungsfreies Verfahren. Bei der Photogrammetrie gibt es hauptsächlich zwei Möglichkeiten:

- flächige Photogrammetrie und
- Photogrammetrie mit kodierten Punkten.

Flächige Photogrammetrie arbeitet mit künstlichen Flächen, um jeden kleinen Riss, jede Verformung in der Oberfläche des Objekts genau zu synchronisieren (siehe MAAS [61]; HAMPEL [36]; BENNING [9], [10]). Dieses Verfahren ist ganz neu aber sehr kompliziert und es gibt nur einige Wissenschaftlern, die diese Messmethode anwenden und darüber veröffentlichen (z.B. LITWIN [60]; HEGGER et al. [40]; FRANKE [33]; ORTLEPP [73]).

Photogrammetrie mit kodierten Punkten ist auch ziemlich neu, aber man hat hier schon manche experimentelle Erfahrung gesammelt und veröffentlicht. Inzwischen kann man derartige Messanlagen schon fertig konfiguriert kaufen. Im Rahmen des SFB 528 wurde die Photogrammetrie als technisches Hilfsprojekt zur Messung, Dokumentation und Auswertung der experimentellen Untersuchungen als eigenes Teilprojekt unterstützt und weiterentwickelt (siehe MAAS [61] und HAMPEL [36]).

Beim zweiaxialen Versuch wird die Photogrammetrie mit kodierten Messpunkten, die auf die Oberfläche geklebt werden, angewendet. Durch die Verwendung kodierter Punkte wird der Aufwand für die Auswertesoftware erheblich reduziert. Die kodierten Punkte stellen eine Art Zielmarke dar, die über die Kodierung eindeutig zugeordnet wird. Die Software muss also nur den Punkt erkennen, die Kodierung auslesen und die Koordinaten des Punktes in jedem Bild bestimmen, wohingegen

bei der flächigen Photogrammetrie Strukturen erkannt werden müssen, bevor diese koordinatenmäßig erfasst und dann koordinatenmäßig verfolgt werden können. Die Messmarken können verschiedene Größen haben, die abhängig davon ist, aus welchem Abstand der Messbereich beobachtet werden soll.

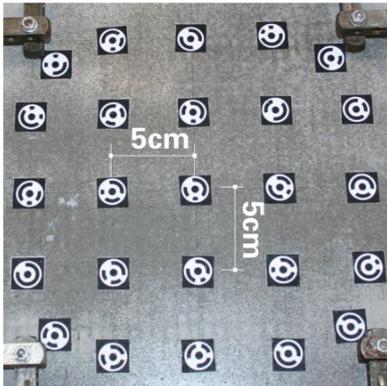
Bei den zweiaxialen Versuchen der vorliegenden Arbeit wird mit einer 3D-Photogrammetrie gearbeitet, d. h. die kodierten Punkte werden mit den drei Raumkoordinaten definiert und aufgenommen. Wie erwähnt werden die kodierten Punkte auf die Oberfläche der Probekörper geklebt. Diese wird zuvor mit einer sehr dünnen, klaren Lackschicht überzogen. Die dünne Lackschicht hilft den Punkten, besser und sicherer auf der Probenoberfläche zu haften, ohne das Materialverhalten und das Rissbild auf irgendeine Weise zu beeinflussen. Weiterhin kann das Rissbild später mit einer Tintenspülung einfach und wirkungsvoll sichtbar gemacht werden. Die Messmarken sind 1,5 cm im Durchmesser groß. Der Abstand zwischen zwei Messmarken beträgt hier 5 cm. Die Messgenauigkeit dieser Messtechnik kann nach HAMPEL [36] mit ungefähr 10^{-6} , das heißt also etwa 1.000mal genauer als bei der IWA-Methode, angegeben werden. Das Prinzip des 3D-Photogrammetrieverfahrens wird im Bild 3.4.2-1 dargestellt.

Benötigt werden zwei Kameras, die an einen Computer zur Steuerung und Aufzeichnung angeschlossen werden. Dieser Computer wird auch mit dem Steuergerät verbunden, um das Steuersignal anzupassen. Der Grund dafür ist Folgender:

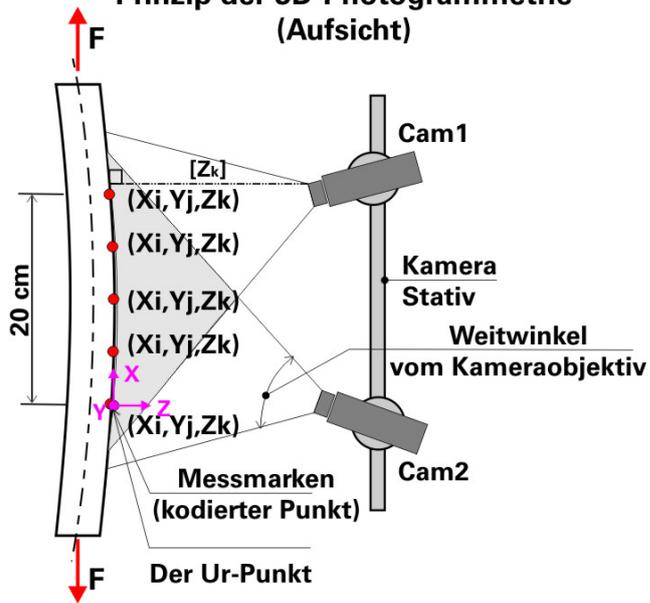
Das MGC dient als Steuersignalgeber bzw. bestimmt die Belastungsgeschwindigkeit und hat eine bestimmte Messfrequenz, die im Zusammenhang mit der Stromspannung liegt. Diese Stromspannung wird durch die Verbindung zum Steuercomputer der Photogrammetrie übernommen. Da die zu messenden Bilder der Photogrammetrie und die zugehörigen Lasten gleichzeitig gespeichert werden sollen, muss die Photo-Messfrequenz damit synchronisiert werden. Im Bild 3.4.2-1 ist die Synchronisierung im Prinzip dargestellt. Die ungültigen Bilder werden dann gelöscht.

In diesem Beispiel wird die Maschine mit einer Geschwindigkeit von 100 N/s gefahren, die Messfrequenz der MGC beträgt 2 Hz. Deswegen soll die Bildmessgeschwindigkeit drei Bilder/s sein. Ein bis zwei Bilder pro Laststufe (0,1 kN) werden als Messergebnis gespeichert.

Anordnung der Messmarken im Messbereich 20cm x 20cm



Prinzip der 3D-Photogrammetrie (Aufsicht)



Synchronisierungsprinzip der Photogrammetrie

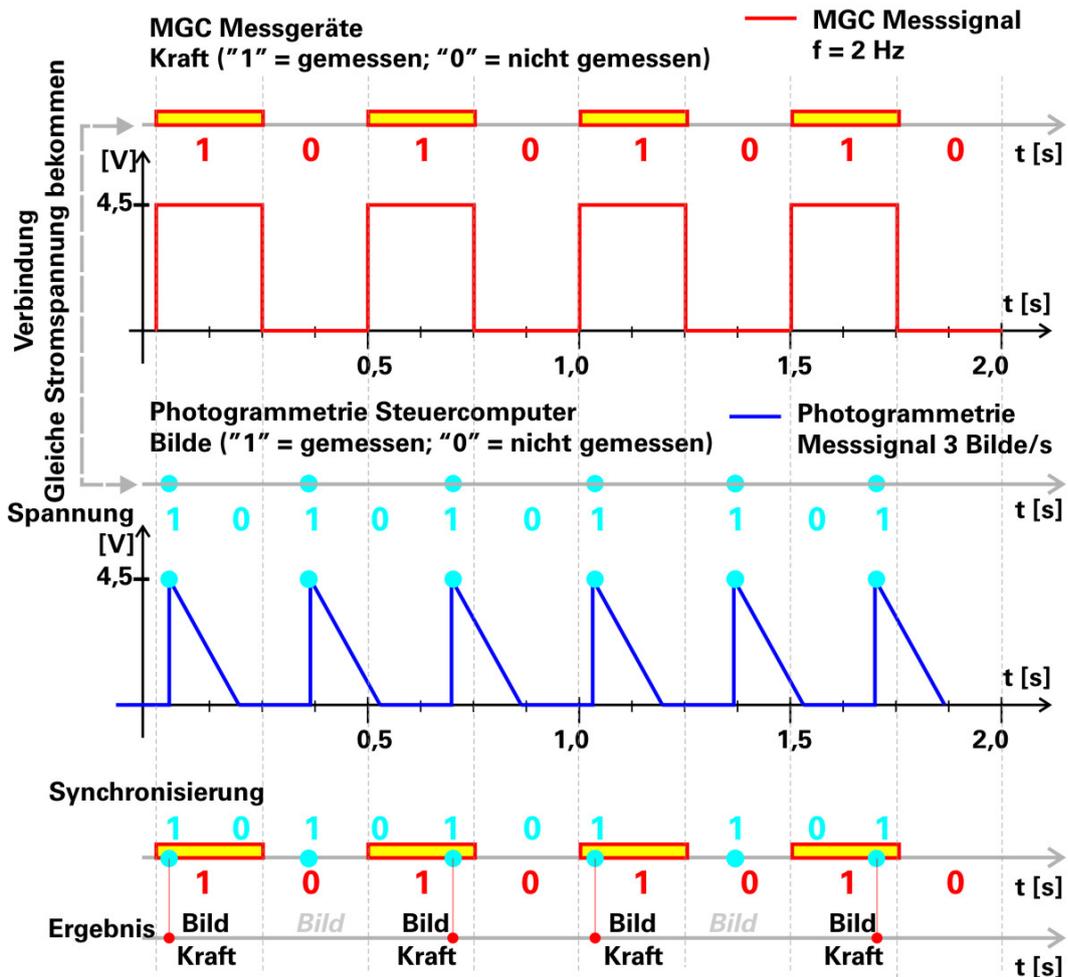


Bild 3.4.2-1 Darstellung der Messverfahren mit 3D-Photogrammetrie

Bei der Photogrammetrie braucht man ziemlich viel Speicherplatz für die aufgenommenen Bilder. Je größer die Bildauflösung wird und je mehr Bilder pro Sekunde aufzunehmen sind, desto größere Kapazitäten an Festplatten oder Speicher sind erforderlich.

Nachdem man die Messbilder synchronisiert und die Koordinaten ermittelt hat, bekommt man die Messdaten (Koordinaten) als recht kompakte Textdatei. In dieser Datei werden die drei Koordinaten (x , y , z) von jedem kodierten Punkt bei jeder Laststufe dargestellt. Im Allgemeinen steht die Z-Koordinate für den Abstand zwischen der Kamera und der Probenoberfläche. Dieser Z-Wert wird geändert, wenn sich der Probekörper unter der Last krümmt. Die X- und Y-Werte sind aktuelle Koordinaten des Punktes in der Probenebene, also hier in horizontaler und vertikaler Richtung. Aus diesen Koordinaten wird die Änderung des Abstands zweier beliebiger Punkte ausgerechnet.

Hier sind wir bei einem weiteren Vorteil der Photogrammetrie: Es können mit verhältnismäßig wenig Aufwand mehr Punkte beobachtet werden und somit auch ein feineres Gitter der Beobachtung über den Messbereich gelegt werden. Auch nachträglich kann das Gitter verfeinert oder vergrößert werden, je nach Notwendigkeit; die notwendigen Punkte müssen zuvor lediglich aufgezeichnet worden sein. Bei den hier vorgestellten Versuchen wird ein Gitter mit 25 Punkten auf dem 20 cm x 20 cm großen Messbereich aufgebracht. Die Punkte haben somit einen gegenseitigen Abstand von 5 cm. Es ist nur eine Frage des Rechenaufwandes, alle möglichen Streckenmessungen in die Berechnung mit einzubeziehen. Theoretisch können von jedem Messpunkt aus 24 Strecken beobachtet werden, wovon allerdings nicht alle Beobachtungen Sinn machen. Die Streckenmessung innerhalb eines Lastschrittes/Bildes kann mit den Bildern davor und danach verglichen werden und somit die Dehnungsverteilung auf dem Messbereich bei jedem Lastschritt ausgewertet und im dreidimensionalen Raum dargestellt werden. Dies beinhaltet dann nicht nur die Verschiebungen/Verformungen in der Probenebene, sondern aus der Z-Koordinate kann man auch die Verformung der Probekörperebene betrachten. Diese Verformungen des Probekörpers haben eine große Bedeutung bei den Versuchsauswertungen und -beurteilungen. Die Probekörper sind wegen des Schwindens oder Trocknens bei der Lagerung gekrümmt.

Zusammenfassend können die erheblichen Vorteile der Photogrammetrie gegenüber den IWA wie folgt angeführt werden:

- Aus den Photogrammetrie-Messdaten kann man wesentlich mehr Informationen entnehmen. Während IWA-Messdaten nur die 2D-Verformung in der Art als Textdaten liefern, liefern die Photogrammetrie-Messungen sowohl als Textdaten

die Koordinaten der Punkte zu beliebigem Zeitpunkt als auch Photodaten (Bild). So kann man die 3D-Verformung, Verschiebung der Punkte und sogar die Rissbilder auf dem Messbereich zu jeder Zeit abrufen.

- Die Messgenauigkeit der Photogrammetrie liegt im μm -Bereich (siehe MAAS [61]; HAMPEL [36]; BENNING [10]) und ist damit viel genauer als die IWA-Messgenauigkeit.
- Wie in Kapitel 3.4.1 beschrieben, müssen IWA auf dem Messbereich direkt befestigt werden, während die Kamera mit dem Messbereich nicht direkt in Berührung kommen muss. Da die IWA aus Platz- und Befestigungsgründen in ihrer Anzahl begrenzt (maximal 12 IWA je Messbereich) bzw. störanfällig sind, wenn z. B. große Risse direkt über ihre Befestigung laufen, werden IWA-Messdaten dann unzuverlässig. Dagegen kann man bei der Photogrammetrie z. B. 25 kodierte Marken und mehr setzen, während Risse und Verformungen keinen Einfluss auf die Zuverlässigkeit der Messdaten haben.

Im nächsten Kapitel werden die Auswertungen und Bearbeitungsverfahren mit der Photogrammetrie und deren Messdaten genauer beschrieben.

4 ZWEIAXIALE ZUG-ZUG-VERSUCHE AN AR-GLAS TEXTILBEWEHRTEN BETONSCHEIBEN MIT KONSTANTEM SPANNUNGSVERHÄLTNIS

Dieser Abschnitt befasst sich mit der Versuchsdurchführung, beschreibt die Ergebnisse und diskutiert diese.

4.1 PRINZIPIELLE VERSUCHSDURCHFÜHRUNG UND AUSWERTUNG

Als nächster Schritt werden die Zug-Zug-Versuche mit AR-Glas bewehrten Textilbetonscheiben bei konstantem Spannungsverhältnis der zweiaxialen Belastungen durchgeführt, um die zweiaxiale Spannungs-Dehnungs-Linie zu ermitteln. Diese Versuche sind Hauptbestandteil der Forschung.

Verwendet wird eine scheibenförmige Probe von 70 cm x 70 cm und 8 mm Dicke. Der Testbereich misst 40 cm x 40 cm, wobei lediglich ein 20 cm x 20 cm großer Bereich als Messbereich herangezogen wird, wie oben beschrieben wurde. Die Ecken der Probe werden durch Sägeschnitte entfernt und es werden vier Lasteinleitungszähne je Seite angeordnet, um Zwängungen zu minimieren. Die Lasteinleitungszähne haben jeweils eine Länge von 15 cm.

Der Versuchskörper ist im mittigen Bereich, im Bereich von 30 cm x 30 cm, mit drei Lagen der Hauptbewehrung bewehrt. Als Textil kommt der Typ NWM3-026-05-p2 (Bezeichnung nach SFB 528) zum Einsatz, welcher aus Garnen VET-ARG mit 1200 tex im Abstand von 7,2 mm besteht. Zur Verstärkung wird hier das Textil Typ NWM3-024-05-p2 bzw. VET-ARG-640-03 verwendet. Die Eigenschaften der beiden Textilien sind in Bild 4.1-1 und Tabelle 4.1-1 dargestellt.

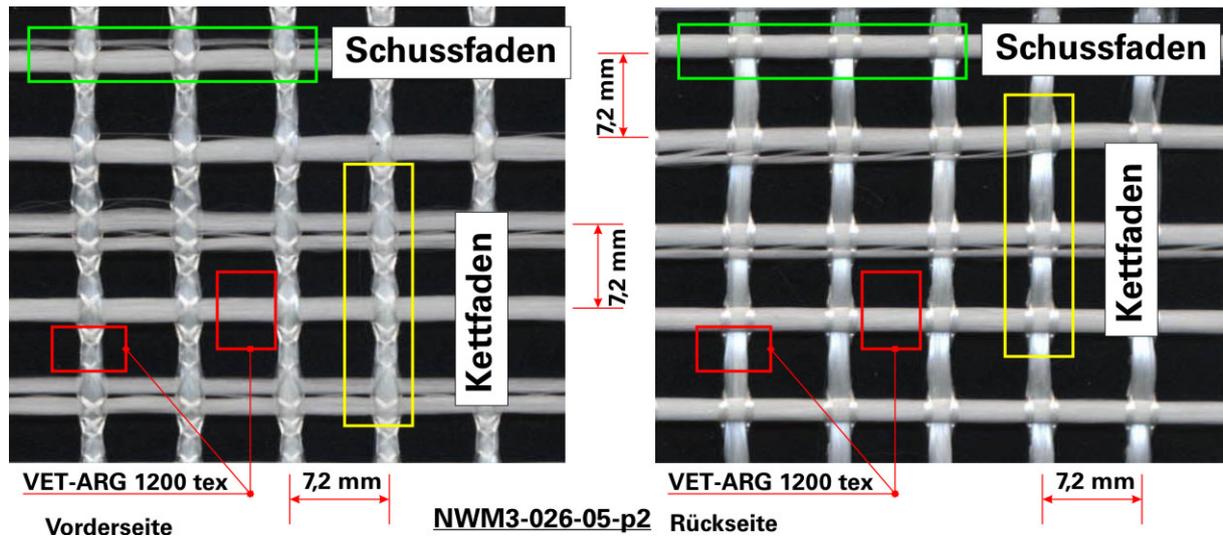


Bild 4.1-1 Struktur der als Hauptbewehrung verwendeten Textilien

Textil NWM3-026-05-p2 (Hauptbewehrung)		Textil NWM3-024-05-p2 (Verstärkungsbewehrung)
Bezeichnung	VET-ARG1200-02	VET-ARG 640-03
Material	AR-Glas	AR-Glas
Bindungsart	Trikot gegenlegig	Trikot gegenlegig
Feinheit des Rovings	1200 tex	640 tex
Stichlänge	2,0 mm	2,0 mm
Abstand der Rovings in Schussrichtung	7,2 mm	7,2 mm
Abstand der Rovings in Kettrichtung	7,2 mm	14,4 mm
Festigkeit des Rovings	1.231 N/mm ²	1.445 N/mm ²
Anzahl der Filamente	1600 (im Roving)	1600 (im Roving)
E-Modul des Rovings	74.450 N/mm ²	74.100 N/mm ²
Eigenschaft der Filamente		
Durchmesser	18,53 µm	13,59 µm
Feinheit	73,9 tex	39,9 tex
Dichte	2,74 g/cm ³	2,75 g/cm ³
Festigkeit	1.680 N/mm ²	1.917 N/mm ²
E-Modul	75.690 N/mm ²	75.770 N/mm ²

Tabelle 4.1-1 Eigenschaften des verwendeten textilen Geleges NWM3-026-05-p2

Die Prüflast wird von je einem Hohlkolbenzylinder auf jeder Seite der Probe aufgebracht und über eine Waagenkonstruktion auf die jeweils vier Lasteinleitungszähne einer Seite verteilt.

Dabei wird jeder Zylinder separat gesteuert, dazu ist eine 4-Kanal-Steuerung notwendig. Verwendet wird ein Aggregat PCS200, das auf vier Kanäle aufgerüstet wurde (inklusive zweier zusätzlicher Servoventile und den notwendigen Anpassungen an das Hydrauliksystem). Jeder Zylinder wird mit einem IWA zur Positionierung und einer eigenen Kraftmessdose (KMD) ausgestattet, deshalb sind allein hierzu acht Messkanäle im MGC (Messverstärkungsgerät) erforderlich. In jeder Achse wird eine Kombination von Weg- und Kraftsteuerung angewandt. Das heißt, ein Zylinder wird kraftgesteuert gefahren, um die Last aufzubringen. Der gegenüberliegende Zylinder wird weggesteuert gefahren, um die Probe zu positionieren (siehe Kapitel 3). In der vertikalen Achse ist der obere Zylinder an den Kreis K1 angeschlossen und wird über die Kraftmessdose KMD1 kraftgesteuert (PID Wert = 10/5/35). Der untere Zylinder ist an den Kreis K3 angeschlossen und wird über den IWA3 dehnungsgesteuert gefahren (PID Wert = 0,3/20/0). In der horizontalen Achse ist der rechte Zylinder an Kreis K2 angeschlossen und wird über die Kraftmessdose KMD2 kraftgesteuert (PID = 10/5/35). Der linke Zylinder ist an den Kreis K4 angeschlossen und wird über den IWA4 wiederum dehnungsgesteuert (PID = 0,3/20/0), zur Veranschaulichung siehe Bild 4.1-2.

Als Messtechniken werden IWA und Photogrammetrie verwendet. Das Messsignal wird zu zwei Messverstärkergeräten (MGC) geschickt und aufgezeichnet. Zwei Geräte sind notwendig, um die erforderliche Anzahl an Mess- und Steuerkanälen zur Verfügung stellen zu können.

Parallel mit dem zweiaxialen Zug-Zug-Versuch werden sechs Zugstäbe im einaxialen Zugversuch geprüft, jeweils drei in Schussfadenrichtung und drei in Kettfadenrichtung, um das einaxiale Spannungs-Dehnungs-Verhalten als vergleichbares Ergebnis vom gleichen Material zu messen. Für die einaxialen Zugproben wird die gleiche Schalung und Bewehrung wie für den Versuchskörper des zweiaxialen Zugversuchs verwendet. Diese einaxialen Zugkörper haben die Abmessung 40 cm Länge x 3 cm Breite und 8 mm Dicke, die Messbasis des Dehnversuchs beträgt 10 cm.

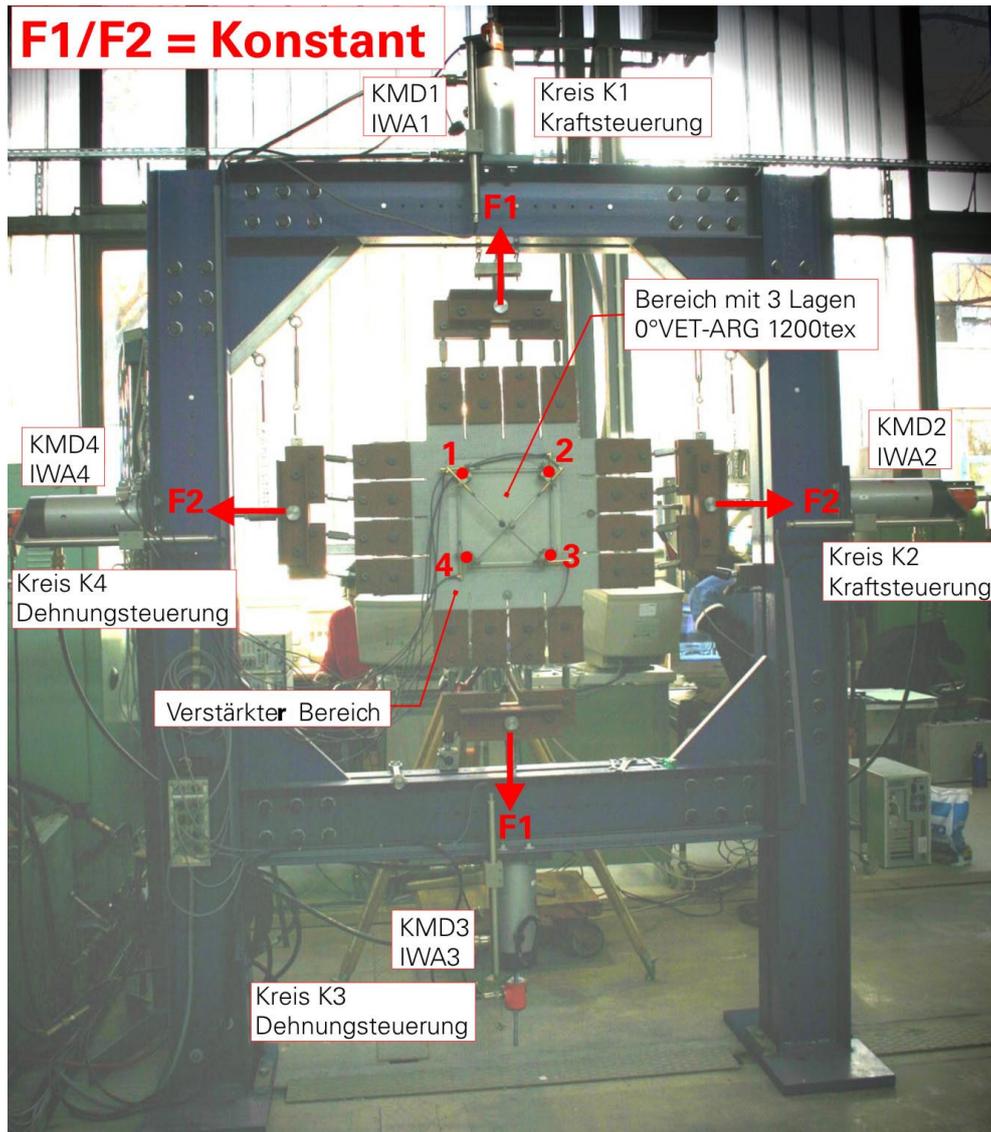


Bild 4.1-2 Zweiachbiale Zug-Zug-Versuche mit konstantem Spannungsverhältnis

Im Folgenden wird über die durchgeführten Versuchsserien und deren Ergebnisse berichtet. Die Ergebnisse werden einer Diskussion unterworfen, dabei wird auch erklärt, wie die Versuchsergebnisse ausgewertet werden.

Bei den Versuchen werden 25 kodierte Punkte als Messmarken eingesetzt. Diese sind im Raster 5 x 5 auf den Messbereich von 20 cm x 20 cm im Mittelbereich des Versuchskörpers aufgeklebt. Von diesen 25 Punkten wird eine der Messmarken als „Urpunkt“ definiert. Der „Urpunkt“ ist der Ursprung eines lokalen Koordinatensystems und hat deshalb eine bestimmte Koordinate im globalen Koordinatensystem, alle anderen Messmarken werden auf diesen Ursprung bezogen.

Das globale Koordinatensystem wird wie folgt definiert: Die vertikale Richtung, von unten nach oben, wird als y-Achse (bzw. F1-Richtung) bezeichnet; die horizontale Richtung, von links nach rechts, wird als x-Achse (bzw. F2-Richtung) bezeichnet. Die horizontale Richtung, die senkrecht zur Probenebene steht, von der Probenebene zur Fotokamera hin, wird als z-Achse bezeichnet.

Zum Zeitpunkt $t = 0$ bzw. beim Lastschritt 1, also bei einer noch nicht belasteten Probe, wird die Z-Koordinate des Ursprungs gleich Null ($Z_{t0(u)} = 0$) gesetzt. Der Abstand zwischen Ursprung und der Kamerastativ-Achse ist also der Wert, an dem sich im Globalsystem der Ursprung befindet. Die Messmarke i hat dann die Z-Koordinate $Z_{t0(i)}$, die als Abstandsreferenz zum Ursprung berechnet ist.

$$Z_{t0(i)} = |A_{t0,(u)}| - |A_{t0,(i)}| \quad (\text{Gl. 4.1-1})$$

Dabei sind $A_{t0(u)}$ und $A_{t0(i)}$ die Abstände zwischen Ursprung und Kamerastativ-Achse sowie zwischen dem Punkt i und der Kamerastativ-Achse jeweils zum Zeitpunkt $t = 0$.

Bei dem Lastschritt n (Zeitpunkt t [s]) werden die Koordinaten vom Ursprung entsprechend gerechnet:

$$Z_{t(u)} = |A_{t,(u)}| - |A_{t,(u)}| \quad (\text{Gl. 4.1-2})$$

$$Z_{t(i)} = |A_{t,(u)}| - |A_{t,(i)}| \quad (\text{Gl. 4.1-3})$$

Für die 25 Punkte, die auf den Messbereich aufgeklebt sind, werden die Z-Koordinaten als Ebene über dem Messbereich dargestellt, siehe Bild 4.1-3.

Alle Messmarken werden nummeriert, im Raster 5×5 verteilt und auf dem Messbereich $200 \text{ mm} \times 200 \text{ mm}$ in der Mitte der Probe angeordnet. Der Punkt Nr. 22, der Mittelpunkt, wird als Ursprung definiert. Betrachtet man diese Ebenen am Anfang des Versuchs, also wenn die Probe noch nicht belastet ist, ist diese Z-Koordinatenebene im Messbereich ziemlich eben (ohne Krümmung). Mit fortschreitender Laststeigerung wird die Probe in z-Richtung verbogen, die Z-Koordinatenebene verformt sich stark, siehe Bild 4.1-3.

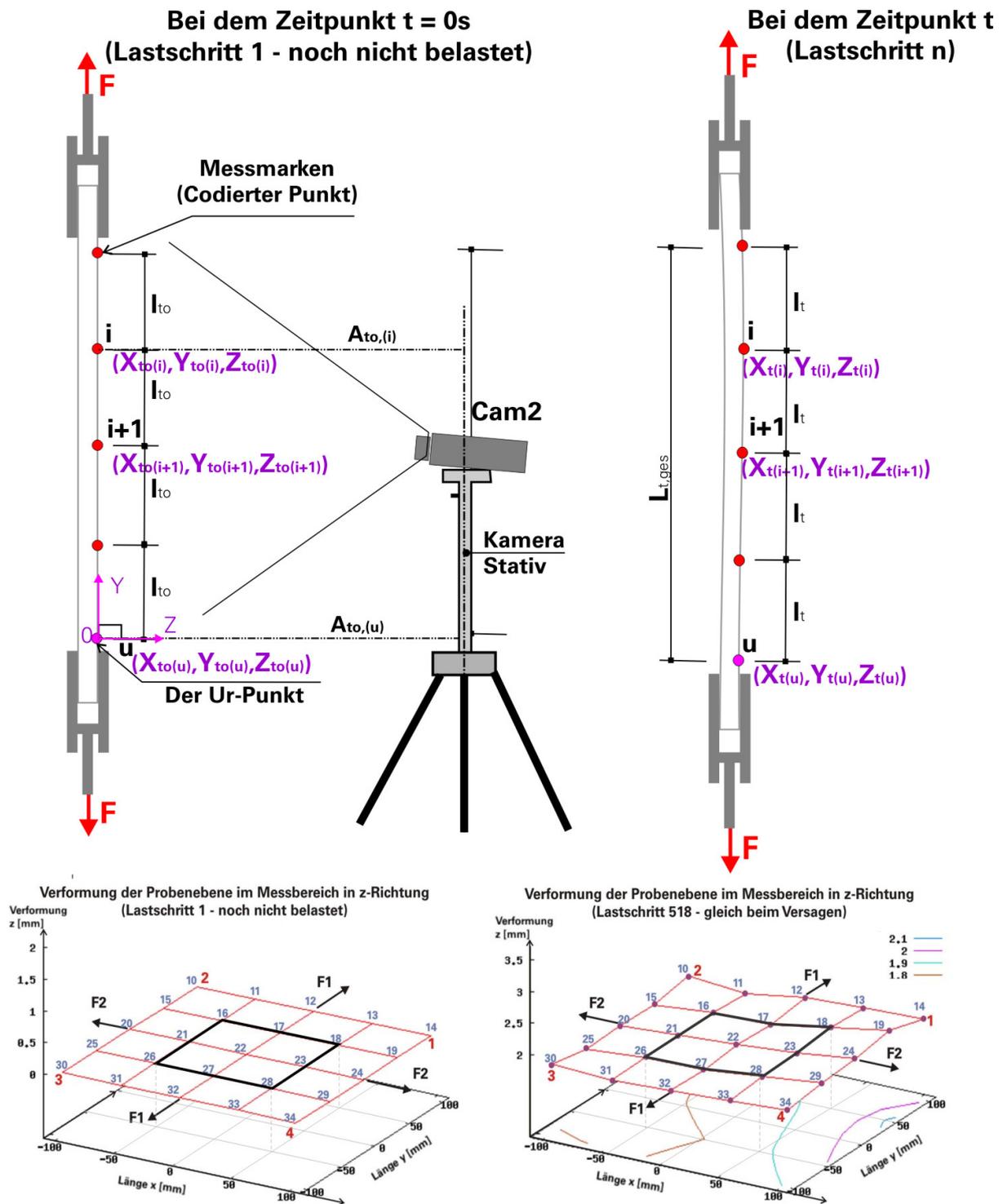


Bild 4.1-3 Prinzip, wie die Verformung der Probenebene im Messbereich aus den Messdaten der Photogrammetrie ermittelt wird

Mit denselben Messmarken-Koordinaten werden die Dehnungsverteilungen auf dem Messbereich ausgewertet, indem die polygonale Dehnung ausgerechnet wird. Das Prinzip, wie die Dehnung im Polygonauszug ausgerechnet wird, wird im Folgenden erläutert.

Von den fñnf Messmarken einer Reihe werden die Koordinaten von jedem Punkt bei jedem Lastschritt (Zeitpunkt) mittels der Photogrammetrie gemessen. Die globalen Koordinaten enthalten drei Elemente (x, y, z). Zuerst wird die ursprñngliche Länge (Abstand) $L_{to,(i)}$ zwischen zwei Punkten, z. B. „i-1“ und „i+1“ beim Lastschritt 1, also bei noch nicht belasteter Probe, bestimmt. Der übersprungene Punkt „i“ stellt die Mitte dieser Strecke dar und dient später als Ort, an dem die Dehnung der eben berechneten Strecke aufgetragen wird. Der Abstand wird wie folgt berechnet:

$$L_{to,(i)} = \sqrt{(X_{to,(i-1)} - X_{to,(i+1)})^2 + (Y_{to,(i-1)} - Y_{to,(i+1)})^2 + (Z_{to,(i-1)} - Z_{to,(i+1)})^2}. \quad (GL\ 4.1-4)$$

Die Länge (Abstand) $L_{t,(i)}$ zwischen zwei dieser Punkte beim Lastschritt n (Zeitpunkt t) der belasten Probe ergibt sich dann zu:

$$L_{t,(i)} = \sqrt{(X_{t,(i-1)} - X_{t,(i+1)})^2 + (Y_{t,(i-1)} - Y_{t,(i+1)})^2 + (Z_{t,(i-1)} - Z_{t,(i+1)})^2}. \quad (GL\ 4.1-5)$$

Die Dehnung ist entsprechend beim Lastschritt n (Zeitpunkt t):

$$\varepsilon_{t,(i)} [\%] = \frac{(L_{t,(i)} - L_{to,(i)})}{L_{to,(i)}} \times 1000. \quad (GL\ 4.1-6)$$

Ähnlich wird die Dehnung zwischen zwei Punkten „i-2“ und „i“ oder zwischen „i“ und „i+2“, also mit einer Messbasis iber zwei Punktabstände hinweg, ausgerechnet. Dadurch werden Dehnungen $\varepsilon_{t,(i-1)}$; $\varepsilon_{t,(i)}$; $\varepsilon_{t,(i+1)}$ als Polygon-Dehnung aus fñnf Punkten gerechnet. Diese Dehnungswerte werden fñr die entsprechenden drei Mittelpunkte der sich iberlappenden drei Messbasen eingetragen (siehe Bild 4.1-4). Im Messbereich wird die Dehnungsverteilung aus Polygondehnung als 3D-Diagramm dargestellt, wobei die Achse „Länge x [mm]“ die lokale x-Koordinate des eingetragenen Messpunktes in horizontaler Richtung darstellt. Während die Achse „Länge y [mm]“ die lokale y-Koordinate des eingetragenen Messpunktes in vertikaler Richtung wiedergibt.

Bild 4.1-4 zeigt somit die Dehnungsverteilung zu einem bestimmten Zeitpunkt.

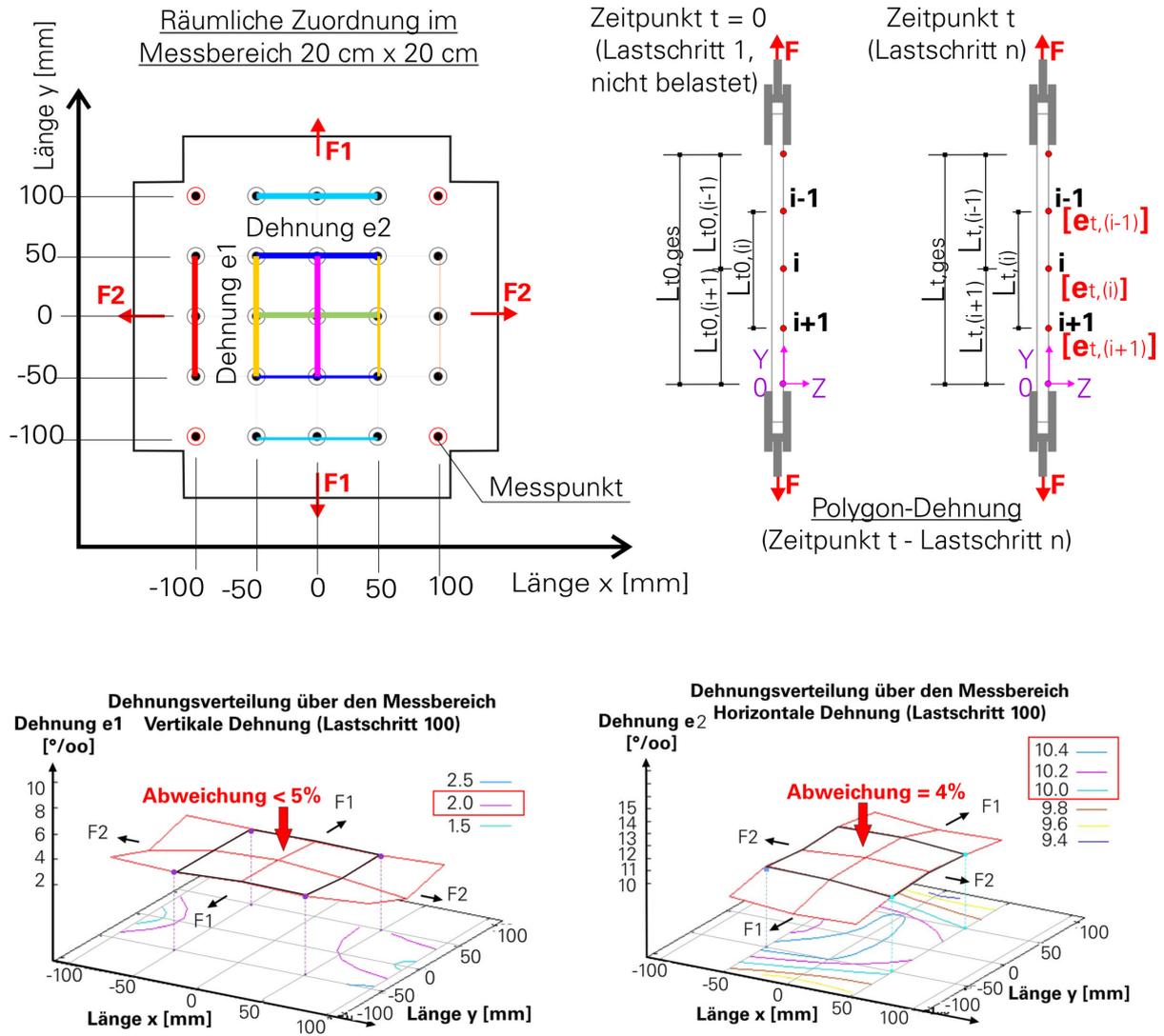


Bild 4.1-4 Prinzip, wie die Dehnungsverteilung über den Messbereich ermittelt und dargestellt wird – z. B. Versuch B1-384 Lastschritt 100

Um ein zweiachiales Spannungs-Dehnungs-Linien-Diagramm zu erstellen, wird wie folgt vorgegangen (siehe Bild 4.1-5):

- Die mittlere Spannung in horizontaler Richtung (σ_2 [N/mm²]) wird in der y-Achse des Diagramms eingetragen.

$$\sigma_2 \left[\frac{\text{N}}{\text{mm}^2} \right] = \frac{F_2 \text{ [N]}}{A_c \text{ [mm}^2\text{]}} = \frac{F_2 \text{ [N]}}{400 \times 8 \text{ [mm}^2\text{]}}. \quad (\text{GL 4.1-7})$$

- In der x-Achse des Diagramms werden die horizontalen Dehnungen ε_2 [%] eingetragen. Diese Dehnungen werden als Linien mit blauen und grünen Farbtönen dargestellt. Die vertikalen Dehnungen ε_1 [%], ebenfalls in verschiedenen Positionen über dem Messbereich als Mittelwerte ermittelt, werden auch in die x-Achse desselben Diagramms eingetragen. Die Linien dafür werden als Linien mit rötlichen und gelblichen Farbtönen dargestellt.
- Im Diagramm wird weiterhin die einaxiale Spannungs-Dehnungs-Linie aus den Zugstabproben zu Vergleichszwecken ($B \times L \times t = 3 \text{ cm} \times 40 \text{ cm} \times 8 \text{ mm}$) mit eingetragen.
- Das kleine Bild im Diagramm zeigt die Faserrichtung der Bewehrung und die Belastungsrichtungen. Es zeigt weiterhin die Bereiche und Messbasen der dargestellten Dehnungslinien.
- Zu beachten ist hierbei, dass die Dehnung ε_1 über der Spannung σ_2 aufgetragen ist und somit eine entsprechend verzerrte Spannungs-Dehnungs-Linie entsteht. Die Darstellung erlaubt es aber, die beiden Richtungen direkt in Bezug zu setzen.

Im Folgenden werden alle durchgeführten Zug-Zug-Versuche in der beschriebenen Form dokumentiert und deren Auswertungen dargestellt. Der Probekörper jedes Versuchs wurde im Verstärkungsbereich bzw. in der inneren Textilzulage oder in der Länge der laminierten Schicht geändert. Deshalb wird bei jeder Versuchsbeschreibung eine Skizze der dazugehörigen Bewehrungsanordnung mitgeliefert.

Bild 4.1-6 gibt eine Übersicht über die durchgeführten zweiachialen Versuche, die Belastungen und ihr Versagen.

Zweiaxiale Spannungs-Dehnungs-Linie

e1 - vertikale Dehnung bzw. Dehnung in Kettfadenrichtung
 e2 - horizontale Dehnung bzw. Dehnung in Schussfadenrichtung
 σ_2 - horizontale mittlere Spannung bzw. Spannung im Probenk6rper in x-Richtung

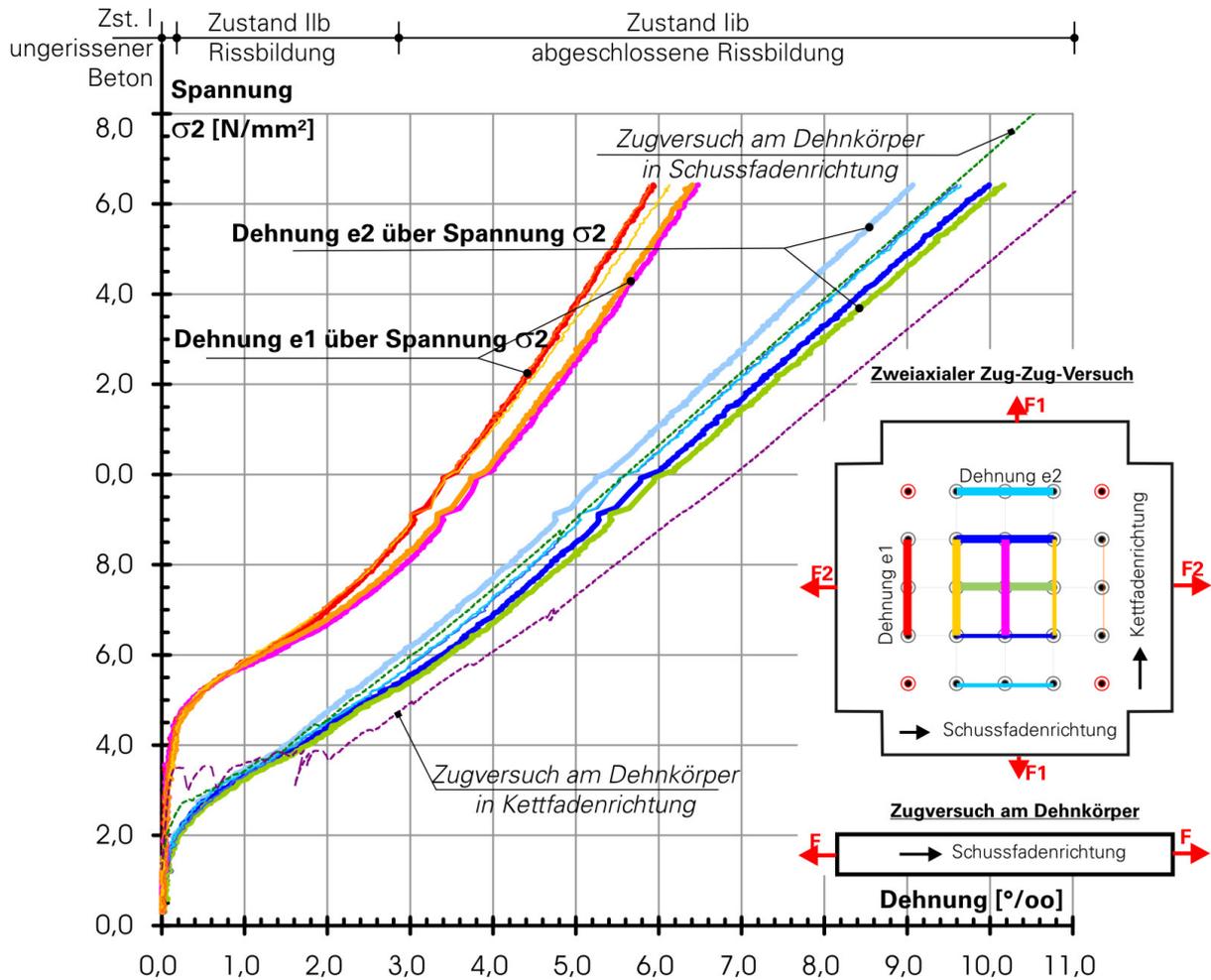
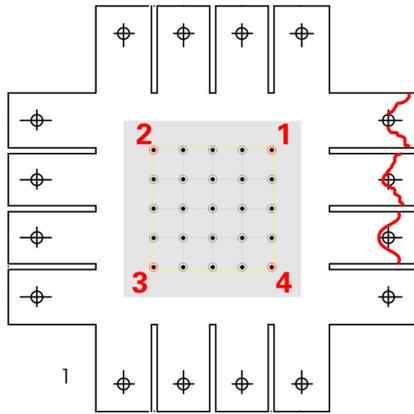
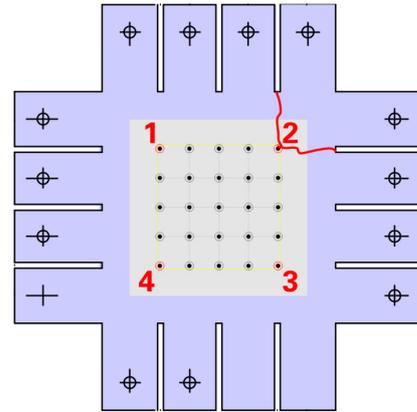


Bild 4.1-5 Typische Darstellung eines Spannungs-Dehnungs-Diagramms der zwei axialen Zug-Zug-Versuche mit konstantem Spannungsverhältnis

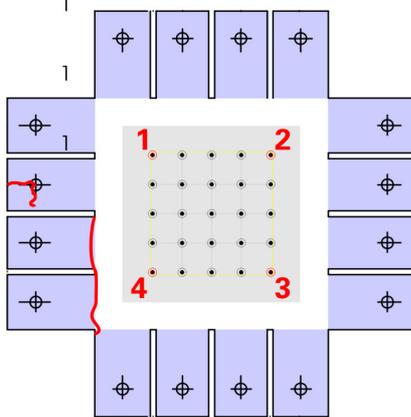
B1-380: $\sigma_1 / \sigma_2 = 0,5$



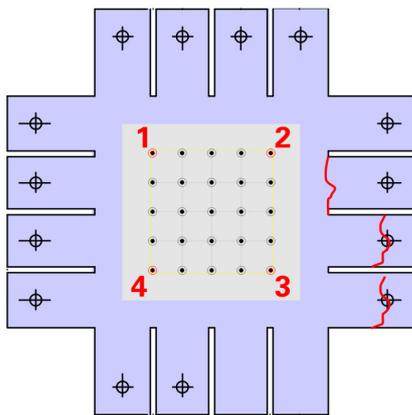
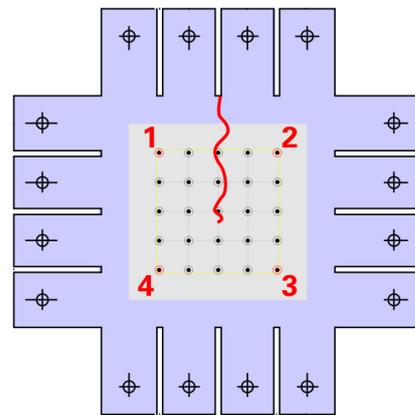
B1-382: $\sigma_1 / \sigma_2 = 1,0$



B1-381: $\sigma_1 / \sigma_2 = 0,5$



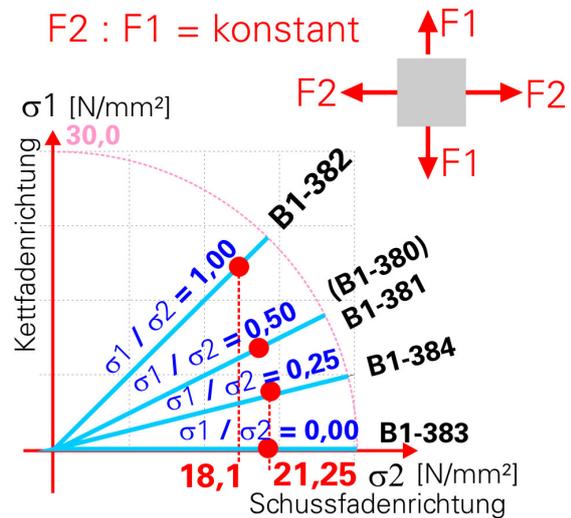
B1-384: $\sigma_1 / \sigma_2 = 0,25$



B1-383: $\sigma_1 / \sigma_2 = 0$

Testbereich
 (3 Lagen VET-ARG 1200 tex)

Auflaminierter Bereich
 (2 Lagen VET-ARG 1200 tex)



Verstärker-/Randbereich
 (3 Lagen VET-ARG 1200 tex
 + 1 Lage VET-ARG 640 tex)

Bild 4.1-6 Übersichtsskizze – Probenaufbau und Versagen der Zug-Zug-Versuche

4.2 VERSUCH B1-380 – SPANNUNGSVERHÄLTNIS $\sigma_1/\sigma_2 = 0,5$

Der detaillierte Aufbau der Versuchsprobe ist im Bild 4.2-1 dargestellt. In dem mittleren Bereich von 30 cm x 30 cm sind drei Lagen der Hauptbewehrung VET-ARG 1200tex a 7,2 mm als Bewehrung eingebaut. Die Bewehrungsscharen sind orthogonal zum Probenrand bzw. zur Belastungsrichtung eingelegt.

Im verstärkten Bereich, der von den Lasteinleitungszähnen bis ca. 50 mm in den Testbereich der Probe reicht, sind drei Lagen VET-ARG 1200 tex und eine Lage VET-ARG 640 tex a 7,2 mm als Bewehrung eingebaut.

Im Rahmen ist die Probe so eingebaut, dass die Kettfäden in horizontaler Richtung liegen.

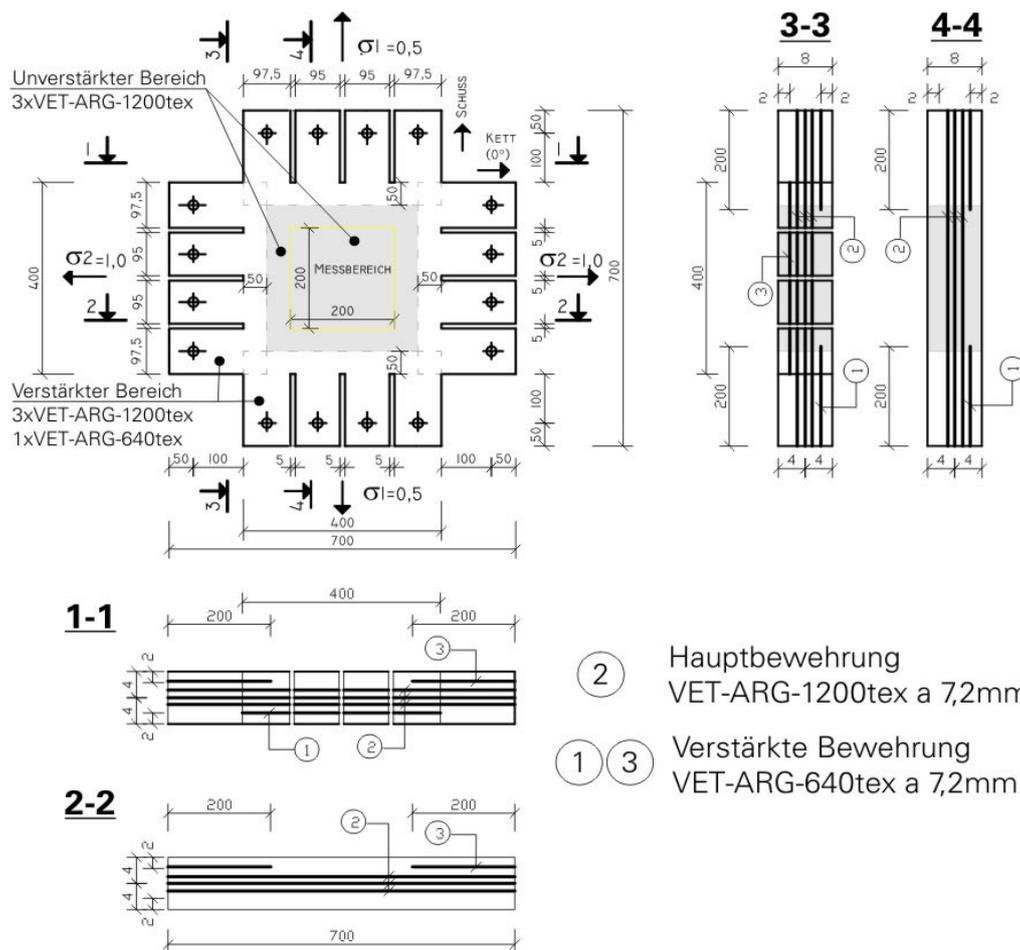


Bild 4.2-1 Abbildung der Probe B1-380 mit Bewehrungsanordnung zur Herstellung

Die Zugkräfte werden von vier separat gesteuerten Zylindern in die Probe eingeleitet. Die Steuerung erfolgt so, dass das Spannungsverhältnis konstant 1:2 beträgt.

$$\frac{\sigma_1}{\sigma_2} = 0,5 = \text{konstant bzw.}$$

$$\frac{\text{Spannung der Probe in vertikaler Richtung}}{\text{Spannung der Probe in horizontaler Richtung}} = 0,5 = \text{konstant.}$$

In der vertikalen Achse wird die Zugkraft über die Kraftmessdose KMD1 mit der Belastungsgeschwindigkeit $v = 50 \text{ N/s}$ gesteuert und die Kraft über die Kraftmessdose KMD3 gemessen. Die Positionierung erfolgt weggesteuert über den IWA3.

In der horizontalen Achse wird die Zugkraft über die Kraftmessdose KMD2 mit der Belastungsgeschwindigkeit $v = 50 \text{ N/s}$ gesteuert und die Kraft über die Kraftmessdose KMD4 gemessen. Die Positionierung erfolgt weggesteuert über den IWA4.

Zum Messen werden zehn IWA verwendet, vier sind auf der vorderen und sechs auf der hinteren Seite der Proben angeordnet. Im Messbereich von $20 \text{ cm} \times 20 \text{ cm}$ werden 25 kodierte Punkte angebracht und von zwei Kameras betrachtet.

Die Messsignale werden zu zwei MGC geschickt. Die Messfrequenz beträgt 2 Hz . Bei der Photogrammetrie wurden drei Bilder pro Sekunde aufgenommen und zur Auswertung gespeichert.

Der Versuch versagt frühzeitig bei einer Last von $F_2 = 40 \text{ kN}$ in der Horizontalen. Das Versagen tritt direkt bei drei Bohrungen der Lasteinleitungsbolzen der horizontalen oberen Lasteinleitungszähne ein (siehe o. g. Bild 4.1-6).

Zum Versuch ist Folgendes zu bemerken:

- Das Versagen passiert an den Lasteinleitungszähnen in Kettrichtung. Die einaxialen Zugversuche mit sechs Zugstäben ($B \times L \times T = 30 \times 400 \times 8 \text{ [mm]}$, siehe o. g.) zeigen, dass die Tragfähigkeit des bewehrten Betons mit VET-ARG 1200 tex a 7,2 mm in Kettrichtung niedriger ist als in Schussrichtung. Die einaxiale Bruchkraft der Kettfadenrichtung liegt ungefähr zwischen 67 kN bis 74 kN .
- Alle Bolzen an den Lasteinleitungszähnen sind mit einem Drehmoment $M = 5 \text{ Nm}$ festgezogen. Alle Bolzenbohrungen in den Beton-Einleitungszähnen haben einen größeren Durchmesser als der Bolzendurchmesser, um die Kraft ohne Anliegen an die Lochleibung, also nur durch Querdruck in den Einleitungszahn einzuleiten. Die Versagensart zeigt deutlich, dass diese nicht wegen Lochleibungsversagen brechen, sondern weil der Randabstand der Bolzen

nicht ausreichend ist, um der Abscherkraft widerstehen zu können. (Dieses Problem war zu dieser Zeit noch nicht erkannt worden).

- Der Versuchskörper hat früher versagt, als erwartet worden ist. Der Versuch musste mit dem Versagen der Lasteinleitung (Einleitungszahn) abgebrochen werden, obwohl im Messbereich noch nicht die Grenztragfähigkeit des Materials erreicht war. Bis zum Bruch sind bei dem zweiaxialen Zug-Zug-Versuch nur ca. 60 % der Tragfähigkeit erreicht worden.
- Es ist somit erforderlich, den Lasteinleitungsbereich mehr zu verstärken, so dass die Kraft vollständig und in geplanter Höhe in den Messbereich eingeleitet werden kann.
- Die Messtechnik mit IWA zeigt hier deutliche Nachteile. Bild 4.2-4 unten zeigt die „Messfehler“ der IWA, die wegen Klemmung und der etwas instabilen IWA-Befestigung entstehen. Es gibt keine Möglichkeit, die Versuchsdaten durch Referenzstrecken zu verifizieren.
- Aus dem Photogrammetrie-Datensatz kann der Polygonauszug der Dehnungsverteilung in beiden Richtungen und die Verformung der Probenoberfläche im oder über dem Messbereich (20 cm x 20 cm Probenmitte) gut dargestellt werden.

Im Folgenden sind die Versuchsergebnisse dargestellt. Im Bild 4.2-2 oben ist die Verformung der Probenoberfläche bzw. Probenebene im Messbereich 20 cm x 20 cm vor der Belastung und unten ist die Verformung derselben Fläche unmittelbar vor dem Bruch dargestellt. Wie zu sehen ist, krümmt sich die Betonscheibe unter zweiaxialer Belastung senkrecht zur Probenebene. Und hier zeigt sich deutlich die Randstörung der Probe mit Verformungssprüngen, siehe Bild 4.2-2 – unteres Teilbild.

Wie im o. g. Kapitel (siehe Kapitel 4.1) werden die Dehnungsverteilungen auf dem Messbereich ausgewertet, indem die polygonalen Dehnungen ausgerechnet werden. Die Gleichmäßigkeit der Dehnungsverteilung, über den Messbereich gesehen, zeigt sich an dem Ebenbleiben der dargestellten Dehnungsflächen im Bild 4.2-3. Ungleiche Dehnungen sind an unterschiedlichen Koordinaten optisch leicht zu erkennen. Auch hier zeigen sich die Randstörungen der Probe mit Dehnungssprüngen, siehe unteres Teilbild.

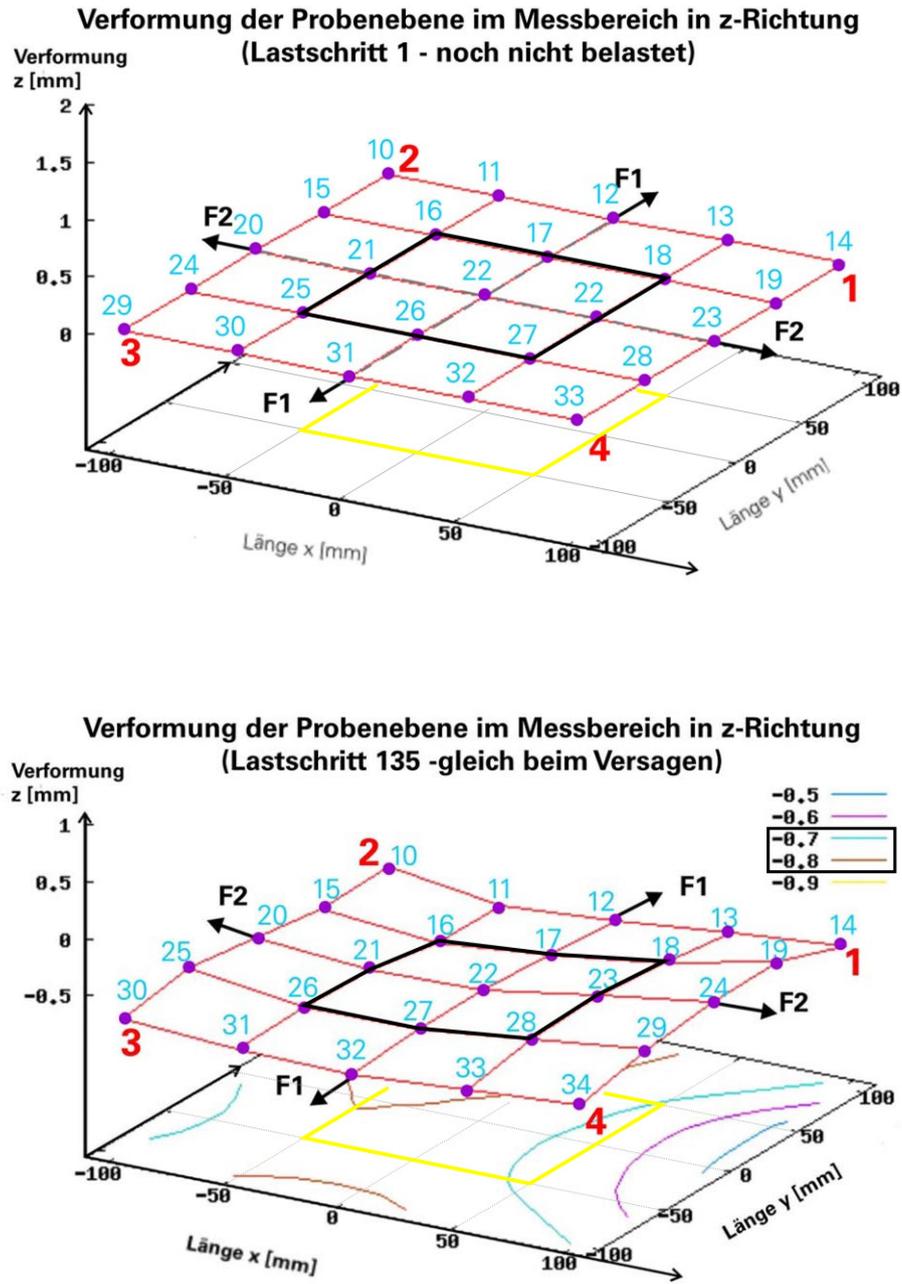


Bild 4.2-2 Versuch B1-380 – Verformung der Proben vor und beim Bruch

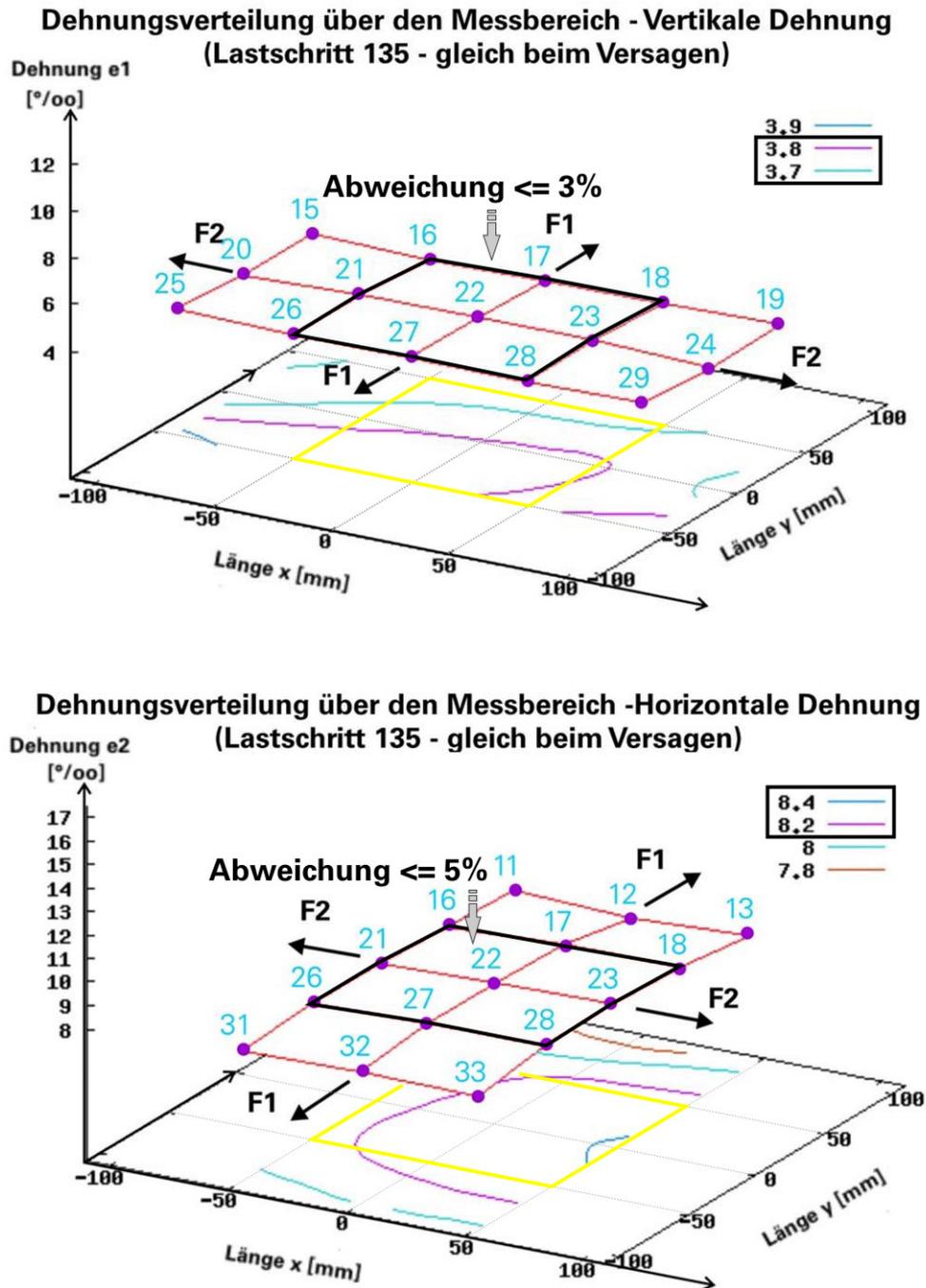


Bild 4.2-3 Versuch B1-380, Versuchsergebnisse – Dehnungsverteilung in beiden Richtungen kurz vor dem Versagen

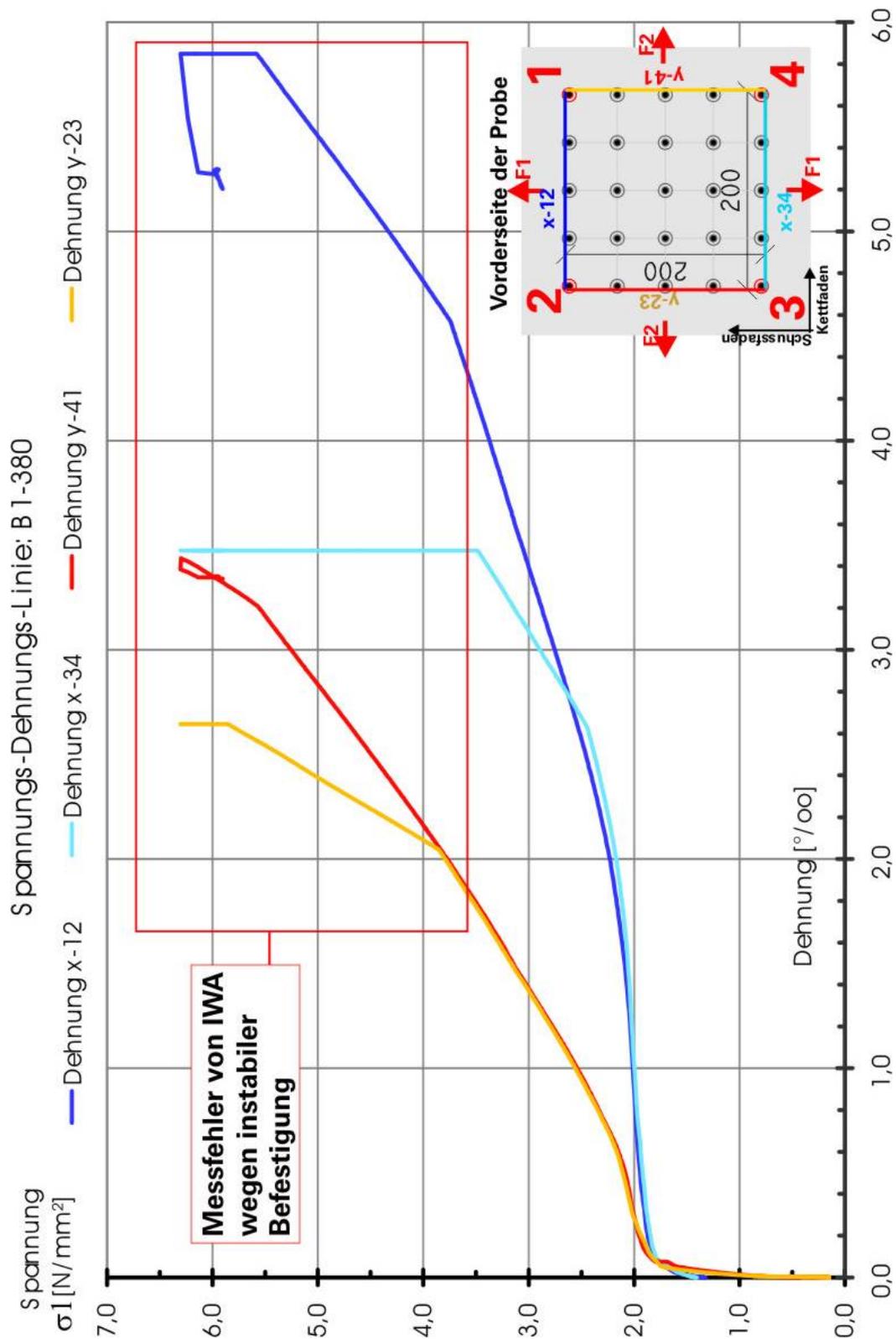


Bild 4.2-4 Versuch B1-380, zweiaxiale Spannungs-Dehnungs-Linie von textilbewehrtem Beton – Versuchsergebnisse aus IWA-Messdaten

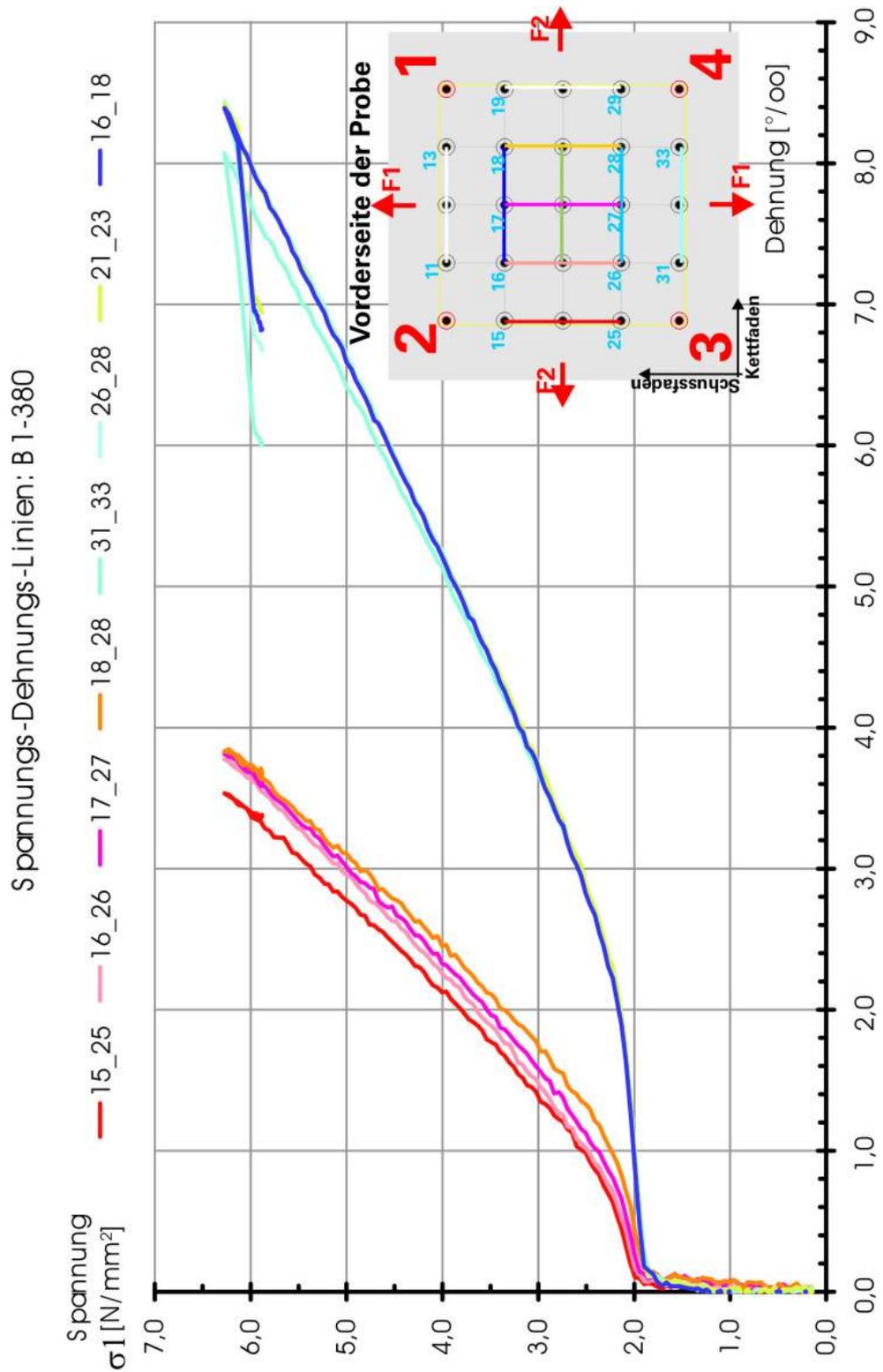


Bild 4.2-5 Versuch B1-380, zweiachbiale Spannungs-Dehnungs-Linie von textilbewehrtem Beton – Versuchsergebnisse aus Photogrammetrie

In den oben aufgeführten Darstellungen kann man die erheblichen Vorteile der Photogrammetrie gegenüber der Messung mit IWA bei der Versuchsauswertung deutlich erkennen.

- Aus den Photogrammetriedaten kann man wesentlich mehr Informationen entnehmen. Sie sind mindestens so genau wie die von IWA gemessenen Daten, wenn nicht gar genauer.
- Selbst wenn ein kodierter Punkt wegen Unschärfe oder aufgetretenem Codefehler (gleiche Kodenummer – Fehler beim Messmarken-Kleben) nicht synchronisiert wird, kann man die Messwerte von allen anderen Punkten ohne nennenswerte negative Auswirkung auf die Versuchsergebnisse weiter verwenden.

4.3 VERSUCH B1-381 – SPANNUNGSVERHÄLTNIS $\sigma_1/\sigma_2 = 0,5$

Der Aufbau der Versuchsprobe ist im Bild 4.3-1 dargestellt. In dem mittleren Bereich von 30 cm x 30 cm sind drei Lagen der Hauptbewehrung VET-ARG 1.200 tex a 7,2 mm als Bewehrung eingebaut. Die Bewehrungsscharen sind orthogonal zur Probenrand bzw. zur Belastungsrichtung eingelegt. Im verstärkten Bereich, der von den Lasteinleitungszähnen bis ca. 50 mm in den Testbereich der Probe reicht, sind drei Lagen VET-ARG 1.200 tex und eine Lage VET-ARG 640 tex a 7,2 mm als Bewehrung eingebaut. Alle o. g. Bewehrungen sind in der Platte einbetoniert. Als Verstärkungsschichten sind auf beiden Seiten der Proben jeweils eine Lage VET-ARG 640 tex a 7,2 mm auflaminert.

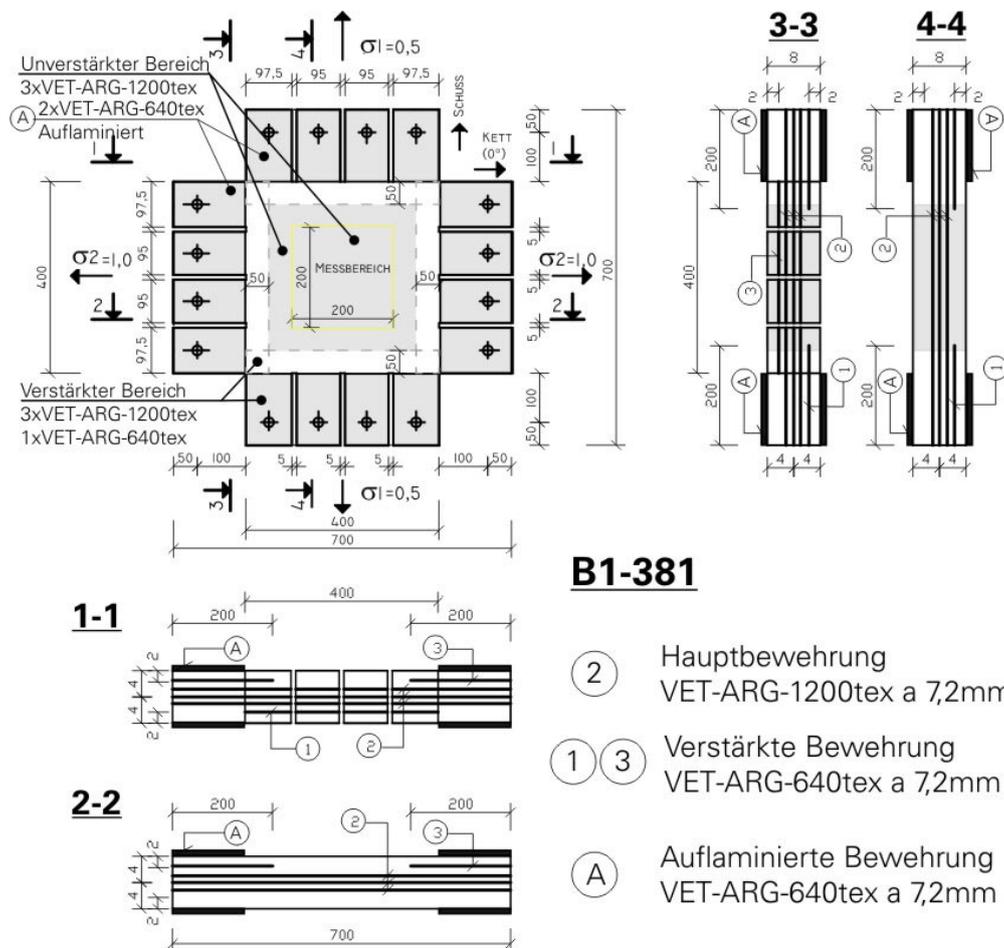


Bild 4.3-1 Abbildung der Probe B1-381 mit Bewehrungsanordnung zur Herstellung

Im Rahmen ist die Probe so eingebaut, dass die Schussfäden in horizontaler Richtung liegen.

Die Zugkräfte werden von vier separat gesteuerten Zylindern in die Probe eingeleitet. Die Steuerung erfolgt so, dass das Spannungsverhältnis konstant 1:2 beträgt.

$$\frac{\sigma_1}{\sigma_2} = 0,5 = \text{konstant bzw.}$$

$$\frac{\text{Spannung der Probe in vertikaler Richtung}}{\text{Spannung der Probe in horizontaler Richtung}} = 0,5 = \text{konstant.}$$

In der vertikalen Achse wird die Zugkraft über die Kraftmessdose KMD1 mit der Belastungsgeschwindigkeit $v = 50 \text{ N/s}$ gesteuert und die herrschende Kraft über die Kraftmessdose KMD3 gemessen. Die Positionierung erfolgt weggesteuert über den IWA3.

In der horizontalen Achse wird die Zugkraft über die Kraftmessdose KMD2 mit der Belastungsgeschwindigkeit $v = 50 \text{ N/s}$ gesteuert und die Kraft über die Kraftmessdose KMD4 gemessen. Die Positionierung erfolgt weggesteuert über den IWA4.

Zum Messen werden zehn IWA verwendet, vier sind auf der vorderen und sechs auf der hinteren Seite der Proben angeordnet. Im Messbereich von $20 \text{ cm} \times 20 \text{ cm}$ werden 25 kodierte Punkte angebracht und von zwei Kameras betrachtet (Photogrammetrie).

Die Messsignale werden zu zwei MGC geschickt. Die Messfrequenz beträgt 5 Hz . Bei der Photogrammetrie wird ein Bild pro zwei Sekunden ($1 \text{ Bild} / 2 \text{ s}$) aufgenommen und zur Auswertung gespeichert.

Die Probe versagt bei einer Last von 65 kN in der Horizontalen (KMD2). Die entsprechende Bruchspannung in Schussfadenrichtung liegt bei $20,3 \text{ N/mm}^2$. Das Versagen tritt zuerst bei der Bolzen-Bohrung des horizontalen Lasteinleitungszahns ein (siehe Bild 4.3-2). Das hauptsächliche Versagen tritt dann an der Fuge der Verstärkungsschicht ein, wo die auflaminierte Schicht endet. Dies ist im Bereich des Dritten und Vierten horizontalen Lasteinleitungszahns unten rechts.

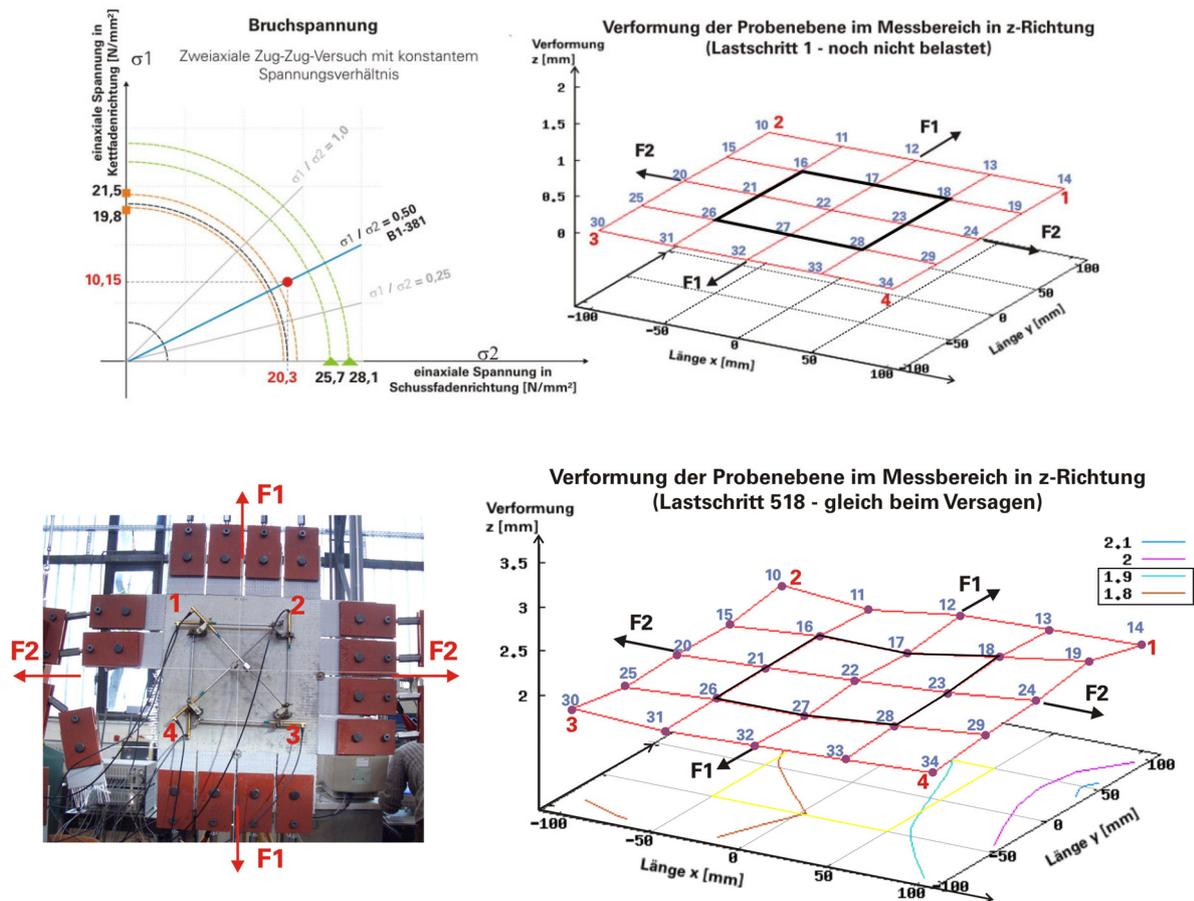


Bild 4.3-2 Versuch B1-381 – Verformung der Proben vor und beim Bruch

Im Bild 4.3-2 – oben ist die Verformung der Probenebene bzw. Probenebene im Messbereich 20 cm x 20 cm vor der Belastung und unten die Verformung derselben Fläche unmittelbar vor dem Bruch dargestellt. Wie zu sehen ist, krümmt sich die Betonscheibe unter zwei axialer Belastung senkrecht zur Probenebene. Und hier zeigt sich deutlich die Randstörung der Probe unmittelbar vor dem Bruch mit Verformungssprüngen, siehe Bild 4.3-2 – unteres Teilbild.

Zum Versuch ist Folgendes zu bemerken:

- Die einaxialen Zugversuche mit sechs Zugstäben ($B \times L \times T = 30 \times 400 \times 8$ [mm]) zeigen die Tragfähigkeit des bewehrten Betons mit drei Lagen VET-ARG 1.200 tex a 7,2 mm wie folgt:
 - o Die einaxiale Bruchspannung der Kettfadenrichtung liegt ungefähr zwischen 19,8 N/mm² bis 21,5 N/mm².
 - o Die einaxiale Bruchspannung der Schussfadenrichtung liegt ungefähr zwischen 25,7 N/mm² bis 28,1 N/mm².

- Bis zum Bruch sind bei dem zwei axialen Zug-Zug-Versuch ca. 75 % der erwarteten Tragfähigkeit erreicht worden.
- Das Versagen wird auf die Randstörungen und Dehnungsbehinderungen im Verstärkungsbereich zurückgeführt. Alle Bolzen an den Lasteinleitungszähnen sind mit einem Drehmoment $M = 5 \text{ Nm}$ festgezogen. Alle Bolzenbohrungen in den Beton-Einleitungszähnen haben einen größeren Durchmesser als der Bolzendurchmesser, um die Kraft ohne Lochleibung nur durch Querdruck in den Einleitungszahn einzuleiten. Die Versagensart zeigt deutlich, dass diese Lasteinleitungszähne nicht wegen eines Lochleibungsversagens brechen, sondern weil der verbleibende Querschnitt der Abscherkraft nicht widerstehen kann. Dieses Problem war auch im Versuch B1-381 aufgetreten.
- Das Versagen tritt wie erwartet direkt an der Linie ein, an der sich der Probenquerschnitt geändert hat. Das heißt, der Spannungsverlauf hat da einen Sprung, wo der Querschnitt einen Sprung macht bzw. wo eine Querschnittsänderung stattfindet.
- Aus dem Photogrammetrie-Datensatz kann der Polygonauszug der Dehnungsverteilung in beiden Richtungen und die Verformung der Probenoberfläche im oder über dem Messbereich (20 cm x 20 cm Probenmitte) gut dargestellt werden.

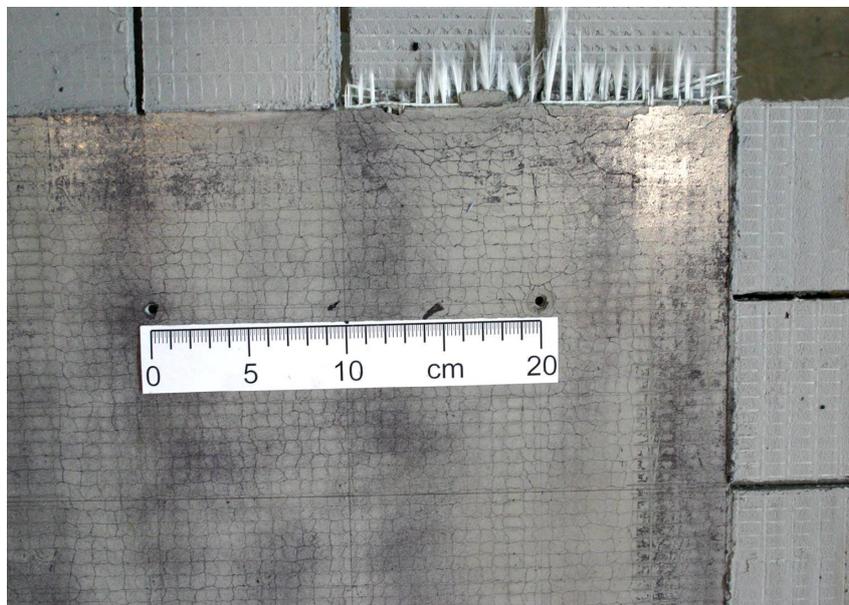


Bild 4.3-3 Versuch B1-381 – Rissbild

Im o. g. Kapitel 3.5 wird die Dehnungsverteilung über den Messbereich von 20 cm x 20 cm in der Probenmitte ausgewertet, indem die polygonalen Dehnungen ausgerechnet werden. Die Gleichmäßigkeit der Dehnungsverteilung über dem Messbereich zeigt sich an dem Ebenbleiben der Dehnungsflächen im Bild 4.3-4. Auch hier zeigen sich die Randstörungen der Probe beim Bruch mit Dehnungssprüngen, siehe unteres Teilbild.

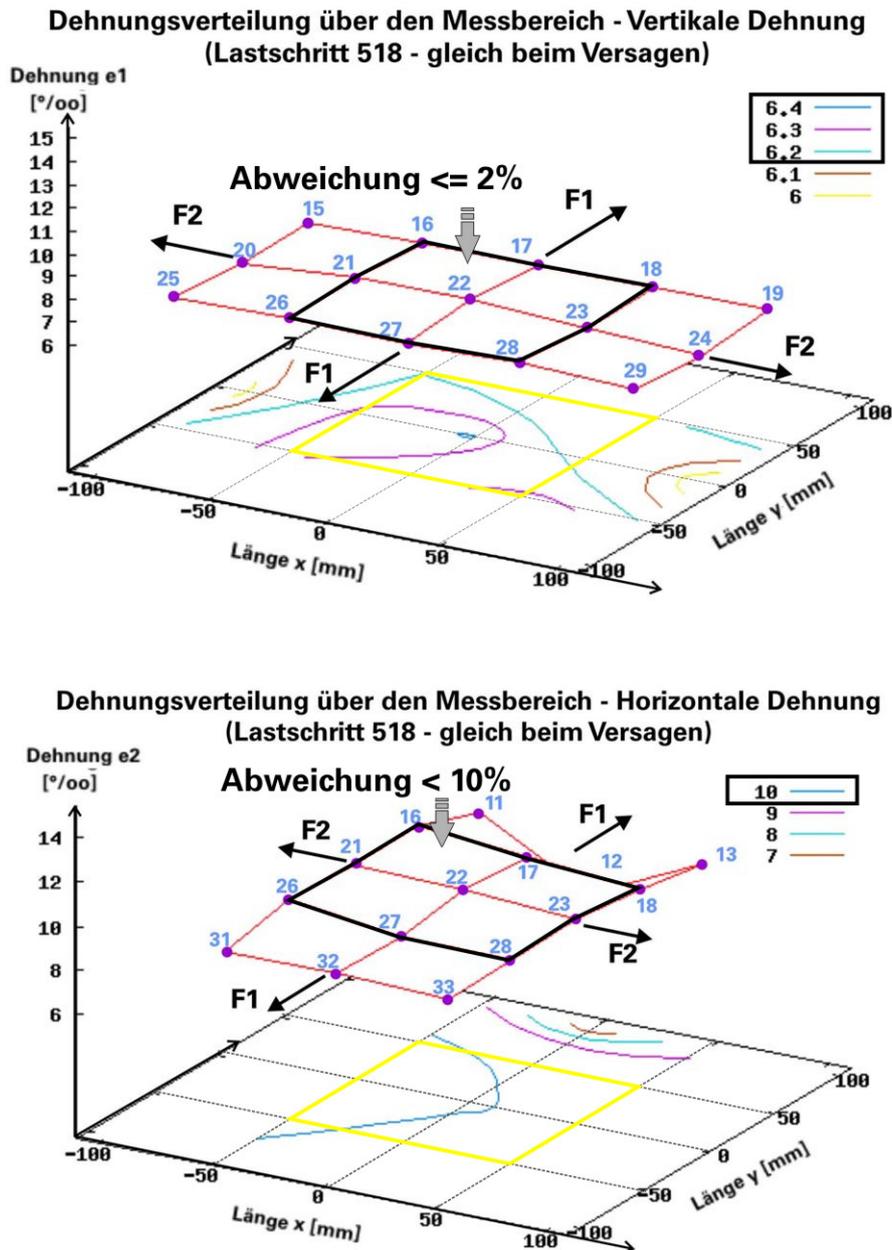


Bild 4.3-4 Versuch B1-381, Versuchsergebnisse – Dehnungsverteilung in beiden Richtungen kurz vor dem Versagen

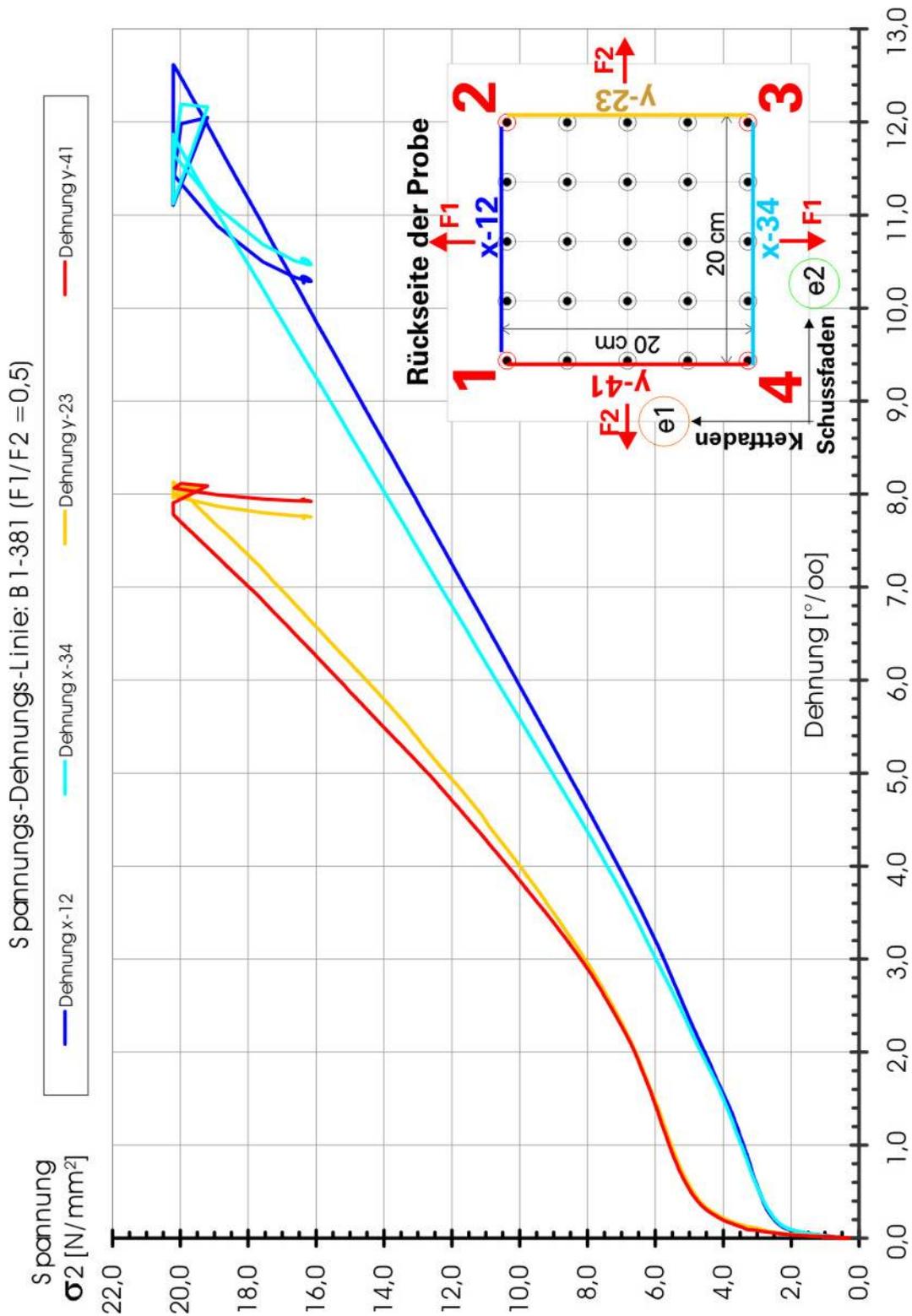


Bild 4.3-5 Versuch B1-381, zweiachiale Spannungs-Dehnungs-Linie von textilbewehrtem Beton – Versuchsergebnisse aus IWA-Messdaten

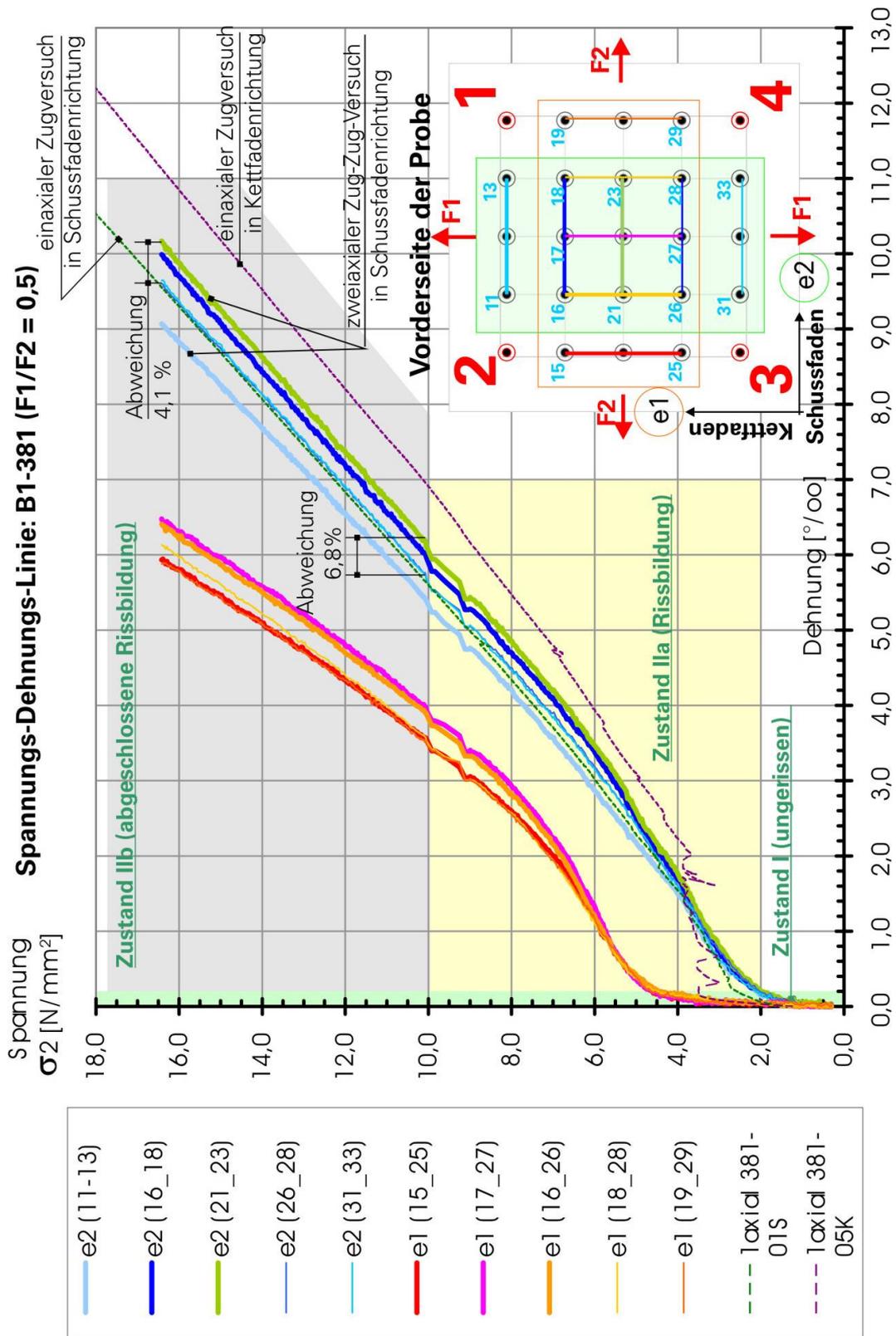


Bild 4.3-6 Versuch B1-381, zweiachiale Spannungs-Dehnungs-Linie von textilbewehrtem Beton – Versuchsergebnisse aus Photogrammetrie

4.4 VERSUCH B1-382 – SPANNUNGSVERHÄLTNIS $\sigma_1/\sigma_2 = 1,0$

Der Aufbau der Versuchsprobe ist im Bild 4.4-1 dargestellt. In dem mittleren Bereich von 30 cm x 30 cm sind drei Lagen der Hauptbewehrung VET-ARG 1.200 tex a 7,2 mm als Bewehrung eingebaut. Die Bewehrungsscharen sind orthogonal zur Probenrand bzw. zur Belastungsrichtung eingelegt. Im verstärkten Bereich, der von den Lasteinleitungszähnen bis ca. 50 mm in den Testbereich der Probe reicht, sind drei Lagen VET-ARG 1.200 tex und eine Lage VET-ARG 640 tex a 7,2 mm als Bewehrung eingebaut. Alle o. g. Bewehrungen sind in der Platte einbetoniert.

Als Verstärkungsschichten sind auf beiden Seiten der Proben jeweils eine Lage von VET-ARG 1.200 tex a 7,2 mm über dem Bereich, der von den Lasteinleitungszähnen bis ca. 50 mm in den Testbereich der Probe reicht, auf laminiert.

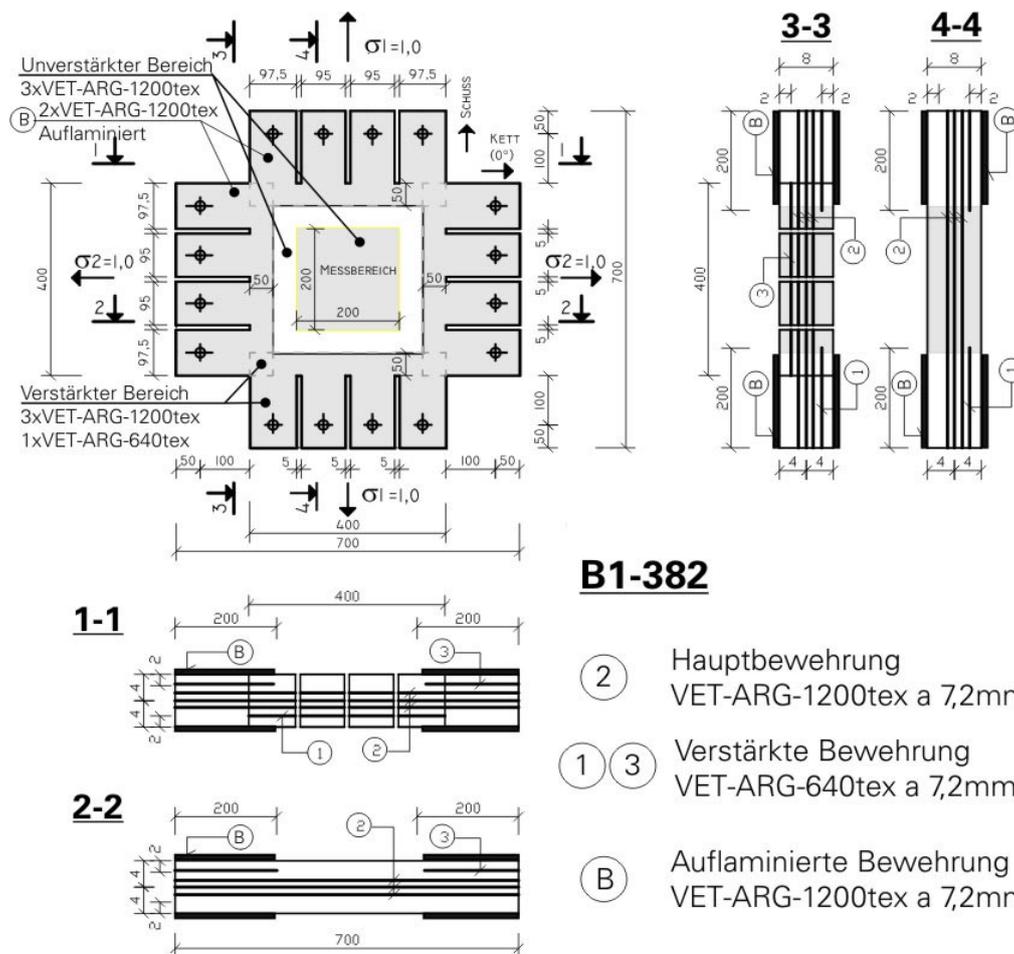


Bild 4.4-1 Abbildung der Probe B1-382 mit Bewehrungsanordnung zur Herstellung

Im Rahmen ist die Probe so eingebaut, dass die Schussfäden in horizontaler Richtung liegen.

Die Zugkräfte werden von vier separat gesteuerten Zylindern in die Probe eingeleitet. Die Steuerung erfolgt so, dass das Spannungsverhältnis konstant 1:1 beträgt.

$$\frac{\sigma_1}{\sigma_2} = 1,0 = \text{konstant bzw.}$$

$$\frac{\text{Spannung der Probe in vertikaler Richtung}}{\text{Spannung der Probe in horizontaler Richtung}} = 1,0 = \text{konstant.}$$

In der vertikalen Achse wird die Zugkraft über die Kraftmessdose KMD1 mit der Belastungsgeschwindigkeit $v = 100 \text{ N/s}$ gesteuert und die Kraft über die Kraftmessdose KMD3 gemessen. Die Positionierung erfolgt weggesteuert über den IWA3.

In der horizontalen Achse wird die Zugkraft über die Kraftmessdose KMD2 mit der Belastungsgeschwindigkeit $v = 100 \text{ N/s}$ gesteuert und die Kraft über die Kraftmessdose KMD4 gemessen. Die Positionierung erfolgt weggesteuert über den IWA4.

Zum Messen werden zehn IWA's verwendet, vier sind auf der vorderen und sechs auf der hinteren Seite der Proben angeordnet. Im Messbereich von $20 \text{ cm} \times 20 \text{ cm}$ werden 25 kodierte Punkte angebracht und von zwei Kameras betrachtet – Photogrammetrie (siehe Bild).

Die Messsignale werden zu zwei MGC geschickt. Die Messfrequenz beträgt 5 Hz. Bei der Photogrammetrie wird ein Bild je zwei Sekunden (1 Bild/ 2 s) aufgenommen und zur Auswertung gespeichert.

Die Probe versagt bei einer Last von 58 kN in der horizontalen Richtung (KMD2). Die Bruchspannung in Schussfadenrichtung entspricht in dem Fall $18,1 \text{ N/mm}^2$. Das Versagen beginnt an der Ecke oben links, Ausgangspunkt ist die Bohrung der IWA-Halterung (Punkt 2).

Leider ist kurz vor dem Versagen der Probe die Photogrammetrie wegen Speicherplatzproblemen ausgefallen. Somit liegen keine Photogrammetrie-Messungen vom Versagen vor, sondern nur die von den IWA-Messungen.

Zum Versuch ist Folgendes zu bemerken:

- Die einaxialen Zugversuche mit 6 Zugstäben ($B \times L \times T = 30 \times 400 \times 8 \text{ mm}$) zeigen die Tragfähigkeit des textildbewehrten Betons. Dieser ist mit drei Lagen VET-ARG 1.200 tex a 7,2 mm bewehrt:
 - o Die einaxiale Bruchspannung der Kettfadenrichtung liegt ungefähr zwischen $21,1 \text{ N/mm}^2$ bis $21,8 \text{ N/mm}^2$.

- Die einaxiale Bruchspannung der Schussfadenrichtung liegt ungefähr zwischen 27,2 N/mm² bis 31,6 N/mm².
- Bis zum Bruch sind bei dem zwei axialen Zug-Zug-Versuch ca. 60,86 % der Tragfähigkeit des Materials erreicht worden.
- Das Versagen wird auf die Randstörungen und Dehnungsbehinderungen im Verstärkungsbereich zurückgeführt. Alle Bolzen an den Lasteinleitungszähnen sind mit einem Drehmoment $M = 50 \text{ Nm}$ festgezogen. Alle Bolzenbohrungen in den Beton-Einleitungszähnen haben einen größeren Durchmesser als der Bolzendurchmesser, um die Kraft ohne Lochleibung, also nur durch Querdruck, in den Einleitungszahn einzuleiten. Die Versagensart zeigte deutlich, dass diese nicht wegen Lochleibungsversagen brechen, sondern weil der Randabstand der Bolzen nicht ausreichend ist, um der Abscherkraft widerstehen zu können (Auf das Problem konnte zu diesem Zeitpunkt noch nicht reagiert werden, da die Proben schon hergestellt waren.).
- Das Versagen geht von der oberen Ecke aus. An der Stelle, an der sich die Fortsetzungen der ersten Sägeschnittlinien kreuzen, ist die Bohrung für die IWA-Halterung gelegen und an dieser Stelle ist der Querschnitt eben durch diese Bohrung geschwächt. Im mittleren Bereich des Prüfkörpers herrscht ein homogener Spannungszustand, bei dem die angreifenden Spannungen senkrecht aufeinander stehen. Das Versagen tritt an der oberen Ecke am Rand dieses Bereichs auf.
- Im Folgenden sind die Versuchsergebnisse dargestellt.

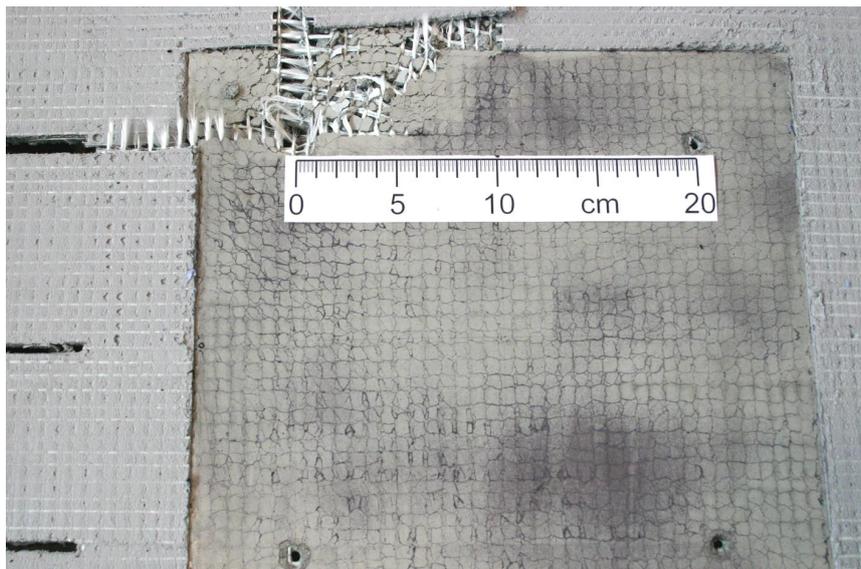


Bild 4.4-2 Versuch B1-382 – Rissbild

Im Bild 4.4-3 oben ist die Verformung der Probenoberfläche bzw. Probenebene im Messbereich 20 cm x 20 cm vor der Belastung und unten die Verformung derselben Fläche unmittelbar vor dem Bruch dargestellt. Wie zu sehen ist, krümmt sich die Betonscheibe unter zweiaxialer Belastung senkrecht zur Probenebene. Und hier zeigt sich deutlich die entsprechende Randstörung der Probe unmittelbar vor dem Bruch mit Verformungssprüngen, siehe unteres Teilbild.

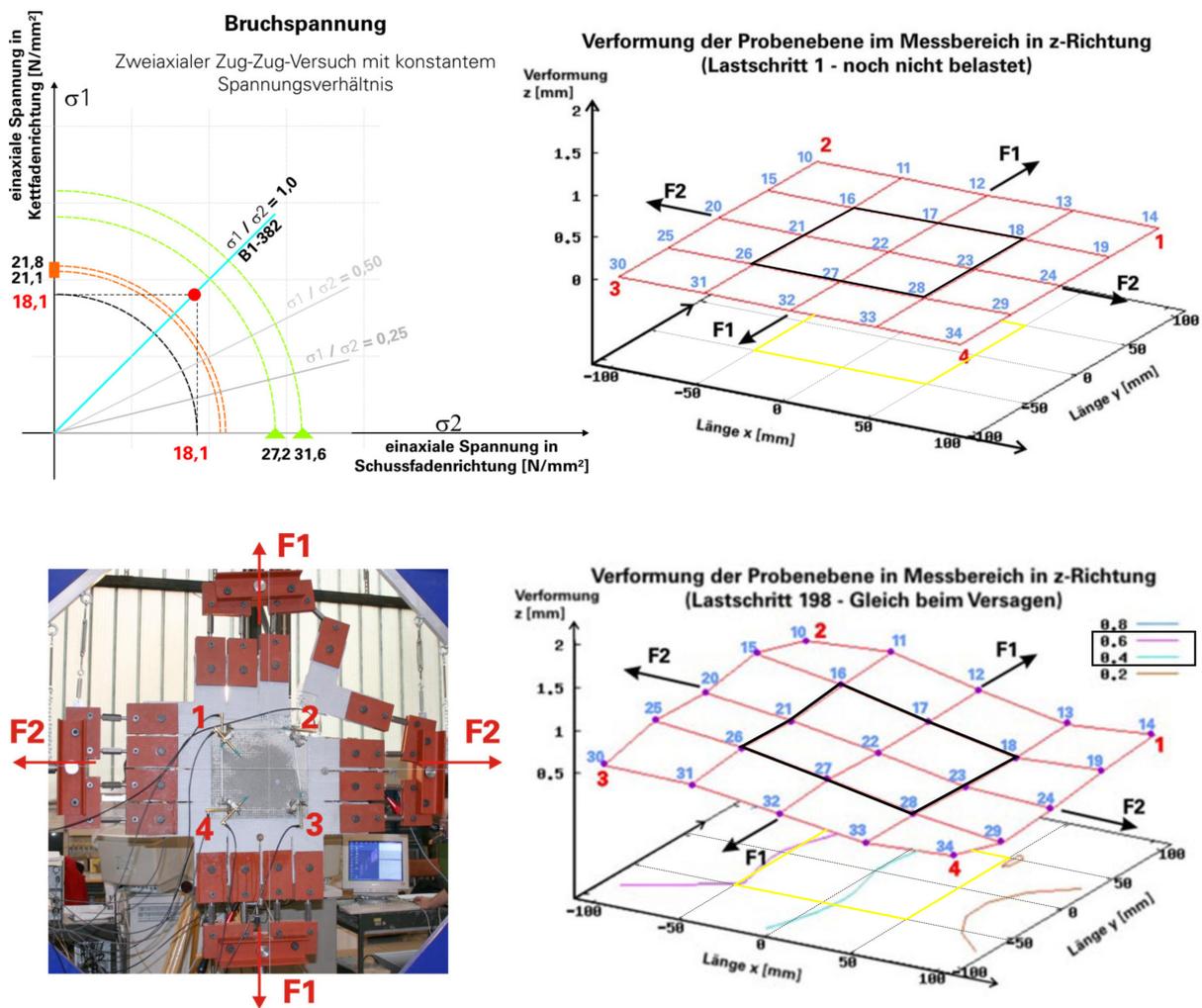


Bild 4.4-3 Versuch B1-382 – Verformung der Proben vor und beim Bruch

Wie im o. g. Kapitel (siehe Kapitel 3.5) wird die Dehnungsverteilung auf dem Messbereich ausgewertet, in dem die polygonalen Dehnungen ausgerechnet werden. Die Gleichmäßigkeit der Dehnungsverteilung über den Messbereich zeigt sich an dem Ebenbleiben der Dehnungsflächen im Bild 4.4-4.

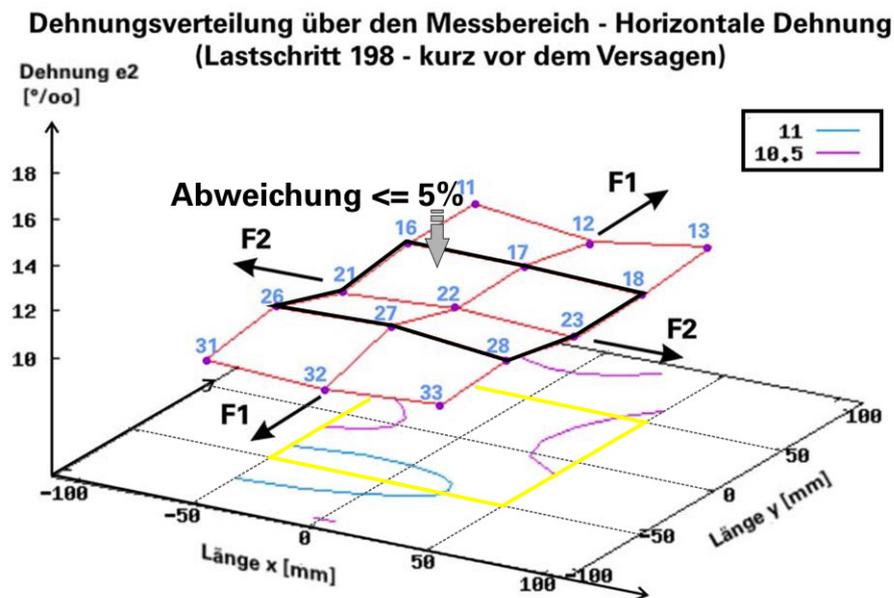
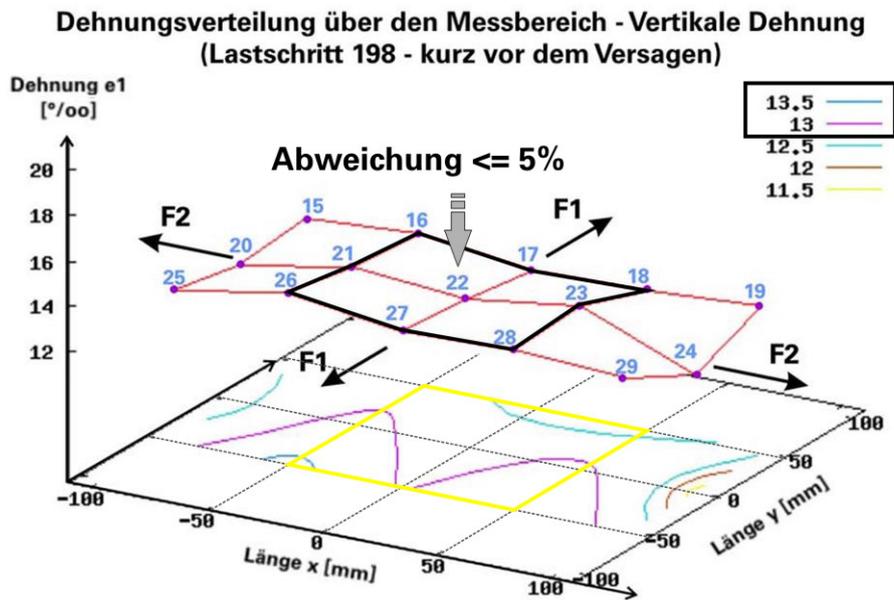


Bild 4.4-4 Versuch B1-382, Versuchsergebnisse – Dehnungsverteilung in beiden Richtungen kurz vor dem Versagen

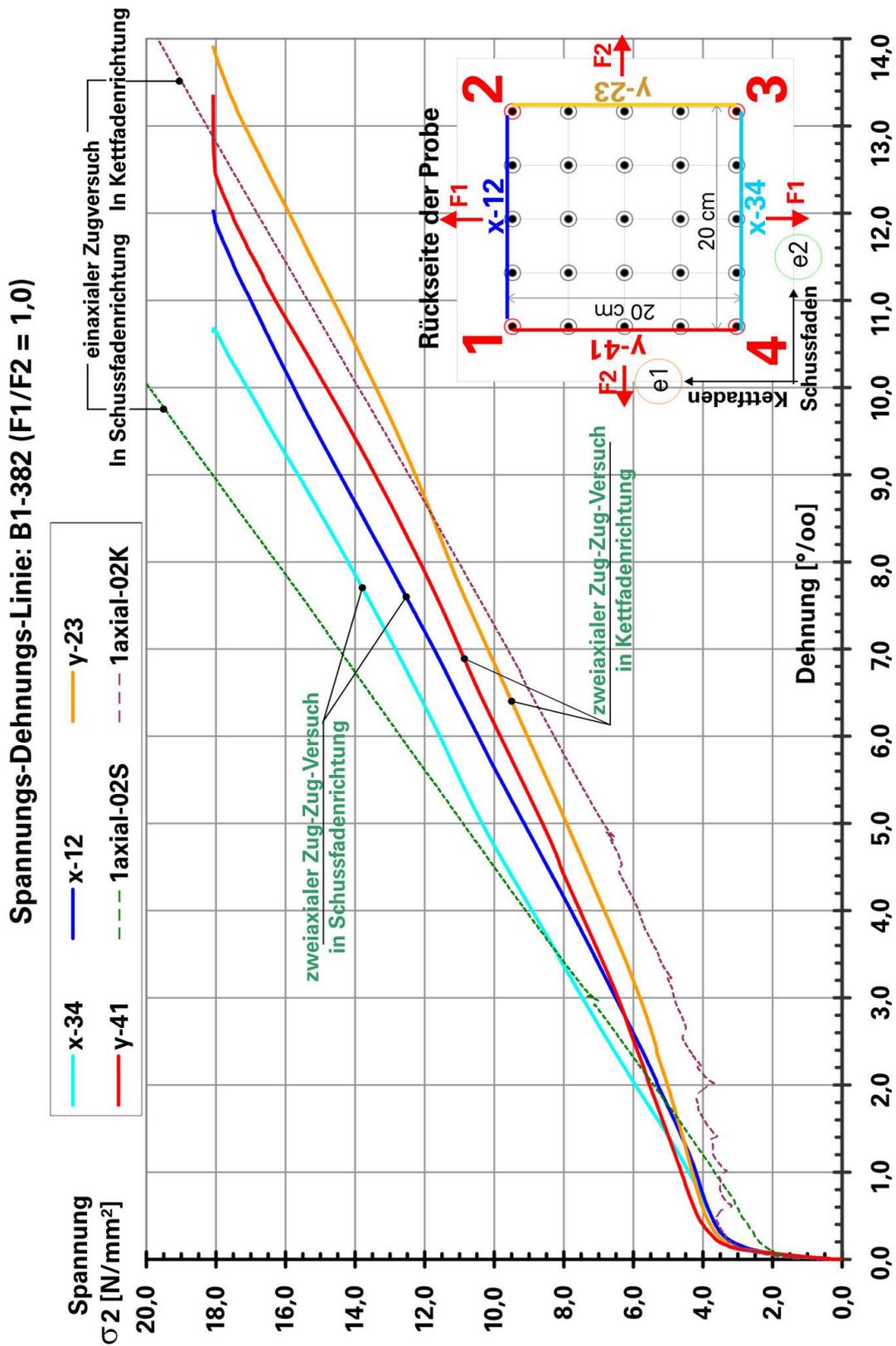


Bild 4.4-5 Versuch B1-382, zweiaxiale Spannungs-Dehnungs-Linie von textilbewehrtem Beton – Versuchsergebnisse aus IWA-Messdaten

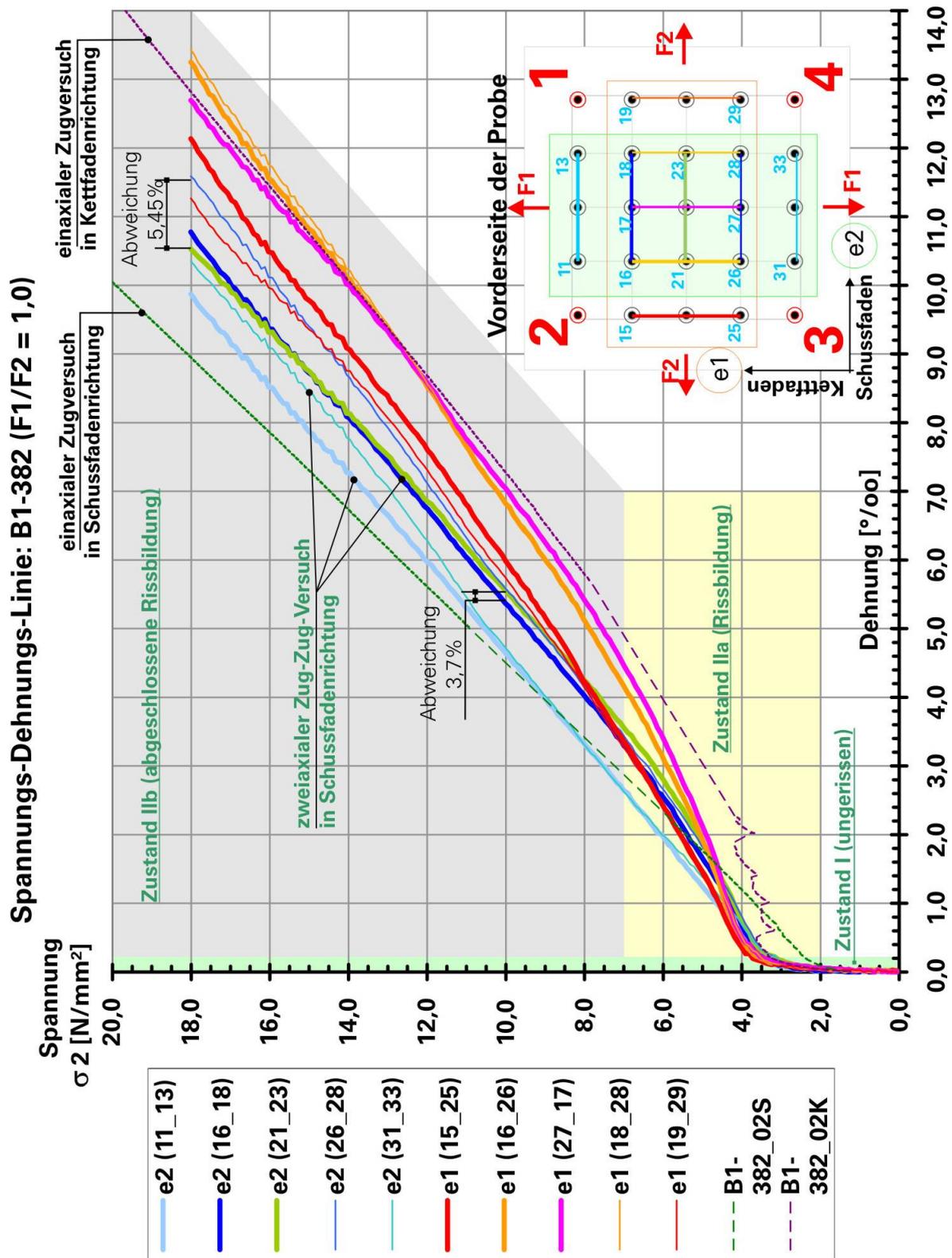


Bild 4.4-6 Versuch B1-382, zweiaxiale Spannungs-Dehnungs-Linie von textilbewehrtem Beton – Versuchsergebnisse aus Photogrammetrie

4.5 VERSUCH B1-383 – SPANNUNGSVERHÄLTNIS $\sigma_1/\sigma_2 = 0$

Der Aufbau der Versuchsprobe ist im Bild 4.5-1 dargestellt. In dem mittleren Bereich von 30 cm x 30 cm sind drei Lagen der Hauptbewehrung VET-ARG 1.200 tex a 7,2 mm als Bewehrung eingebaut. Die Bewehrungsscharen sind orthogonal zur Probenrand bzw. zur Belastungsrichtung eingelegt. Im verstärkten Bereich, von den Lasteinleitungszähnen ca. 50 mm in den Testbereich der Probe reichend, sind drei Lagen VET-ARG 1.200 tex und eine Lage VET-ARG 640 tex a 7,2 mm als Bewehrung eingebaut. Alle o. g. Bewehrungen sind in der Platte einbetoniert.

Als Verstärkungsschichten sind auf beiden Seiten der Proben jeweils eine Lage von VET-ARG 640 tex a 7,2 mm, von den Lasteinleitungszähnen ca. 50 mm in den Testbereich der Probe reichend, auflaminiert (siehe Bild 4.5-1).

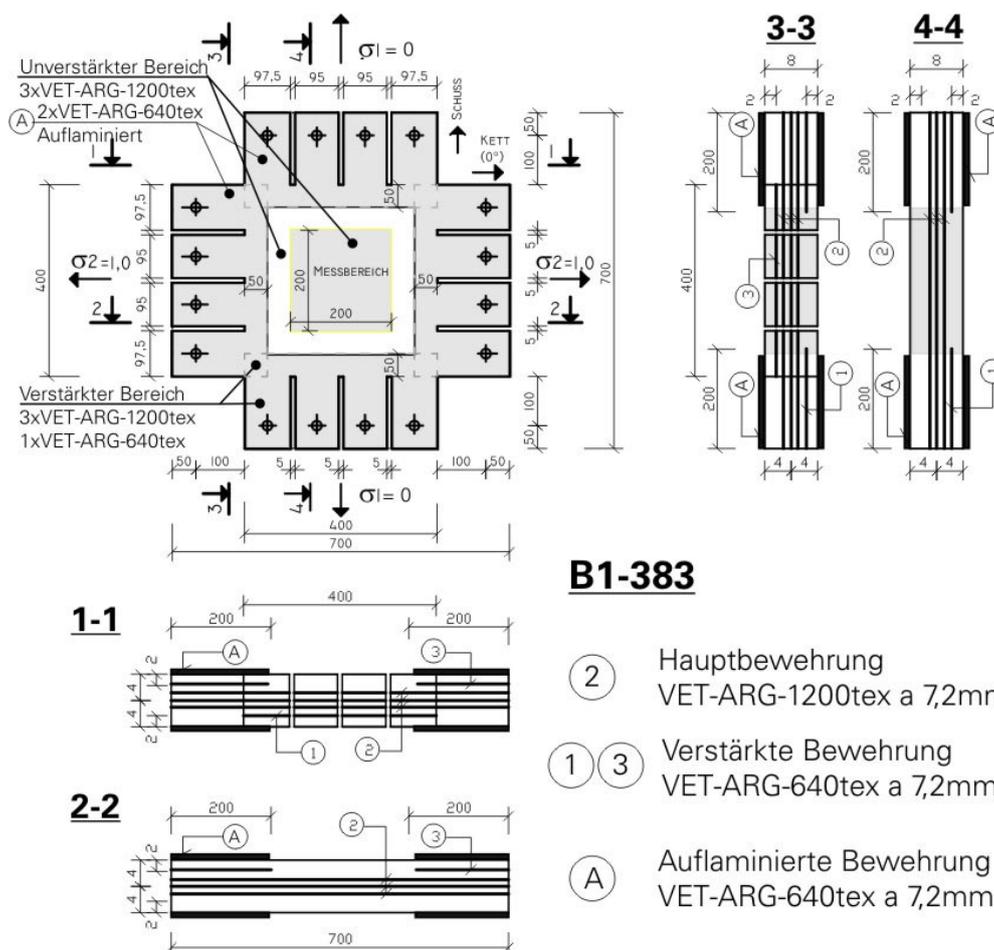


Bild 4.5-1 Abbildung der Probe B1-383 mit Bewehrungsanordnung zur Herstellung

In den Rahmen ist die Probe so eingebaut, dass die Schussfäden in horizontaler Richtung liegen.

Die Zugkräfte werden von vier separat gesteuerten Zylindern in die Probe eingeleitet. Die Steuerung erfolgt so, dass die Spannung $\sigma_1 = 0$ beträgt, der vertikale Kreis also lediglich das Eigengewicht ausbalanciert und die Probe positioniert. In der vertikalen Achse entsteht somit keine Zugkraft.

$$\frac{\sigma_1}{\sigma_2} = 0 = \text{konstant bzw.}$$

$$\frac{\text{Spannung der Probe in vertikaler Richtung}}{\text{Spannung der Probe in horizontaler Richtung}} = 0 = \text{konstant.}$$

Die Dehnungssteuerung wurde nur am Anfang über IWA3 gefahren, um die Probe mittig im Rahmen zu positionieren.

In der horizontalen Achse wird die Zugkraft über die Kraftmessdose KMD2 mit der Belastungsgeschwindigkeit $v = 100 \text{ N/s}$ gesteuert und die Kraft über die Kraftmessdose KMD4 gemessen. Die Positionierung erfolgt weggesteuert über den IWA4.

Zum Messen werden zehn IWA verwendet, vier sind auf der vorderen und sechs auf der hinteren Seite der Proben angeordnet. Im Messbereich von $20 \text{ cm} \times 20 \text{ cm}$ werden 25 kodierte Punkte angebracht und von zwei Kameras betrachtet – Photogrammetrie.

Die Messsignale werden zu zwei MGC geschickt. Die Messfrequenz beträgt 5 Hz. Bei der Photogrammetrie wird ein Bild je zwei Sekunden (1 Bild/ 2 s) aufgenommen und zur Auswertung gespeichert.

Die Probe versagt bei einer Last von 68 kN in der Horizontalen (KMD2). Die Bruchspannung in Schussfadenrichtung entspricht in dem Fall $21,25 \text{ N/mm}^2$. Das Versagen tritt bei den horizontalen Lasteinleitungszähnen ein. Hier liegt die beanspruchte Bewehrung in Schussfadenrichtung. Erste Versagensposition war am Ende des Sägeschnittes zwischen dem ersten und zweiten Lasteinleitungszahn, also oben links. Als Nächstes haben dann die Bereiche bei den Lasteinleitungsbolzen des dritten und vierten Lasteinleitungszahnes versagt, die unten rechts angeordnet sind.

Zum Versuch ist Folgendes zu bemerken:

- Die einaxialen Zugversuche mit sechs Zugstäben ($B \times L \times T = 30 \times 400 \times 8 \text{ [mm]}$) zeigen die Tragfähigkeit des textildbewehrten Betons mit drei Lagen VET-ARG 1.200 tex a 7,2 mm wie folgt:

- Die einaxiale Bruchspannung der Kettfadenrichtung liegt ungefähr zwischen 19,1 N/mm² bis 21,3 N/mm².
- Die einaxiale Bruchspannung der Schussfadenrichtung liegt ungefähr zwischen 28,4 N/mm² bis 30,1 N/mm².

Bis zum Bruch sind bei dem zwei axialen Zug-Zug-Versuch ca. 73 % der Tragfähigkeit des Materials erreicht worden.

- Die Versagensart zeigte deutlich, dass nicht Lochleibungsversagen zum Brechen führt, sondern der Randabstand der Bolzen nicht ausreichend ist, um der Abscherkraft widerstehen zu können. Alle Bolzen an den Lasteinleitungszähnen sind mit einem Drehmoment $M = 5 \text{ Nm}$ festgezogen. Alle Bolzenbohrungen in den Beton-Einleitungszähnen haben einen größeren Durchmesser als der Bolzendurchmesser, um die Kraft ohne Lochleibung nur durch Querdruck in den Einleitungszahn einzuleiten (Auf das Problem konnte zu diesem Zeitpunkt noch nicht reagiert werden, da die Proben schon hergestellt waren.).
- Aus dem Photogrammetrie-Datensatz kann der Polygonauszug der Dehnungsverteilung in beiden Richtungen und die Verformung der Probenoberfläche im oder über dem Messbereich (20 cm x 20 cm Probenmitte) gut dargestellt werden.

Im Folgenden sind die Versuchsergebnisse dargestellt.

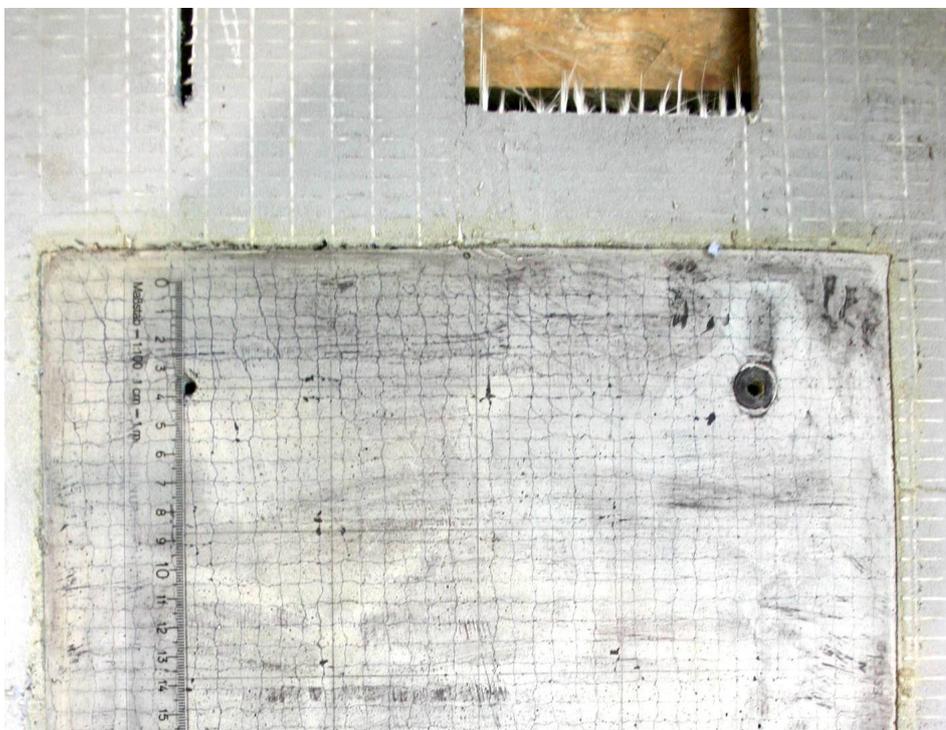


Bild 4.5-2 Versuch B1-383 – Rissbild

Im Bild 4.5-3 oben ist die Verformung der Probenoberfläche bzw. Probenebene im Messbereich 20 cm x 20 cm vor der Belastung und unten die Verformung derselben Fläche unmittelbar vor dem Bruch dargestellt. Wie zu sehen ist, krümmt sich die Betonscheibe unter zweiaxialer Belastung senkrecht zur Probenebene. Hier zeigt sich deutlich die entsprechende Randstörung der Probe unmittelbar vor dem Bruch mit Verformungssprüngen.

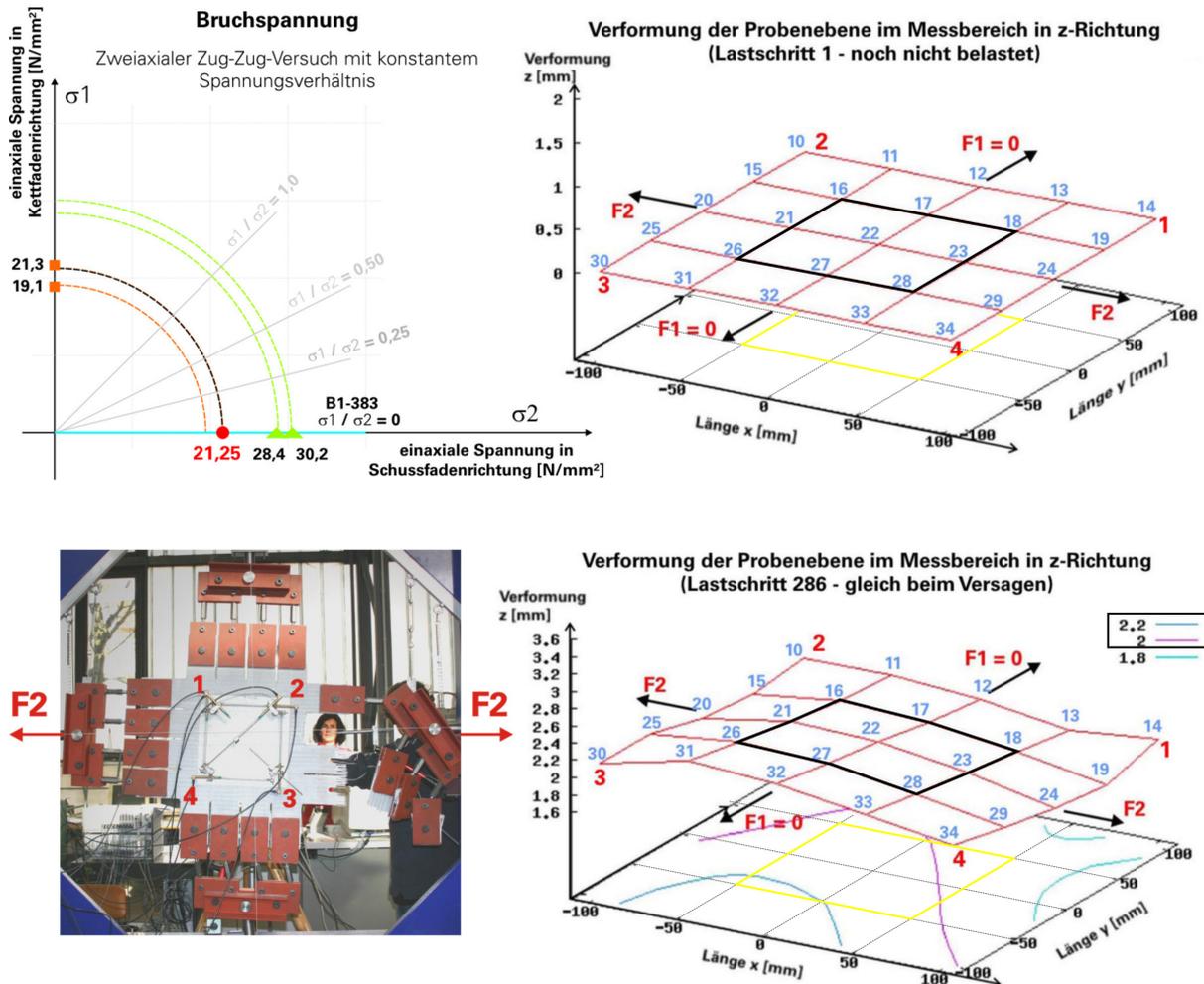


Bild 4.5-3 Versuch B1-383 – Verformung der Proben vor und beim Bruch

Wie in Kapitel 4 bereits erwähnt, wird die Dehnungsverteilung auf dem Messbereich ausgewertet, indem die polygonalen Dehnungen ausgerechnet werden. Die Gleichmäßigkeit der Dehnungsverteilung über den Messbereich zeigt sich an dem Ebenbleiben der Dehnungsflächen im Bild 4.5-4.

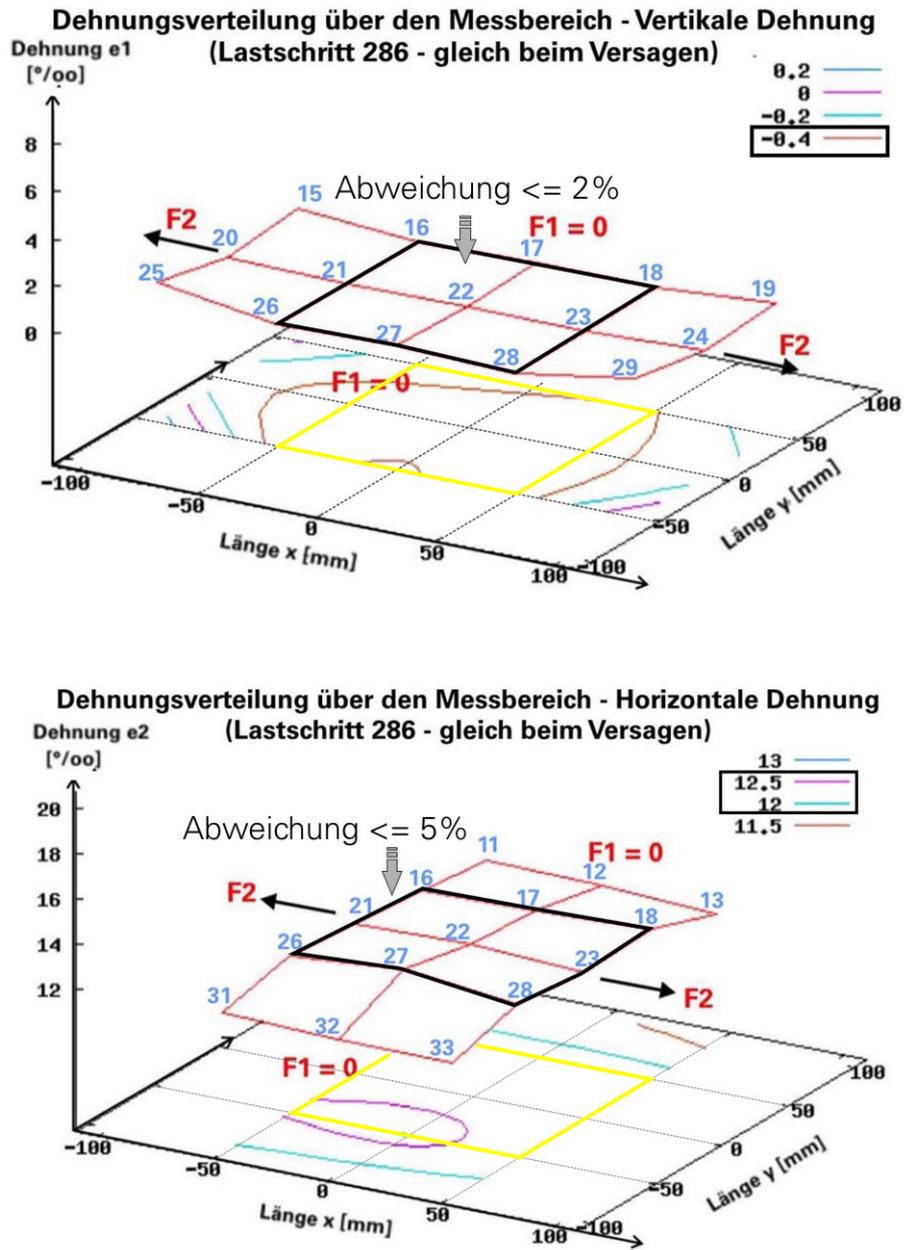


Bild 4.5-4 Versuch B1-383, Versuchsergebnisse – Dehnungsverteilung in beiden Richtungen kurz vor dem Versagen

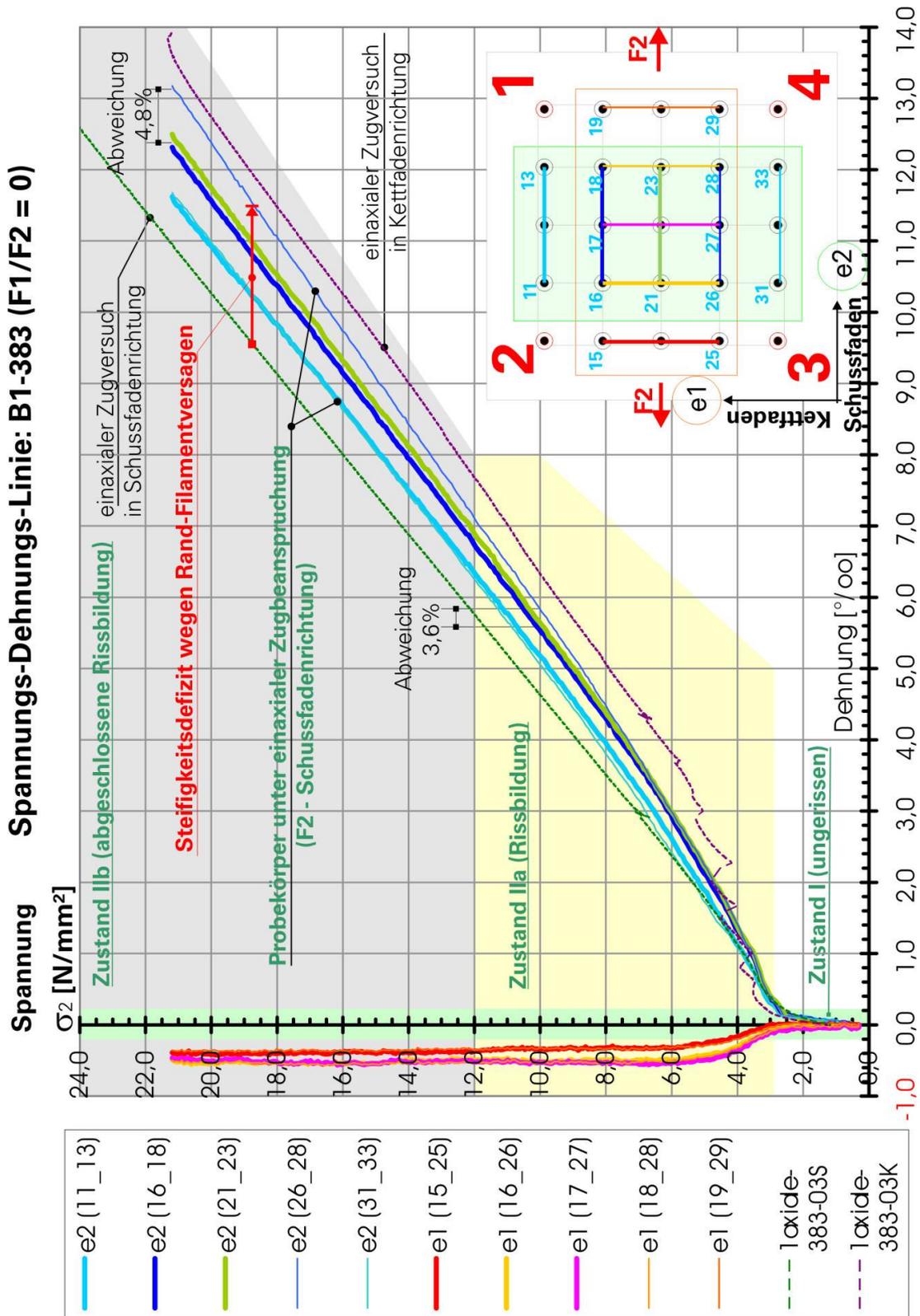


Bild 4.5-5 Versuch B1-383, zweiachsiges Spannungs-Dehnungs-Diagramm von textilbewehrtem Beton – Versuchsergebnisse aus Photogrammetrie

Aus den o. g. Versuchen kann man die erheblichen Vorteile bzw. die Genauigkeit der Photogrammetrie gegenüber der Messung mit IWA bei der Versuchsauswertung deutlich erkennen. Deshalb werden ab diesem Versuch (B1-383) nur noch die Messdaten der Photogrammetrie ausgewertet.

Das Diagramm oben (siehe Bild 4.5-5) zeigt, dass die Probe ab dem Spannungsniveau $\sigma_2 = 2,6 \text{ N/mm}^2$ in vertikaler Richtung gestaucht wird, die Dehnung ε_1 ist negativ. Diese vertikale Stauchung wird größer bis zur Spannung von 12 N/mm^2 , ab der der Wert konstant bleibt. Es wird vermutet, dass ab dieser Spannung $\sigma_2 = 12 \text{ N/mm}^2$ der Zustand „abgeschlossenes Rissbild“ in der Probe erreicht wird und die Nähfadenwirkung (siehe u. g. Kapitel 4.7) ausgelöst wird. Deshalb beeinflusst die 2. Richtung die 1. Richtung nicht mehr.

Der Nähfaden erhält von Anfang an durch das Nähen eine Spannung, die Näh- oder Bindungsspannung (siehe OFFERMANN et al. [71]). Die Bindungsspannung des Nähfadens wirkt durch die Beschichtung auch auf die Neigung der Spannungs-Dehnungs-Linie in Zustand I (ungerissener Zustand). Je fester diese Bindung ist, also je höher die Bindungsspannung ist, desto höher ist die Wirkung der Querschnitte (2. Fadenrichtung) durch die Knotenverbindung auf die gebundene andere Fadenrichtung (1. Fadenrichtung). Deshalb hat die Spannungs-Dehnungs-Linie bei zweiaxialen Proben in Zustand I (ungerissener Zustand) einen sehr unregelmäßigen Verlauf und eine steilere Neigung, verglichen mit der einaxialen Probe (siehe Bild 4.5-6).

Der Nähfaden bewirkt noch einen weiteren Effekt. Er umschließt den Kettfaden, damit wird dieser mehr gebündelt, ist also kompakter. Damit liegen aber auch weniger Filamente im Verbund mit dem umschließenden Beton. Das führt zu dem Steifigkeitsdefizit in der Spannungs-Dehnungs-Linie, weil die Mitwirkung des Betons wegen der progressiven Verbundschädigung reduziert wird. Diese Theorie wird von den Vergleichsrechnungen mit dem Modell von OHNO/HANNANT [72] unterstützt und auch von JESSE [47] erwähnt (siehe Bild 4.5-5).

Indem die Spannungs-Dehnungs-Linien aus dem zweiaxialen Versuch und diejenigen aus dem einaxialen Versuch im gleichen Diagramm dargestellt werden, kann man durch den unterschiedlichen Verlauf der Linien die Phasen gut erkennen.

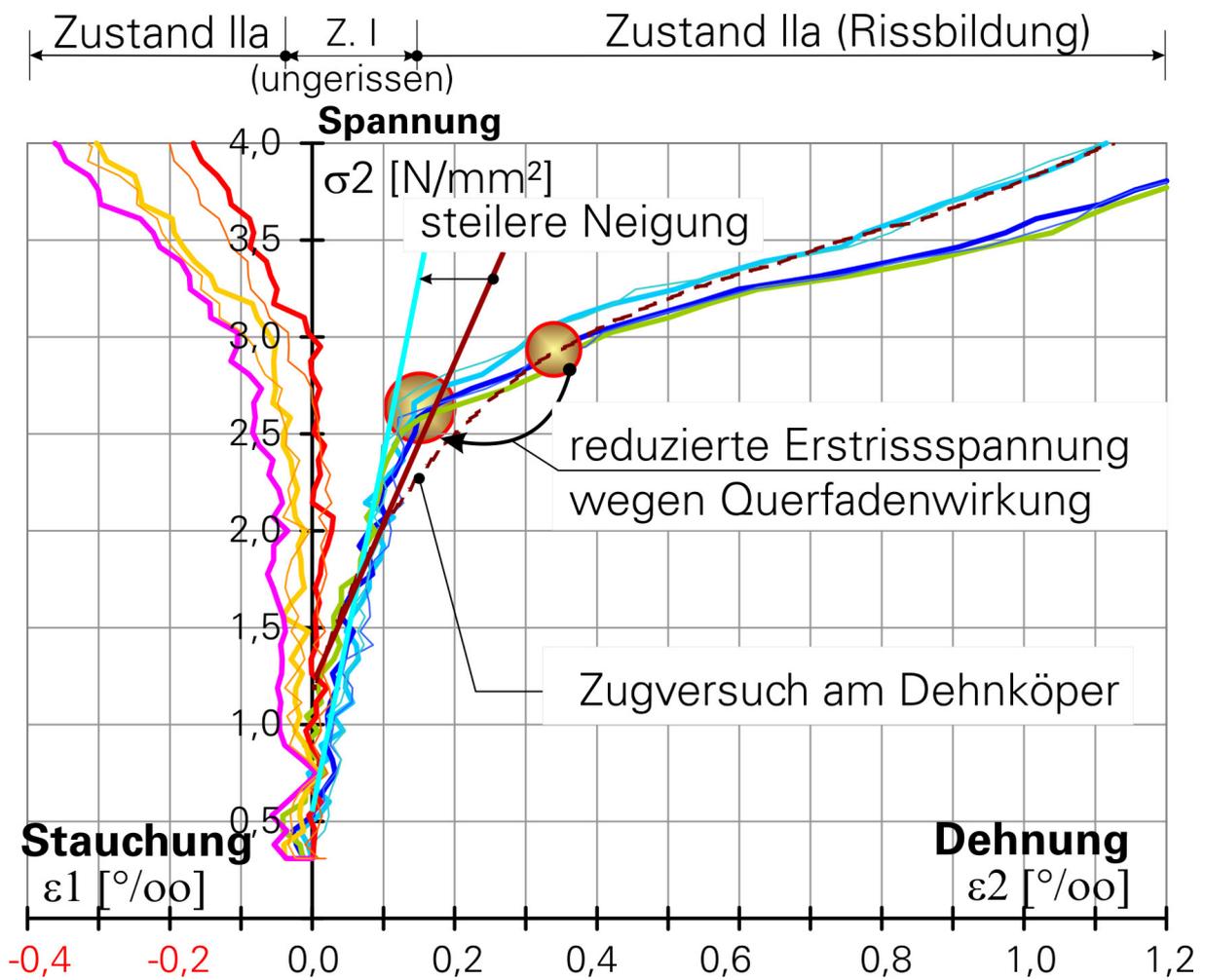


Bild 4.5-6 Versuch B1-383, zweiachiale Spannungs-Dehnungs-Linie von textilbewehrtem Beton – skaliertes Diagramm

4.6 VERSUCH B1-384 – SPANNUNGSVERHÄLTNIS $\sigma_1/\sigma_2 = 0,25$

Der Aufbau der Versuchsprobe ist im Bild 4.6-1 dargestellt. In dem mittleren Bereich von 30 cm x 30 cm sind drei Lagen der Hauptbewehrung VET-ARG 1.200 tex a 7,2 mm als Bewehrung eingebaut. Die Bewehrungsscharen sind orthogonal zur Probenrand bzw. zur Belastungsrichtung eingelegt. Im verstärkten Bereich, von den Lasteinleitungszähnen ca. 50 mm in den Testbereich der Probe reichend, sind drei Lagen VET-ARG 1200 tex und eine Lage VET-ARG 640 tex a 7,2 mm als Bewehrung eingebaut. Alle o. g. Bewehrungen sind in der Platte einbetoniert.

Als Verstärkungsschichten sind auf beiden Seiten der Proben jeweils eine Lage von VET-ARG 1200 tex a 7,2 mm, von den Lasteinleitungszähnen ca. 50 mm in den Testbereich der Probe reichend, auflaminiert.

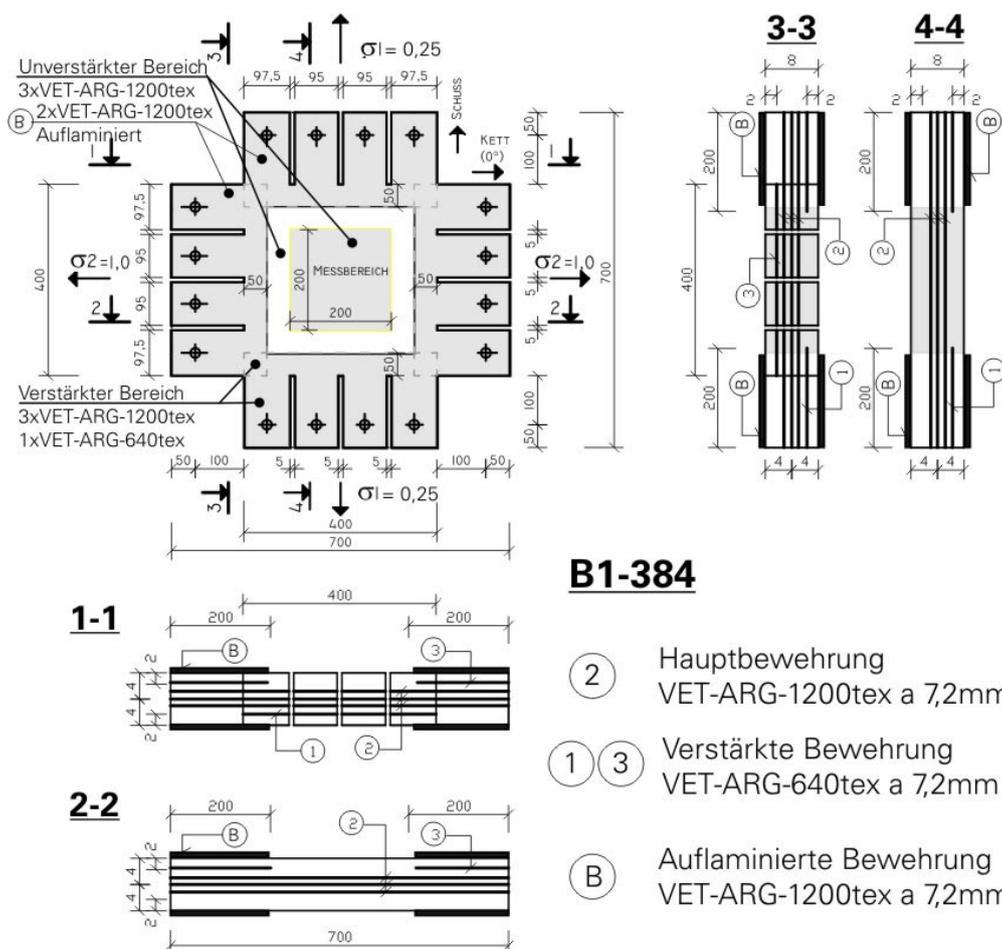


Bild 4.6-1 Abbildung der Probe B1-384 mit Bewehrungsanordnung zur Herstellung

In den Rahmen ist die Probe so eingebaut, dass die Schussfäden in horizontaler Richtung liegen.

Die Zugkräfte werden von vier separat gesteuerten Zylindern in die Probe eingeleitet. Die Steuerung erfolgt so, dass das Spannungsverhältnis konstant 1:4 beträgt.

$$\frac{\sigma_1}{\sigma_2} = 0,25 = \text{konstant} \quad \text{bzw.}$$

$$\frac{\text{Spannung der Probe in vertikale Richtung}}{\text{Spannung der Probe in horizontale Richtung}} = 0,25 = \text{konstant.}$$

In der vertikalen Achse wird die Zugkraft über die Kraftmessdose KMD1 mit der Belastungsgeschwindigkeit $v = 50 \text{ N/s}$ gesteuert und die Kraft über die Kraftmessdose KMD3 gemessen. Die Positionierung erfolgt weggesteuert über den IWA3.

In der horizontalen Achse wird die Zugkraft über die Kraftmessdose KMD2 mit der Belastungsgeschwindigkeit $v = 200 \text{ N/s}$ gesteuert und die Kraft über die Kraftmessdose KMD4 gemessen. Die Positionierung erfolgt weggesteuert über den IWA4.

Zum Messen werden zehn IWA verwendet, vier sind auf der vorderen und sechs auf der hinteren Seite der Proben angeordnet. Im Messbereich von $20 \text{ cm} \times 20 \text{ cm}$ werden 25 kodierte Punkte angebracht und von zwei Kameras betrachtet (Photogrammetrie).

Die Messsignale werden zu zwei MGC geschickt. Die Messfrequenz beträgt 5 Hz . Bei der Photogrammetrie wird ein Bild je drei Sekunden ($1 \text{ Bild}/3 \text{ s}$) aufgenommen und zur Auswertung gespeichert.

Die Probe versagt bei einer Last von 68 kN in der Horizontalen (KMD2). Die Bruchspannung in Schussfadenrichtung entspricht in dem Fall $21,25 \text{ N/mm}^2$. Der das Versagen dokumentierende Riss verläuft von der Mitte oben nach unten bis zur Mitte des Probekörpers, also senkrecht zur horizontalen Belastungsrichtung. Ein Auseinanderreißen der Probe wird durch ein Entlasten und Versuchsabbruch vermieden.

Zum Versuch ist Folgendes zu bemerken:

- Die einaxialen Zugversuche mit sechs Zugstäben ($B \times L \times T = 30 \times 400 \times 8 \text{ [mm]}$) zeigen die Tragfähigkeit des textildbewehrten Betons mit drei Lagen VET-ARG 1.200 tex a 7,2 mm wie folgt:
 - o Die einaxiale Bruchspannung der Kettfadenrichtung liegt ungefähr zwischen $19,4 \text{ N/mm}^2$ bis $20,7 \text{ N/mm}^2$.

- Die einaxiale Bruchspannung der Schussfadenrichtung liegt ungefähr zwischen 26,4 N/mm² bis 29,8 N/mm².
 - Bis zum Bruch sind bei dem zwei axialen Zug-Zug-Versuch ca. 74,5 % der Tragfähigkeit der einaxialen Zugversuchsprobe erreicht worden.
 - Aus dem Photogrammetrie-Datensatz kann der Polygonauszug der Dehnungsverteilung in beiden Richtungen und die Verformung der Probenoberfläche im oder über dem Messbereich (20 cm x 20 cm Probenmitte) gut dargestellt werden
- Im Folgenden sind die Versuchsergebnisse dargestellt.

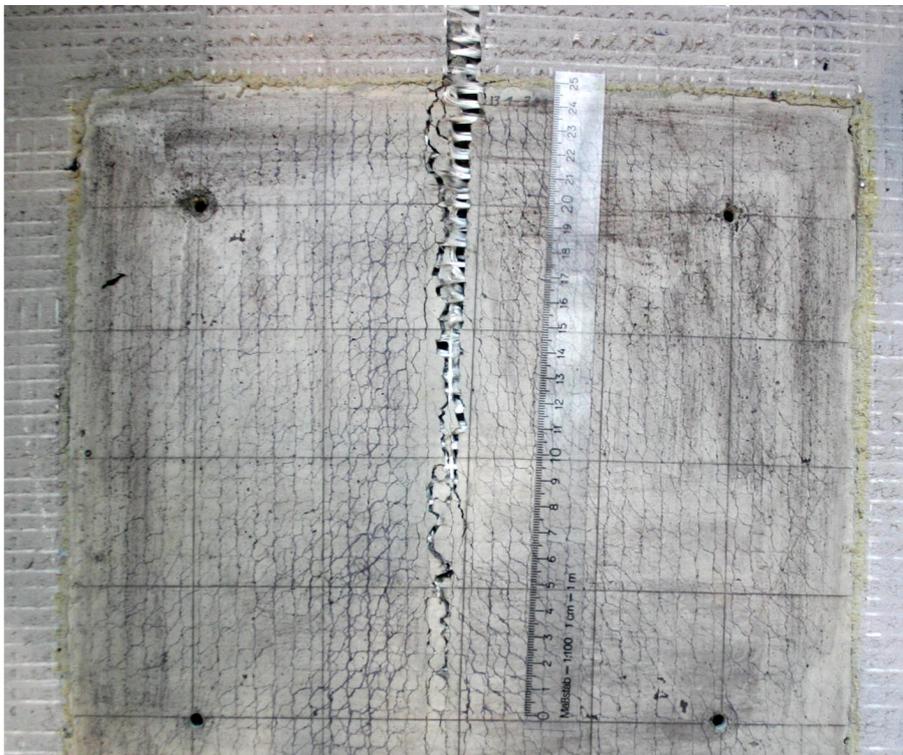


Bild 4.6-2 Versuch B1-384 – Rissbild

Im Bild 4.6-3 oben ist die Verformung der Probenoberfläche bzw. Probenebene im Messbereich 20 cm x 20 cm vor der Belastung und unten die Verformung derselben Fläche unmittelbar vor dem Bruch dargestellt. Wie zu sehen ist, krümmt sich die Betonscheibe unter zweiaxialer Belastung senkrecht zur Probenebene. Und hier zeigt sich deutlich die entsprechende Randstörung der Probe unmittelbar vor dem Bruch mit Verformungssprüngen, siehe Bild 4.6-3 – unten.

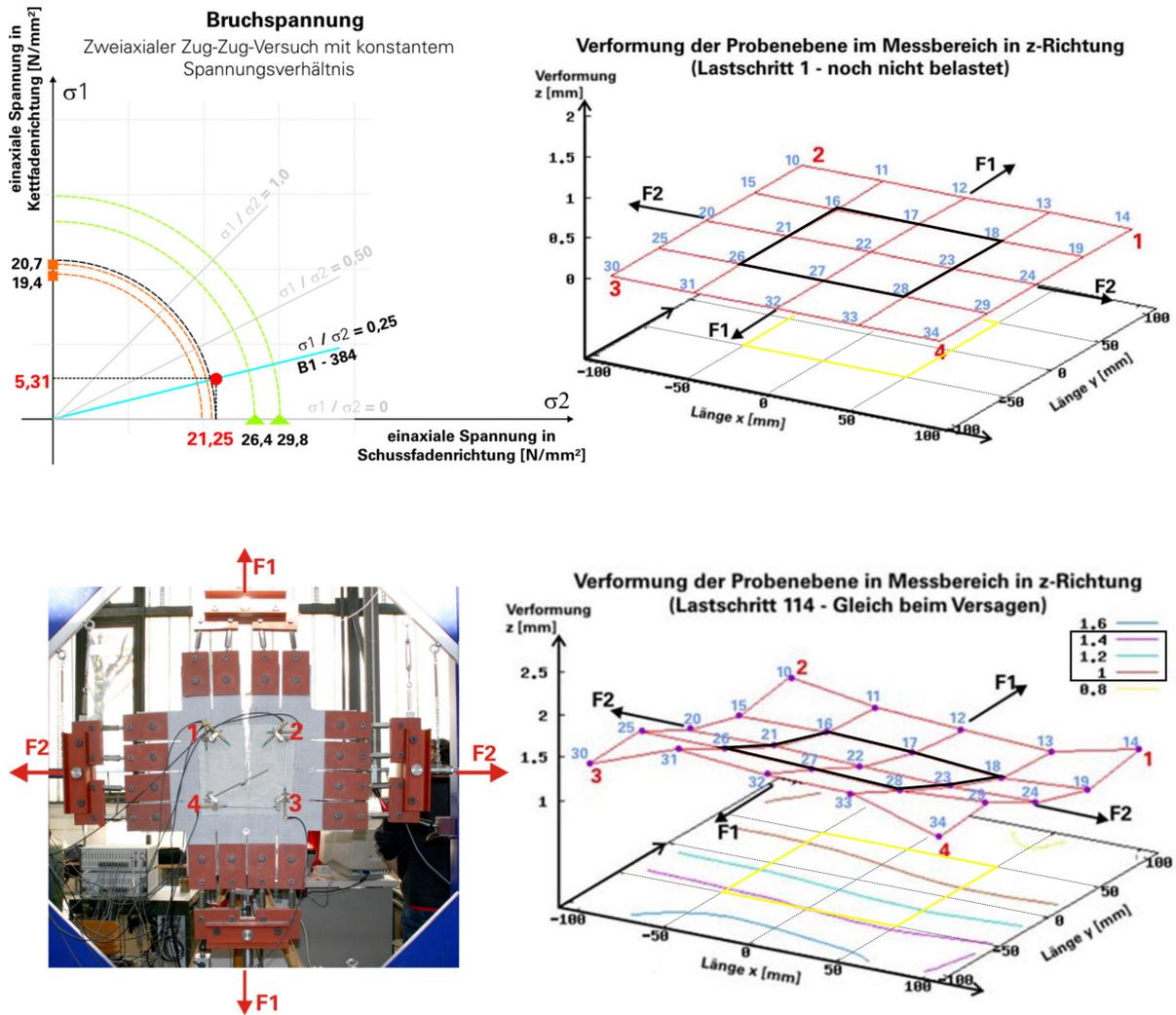


Bild 4.6-3 Versuch B1-384 – Verformung der Proben vor und beim Bruch

Wie in Kapitel 4 erläutert, wird die Dehnungsverteilung auf den Messbereich 20 cm x 20 cm in der Probemitte ausgewertet, indem die polygonalen Dehnungen ausgerechnet werden. Die Gleichmäßigkeit der Dehnungsverteilung über den Messbereich zeigt sich an dem Ebenbleiben der Dehnungsflächen im Bild 4.6-4. Auch hier zeigt sich die Beanspruchung der Probe beim Bruch mit Dehnungssprüngen, siehe unteres Bild 4.6-4.

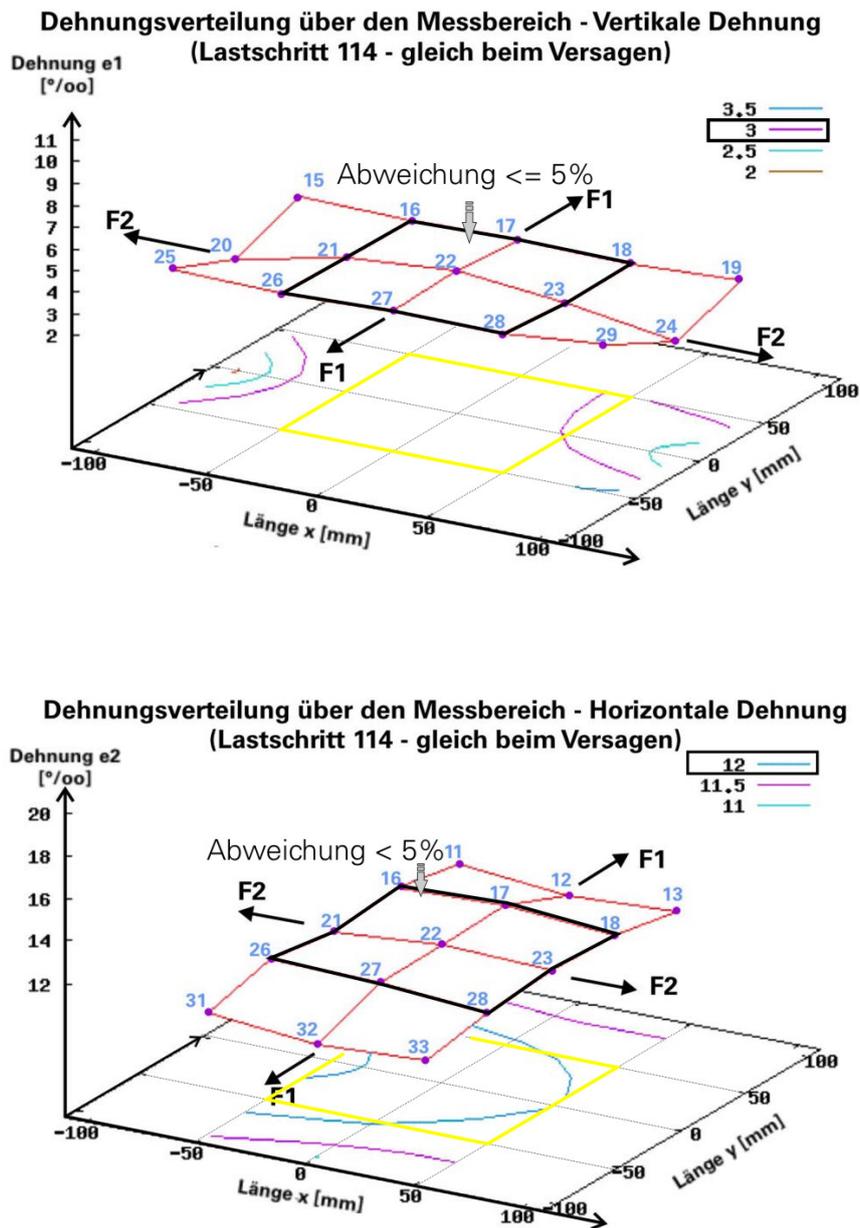


Bild 4.6-4 Versuch B1-384, Versuchsergebnisse – Dehnungsverteilung in beiden Richtungen kurz vor dem Versagen

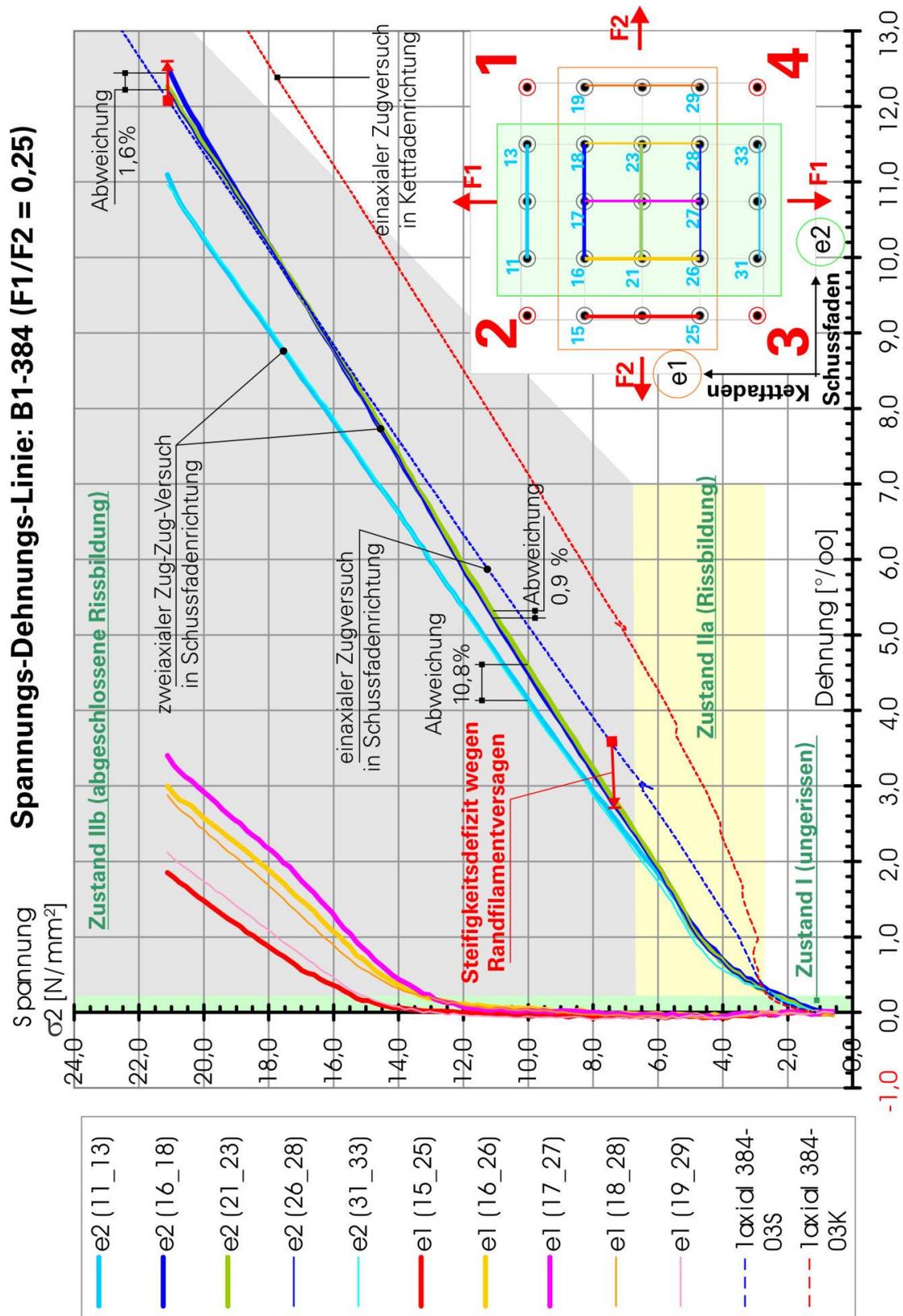


Bild 4.6-5 Versuch B1-384, zweiachsende Spannungs-Dehnungs-Linie von textilbewehrtem Beton – Versuchsergebnisse aus Photogrammetrie

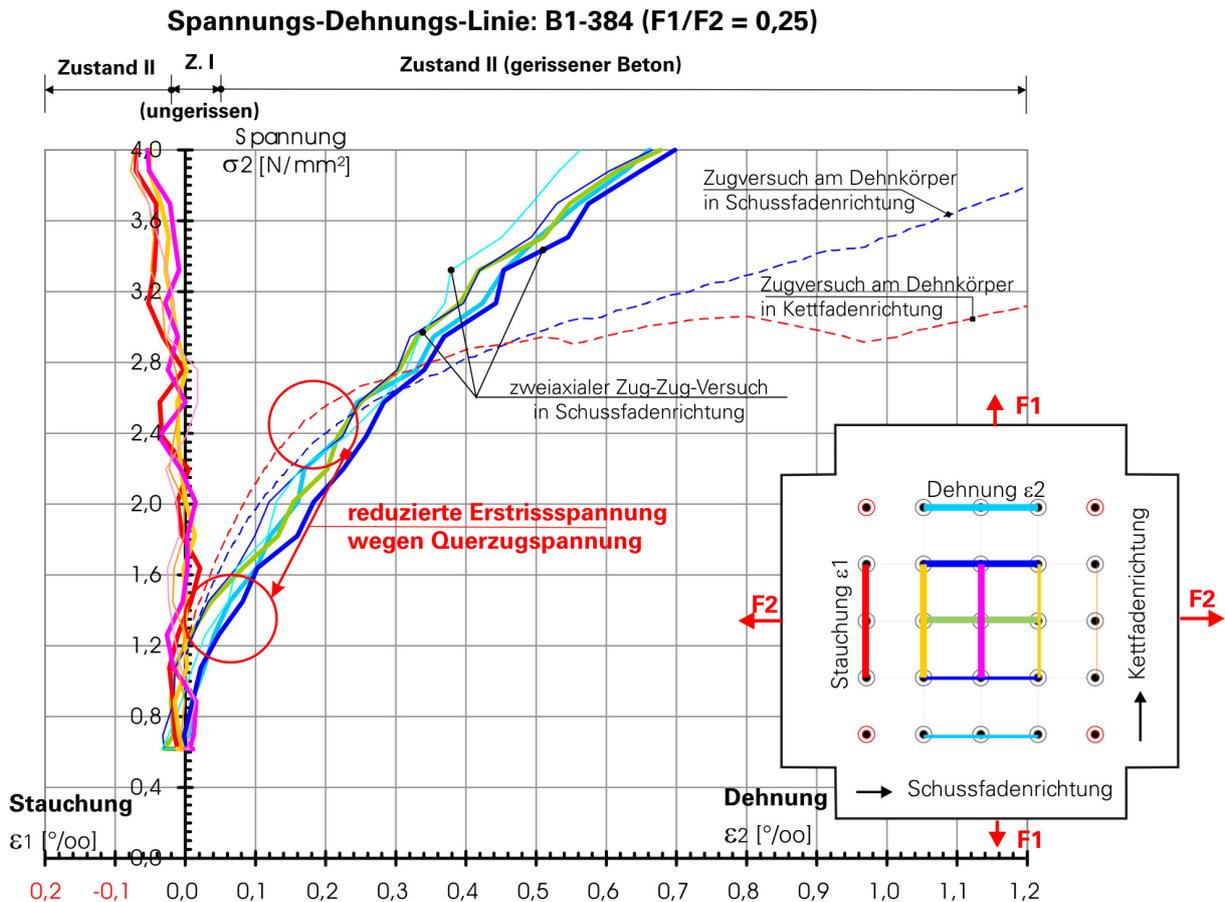


Bild 4.6-6 Versuch B1-384, zweiaxiale Spannungs-Dehnungs-Linie von textilbewehrtem Beton – skaliertes Diagramm

Das Diagramm oben (siehe Bild 4.6-6) zeigt, dass die Probe ab dem Spannungsniveau $\sigma_2 = 2,2 \text{ N/mm}^2$ in vertikaler Richtung gestaucht wird, die Dehnung ϵ_1 ist negativ. Diese vertikale Stauchung wird bei einer Spannung von etwa 12 N/mm^2 beendet (siehe Bild 4.6-5). Ab dieser Spannung wird die Probe dann langsam bis zum Bruch in vertikaler Richtung gedehnt. In horizontaler Richtung wird die Probe, entsprechend der anliegenden Kraft, über den gesamten Versuch hinweg gedehnt. Es wird vermutet, dass ab der Spannung $\sigma_2 = 12 \text{ N/mm}^2$ der Zustand „abgeschlossenes Rissbild“ in der Probe erreicht wird.

4.7 WEITERE VERSUCHSEFFEKTE UND ERKLÄRUNGEN

Das für die Versuche verwendete Textil aus AR-Glas hat in beiden Faserrichtungen die gleiche Faser-Feinheit von 1.200 tex. Auch die Maschenweite bzw. der Faserabstand ist in beiden Richtungen (Schussfadenrichtung und Kettfadenrichtung) gleich und beträgt jeweils 7,2 mm. Das bedeutet, in beiden Fadenrichtungen ist das Faservolumen gleich.

Aber die Ergebnisse, sowohl von den einaxialen Zugversuchen als auch von den zweiaxialen Zug-Zug-Versuchen zeigen, dass die Tragfähigkeit bzw. die Bruchspannung in Kettfadenrichtung niedriger als in Schussfadenrichtung ist.

Als Hypothese zur Erklärung dieser Tatsache wird vorgeschlagen, davon auszugehen, dass dieses Verhalten wegen der Bindungsspannung bzw. der Normalkraft im Nähfaden auftritt.

Der Nähfaden erhält von Anfang an durch das Nähen eine Spannung – die Nähspannung oder Bindungsspannung (siehe OFFERMANN et al. [71]). Er umschließt den Kettfaden, so dass dieser mehr gebündelt wird und infolgedessen kompakter wird. Damit liegen aber auch weniger Filamente im Verbund mit dem umschließenden Beton. Durch die Beschichtung und Bindungsart (Trikot gegenlegig) wird diese Kraft als Scherkraft (Umlenkkraft) auf die Rand-Filamente vom Kettfaden wirken und diese zerstören. Dieser Effekt kann eine Reduzierung der Bruchspannung der Kettfadenrichtung gegenüber der Schussfadenrichtung bewirken (siehe Bild 4.7-1).

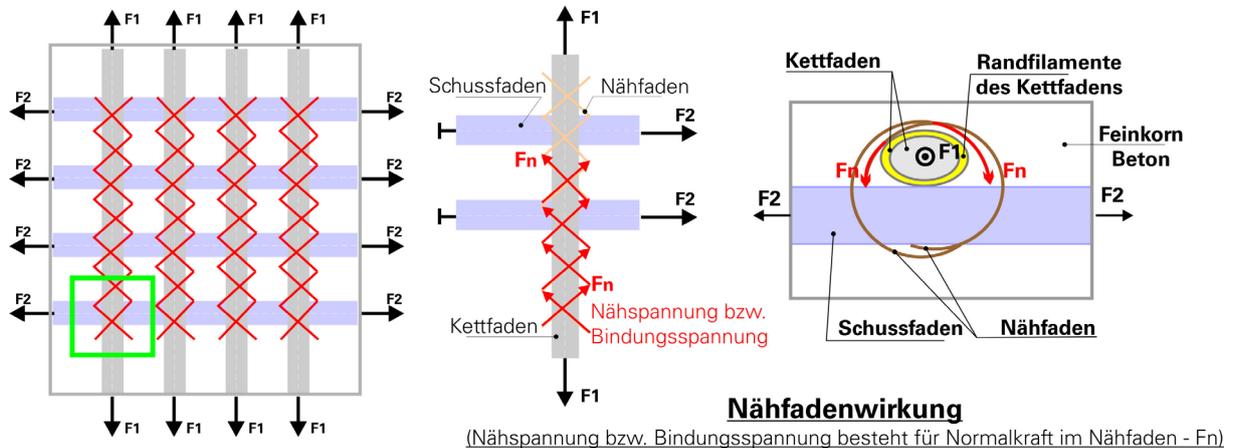
Die Bindungsspannung des Nähfadens wirkt durch die Beschichtung auch auf die Neigung der Spannungs-Dehnungs-Linie in Zustand I (ungerissener Zustand). Je fester diese Bindung ist, also je höher die Bindungsspannung ist, desto höher ist die Wirkung der Querfäden (2. Fadenrichtung) durch die Knotenverbindung auf die gebundene andere Fadenrichtung (1. Fadenrichtung). Deshalb hat die Spannungs-Dehnungs-Linie bei zweiaxialen Proben in Zustand I (ungerissener Zustand) einen sehr unsteten Verlauf und eine steilere Neigung im Vergleich zur einaxialen Probe (siehe Bild 4.7-3).

Textilbewehrter Beton

Zustand I - ungerissener Beton:

Nähspannung bzw. Bindungsspannung ist als Normalkraft im Nähfaden und gleichzeitig als Umlenkkraft, die die Randfilamente des Kettfadens zerstört.

Ergebnis: Bruchspannung in Kettfadenrichtung niedriger als in Schussfadenrichtung.



Textilbewehrter Beton

Zustand II - gerissener Beton:

Nähfaden umschließt den Kettfaden, damit wird dieser mehr kompakter. Damit liegen aber auch weniger Filamente im Verbund mit dem umschließenden Beton.

Ergebnis: Steifigkeitsdefizit wegen Rand-Filamentversagen bzw. Verbunddegradation.

Rissöffnung zerstört die Nähfäden bzw. Bindungen zwischen Kett- und Schussfäden.

Ergebnis: Querfadenwirkung nimmt ab.

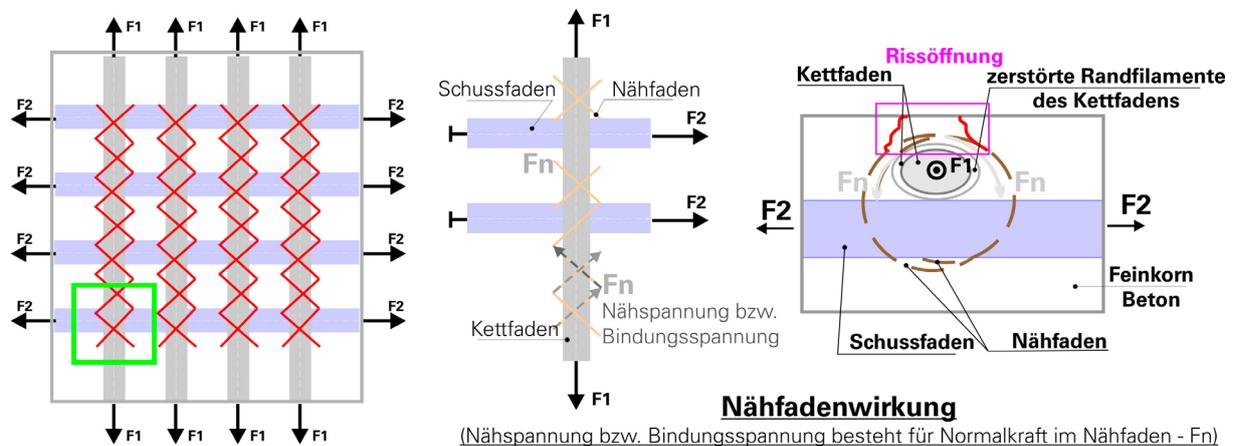


Bild 4.7-1 Abbildung der Textilstruktur erklärt die Reduzierung der Bruchspannung in Kettfadenrichtung zu der in Schussfadenrichtung

Aktuellste Untersuchungen von REGINE ORTLEPP [75] (interne SFB-528 Veröffentlichung) an Carbon-AR-Glas als textile Bewehrung zum Einfluss des Nähfadens und der textilen Verarbeitung unterstützen die oben beschriebene

Erklärung. Bei der textilen Bewehrung, die in der durchgeführten Untersuchung verwendet wurde, wurden die Carbon-Fasern in Kettrichtung und die AR-Glas-Fasern in Schussrichtung eingebaut. Die Bindungsart der textilen Bewehrung war Franse-Trikot (siehe Kapitel 2.3.1). Drei einaxiale Zug-Versuche wurden an der dünnen Betonprobe mit den Maßen $B \times L \times T = 65 \times 120 \times 6$ mm durchgeführt, die jeweils mit einer Lage Textil bewehrt wurden. Der Versuchsaufbau orientiert sich an dem Textil-Pull-Out Versuch von KRÜGER [53]. Die Sägeschnitte ließen sich nur bei einzelnen Fasern durchführen und ausziehen. Drei Varianten der Fasern in Kettfadenrichtung wurden untersucht: mit Einzelroving, mit Textilfaser ohne Nähfaden (Kettfaden ohne Nähfaden, d. h. der Nähfaden wurde vor dem Betonieren eingebaut) und mit normaler Textilfaser (Kettfaden mit Nähfaden umschließt Querfaden – Schussfaden). Das Versuchsergebnis ist im folgenden Bild dargestellt.

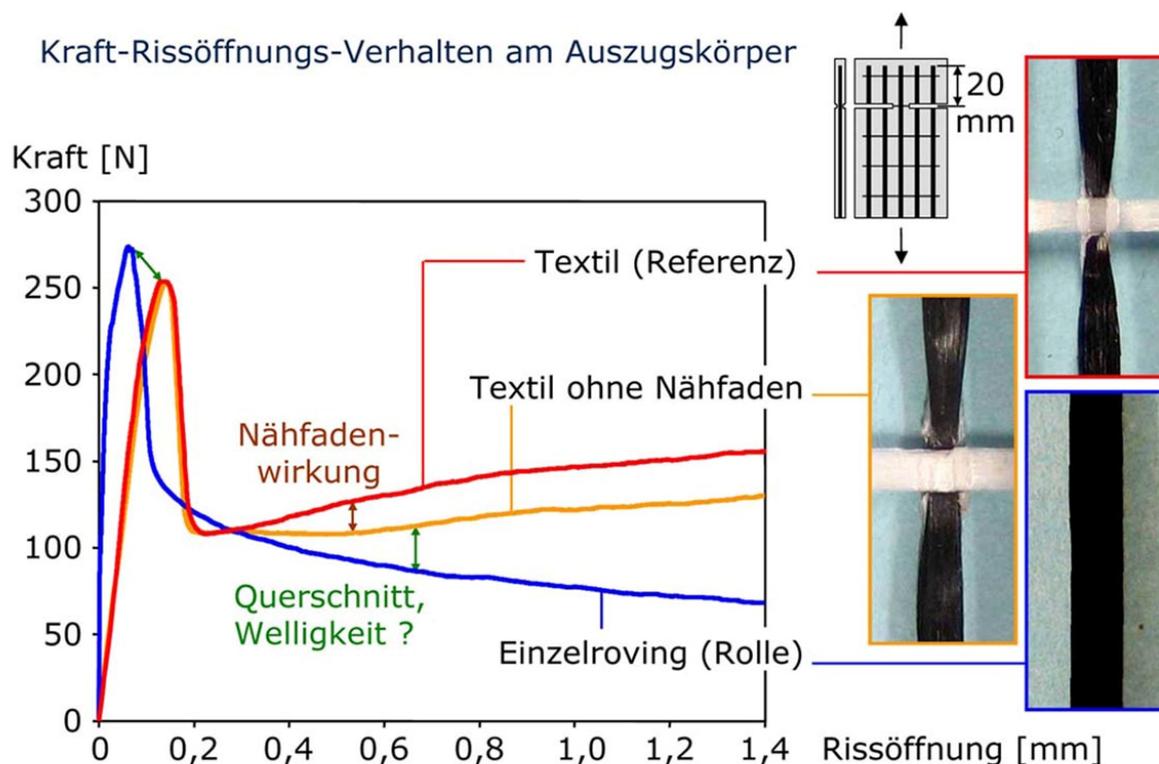


Bild 4.7-2 Einfluss des Nähfadens auf die maximale übertragbare Verbundkraft, REGINE ORTLEPP [75]

Der Nähfaden bewirkt noch einen weiteren Effekt: Er umschließt den Kettfaden; damit wird dieser mehr gebündelt, ist also kompakter. Damit liegen aber auch weniger Filamente im Verbund mit dem umschließenden Beton. Das führt zu dem Steifigkeitsdefizit in der Spannungs-Dehnungs-Linie, weil sich die Mitwirkung des

Betons wegen der progressiven Verbundschädigung reduziert. Diese Theorie wurde von den Vergleichsrechnungen mit dem Modell von OHNO/HANNANT [72] unterstützt und auch von JESSE [47] erwähnt. Der Effekt von der Bindungsspannung des Nähfadens (Steifigkeitsdefizit wegen Rand-Filamentversagen bzw. Verbunddegradation) zeigt sich im Bild 4.7-3 (oder siehe o. g. Versuch B1-383).

Die Rissbilder der zwei axialen Zug-Zug-Versuche zeigen, dass der Rissabstand immer gleichmäßig ist und der Maschenweite entspricht. Der Riss liegt über dem Faden. Das führt zur Hypothese über den gestörten Zugring der Textilfasern infolge der Verbundspannungseinleitung bzw. der Unterschreitung der erforderlichen Betondeckung für textile Bewehrung, siehe Bild 4.7-4.

Wenn die textilbewehrten Betonproben gezogen werden, werden über Verbundspannungen Kräfte in die Fäden eingeleitet. Diese Verbundspannungen können mittels Stabwerkmodellen als räumliche „Zugringe“ (nach SCHLAICH/SCHÄFER [94]) um die gezogenen Fäden erklärt werden (siehe Bild 4.7-4).

Werden die Kräfte größer, können sich diese Zugringe in einer zu geringen Betondeckung nicht mehr entwickeln, da die Ringzugkräfte dieser Zugringe vom Beton und dessen Betonzugfestigkeit aufgenommen werden müssen, aber schlicht zu wenig Beton vorhanden ist. Gleiches gilt im Bereich der Kreuzungen der Kett- und Schussfäden, wo sich die Zugringe überschneiden. Deshalb liegen die Risse in beiden Richtungen genau über den Fäden und haben folglich auch die gleiche Maschenweite wie die Fäden.

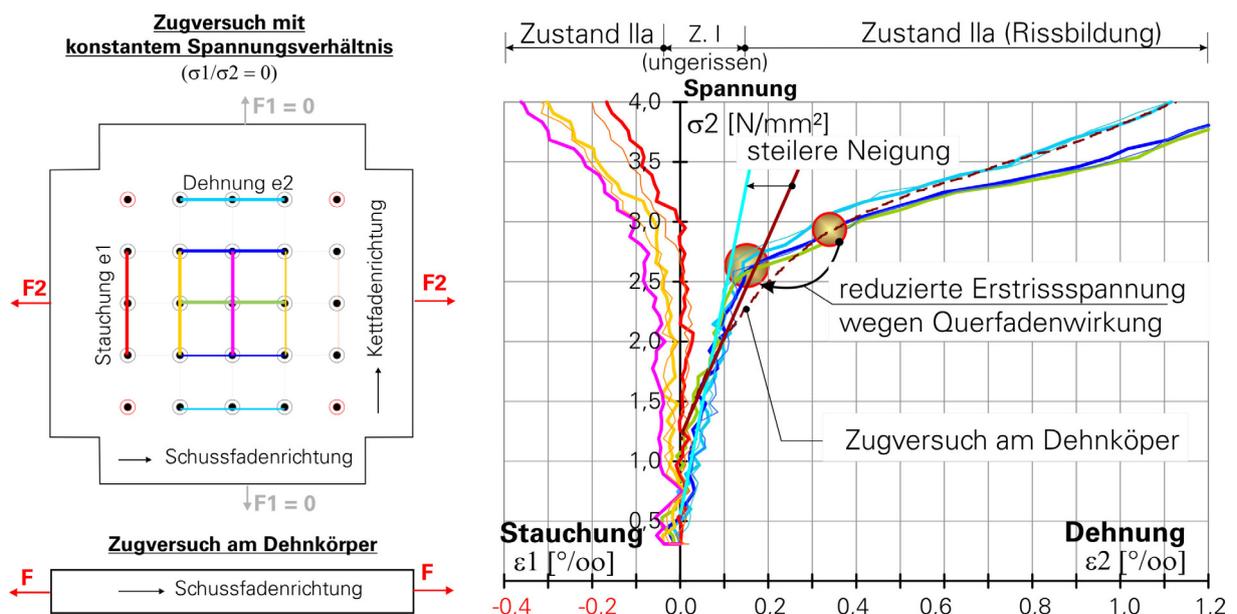


Bild 4.7-3 Wirkung der Bindungsspannung des Nähfadens – z.B. Versuch B1-383

Typisches Rissbild von zweiaxialen Zugversuchen

Rissabstand ist gleichmäßig und entspricht der Maschenweite.

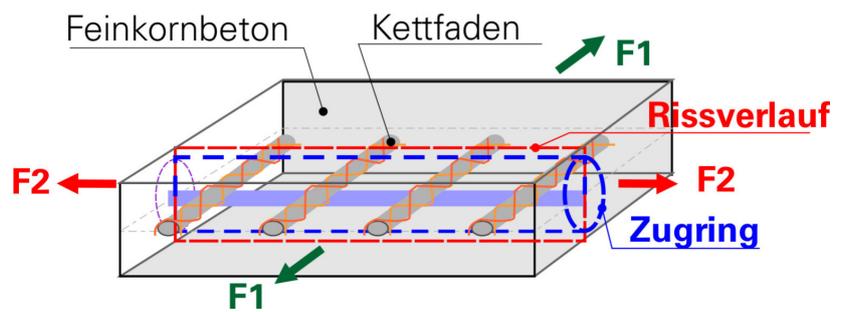
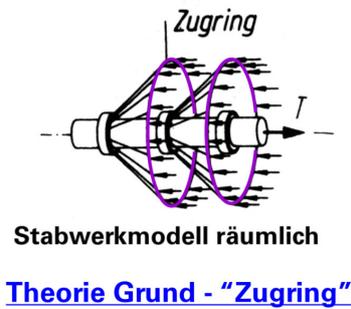
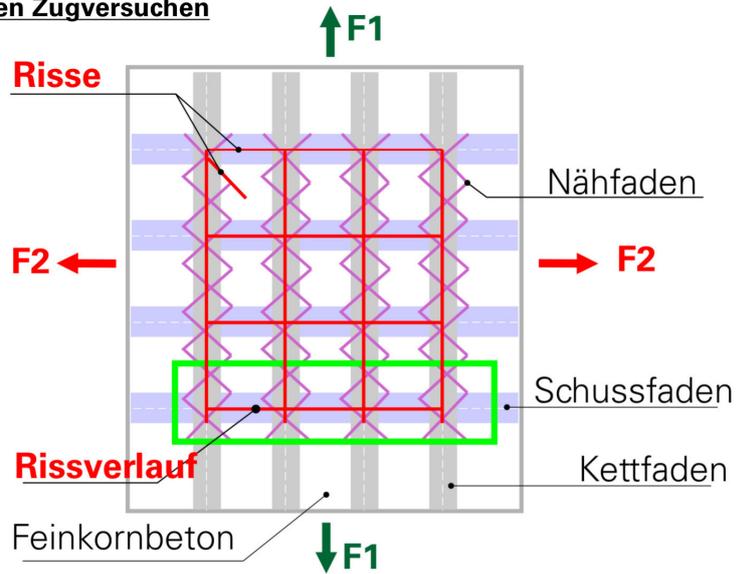
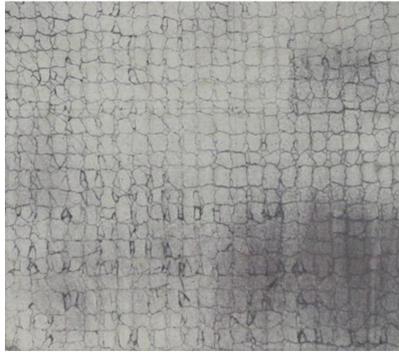


Bild 4.7-4 Annahme – Zugring der Textilfaser oder effektive Betondeckung für textile Bewehrung

5 ZUSAMMENFASSUNG UND AUSBLICK

5.1 ZUSAMMENFASSUNG

Im Rahmen der vorliegenden Arbeit wird das Versuchskonzept für zweiaxiale Zug-Zug-Versuche an textilbewehrten Betonscheiben behandelt. Motiviert von der Notwendigkeit, genauere Kenntnisse über das wirkliche Verhalten dieses Verbundwerkstoffs zu erlangen, wurden die hier vorgestellten Untersuchungen durchgeführt. Sie sollen einen Beitrag leisten, die mangelnden Materialkennwerte des textilbewehrten Betons zu ergänzen und fehlende Regeln für Experimente bereitzustellen.

Zu dem Kapitel 3.3 über das Hydrauliksystem, die Zylinder und die Maschinensteuerung gibt es folgende Bemerkungen:

- Jeder Zylinder hat eine unterschiedliche Haftreibung, die von der Dichtungsart (Lippendichtung oder Ringdichtung) abhängig ist. Diese Haftreibung können wir zwar ermitteln, aber nicht wesentlich ändern. Die Haftreibung des Zylinders kann über den Kolbenweg nach Kraft oder nach Steuergeschwindigkeit ermittelt werden (siehe Kapitel 3). Wegen dieser unterschiedlichen Reibungen können die Kräfte in Richtung Zug-Schub-Versuch geändert werden und große Verzerrungen verursachen.
- Alle Schläuche, die zwischen Aggregat und Zylinder eingebaut werden, sollen die gleiche Länge haben, um unterschiedliche Öl-Reibungsverluste zu vermeiden.
- Wegen der unterschiedlichen Zylinderreibungen soll die Maschine nicht über Öldruck gesteuert werden, sondern die Steuerung soll separat über Kraftmessdosen (KMD) mit einer Servoventil-Steuerung erfolgen.

Versuche in Kapitel 3.1 zeigen, dass, wenn man über den Öldruck steuert, die Kräfte (*wirklich angebrachte Kraft – Versuchskraft*) von verschiedenen Zylindern, obwohl sie mit gleichem Öldruck arbeiten, deutlich unterschiedlich sind. Das führt zum Effekt, dass die Zylinderreibung der zweiten Richtung als Querdehnungsbehinderung für den Zylinder in der ersten Richtung wirkt. In dem Versuch entsteht ein bauchiger Verlauf im Kraft-Verformungs-Diagramm, siehe Kapitel 3.1.

Durch den Zug-Zug-Versuch wird nochmals deutlich, dass man mit Hilfe eines Finite-Elemente-Modells (ATENA), wie im Kapitel 3.1 und in MICHLER [66] beschrieben wurde, die textilbewehrte Beton-Probengeometrie gut optimieren kann. Das ist sinnvoll und hilfreich für die Voreinstellungen des experimentellen Versuchs, um unerwünschte Nebeneffekte auszuschalten, damit Aufwand und Kosten minimiert werden können.

- In Kapitel 3.2.2 wird mit Hilfe eines FE-Modells gezeigt, dass durch Ändern der Probengeometrie, durch das Entfernen der Ecken, die Dehnungsbehinderung durch die Lasteinleitung weitgehend vermieden werden kann.
- Je tiefer die Sägeschnitte zwischen den Lasteinleitungen geführt werden, desto größer fällt der homogen gedehnte Bereich aus. Aber es wird auch deutlich, dass am Ende des Sägeschnittes die Spannung sehr konzentriert ist. Deshalb soll die Verstärkungsbewehrung weiter hinein in den Mittelbereich der Proben gelegt werden.
- Im Randbereich (Lasteinleitungszähne und 50 mm weiter vom Rand des Testbereiches in Richtung Mitte) soll der Bewehrungsgehalt in Zugkrafttrichtung mindestens verdoppelt werden gegenüber der Bewehrung im Messbereich, weil es sonst zu dem unerwünschten Randstörungseffekt (Die Lasteinleitung versagt frühzeitig.) kommt.
- Die Zug-Zug-Versuche der Proben B1-380, B1-381 (im Kapitel 4) haben diesen Effekt nachgewiesen.

In Kapitel 3.3 wird die Lasteinleitung zwischen Zylindern und Betonprobe untersucht. Es stellt sich heraus, dass die Verbindungsart mit einem Bolzen, der zusätzlich mit einem Drehmoment von 5 Nm vorgespannt wird, die günstigste Variante ist, um die Kraft in die Probe einzuleiten. Eine 1 mm dicke Gummischicht zwischen Beton und Stahlflasche hilft einerseits, die Reibung zwischen den Oberflächen Stahl und Beton zu erhöhen und andererseits hilft diese Gummischicht, die Kraft besser zu verteilen. Bei einem Drehmoment von 8 Nm wird die Oberfläche des Betons rund um das Bolzenloch zerstört, d. h. die Lasteinleitung versagt wegen der, von der Lochreibung ausgehenden, Schädigung eher als wegen des Erreichens der Gesamt-Tragfähigkeit im Zahn. Ist das Drehmoment kleiner als 5 Nm, wird nicht genügend Druckkraft aufgebaut, um die Zugkraft von Stahlflaschen in dem Beton zu übertragen, weswegen durch die Lockerung die Lasteinleitung abrutscht, so dass es folglich zu einem Lochleibungsversagen in der Lasteinleitung kommt.

Aus den Untersuchungen ergeben sich weitere Folgerungen:

- Die Tragfähigkeit der Lasteinleitung erhöht sich so gut wie nicht, wenn man nur eine Bewehrungslage mehr zur Bewehrung in die Zähne einlegt.

- Je größer der Randabstand der Dübel, desto höher ist die Tragfähigkeit der Lasteinleitung. Bei einem Randabstand von 100 mm haben alle Lasteinleitungen, egal, ob in Schussfaden- oder in Kettfadenrichtung getestet wird, eine größere Traglast als die mit drei Lagen bewehrte Scheibe selbst. Das bedeutet, wenn in dem zweiaxialen Zug-Zug-Versuch der Probekörper mit drei textilen Lagen im Messbereich bewehrt ist, müssen in den Lasteinleitungszähnen und im Randbereich nur ein bis zwei Bewehrungslagen zur inneren Verstärkung dazugelegt werden. Es ist nicht notwendig, Verstärkungsschichten aufzulaminieren, um die Lasteinleitung zu verstärken. Damit entfallen aufwändige Arbeiten bei der Versuchsvorbereitung und die Reaktion der Betonoberfläche kann bei dem Versuch beobachtet werden.
- Die Verankerungslänge der Textilien ist von der Anzahl der Querfäden und Knoten abhängig. Die Bindungsfestigkeit bzw. Nähfadenfestigkeit und Bindungsart haben hierauf Einfluss. Die Versuchsergebnisse in Kapitel 3.3 weisen das nach. Bei 55 mm Randabstand der Dübel, das entspricht sieben Querfäden pro Gelege (entspricht 91 gebundenen Knoten), ist die Tragfähigkeit der Lasteinleitung etwa 50 % bis 60 % der Tragfähigkeit des Referenz-Versuchs. Bei 100 mm Randabstand der Dübel, was 14 Querfäden pro Gelege (bzw. 182 gebundenen Knoten) entspricht, steigt die Tragfähigkeit bis auf 90 % oder sogar 99 % der Tragfähigkeit des Referenz-Versuchs an.

Im Folgenden sind einige Schlussfolgerungen für die Wirkung der Lasteinleitung auf die Versuchsergebnisse im Kapitel 4 aufgeführt:

- Wenn wir den Lasteinleitungsbereich nicht durch Auflaminieren verstärken und nur 55 mm Randabstand für Dübel lassen, wird die Probe sehr früh in den Lasteinleitungszähnen versagen, während im eigentlichen Messbereich noch nicht viel passiert. Das verdirbt den ganzen Versuch und macht ihn unbrauchbar, siehe o. g. Versuch B1-380.
- Wenn wir den Lasteinleitungsbereich durch Auflaminieren verstärken und diese Verstärkung nur bis zum Ende der Sägeschnitte führen, wird es gleich am Ende der Verstärkungsschicht ein Versagen geben. Grund dafür ist der Sprung im Probenquerschnitt bzw. der Spannungssprung an dieser Stelle.
- Von den möglichen Messtechniken ist die 3D-Photogrammetrie mit kodierten Messmarken die beste Variante. Wie aus den oben beschriebenen Versuchen zu ersehen ist, liefert die Photogrammetrie viel mehr Informationen über den Messbereich als von IWA aufgezeichnet werden können. Je mehr Messmarken auf der Fläche verwendet werden, desto besser und genauer kann die Dehnungsverteilung dargestellt werden. Die Koordinaten der Messmarken helfen uns, die Verformungen der Probenoberfläche zu betrachten, so dass der Versuch

wirklich besser ausgewertet werden kann. In den nächsten Versuchen wird der Messbereich mit 81 Messpunkten betrachtet, das bedeutet, die polygonale Dehnung wird mit einem 7 x 7 Grid in 3D dargestellt werden. Weitere Details zu den Messverfahren befinden sich in dieser Veröffentlichung JESSE [46].

Als Nachweis, dass der Versuchsstand, der in vorliegender Arbeit entwickelt wurde, gut funktioniert, gibt es folgende Bilder vom Versuch B1-438. Dieser Versuch ist einer aus den zweiaxialen Zug-Zug-Versuchsserien, die von Dirk Jesse (siehe JESSE [49]) nach dem o. g. Konzept der vorliegenden Arbeit (siehe Kapitel 5.1) durchgeführt wurden. Der Probekörper enthält 2-lagige textile Tragbewehrung und der Lasteinleitungsbereich enthält zusätzliche zwei eingebaute Lagen des Textils als Verstärkungsbewehrung. Die Proben werden kraftgesteuert mit einer Belastungsgeschwindigkeit von 0,5 kN/s bis zum Bruch gefahren. Das Spannungsverhältnis beträgt $\sigma_1/\sigma_2 = 0,51/1,00$ (vertikal/horizontal). Das Ergebnisbild (Bild 5.1-2) zeigt eine sehr homogene Dehnungsverteilung. Die Abweichung im Messbereich 10 cm x 10 cm beträgt deutlich weniger als 10%, sogar nur um 3% (nach Graustufe). Anhand des erweiterten ACK-Modells (siehe Bild 5.1-1), das von JESSE [45] entwickelt wurde, wird die Spannungs-Dehnungs-Linie analysiert (siehe Bild 5.1-3). Weitere Details und Versuchsergebnisse werden in JESSE [49] veröffentlicht.

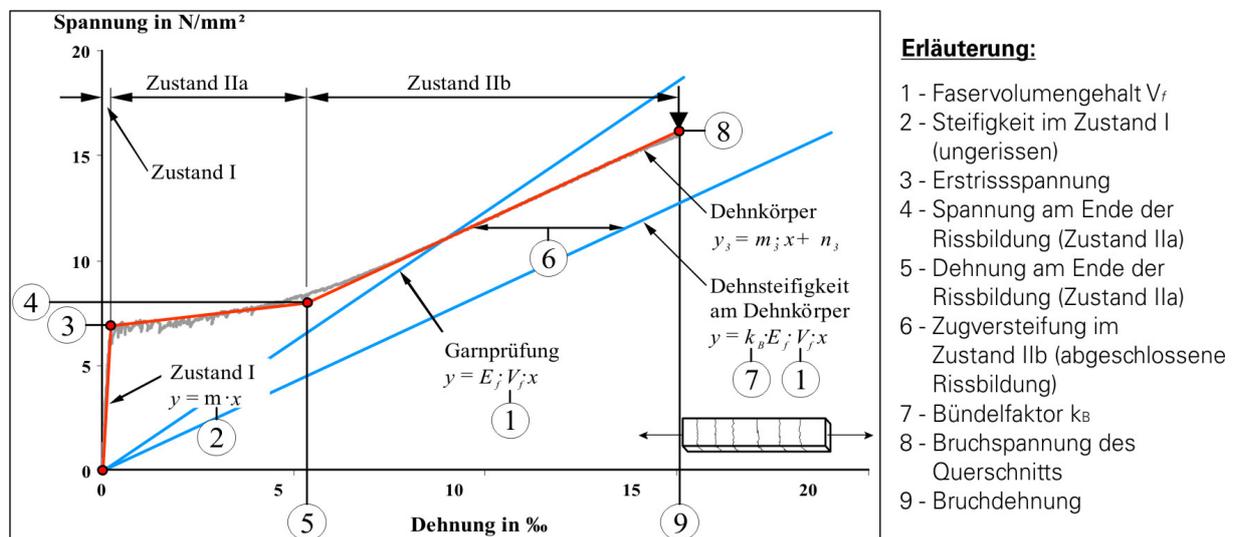


Bild 5.1-1 Schematische Spannungs-Dehnungs-Linie des JESSE-Modells [45]

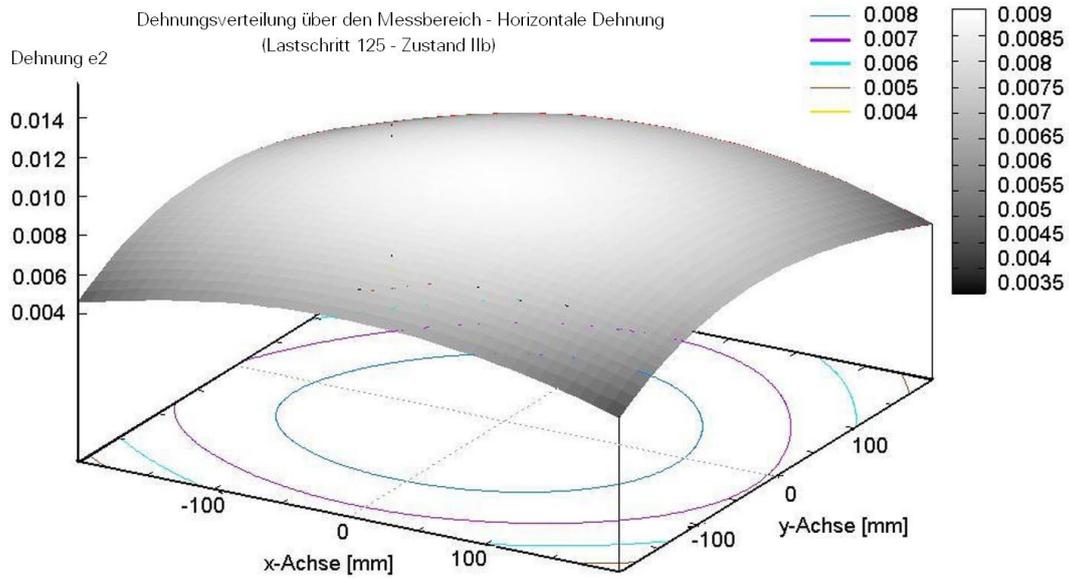


Bild 5.1-2 Versuch B1-438 – Dehnungsverteilung über den Messbereich – horizontale Dehnung

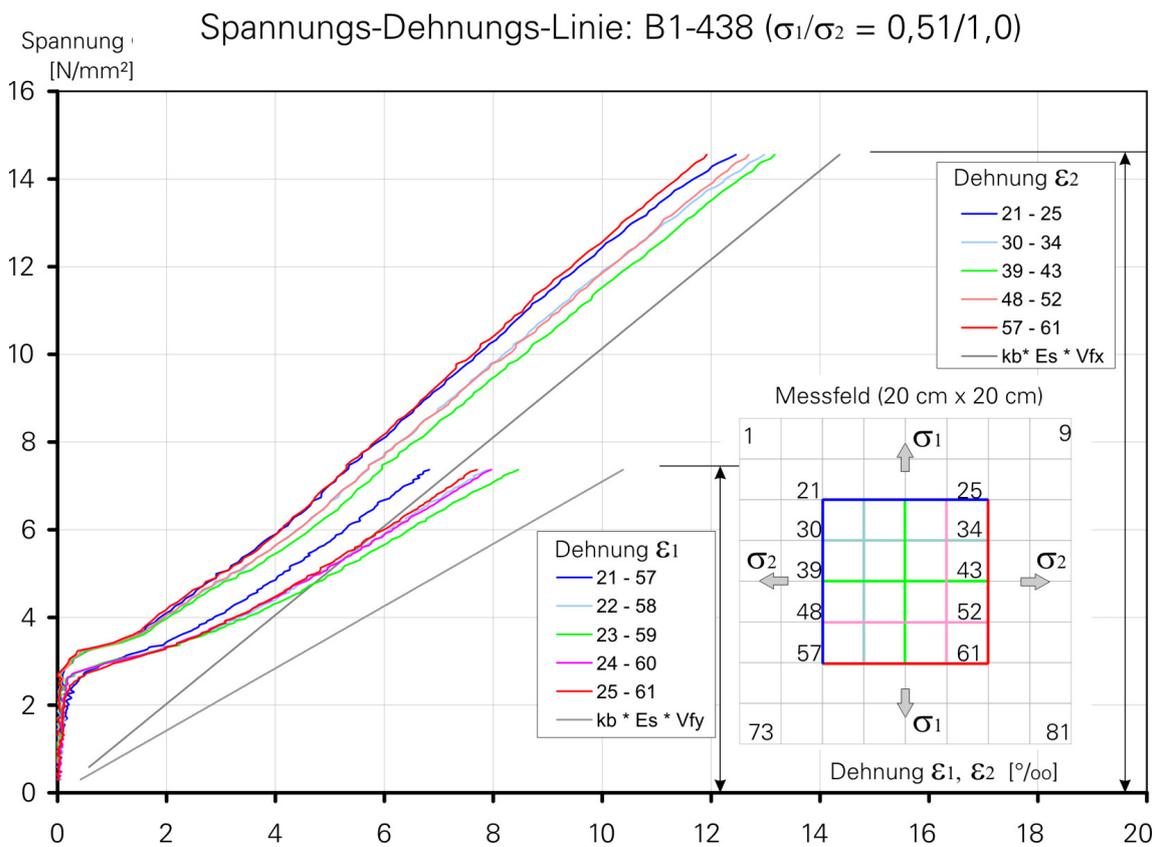


Bild 5.1-3 Versuch B1-438 – Spannungs-Dehnungs-Diagramm

5.2 AUSBLICK

Die gestellten Ziele der Arbeit sind erreicht. Die Maschine zur Durchführung der Zug-Zug-Versuche ist gebaut und eingerichtet. Die Steuerung der Zylinder ist gelöst und erprobt. Die Messmethode ist entwickelt, die Vorteile der Photogrammetrie können genutzt werden und entsprechende Routinen zur Auswertung sind erarbeitet. Die Methoden zur Auswertung der Spannungs-Dehnungs-Linie sind beschrieben. Die maßgebenden Effekte, die auf die Versuchsergebnisse bzw. auf die Ermittlung des Tragverhaltens des textilbewehrten Betons Einfluss haben, sind beschrieben und können bei weiteren Untersuchungen berücksichtigt werden, um die Spannungs-Dehnungs-Linien richtig ermitteln zu können.

Damit sind die Grundlagen gelegt, um in umfangreichen Testreihen die Spannungs-Dehnungs-Linien für das neue Material textilbewehrter Beton ermitteln und mit deren Hilfe ein geeignetes Stoffgesetz aufstellen zu können. Diese Arbeiten werden zurzeit von Dirk Jesse durchgeführt.

Aus der Beobachtung der ersten Versuchsergebnisse folgt die Hypothese zur Wirkung der Nähspannung/Bindungsspannung, der Nähfäden auf die Tragfähigkeit des Textils (siehe Kapitel 4.7). Diese soll anderen Wissenschaftlern nützliche Informationen bringen und die Erforschung des Materials anregen, so dass in naher Zukunft ein richtiges, perfektes Materialmodell für den textilbewehrten Beton aufgestellt werden kann und somit dieses innovative neue Material weiter in der Anwendbarkeit verbreitet und bekannt gemacht wird.

6 LITERATUR

A

- [1] Aveston, J.; Kelly, A.: *Theory of multiple fractures of fibrous composites*. Journal of Materials Science **8** (1973), S. 352-362
- [2] Atkinson, R. H.: *A cubical test cell for multiaxial testing of materials*. Dissertation, University of Colorado (1972)
- [3] Abdkader, A.; Offermann, P.: *Textile Werkstoffe und Flächengebilde zur bautechnischen Verstärkung und Instandsetzung – Teil 4: Einfluss der Prüfbedingungen und Schlichte auf die Deformationskennwerte von AR-Glasfilamentgarnen*. Technische Textilien **45** (2002). S. 154-156
- [4] Abdkader, A.: *Charakterisierung und Modellierung der Eigenschaften von AR-Glasfilamentgarnen für die Betonbewehrung*. Dissertation, TU Dresden (2004)
- [5] ACI Committee 440: *Guide for the Design and Construction of Externally Bonded FRP Systems for Strengthening Concrete Structures*. ACI Committee Report ACI 440.2R-02
- [6] ACI Committee 440: *Guide Test Methods for Fiber-Reinforced Polymers (FRPs) for Reinforcing or Strengthening Concrete Structures*. ACI Committee Report ACI 440.3R-04
- [7] Abdkader, A.; Offermann, P.: *Textile Werkstoffe und Flächengebilde zur bautechnischen Verstärkung und Instandsetzung – Teil 1: Deformationskennwerte von AR-Glasfilamenten*. Technische Textilien **43**, November (2000). S. 265-270
- [8] Abdkader, A.; Offermann, P.: *Textile Werkstoffe und Flächengebilde zur bautechnischen Verstärkung und Instandsetzung – Teil 3: Deformationskennwerte von AR-Glasfilamentgarnen*. Technische Textilien **45**, März (2002). S. 21-23

B

- [9] Benning, W.; Lange, J.; Schwermann, R.; Effkemann, C.; Görtz, S.: *Monitoring crack origin and evolution at concrete element using Photogrammetry*. XXth ISPRS Congress, Istanbul (2004)
- [10] Benning, W.; Schwermann, R.; Lange, J.: *Automatic Analysis of Crack image on textile-reinforced concrete structures using photogrammetry*. In: CURBACH, M. (Hrsg.): *Textile Reinforced Structures (Proceedings of the 2nd Colloquium on Textile Reinforced Structures)*. CTRS2, Dresden, Sonderforschungsbereich 528 (2003). S. 201-212
- [11] Banzant, Z. P.; Gambarova, P. G.: *Crack shear in concrete: Crack band microplane model*. Journal of Structural Engineering ASCE Vol. **106**, No. 9, September (1984)
- [12] Banzant, Z. P.; Oh, B. H.: *Crack band theory for fracture of concrete*, *Materiaux et Construction* **16** (1993), S. 155-177
- [13] Becker, G.; Weigler, H.: *Untersuchungen über das Bruch- und Verformungsverhalten von Beton bei zweiachsiger Beanspruchung*. Lehrstuhl und Institute für Massivbau an der TH Darmstadt, Heft 1 (1963)

C

- [14] Cervenka, V.; Bergmeister, K.: *Nichtlineare Berechnung von Stahlbetonkonstruktionen – Finite Elemente Simulation unter Bemessungsbedingungen*. *Beton- und Stahlbetonbau* **94** (1999). Heft 10, S. 413-419
- [15] Cervenka, V.; Jendelle, L.; Cervenka, J.: *ATENA Program Dokumentation, Part1-Theory*. In: CERVENKA et al.: *ATENA Computer Program for Nonlinear Finite Element Analysis of Reinforced Concrete Structures (Revision June 2001)*. Program Guide Book (2000)
- [16] Cho, J.-Y.; Kim, N.-S.; Cho, N.-S.: *Stress-strain relationship of reinforced concrete subjected to biaxial tension*. *ACI Structural Journal* **101** (2004). S. 202-208
- [17] Cho, J.-Y.; Kim, N.-S.; Cho, N.-S.; Choi, I.-K.: *Cracking behaviour of reinforced concrete panel subjected to biaxial tension*. *ACI Structural Journal* **101** (2004). S. 74-76

- [18] Curbach, M.: *Grundlegende Untersuchungen zum Tragverhalten von textilbewehrtem Beton*. Seminar DIN 1045-1 der Friedrich & Lochner GmbH. Stuttgart (2002)
- [19] Curbach, M.; Jesse, F.: *Dehnkörper aus textilbewehrtem Beton – Phänomene, Deutung, Schlussfolgerungen*. In: HEGGER, J. (Hrsg.): *Textilbeton (1. Fachkolloquium der Sonderforschungsbereich 528 und 532)*. Aachen (2001), S. 125-136
- [20] Curbach, M.; Jesse, F.: *Experimentelle Ermittlung des einaxialen Stoffgesetzes von textilbewehrtem Beton*. In: CURBACH, M. (Hrsg.): *Arbeits- und Ergebnisbericht für die Periode II/1999-I/2002 (Textile Bewehrungen zur bautechnischen Verstärkung und Instandsetzung)*. Technische Universität Dresden, Sonderforschungsbereich 528 (2001), S. 165-198
- [21] Curbach, M.; Jesse, F.: *Beton im Textilbeton – Die Entwicklung*. In: LOHAUS, L. (Hrsg.): *Ingenieurbaustoffe – Konstruktive Wege in die Zukunft*. Festschrift zum 60. Geburtstag von Prof. Dr.-Ing. Harald Schorn, Universität Bochum, Eigenverlag (2001), S. 29-44
- [22] Curbach, M.; Jesse, F.: *Festigkeit von textilbewehrtem Beton mit Bewehrung aus AR-Glas Filamentgarnen*. In: CURBACH, M. (Hrsg.): *Textile Reinforced Structures (Proceedings of the 2nd Colloquium on Textile Reinforced Structures)*. CTRS2, Dresden, Sonderforschungsbereich 528 (2003), S. 299-312
- [23] Curbach, M. et al.: *Sachstandbericht zum Einsatz von Textilien im Massivbau*. In: *Deutsche Ausschuss für Stahlbeton (DAfStb), Heft 488*. Berlin: Beuth Verlag, 1998
- [24] CEB: *RC elements under cyclic loading*. State of the art report, Bulletin **230** (1996)
- [25] CEB: *Concrete Tension and Size Effects*. Contributions from CEB Task Group 2.7, Bulletin **237** (1997)
- [26] Chen, W. F.: *Plasticity and Modeling*. In: *Constitutive Equations for Engineering Materials*. Vol. **2** (1994). Elsevier. Amsterdam-London-New York-Tokyo
- [27] Chen, W. F.; Saleeb, A. F.: *Elasticity and Modeling*. In: *Constitutive Equations for Engineering Materials*. Vol. **1** (1994). Elsevier. Amsterdam-London-New York-Tokyo
- [28] Chen, W. F.; Saleeb, A. F.: *Constitutive Equations for Engineering Materials*, John Willey & Sons (1982), ISBN 0-471-09149-9

- [29] Collins, M.; Vecchio, F.; Mehlhorn, G.: *An international competition to predict the response of reinforced concrete panels*. In: *Can. J. Civ. Eng.* Vol **12** (1985). S. 624-644

D

- [30] DIN EN 196-1 1995-05 Prüfverfahren für Zement – Teil 1: Bestimmung der Festigkeit; Deutsche Fassung EN 196-1:1994
- [31] Dugas, M.; Weise, S.: *Textilbewehrter Beton*. Technische Universität Dresden, Institute für Tragwerke und Baustoffe, Lehrstuhl für Massivbau, Diplomarbeit Nr. D763 (1997)

E

- [32] Eibl, J.; Ivanyi, G.: *Studie zum Trag- und Verformungsverhalten von Stahlbeton*. DAfStb (1976). Heft **260**, S. 186-217, S. 263-299, S. 321-323

F

- [33] Franke, B.; Franke, S.; Rautenstrauch, K.: *Beanspruchungsanalyse von Holzbauteilen durch 2D-Photogrammetrie*. In: *Bautechnik* **82** (2005). Heft 2, S. 61-68
- [34] Föppl, A.: *Die Abhängigkeit der Bruchgefahr von der Art des Spannungszustandes*. Mitteilungen aus dem technischen Laboratorium der Königlich Technischen Hochschule München, München, Heft **27** (1900)

G

- [35] Gergely, P.; White, R. N.; Conley, C. H.: *Strength and Stiffness of Reinforced Concrete Panels Subjected to Membrane Shear, Two-Way and Four-Way Reinforcing*. Report. Cornell University (1981). NUREG/CR-2049

H

- [36] Hampel, U.; Schreiber, F; Flach, B.: *Erfassung der Verformungs-, Riss- und Schädigungs-Entwicklung textilverstärkter Baukonstruktionen mit Hilfe Digitaler Photogrammetrischer Verfahren*. In: HEGGER, J. (Hrsg.): *Textilbeton (1. Fachkolloquium der Sonderforschungsbereiche 528 und 532)*. Aachen (2001), S. 265-276
- [37] Hillerborg, A.; Modeer, M; Petersson, P. E.: *Analysis of Crack Formation and Crack Growth in Concrete by means of Fracture Mechanics and Finite Elements*. Cement and Concrete Research, Vol. **6**, No. 6 (1976), pp. 773-782
- [38] Hegger, J.; Voss, S.: *Tragverhalten von Textilbeton unter zweiachsialer Beanspruchung*. In: CURBACH, M. (Hrsg.): *Textile Reinforced Structures (Proceedings of the 2nd Colloquium on Textile Reinforced Structures)*. CTRS2, Dresden, Sonderforschungsbereich 528 (2003), S. 313-324
- [39] Hegger, J.; Will, N.; Curbach, M.; Jesse, F.: *Tragverhalten von textilbewehrtem Beton. Verbund, Rißbildung und Tragverhalten (Load-bearing behaviour of textil reinforced concrete)*. Beton und Stahlbetonbau **99** (2004). Heft 6, S. 452-455
- [40] Hegger, J.; Will, N.; Molter, M.; Littwin, R.: *Bruch- und Rißverhalten von textilbewehrtem Beton*. Bautechnik **79** (2002). Heft 4, S. 268-271
- [41] Hillerborg, A.: *Analysis of a Single Crack Fracture Mechanics of Concrete*. Edited by F. H. Wittmann, Elsevier Science Publishers B. V., Amsterdam (1983), pp. 223-249
- [42] Hilmy, S. I. et al.: *Strength and Stiffness of Uniaxially Tensioned Reinforced Concrete Panels Subjected to Membrane Shear*. Bericht. Cornell University (1982). NUREG/CR-2788
- [43] Hilsdorf, H.: *Die Bestimmung der zweiachsigen Festigkeit des Betons*. Deutscher Ausschuss für Stahlbeton (1965). Heft 173
- [44] Hordijk, D. A.: *Local Approach to Fatigue of Concrete*. Dissertation, Delft University of Technology, the Netherlands (1991) ISBN 90/9004519-8

J

- [45] Jesse, F.: *Tragverhalten von unidirektionalen und textilen Bewehrungen aus Multifilamentgarnen in einer zementgebundenen Matrix*. Dissertation, TU Dresden (2004)

- [46] Jesse, D.; Michler, Y. L.; Jesse, F.: *Stress-Strain behavior of textile reinforced concrete subjected to biaxial tension*. In: RILEM Publications S.A.R.L, *Proceedings of the 1st International RILEM Conference*, Aachen, 6-7 September 2006. S. 141-150
- [47] Jesse, F.: *Bericht über das Teilprojekt B1 – Experimentelle Ermittlung des Tragverhaltens von textildbewehrtem Beton*. Finanzierungsantrag für die Periode 2008/2 – 2011/1, Sonderforschungsbereich SFB–528
- [48] Jesse, D.; Jesse, F.; Curbach, M.: *Lokale Lasteintragung über Bolzenverbindungen in dünne Bauteile aus textildbewehrtem Beton*. Beton- und Stahlbetonbau **103** (2008). Heft 2, S. 73–84
- [49] Jesse, D.; Jesse, F.: *Tragverhalten von Textilbeton unter zweiachsender Zugbeanspruchung*. In: CURBACH, M.; JESSE, F. (Hrsg.): *Textilbeton Theorie und Praxis (Tagungsband zum 4. Kolloquium zu textildbewehrten Tragwerken (CTRS4) und zur 1. Anwendertagung)*. Dresden, 3.6.-5.6.2009. S.129-144

K

- [50] Kaufmann, W.: *Strength and Deformations of Structures Concrete Subjected to In-Plane Shear and Normal Forced*. IBK Forschungsbericht (1998). Nr. 234, S. 20-95
- [51] Keuser, M.; Purainer, R.; Brunner, S.: *Bauteile aus Stahlbeton unter Zugbeanspruchung*. Beton- und Stahlbetonbau **99** (2004). S. 552-560
- [52] Keuser, M.; Mehlhorn, G.: *Finite Element Models for Bond*. Journal of Structural Engineering ASCE 113 (1987). S. 2160-2173
- [53] Krüger, M.: *Vorgespannter textildbewehrter Beton*. Dissertation, Universität Stuttgart (2004)
- [54] Kollegger, J.; Mehlhorn, G.: *Material model for the analysis of reinforced concrete surface structures*. Computational Mechanics **6** (1990). Nr. 5-6, S. 341-357
- [55] Kupfer, H.; Hilsdorf, H. K.; Rüschi, H.: *Behavior of Concrete under biaxial Stresses*. Journal of the American Concrete Institute Vol **66**, No. 8 (1969). pp. 656-66
- [56] Kupfer, H.; Zelger, C.: *Bau und Erprobung einer Versuchseinrichtung für zweiachsige Belastung*. DAFStb (1993). Heft 229

- [57] Kupfer, H.; Gerstle, K.: *The non-linear behaviour of concrete under biaxial stress states*. Journal of the Engineering Mechanics Division ASCE Vol. **99** (1973). S. 853-866

L

- [58] Li, V. C.; Stangt, H.: *Interface Properly Characterization and Strengthening Mechanisms in Fiber Reinforced Cement Base Composites*. Journal Advanced Cement Based Materials **6** (1997). No. 1, S. 1-20
- [59] Li, V. C.: *Micromechanics of crack bridging in fibre reinforced concrete*. Materials and Structures 26 (1993). S. 486-494
- [60] Littwin, R.: *Verifizierung und Optimierung eines Verbundgesetzes*. In: HEGGER, J. (Hrsg.): *Textilbeton (1. Fachkolloquium der Sonderforschungsbereiche 528 und 532)*. Aachen (2001), S. 137-150

M

- [61] Maas, H.-G.; Hampel, U.; Schulze, M.: *Photogrammetrische und computer-tomographische Erfassung von Deformationen, Rissentwicklungen und Strukturveränderungen bei Belastungsversuchen von textilverstärkten Probekörpern*. In: CURBACH, M. (Hrsg.): *Textile Reinforced Structures (Proceedings of the 2nd Colloquium on Textile Reinforced Structures)*. CTRS2, Dresden, Sonderforschungsbereich 528 (2003). S. 187-199
- [62] Mayer, J.-S.; Hansen, A.-C.: *Multicontinuum Failure Analysis of Composite Structural Laminates*, <http://people.alfred.edu/~mayesjs/>
- [63] Mayer, J. S.; Key, T. C.; Welsh, J. S.: *Damage initiation mechanics in glass fabric composites*, AIAA 2002-1742,
<http://people.alfred.edu/~mayesjs/Damage%20Initition%20Mechanics%20AIAA.htm>
- [64] Minelli, F.; Vercchio, F. J.: *Compression Field Modeling of Fiber-Reinforced Concrete Members under Shear Loading*. ACI Structural Journal **103** (2006). S. 244-252
- [65] Mäder, E.; Plonka, R.; Schiekkel, M.; Hempel, R.: *Coatings on Alkali-Resistant Glass Fibres for the Improvement of Concrete*. 12th International Techtexil Symposium, 7-10 April 2003, Frankfurt

- [66] Michler, Y. L.: *Zweiachiales Spannungsverhalten von textildbewehrtem Beton: Entwicklung des Versuchsaufbaus*. Beton- und Stahlbetonbau **100** (2005), No. S2, S. 239-242
- [67] Molter, M.: *Bruchtragverhalten textildbewehrter Biegekörper (Load-bearing capacity and serviceability of textile reinforced bending beams)*. In: HEGGER, J. (Hrsg.): *Textilbeton (1. Fachkolloquium der Sonderforschungsbereiche 528 und 532)*. Aachen (2001), S. 205-219

N

- [68] Newman, K.: *Concrete control test as measures of the properties of concrete*. In: *Proceedings of a Symposium of Concrete Quality*, London, 1964, Cement and Concrete Association, London

O

- [69] Oesterle, R.-G.; Russell, H.-G.: *Shear Transfer in Large Reinforced Concrete Containment Elements*. Bericht, Cornell University (1980). NUREG/CR-1374
- [70] Offermann, P.; Engler, T.; Gries, T.; Roye, A.: *Technische Textilien zur Bewehrung von Betonbauteilen*. Beton- und Stahlbeton **99** (2004), Heft 6, S. 437-443
- [71] Offermann, P.; Abdkader, A.; Engler, Th.; Schierz, M.: *Grundlagen textiler Bewehrungsstrukturen zur Verstärkung bestehender Bauwerke*. In: CURBACH, M. (Hrsg.): *Arbeitsbericht des Sonderforschungsbereiches 528*. Technische Universität Dresden, 01062 Dresden, Sonderforschungsbereich 528, 2001, S. 25-73
- [72] Ohno, S.; Hannant, D. J.: *Modeling the Stress–Strain Response of Continuous Fiber Reinforced Cement Composites*. ACI Materials Journal **91** (1994), Nr. 3, S. 306-312
- [73] Ortlepp, R.: *Untersuchungen zur Verbundverankerung textildbewehrter Feinbetonverstärkungsschichten*. Dissertation, TU Dresden (2007)
- [74] Offermann, P.; Köckkritz, U.; Abdkader, A.; Engler, Th.; Waldmann, M.: *Anforderungsgerechte Bewehrungsstrukturen für den Einsatz im Betonbau*. In: CURBACH, M. (Hrsg.): *Textile Reinforced Structures (Proceedings of the*

2nd Colloquium on Textile Reinforced Structures). CTRS2, Dresden, Sonderforschungsbereich 528 (2003), S. 15-28

- [75] Ortlepp, R.: *Teilprojekt B5 – Verbundtragverhalten der textilen Bewehrung und Grundlagenuntersuchungen zu konstruktiven Bewehrungsdetails*. In: *Finanzierungsantrag für die Periode 2008/2-2011/1*. Textile Bewehrungen zur Bautechnischen Verstärkung und Instandsetzung, Dresden, Sonderforschungsbereich 528 (2008)

P

- [76] Perdikaris, P.-C.; White, R.-N.; Gergely, P.: *Strength and Stiffness of Tensioned Reinforced Concrete Panels Subjected to Membrane Shear, Two-Way Reinforcing*. Bericht. Cornell University (1980). NUREG/CR-1602
- [77] Perdikaris, P.-C.; Hilmy, S.; White, F.: *Extensional Stiffness of Precracked R/C Panel*. In: *Journal of Structural Engineering* **111** (1985). S. 487-504
- [78] Perdikaris, P. C.; White, R. N.: *Shear Modulus of Precracked R/C Panels*. *Journal of Structural Engineering* **111** (1995). No. 2, S. 270-289
- [79] Purainer, R.: *Cracking and load-carrying behaviour of reinforced concrete panel subjected to biaxial tension*. In: *Conference Proceedings, 5th PhD Symposium in Civil Engineering, Delft* (2004). S. 183-190
- [80] Purainer, R.: *Last- und Verformungsverhalten von Stahlbetonflächen-tragwerken unter zweiachsialer Zugbeanspruchung*. Dissertation, Universität der Bundeswehr München (2005).
- [81] Procter, B. A.: *The stress-strain behaviour of glass fibre reinforced cement composites*. *Journal of Materials Science* 21 (1986). S. 2441-2448
- [82] Purnell, P.; Beddows, J.: *Durability and simulated ageing of new matrix glass fibre reinforced concrete*. *Cement & Concrete Composites* 27 (2005). S. 875-884
- [83] Peled, A.; Bentur, A.: *Fabric structure and its reinforcing efficiency in textile reinforced cement composites*. *Composites: Part A* 34 (2003). S. 107-118
- [84] Peled, A.; Bentur, A.: *Mechanisms of Fabric Reinforcement of Cement Matrices Effect of Fabric Geometry and Yarn Properties*. In: CURBACH, M. (Hrsg.): *Textile Reinforced Structures (Proceedings of the 2nd Colloquium on Textile Reinforced Structures)*. CTRS2, Dresden, Sonderforschungsbereich 528 (2003). S. 283-297

R

- [85] Rehm, G.: *Über die Grundlagen des Verbundes zwischen Stahl und Beton*, Deutscher Ausschuss für Stahlbeton (1961). Heft 138
- [86] Rehm, G.: *Zum Zug- und Schubtragverhalten von Bauteilen aus Hochfestem Beton*, Deutscher Ausschuss für Stahlbeton DAfStb (1994). Heft 444
- [87] Reinhardt, H. W.; Krüger, M.: *Vorgespannte dünne Platten aus Textilbeton*. In: CURBACH, M. (Hrsg.): *Textile Reinforced Structures (Proceedings of the 2nd Colloquium on Textile Reinforced Structures)*. CTRS2, Dresden, Sonderforschungsbereich 528 (2003), S. 91-99
- [88] Rueberg, K.; Bruckermann, O.; Hegger, J.: *Remarks on the Behavior and Modeling of textile reinforced concrete in plane stress state*. In: RILEM Publications S.A.R.L, *Proceedings of the 1st International RILEM Conference*, Aachen, 6-7 September 2006. S. 253-264
- [89] Reinhardt, H. W.; Krüger, M.: *Vorgespannte Bauteile aus textildbewehrtem Beton*. Beton- und Stahlbetonbau Vol. **99** (2004). Heft 6, S. 472-475
- [90] RILEM Publication S.A.R.L.: *Report 36 – Textil Reinforced Concrete. State-of-the-Art Report of RILEM Technical Committee 201-TRC*. BRAMESHUBER, W. (Hrsg.) (2006)

S

- [91] Schickert, G.: *Schwellenwerte beim Betondruckversuch*. Deutscher Ausschuss für Stahlbeton DAfStb (1980). Heft 312
- [92] Schorn, H.; Butler, M.; Hempel, R.; Schiekkel, M.: *Untersuchungen zur Dauerhaftigkeit von alkaliresistenten Glasfilamentgarnen in zementgebundenen Matrices*. In: CURBACH, M. (Hrsg.): *Textile Reinforced Structures (Proceedings of the 2nd Colloquium on Textile Reinforced Structures)*. CTRS2, Dresden, Sonderforschungsbereich 528 (2003), S. 77-89
- [93] Schickert, G.; Winkler, H.: *Versuchsergebnisse zur Festigkeit und Verformung von Beton bei mehraxialer Druckbeanspruchung*. Deutscher Ausschuss für Stahlbeton DAfStb (1997). Heft 277
- [94] Schlaich, J.; Schäfer, K.: *Konstruieren im Stahlbetonbau*. In: *Beton Kalender 2001* (2001), Teil E, S. 311-487

V

- [95] Vecchio, F. J.: *Nonlinear Analysis of Reinforced Concrete Frame Subjected to Thermal and Mechanical Loads*. ACI Structural Journal **84** (1987). S. 492-501
- [96] Vecchio, F. J.: *Reinforced Concrete Membrane Element Formulation*. Journal of Structural Engineering **116** (1990). No. 3, S. 730-750
- [97] Vecchio, F. J.; Chan, C. C. L.: *Reinforced Concrete Membrane Elements with Perforations*. Journal of Structural Engineering **116** (1990). No. 9, S. 2344-2360
- [98] Vecchio, F. J.; Polak, M. A.: *Reinforced Concrete Shell Elements Subjected to Bending and Membrane Loads*. ACI Structural Journal **91** (1994). S. 261-268
- [99] Vecchio, F. J.; DeRoo, A.: *Smear-crack Modelling of Concrete Tension Splitting*. Journal of Engineering Mechanics **121** (1995). No. 6. S. 702-708
- [100] Vecchio, F. J.: *Nonlinear Finite Element Analysis of Reinforced Concrete Membranes*. ACI Structural Journal **86** (1989). S. 26-35
- [101] Vecchio, F. J.; Nieto, M.: *Shear Friction Test on Reinforced Concrete Panels*. ACI Structural Journal **88** (1991). S. 371-379
- [102] Vecchio, F. J.; Lai, D.; Shim, W.; Ng, J.: *Disturbed Stress Field Model for Reinforced Concrete: Validation*. Journal of Structural Engineering **127** (2001). S. 350-357
- [103] Vecchio, F. J.: *Towards Cyclic Load Modeling of Reinforced Concrete*. ACI Structural Journal **96** (1999). S. 21-31
- [104] Vecchio, F. J.; Collins, M. P.: *Predicting the Response of Reinforced Concrete Beams Subjected to Shear Using Modified Compression Field Theory*. ACI Structural Journal **85** (1988). S. 258-268
- [105] Vecchio, F. J.; Lai, D.: *Crack Shear-Slip in Reinforced Concrete Elements*. Journal of Advanced Concrete Technology **2** (2004). No. 3. S. 289-300
- [106] Vecchio, F. J.; Collins, M. P.: *The Modified Compression Field Theory for Reinforced Concrete Elements Subjected to Shear*. ACI Structural Journal **83** (1986). S. 219-231

- [107] Voss, S.: *Tragverhalten und Bemessung von Bauteilen aus Textilbewehrtem Beton*. Tagungsband 45. Forschung Kolloquium des DAfStb, Wien (2005). S. 215-218
- [108] Voss, S.: *Ingenieurmodelle zum Tragverhalten von textildbewehrtem Beton*. Dissertation, RWTH Aachen (2008)

W

- [109] Weigler, H.; Becker, G.: *Über das Bruch- und Verformungsverhalten von Beton bei mehrachsiger Beanspruchung*. Bauingenieur **36** (1961). Heft 10
- [110] Wästlund, G.: *Nya rön angående betonges grundläggande halfasthetsegenskaper*. Betong, Vol. **3**, Stockholm, 1937

Y

Z

- [111] Zhang, J.; Li, V. C.: *Influences of Fibers on Drying Shrinkage of Fiber-Reinforced Cementitious Composite*. ASCE Journal of Engineering Mechanics **127** (2001). No. 1, S. 37-44
- [112] Zorn, H.: *Alkali resistente Glasfasern – Von der Herstellung bis zur Anwendung*. In: CURBACH, M. (Hrsg.): *Textile Reinforced Structures (Proceedings of the 2nd Colloquium on Textile Reinforced Structures)*. CTRS2, Dresden, Sonderforschungsbereich 528 (2003), S. 1-13

7 VERZEICHNISSE

7.1 VERZEICHNIS DER BILDER

Bild 2.1.2-1	Lasteintragung bei experimentellen Versuchen mit Beton – EIBL/IVANYI [32]	9
Bild 2.2.1-1	Zweiachialer Versuch an Stahlbetonplatten von VECCHIO/COLLINS [104], [106]	17
Bild 2.2.2-1	Zweiachiale Zugversuche an Stahlbetonscheiben von PERDIKARIS, HILMY und WHITE [77]	21
Bild 2.3.1-1	Versuchsaufbau zur Ermittlung der Spannungs-Dehnungs-Linie eines AR-Glasfilamentgarns, nach ABDKADER [4]	28
Bild 2.3.1-2	Beispiele für Textilstruktur, nach OFFERMANN et al. [70]	29
Bild 2.3.1-3	Beispiele für zweiachiale Gelege und multiaxiale Gelege aus AR-Glas	30
Bild 2.3.1-4	Fadenrichtung in verwendeter Textilbewehrung (Gelege) aus AR-Glas	31
Bild 2.3.1-5	Schematische Darstellung der Bindungsarten nach JESSE [45]	31
Bild 2.3.1-6	Diagramm, nach OFFERMANN et al. [71]	32
Bild 2.3.2-1	Einaxiale Zugversuche von JESSE [45]	33
Bild 2.3.2-2	Einaxiale Zugversuche mit textilbewehrtem Beton von JESSE [45] – schematische Darstellung des erweiterten ACK-Modells (links) und Vergleich zwischen Modell und Versuchsergebnissen (rechts)	36
Bild 2.3.3-1	Zweiachiale Zugversuche an mit AR-Glas bewehrten Textilbetonscheiben von VOSS [108], RUEBERG [88] (an RWTH Aachen)	39
Bild 2.3.3-2	Textilbewehrte Scheibenversuche – mit 4 Zylindern in Querrichtung (links), mit 2 Zylindern in Querrichtung (mitte) und Darstellung der Lastgeschichte bei zweiachialer Beanspruchung (rechts) – Voss [108]	40
Bild 3.1.1-1	Rahmenkonstruktion für die zweiachiale Prüfmaschine – Detailentwurf	46
Bild 3.1.2-1	Ermittlung der Haftreibung des Zylinders	50
Bild 3.1.2-2	Haftreibung der verschiedenen Zylinder über Kolbenweg – Vergleich nach Steuerkraft und Steuergeschwindigkeit	51

Verzeichnis der Bilder	Seite
Bild 3.1.2-3 Effekt (oben) und Lösung (unten) für Steuerungsmethode – Versuch mit Plexiglas – Kraftsteuerung über den Öldruck (oben) und über KMD-Kraftmessdose (unten)	55
Bild 3.2.1-1 Schematische Darstellung eines typischen Verlaufs der einaxialen Spannungs-Dehnungs-Linie von textilbewehrtem Beton und einaxialem FE-Zugstabmodell	61
Bild 3.2.1-2 Versuchsergebnisse mit dem Zugstabmodell im ATENA [15]	62
Bild 3.2.2-1 Schema des FE-Modells für zweiaxiale Zug-Zug-Versuche	65
Bild 3.2.2-2 Variierte Parameter des FE-Modells für zweiaxiale Zug-Zug-Versuche	66
Bild 3.2.2-3 Dehnungsverteilung in X-Richtung bei variierten Parametern – FE-Modell für zweiaxiale Zug-Zug-Versuche, Kraft als Belastung	69
Bild 3.2.2-4 Dehnungsverteilung in X-Richtung bei variierten Parametern – FE-Modell für zweiaxiale Zug-Zug-Versuche, Verschiebung als Belastung	70
Bild 3.2.2-5 Dehnungsverteilung in X-Richtung – Weitere FE-Simulation mit der Variante „größere Randverstärkung“	72
Bild 3.2.2-6 Weitere FE-Simulation mit unterschiedlichen Materialgesetzen im Randverstärkungsbereich – Vergleich zwischen gewähltem Modell und nachgebildetem Modell von Voss [108]	74
Bild 3.3.1-1 Versuchsstand der zu untersuchenden Lasteinleitungsstruktur (unmaßstäblich) – Verbindungsart der Lasteinleitung	76
Bild 3.3.1-2 Tragfähigkeit der Lasteinleitung in Abhängigkeit von der Verbindungsart	79
Bild 3.3.2-1 Versuchsstand – Tragfähigkeit der Lasteinleitung in Abhängigkeit von Bewehrungsgrad, Randabstand der Bolzen und Fadenrichtung	83
Bild 3.3.2-2 Tragfähigkeit der Lasteinleitung in Abhängigkeit von Bewehrungsgrad, Randabstand der Bolzen und Fadenrichtung	84
Bild 3.4.1-1 Darstellung der Messverfahren mit IWA	89
Bild 3.4.2-1 Darstellung der Messverfahren mit 3D-Photogrammetrie	92
Bild 4.1-1 Struktur der als Hauptbewehrung verwendeten Textilien	96
Bild 4.1-2 Zweiaxiale Zug-Zug-Versuche mit konstantem Spannungsverhältnis	98
Bild 4.1-3 Prinzip, wie die Verformung der Probenebene im Messbereich aus den Messdaten der Photogrammetrie ermittelt wird	100
Bild 4.1-4 Prinzip, wie die Dehnungsverteilung über den Messbereich ermittelt und dargestellt wird – z. B. Versuch B1-384 Lastschritt 100	102

Verzeichnis der Bilder	Seite	
Bild 4.1-5	Typische Darstellung eines Spannungs-Dehnungs-Diagramms der zweiaxialen Zug-Zug-Versuche mit konstantem Spannungsverhältnis	104
Bild 4.1-6	Übersichtsskizze – Probenaufbau und Versagen der Zug-Zug-Versuche	105
Bild 4.2-1	Abbildung der Probe B1-380 mit Bewehrungsanordnung zur Herstellung	107
Bild 4.2-2	Versuch B1-380 – Verformung der Proben vor und beim Bruch	110
Bild 4.2-3	Versuch B1-380, Versuchsergebnisse – Dehnungsverteilung in beiden Richtungen kurz vor dem Versagen	111
Bild 4.2-4	Versuch B1-380, zweiaxiale Spannungs-Dehnungs-Linie von textilbewehrtem Beton – Versuchsergebnisse aus IWA-Messdaten	112
Bild 4.2-5	Versuch B1-380, zweiaxiale Spannungs-Dehnungs-Linie von textilbewehrtem Beton – Versuchsergebnisse aus Photogrammetrie	113
Bild 4.3-1	Abbildung der Probe B1-381 mit Bewehrungsanordnung zur Herstellung	115
Bild 4.3-2	Versuch B1-381 – Verformung der Proben vor und beim Bruch	117
Bild 4.3-3	Versuch B1-381 – Rissbild	118
Bild 4.3-4	Versuch B1-381, Versuchsergebnisse – Dehnungsverteilung in beiden Richtungen kurz vor dem Versagen	119
Bild 4.3-5	Versuch B1-381, zweiaxiale Spannungs-Dehnungs-Linie von textilbewehrtem Beton – Versuchsergebnisse aus IWA-Messdaten	120
Bild 4.3-6	Versuch B1-381, zweiaxiale Spannungs-Dehnungs-Linie von textilbewehrtem Beton – Versuchsergebnisse aus Photogrammetrie	121
Bild 4.4-1	Abbildung der Probe B1-382 mit Bewehrungsanordnung zur Herstellung	123
Bild 4.4-2	Versuch B1-382 – Rissbild	125
Bild 4.4-3	Versuch B1-382 – Verformung der Proben vor und beim Bruch	126
Bild 4.4-4	Versuch B1-382, Versuchsergebnisse – Dehnungsverteilung in beiden Richtungen kurz vor dem Versagen	127
Bild 4.4-5	Versuch B1-382, zweiaxiale Spannungs-Dehnungs-Linie von textilbewehrtem Beton – Versuchsergebnisse aus IWA-Messdaten	128

Verzeichnis der Bilder	Seite	
Bild 4.4-6	Versuch B1-382, zweiachiale Spannungs-Dehnungs-Linie von textilbewehrtem Beton – Versuchsergebnisse aus Photogrammetrie	129
Bild 4.5-1	Abbildung der Probe B1-383 mit Bewehrungsanordnung zur Herstellung	131
Bild 4.5-2	Versuch B1-383 – Rissbild	133
Bild 4.5-3	Versuch B1-383 – Verformung der Proben vor und beim Bruch	134
Bild 4.5-4	Versuch B1-383, Versuchsergebnisse – Dehnungsverteilung in beiden Richtungen kurz vor dem Versagen	135
Bild 4.5-5	Versuch B1-383, zweiachiale Spannungs-Dehnungs-Linie von textilbewehrtem Beton – Versuchsergebnisse aus Photogrammetrie	136
Bild 4.5-6	Versuch B1-383, zweiachiale Spannungs-Dehnungs-Linie von textilbewehrtem Beton – skaliertes Diagramm	138
Bild 4.6-1	Abbildung der Probe B1-384 mit Bewehrungsanordnung zur Herstellung	139
Bild 4.6-2	Versuch B1-384 – Rissbild	141
Bild 4.6-3	Versuch B1-384 – Verformung der Proben vor und beim Bruch	142
Bild 4.6-4	Versuch B1-384, Versuchsergebnisse – Dehnungsverteilung in beiden Richtungen kurz vor dem Versagen	143
Bild 4.6-5	Versuch B1-384, zweiachiale Spannungs-Dehnungs-Linie von textilbewehrtem Beton – Versuchsergebnisse aus Photogrammetrie	144
Bild 4.6-6	Versuch B1-384, zweiachiale Spannungs-Dehnungs-Linie von textilbewehrtem Beton – skaliertes Diagramm	145
Bild 4.7-1	Abbildung der Textilstruktur erklärt die Reduzierung der Bruchspannung in Kettfadenrichtung zu der in Schussfadenrichtung	148
Bild 4.7-2	Einfluss des Nähfadens auf die maximale übertragbare Verbundkraft, REGINE ORTLEPP [75]	149
Bild 4.7-3	Wirkung der Bindungsspannung des Nähfadens – z.B. Versuch B1-383	150
Bild 4.7-4	Annahme – Zugring der Textilfaser oder effektive Betondeckung für textile Bewehrung	151
Bild 5.1-1	Schematische Spannungs-Dehnungs-Linie des JESSE-Modells [45]	156
Bild 5.1-2	Versuch B1-438 – Dehnungsverteilung über den Messbereich – horizontale Dehnung	157
Bild 5.1-3	Versuch B1-438 – Spannungs-Dehnungs-Diagramm	157

Verzeichnis der Tabellen Seite

7.2 VERZEICHNIS DER TABELLEN

Tabelle 2.3.1-1	Rezeptur des verwendeten Feinkornbeton nach CURBACH/JESSE [21]	24
Tabelle 2.3.1-2	Mechanische Eigenschaften des verwendeten Feinbetons, nach JESSE [45]	25
Tabelle 3.3.1-1	Eigenschaften des verwendeten textilen Geleges NWM4-04-03	78
Tabelle 3.3.2-1	Eigenschaften des verwendeten textilen Geleges NWM3-026-05	82
Tabelle 4.1-1	Eigenschaften des verwendeten textilen Geleges NWM3-026-05-p2	96