Interaktion von Betonstahl und textiler Bewehrung bei der Biegeverstärkung mit textilbewehrtem Beton

Flexural Strengthening of RC-Structures by Textile Reinforced Concrete – Interaction between steel and textile reinforcement

DISSERTATION

zur Erlangung der Würde eines

Doktor der Ingenieurwissenschaften
– Dr.-Ing. –

vorgelegt an der
Fakultät Bauingenieurwesen
der Technischen Universität Dresden

von
Dipl.-Ing. Silvio Weiland
geboren am 18. September 1975 in Dresden

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

eingereicht am 20. Mai 2009
verteidigt am 9. Dezember 2009

Gewidmet all den Menschen,
die das Gesamtbild
und nicht nur ihr eigenes Puzzleteil
im Auge behalten.

Und natürlich all jenen,
die starke Behauptungen
von schwachen Argumenten
zu unterscheiden wissen.

Danksagung

Während meiner Zeit als wissenschaftlicher Mitarbeiter am Institut für Massivbau der Technischen Universität Dresden erhielt ich dank der Deutschen Forschungsgemeinschaft e. V. und des geförderten Sonderforschungsbereiches 528 „Textile Bewehrungen zur bautechnischen Verstärkung und Instandsetzung“ die Chance, mich mit den Grundlagen textilbewehrten Betons zu beschäftigen und die hier vorliegende wissenschaftliche Arbeit anzufertigen.

Meinem Doktorvater Prof. Dr.-Ing. Manfred Curbach danke ich für das in mich gesetzte Vertrauen und den steten Ansporn, diese Arbeit zu Ende zu bringen. Er hat die Führungsqualitäten, die Hindernisse aus dem Weg räumen, die seine Mitarbeiter davon abhalten, ihre Arbeit zu tun, wie es frei übersetzt nach Max DePree so schön heißt:

> „Leadership is liberating people to do what is required of them in the most effective and humane way possible.“

Überdies möchte ich die umfassende Betreuung und Förderung meiner wissenschaftlichen und persönlichen Entwicklung, die fordernden und anregenden Diskussionen sowie seine differenzierte Begleitung als Hauptgutachter lobend erwähnen.

Ebenso bedanke ich mich bei Prof. Dr.-Ing. Josef Hegger für die gutachterliche Beurteilung und wertvollen Hinweise als externer Hochschullehrer.

Einen besonderen Anteil hat Prof. Dr.-Ing. Jürgen Stritzke an der vorliegenden Arbeit. Nach meinem Studium ermöglichte er mir als sein Assistent, die wissenschaftliche Welt des Brücken- und Massivbaus kennen zu lernen und ermutigte mich damit, eine Promotion in Angriff zu nehmen.

Prof. Dr.-Ing. Steffen Marx, dessen Mentoring mich seit einem Brückenbausymposium im Jahre 2002 begleitet, danke ich für die vielen Gespräche, Anregungen und Diskussionen sowie so manches Geleit im Dschungel der Gedanken und stetige Motivation, ein Ende zu finden.

Einem weiteren Mentor und einem der Väter des Textilbetons Prof. Dr.-Ing. Peter Offermann gilt meine tiefste Verbundenheit sowohl für das Voranbringen der Vision textiler Bewehrungen im konstruktiven Betonbau als auch für seine Verdienste und tatkräftige Unterstützung auf dem Weg, die Erkenntnisse der Grundlagenforschung in die Wirtschaft zu transferieren.

Dr.-Ing. Frank Jesse hat mich in dankenswerter Weise bei einigen Terminen im Deutschen Zentrum Textilbeton (DZT) vertreten und mir so einen enormen Freiraum für die Fertigstellung dieser Arbeit verschafft. Ich danke Ihm dafür, dass er mir mit roten und gelben Markierungen im Inhaltsverzeichnis zeigte, dass es von der inhaltlichen Vorstellung bis zur aufgeschriebenen Erkenntnis ein hartes Stück Arbeit ist. Fordernd und sehr hilfreich dabei waren die wertvollen Diskussionen und Hinweise.

Als Eine von (D)en (Z)weien (T)ahinten sorgte auch Dipl.-Ing. Kerstin Schön für einen reibungslosen Ablauf und Organisation des Tagesgeschäfts und half mir damit, mich auf das Schreiben zu konzentrieren.

Bedanken möchte ich mich aber auch bei den Kollegen im Sonderforschungsbereich 528 für die gute interdisziplinäre Zusammenarbeit. Beispielhaft seien hier nur Dr.-Ing. Uwe Köckritz und Dr.-Ing. Jan Hausding des Textilinstituts genannt, die einem Bauingenieur die Grundlagen der Textiltechnik veranschaulichten.

Weiterer und besonderer Dank sei allen meinen Kollegen am Institut für Massivbau für Ihre kritische und fundierte Begleitung der Arbeit sowie Diskussionen in Fach-, Sach- und Lachangelegenheiten und für so manch praktische Hilfestellung ausgesprochen. Dr.-Ing. Hans Wiese bin ich sowohl für die Rückblicke eines Zeitzeugen auf die Entwicklung des Stahlbetonbaus als auch dafür dankbar, dass er bereits während meiner Studienzeit als mein Lehrer intensiv die Grundlagen des Stahlbetonbaus und die Bemessung mit rechteckförmiger Spannungsverteilung in der Druckzone als „Dresdner Bemessungsmodell“ gelehrt hat.

Sehr gewinnbringend und intensiv waren die oft hitzigen Reflektionen zur Biegeverstärkung mit Dr.-Ing. Anna Bösche und unserem ehemaligen Masterarbeitsstudenten Dipl.-Ing. Christian Kulas, der sich heute als wissenschaftlicher Mitarbeiter und Forscherkollege an der RWTH Aachen weiterhin mit den werkstoffwissenschaftlichen Grundlagen von Textilbeton beschäftigt.

Zwei weiteren ehemaligen Masterarbeitsstudenten und heutigen Kollegen am Institut möchte ich danken und stellvertretend für die studentischen Hilfskräfte erwähnen, die mir viele Handgriffe und Computerklicks abgenommen haben. Mit M.Sc. Enrico Lorenz und M.Sc. Joachim Finzel war es eine Freude, Versuchsdaten aufzubereiten und über Risse, Verbund, Leben und den ganzen Rest zu philosophieren. Enorm unterstützt und weitergebracht haben mich Jo's Programmierkünste und sein geduldiges Umsetzen meiner Sonderwünsche, auch wenn ich das Ziel noch nicht klar beschreiben konnte. Danke für den Fisch!

Für Aufbau und Ermunterung auf Durststrecken sorgte Dr.-Ing. Kerstin Speck, die mit der Laufgruppeninitiative „Großer Garten“ zudem für Durchblutung des Gehirns und frische Gedanken sorgte. Andere Kollegen, wie beispielsweise Daniel Ehlig, Dirk Jesse und Frank Schladitz, schufen mit süßen Ablenkungen den passenden Rahmen zum fachlichen Austausch. Auch den Diplomingenieuren Laura Lemnitzer, Alexander Lindorf, Henry Schäfer und Steffen Schröder als Arbeitsgruppe um Dr.-Ing. Lars Eckfeld möchte ich für den intensiven gegenseitigen Wissens- und Literaturaustausch zur Verbundproblematik danken.

Dank der engagierten Arbeit des gesamten Otto-Mohr-Labor-Teams mit dem besonderen Einsatz von Kathrin Dietz, Doreen Sonntag, Rainer Belger, Mario Polke-Schminke, Ludwig Beier, Andreas Thieme, Hans-Peter Werneke konnten die Versuche gewissenhaft vorbereitet und routiniert durchgeführt werden.

Neben Ihrer Funktion als Rückgrat und Anlaufpunkt in täglichen Institutsangelegenheiten hielten mich Conny Dehne, Silvia Haubold, Angela Heller und Petra Kahle in dieser Arbeit von der groben Missachtung der Rechtschreibregeln und deren Reform ab.

Abschließend möchte ich noch Dr.-Ing. Silke Scheerer besonders erwähnen für die gegenseitige Unterstützung und Motivation in der Dissertationsendphase und das Durcharbeiten der Rohfassung, wodurch viele Formulierungen lesbarer wurden.

Die letzten Dankesworte gelten meiner Familie und meinen Freunden und ganz besonders „meiner“ Conny für die vielen liebevollen Kleinigkeiten und emotionale Unterstützung. Damit ließen sie mir die wertvollsten Beiträge zum Gelingen dieser Arbeit zuteil werden, auch wenn sie sehr, sehr häufig auf mich verzichten mussten. Ihr seid einfach unbeschreiblich und es fehlen mir die rechten Worte: DANKE, dass es Euch gibt!

Inhaltsverzeichnis

Danksagung I

1 Prolog 1
1.1 Bauen im Bestand . . . 1
1.2 Zielsetzung und Aufbau der Arbeit . . . 2

2 Biegeverstärkung von Stahlbetontragwerken 3
2.1 Allgemeiner Überblick . . . 3
2.2 Ortbetonergänzung . . . 5
2.3 Spritzbeton mit Bewehrung . . . 5
2.4 Kurzfaserbeton . . . 6
2.5 Ferrozement . . . 7
2.6 Geklebte Bewehrung . . . 7
2.6.1 Allgemeines . . . 7
2.6.2 Stahllaschen und -lamellen . . . 8
2.6.3 Faserverbundkunststoffe als Lamellen und Laminate . . . 8
2.7 Textilbewehrter Beton zur Verstärkung . . . 9
2.8 Externe Vorspannung . . . 10
2.9 Zusammenfassung . . . 10

3 Werkstoffe und Charakteristik verstärkter Stahlbetonbauteile 11
3.1 Allgemeines . . . 11
3.2 Material- und Werkstoffeigenschaften . . . 12
3.2.1 Beton, Bewehrungsstahl und Stahlbeton . . . 12
3.2.2 Fasern und Textile Bewehrung . . . 21
3.2.3 Feinbeton . . . 26
3.2.4 Textilbewehrter Beton . . . 27
3.3 Verbundtragverhalten . . . 33
3.3.1 Allgemeines . . . 33
3.3.2 Modellbildung zum Verbundtragverhalten . . . 36
3.3.3 Eingebettete stabförmige Bewehrung . . . 39
3.3.4 Fasern und Textile Bewehrung . . . 43
3.4 Zusammenwirken gemischter Bewehrungselemente . . . 50
3.4.1 Wissensstand zur Zugkraftaufteilung und -umlagerung . . . 50
3.4.2 Beschreibung von Umlagerung und Aufteilung der Zugkräfte . . . 59
3.5 Zusammenfassung . . . 63

4 Zusammenwirken von Textil- und Stahlbewehrung 65
4.1 Vorbemerkungen . . . 65
4.2 Kräfte und Verformungen am Zugstab . . . 67

4.3 Auswirkung von Verbundunterschieden . . . 72
4.4 Modellbildung des unterschiedlichen Verbundverhaltens . . . 76
4.5 Umsetzung des Modells . . . 78
4.5.1 Berechnungsalgorithmus . . . 78
4.5.2 Programmtechnische Umsetzung . . . 80
4.5.3 Verifikation des Programms – Versuchsnachrechnung . . . 82
4.5.4 Schlussfolgerung und Einschränkungen . . . 87
4.6 Parameterstudie zum Verbundtragverhalten . . . 88
4.6.1 Variation der Material- und Verbundeigenschaften . . . 88
4.6.2 Darstellung der Kraftaufteilung und Spannungsumlagerung . . . 90
4.6.3 Auswertung und Diskussion . . . 95
4.7 Zusammenfassung . . . 100

5 Biegebeanspruchung textilverstärkter Stahlbetonplatten 101
5.1 Biegebeanspruchung und Zugstabanalogie . . . 101
5.2 Spannungsumlagerung bei Biegung . . . 103
5.3 Verallgemeinerungen und Diskussion von Bemessungsansätzen . . . 105
5.4 Empfehlungen für eine praktische Anwendung . . . 109
5.5 Zusammenfassung . . . 111

6 Experimentelle Untersuchungen 113
6.1 Allgemeines . . . 113
6.2 Versuchskörper und Versuchsaufbau . . . 114
6.2.1 Herstellung der Versuchskörper . . . 114
6.2.2 Versuchsdurchführung . . . 116
6.3 Werkstoffe und Materialeigenschaften . . . 119
6.3.1 Stahlbeton . . . 119
6.3.2 Textilbewehrter Beton . . . 120
6.4 Vorschädigung und Vorverformung . . . 122
6.4.1 Intention . . . 122
6.4.2 Versuchsaufbau und -durchführung . . . 123
6.4.3 Schädigungsbeschreibung . . . 124
6.4.4 Ergebnisse . . . 125
6.5 Variation textiler Bewehrungsmaterialien . . . 130
6.5.1 Intention . . . 130
6.5.2 Ergebnisse . . . 131
6.6 Langzeittragverhalten . . . 133
6.6.1 Intention . . . 133
6.6.2 Versuchsaufbau und -durchführung . . . 134
6.6.3 Ergebnisse . . . 135
6.6.4 Diskussion der Langzeitversuche . . . 140
6.7 Zusammenfassung und Schlussfolgerung . . . 142

7 Zusammenfassung und Ausblick 145
7.1 Resümee . . . 145
7.2 Offene Fragen und Forschungsbedarf . . . 146

8 Literaturverzeichnis 147

A Technische Angaben zu den Fasern **171**

B Technische Angaben zu den Textilien **173**

C Kennwerte am Verbundwerkstoff Textilbewehrter Beton **177**

D Bemessung und Versuchsnachrechnung **185**
D.1 Allgemeines 185
D.2 Kennwerte textilverstärkter Querschnitte 186
D.3 Bemessung und Nachrechnung 188
D.3.1 Überschlag mit Abschätzung des inneren Hebelarms 188
D.3.2 Näherung mit rechteckförmiger Spannungsverteilung 189
D.3.3 Weitere Verfahren 190
D.3.4 Ergebniszusammenstellung 191

E Last-Verformungs-Diagramme **193**

F Formelzeichen **195**

1 Prolog

1.1 Bauen im Bestand

Der Wert der in Deutschland vorhandenen Bausubstanz wird von CURBACH [55] je nach Statistik auf 10 bis 25 Billionen Euro geschätzt. Jedem Einwohner von Deutschland „gehört“ damit der Gegenwert eines Einfamilienhauses in Höhe von 125.000 bis 312.500 Euro, veranschaulicht CURBACH diese Zahlen. Legt man eine mittlere Lebenserwartung der Bauwerke von 100 Jahren zugrunde, sollten demnach allein in Deutschland jährlich bis zu 250 Milliarden Euro in die Ersatzbeschaffung neuer Bauwerke ausgegeben werden. Da diese Summe durch die tatsächlichen Investitionen bei weitem nicht erreicht wird, ist folglich eine deutliche Vergrößerung der Nutzungsdauer der vorhandenen Bausubstanz erforderlich. In Folge dessen ist eine entsprechende Pflege und Instandhaltung unerlässlich. Abgesehen vom ideellem oder/und historischem Wert ist ein Abriss und Neubau bestehender Bausubstanz mit gleich bleibender architektonischer Qualität im Regelfall wesentlich teurer. Gegenüber dem Neubau gewinnt das Bauen im Bestand daher mehr und mehr an Bedeutung.

Nur wenige Bauwerke erfahren jedoch eine über ihre Lebensdauer gleichbleibende Nutzung. So ist bei einem Großteil der Gebäude im Laufe ihres Lebenszyklus ein Umbau oder eine Veränderung der Tragstruktur aufgrund zusätzlicher Beanspruchungen notwendig. Die daraus erwachsenden Möglichkeiten der Anpassung der Konstruktion unter Beachtung der gültigen normativen Regelungen sind zudem ein Beitrag zur nachhaltigen Nutzung der vorhandenen Bausubstanz. Hierdurch wird nicht nur die Gebrauchs- und Tragfähigkeit sichergestellt, sondern auch der Wert der Immobilie gesteigert. Dabei geht es primär darum, mit einem minimalen Aufwand den größtmöglichen Nutzen zu erreichen.

Neben der Anpassung an veränderte Nutzungen zeigen bestehende Bauwerke meist auch Alterungs- und Abnutzungserscheinungen. Sehr oft sind daraus auch schon erhebliche Schäden an der Bausubstanz entstanden. Aber auch Schäden durch

- Schwächen des Entwurfs, unzulängliche konstruktive Durchbildung, unzureichende Kenntnis der Baustoffe, unzutreffende Berechnungsannahmen usw. verursacht durch unsachgemäße Planung oder unzureichende Festlegungen in den Vorschriften der Errichtungszeit,
- Pfusch am Bau – Fehler während Realisierung der Planung und der Bauausführung oder deren unsachgemäße Umsetzung sowie
- unplanmäßige Beanspruchung aus Nutzung (z. B. Verkehrslasterhöhung), Betrieb (Mangelnde Wartung, chemische und/oder thermische Angriffe, etc.) und Umwelteinflüssen

erfordern oft Maßnahmen zur Instandsetzung und Verstärkung. Es gibt in der Praxis diverse Möglichkeiten, bestehende Tragstrukturen durch eine sinnvolle Kombination verschiedenster Maßnahmen und Materialien zu verstärken.

Beton und der Verbundwerkstoff Stahlbeton sind ein häufig und vielseitig eingesetzter Baustoff und daher oft bei bestehenden Bauwerken vorzufinden. Hinsichtlich einer Verstärkung bestehender Stahlbetonkonstruktionen können bisher klassische und etablierten Verfahren, wie beispielsweise Spritzbetonverstärkung mit Bewehrung und geklebte Lamellen aus Stahl oder Faserverbundkunststoffen verwendet werden. Diese werden im Kapitel 2 der vorliegenden Arbeit zusammengefasst. Bei der Wahl der geeignetsten Verstärkungsmaßnahme spielen konstruktive, bautechnologische und wirtschaftliche Belange des konkreten Objektes eine wesentliche Rolle. Jedes Verfahren bietet dabei verschiedene Vor- und Nachteile sowie Ausschlusskriterien, die durch einen erfahrenen Planer je nach Situation abgewägt werden müssen.

Textile Bewehrungen stellen eine hervorragende Alternative und Ergänzung zu den bisher verwendeten Verstärkungs- und Instandsetzungsmethoden dar und erweitern die Möglichkeiten enorm. Mit Hilfe von Untersuchungen des Sonderforschungsbereiches 528 an der Technischen Universität Dresden konnte die Wirksamkeit von textilbewehrten Feinbetonverstärkungen für Biegung, Querkraft, Torsion und Normalkraftumschnürung nachgewiesen werden. Die Biegeverstärkungen wurde von Curbach et al. [56] auch schon in einer prototypischen Anwendung an einer HP-Schale der Fachhochschule Schweinfurt und einem Schalentragwerk am neuen Finanzamt in Zwickau umgesetzt.

Um sowohl die vorhandene Bausubstanz als auch die Verstärkung optimal auszulasten, ist es erforderlich, das Zusammenwirken beider Bewehrungsarten unter Berücksichtigung der unterschiedlichen Verbundeigenschaften zu beschreiben.

1.2 Zielsetzung und Aufbau der Arbeit

Ziel der vorliegenden Arbeit ist es, sich intensiv mit dem gemeinsamen Tragverhalten von Betonstahl und textiler Bewehrung zu befassen und einen Beitrag zum tieferen Verständnis zur Verstärkung von Stahlbetonbauteilen mit textil bewehrten Feinbetonschichten zu leisten. Daher werden vor allem die Verbundtragwirkung und deren Einfluss auf gerissene Zugglieder genauer untersucht. Grundlage hierfür sind Schubspannungs-Schlupf-Beziehungen, die durch experimentelle Untersuchungen ermittelt wurden. Mithilfe numerischer Integration kann somit die Kraftaufteilung zwischen Stahlbewehrung und textiler Bewehrung ermittelt werden. Durch eine Parameterstudie sollen Empfehlungen für eine Bemessung der Textilverstärkung erarbeitet werden. Dazu werden bestehende Bemessungsansätze für gemischte Bewehrungen und deren Einschränkungen analysiert. Das unterschiedliche Verbundverhalten soll dabei durch einen geeigneten „Verbundbeiwert“ berücksichtigt werden kann. Ein solcher Verbundbeiwert ist stets an konkrete Verbundeigenschaften eines Textil-Matrix-Systems in Kombination mit der Betonstahlbewehrung gebunden. Ziel ist deshalb weiterhin die Erarbeitung einer konkreten Empfehlung zu geeigneten Verbundbeiwerten und wie ein solcher Verbundbeiwert zu ermitteln wäre.

Die Arbeit gliedert sich in drei wesentliche Teile. In einem ersten Teil – Kapitel 2 und 3 – werden die Grundlagen der Verstärkung von Stahlbeton und die Eigenschaften der verwendeten Werkstoffe sowie deren Zusammenwirken eingehend beschrieben. Darauf aufbauend werden im Kapitel 4 und 5 die Übertragung der Erkenntnisse zu verbundbedingten Unterschieden bei gemischten Bewehrungen auf Textilbetonverstärkungen vorgestellt und eingehend diskutiert. Abschliessend werden im Kapitel 6 als dritten Teil die Ergebnisse des eigenen umfangreichen Versuchsprogrammes zur Biegeverstärkung zusammengefasst, die den Impuls zu dieser Arbeit gaben.

2 Biegeverstärkung von Stahlbetontragwerken

2.1 Allgemeiner Überblick

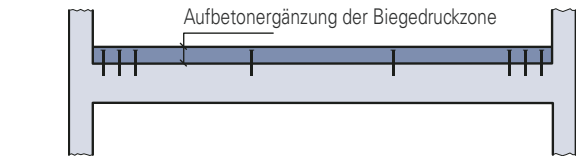
Das Verstärken von Stahlbetontragwerken ist eine seit Jahrzehnten bekannte und unter steter Verbesserung der Verfahren angewandte Maßnahme. Sie kann örtlich begrenzt sein oder das ganze Bauteil erfassen. Dieser konstruktive Eingriff in die vorhandene Bausubstanz ist in der Regel rechnerisch nachzuweisen. Das Ziel der Verstärkungsmaßnahme kann dabei sein, die Tragfähigkeit, die Gebrauchstauglichkeit, die Dauerhaftigkeit und/oder das Ermüdungsverhalten zu erhöhen bzw. zu verbessern oder wiederherzustellen.

Ursachen für diese Ziele finden sich zahlreich, z. B. Umnutzung von Gebäuden, Schädigung der Bausubstanz, Erhöhung der Beanspruchung oder Verlängerung der Nutzungsdauer. Grundsätzlich sind in Anlehnung an Iványi [127] vier Verfahren zu unterscheiden, durch die und durch deren Kombination die Verstärkungsziele erreicht werden können:

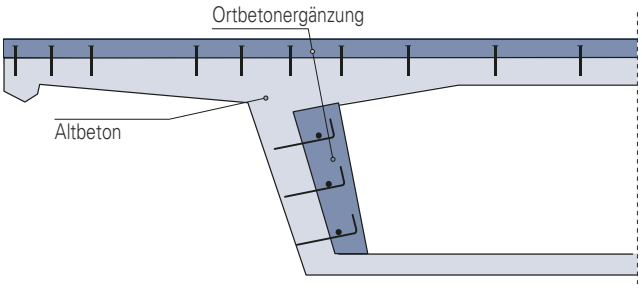
- Vergrößerung der Betonquerschnittsfläche,
- Anbringen zusätzlicher Bewehrungselemente,
- nachträgliche Vorspannung (extern, mit oder ohne Verbund),
- Änderung des statischen Systems.

Eine wesentliche Grundlage für die Planung der Verstärkungsmaßnahme ist die zuverlässige und sachkundige Beurteilung des Ist-Zustandes des Bauteils, insbesondere die Erfassung der örtlichen Begebenheit, der vorhandenen Schädigung und des statischen Systems. Fingerloos & Schnell [83] geben einen fundierten Überblick zur Tragwerksplanung im Bestand. Bei der Wahl der geeignetsten Verstärkungsmaßnahme spielen wirtschaftliche und konstruktive Belange eine Rolle, die durch einen erfahrenen Planer je nach Situation abgewägt werden müssen. Dazu ist langjährige Erfahrung und ein aktueller Kenntnisstand von Technik und Wissenschaft notwendig, der u. a. in Schäfer et al. [246], Fib bulletin 40 [79], diversen Normenwerken sowie Beiträgen in Fachzeitschriften wie beispielsweise von Hankers et al. [99, 101] dokumentiert ist. Bei der Planung, Ausführung und Abnahme der Verstärkungsarbeiten sind Qualitätskontrolle und -sicherung besonders wichtig. Nach Seim [256] sind dabei folgende Fragen zu berücksichtigen:

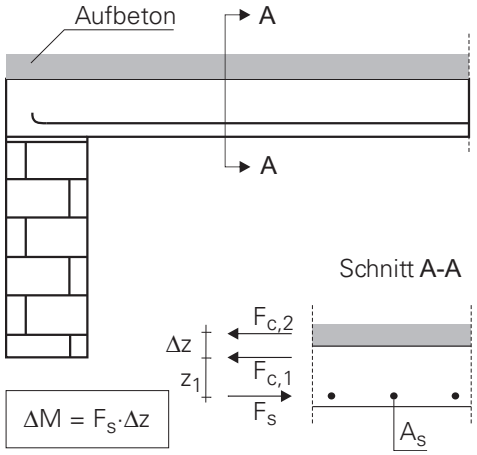
- Wie wirkt das statische System (Einfeld- oder Durchlaufträger, ein- oder zweiaxial etc.)?
- Sind Tragreserven in der Druckzone des bestehenden Querschnitts vorhanden?
- Für welche Art der Beanspruchung muss verstärkt werden (Biegung, Querkraft usw.)?
- Ist die Zugänglichkeit des Bauteils von unten oder oben besser?
- Welche Brandschutzmaßnahmen sind einzuhalten?
- Treten dynamische Belastungen (Schwingungen) in der weiteren Nutzung auf?



(a) Aufbetonergänzung für Deckenplatten nach Randl et al. [221]



(b) Ortbetonergänzung bei Brücken nach Randl et al. [221]



(c) Tragprinzip der Aufbetonverstärkung nach Hankers [101]

Bild 2.1: Anwendungsmöglichkeiten und Tragprinzip der Ortbetonergänzung

Änderungen des statischen Systems oder gar ein Austausch unzureichend tragfähiger Konstruktionselemente eines Bauwerks sind meist nur mit erheblichem Aufwand möglich. Für Querschnittsergänzungen haben sich unterschiedliche technische Lösungen – meist als Verstärkungstechnik oder -methode bezeichnet – etabliert, um bei den oftmals lokal begrenzten Schwachstellen eine Verbesserung der Gebrauchstauglichkeit, Dauerhaftigkeit, des Ermüdungsverhaltens oder auch eine Erhöhung der Tragfähigkeit zu erhalten. Zum Stand der Technik nachträglicher Verstärkungen gehören nach Hankers [99]:

- Aufbeton zur Erhöhung der statischen Höhe,
- Spritzbeton mit Bewehrung,
- Geklebte Lamellenbewehrung aus Stahl oder Faserverbundkunststoffen,
- Externe Vorspannung.

Planung und Bauausführung sind in Deutschland teilweise in Normen, Richtlinien und *allgemeinen bauaufsichtlichen Zulassungen* geregelt. Sind noch keine Regelungen vorhanden, wie beispielsweise derzeit für das Verstärken mit textilbewehrtem Beton, wird eine bauaufsichtliche *Zustimmung im Einzelfall* erforderlich.

Bei jeder Technik zur Querschnittsergänzung ist der Verbund zwischen vorhandenem und neuem Querschnitt sicherzustellen. Dazu können verschiedene Vorbehandlungen des Altbetonuntergrundes notwendig werden. Diese reichen von der Herstellung einer tragfähigen Betonunterlage über die Schaffung einer flächigen, aufgerauhten Verbundfläche bis zum Einsatz von Verbundelementen, vgl. Schäfer et al. [246] und Hankers [100].

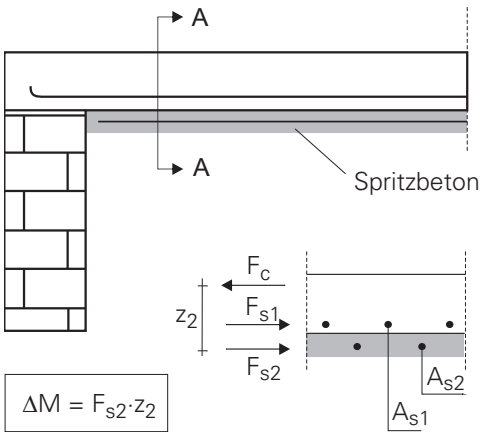
Jede Verstärkungsmethode hat dabei Vor- und Nachteile, die je nach Bauaufgabe zu einer wirtschaftlichen Verstärkungslösung führen können. Oftmals sind daher auch Kombinationen aus den zuvor genannten Verfahren und Techniken, z. B. vorgespannte CFK-Lamellen, möglich und notwendig. Dieses Kapitel gibt daher einen kleinen Überblick über wesentliche Verstärkungstechniken zur Querschnittsergänzung, die zu einer Erhöhung der Biegetragfähigkeit führen.

2.2 Ortbetonergänzung

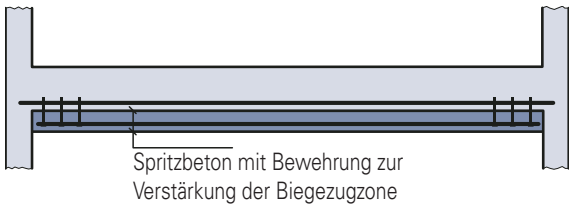
Mit einer auf der Bauteiloberseite aufgebrachten Aufbetonschicht wie in Bild 2.1 kann die Tragfähigkeit eines Biegebauteils erhöht werden. Neben einer Verstärkung der Druckzone bewirkt eine Aufbetonschicht vor allem eine Erhöhung des Hebelarms der inneren Kräfte und damit eine Vergrößerung des aufnehmbaren Biegemoments. Die Betondruckzone kann durch die Flächenzunahme stärker belastet werden, jedoch nimmt auch die Ausnutzung der Stahlbewehrung zu. Die Mindestdicke der Ortbetonergänzung liegt in der Regel bei 5 cm. Nachteilig ist dabei die Erhöhung des Eigengewichts, so dass der mögliche Verstärkungsgrad nur gering bleibt. Eine gute Zugänglichkeit bei Platten- und auch Plattenbalkendecken macht eine Aufbetonergänzung wirtschaftlich interessant. Die volle Schubtragfähigkeit des Gesamtquerschnittes kann rechnerisch angesetzt werden, wenn ein ausreichender Verbund zwischen Untergrund und Aufbeton nachgewiesen wird. Darauf gehen Münger & Schöffendt [194], Randl, Münger & Wicke [221] und Hankers & Matzdorff [101] näher ein und zeigen Beispiele für die Anwendung der Ortbetonergänzung. Einen Gesamtüberblick zum Forschungsstand geben Empelmann et al. [75] in einem Sachstandsbericht.

2.3 Spritzbeton mit Bewehrung

Bei diesem seit ca. 100 Jahren weltweit eingesetzten Verfahren wird die erforderliche Bewehrung in Form von konventionellem Betonstahl in der Zugzone in einen Beton eingebettet, der



(a) Tragprinzip der Verstärkung mit Spritzbeton und Bewehrung nach Hankers [101]



(b) Spritzbetonverstärkung mit Bewehrung nach Randl et al. [221]

(c) Bewehrung für eine Spritzbetonverstärkung, Foto: TORKRET AG

(d) Spritzbetonverstärkung mit Bewehrung, Foto: TORKRET AG

Bild 2.2: Verstärkung mit Spritzbeton und Bewehrung nach Hankers [101]

mit hoher Anprallenergie durch den Spritzvorgang auf den vorbereiteten Betonuntergrund aufgetragen wird. Der *Spritzbeton* entsteht dabei immer erst als Auftragsschicht, da eine gewisse Menge Rückprall für die erforderliche Verdichtungsenergie vorhanden sein muss. Damit ergibt sich ein inniger Verbund zwischen dem Untergrund und der Spritzbetonschicht. Die Oberfläche des Spritzbetons darf nicht nachbehandelt werden, da dessen Eigenschaften negativ beeinflusst werden könnten. Ebenso darf Spritzbeton im Sinne klar definierter Eigenschaften ausschließlich an senkrechten Flächen und über Kopf aufgetragen werden, damit der Rückprall nicht in und auf die aufgetragene Schicht gelangt. Hankers & Matzdorff [101] weisen weiter darauf hin, dass die Spritzbetonschicht für Instandsetzung und Verstärkung in ihren maßgebenden Eigenschaften dem vorhandenen Betonuntergrund angepasst werden muss.

Bild 2.2(c) zeigt, dass sowohl Biegezug- als auch Schubverstärkungen möglich sind. Die Verstärkung mit Spritzbeton ist in Deutschland in DIN 18551 genormt. Sind die Bedingungen für eine ausreichende Schubkraftübertragung in der Fuge erfüllt, darf das zu verstärkende Bauteil bemessungstechnisch wie ein monolithisches behandelt werden. Für die Sicherstellung eines ausreichenden Verbundes zwischen Alt- und Neubetonschicht sind Verbundanker anzubringen, deren Anzahl sich aus den zu übertragenden Kräften ergibt. Zusätzlich müssen die Verbundanker verhindern, dass die Zusatzbewehrung beim Spritzen schwingt.

Weiterhin werden Korrosionsschutz und Brandschutz durch die Dicke der Betondeckung gewährleistet. Nachteilig ist das relativ hohe Gewicht der Verstärkungsschicht, der relativ hohe technische Aufwand und die schmutz- und lärmintensive Bauausführung.

2.4 Kurzfaserbeton

In der Entwicklung der Faserbetone wurden zahlreiche Fragen der Betontechnologie, Faseroptimierung, Entmischungserscheinungen und Bemessungsregeln bisher erfolgreich beantwortet. Trotzdem weiterhin ein großer Forschungsbedarf besteht, stellt Kurzfaserbeton heutzutage eine praxisreife Anwendung dar, die sich zunehmend steigendem Interesse erfreut. Für Kurzfaserbeton bieten sich zahlreiche Einsatzgebiete an, die nach der jeweiligen Faserart besetzt wurden. Je nach Fasergehalt und -art können positive Effekte wie Verbesserung der Duktilität und des Nachbruchverhaltens oder gar ein verfestigendes Verhalten erreicht werden. Der weit verbreitete Stahlfaserbeton wird vorwiegend in Industriefußböden eingebaut, aber auch im Wohnungsbau und für Fertigteile verwendet. Zunehmend wird auch Stahlfaserspritzbeton vorwiegend bei der Sicherung von Tunnelröhren, aber auch in der Verstärkung von Bauteilen eingesetzt.

Ultrahochleistungsfähige Faserbetone (UHPFRC) haben dabei hohe mechanische Festigkeiten und zeigen verfestigendes Verhalten unter Zugbeanspruchung, vgl. u. a. Pfyl [216]. Beispielsweise zeigt Habel [95] mit experimentellen, numerischen und analytischen Untersuchungen, dass sich der Tragwiderstand und die Steifigkeit von UHPFRC-Beton-verstärkten Bauteilen ohne und mit zusätzlicher Betonstahlbewehrung erhöht und die Bildung lokalisierter Risse verzögert wird. So beschäftigen sich auch Henke & Empelmann [116] mit Fragen zur Rissbreitenberechung bei „Kombibewehrung“ aus Kurzfaser- und Betonstahlbewehrung.

2.5 Ferrozement

Als Ferrozement wird eine Art Stahlbeton bezeichnet, die sehr dünnwandige Konstruktionen erlaubt, indem als Bewehrung ein Drahtgeflecht verwendet wird, das mit einer zementgebundenen feinkörnigen Matrix umhüllt wird. Da wegen der geringen Betondeckung wieder die Korrosionsproblematik entsteht, sollten hoch qualitative, nichtrostende Stähle verwendet werden. In Swamy [275] werden verschiedene Arten der Bewehrung für Ferrozement vorgestellt.

Mit entsprechenden Weiterentwicklungen, u. a. von Hauser [109], werden auf der DUCON-Website [110] verschiedene Anwendungen zur Instandsetzung, Verstärkung und Abdichtung vorhandener Bausubstanz auch für Explosionsschutz und Erdbebensicherungen vorgestellt.

2.6 Geklebte Bewehrung

2.6.1 Allgemeines

Mit geklebter Bewehrung werden Stahlbetonbauteile auf der Basis von allgemeinen bauaufsichtlichen Zulassungen und Richtlinien verstärkt. Verschiedene Formen von Klebebewehrung werden dabei mit Hilfe eines Epoxidharzklebstoffes auf die Oberfläche oder in vorbereitete Schlitze bzw. Nuten eingeklebt. Es bildet sich ein Verbundsystem aus Klebebewehrung, Klebstoffschicht und Beton. Für ein gutes Zusammenwirken des Verbundsystems ist eine ausreichende Eigenfestigkeit der Stoffe und eine hohe Adhäsionsfestigkeit an den Grenzflächen notwendig. Dazu ist eine sorgfältige Oberflächenvorbereitung erforderlich. Für die Klebeverbindung zwischen Lasche und Beton gelangt ein kalterhärtender Zweikomponenten-Epoxidharzkleber zur Anwendung, welcher nur bei bestimmten Temperaturen und Luftfeuchtigkeiten aufgebracht werden darf. Um ein Schwinden des Klebers zu vermindern, wird Quarzsand untergemischt. Die Klebeflächen müssen trocken, staub- und fettfrei sein und aufgeraut werden. Auf der Betonoberfläche dürfen keine zu großen Unebenheiten vorhanden sein, außerdem sollte die Haftzugfestigkeit des Betons größer als 1,5 $\mathrm{N/mm^2}$ betragen. Hinsichtlich des Verbundes ist dabei ein besonderes Augenmerk auf sogenannte Entkopplungserscheinungen, d. h. das Ablösen der Klebebewehrung vom Beton, zu legen.

Je nach erforderlicher Steifigkeit, Zugkraft und Anforderungen werden Stahl- oder CFK-Lamellen oder auch flächig geklebte CFRP-Sheets verwendet. Diese Art der Ergänzung der Zugbewehrung des Bauteils ist sowohl für ruhende wie auch dynamische Beanspruchungen geeignet. Weitere Vorteile sind das leichte Handhaben der Laschen, eine vernachlässigbare Erhöhung des Eigengewichtes und nur geringe Einschränkungen des Lichtraumprofils. Die Nachteile liegen im baulichen Brandschutz, da es bereits bei erhöhten Temperaturen, je nach Kleber zwischen 60–100°C, zu einem Versagen des Klebstoffs kommen kann. Ein erhöhter Temperatur- und Feuerwiderstand kann nur durch Anbringen einer Brandschutzverkleidung und umfangreiche und aufwändige Schutzmaßnahmen erzielt werden.

Ein weiterer Nachteil ist, dass der Verstärkungsgrad wegen vieler Unsicherheiten für Klebeverstärkungen auf $\eta_B = 2,0$ beschränkt ist. Das bedeutet, dass das zu verstärkende Bauteil die maximale Einwirkung mit einfacher Sicherheit gerade noch aufnehmen kann, vgl. Rostásy et al. [237].

2.6.2 Stahllaschen und -lamellen

Seit in den 1960er Jahren, gefolgt von ersten Anwendungen in den 1970er Jahren, erstmals Verstärkungen aus Stahllamellen an Betonbauteilen erforscht wurden, hat sich diese Technik in den letzten Jahrzehnten international auch für die Biegeverstärkung etabliert. Neben einem relativ hohen Gewicht ist der Nachteil von Stahllamellen die materialbedingte Korrosionsanfälligkeit, die für einen dauerhaften und sicheren Verbund besonders in der Kontaktfläche beachtet werden muss. Vor dem Aufkleben der Stahllaschen müssen diese daher mit einem geeigneten Lösungsmittel gereinigt und alternativ mit einem Korrosionsschutzmittel behandelt werden.

Grundlegende Regelungen für die Anwendung von Stahllamellen zur Verstärkung sind in den Richtlinien des Deutschen Instituts für Bautechnik (DIBt) zusammengestellt.

2.6.3 Faserverbundkunststoffe als Lamellen und Laminate

Alternativ zu den oben beschriebenen Stahllaschen wurden Laschen aus Faserverbundwerkstoffen entwickelt, die unanfällig für Korrosion sind. Das geringere Eigengewicht und eine einfachere Handhabung sind weitere Vorteile gegenüber den Stahllaschen. Anfangs wurden glasfaserverstärkte Kunststoffe (GFK) verwendet, die aber aufgrund ihres geringen Elastizitätsmoduls von nur 30 000–40 000 $\mathrm{N/mm^2}$, zu große Abmessungen erforderten. Deshalb kam es zum Einsatz von kohlefaserverstärkten Kunststoffen (CFK), welche ein E-Modul von 210 000 $\mathrm{N/mm^2}$ aufweisen und somit nur geringe Querschnittsabmessungen erforderlich sind. Ferner zeichnen sich die CFK-Kunststoffe durch eine hohe Ermüdungsfestigkeit und durch die Möglichkeit, sich durch mehrlagige Anordnung der Lamellen in unterschiedlichen Richtungen der Beanspruchung anzupassen, aus. Die Standardlamelle besitzt einen Fasergehalt zwischen 80–95 %. Die Abmaße der CFK-Lamellen liegen bei einer Dicke von 1 bis 2 mm und einer Breite von 20 bis 300 mm. Die Lamllen können entweder oberflächlich oder geschlitzt eingebaut werden. Weitere Varianten sind extern geklebte Lamellen mit oder ohne Endverankerung. Zudem besteht auch die Möglichkeit, CF-Sheets – das sind textile Halbzeuge, noch ohne Kunststoffmatrix – flächenhaft mit Epoxidharz auf Beton zu kleben. Allerdings existiert derzeit in Deutschland keine allgemeine bauaufsichtliche Zulassung dafür.

(a) Geklebte CFK-Lamelle mit Stahllamellenendverankerung

(b) CFK-Lamellen für Deckenverstärkung

(c) Verstärkung eines Auflagersockels mit einem CF-Sheet

Bild 2.3: Verstärkungsbeispiele für geklebte Lamellen- und Sheetbewehrungen, Fotos: TORKRET AG

Aufgrund ihrer hohen Zugfestigkeit und der guten Verarbeitung eignen sich CFK-Lamellen und CF-Sheets gut für die nachträgliche Verstärkung von Betonbauteilen. Eine Vielzahl von Monographien, beispielsweise von Bergmeister [26], Richtlinien des DIBt und allgemeine bauaufsichtliche Zulassungen seien zur weiteren Vertiefung des Themas nur kurz erwähnt.

2.7 Textilbewehrter Beton zur Verstärkung

Mit textilbewehrtem Beton können nicht nur neue Bauteile hergestellt, sondern auch vorhandene Bauteile verstärkt werden. Neben den klassischen und etablierten Verfahren zur Verstärkung von Stahlbetonbauteilen – Spritzbetonverstärkung, geklebte Lamellen aus Stahl oder Faserverbundkunststoffen – kann sich die Verwendung von textilbewehrtem Beton zur Verstärkung zu einer neuen Alternative entwickeln. Die Wirksamkeit der Textilbetonverstärkungen von Platten bei vorwiegender Biegebeanspruchung, von Balken bei vorherrschender Schub- oder Biegebeanspruchung, von Stützen oder für Torsionsbeanspruchung konnte mit den Untersuchungen des Sonderforschungsbereiches 528 an der Technischen Universität Dresden von Curbach et al. beispielsweise in [58] sowie mit den eigenen Versuchen in Kapitel 6 eindrucksvoll gezeigt werden.

Ähnlich einer Spritzbetonverstärkung wird auf die Stahlbetonplatten eine Verstärkungsschicht aus textilbewehrtem Beton aufgebracht, die aus einer feinkörnigen mineralischen Matrix – dem sogenannten Feinbeton – und feingliedrigen Bewehrungselementen – Textilien aus AR-Glas bzw. Carbonrovings oder anderen Hochleistungsmultifilamentgarnen – besteht. Die geringe Zugtragfähigkeit des Feinbeton wird ähnlich wie bei Stahlbeton durch die Textilien kompensiert, die als Bewehrung die nach der Rissbildung frei werdenden Kräfte übernehmen.

Im Vergleich zur Stabstahlbewehrung werden aber extrem feingliedrige Bewehrungselemente verwendet, wobei ein Verbundwerkstoff mit bemerkenswerten Eigenschaften entsteht:

- *Sehr dünne Schichten* werden möglich, da keine Betondeckung für Korrosionsschutz wie bei Stahlbeton erforderlich ist.
- *Kurze Verankerungslängen* und *sehr fein verteilte Risse* entstehen, weil über die im Vergleich zum Stabstahl vielfach größere Verbundoberfläche sehr hohe Verbundkräfte übertragen werden können.
- Textile Bewehrungen aus AR-Glas bzw. Carbon haben mit 800 bis zu 2200 N/mm^2 eine *deutlich höhere Zugfestigkeit* als üblicher Bewehrungsstahl.

Die textilbewehrte Feinbetonverstärkung wird dabei lagenweise auf die zuvor durch Sandstrahlen aufgerauhte Oberfläche des alten Stahlbetonbauteils aufgebracht. Durch Auflaminieren oder im Sprühverfahren werden abwechselnd Feinbeton und Textil in mehreren Lagen aufgetragen. Das Tragverhalten von Konstruktionen aus diesem Verbundwerkstoff wird von den Eigenschaften des stahlbewehrten Betons, des textilbewehrten Feinbetons und des Verbundes zwischen beiden bestimmt.

Durch die Korrosionsbeständigkeit der textilen Bewehrungsmaterialien können die Verstärkungsschichten sehr dünn sein, wodurch das Eigengewicht des Altbauteiles damit nur unwesentlich erhöht wird. Textile Bewehrungen sind leicht formbar und passen sich jeder Geometrie an. Das ermöglicht auch Verstärkungen an profilierten Querschnitten, Stützen oder schalenförmigen Bauteilen und bietet entscheidende Vorteile. Weiterhin kann auf einfache und erprobte

Applikationsverfahren zurückgegriffen werden, da es sich letztendlich um mehrlagiges Auftragen einer feinkörnigen Matrix – mit Verarbeitungseigenschaften, die denen eines modernen Putzes sehr ähnlich sind – und einer darin eingebetteten Bewehrung, die ähnlich handelsüblichen Putzgeweben verarbeitet werden kann, handelt. Ein weiterer Vorteil gegenüber lamellenförmigen Verstärkungsmethoden ist die flächige Krafteinleitung, wodurch die Neigung zum Delaminationsversagen vermindert wird.

Neben der Erhöhung der Tragfähigkeit können auch weitergehende Instandsetzungsaufgaben, wie Herstellung einer neuen oder zusätzlichen dichten Betondeckung, Variierung der Oberflächengestaltung der Verstärkungsschicht, Versteifung der Bauteile oder Beeinflussung der Rissbildung – mehr Risse in kleinerem Abstand bei geringerer Rissbreite – gelöst werden.

Da textilbewehrter Beton noch kein genormter Konstruktionswerkstoff ist und auch keine bauaufsichtlichen Regelungen als Verstärkungstechnik vorhanden sind, wird für den Einsatz textiler Bewehrung eine Zustimmung im Einzelfall notwendig.

2.8 Externe Vorspannung

Um das komplette Bauteil zu verstärken und gleichzeitig lokale Fehlstellen zu beheben, bieten sich diverse Vorspannverfahren an. Dabei handelt es sich meistens um eine langlebige, wirksame Verstärkung ohne großen Wartungsaufwand. Durch gezielte Anordnung der Spannglieder können entweder nur Normalkräfte oder zusätzliche Biegemomente eingeleitet werden. Damit kann auch ein direkter Einfluss auf die Verformungen erzielt werden. Aus Kostengründen werden nachträgliche Vorspannverfahren vornehmlich für die Verstärkung von Brückenbauwerken eingesetzt.

2.9 Zusammenfassung

Für die Biegeverstärkung von Stahlbetonbauteilen stehen verschiedene Methoden zur Verfügung, wobei auch Kombinationen aus den zuvor genannten Verfahren, z. B. vorgespannte CFK-Lamellen, möglich sind. Jede bekannte Methode hat dabei Vor- und Nachteile, die je nach Bauaufgabe zu anderen wirtschaftlichen Verstärkungslösung führen können.

Neben den klassischen und etablierten Verfahren zur Verstärkung von Stahlbetonbauteilen ist textilbewehrter Beton eine interessante Alternative, die die Vorteile der leichten Kohlenstofffaserklebeverstärkungen mit denen von Spritzbeton mit Bewehrung verbindet.

Offene Fragen zur Bemessung, zum Zusammenwirken von Betonstahl und textiler Bewehrung und vor allem das Fehlen bauaufsichtlicher Regelungen sind derzeit die größten Anwendungshemmnisse für Textilbetonverstärkungen. Mit den Untersuchungen in den folgenden Kapiteln möchte die vorliegende Arbeit daher einen kleinen Beitrag auf dem Weg in die baupraktische Anwenwendung leisten.

3 Werkstoffe und Charakteristik verstärkter Stahlbetonbauteile

3.1 Allgemeines

Das Trag- und Verformungsverhalten von verstärkten Bauteilen wird durch die physikalischen und mechanischen Eigenschaften der jeweiligen Werkstoffe und deren Zusammenwirken bestimmt. Die Werkstoffeigenschaften können durch verschiedene Materialmodelle – sogenannte Stoffgesetze – beschrieben werden, die grundlegende in Experimenten beobachtete Phänomene und Parameter charakterisieren. Für zuverlässige Prognosen des Systemverhaltens sind lokale Effekte und deren Interaktion für die globalen Größen bedeutend. In Abhängigkeit vom strukturellen Aufbau des betrachteten Werkstoffs sowie von den Beanspruchungsbedingungen finden sich in der Literatur vielfältige Modellkonzepte – Degradationsmodelle, bruchmechanische, diskrete und physikalisch motivierte Modelle der Mikrostruktur ebenso wie phänomenologische Beschreibungen mithilfe einer homogenisierten Materialvorstellung.

Das mechanische Verhalten kann dabei auf unterschiedlichen Maßstabsebenen, wie z. B. Mikro-, Meso- und Makroebene in Bild 3.1, betrachtet werden (vgl. Wittmann [294]). Kein Modell ist allein in der Lage, die komplexe Wirklichkeit auch nur annähernd vollständig zu beschreiben. Idealisierungen und Gültigkeitsgrenzen schränken den Anwendungsbereich meist stark ein. Es ist daher von der Aufgabenstellung abhängig, welche Eigenschaften durch das gewählte Modell beschrieben werden sollen. Bei sehr komplexen Versagensmechanismen auf unterschiedlichen Skalen bilden Modelle auf verschiedenen Strukturebenen die Grundlage für Multi-Skalen-Methoden, wie Lepenies [170] sie auch für Textilbeton einführt.

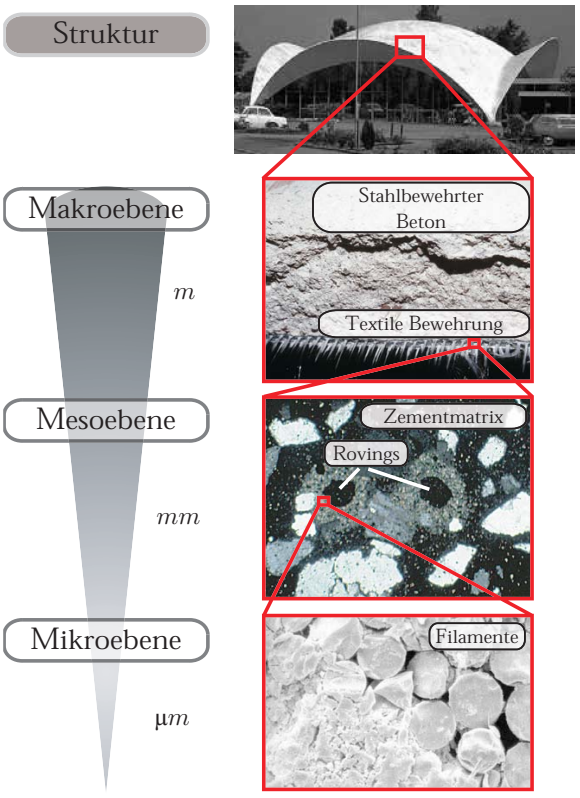
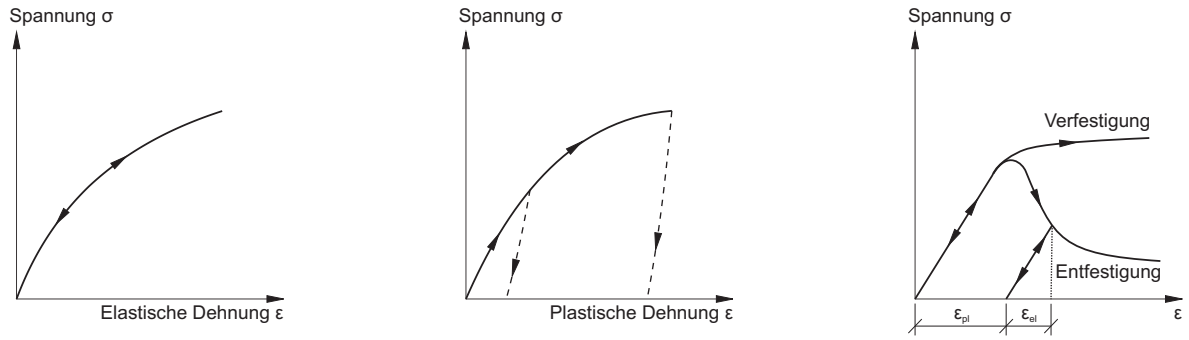


Bild 3.1: Strukturebenen für Textilbeton (entnommen aus Lepenies [170])

Materialgesetze für die Komponenten Beton, Stahl und Textil und die daraus bestehenden Verbundwerkstoffe beschreiben meist makroskopisch idealisiert den experimentell ermittelten Zusammenhang zwischen Kraft und Verformung. Im Sinne einer kontinuumsmechanischen Betrachtungsweise werden die Stoffgesetze im Allgemeinen als idealisierte



(a) elastisch (b) überwiegend plastisch (c) elastisch-plastisch

Bild 3.2: Allgemeine Spannungs-Dehnungs-Formulierungen

Spannungs-Dehnungs-Beziehungen dargestellt. Bei (nichtlinearem) elastischem Materialverhalten in Bild 3.2(a) kann eineindeutig jeder Spannung eine Dehnung zugeordnet werden. Alle Verformungen sind vollkommen reversibel. Infolge Belastung wird lediglich Formänderungsenergie gespeichert, die erst bei Materialversagen vollständig freigesetzt wird. Die in Bild 3.2(b) dargestellte überwiegend (ideal) plastische Spannungs-Dehnungs-Beziehung ist dagegen nicht umkehrbar. Die aufgebrachte Verformungsenergie wird während des Belastungsprozesses im Material (z. B. durch Rissbildung oder Strukturänderung) dissipiert. Nach Entlastung verbleiben plastische Verformungsanteile, womit das Materialverhalten von der Belastungsgeschichte abhängig wird. Bild 3.2(c) zeigt die Kombination als elastisch-plastische Formulierung, bei der sowohl reversible elastische als auch irreversible plastische Verformungsanteile nach Überschreiten einer Fließgrenze auftreten. Die Steifigkeit des Materials ändert sich an diesem Punkt stark und es kann ein verfestigendes oder entfestigendes Verhalten auftreten. Weiterhin können für ein zeitabhängiges Materialverhalten viskoelastische bzw. viskoplastische Modelle Anwendung finden, die aber nicht Gegenstand dieser Arbeit sind.

Insgesamt kann das Tragverhalten durch die während des Belastungsprozesses dissipierte Energie als spröde oder duktil charakterisiert werden. Die Beschreibung der in dieser Arbeit betrachteten Werkstoffe füllt bekanntermaßen eine Vielzahl von Büchern. Gerade beim Bauen im Bestand hat die Kenntnis der vorhandenen Baustoffeigenschaften eine große Bedeutung. Für einen bewusst ausführlichen Gesamtüberblick wird daher in diesem Abschnitt gezielt von den allgemeinen Materialbeschreibungen (Abschnitt 3.2) zu dem Verbundtragverhalten (Abschnitt 3.3) und dem Zusammenwirken von Materialien mit unterschiedlichem Verbundverhalten (Abschnitt 3.4) übergeleitet. Die wesentlichsten bekannten Forschungsarbeiten auf diesen Gebieten werden dabei ohne den Anspruch auf Vollständigkeit vorgestellt.

3.2 Material- und Werkstoffeigenschaften

3.2.1 Beton, Bewehrungsstahl und Stahlbeton

Mit der faszinierenden Geschichte und Entwicklung des Betonbaus (vgl. Ramm [220]) seit Mitte des 19. Jahrhunderts ist Beton heute ein häufig und vielseitig verwendeter Baustoff geworden. Die allgemeine Verfügbarkeit seiner Ausgangsstoffe, seine leichte Herstellung und Verarbeitung sowie seine Beständigkeit haben die weltweite Verbreitung ermöglicht und begünstigt. Die Kombination von Beton und Stahl, die sich hinsichtlich ihrer mechanischen und chemischen Eigen-

Tabelle 3.1: Bezeichnungen und Betondruckfestigkeiten 1907–2001 aus FINGERLOOS [81]

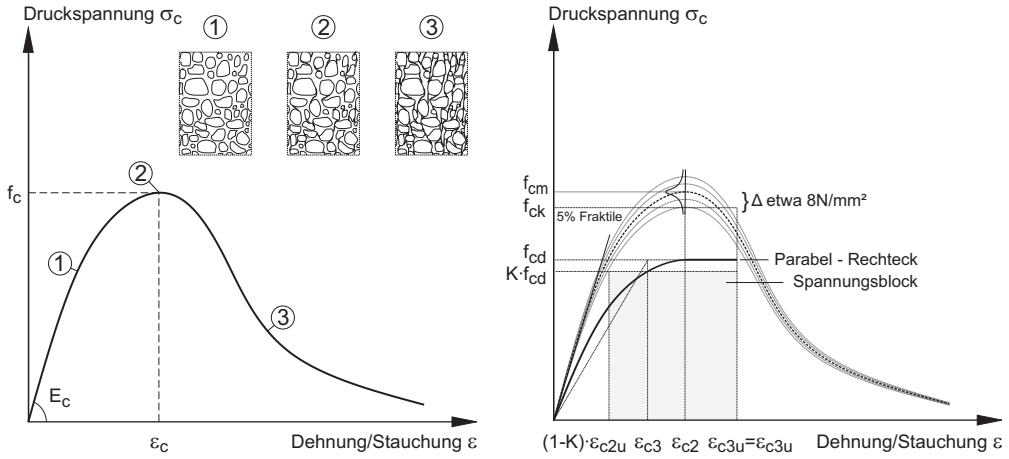
	Zeitraum	W[1]	Nennwert der Betondruckfestigkeit[2]										
1	1907–1916	300 M	W_{28} 100	W_{28} 150	W_{28} 180	W_{28} 230							
		f_{ck}	5	6	7	8							
2	1916–1925	200 M		W_{28} 150	W_{28} 180		W_{28} 245						
		f_{ck}		7	8		9						
3	1925–1932	200 M		W_{b28} 100	W_{b28} 130	W_{b28} 180							
		f_{ck}		6	8	11							
4	1932–1943	200 M		W_{b28} 120	W_{b28} 160	W_{b28} 210							
		f_{ck}		8	10	12							
5	1943–1972 (DDR bis 1981)	200 M	B 80	B 120	B 160		B 225	B 300		B 450[3]		B 600[3]	
		f_{ck}		8	10		16	20		28		35	
6	1972–1978	200 5 %	Bn 50		Bn 100	Bn 150		Bn 250		Bn 350	Bn 450		Bn 550
		f_{ck}			8	12		20		28	33		36
7	1981–1990 (DDR)	150 5 %	Bk 7,5	Bk 10	Bk 12,5	Bk 15	Bk 20	Bk 25	Bk 30	Bk 35	Bk 45	Bk 50	Bk 55
		f_{ck}		7	9	11	15	18	22	26	33	36	38
8	1978–2004	200 5 %	B 5		B 10	B 15		B 25		B 35	B 45		B 55
		f_{ck}			8	12		20		28	33		36
9	ab 2001	150 5 %			C8/10	C12/15	C16/20	C20/25	C25/30	C30/37	C35/45	C40/50	C45/55
		f_{ck}			8	12	16	20	25	30	35	40	45

[1] W – Würfel: Kantenlänge in [mm], M – Mittelwert aus drei Proben oder 5 %-Quantilwert charakteristischer Wert der Zylinderdruckfestigkeit f_{ck} in [N/mm^2]
[2] Einheiten ca. 100 kg/cm^2 (bis 1972) = 100 kp/cm^2 (bis 1978) = 10 N/mm^2 (ab 1978) = 10 MN/m^2 = 10 MPa
[3] ab 1953 in DIN 4227: Spannbeton

schaften hervorragend ergänzen, ermöglicht als Verbundwerkstoff Stahlbeton effiziente Tragsysteme. Das über mehrere Jahrzehnte erarbeitete Wissen ist Gegenstand umfangreicher Literatur und Normenwerke und gehört inzwischen zum Grundwissen der Bauschaffenden. Als Ausgangspunkt für praktische Fragestellungen der für das Bauen wesentlichen Eigenschaften bieten sich die Monographien von SCHEERER & PROSKE [244] und ZILCH & ZEHETMAIER [307] an. Bisher noch offene bzw. unbefriedigend beantwortete oder durch veränderte Umwelteinflüsse aufgeworfene neue Fragestellungen führen aber auch noch heute zu einer intensiven Forschungs- und Entwicklungstätigkeit. Verbesserungen der Baustoffeigenschaften, Verarbeitbarkeit, Dauerhaftigkeit, Druck- und Zugfestigkeit, Entwicklung von Hochleistungsbetonen sowie die Beschreibung mit probabilistischen, bruchmechanischen und diskreten Baustoffmodellen sind aktuelle Forschungsschwerpunkte. Insbesondere für die Instandsetzung und Verstärkung bestehender Stahlbetontragwerke sind Forschungsarbeiten zur nachträglichen und zerstörungsfreien Prüfung und Bestimmung der vorhandenen Materialkennwerte und Materialschädigungen, z. B. KÖPPEL [151] und TAFFE & WIGGENHAUSER [276], an dieser Stelle erwähnenswert.

Beton

Dieser „künstliche Stein“ – ursprünglich ein einfaches 3-Stoff-Gemisch aus Zement, Zuschlag und Wasser – ist inzwischen zu einem komplexen und vielseitigen Werkstoff mit definierbaren Eigenschaften geworden. Die *Druckfestigkeit* ist ein wichtiger Kennwert für statische Berechnungen. Wegen der ausgeprägt inhomogenen und porösen Mikrostruktur des Betons ist diese nicht



(a) tatsächlicher Verlauf (b) vereinfachte σ-ε-Linien

Bild 3.3: Qualitative Spannungs-Dehnungs-Linien für einaxiale Druckbeanspruchung

nur von der Betonzusammensetzung, sondern auch von der Größe, Gestalt und Beschaffenheit der Versuchskörper sowie von Prüfmaschine und -verfahren abhängig. Selbst eine einachsige gleichmäßig verteilte Druckbeanspruchung erzeugt, bezogen auf die Mikrostruktur des Betons, einen ungleichförmigen, dreiaxialen Spannungszustand, da die steiferen Zuschlagkörner einen größeren Teil der Druckbeanspruchung übertragen als die Zementmatrix. Die Umverteilung der äußeren Belastung bewirkt senkrecht zur Belastungsrichtung Zug- und Druckspannungen, die im Gleichgewicht stehen. Bereits im unbelasteten Zustand zwischen Zuschlag und Zementstein vorhandene Risse und die schon bei geringen Belastungen einsetzende Mikrorissbildung zerstören allerdings sukzessive diesen räumlichen Lastabtrag. Aus den Umlagerungen und der damit verbundenen Verformungszunahme resultiert bereits bei Spannungen ab ca. 40 % der Druckfestigkeit ein nichtlineares Formänderungsverhalten, siehe auch Bild 3.3(a). Trotz der Mikrorissbildung und der damit einhergehenden Umlagerung der Kräfte ist eine weitere Laststeigerung möglich. Mit zunehmender Beanspruchung wachsen die Verbundrisse in den Zuschlagskorngrenzflächen in die Zementmatrix hinein und weiten sich zu makroskopisch erkennbaren Rissen aus. Durch die Vereinigung von Rissen bilden sich einzelne Druckstreben, deren Abmessungen sich durch Bildung neuer Risse ständig verkleinern. Der primäre Entfestigungsvorgang beginnt mit dem Ausfall einzelner Streben. Eine Laststeigerung in den verbleibenden Betonstreben ist nicht mehr möglich. Sie werden durch weitere Risse zusätzlich geschwächt und führen zum endgültigen duktil-spröden Versagen. Insbesondere die sehr geringe Verbundfestigkeit zwischen Zuschlag und Zementstein sowie die Packungsdichte sind maßgeblich für das Tragverhalten und die erreichbare Festigkeit verantwortlich.

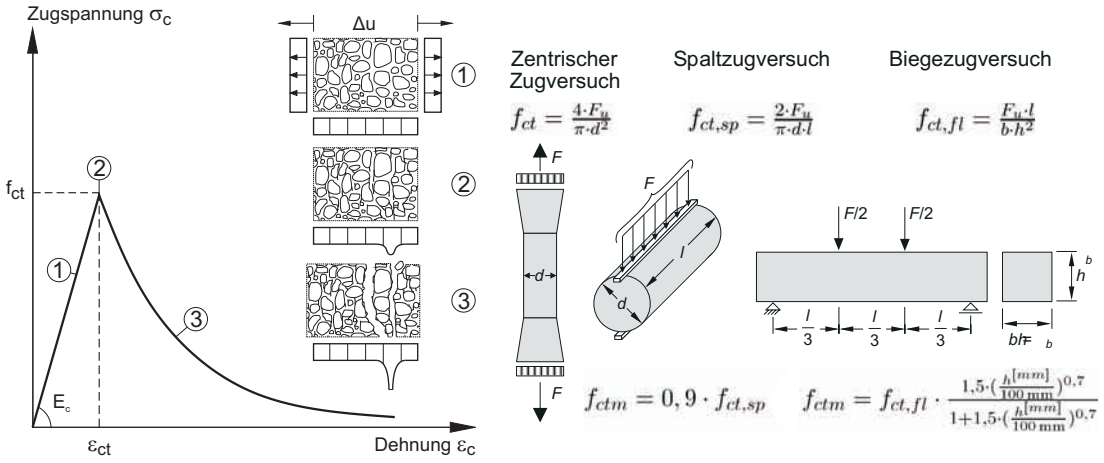
Der *Elastizitätsmodul* E_c ist wegen des nichtlinearen Formänderungsverhaltens nur bedingt als Kennwert geeignet. Er kann aus dem Spannungs-Dehnungs-Diagramm als Tangenten-, Sekanten- oder Sehnenmodul bestimmt werden und nimmt mit höherer Betondruckfestigkeit zu. Es besteht jedoch kein direkter Zusammenhang mit der Druckfestigkeit. Verschiedene Parameter, wie Zuschlagstoffe und Feuchtigkeit, können sogar entgegengesetzte Auswirkungen haben.

Die Druckfestigkeit wird ebenso von zahlreichen Randbedingungen beeinflusst, weshalb verschiedene standardisierte Prüfbedingungen (z. B. Würfel- und Zylinderdruckfestigkeit) definiert wurden, die mit empirischen Beziehungen ineinander überführt werden können, vgl. beispiels-

weise Scheerer & Proske [244]. Allgemein gültige Spannungs-Dehnungs-Beziehungen können daher für Betondruckbeanspruchung nicht angegeben werden. Für die Tragwerksanalyse und praktische Bemessungsverfahren wurden jedoch mit begründeten Annahmen und unter Berücksichtigung einschlägiger Forschungsarbeiten Näherungsverfahren für σ-ε-Linien, wie z. B. in Bild 3.3(b) gezeigt, in Abhängigkeit von Festigkeitsklassen in verschiedenen Normenwerken festgelegt. Tabelle 3.1 gibt einen Überblick zu Bezeichnungen und genormten Betonfestigkeiten von 1907–2001.

Die *Zugfestigkeit* des Betons beträgt nur etwa ein Zehntel seiner Druckfestigkeit und ist wegen großer Streuungen zudem sehr unzuverlässig. Daher wird sie bei der ingenieurmäßigen Modellbildung meistens vernachlässigt, indem Stahlbetontragwerke mit der vereinfachenden Annahme, dass Betonzugkräfte allein von Stahleinlagen aufgenommen oder mit Vorspannkräften überdrückt werden, ausreichend genau entworfen und bemessen werden. Allerdings können Fragen des Verbundes mit dem Bewehrungsstahl, des Verformungsverhaltens und der Rissentwicklung, der Schubkraftübertragung in Fugen oder auch des Schubtrag- oder Durchstanzverhaltens nur im Zusammenhang mit einer Zugtragfähigkeit und den äußerst spröden Brucheigenschaften des Betons beantwortet werden. Der Bruchvorgang wird beispielsweise von Schnetzer [247] in Anlehnung an Hillerborg [117] detailliert und anschaulich beschrieben. Die Spannungs-Dehnungs-Linie des Betons verläuft bis zum Erreichen der Betonzugfestigkeit f_{ct} linear, siehe Bild 3.4(a). Im Gegensatz zur Druckbeanspruchung lokalisieren sich dann die Verformungen bei gleichzeitiger Entlastung der restlichen Bereiche in einem einzelnen Querschnitt – der sogenannten Bruchprozesszone – und bilden einen Riss. Durch Verzahnung einzelner Betonbestandteile entlang der Rissufer können dennoch teilweise Zugspannungen über den Riss übertragen werden.

Die zentrische Zugfestigkeit f_{ct}, die annähernd die tatsächliche Zugfestigkeit des Betons darstellt, kann auf direktem Weg durch einen einaxialen Zugversuch nur sehr schwer und unzuverlässig bestimmt werden. Deshalb wird sie in der Regel indirekt anhand von weniger fehleranfälligen Biegezug- oder Spaltzugversuchen geprüft und mit Hilfe empirischer Formeln, siehe u. a. Bild 3.4(b), CEB/FIP MC 90 (1993) [46] und DIN 1045-1 [5], umgerechnet. Näherungsweise kann die Zugfestigkeit auch aus einer Korrelation mit der Druckfestigkeit abgeleitet werden, vgl. Heilmann [113, 114] und Remmel [232].



(a) σ-ε-Linie mit Gefügestruktur (b) Ermittlung der Betonzugfestigkeit

Bild 3.4: Mechanisches Verhalten von Beton unter Zugbeanspruchung

Eine Besonderheit des Betons sind ausgeprägte zeitabhängige Verformungen wie *Schwinden* und *Kriechen*, die für dauerhafte Betonkonstruktionen zu berücksichtigen, jedoch nicht Thema dieser Arbeit sind. Seit DISCHINGER's richtungsweisenden Arbeiten [66, 67] beschäftigen sich bis heute eine Vielzahl von Forschungsarbeiten mit Kriech- und Schwindproblemen. Grundlagen und Hintergründe derzeitiger Regelwerke und Modelle können u. a. bei MÜLLER & KVITSEL [193] nachgelesen werden.

Mehraxiale Beanspruchungszustände können die Verformungen und Spannungen des Betons ebenfalls stark beeinflussen. Wesentliche Erkenntnisse dazu gehen auf KUPFER [163] zurück. Ein Überblick ist in zahlreichen Forschungsarbeiten (u. a. des CEB [45]) und mit besonderem Schwerpunkt auf Hochleistungs- und Hochleistungsleichtbeton auch bei CURBACH, HAMPEL, SCHEERER und SPECK [50, 97, 272] zu finden. Im Rahmen dieser Arbeit sollen aber lediglich einaxiale Beanspruchungen betrachtet werden.

Bewehrungsstahl

Da Beton keine zuverlässig nutzbare Zugfestigkeit besitzt, müssen auftretende Zugkräfte durch ein anderes Material – eine sogenannte Bewehrung – oder durch geeignete Konstruktionen aufgenommen werden. Als Bewehrungsmaterial werden vorrangig Beton- und Spannstahl verwendet. Im Vergleich zu Beton weist Stahl ein weitaus homogeneres Verhalten auf und kann wegen des nahezu regelmäßigen kristallinen Aufbaus des Eisengitters auf der Makroebene elastisch-plastisch modelliert werden. Unabhängig von der Stahlgüte verhalten sich alle Baustähle bis kurz vor Erreichen der Streckgrenze nahezu linear elastisch. Prinzipiell unterscheiden sich die Spannungs-Dehnungs-Beziehungen warm- und kaltverformter Stähle oberhalb der Streckgrenze. Während wärmebehandelte, naturharte und mikrolegierte Stähle ein ausgeprägtes Fließplateau mit anschließendem Verfestigungsbereich aufweisen, gehen kaltverformte Stähle ohne Fließplateau vom elastischen in den plastischen Verfestigungszustand über (Bild 3.5). Da Stahl sich unter Zug- und Druckbeanspruchung annähernd gleich verhält, können die Materialparameter – Elastizitätsmodul E_s, Fließspannung f_y, Bruchdehnung ε_{su}, Festigkeit f_t und Duktilität f_t/f_y – an typischen Zugversuchen mit normierten Proben ermittelt werden. Das Materialverhalten des Bewehrungsstahls kann in sehr guter Näherung durch bilineare Arbeitslinien entweder linear elastisch–ideal plastisch oder linear elastisch mit anschließender Verfestigung beschrieben werden. Zur Beschreibung des Verfestigungsbereichs werden aber auch die quadratische Parabel, die Exponentialfunktion sowie die Langevin-Funktion herangezogen. Für weiterführende Literatur zur Charakterisierung von Baustahl sei beispielsweise auf BERTRAM [27] und RUßWURM [243] sowie die dort angegebenen Referenzen, aber auch auf einschlägige Normen und Regelwerke verwiesen.

Der in Deutschland zur Zeit üblicherweise verwendete Bewehrungsstahl BSt 500S/M ist in der Regel naturhart oder wärmebehandelt mit Mindestanforderungen für die Duktilität entsprechend der Duktilitätsklassen. Für den charakteristischen Wert der Streckgrenze/Zugfestigkeit werden $500/550\,\mathrm{N/mm^2}$ angesetzt, der Elastizitätsmodul wird meist zu $200\,000\,\mathrm{N/mm^2}$ angenommen. Zur Beurteilung der Tragsicherheit oder für Verstärkungen bestehender Stahlbetonbauten sind die zur Bauzeit gültigen Normen, Vorschriften und Festigkeiten der alten Stahlsorten in statischen Berechnungen zu berücksichtigen. Historische Bautabellen – beispielsweise in BARGMANN [22], BINDSEIL [28] und FINGERLOOS [82] – oder auch WIKIPEDIA : BETONSTAHL [291] geben einen Überblick über die Sortenvielfalt und historische Entwicklung der Betonstähle. Bis Mitte der 30er Jahre des 20. Jahrhunderts wurden keine speziellen

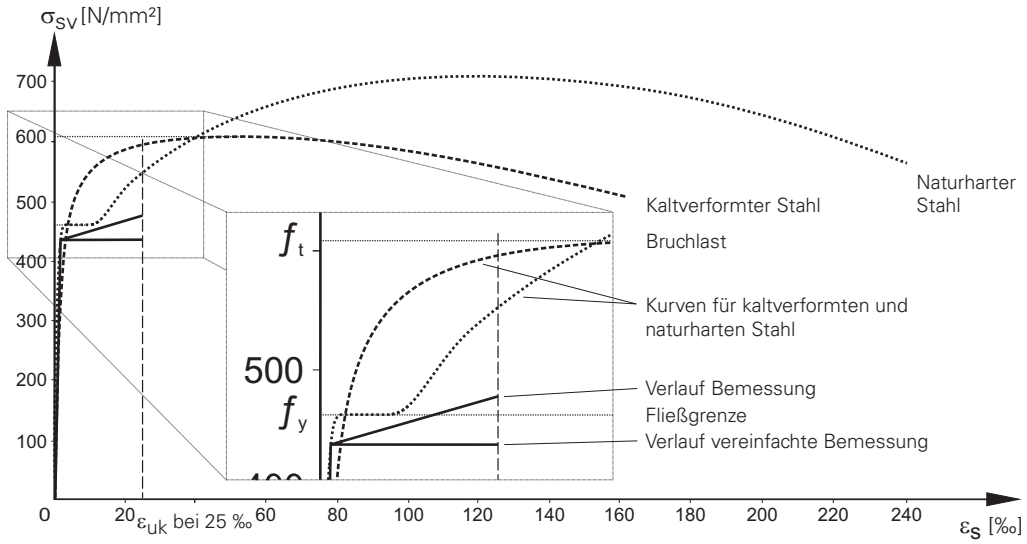
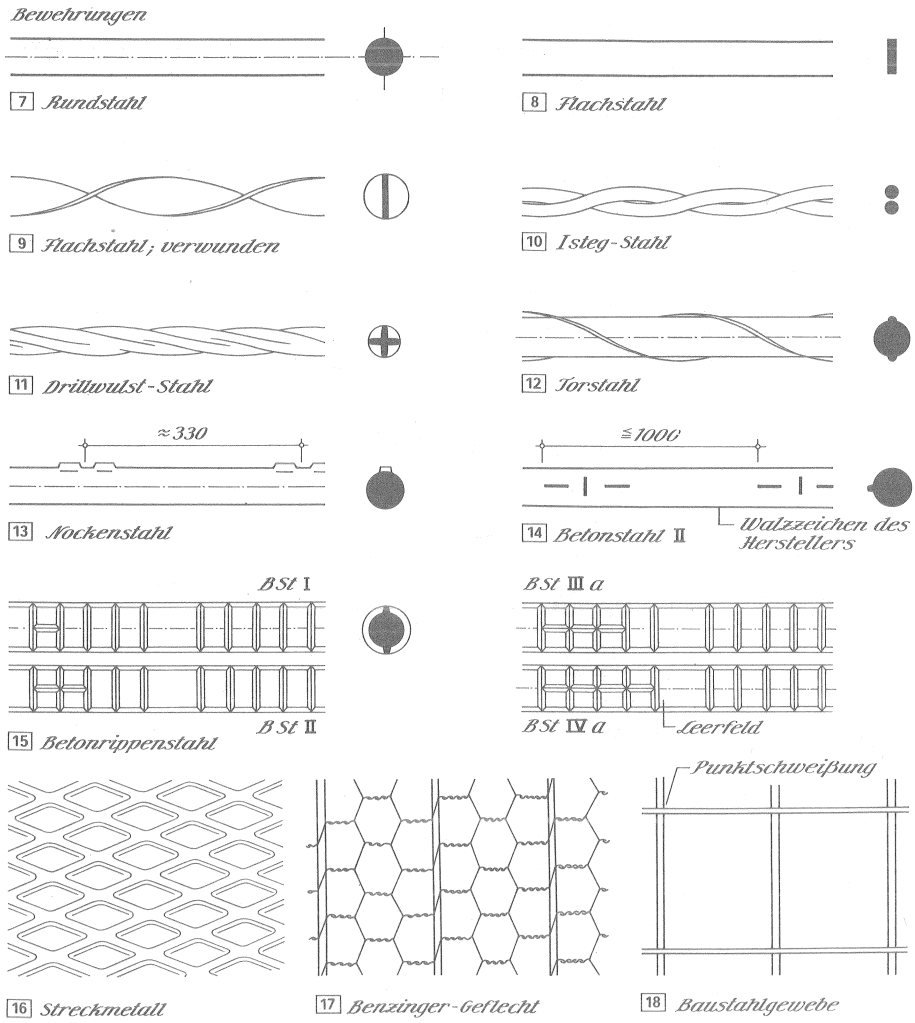


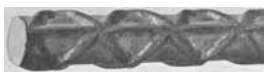
Bild 3.5: Qualitative Spannungs-Dehnungs-Linien für Betonstahlbewehrung

Betonstähle als Bewehrung verwendet, sondern damals übliche Handelseisen als Stäbe, Flacheisen und Profile mit einer glatten Oberfläche und einer Streckgrenze um oder über 250 N/mm^2. Die Aktivierung der Tragfähigkeit des glatten Stahls erfolgte dabei weniger durch den Verbund zwischen Beton und Stahl, sondern vor allem durch die Verankerung mit Haken und Schlaufen. In den Bestimmungen des Deutschen Ausschusses für Eisenbeton (seit 1941 Deutscher Ausschuss für Stahlbeton) von 1925 [1] wurden neben dem Handelseisen besonders gekennzeichnete Betonstähle St 48 (hochwertiger Kohlenstoffstahl) eingeführt, der in den Bestimmungen von 1932 [2] durch schweißbaren und mit aufgewalzten Marken gekennzeichneten Stahl St 52 ersetzt wurde. Die Bestimmungen des DAfE bzw. DAfStb waren zwar in ganz Deutschland allgemein anerkannt, aber andere eingesetzte Stähle können dennoch nicht ausgeschlossen werden. Zudem wurde ab 1933 auch zusätzlich sogenannter I-Steg-Stahl – zwei Drähte aus glattem Baustahl wurden zu einer 2-drähtigen Litze verseilt – mit verbesserten Verbundeigenschaften sowie Baustahlgewebe aus Matten oder Rollen zugelassen. Zwecks Materialeinsparung wurden ab 1935 durch Tordieren von Rundstählen weitere hochfeste Betonstähle (z. B. Drillwulststahl), zunächst ohne Querippen, entwickelt. Die Änderungen der Eisenbetonbestimmungen vom 27. März 1937 berücksichtigen dies, indem der Begriff „hochwertiger Betonstahl“ an Stelle von „Stahl St 52“ eingeführt und die Bewehrungsstähle nach zulässigen Beanspruchungen in Gruppen eingeteilt wurden (vgl. Krüger, O. [157]). Erst durch einen Erlass des Ministeriums für Wirtschaft und Arbeit vom 8. Dezember 1938 wurden die bekannten Bestimmungen [3] deutschlandweit ab ca. 1940 verbindlich und einheitlich vorgeschrieben (vgl. Kategorie Vermischtes in Beton u. Eisen 11/1939 [200]). Mit den vierten und letzten Bestimmungen des DAfStb von 1943 [4], die als Normenblätter DIN 1045 bis DIN 1048 in das Normensammelwerk aufgenommen wurden (vgl. Kategorie Vermischtes in Beton u. Stahlbetonbau 7/1943 [201]), wurde der Stahl nach Gruppen I bis IV benannt. Ab 1959 wurde zusätzlich der hochwertige schräg gerippte Rippentorstahl – durch Tordieren im Werk kaltverformt – als Betonstahl IIIb bauaufsichtlich zugelassen. Die Rippengeometrie der heute verwendeten Betonstähle beruht auf eingehenden experimentellen und theoretischen Untersuchungen aus den 60er und 70er Jahren – u. a. von Rehm (1961) [228], Lutz (1970) [176], Goto (1971) [93] – hinsichtlich der Verbundeigenschaften, der Herstellung und der Kerbwirkung bei Biege- und Dauerschwingbeanspruchung der Stähle (vgl. Mayer [181]). Mit Herausgabe der Ausgabe 1988 der DIN 1045



(a) Zusammenstellung aus Ahnert/Krause [12]

(b) Johnson-Eisen [231]



(c) Diamond-Eisen [231]

(d) Lug-Eisen aus [231]

(e) Cup-Eisen aus [231]

(f) Welleneisen [231]

(g) Istegstahl [246]

(h) Drillwulststahl [246]

(i) Torstahl aus [231]

(j) Rippentorstahl [231]

Bild 3.6: Historische Betonstahlprofile; entnommen aus Ahnert/Krause [12] und Reinhardt [231]

waren dann nur noch zwei hochfeste Bewehrungssorten mit einer Mindeststreckgrenze von 420 und 500 N/mm^2 zugelassen, die seit DIN 1045-1 im Jahr 2001 auf mindestens 500 N/mm^2 vereinheitlicht wurde. Zusätzlich wurden jedoch Forderungen nach Mindestwerten für Duktilitätseigenschaften für verschiedene Anforderungsklassen eingeführt, da diese einen signifikanten Einfluss auf das Rotationsvermögen plastischer Gelenke haben (vgl. Langer [165]). Eine Zusammenstellung der wichtigsten Eigenschaften für Betonstähle ist Tabelle 3.2 zu entnehmen. Können die verwendeten Bewehrungen nicht eindeutig identifiziert (vgl. beispielsweise Bild 3.6) werden, sind Annahmen auf der sicheren Seite zu treffen oder Rechenwerte aus Materialprüfungen an ausgebauten Stäben zu ermitteln.

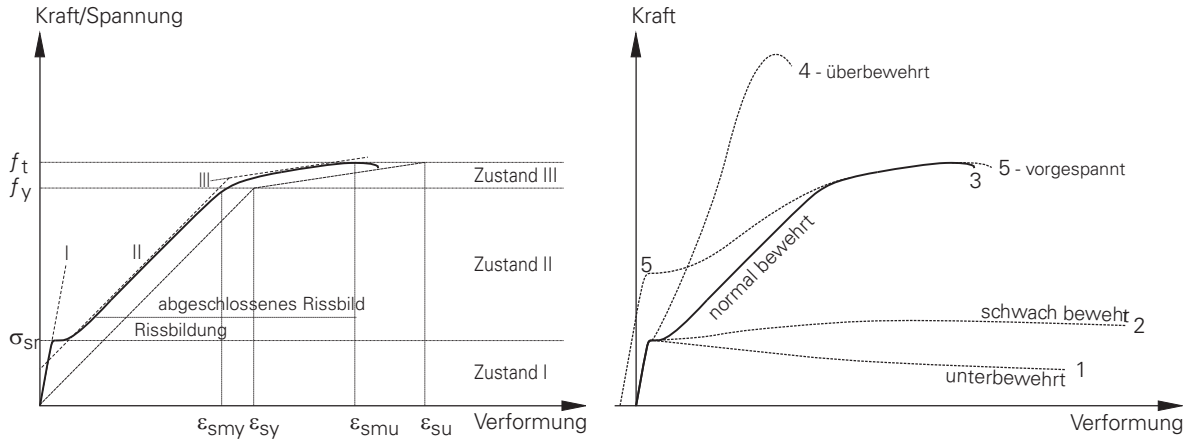
Als Spannstähle bezeichnete Drähte, Stäbe oder Litzen mit zwei- bis dreimal höheren Zugfestigkeitswerten als Betonstahl und die Vorspannung von Beton werden im Rahmen dieser Arbeit nur beiläufig thematisiert. Dazu sei auf die einschlägige Literatur verwiesen.

Tabelle 3.2: Betonstahlkennwerte verschiedener Generationen

Jahr	Vorschrift/Norm	Bezeichnung	f_{sy} [N/mm^2]	f_{su} [N/mm^2]	f_{zul} [N/mm^2]	ε_u [%]	$\frac{f_{su}}{f_{sy}}$
1904	Preußische Bestimmungen				100-120		
1907			240	370	100	20	
1914			240	370	90-120	20	
1916	Bestimmungen des Deutschen Ausschuss für Eisenbeton		240	370	90-120	20	
1925		Handelseisen	240	370	100-120	20	
		St48		480-580	125-150	18	
1932		Handelseisen	240		120-140	20	
		St52	360	500-640	150-180	20	
1937					140		
1943	DIN 1045	BSt I	220	340-500	120-140	18	
		BSt II	360	500-640	180-200	20	
		BSt III	420	500	200-240	18	
		BSt IV	500		200-240	16	
Bundesrepublik Deutschland							
1972	DIN 1045	BSt 220/340 GU	220	340		18	
		BSt 220/340 RU	220	340		18	
		BSt 420/500 RU	420	500		10	
		BSt 420/500 RK	420	500		10	
		BSt 500/550 GK	500	550		8	
		BSt 500/550 PK	500	550		8	
		BSt 500/550 RK	500	550		8	
		BSt 500/550 RK	500	550		8	
1988	DIN 1045	BSt 420 S	420	500		10	
		BSt 500 S	500	550		10	
		BSt 500 M	500	550		8	
2001	DIN 1045-1	BSt 500 S/M (A)	500			25	1,05
		BSt 500 S/M (B)	500			50	1,08
Ostdeutschland (ehem. Deutsche Demokratische Republik)							
1960	TGL 12530	St A-0	220	330			
1964	TGL 12530	St A-I	240	370			
		St A-III	400	560-590			
1977	TGL 12530	St T-III	400-420	540-550			
1984	Vorschrift 149/84	St M-IV	490-500	560-570			
1986	TGL 12530	St B-IV / St T-IV	490–500	560–570			

Stahlbeton

Das Tragverhalten des Verbundwerkstoffs Stahlbeton unterscheidet sich erheblich vom Werkstoffverhalten der einzelnen Bestandteile und wird vom Zusammenwirken – Verbundwirkung, Dübelwirkung der Bewehrung und Rissverzahnung – von Beton und Bewehrungsstahl geprägt. Die Verbundwirkung wird in Abschnitt 3.3 näher betrachtet. Die anderen beiden Effekte werden im Rahmen dieser Arbeit nicht näher erläutert.



(a) Tragverhalten und Tension Stiffening (b) Einfluss der Bewehrung

Bild 3.7: Qualitative Kraft-Verformungs-Linien für Stahlbeton

Mit den in Bild 3.7 dargestellten Kraft-Verformungs-Diagrammen soll das aus vielen Versuchen bekannte grundsätzliche Tragverhalten rekapituliert werden. Im ersten nahezu *linear elastischen Bereich (Zustand I)* ist der Beton noch *ungerissen*. Beton und Bewehrungsstahl bestimmen gemeinsam die Steifigkeit (Linie I) und haben die gleiche Dehnung $\varepsilon_c = \varepsilon_s$. Es kann von einem vollständigen (idealen) Verbund ausgegangen werden. Wird mit weiterer Laststeigerung die Betonzugfestigkeit f_{ct} an einer Stelle erreicht, entsteht ein *Einzelriss* im Beton und die Steifigkeit des Stahlbetonbauteils fällt ab. Zwischen den beiden Rissufern wird die Zugkraft nun allein von der Bewehrung übertragen. Der Dehnungsunterschied aus lokal ansteigenden Stahldehnungen und auf Null abfallenden Betondehnungen führt zu Relativverschiebungen und damit zu Verbundspannungen, wodurch wieder Zugspannungen entlang des Bewehrungsstabes in den Beton eingetragen werden, bis nach einer gewissen Länge (Eintragungslänge) keine Relativverschiebungen, d. h. wieder ein idealer Verbund, vorhanden ist. Mit steigender Last entstehen in der *Rissbildungsphase* weitere Risse abhängig von der streuenden Betonzugfestigkeit entlang des Bauteils. Liegt an keiner Stelle mehr ein ungestörter Verbund vor, kann die Betonzugfestigkeit an keiner Stelle mehr überschritten werden und das *abgeschlossene Rissbild* wurde erreicht. Steigende Lasten führen nun nur noch zum Anstieg der Stahldehnung und Störung des Verbundes und damit zum Aufweiten der vorhandenen Risse. Dieser elastisch gerissene Bereich (Zustand II) kann näherungsweise durch eine mittlere Steifigkeit (Linie II) beschrieben werden. Mit dem Erreichen der Fließgrenze der Bewehrung beginnt der *plastische Bereich* (Zustand III, Linie III). Eine weitere Laststeigerung ist nur noch durch die Verfestigungs- und Verformungseigenschaften der Bewehrung mit ausgeprägten plastischen Verformungen, Dehnungslokalisierungen und Zerstörung des Verbundes möglich. Die Form der Spannungs-Dehnungs-Linie der Bewehrung hat wesentlichen Einfluss auf das Last-Verformungs-Verhalten von Stahlbetonbauteilen.

Vergleicht man das Tragverhalten des Verbundwerkstoffs mit der Arbeitslinie eines freiliegenden Bewehrungsstahls, stellt man einen Anstieg der Steifigkeit fest, der durch die Verbundwirkung – das Zusammenwirken von Beton und Stahl – verursacht wird. Diese *Mitwirkung des Betons zwischen den Rissen* wird als *Tension Stiffening* bzw. *Zugversteifung* bezeichnet und hängt im Wesentlichen vom Bewehrungsgrad ρ_{eff}, der Betonzugfestigkeit f_{ct} sowie den Verbundeigenschaften ab. Neben dem Zugkraftanteil des Stahls und der Zugversteifung wird zudem noch ein kleiner Anteil über das *Nachbruchverhalten* des Betons bzw. *Tension Softening* übertragen.

Bild 3.7(b) verdeutlicht den insbesondere für Biegebeanspruchung wesentlichen Einfluss des Bewehrungsgehalts auf das Trag- und Verformungsverhalten. Höhere Bewehrungsgrade (Linie 4 im Vergleich zu Linie 3) führen zu einer verminderten Duktilität, da sich aus Gleichgewichtsgründen auch die Betondruckkräfte erhöhen und ein Übergang vom Stahl- zum Betonversagen mit der ausgeprägt nichtlinearen und spröden Charakteristik des Betons stattfindet. Ebenso haben verminderte Duktilitätseigenschaften der Bewehrung ähnliche Auswirkungen. Eine Vorspannung erhöht dagegen die Steifigkeit und das Verhalten im Gebrauchszustand. Linie 5 zeigt die Erhöhung der Risslast und das verbesserte Verhalten einer vorgespannten Bewehrung im Vergleich zu schlaffer Bewehrung mit gleichem Querschnittswiderstand (Linie 3). Für übliche Bewehrungsgrade (Linie 3) kommt es durch die Plastizierung und Verformung der Bewehrung zu einer Einschnürung der Betondruckzone und damit wegen des sekundären Betonversagens zu einer geringeren Verformungsfähigkeit oberhalb der Streckgrenze im Vergleich zur Arbeitslinie der Bewehrung. Bei schwach bewehrten Konstruktionen (Linie 2) ist hingegen die Ausnutzung der Bewehrung bis hin zur Zugfestigkeit möglich. Kann eine zu schwache Bewehrung die bei Rissbildung freiwerdende Zugkraft des Betons nicht mehr aufnehmen, kommt es zu einem entfestigenden Materialverhalten (Linie 1) bzw. bei konstanter Last zu einem schlagartigen Versagen. Zur Sicherung eines ausreichend duktilen Bauteilversagens mit Vorankündigung – beispielsweise gute Rissverteilung oder ausreichende Bruchverformungen – haben daher die konstruktive Durchbildung und Einhaltung einer entsprechenden *Mindestbewehrung* eine entscheidende Bedeutung. Neben den gültigen Normen und Regelwerken behandeln Kempf [140] und Lüthold [175] diese Thematik ausführlich.

Auf die Rissbildung und Spannungs- bzw. Dehnungsverteilung am Querschnitt wird in Verbindung mit den Verbundeigenschaften im Abschnitt 3.3 ausführlicher eingegangen.

3.2.2 Fasern und Textile Bewehrung

Als in den 1960er und 70er Jahren auftretende technisch-konstruktive Probleme das Bauen mit Stahlbeton in Verruf brachten und neben den vielen wirtschaftlichen und technischen Vorteilen auch schwerwiegende Nachteile, wie beispielsweise Korrosionsprobleme der Bewehrung und Betonabplatzungen, sichtbar wurden, intensivierte man auch die Suche nach alternativen Bewehrungsmaterialien. Inzwischen sind *Kurzfaserbetone*, wie Glasfaserbeton (GFB), Eternit, (S)FRC, UHPFRC, GFB etc. – siehe z. B. Bentur & Mindess [24], Meyer [187] und Naaman [230]) – und *Faserverbundkunststoffe (FVK bzw. FRP)* wie CFRP/CFK und GFRP/GFK als Lamellen, Laminate und Bewehrungsstäbe – siehe u. a. Rostásy et al. [235, 236] und fib bulletin 40 [80] – im Bauwesen verhältnismäßig verbreitet. Im angelsächsischen Raum wurde zudem Ferrozement (siehe Naaman [196]) weiterentwickelt, ein mit feingliedrigen Stahlnetzen bewehrter Feinbeton, der bereits aus den Anfängen des Stahlbetons im Bootsbau, beispielsweise wie von Lambot [199], bekannt war.

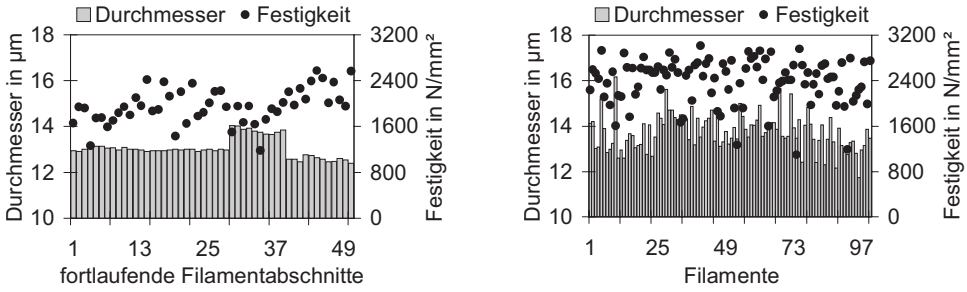
Bei diesen alternativen Bewehrungsmaterialien aus dünnen Fasern werden die Effekte so genannter *Faserparadoxien* ausgenutzt. Kristalline anorganischen Festkörper haben infolge von Festkörperdefekten eine wesentlich geringere Festigkeit als die theoretische Struktur- oder Gitterfestigkeit ihrer atomaren Bindungen, vgl. Zwicky [310]. Bereits 1920 fand Griffith [94] an Glasfäden heraus, dass Werkstoffe in Faserform eine viel höhere Bruchfestigkeit als in kompakter Form haben, da die Defektanzahl pro Längeneinheit mit dem Durchmesser abnimmt. Zudem werden auch die Defektdichte, die Oberflächenspannung und die Anzahl der Oberflächendefekte aus dem thermischen Herstellungsprozess mit kleinerem Faserdurchmesser geringer.

Für den Einsatz als Bewehrung im Beton sind grundsätzlich alle zugfesten Faserwerkstoffe geeignet, die ein sehr gutes Verbundverhalten mit dem Beton, hohe Festigkeit, Elastizität sowie Bruchdehnung haben und chemisch sowie physikalisch mit dem mineralischen Matrixsystem verträglich sind. Curbach et al. [49], Jesse [132] und Krüger [155] stellen eine Auswahl von Natur-, Chemie- und Metallfasern ausführlich mit deren Eigenschaften vor. Wegen stark streuender und ungünstiger mechanischer Eigenschaften, Dauerhaftigkeitsproblemen oder auch der kanzerogenen Wirkung von Asbestfasern ist der Einsatz von Naturfasern für tragende Bauteile heute noch als visionäre Zukunftsaufgabe anzusehen, obgleich bereits erfolgversprechende Ansätze mit Bambus- und Sisalfasern beispielsweise von Brunssen [38] und Sobral [259] vorliegen. Alkaliresistente Glasfasern (AR-Glas), Carbon-, Stahl-, Aramid- und einige Kunststofffasern haben sich hingegen im baupraktischen Einsatz für verschiedene Anwendungen bewährt.

Durch den Einsatz von Kurzfasern kann die Gebrauchsfähigkeit durch eine verbesserte Schlag- und Abrasionsbeständigkeit gesteigert werden. Weiterhin wird die Verteilung von Zwangsspannungen und damit die Rissbildung, die Rissverteilung und das Risswachstum positiv beeinflusst. Die Tragfähigkeit des Verbundbauteiles wird jedoch aufgrund verarbeitungstechnisch begrenzter Fasergehalte von 3–6 Vol.-% (meist im Bereich des kritischen Fasergehalts) und der zufälligen räumlichen Ausrichtung der Kurzfasern nur eingeschränkt gesteigert. Gerichtete Endlosfasern wurden daher gelegentlich für tragende Anwendungen, siehe z. B. Meyer [186], verwendet, sind allerdings nur in wenigen Prozessen wirtschaftlich einbaubar. Textile Flächenbildungsverfahren – Gewebe, Gelege, Vliese, Gestricke u. v. a. – waren daher ein bereits von Faserverbundwerkstoffen bekannter Lösungsansatz zur effizienteren Verarbeitung von linienförmigen Endlosfaserelementen. Im Gegensatz zu den bewusst sehr dichten Verstärkungstextilien für polymere Faserverbundmatrizes sind für die Verwendung als textile Betonbewehrung offenmaschige Strukturen notwendig, um eine gute Verbundbildung mit der porösen Gefügestruktur der mineralischen Matrix zu gewährleisten. Um die gegenläufigen Eigenschaften „Offenmaschigkeit“ und „Strukturstabilität“ zu ermöglichen, mussten geeignete textile Herstellungsverfahren gefunden werden. Erste erfolgversprechende Strukturen wurden ab 1992 von Offermann et al., teilweise gemeinsam mit dem Sächsischen Textilforschungsinstitut e. V. mit einer modifizierten MALIMO-Nähwirkmaschine produziert und von Curbach und Hempel als Betonbewehrung untersucht. Aus diesen experimentellen Basisversuchen zum „Textilbewehrten Beton“, die bereits 1993 an der Technischen Universität Dresden durchgeführt wurden, folgte das AiF-Vorhaben Nr. 9272B „Verwirkte Verstärkungsgelege für das Textile Bauen“ [301] als erstes größeres Forschungsvorhaben in Zusammenarbeit mit Wulfhorst vom ITA der RWTH Aachen (vgl. Offermann, Hempel & Curbach [210]). In weiteren Einzelvorhaben von Offermann et al. [205–208] zeichneten sich enorme Chancen, aber auch ein grundlegender Forschungsbedarf ab.

Aufbauend auf dem 1998 von Curbach et al. zusammengetragenen „Sachstandbericht zum Einsatz von Textilien im Massivbau“ [49] werden seit 1999 intensiv die Grundlagen textilbewehrten Betons in zwei von der Deutschen Forschungsgemeinschaft eingerichtenen Sonderforschungsbereichen (SFB) – SFB 528 [260–266] an der Technischen Universität Dresden und SFB 532 an der RWTH Aachen [267–271] – erforscht und entwickelt. Die Ergebnisse sind inzwischen Gegenstand zahlreicher Dissertationen, Konferenzen und Literatur, aus denen der RILEM-Sachstandsbericht [31] und gemeinsam abgehaltene Konferenzen [57, 59, 111, 112] hier nur exemplarisch genannt werden.

Der textile Herstellungsprozess gestattet durch eine Vielzahl an Parametern die Fertigung beanspruchungsgerechter und angepasster textiler Bewehrungsstrukturen für Beton. Um die für



(a) entlang eines Filaments (b) Filamente am Garnquerschnitt

Bild 3.8: Streuung von Durchmesser und Festigkeit eines AR-Glasfaser-Rovings (VET-ARG640-01); entnommen aus Abdkader [6]

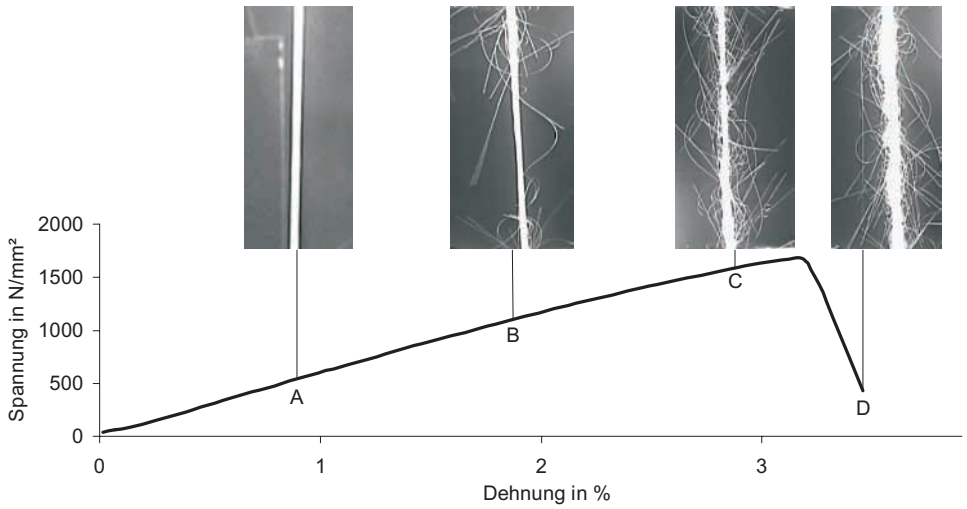


Bild 3.9: Spannungs-Dehnungs-Verhalten eines Rovings entnommen aus Abdkader [6]

Gewebe typischen festigkeitsreduzierenden Fadenumlenkungen, Welligkeiten und schlechteren Verformungseigenschaften zu vermeiden, werden vorrangig zweidimensionale, offene, nähgewirkte Gelege verwendet. Fadenmaterial, Gelegegeometrie, unterschiedliche Bindungsarten des Nähwirkfadens (Trikot, Franse, Trikot gegenlegig, Franse Trikot), Fadenspannung, Stichlänge und Material des Wirkfadens beeinflussen das Aussehen und die Eigenschaften der textilen Struktur. Wesentlichen Einfluss hat jedoch das verwendete Fadenmaterial, wofür diverse Endlosgarne, Hybrid- oder Spezialgarne mit entsprechend günstigen Zugeigenschaften zur Verfügung stehen. Offermann et al. [31, 49, 209] geben dazu einen Überblick.

Für diese Arbeit wurden textile Gelege aus endlosen Multifilamentgarnen als Direktroving aus AR-Glas und Carbon verwendet. Hunderte bis mehrere Tausend *Filamente* werden zu einem *Roving* zusammengefasst. Herstellprozess und Schlichte haben enormen Einfluss auf die Qualität und Eigenschaften der Garne. Die Eigenschaften von Filamenten und Garnen wurden von Abdkader [6–9] eingehend untersucht. Eine große Bedeutung haben die Prüfbedingungen auf die ermittelten Werte, was Abdkader et al. z. B. in [10, 11] diskutiert. Grundsätzlich muss zwischen der Zugfestigkeit eines Einzelfilamentes und der des Rovings unterschieden werden. Prüfungen am Filament liefern die Materialfestigkeit und Hinweise auf die bereits beschriebenen Faserparadoxien. Bild 3.8 verdeutlicht dies mit den gezeigten Streuungen von Festigkeit und Filamentdurchmesser.

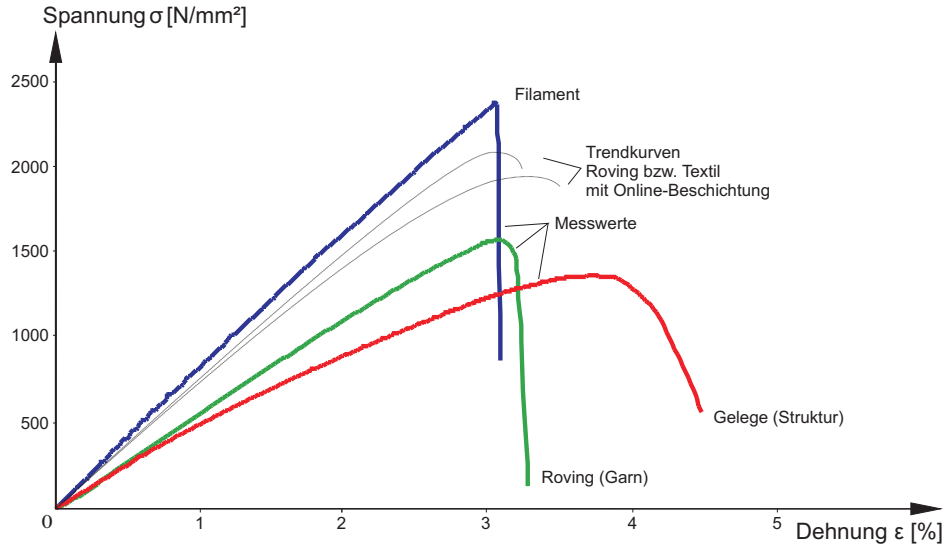
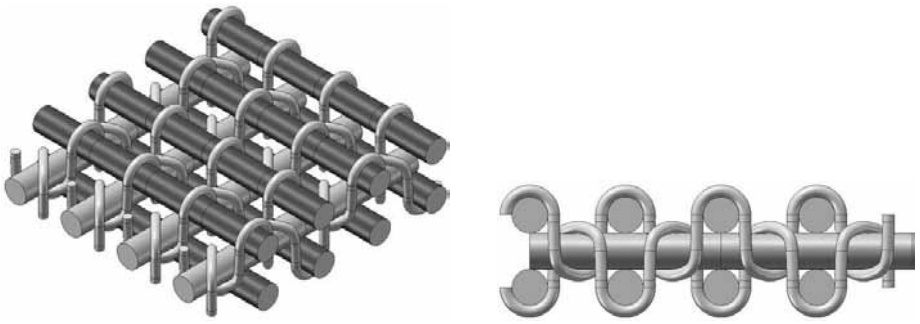


Bild 3.10: Spannungs-Dehnungs-Linien von Filament, Roving und textilem Gelege bei vergleichbaren Prüfbedingungen nach [261]

Bei der Zugprüfung eines Rovings mit angenommener gleichmäßiger Spannungsverteilung versagen zunächst die schwächsten Fasern und die Zugkraft wird auf die restlichen Filamente bei nun entsprechend erhöhter Spannung umgelagert, wodurch weitere Fasern versagen (Bild 3.9). Da nun aber die Bruchkraft auf die Querschnittsfläche des Bündels bezogen wird, ist die Bündelfestigkeit erwartungsgemäß immer geringer als die mittlere Festigkeit der Filamente. Die Minderfestigkeit des Rovings ist von der statistischen Bruchverteilung, der Spannungsverteilung im Faserbündel, Umlagerungsmöglichkeiten und möglichen Vorschädigungen abhängig. Die stochastischen Eigenschaften der Zugfestigkeit betrachten Schicktanz et al. [61] ausführlich. Weitere Einflüsse auf die Zugfestigkeit werden von Jesse [132] diskutiert. Bei Weiterverarbeitung des Rovings im Nähwirkprozess zur textilen Struktur können ferner festigkeitsmindernde Einflüsse, beispielsweise durch Fadenabrieb, Fadenanstich oder Querpressungen, auftreten. Durch leichte Welligkeiten und nicht ideal parallel und gestreckt liegende Filamente und Rovings ändert sich zudem die Steifigkeit des Geleges; die Spannungs-Dehnungs-Linie wird flacher und kann teilweise auch nichtlinear verlaufen. Bild 3.10 veranschaulicht diese Thematik anhand der Spannungs-Dehnungs-Linien von Filament, Roving und Textil.

Da einige der vorgenannten Effekte auch erst nach dem Herstellungsprozess durch zu geringe Stabilität der Textilstruktur auftreten, bringt die von Köckritz [137] in den Nähwirkprozess integrierte Online-Strukturstabilisierung neben der Aktivierung des inneren Verbundes eine Verbesserung der Form- und Lagestabilität der verwendeten offenen, nähgewirkten Gelege und damit auch bereits eine Verbesserung des Tragverhaltens des Textils. Dieses homogenere Materialverhalten und der Anstieg der Höchstzugkraft ist auch im Verbund mit Beton nachweisbar. Abschnitt 3.2.4 geht detaillierter mit Literaturhinweisen auf die Imprägnierung des Rovings, d. h. die „Verklebung“ der einzelnen Filamente – im Folgenden Sekundärbeschlichtung oder einfach nur Textilbeschichtung genannt, obwohl keiner der Begriffe wissenschaftlich korrekt ist – ein. Insgesamt hat der Herstellprozess einen entscheidenden Einfluss auf die Eigenschaften der textilen Struktur.

Gegenstand laufender Forschungsvorhaben ist die weitere Strukturentwicklung und -optimierung für anforderungsgerechte Faservolumengehalte und homogenere Eigenschaften auf Basis neuer Bindungs- und Flächenkonstruktionen sowie Flächenbildungsverfahren. Der Nadelver-



(a) Isometrie (b) Querschnitt

Bild 3.11: Gelege mit symmetrischem Lagenaufbau und zusätzlicher Bindekette

satz im erweiterten Nähwirkverfahren nach HAUSDING ET AL. [104–108, 138] ermöglicht kettfadenumschließende Maschenstrukturen. Damit wird ein symmetrischer Lagenaufbau und die Konzentration von gestreckten und parallelen Fadenlagen bei gleichbleibender Öffnungsweite möglich (Bild 3.11). Alternativ wird von KLEICKE ET AL. [143] ein neuartiges ondulationsfreies Dreherwebverfahren zur Herstellung von Gitterstrukturen untersucht.

Für die nachträgliche Verstärkung mit Textilbeton hat die Erstellung räumlicher Textilstrukturen mit integrierter biaxialer Flächenbewehrung (Abstandstextilien), siehe z. B. ROYE ET AL. [241], keine Bedeutung. Auch der Einsatz von Hybridgarnen mit wasserlöslichen PVA-Komponenten, siehe DILTHEY ET AL. [65], in Verbindung mit einer Frisch-in-Frisch-Technologie und generell der Einsatz unbeschichteter Textilien ist dafür eher ungeeignet. Ähnliche mechanische Verankerungseffekte können nach KOLKMANN ET AL. [148] mit modifizierten Garn- bzw. Bewehrungsoberflächen erreicht werden. Für praxisgerechte textile Bewehrungsgelege wird der Forschungs- und Entwicklungsbedarf nach Meinung des Autors eher in der Optimierung der in den Nähwirkprozess integrierten Sekundärbeschlichtung in Abstimmung mit der Primärschlichte des Rovings aus dem Herstellprozess und Erhöhung der nutzbaren Querschnittsfläche bzw. Garnfestigkeiten mit einer akzeptablen Streubreite gesehen.

Trotz speziell entwickelter AR-Glasfasern mit einem hohem Gehalt an Zirkondioxid (ZrO_2) wird die Beständigkeit im alkalischen Milieu häufig angezweifelt. In umfangreichen Forschungsarbeiten des SFB 528 [263] wurde eine hinreichende[1] Dauerhaftigkeit von textilen Bewehrungen aus AR-Glas im Beton, insbesondere in Verbindung mit nachträglichen polymeren Beschichtungssystemen von MÄDER ET AL. [89, 184], nachgewiesen worauf auch BUTLER ET AL. [44] näher eingehen. Auch nach lokalem Abtrag der schützenden Schlichte zeigt sich ausreichend lange keine Korrosion des Glaskörpers, vgl. RAUPACH ET AL. [224], HEMPEL ET AL. [253] und PURNELL ET AL. [23]. Belastungsdauer, Feuchtigkeit und die Dauerhaftigkeit des Faser-Matrix-Verbundes sind jedoch zu beachten und Gegenstand laufender Arbeiten [266, 271] beider Sonderforschungsbereiche.

Für Carbonfasern sind außer einer Querdruckempfindlichkeit keine Einschränkungen hinsichtlich chemischer Beständigkeit im Beton bekannt. Zudem zeichnen sie sich durch sehr hohe Festigkeiten und Steifigkeiten sowie eine geringe Kriechneigung, verbunden mit exzellenten Dauerstand- und Ermüdungsfestigkeiten aus. Wegen dieser besseren Eigenschaften ist die Verwendung von Carbonfasergarnen trotz höherer Materialkosten gegenüber AR-Glasfasern oft wirtschaftlicher.

[1] Es können keine Pauschalaussagen gemacht werden, d.h. dauerhafter textilbewehrter Beton ist möglich, aber nicht jede beliebige Faser-/Matrixkombination ist dauerhaft, vgl. u. a. BUTLER [42].

3.2.3 Feinbeton

Aus der Verwendung der textilen Bewehrung aus filigranen Bewehrungselementen ergeben sich besondere Anforderungen an das umgebende Medium des Verbundwerkstoffs. Als Matrix für die textile Bewehrung wird ein spezieller Beton – so genannter Feinbeton – verwendet. Feinbeton ist ein modernes 5-Stoff-Gemisch aus Zement, Zuschlag, Wasser, Zusatzmittel und Zusatzstoff mit Eigenschaften eines hochfesten und selbstverdichtenden Betons. Mit einem Größtkorn von i. d. R. nur 1 mm handelt es sich streng nach Norm DIN 1045-2:2001-07 bzw. DIN EN 206-1 in Verbindung mit DIN EN 12260:2003-04 nicht um einen Beton[2], sondern eher um einen zementgebundenen Mörtel. Allerdings wird im Rahmen des SFB 528 bewusst der Begriff „Feinbeton“ verwendet und geprägt, um den Einsatz als Konstruktionswerkstoff und die Eigenschaften dieses Hochleistungsbetons hervorzuheben, vgl. Jesse [132].

Neben den Anforderungen an Dauerhaftigkeit, Tragfähigkeit, Formbeständigkeit und technologische Eignung sind besondere Aspekte hinsichtlich des Verbundes zwischen Filamenten, Roving und Matrix zu beachten. Oftmals entstehen dann konträre Forderungen an die Mischungszusammensetzung, so dass für verschiedene Einsatzzwecke auch unterschiedlich optimierte Feinbetone verwendet werden. Ausdrücklich sei in diesem Zusammenhang auf die veränderten Eigenschaften des Verbundwerkstoffs, selbst bei gleicher textiler Bewehrung, hingewiesen. Brameshuber & Brockmann [34, 224], Butler, Hempel & Schorn [43, 44, 261], Jesse [51, 132] und Krüger [155] stellen verschiedene zementgebundene Feinbetonrezepturen und deren Eigenschaften vor. Eine Gegenüberstellung ausgewählter Mischungen sowie einen Überblick zu alternativen Bindemittelsystemen enthält der Rilem Report 36 [31].

Butler et al. [42, 44, 266] weisen auf nachfolgende Besonderheiten und Hintergründe hin. Die verwendeten Feinbetone haben hohe Bindemittelanteile und ein geringes Größtkorn des Zuschlags. Das Größtkorn wird durch die Maschenweite des textilen Geleges und durch die aufzutragenden Schichtdicken und die Gesamtbauteilstärke begrenzt. Der hohe Bindemittelanteil ist zur Sicherung eines guten Faser-Matrix-Verbundes notwendig, wobei die inneren Filamente oft nicht erreicht werden (näheres dazu in Abschnitt 3.2.4). Das Faser-Matrix-Interface wird meist durch festkörperbildende Vorgänge in seiner Leistungsfähigkeit beeinträchtigt. Dominieren CH-Phasen das CSH- und CH-Phasengemisch, resultieren starke Unstetigkeiten im Gefügeaufbau. Die CH-Phasen (Portlandite bzw. $Ca(OH)_2$) sind ca. 100-mal größer und besitzen eine viel geringere Festigkeit sowie eine deutlich größere Spaltbarkeit als die CSH-Phasen (Ettringite) und stellen damit eine signifikante Störung im Verbund zwischen Faser und Matrix dar [115]. Eine günstige Phasenentwicklung ergibt sich durch die Reduktion des CH-Bildungspotentials und den stetigen Verbrauch von $Ca(OH)_2$ durch puzzolanische Reaktionen. Das kann mit der Auswahl geeigneter Bindemittelsysteme und puzzolanischer Zusatzstoffe wie Flugasche und Mikrosilica erreicht werden. Damit wird auch eine Abpufferung der Alkalien erreicht, die sich insbesondere bei der Verwendung von AR-Glasfasern positiv auf den Erhalt der Schlichte bzw. der Beschichtung der Fasern auswirkt, vgl. auch Schorn et al. [253, 254]. Allgemein sind das Zusammenwirken und die gegenseitige Beeinflussung zwischen Bindemittel und Betonzusatzmittel zu untersuchen. Bisher verwendete CEM III-Zemente mit Puzzolanzusatz erreichen zwar einerseits gute Ergebnisse in Bezug auf Leistungsfähigkeit und Dauerhaftigkeit des Verbundwerkstoffs, andererseits sind die geringe Erhärtungsgeschwindigkeit, eine unsichere Frost-Tausalz-Beständigkeit und auch eine hohe Kriech- und Schwindneigung oft nachteilig. Laufende

[2] Beton = Baustoff, erzeugt durch Mischen von Zement, grober ($D > 4\,\text{mm}$) und feiner Gesteinskörnung und Wasser, mit oder ohne Zugabe von Zusatzmitteln und Zusatzstoffen. Er erhält seine Eigenschaften durch Hydratation des Zements.

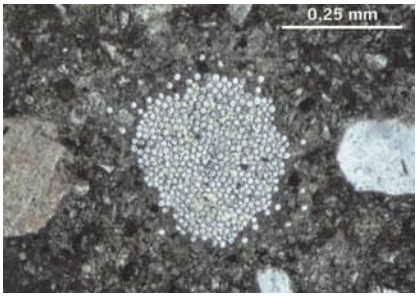
Forschungsarbeiten, u. a. MECHTCHERINE [266] beschäftigen sich daher mit der weiteren Verbesserung von Matrixsystemen u. a. durch den Einsatz von CEM II-Zementen oder auch durch zusätzliche Zugabe von Kurzfasern, die durch höhere Zugfestigkeit und Duktilität die schwindbedingte Rissausbreitung reduzieren.

Für die Anwendung zur Instandsetzung und Verstärkung von Stahlbetonbauteilen ist zudem die Beurteilung der Schutzfunktion von textilbewehrtem Beton gegenüber chemischen und physikalischen Angriffen gefragt. Maßgebliche Transportmechanismen und zusätzliche Kenntnisse zur schützenden Wirkung der Textilbetonschicht werden derzeit von MECHTCHERINE ET AL. [266] erarbeitet. Hinsichtlich des Brandverhaltens stehen Betonabplatzungen in Zusammenhang mit dem Feuchtegehalt des Betons und den Möglichkeiten des Dampfdruckausgleichs im Fokus der Forschung. Verbesserungen sind hier neben geeigneten Rezepturen durch Zugabe von PP-Fasern zu erreichen, vgl. EHLIG [69]. Die Zugabe von Kurzfasern kann die Eigenschaften der Matrix nachhaltig positiv beeinflussen (vgl. BUTLER ET AL. [250]). Textile Bewehrung und Kurzfasern wirken dann als hybrides Bewehrungssystem, was u. a. von NAAMAN [197] näher erläutert wird.

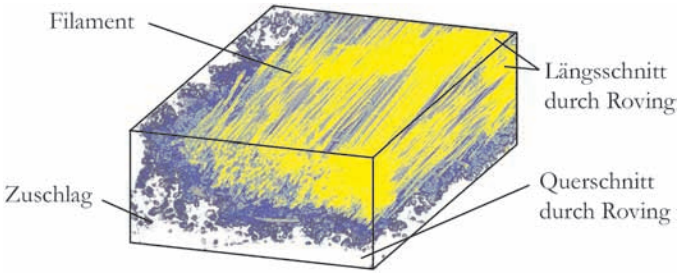
3.2.4 Textilbewehrter Beton

Werden textile Bewehrungsgelege in Feinbeton eingebettet, entsteht der Verbundwerkstoff *Textilbewehrter Beton* oder kurz *Textilbeton*. Der Hauptunterschied gegenüber üblichen Faserverbundwerkstoffen bzw. -kunststoffen ist die wesentlich kleinere Bruchdehnung der Matrix im Vergleich zum Bewehrungsmaterial. Duktilere Fasern verhindern somit die Rissausbreitung und vermindern dadurch die Sprödigkeit des Betons. Für hohe Verbundwerkstofffestigkeiten ist damit ein mehrfacher Matrixbruch (Rissbildung) notwendig, was mit einem ausreichend hohen Faservolumengehalt (Mindestbewehrung) und entsprechenden Verbundeigenschaften zusammenhängt. Weitere Besonderheiten gegenüber Faserverbundkunststoffen sind die relativ niedrigen Bewehrungsgehalte von meist weniger als 10 % und die Einbettung der textilen Bewehrung in eine heterogene Matrix mit grobkörnigen Anteilen. Eine vollständige und gleichmäßige Umhüllung aller einzelnen Filamente ist nahezu unmöglich, da die für das Eindringen von Zementpartikeln in das Innere maßgeblichen Zwischenabstände der Filamente sehr gering sind. Die Filamentgrößen selbst liegen mit einigen μm in der Größenordnung von Zementpartikeln, vgl. SCHORN, HEMPEL und BUTLER [43, 249, 253]. Bild 3.12 zeigt in der Randzone einen hinreichend guten Verbund der äußeren Filamente mit der Matrix, während die inneren Filamente in der Kernzone kaum von Hydratationsprodukten erreicht werden und nur über einen geringen Reibungsverbund untereinander für die Tragwirkung zur Verfügung stehen. In dem Verbundwerkstoff textilbewehrter Beton ist also die textile Bewehrung selbst schon ein Verbundwerkstoff, vgl. JESSE [52].

Wie bei jedem Verbundwerkstoff ist es in der Regel nicht möglich, aus den bekannten Eigenschaften der Ausgangsstoffe direkt auf das Verbundtragverhalten zu schließen. Dafür sind Kenntnisse über die Verbundeigenschaften zwischen Filamenten, Roving bzw. Textil und Matrix entscheidend, auf die in Abschnitt 3.3 näher eingegangen wird. Zur allgemeinen Beschreibung des Tragverhaltens wird oft auf experimentelle Untersuchungen am Verbundwerkstoff zurückgegriffen, die als Basis für Materialoptimierung, Identifikation von Tragmechanismen sowie Entwicklung und Verifikation von Berechnungsmodellen dienen. Zahlreiche Einflussfaktoren auf das Tragverhalten von textilbewehrtem Beton haben JESSE [132], MOLTER [195] und VOSS [284] in umfangreichen Dehnkörperversuchen herausgearbeitet und nachgewiesen. Zugversuche am Dehnkörper sind trotz aufwändiger Lasteinleitung dafür besser geeignet als



(a) Dünnschliff aus Jesse [132]



(b) Tomographieaufnahme aus Schulz [255]

Bild 3.12: Verbundwerkstoff textilbewehrter Beton – Roving eingebettet in Matrix

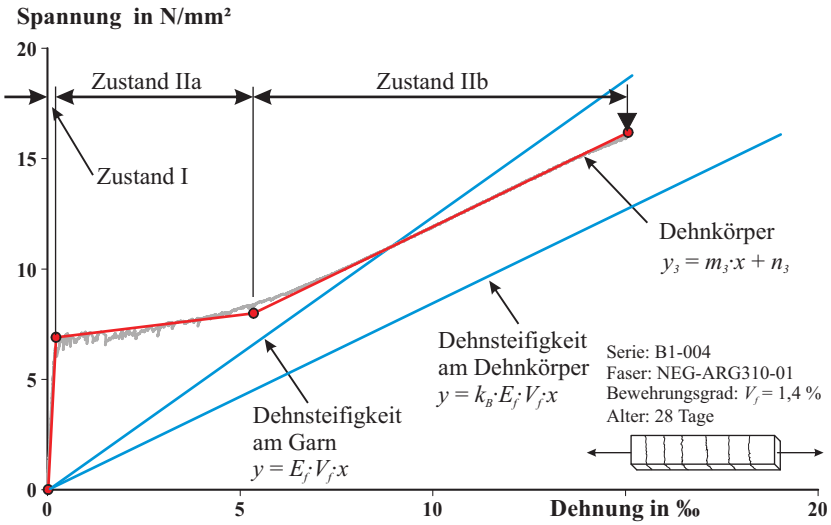
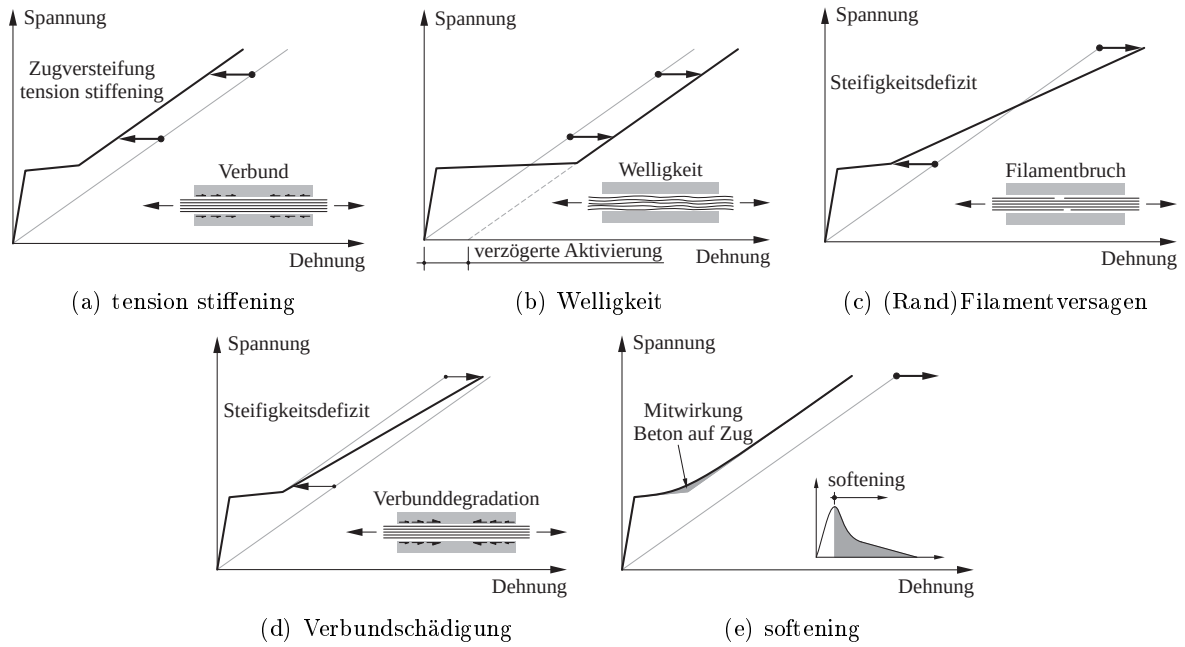


Bild 3.13: Spannungs-Dehnungs-Verhalten textilbewehrten Betons am Dehnkörper aus Jesse [132]

Biegeversuche. Jesse [132] stellt verschiedene in der Literatur vorhandene Dehnkörperversuche vor, diskutiert deren Vor- und Nachteile und entwickelt im Teilrojekt B1 des SFB 528 [266] seinen Probekörper sowie Versuchsaufbau und -durchführung weiter. Zu dem von Molter [195] verwendeten Versuchsaufbau merkt Jesse kritisch den ungünstigen Einfluss der Taillierung und des Messbereichs an.

Nachfolgend werden das einaxiale Spannungs-Dehnungs-Verhalten von unidirektionaler und textiler Bewehrung sowie die charakteristischen Einflüsse in Anlehnung an Jesse [52, 132, 266] beschrieben. Ähnlich wie Stahlbeton zeigt textilbewehrter Beton unter Zugbeanspruchung nach Bild 3.13 die Zustände I (ungerissen), IIa (mehrfache Rissbildung) und IIb (abgeschlossene Rissbildung). Ein Zustand III kann wegen fehlender plastischer Eigenschaften der Bewehrungsmaterialien nicht beobachtet werden. Die Verwendung von Filamentgarnen und daraus hergestellter textiler Bewehrungen führt zu charakteristischen Besonderheiten im Tragverhalten des textilbewehrten Betons:

- **Zustand I**: Die Steifigkeit wird bei unidirektionaler Faserbewehrung durch den ideellen Elastizitätsmodul mit hinreichender Genauigkeit erfasst. Bei textiler Bewehrung ist der Einfluss der Querfäden zu berücksichtigen. Sie zeigen einen signifikanten, steifigkeitsreduzierenden Einfluss. In der mechanischen Modellbildung bieten Homogenisierungsmethoden einen geeigneten Ansatz zur Berücksichtigung dieses Effekts (vgl. Richter [233]).



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

(d) Verbundschädigung (e) softening

Bild 3.14: Erweiterte Modellvorstellung für Mechanismen im Zustand IIb und ihr Einfluss auf das Spannungs-Dehnungs-Verhalten; entnommen aus Jesse [266]

- **Erstriss (Übergang Zustand I/II)**: Nach der Elastizitätstheorie gilt für den Verbundwerkstoff das Überschreiten der Zugbruchdehnung der Matrix ε_{mu} als Risskriterium. Fasergehalte bis 5 Vol.-% haben theoretisch nur einen marginalen Einfluss auf die Steifigkeit E_c und damit auf die Bruchdehnung und Erstrissspannung. In den Versuchen wurde jedoch eine deutliche Abhängigkeit vom Bewehrungsgrad bzw. Faservolumengehalt nachgewiesen. Durch Rissunterdrückung kommt es mit steigendem Fasergehalt V_f zu einem Anstieg der Erstrissspannung σ_{r1}. Dieser auch schon bei anderen Faserverbundwerkstoffen beobachtete Effekt kann mit bruchmechanischen Modellen, siehe z. B. Romualdi & Batson [234], Aveston, Mercer & Sillwood [16] oder auch Korczynskyi, Harris & Morley [150], gedeutet werden.

  Dagegen können die Querfäden der textilen Bewehrungen aufgrund des losen Filamentkontakts in Radialrichtung kaum Kräfte übertragen und bewirken eine Querschnittsschwächung und damit wiederum eine Reduzierung der Erstrisskraft. Welcher dieser beiden Effekte dominiert, ist noch unzureichend geklärt.

- **Mehrfache Rissbildung (Zustand IIa)**: Die Querfäden schwächen den Matrixquerschnitt und verursachen bei Belastung zunächst eine Lokalisierung der Risse an den Querfäden (primäre Rissbildung). Bei ausreichend leistungsfähigem Verbund können dann auf einem höheren Spannungsniveau weitere Risse (Sekundärrisse) entstehen.

- **Ende Rissbildung (Übergang Zustand IIa–IIb)**: Das Spannungsniveau beim Erreichen des abgeschlossenen Rissbildes σ_{rn} liegt etwa bei der 1,2-fachen Erstrissspannung σ_{r1}. Die zugehörigen Dehnungen sind stark vom Faservolumengehalt V_f abhängig. Sie sinken mit zunehmendem V_f exponentiell. Bei gemischter Primär- und Sekundärrissbildung kann σ_{rn} meist nicht mehr eindeutig bestimmt werden.

- **Abgeschlossenes Rissbild (Zustand IIb)**: Nach Abschluss der Rissbildung öffnen sich die Risse gleichmäßig. Die Spannungs-Dehnungs-Beziehung verläuft nahezu linear bis zum Bruch. Gegenüber der theoretischen Steifigkeit $E_f V_f$ wird ein Defizit beobachtet, das durch einen Beiwert k_B nach Jesse [132] beschrieben werden kann. Neuere experimentelle Daten zeigen, dass ein Versagen von Randfilamenten nicht als alleinige physikalische Begründung ausreicht. Vielmehr wird das Maß der Zugversteifung und die Materialsteifigkeit im Zustand IIb durch mehrere Faktoren bestimmt, die sich aufgrund teilweise identischer Wirkungen nicht sicher voneinander trennen lassen:

  1. Der Verbund zwischen Beton und Bewehrung behindert die freie Dehnung der Bewehrung und führt zu einer Zugversteifung (tension stiffening). In der Spannungs-Dehnungs-Beziehung äußert sich das durch eine in Bild 3.14(a) gezeigte Parallelverschiebung hin zu geringeren Dehnungen.
  2. Im Garn eingeprägte Welligkeit wird nach der Rissbildung durch ein Geradeziehen der Garne abgebaut. Das führt zu einer negativen Zugversteifung, oder anders ausgedrückt zu einem positiven Dehnungsversatz der Bezugskurve der nackten Bewehrung, siehe Bild 3.14(b).
  3. Das Versagen hochbeanspruchter Filamente mit gutem Verbund zur Matrix (z. B. Randfilamente) vermag das Steifigkeitsdefizit erklären, siehe Bild 3.14(c). Vergleichsrechnungen mit dem Modell von Ohno & Hannant [211] stützen die Hypothese, dass die Bruchspannung der Filamente bereits mit der Rissbildung erreicht wird und der zugehörige Dehnungszuwachs durch die Rissöffnung vollständig maskiert wird.
  4. Auch bei Stahlbeton kann u. U. beobachtet werden (vgl. z. B. Günther [92] und Alvarez [13]), dass eine mit zunehmender bzw. zyklischer Belastung verbundene progressive Verbundschädigung die Mitwirkung des Betons reduziert. Der Effekt auf die Steifigkeit im Zustand IIb im Bild 3.14(d) ist grundsätzlich vergleichbar mit Punkt 3. Möglich ist auch eine belastungsdauerabhängige Verbunddegradation. Die Verbunddegradation kann allerdings keine negative Zugversteifung hervorrufen.
  5. Die Mitwirkung des Betons auf Zug bei kleinen Rissbreiten führt zu einer Ausrundung der Spannungs-Dehnungs-Beziehung am Übergang von Zustand IIa und IIb im Bild 3.14(e). Die Ausprägung des Effekts nimmt mit steigendem Faservolumengehalt zu.

  Praxisrelevant ist eine Kombination aller Faktoren. Im konkreten Fall können einzelne Faktoren das mechanische Verhalten dominieren. Eine eindeutige Zuordnung ist jedoch aufgrund der methodisch bedingten Begrenzung auf die makroskopische Ergebnislage schwierig.

- **Bruchzustand**: Der Bruch erfolgt grundsätzlich spröde, d. h. ohne Vorankündigung. In einigen Fällen kündigt sich der Bruch kurz vorher akustisch durch Filamentbrüche und im Materialverhalten durch einen Steifigkeitsrückgang an. Eine Systematik ist jedoch nicht erkennbar.

Die Festigkeit des Verbundwerkstoffs ist von geometrischen Faktoren wie Anzahl und Form der Rovings, textile Struktur, Welligkeit, statistischen Materialeigenschaften, z. B. die Verteilung der Filamentfestigkeit, der Lastumlagerung bei lokalem oder globalem Filamentversagen sowie von Faktoren abhängig, die die Verbundeigenschaften und damit die Aktivierung der Filamente untereinander beeinflussen, siehe auch Abschnitt 3.3.4. Die für spröde Materialien typischen Skalierungseffekte wurden von Schicktanz, Jesse & Hartig [61] an Faserbündelmodellen nu-

merisch untersucht. Weiterhin konnte von Jesse [132] und Molter [195] eine Reduzierung der Festigkeit bei Abweichungen zwischen Garnachse und Belastungsachse nachgewiesen werden.

An Verbunduntersuchungen zeigen Schorn, Hempel & Weise [251, 252, 288] den von Faserverbundwerkstoffen gefolgerten Fakt, dass eine Verbesserung des inneren Verbundes der Multifilamentgarne zu einer signifikanten Erhöhung der Tragfähigkeit des textilbewehrten Betons beiträgt. Untersuchungen von Dilger et al. [63] und Mäder et al. [184] stellen verschiedene Möglichkeiten der Verbundverbesserung vor und bestätigen dies. Mäder et al. [185] erkennen zudem, dass auch die Dauerhaftigkeit[3] insbesondere von AR-Glasfasern durch Modifizierung von Faser und/oder Matrix mit polymeren Zusätzen verbessert werden kann. Als wesentliche Voraussetzung für einen gleichmäßigen Verbund und die Sicherung der Geometrie für praxisgerechte offene gitterförmige Bewehrungsgelege entwickelte Köckritz [137] eine in den Nähwirkprozess integrierte Beschichtungstechnologie mit Trocknungseinheit. Damit ist es möglich, die von Mäder [88, 89] entwickelten Beschichtungssysteme weitestgehend gleichmäßig und im gestreckten Zustand während der Textilherstellung aufzubringen. Die damit erreichte Verbesserung des Verbundes zwischen den Filamenten, die teilweise erheblichen Festigkeitssteigerungen und eine reduzierte Varianz wurden von Jesse [58, 132, 139], Butler & Hempel [41, 43, 44] und auch in eigenen Arbeiten [54, 56, 136, 287] (siehe auch Kapitel 6) experimentell nachgewiesen. Laufende Forschungsarbeiten dazu beschäftigen sich mit der Weiterentwicklung und Optimierung der Beschichtungen unter Berücksichtigung der Schlichte-Beschichtungs-Kopplung für verschiedene Fasermaterialien und des Grenzschichtdesigns mit Nanopartikeln (siehe u. a. Mäder, Gao & Rothe [90, 183, 239, 240]). In diesem Zusammenhang sind immer auch das Matrixsystem und die Konstruktionsregeln zu beachten und aufeinander abzustimmen, da durch zu große Verbundspannungen Abplatzungen des Betons, Verbundrissbildung und Delamination auftreten können.

Langzeiteigenschaften von Textilbeton sind Gegenstand laufender Forschungsarbeiten und werden z. B. von Jesse an modifizierten Dehnkörperversuchen als Dauerstand- bzw. Kriechversuche mit verschiedenen Belastungsniveaus und als Ermüdungsversuche durchgeführt. Aus den Messwerten der Kriechversuche werden mit von Beer & Freitag [87] entwickelten modellfreien Verfahren die Langzeitverformungseigenschaften prognostiziert und mit verschiedenen Versuchen verifiziert. Mit Hilfe der Bruchstatistik prognostiziert Jesse [214] auf Basis der Parameter des unterkritischen Risswachstums aus geeigneten Versuchen Aussagen zur Lebensdauer und Dauerstandfestigkeit. Die für die Ermittlung der Risswachstumsparameter durchgeführten Zeitschwingversuche dienen auch zur Beschreibung des Ermüdungsverhaltens und können im bekannten Wöhler-Diagramm dargestellt werden. Erste Tastversuche zum Dauerstandverhalten biegeverstärkter Platten werden im Kapitel 6.6 beschrieben.

Zum Verhalten unter komplexeren Beanspruchungszuständen, wie sie beispielsweise bei Querkraft- oder Torsionsbeanspruchung oder auch bei zweiachsiger Biegung auftreten, führ(t)en Jesse, D. & Michler, L. [130, 131, 188] und Voss [284] zweiaxiale Dehnkörperversuche unter Zug-Zug- und Zug-Schub-Beanspruchung durch. Die Ergebnisse haben nur marginale Relevanz auf die in dieser Arbeit behandelten einaxialen Versuche zur Biegeverstärkung und werden daher nicht näher erläutert.

Auch auf Versuche zur vorteilhaften Kombination von textilen Bewehrungen und Kurzfasern als hybrides Bewehrungssystem, s. u. a. Butler et al. [250], Hinzen et al. [118] und Naa-

[3] Zur Dauerhaftigkeit von Textilbeton gibt es eine umfangreiche Literatur. Für einen ausführlichen Überblick sei beispielsweise auf Butler [42] verwiesen. Die Schutzwirkung von Schlichten und Sekundärbeschlichtungen wurde allerdings im Dauerhaftigkeitsmodell von Orlowsky [212] noch nicht berücksichtigt, da erst spätere Arbeiten, u.a. von Schorn et al. [254], Butler et al. [43, 44] und Dilthey et al. [64] eine Dauerhaftigkeitsverbesserung belegten.

MAN [197], sei nur am Rande verwiesen. Vor und während der Rissbildung und bei sehr kleinen Rissbreiten sind vor allem die Kurzfasern aktiv. Mit zunehmender Rissbreite nimmt die Kurzfaserwirkung ab, während die Textilbewehrung ihr großes Leistungsvermögen voll entfaltet.

Das Tragverhalten von textilbewehrtem Beton im Brandfall ist abhängig von dem verwendeten Textil, dem Verbund, dem Verhalten des Betons unter hohen Temperaturen sowie von der Bauteildicke (vgl. KRÜGER ET AL. [154]). Filigrane Textilbetonkonstruktionen sind nach einschlägigen Normen und Regelwerken wegen Bauteildicken von weniger als 10 mm in die niedrigste Feuerwiderstandsklasse F0 einzustufen. Experimentelle Untersuchungen von REINHARDT [229], IAKIMOV [125], KRÜGER ET AL. [31, 154], BRAMESHUBER ET AL. [33], BÜTTNER ET AL. [40] sowie EHLIG [69] zeigen bei dünnwandigen Textilbetonbauteilen Abplatzungen des Feinbetons, Versagen der textilen Bewehrung und teilweise auch Verbundversagen. Der Versagenszeitpunkt war abhängig vom Belastungsniveau. Dennoch konnte für einseitig beflammte I-Profile eine Brandwiderstandsklasse F30 erreicht werden. Zu dem schlechten Brandverhalten tragen die meist extrem dünnen Querschnitte einen erheblichen Anteil bei, da sich die geringen Massen unter Brandbelastung sehr schnell erwärmen. Textilbetonverstärkte Bauteile zeigen hingegen ein wesentlich besseres Verhalten unter Brandbeanspruchung. EHLIG [70] zeigte an biegeverstärkten Stahlbetonplatten unter 125 % Gebrauchslast mehr als 70 min Brandwiderstandsdauer. Während und nach der Beflammung waren zunehmende Durchbiegungen und Rissbreiten erkennbar, aber keine Betonabplatzungen und kein Versagen der textilbewehrten Verstärkungsschicht. Hernach konnten immerhin noch Resttragfähigkeiten von 47…88 % der Bruchlast der Referenzbauteile ermittelt werden. Weitere gesicherte Erkenntnisse, ein tieferes Verständnis für die Lastumlagerungsmechanismen und Hinweise für eine Heißbemessung für biegeverstärkte Bauteile werden von CURBACH, CHERIF, EHLIG & YOUNES im Rahmen laufender Forschung des SFB 528 erarbeitet. HEGGER & RAUPACH wollen im Rahmen des SFB 532 das Brandverhalten für dünnwandige textilbewehrte Bauteile klären und Nachweisverfahren und Konstruktionsregeln erarbeiten.

Neben der experimentellen Charakterisierung des textilbewehrten Betons wurden umfangreiche theoretische Untersuchungen durchgeführt und eine Vielzahl mechanischer Beschreibungen sowie analytischer und numerischer Modelle ausgearbeitet. Je nach Modellkonzept, Beobachtungsskala und beschreibenden Parametern (z. B. Filament- oder Garneigenschaften, Verbundeigenschaften etc.) wird auf verschiedenen Strukturebenen gearbeitet. Modelle auf der Makroebene, beispielsweise BRUCKERMANN [37], RICHTER [233], STEINIGEN [274] und ZASTRAU ET AL. [302, 303], betrachten den Verbundwerkstoff als ein homogenes Ersatzmaterial, bei dem diverse Schädigungs- und Versagensmechanismen verschmiert über wenige Modellparameter meist mit FE-Methoden abgebildet werden. Hauptfrage ist hier die Bestimmung der makroskopischen, i. d. R. nicht physikalisch interpretierbaren Modellparameter aus der Interpretation von Versuchsergebnissen oder mit Hilfe weiterer Modelle auf anderen Strukturebenen. Mesomechanische Modellierungen wie bei BRUCKERMANN [37], HÄUßLER-COMBE ET AL. [103, 123] oder auch ZASTRAU ET AL. [303] stellen Matrix-, Verbund- und Bewehrungselemente dar, die ebenfalls schon in Gruppen unterteilt sein können. Auf der Mikroebene sollen grundlegende Mechanismen zwischen Filamenten untereinander und den Bestandteilen der Matrix untersucht werden. Das Haftbrückenmodell nach SCHORN [249], Modelle nach KONRAD ET AL. [149] und mikromechanische Rovingmodelle von HÄUßLER-COMBE, HARTIG & SCHICKTANZ [61, 103, 122] und LEPENIES [170] seien nur exemplarisch erwähnt. Der Modellierungs- und Rechenaufwand erhöht sich dabei mit dem Detaillierungsgrad.

Vereinfachend können das Zugtragverhalten und die Spannungs-Dehnungs-Linie auch mit analytischen Modellen beschrieben werden. JESSE [132] stellt existierende Modelle vor und empfiehlt eine trilineare Approximation (vgl. Bild 3.13) mit einem modifizierten Modell von AVES-

TON, COOPER & KELLY [15]. Zur Anpassung werden freie Parameter wie Erstrissspannung, Rissbildungsbereich und der bereits beschriebene Bündelfaktor k_B eingeführt und an Dehnkörperversuchen kalibriert. Als Verhältnis der Bruchspannung am Dehnkörper zur Bruchspannung des Rovings werden durch k_B alle Kombinationen festigkeitsmindernder Einflüsse erfasst. Auch MOLTER [195] und VOSS [284] wählen eine ähnliche, an Versuchen kalibrierte Beschreibung. Multifaktorielle Ansätze dürfen dabei nicht über eine beschränkte Aussagequalität bei veränderten Randbedingungen und unsichere Bezugsgrößen hinwegtäuschen. So weist schon JESSE [132] darauf hin, dass ab einer gewissen Anzahl freier Parameter keine eindeutige Wahl möglich ist und dann mit verschiedenen, auch von den tatsächlich wirkenden Mechanismen abweichenden Modellen und Parametern ebenfalls gute Übereinstimmungen zwischen Experiment und Simulation erreicht werden können. Vor diesem Hintergrund hinterfragt er kritisch Möglichkeiten zur Bewertung der Modellqualität und Plausibilität.

Bisher ist es noch nicht gelungen, ein universelles Modell für das hochkomplexe Tragverhalten von Textilbeton zu entwickeln und die Bedeutung der verschiedenen Einflussfaktoren und ihre gegenseitige Beeinflussung darzustellen. Mit Hilfe von Homogenisierungsmethoden wendet LEPENIES [170] daher Multi-Skalen-Analysen für Textilbeton an und entwickelt ein MMM-Prognosemodell. Einen anderen Weg wählen BEER & FREITAG [86] mit einer modellfreien Beschreibung des Langzeitverhaltens mit neuronalen Netzen. Ebenso weisen zahlreiche Arbeiten auf große Streuungen und materialinhärente Unsicherheiten hin und empfehlen, diese in Modellen entsprechend zu berücksichtigen, vgl. u. a. ABDKADER [6]. BEER, GRAF, MÖLLER & SICKERT [189, 190] berücksichtigen diverse Unsicherheiten mit dem fuzzyprobabilistischen Sicherheitskonzept und liefern damit einen Beitrag zur zeitabhängigen sicherheitszielorientierten Bemessung.

Resümee zum Stand des Wissens

Die unzureichenden Kenntnisse der Versagensmechanismen des textilbewehrten Betons müssen zwangsläufig zu größeren Unsicherheiten bei der Interpretation und Modellierung der Verstärkungswirkung von textilbewehrtem Beton als Zugzonenergänzung von Stahlbeton führen.

3.3 Verbundtragverhalten

3.3.1 Allgemeines

Die Verstärkung von Stahlbeton mit textilbewehrtem Beton charakterisiert ORTLEPP [213] in Weiterführung von JESSE [132] als „Verbundwerkstoff im Verbundwerkstoff im Verbundwerkstoff“. Der ohnehin schon komplexe Verbundwerkstoff Textilbeton – bestehend aus dem Verbundwerkstoff eines Textils aus Multifilamentgarnen mit Beschichtung und dem Verbundwerkstoff eines Feinbeton – ist aufgetragen auf den Verbundwerkstoff Stahlbeton hier nur eine Komponente des Gesamtsystems aus Verbundwerkstoffen. Die lokale Kraftübertragung über die vorhandenen Verbundeigenschaften aller einzelnen Elemente beeinflussen das Trag- und Verformungsverhalten des globalen Systems entscheidend. Dehnungsunterschiede der einzelnen Komponenten infolge Rissbildung der Matrix führen zur Aktivierung von Verbundspannungen zwischen den angrenzenden Schichten. Die Verbundqualität bestimmt nun das weitere Verhalten – Spannungskonzentration und Versagen der Bewehrung bei starkem Verbund, Ausziehen der Bewehrung bei schwachem Verbund oder Dehnungsausgleich und Mehrfachrissbildung bei ausgeglichenen Verbundeigenschaften.

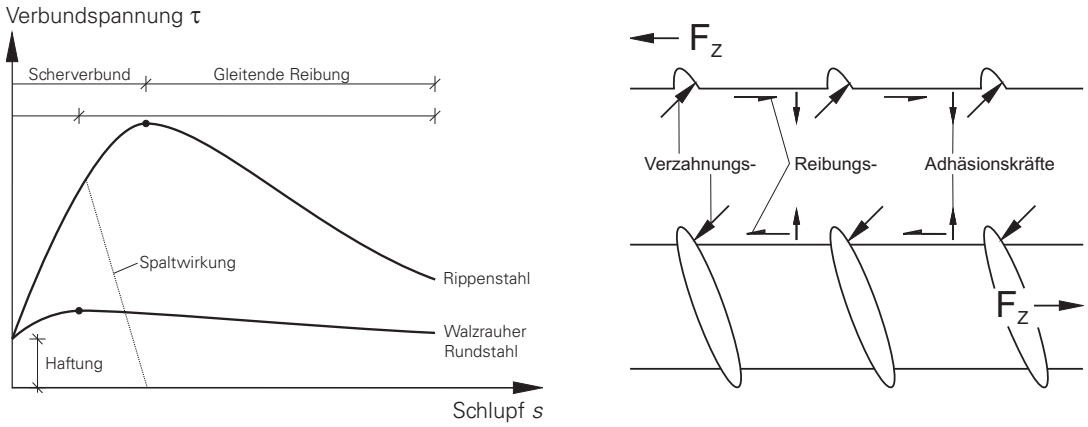


Bild 3.15: Verbundmechanismen nach Rußwurm [243] und Eligehausen et al. [73]

Allein die enorme Anzahl experimenteller und theoretischer Forschungsarbeiten zeigt die grundlegende Bedeutung des Verbundverhaltens. Schon seit Beginn des Stahlbetonbaus beschäftigten sich Hyatt [124], Bach [17, 18], Kleinlogel [144], Watstein [286] und andere mit experimentellen und theoretischen Untersuchungen zur Verbundwirkung. Rehm [228], Goto [93], Martin [178], Leonhardt [168], Tepfers [277], Noakowski [179], Krips [158], Kreller [152] und viele andere erarbeiteten grundlegenende Erkenntnisse und Modelle, erweiterten das Verständnis und schufen eine umfangreiche Literatur. In Anlehnung an Alvarez [13] lassen sich die Forschungsarbeiten in nachfolgende Themengebiete unterteilen:

- Physikalisches Verständnis der Verbundtragwirkung,
- Verbundschubspannungs-Schlupf-Beziehung und zugehörige Einflussgrößen,
- Rissbildung, Rissabstände und Rissbreiten,
- Tragverhalten von Verankerungen und Übergreifungsstößen,
- Optimierung der Rippengeometrie von Betonstahlstäben,
- Zug- und Biegesteifigkeiten von Stahl- und Spannbeton im gerissenen Zustand,
- Verhalten des Verbundes im elastischen und plastischen Stahldehnungsbereich,
- Rissbildung und erforderliche Mindestbewehrung bei Zwangsbeanspruchung,
- Verbundverhalten bei Zwangsbeanspruchung (Temperatur, Schwinden),
- Verbundtragwirkung bei statischer und dynamischer Beanspruchung,
- Eintragungslängen von Spannstählen bei Anwendung der Spannbettvorspannung,
- Verbundtragwirkung und Verbundschubspannungs-Schlupf-Beziehung von Spanngliedern in Hüllrohren bei Anwendung der Vorspannung mit nachträglichem Verbund,
- Spannungsumlagerung zwischen Bewehrungen mit unterschiedlichen Verbundeigenschaften sowie
- Verbundverhalten nachträglich ergänzter Bewehrung.

Da Verbundbeschreibung nicht eigentlicher Gegenstand dieser Arbeit ist, sollen lediglich für das Verständnis wichtige Aspekte in den folgenden Abschnitten wiedergegeben werden. Für einen

umfassenden Literaturüberblick sind Alvarez [13], Idda [126], Lettow [171], McCabe [182], Schenkel [245], Sigrist [258] oder auch Zilch & Zehetmaier [304] zu empfehlen.

In Abhängigkeit von der Relativverschiebung der Bewehrung zur Matrix, dem sogenannten Schlupf, sind an den Grenzflächen zwischen Beton und Bewehrung

- Haftverbund (Adhäsion),
- Scherverbund (mechanische Verankerung) und/oder
- Reibung

als grundlegende Verbundmechanismen zu beobachten, s. a. Bild 3.15. Je nach Bewehrungsart und Matrixsystem können einige Effekte dominieren und andere nur untergeordnete Bedeutung haben bzw. auch in Kombination auftreten. Das Verbundverhalten wird von vielen, beispielsweise in Purainer [219], Schenkel [245], Spieth [273] und fib-bulletin 10 [78] ausführlich diskutierten Faktoren wesentlich beeinflusst:

Oberfläche der Bewehrung Gegenüber glatten Bewehrungen bewirkt eine Profilierung der Oberfläche einen Form- bzw. Scherverbund. Die Profilform wird nach Rehm [225, 228] meist mit einer bezogenen Rippenfläche f_R als Verhältnis der Rippenaufstandsfläche zur Mantelscherfläche (Rippenhöhe zu Rippenabstand) charakterisiert. Die Oberflächenrauhigkeit ist für Haft- und Reibverbund entscheidend.

Betoneigenschaften Sowohl die Betonzusammensetzung und deren Hydratationsprodukte als auch die mechanischen Eigenschaften Betondruck- und Betonzugfestigkeit sind wesentlich für Verbundsteifigkeit und Verbundtragfähigkeit ausschlaggebend.

Herstellbedingungen Betonierrichtung, Lage der Bewehrung im Beton, Erhärtungsbedingungen und ggf. Beanspruchung und Bewegungsamplituden der Bewehrung während des Erhärtens haben Auswirkungen auf die Betonqualität in der Kontaktzone zur Bewehrung.

Betondeckung Der Aufbau eines räumlichen Spannungszustandes, Umlagerungsmöglichkeiten und die als Sprengrissversagen bekannte Längsrissbildung mit Abspalten der Betonschale wirken bei Unterschreiten eines Mindestwertes auf die übertragbaren Verbundkräfte.

Querbewehrung Verbundrisse können durch eine Querbewehrung wirksam behindert und damit einer Verbundentfestigung entgegengewirkt werden. Kurzfaserbewehrungen bewirken zudem eine multiple Makrorissbildung mit kleineren Rissbreiten und Rissabständen (vgl. u. a. Pfyl [216]) und können teilweise die Verbundfestigkeit erhöhen und die Verbundmechanismen verändern.

Beanspruchungen senkrecht zur Stabachse Diese treten durch mehraxiale Bauteilbeanspruchungen, beispielsweise im Auflagerbereich oder bei zweiachsig gespannten Platten, Querkontraktion von Bewehrung bzw. Beton (Poisson-Effekt und Hoyer-Effekt) auf. Während Querpressungen die Verbundwirkung verbessern, wirken sich Querzugspannungen ungünstig aus und können die Sprengrissbildung beschleunigen.

Bewehrungsdurchmesser Aus dem Verhältnis zwischen Querschnittsfläche und Oberfläche lässt sich auch auf ein Verhältnis von Bewehrungskraft zu Verbundfläche schließen. Bei sonst gleichen Verhältnissen und Verbundmechanismen übertragen dünnere Bewehrungen demnach Verbundkräfte wirksamer als dicke Stäbe. Für profilierten Bewehrungsstahl wird in der Literatur oft kein Einfluss festgestellt, da sich mit dem Durchmesser auch die bezogene Rippenfläche ändert (vgl. Spieth [273]).

Art der Belastung Lastgeschichte, zyklische Beanspruchung und Dauerbelastung können Kriechverformungen, Relaxationserscheinungen und/oder Verbundschädigungen hervorrufen. Bei konstant gehaltenem Schlupf können etwa nur noch geringere Verbundspannungen übertragen werden.

Versuchskörper bzw. Definition der Verbundspannung Da die Verbundschubkraft nicht direkt gemessen werden kann, wurden zahlreiche Versuchskörperarten entwickelt, um Verbundspannungs-Schlupf-Beziehungen für unterschiedliche, an bestimmte Bauteilverhältnisse angepasste, Randbedingungen zu bestimmen. Die im Ausziehversuch ermittelten Verbundgesetze sind stark von den versuchskörperspezifischen Verhältnissen abhängig und können nicht ohne weiteres übertragen werden (vgl. Alvarez [13]). Ebenso kann die Verbundspannung als Maßzahl für die Änderung der Kraft in der Bewehrung pro Längeneinheit unterschiedlich definiert werden. In der Praxis wird oft eine gleichmäßig über Stabumfang und Verbundlänge verteilte Verbundspannung angenommen.

Je nach Modellierungsansatz könnten sicherlich noch weitere Einflüsse und Unzulänglichkeiten der experimentellen Untersuchung genannt werden, die teilweise auch voneinander abhängig sind. Neben den Schwierigkeiten der Erfassung der wesentlichen Einflüsse in einem universell gültigen ortsunabhängigen Verbundgesetz weist Alvarez [13] auch noch auf Heterogenitäten und materialbedingte, starke Streuungen hin, die sich insbesondere bei kleinen Verbundlängen lokal auswirken und die Verbundtragwirkung maßgeblich global beeinflussen.

Bei nachträglich aufgebrachten Bewehrungen als Zugelement entstehen weitere Verbundzonen, die unter gleichzeitiger Beanspruchung miteinander interagieren. Abschnitt 3.4 beschäftigt sich mit dem zugehörigen Wissensstand. Grundsätzlich sind also die maßgeblichen Verbundzonen zu betrachten. Für Verstärkungsschichten aus textilbewehrtem Beton identifiziert Ortlepp [213] verschiedene, theoretisch mögliche Versagensebenen. Dabei unterscheidet sie zwischen *äußerem Verbund* (Versagen in der Textilebene, der Verbundfuge oder im Altbeton) und *innerem Verbund* als Verbundversagen der Bewehrung. Damit die Verbundeigenschaften der textilen Bewehrung (siehe Abschnitt 3.3.4) zum Tragen kommen und die Zugkraft der textilen Verstärkungsschicht optimal ausgenutzt wird, erarbeitet Ortlepp Kriterien zur Sicherung des äußeren Verbunds.

3.3.2 Modellbildung zum Verbundtragverhalten

Grundsätzlich sind *analytische* und *empirische* Verbundmodellierungen möglich.

Für *analytische Modelle* wird der mechanische Zusammenhang in der Kontaktzone zwischen Beton und Bewehrung mit den bekannten Materialgesetzen abgebildet. Schwierig ist dabei zum einen, den maßgeblichen Mechanismus zu identifizieren, und zum anderen, die entsprechenden Stoffgesetze für den Modellierungsmaßstab zu finden. Für Betonstahl wurden basierend auf Oberflächenprofilierung und mechanischer Verzahnung diverse Zugringmodelle mit verschiedenen Annahmen beispielsweise von Martin [178], Tepfers [277] und Schober [248] entwickelt. Schenkel [245] beschäftigt sich mit verschiedenen Zugringmodellierungen und weist darauf hin, dass in Versuchen oft wesentlich höhere Traglasten gemessen werden. Für textile Bewehrungen stellen Richter [233] und Lepenies [170] semi-analytische Verbundmodelle auf, die an Filament- und Rovingauszugversuchen sowie Dehnkörperversuchen kalibriert werden.

Empirische Ansätze basieren meist auf geeigneten Beziehungen, so genannten Verbundgesetzen, die aus verschiedenen Auszugversuchen abgeleitet werden. Obwohl auch andere Model-

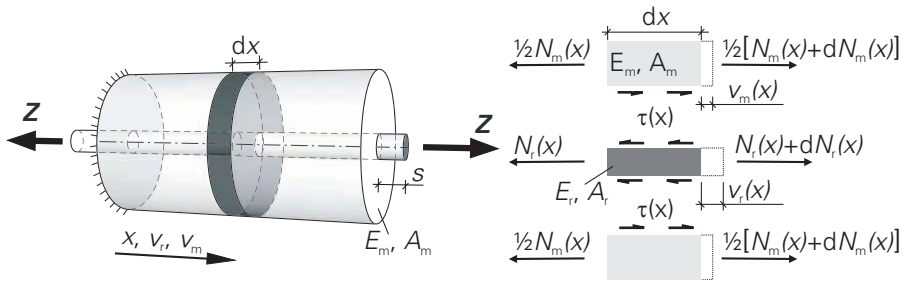


Bild 3.16: Auszug eines homogenen Bewehrungselementes und Kräfte am differentiellen Element

lierungsansätze für das Verbundverhalten – bis hin zur u. a. von GERSTLE & INGRAFFEA [91] und ECKFELDT [68] provokant gestellten Frage „Does bond-slip exist?“ (Gibt es überhaupt verschieblichen Verbund?) – existieren, wird der komplexe Mechanismus und die Änderung der Kraft im Bewehrungsstab bezogen auf die Oberfläche oft vereinfachend als Verbundspannung idealisiert, so als ob Verbundkräfte durch Schubspannungen an der Staboberfläche übertragen würden. Die vorhandenen räumlichen Verformungen werden auf eine mittlere örtliche Relativverschiebung (Schlupf) zwischen Beton und Bewehrungsstab am wirksamen Verbundumfang reduziert. Der Zusammenhang wird mit einer Verbundspannungs-Schlupf-Beziehung erfasst, die oft auch als fiktives Verbundgesetz $\tau(s)$ betrachtet und als *verschieblicher Verbund* bezeichnet wird. Ausgangspunkt für die mathematische Formulierung des Verbunds ist der in Bild 3.16 in Anlehnung an RICHTER [233] dargestellte Auszug eines homogenen Bewehrungselementes, z. B. Stab, Filament oder Roving. Die Querschnittsformen von Matrix und Bewehrung sind unwesentlich, wenn die am Zugkraftabtrag beteiligte Querschnittsfläche der Matrix A_m mit ihrem E-Modul E_m sowie die Kenngrößen der Bewehrung mit E-Modul E_r, Querschnittsfläche A_r und wirksamer Verbundumfang U_r bekannt sind. An einem differentiellen Element der Länge dx kann das Gleichgewicht der Kräfte

$$Z = N_r(x) + N_m(x) = N_r(x) + dN_r(x) + N_m(x) + dN_m(x) = konstant \tag{3.1}$$

aufgestellt werden, wobei die Gesamtzugkraft wegen des globalen Gleichgewichts konstant bleiben muss. Die Zugkraftdifferenzen von Matrix und Bewehrung müssen demnach mit den über den Verbundumfang U_r wirkenden Verbundspannungen $\tau(x)$ im Gleichgewicht stehen. Daher gilt:

$$\tau(x) \cdot U_r \cdot dx = dN_r(x) = -dN_m(x). \tag{3.2}$$

Der Schlupf $s(x)$ ergibt sich als Relativverschiebung aus der Differenz der Verschiebungen von Bewehrung und Matrix:

$$s(x) = v_r(x) - v_m(x). \tag{3.3}$$

Zweimaliges Differenzieren des Schlupfes s nach x liefert die Beziehungen:

$$\frac{ds(x)}{dx} = \frac{dv_r(x)}{dx} - \frac{dv_m(x)}{dx} = \varepsilon_r(x) - \varepsilon_m(x), \tag{3.4}$$

$$\frac{d^2s(x)}{dx^2} = \frac{\varepsilon_r(x)}{dx} - \frac{\varepsilon_m(x)}{dx}. \tag{3.5}$$

Mit linear-elastischen Materialgesetzen für Bewehrung und Matrix

$$\varepsilon_r(x) = \frac{N_r(x)}{E_r A_r} \qquad \text{bzw.} \qquad \varepsilon_m(x) = \frac{N_m(x)}{E_m A_m} \tag{3.6}$$

können mit Gleichung 3.2 die Dehnungsänderungen

$$\frac{\varepsilon_r(x)}{dx} = \frac{1}{E_r A_r} \cdot \frac{dN_r(x)}{dx} = \frac{U_r}{E_r A_r} \cdot \tau(x) \qquad \text{bzw.} \tag{3.7a}$$

$$\frac{\varepsilon_m(x)}{dx} = \frac{1}{E_m A_m} \cdot \frac{dN_m(x)}{dx} = -\frac{U_r}{E_m A_m} \cdot \tau(x) \tag{3.7b}$$

auch über die Verbundspannungen ausgedrückt werden. Mit dem Ansatz von schlupfbasierten Verbundgesetzen

$$\tau(x) = \tau\Big(s(x)\Big) = \tau(s) \tag{3.8}$$

erhält man durch Einsetzen der Gleichungen 3.7 in Gleichung 3.5 die sogenannte *Differentialgleichung des verschieblichen Verbunds* als Differentialgleichung zweiter Ordnung:

$$\frac{d^2 s(x)}{dx^2} = \left(\frac{1}{E_r A_r} + \frac{1}{E_m A_m}\right) \cdot U_r \cdot \tau\Big(s(x)\Big). \tag{3.9}$$

Die Definition einer Ersatzdehnsteifigkeit

$$\frac{1}{(EA)^{ideel}} = \frac{1}{E_r A_r} + \frac{1}{E_m A_m} \tag{3.10}$$

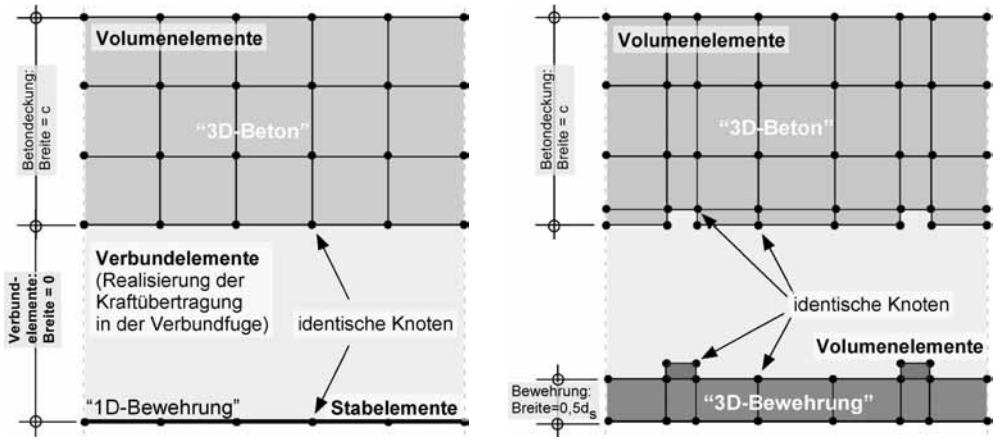
führt zu einer verkürzten Schreibweise der Differentialgleichung:

$$\frac{d^2 s(x)}{dx^2} = \frac{U_r}{(EA)^{ideel}} \cdot \tau\Big(s(x)\Big). \tag{3.11}$$

Vereinfachend wird die Matrix oft als unendlich dehnsteif angenommen, da die Querschnittsfläche der Bewehrung im Vergleich zur Matrix vernachlässigbar klein ist. Mit der Annahme $(E_m A_m) >> (E_r A_r)$ wird $(EA)^{ideel} \approx E_r A_r$.

Die Verbunddifferentialgleichung 3.9 wurde bereits 1950 von Kuuskoski [164] formuliert und gilt ausschließlich für linear elastisches Materialverhalten. Zur Lösung sind in Abhängigkeit von der betrachteten Aufgabenstellung die entsprechenden Randbedingungen festzulegen. Eine geschlossene analytische Lösung ist allerdings nur für spezielle Verbundspannungs-Schlupf-Beziehungen möglich. Für Betonstahlbewehrungen löste Rehm [228] die Gleichung unter Annahme einer konstanten Verbundspannung. Weitere Lösungen und daraus abgeleitete Spannungs-Dehnungs-Verläufe, Rissbreiten, Übertragungs- und Verankerungslängen sind unter anderem bei Martin [178], Noakowski [203, 204], Krips [158], Sigrist [258] und Alvarez [13] nachzulesen. Für allgemeine Verbundgesetze $\tau(s)$ müssen in der Regel Näherungsverfahren wie numerische Integrationsverfahren bzw. iterative Aproximationen oder Finite-Elemente-Analysen mit entsprechender Diskretisierung angewendet werden.

Die rechnerische Untersuchung des Verbundverhaltens mit geeigneten Finite-Elemente-Modellen stellt eine leistungsfähige Alternative dar. Dabei gibt es je nach Aufgabenstellung viele Möglichkeiten der Modellierung für lokales und globales Verbundverhalten. Keuser [141] definiert zwischen der detaillierten Modellbildung bis zur groben phänomenologischen Modellierung, vgl. auch Bild 3.17, vier Diskretisierungsstufen. Bei der phänomenologischen Modellbildung werden Verbundelemente als Federelemente (bond-link-elements), Kontaktelemente (interface-elements) und Verbundzonenelemente (bond-zone-elements) unterschieden. Beispielhaft sei hier unter Bezug auf Abschnitt 3.3.4 das Bild 3.27 für Kontaktelemente sowie die



(a) phänomenologische Modellierung (b) detaillierte Modellbildung

Bild 3.17: Schematische Darstellung der FE-Verbundmodellierung zwischen Bewehrung und Beton (aus Lettow [171])

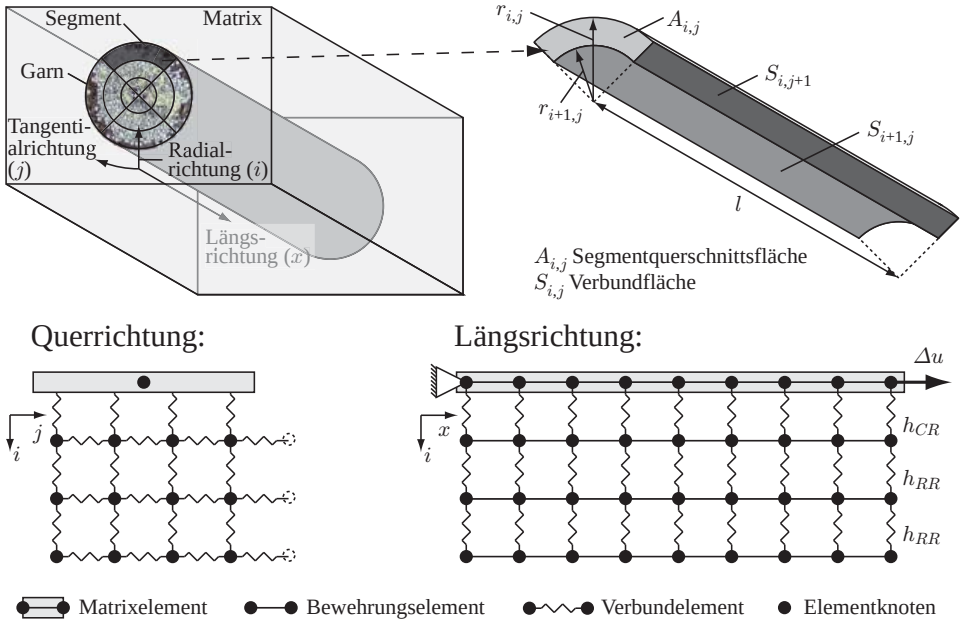
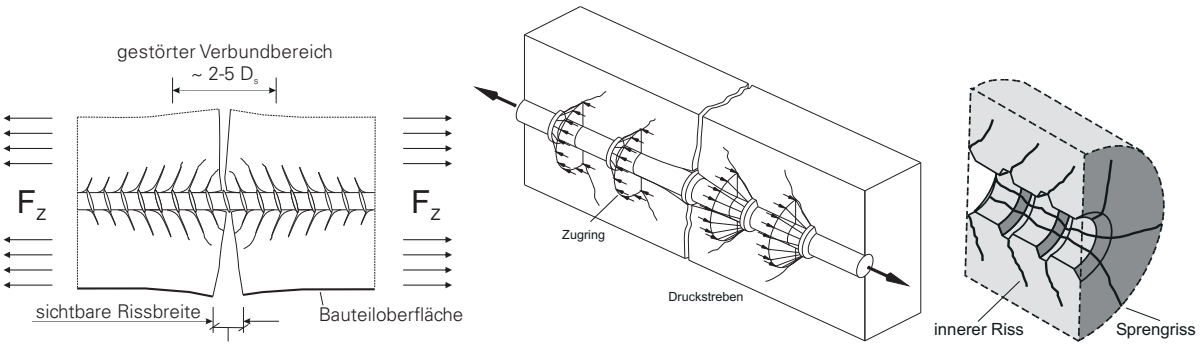


Bild 3.18: Geometrisches Modell und Segmentdiskretisierung nach Häußler-Combe & Hartig [122]

Verbundmodellierung eines Rovings nach Häußler-Combe & Hartig [122] im Bild 3.18 gezeigt. Ausführliche Erläuterungen und Hinweise zur Modellierung des Verbundbereichs können unter anderem bei Keuser [141], Lettow [171] und Wille [293] nachgelesen werden. Grundsätzlich sollten die angewendeten Modelle und Verbundelemente immer an Versuchsergebnissen kalibriert und der Anwendungsbereich mit Plausibilitätskontrollen verifiziert werden.

3.3.3 Eingebettete stabförmige Bewehrung

Bei monolithischer stabförmiger Bewehrung beeinflusst die Staboberfläche die Kraftübertragung entscheidend. Bei glatten Stäben erfolgt sie durch Haft- und Reibmechanismen. Die Ver-



(a) Verformung und Rissbildung (b) Zugring-Modell nach Tepfers (c) Sprengrissbildung

Bild 3.19: Verbundwirkung durch mechanische Verzahnung an profilierten Bewehrungsstäben nach Goto [93] und Tepfers [278]

bundwirkung profilierter Bewehrungsstäbe beruht dagegen überwiegend auf mechanischer Verankerung mit dem umgebenden Beton. Die wenigen über Adhäsion erzeugten Anteile werden bereits bei sehr geringem Schlupf abgebaut bzw. Reibanteile sind erst nach Abscheren der Betonkonsolen bei vorhandener Querbeanspruchung vorhanden. Im Gegensatz dazu wird der Scherverbund bei auftretenden Relativverschiebungen zwischen Beton und Bewehrung durch innere Rissbildung wirksam aufgebaut. Auf Grundlage der Arbeit von Rehm [228] beschrieben Lutz & Gergely [176, 177] die Verbundtragwirkung und innere Rissbildung mit Hilfe von FE-Scheibenanalysen zunächst phänomenologisch. An Zugstabversuchen zeigte Goto [93] mit einem von Broms [36] vorgeschlagenen Farbinjektionsverfahren diese inneren Risse zwischen den Hauptrissen, welche die Verbundsteifigkeit beeinflussen. Insbesondere hinsichtlich Umschnürungswirkung des Betons und Sprengrissversagens, das mit einer Längsrissbildung entlang des Bewehrungsstabes einhergeht, entwickelte Tepfers [277] ein dreidimensionales Modell für die Verbundwirkung von Rippenstählen. Die Rippen des Bewehrungsstabes stützen sich dabei auf den umgebenden Beton ab und bilden einen räumlichen Druckkegel, der im Gleichgewicht mit ringförmigen Zugspannungen im Beton steht (Bild 3.19).

In Anlehnung an Eligehausen et al. [73] detailliert Idda [126] den Verbundmechanismus weiter in sechs Einzelphasen (siehe auch Bild 3.20):

1. Konische Rissbildung ausgehend von der Rippenspitze
2. Abspalten der Betonkonsole zwischen zwei Stahlrippen
3. Verzahnung und Kraftübertragung über die raue Trennfläche im Beton
4. Verbundversagen durch Glätten und Aufgleiten der Trennflächen
5. Rest einer Kraftübertragung entlang der Trennflächen durch Reibung
6. Parallel dazu verlaufende Längsrissbildung, die die Verzahnung der Trennflächen mindert.

Die vorhandenen räumlichen Verformungen werden auf eine mittlere örtliche Relativverschiebung (Schlupf) zwischen Beton und Bewehrungsstab am wirksamen Verbundumfang reduziert. Der Zusammenhang wird mit einer Verbundspannungs-Schlupf-Beziehung erfasst, als fikitves Verbundgesetz $\tau(s)$ betrachtet und als *verschieblicher Verbund* bezeichnet. An einem differentiellen Element der Länge dx kann das Gleichgewicht der Kräfte aufgestellt werden, um die Differentialgleichung des verschieblichen Verbunds zu erhalten (siehe auch Abschnitt 3.3.2).

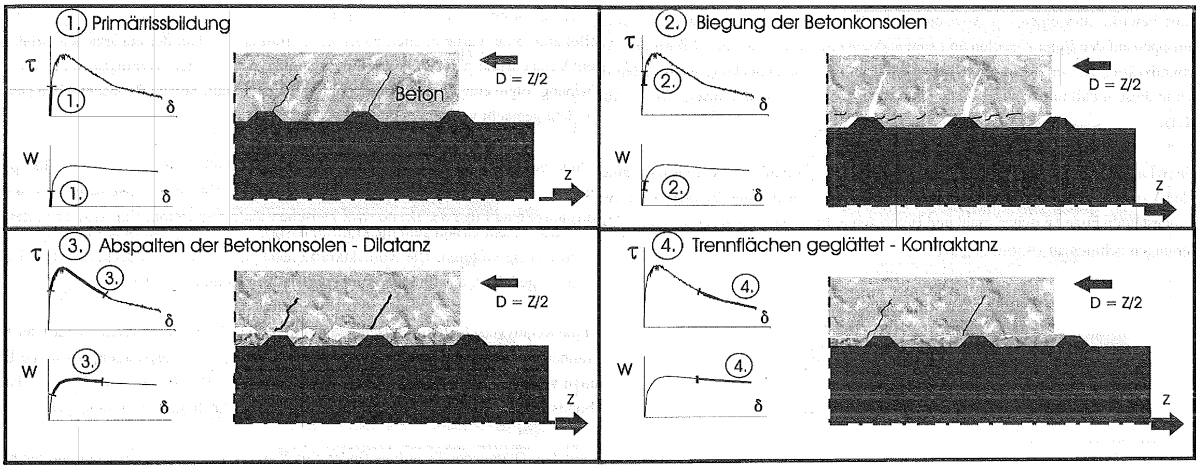
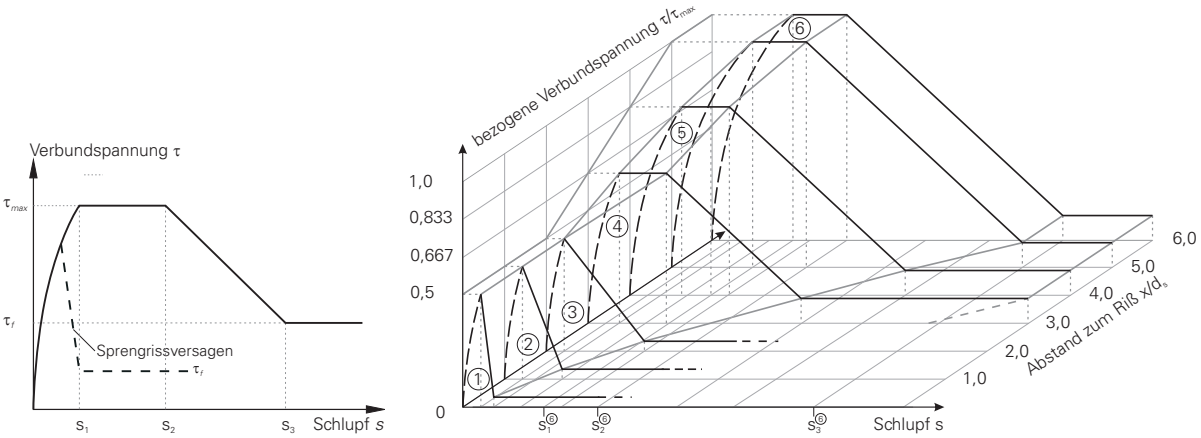


Bild 3.20: Verbundmechanismus gerippter Bewehrungsstäbe nach IDDA [126]



(a) CEB/FIP MODELCODE 90 [46]

(b) τ-s-Beziehung nach KRELLER [152]

Bild 3.21: Verbundspannungs-Schlupf-Beziehungen für gerippten Betonstahl

Dafür wurden aus experimentellen Untersuchungen und analytischen Überlegungen, u. a. von REHM [228], MARTIN [178], NOAKOWSKI [202, 204], SCHOBER [248], FEHLING [77] und KÖNIG & TUE [146], für glatte und gerippte Betonstähle verschiedenste τ-s-Beziehungen hergeleitet. Die von ELIGEHAUSEN ET AL. [73] für den gesamten Schlupfbereich abschnittsweise formulierten Verbundgesetze nach Gleichung 3.12 und Bild 3.21(a) für Bewehrungsstahl sind allgemein bekannt. Durch Anpassung der Parameter können mit diesem Modell verschiedene Beanspruchungen berücksichtigt werden. Nach Art der Beanspruchung quer zum eingebetteten Bewehrungsstab wird unterschieden in *quer behindert* (Versagen durch Herausziehen des Bewehrungsstabes) und *quer unbehindert* (Sprengrissversagen bzw. Versagen durch Spalten des Betons), wobei je nach Fall verschiedene Randbedingungen eingehalten sein müssen. Ebenso erfolgt eine Unterteilung in gute und andere Verbundbedingungen. Mit Bild 3.21(b) erweiterte KRELLER [152] das Modell von ELIGEHAUSEN um ortsabhängige Verbundspannungs-Schlupf-Beziehungen in Form einer Kurvenschar. Damit kann weiterhin ein lokal veränderliches Verbundverhalten entlang eines eingebetteten Stabes durch eine Aufteilung in *ungestörte* und *rissnahe* Bereiche ($0 \leq x_r \leq 5\,D_s$) mit entsprechenden Definitionen der τ-s-Beziehungen ab-

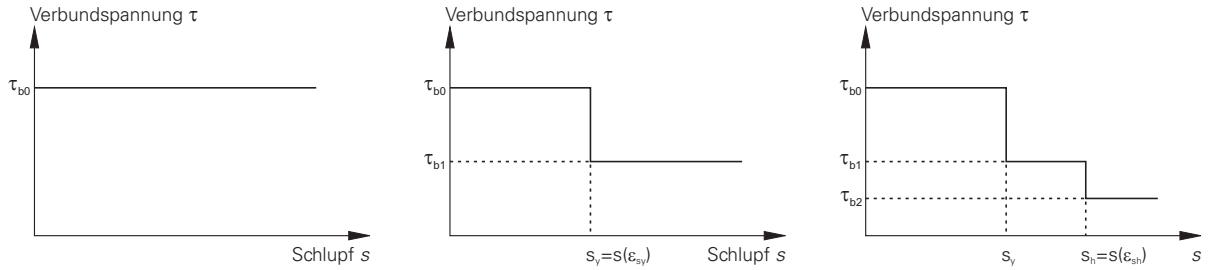


Bild 3.22: Ideal starr-plastische Verbundspannungs-Schlupf-Beziehungen nach Alvarez [13] und Sigrist [258]

hängig vom Abstand zum Riss berücksichtigt werden. Das Modell nach Eligehausen mit den Modifikationen von Kreller wurde in vereinfachter Form als Bestandteil des CEB-FIP Model Code 90 (1993) [46] aufgenommen und gilt als Stand der Technik.

$$\tau(s) = \begin{cases} \tau_{max} \cdot (s/s_1)^{\alpha}, & \text{für} \quad 0 \le s \le s_1 \\ \tau_{max}, & \text{für} \quad s_1 < s \le s_2 \\ \tau_{max} - \frac{\tau_{max}-\tau_f}{s_3-s_2} \cdot (s - s_2), & \text{für} \quad s_2 < s \le s_3 \\ \tau_f, & \text{für} \quad s > s_3. \end{cases} \tag{3.12}$$

Der Einfluss nichtelastischer Stahldehnungen auf das Verbundverhalten wird von den meisten Modellen gar nicht bzw. nach CEB-FIP Model Code 90 (1993) nur indirekt abgebildet. In Versuchen an Betonzylindern mit langer Verbundlänge wiesen Shima et al. [257] u. a. eine stetige Abnahme der übertragbaren Verbundspannung mit zunehmender plastischer Stahldehnung nach. Diese eindeutige Abhängigkeit formulierten Shima et al. in einer Verbundspannungs-Schlupf-Dehnungs-Beziehung, welche den Einfluss des Schlupfs, der Betonfestigkeit und des Poisson-Effekts, ausgedrückt durch die Stahldehnung, berücksichtigt.

Eine besonders einfache Modellierung von Verbundproblemen gelingt mit ideal starr-plastischen Verbundgesetzen in Bild 3.22, wie sie oft vereinfachend für praxisnahe Abschätzung von Verbundtragwirkung, Risszuständen und Zugsteifigkeit angenommen werden. Die Verbundspannung ist hierbei konstant, wobei reduzierte Verbundkräfte mit Beginn plastischer Stahldehnungen mit Abstufungen berücksichtigt werden können. Mit dem sogenannten Zuggurtmodell (tension chord model) nach Alvarez [13] und Sigrist [258] gelingt damit eine konsistente Beschreibung des Trag- und Verformungsverhaltens von Stahl- und Spannbetonzuggliedern vom Zustand der Erstrissbildung bis zum Bruch der Bewehrung.

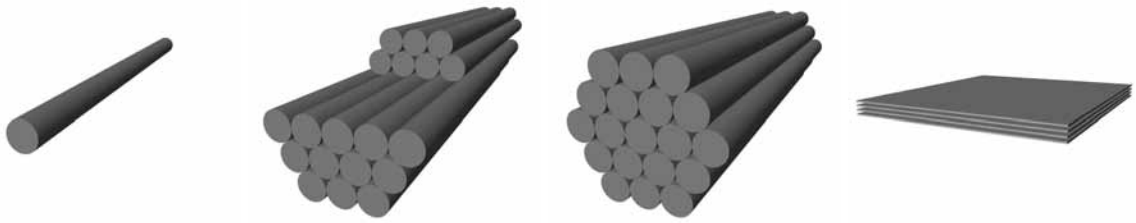
Für Spannglieder können nach Trost et al. [280] ähnliche Verbundmechanismen wie bei gerippten Betonstählen unterstellt werden, wobei zusätzliche Komponenten, wie Hüllrohr und Einpressmörtel sowie weitere Versagensebenen, zu berücksichtigen sind. Theoretische und experimentelle Untersuchungen sowie Verbundmodelle können u. a. bei Cordes [47], Hagen [96], Kupfer [162], Will [292] und Wille [293] studiert werden.

Auf Bewehrungsstäbe aus Faserverbundkunststoffen wie GFK oder CFK ist die Verbundcharakteristik von Betonstahl wegen des heterogenen Stabaufbaus, des anisotropen Materials und der Oberflächenspezifik nicht übertragbar. Weiterhin weist Füllsack-Köditz [85] auf die Eigenschaften der profilbildenden Materialien und auf ein Abscheren der Oberflächenprofilierung hin. Auch Rehm & Franke [227] und Faoro [76] beschäftigten sich mit der Frage der Krafteinleitung in kunstharzgebundene Glasfaserstäbe.

Auswirkungen von Querzug und Längsrissen wurden von IDDA [126] u. a. ausführlich untersucht und sind Gegenstand laufender Forschungsvorhaben von LEMNITZER & LINDORF [172]. Sie bleiben für diese Arbeit jedoch unberücksichtigt.

3.3.4 Fasern und Textile Bewehrung

Wie bei der Stahlbewehrung hat natürlich die Oberflächenbeschaffenheit der Filamente, des Rovings bzw. der textilen Bewehrung einen Einfluss auf den Verbund. Allerdings unterscheidet sich das Verbundverhalten textiler Multifilamentgarne grundsätzlich von dem homogener Bewehrungsstäbe. Zum einen wirken überwiegend Adhäsions- und Reibkräfte; Scherverbundmechanismen, wie z. B. durch die Verankerung durch Querfäden, haben dagegen nur untergeordnete Bedeutung. Zum anderen besteht ein Roving aus Tausenden von einzelnen Filamenten, die entlang des Garnes und innerhalb des Querschnittes unterschiedliche Qualitäten des Verbundes der Filamente untereinander und zur Matrix aufweisen. Zudem können Querschnittsform und Verbundoberfläche durch technologische Einflüsse variieren und auch nur schwer identifiziert werden. Auch eine eindeutige Unterscheidung von Filamentversagen und Verbundversagen ist häufig ungewiss. Erschwerend weist BUTLER [42, 43] auf zeitabhängige Veränderungen des Gefüges im Faser-Matrix-Interface und der Oberflächenbeschaffenheit (insbesondere von Glasfasern) infolge chemisch-physikalischer und mechanischer Einwirkungen hin, die oft fälschlicherweise als Glaskorrosion interpretiert wurden.



(a) um das Filament (b) zwischen den Filamenten (c) um den Roving (d) zwischen den Lagen des Bewehrungstextils

Bild 3.23: Versagensebenen des Verbunds bei textiler Bewehrung aus LEPENIES [170]

Grundsätzlich ist das Verbundverhalten von Filamenten, von unbeschichteten und beschichteten Multifilamentgarnen sowie von textilen Bewehrungsstrukturen zu unterscheiden. Je nach Lage im Querschnitt des Garnes kommen die Filamente unterschiedlich stark mit Feinbeton in Kontakt, wodurch der Verbund von Filament zu Filament stark variiert. Die möglichen Verbundebenen zeigt Bild 3.23 schematisch. Daher unterschieden bereits OHNO & HANNANT [211] zwischen innerem und äußerem Verbund bzw. Rand- und Kernfilamenten. Als äußere Verbundzone werden dort die vollständig mit Matrix umschlossenen Filamente am Rand mit gutem Verbund definiert, während die inneren Bereiche kaum von Hydratationsprodukten erreicht werden und nur über einen geringeren Reibungsverbund untereinander am Lastabtrag beteiligt werden. Die daraus resultierenden unterschiedlichen Dehnungen in Rand- und Kernfasern stellt Bild 3.24 dar. ZASTRAU, RICHTER & LEPENIES [170, 303] stellen in Bild 3.25 weitere Idealisierungen zur Modellierung des differenzierten Verbund- und Tragverhaltens eines Rovings vor.

Zur rechnerischen Modellierung des Verbundverhaltens (siehe auch Abschnitt 3.3.2) werden in der Literatur eine Vielzahl Modelle, u. a. von BANHOLZER [20], JERABEK ET AL. [129] und

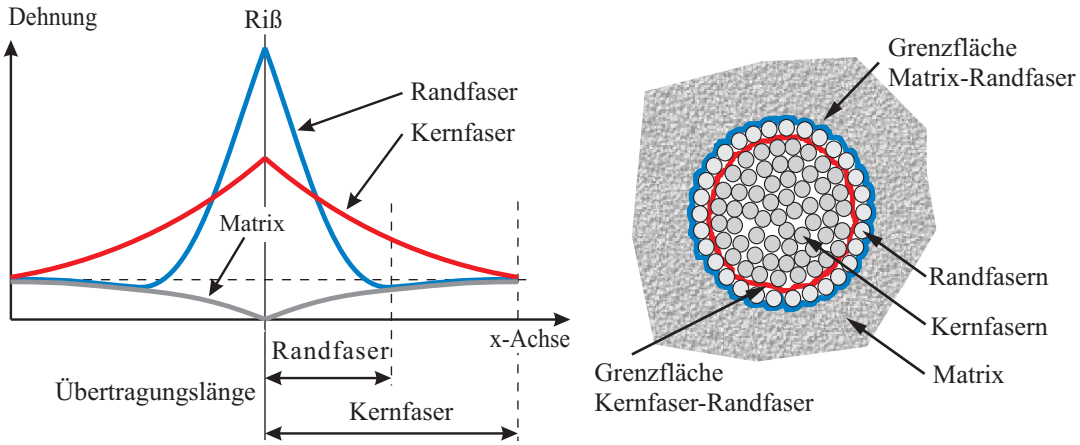
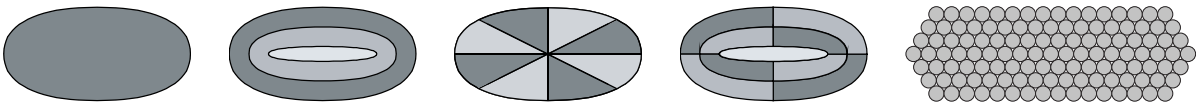


Bild 3.24: Qualitativer Dehnungsverlauf von Randfasern, Kernfasern und Matrix bei Berücksichtigung des Schlupfphänomens nach JESSE [132]



(a) Kompaktmodell (b) Schichtenmodell (c) Sektorenmodell (d) Hybridmodell (e) Filamentbündelmodell

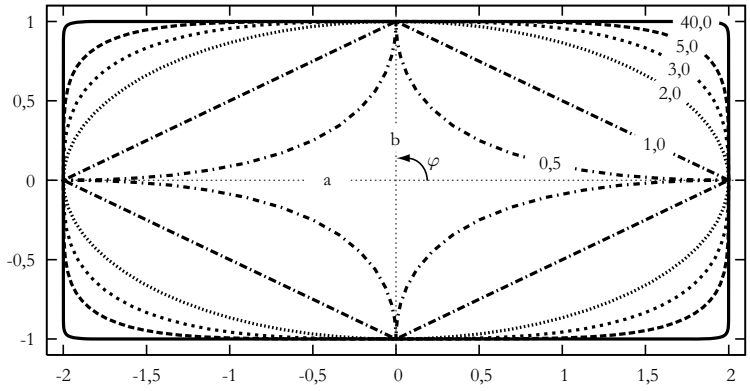
Bild 3.25: Idealisierung eines Rovings aus LEPENIES [170]

KONRAD ET AL. [149], genannt, welche jedoch grundsätzlich an diversen Pull-Out-Versuchen mit unterschiedlichen Versuchsanordnungen kalibriert werden. Die Besonderheiten, Vor- und Nachteile verschiedener Versuchskonfigurationen werden u. a. von BUTLER [42], JESSE [132] und KRÜGER [155] diskutiert. Das Hauptproblem der entwickelten Verbundmodelle besteht darin, dass die Modellparameter meist nicht direkt aus experimentellen Daten ermittelt werden können. Starke Schwankungen in der Verbundqualität und unzureichende Kenntnis der exakten Verbundoberfläche bzw. geometrischen Eigenschaften seien nur beispielhaft erwähnt. So versucht JESSE [132], Faserumfang und -querschnittsfläche durch Analyse von lichtmikroskopischen Aufnahmen zu bestimmen. Auch LEPENIES [170] beschäftigt sich mit dieser Frage und stellt fest, dass sich kein Verbundversagen entlang des theoretischen Umfangs einstellen kann, da die Festigkeit der Matrix im Zwickel unendlich groß sein müsste. Daher schlägt LEPENIES vor, den Rovingquerschnitt mit Superellipsen (Gleichung 3.13 und Bild 3.26) zu approximieren.

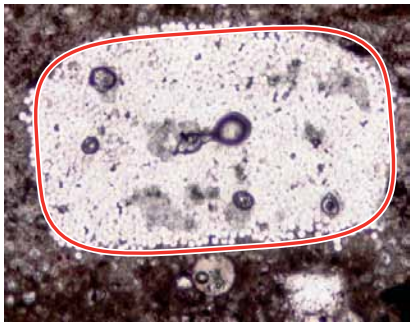
$$\left|\frac{x}{a}\right|^r + \left|\frac{y}{b}\right|^r = 1\,. \tag{3.13}$$

Unter Verwendung homogener und geschichteter Rovingidealisierungen sowie schlupfbasierter Verbundmodelle nach Bild 3.27 kann RICHTER [233] den Filament- und Rovingauszug mit beliebigen Verbundspannungs-Schlupf-Beziehungen (VSB) abbilden. Neben einfachsten VSB mit konstanter Reibung zeigt RICHTER, dass mit multilinearen Funktionen das Auszugsverhalten mit Adhäsionsanteil, der Abfall infolge Verbundschädigung und der verbleibende Reibanteil im Rahmen der getroffenen Annahmen für konkrete Versuche gut beschrieben werden können.

Um das Tragverhalten besser zu verstehen und Verbundparameter für die Multifilamentgarne von textilen Bewehrungsstrukturen zu ermitteln, wurden aufbauend auf Forschungsarbeiten zum Verbundverhalten zwischen Einzelfaser und Matrix bei Glasfaserbeton, z. B. AVESTON, COOPER & KELLY [15], LAWS ET AL. [166, 167] und NAAMAN ET AL. [198], die experimentellen Untersuchungen intensiviert.



(a) Superellipsen ($a = 2,0$; $b = 1,0$; $r = 0,5 \ldots 40$)



(b) $620\,tex$, $a : b = 1,6 : 1$; $r = 4$; (Foto: SFB528-B1-112-04-02)

Bild 3.26: Geometrieapproximation von Rovings mittels Superellipsen aus Lepenies [170]

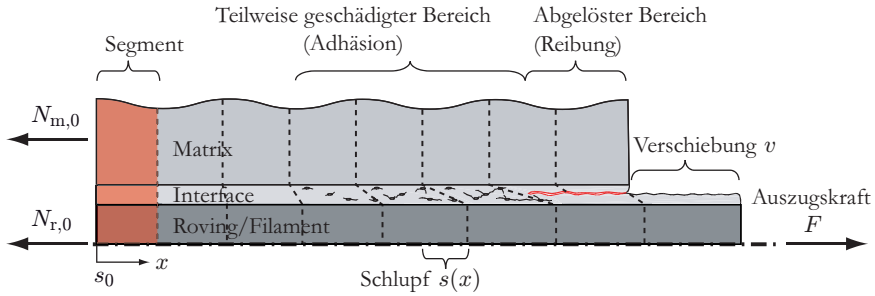
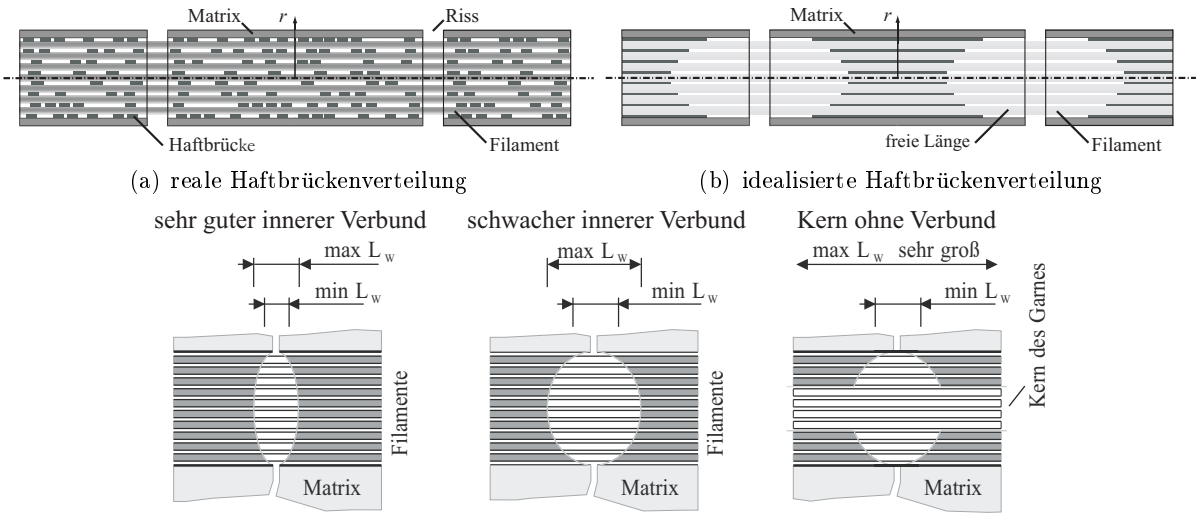


Bild 3.27: Verbundmodell des Filament-/Rovingauszugs; entnommen aus Richter [233]

So führten Schorn, Hempel & Weise [251, 252, 288] zweiseitige Faserauszugsversuche an unterbewehrten Zugproben durch und ermittelten Verbundspannungen sowie Kraft-Rissöffnungs-Beziehungen für verschiedene Glasfaser-Rovings. Mit mit Faser-Bragg-Gitter-Sensoren präparierten Modellrovings zeigen sie dabei auch das unterschiedliche Verbundverhalten von inneren und äußeren Filamenten und folgern, dass „...es unerlässlich ist, die innere Reibung zwischen den Filamenten in verstärktem Maße für den Lastabtrag zu nutzen“ (vgl. Schorn et al. [261], S. 114). Ebenso berichten Krüger et al. [155, 156] von verbessertem Verbund, gleichmäßigerer Spannungsverteilung im Roving und vorteilhafterem Tragverhalten mit harzimprägnierten vorgespannten Textilien. Schorn & Puterman [252] schlagen die Tränkung der Rovings mit Polymerdispersionen vor. Untersuchungen von Dilger et al. [63] und Mäder et al. [184] stellen verschiedene Möglichkeiten der Verbundverbesserungen vor und bestätigen dies. Die von Köckritz [137] für einen gleichmäßigen Auftrag und ein besseres Verbundverhalten entwickelte, in den Nähwirkprozess integrierte Beschichtungstechnologie mit Trocknungseinheit ermöglicht, die Beschichtungssysteme von Mäder et al. [88, 89] weitestgehend gleichmäßig und im gestreckten Zustand während der Textilherstellung aufzubringen. Neben der Verbesserung des Verbund- und Tragverhaltens wird so zugleich auch die Handhabbarkeit und eine gleichmäßige textile Struktur sichergestellt.

Zur Charakterisierung und Optimierung des Verbundverhaltens und der Dauerhaftigkeit von Glasfasern führten Mäder et al. [89, 306] einseitige Pull-Out-Versuche an Einzelfilamenten und Rovings durch. Laufende Forschungsarbeiten dazu beschäftigen sich mit der Weiterentwicklung und Optimierung der Beschichtungen unter Berücksichtigung der Schlichte-Beschichtungs-



(a) reale Haftbrückenverteilung (b) idealisierte Haftbrückenverteilung

(c) Verteilung der wirksamen Verformungslängen L_W über den Rovingquerschnitt an einem Riss bei unterschiedlichen Verbundbedingungen der Filamente

Bild 3.28: Haftbrückenverteilung im Roving; entnommen aus Butler [42] und Lepenies [170]

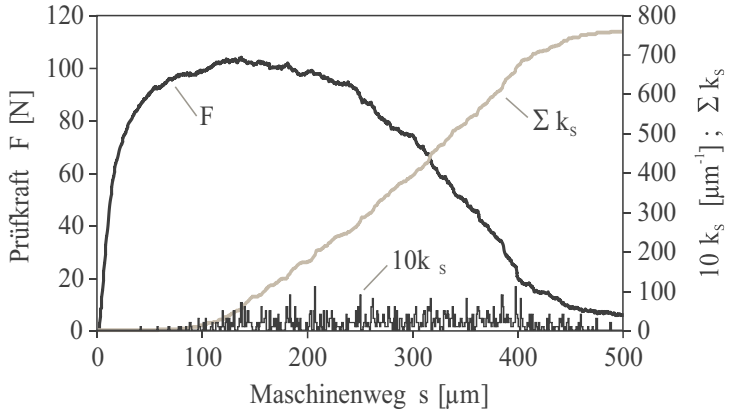


Bild 3.29: Beispiel einer Rovingauszugskurve und zugehörige, detektierte Schallereignisse beim beidseitigen Garnauszug. k_S: Anzahl der Schallereignisse je μm Wegintervall (10-fach überhöhte Darstellung); Σk_S: Summe aller Schallereignisse. (entnommen aus Butler [42])

Kopplung für verschiedene Fasermaterialien und Grenzschichtdesign mit Nanopartikeln (siehe u. a. Mäder, Gao & Rothe [90, 183, 239, 240]). In enger Zusammenarbeit wurden dafür weiterhin auch zweiseitige Pull-Out-Versuche an unterbewehrten Zugproben von Butler et al. [41, 43, 44] an beschichteten und unbeschichteten AR-Glas- und Carbonrovings durchgeführt.

Aus Beobachtungen von stückweisen Verbundbereichen eines eingebetteten Rovings am Rasterelektronenmikroskop (ESEM) wird von Schorn [249] ein Haftbrückenmodell (adhesive cross linkage model) vorgestellt. Im Bild 3.28 verfügen die Filamente je nach Art und Lage über unterschiedlich große Verformungslängen zwischen zwei benachbarten Haftbrücken. Nach der Rissbildung im Feinbeton erhalten jene rissüberbrückenden Filamente die größte Beanspruchung, die über die geringsten Verformungslängen verfügen. Erreichen diese Filamente die Bruchdehnung, verteilt sich deren Lastanteil danach auf die übrigen Filamente, die wegen größerer Verformungslängen noch über Spannungsreserven verfügen. Mit zunehmender Rissbreite versagen sukzessiv weitere Filamente auf Zug, bis ein Bauteilversagen eintritt. Aus der Verte-

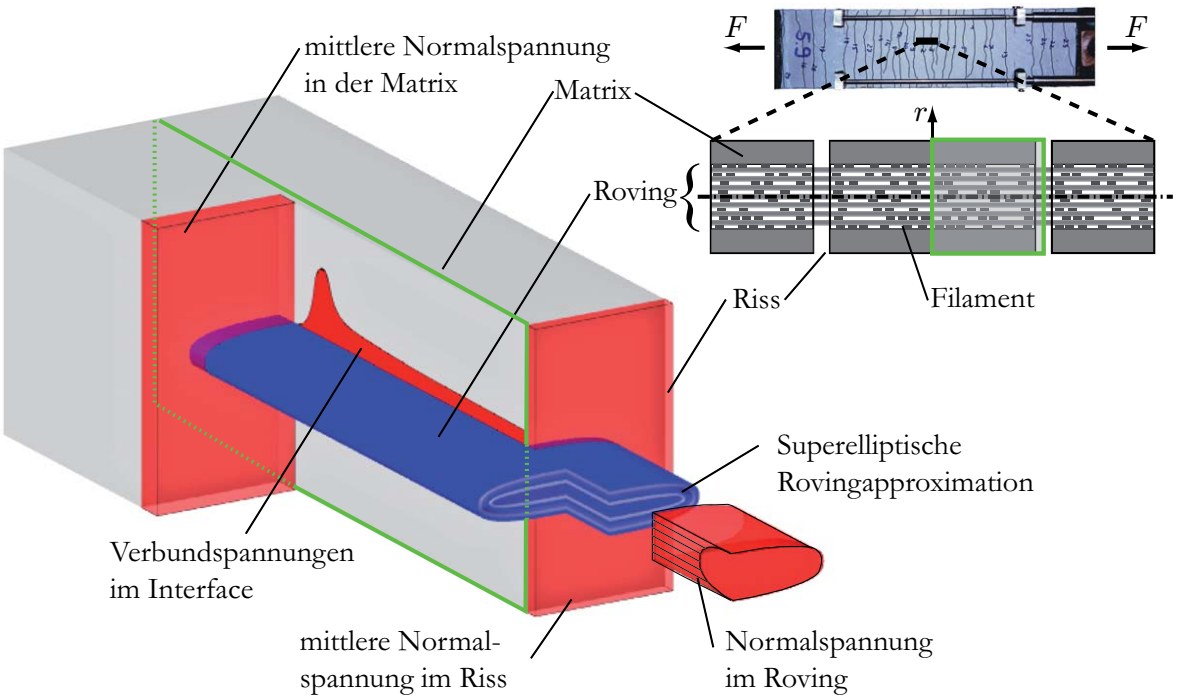


Bild 3.30: Spannungsverteilung und Verbundkraftübertragung nach dem mesomechanischen Roving-Matrix-Modell aus LEPENIES [170]

lung aller wirksamen Verformungslängen über alle Filamente im Bewehrungsquerschnitt lässt sich das Last-Weg-Verhalten der rissüberbrückenden Garne erklären und prognostizieren. Mit beidseitigen Garnauszugversuchen und begleitender Erfassung der Schallemissionen verifiziert BUTLER [42, 43] im Bild 3.29 die getroffenen Annahmen zum zeitlichen Ablauf des Filamentversagens. Ähnliche Untersuchungen stellen KANG ET AL. [134] vor.

Das sukzessive Filamentversagen modelliert LEPENIES [170] in seinem mikromechanischen Filamentbündelmodell als Schädigungsfunktion $D_A(\varepsilon)$. Die Idee des Haftbrückenmodells greift er in diesem semi-analytischen Verbundmodell als Teil seines Mikro-Meso-Makro-Prognosemodells auf und entwickelt es weiter. Damit kann er aus Auszugversuchen Verbundparameter qualitativ und quantitativ zuverlässig identifizieren und auch Prognosen zum Tragverhalten von Textilbeton machen, vgl. Bild 3.30.

BANHOLZER [20, 21, 32] führte einseitige Pull-Out-Versuche an Filamenten und Rovings durch und leitete daraus multilineare Verbundspannungs-Schlupf-Beziehungen für AR-Glas und Carbon ab. Zudem entwickelt er ein Verfahren, bei dem durch die lichtleitenden Eigenschaften der Glasfaserrovings das sukzessive Versagen der Filamente im Roving sichtbar gemacht werden kann. In [20] greift BANHOLZER das Haftbrückenmodell von SCHORN [249] für einen analytischen Ansatz (Cohesive Interface Model – CIM) auf. Weitere Untersuchungen von BRUCKERMANN [37] zur Wirkung von Querdruckspannungen auf die Verbundeigenschaften textiler Bewehrungsstrukturen haben keine nennenswerte Beeinflussung der Verbundeigenschaften der untersuchten Filamentgarne gezeigt. Dies wird damit begründet, dass sich Filamentgarne – im Gegensatz zu Stabbewehrungen – aufgrund der geringen Steifigkeit in Querrichtung lokal dem Querdruck entziehen können.

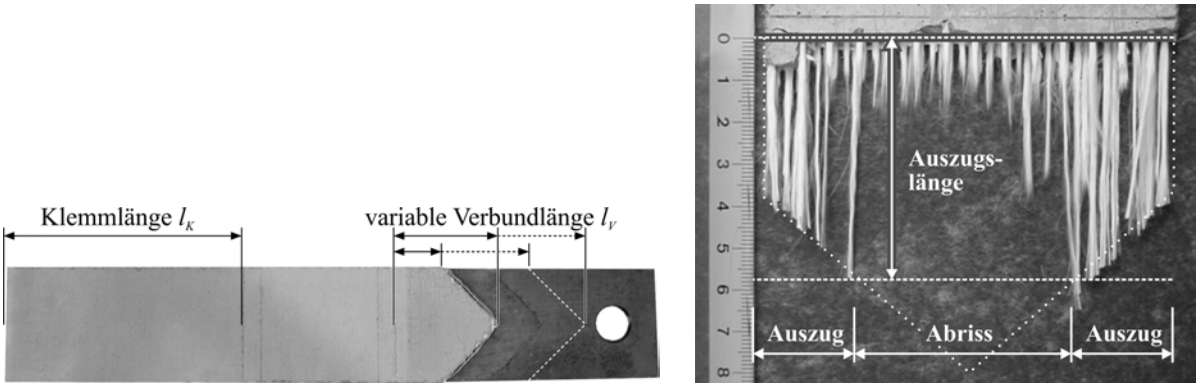


Bild 3.31: Pfeilförmige Dehnkörper zur Abschätzung der Verankerungslänge; aus Ortlepp [213]

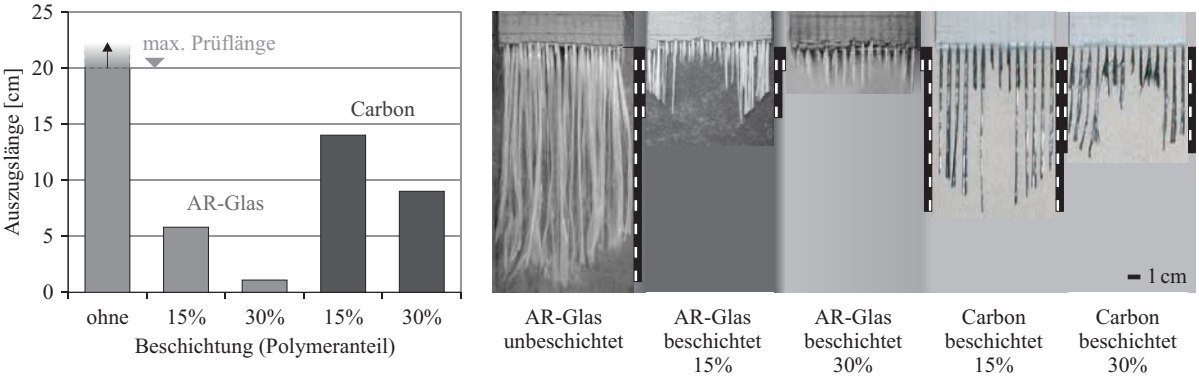
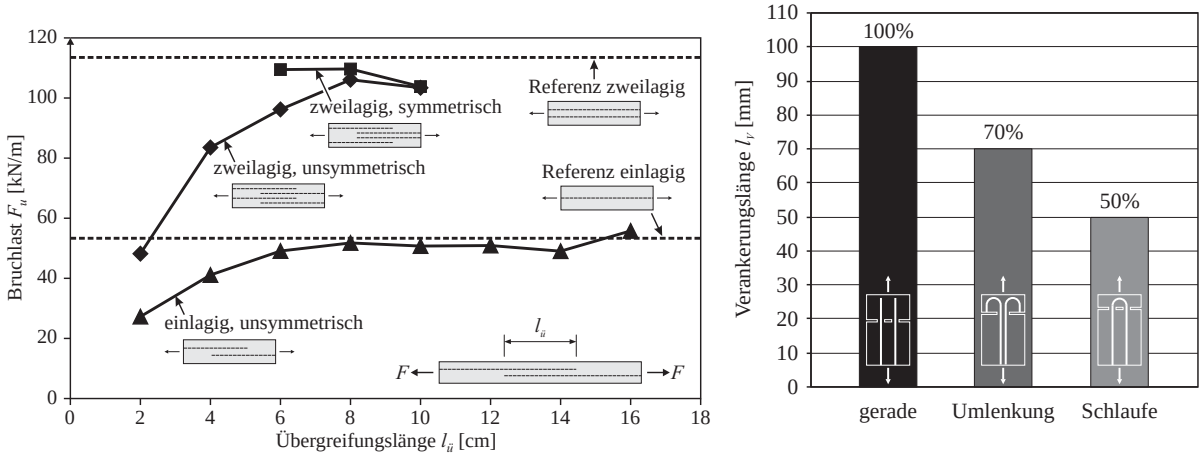


Bild 3.32: Auszugslängen von Filamentgarnen mit unterschiedlicher Beschichtung; entnommen aus Ortlepp [213]

Im Gegensatz zu Auszugversuchen an Filamenten und Multifilamentgarnen wird bei Verbunduntersuchungen insbesondere imprägnierter und beschichteter textiler Bewehrungsstrukturen der Einfluss der Querbewehrung, verarbeitungsbedingter Welligkeiten, der Nähwirkfadenbindung und weiterer textiltechnischer Parameter bedeutsam. Krüger [155] weist auf weitere Aspekte bei der Ermittlung des Verbundverhaltens hin und entwickelt einen zweiseitigen Auszugversuch mit Sollbruchstelle (siehe dazu Bild 3.34) zur Untersuchung der Verbundeigenschaften von vorgespannter textiler Bewehrung aus AR-Glas, Carbon und Aramid mit und ohne Beschichtung. Da sich Verbundoberfläche und Rovingquerschnitt eines eingebetteten Rovings fortlaufend ändern können, verwendet Krüger anstatt einer Verbundspannung die Formulierung eines Verbundflusses (Verbundkraft pro Einbettungslänge). Weiterhin stellt er in Krüger et al. [153, 155] ein diskretes FE-Verbundmodell vor.

Auch Jesse [132] leitet aus den Dehnkörperversuchen Erkenntnisse zum Verbundverhalten textiler Bewehrungen ab, da die Prozesse der Rissbildung – Rissbreiten und Rissabstände – von den Verbundeigenschaften der Bewehrung abhängen. Er bestätigt den großen Einfluss der textilen Verarbeitung.

Neben den Verbunduntersuchungen zur Verstärkungsschicht entwickelt Ortlepp [213] einen in Bild 3.31 gezeigten pfeilförmigen Dehnkörper zur Grobcharakterisierung des Verbundverhaltens und zur Abschätzung der Verankerungslänge textiler Bewehrungen. Damit können verschiedenste Einflüsse, wie z. B. eine Beschichtung in Bild 3.32, auf das Verbundverhalten von Textilien gezeigt werden. In weiterführenden Untersuchungen des SFB 528 [266] unter-



(a) Tragfähigkeit von Übergreifungsstößen (b) Verankerungslängen

Bild 3.33: Ergebnisse von Voruntersuchungen des SFB 528 TP B5 [266] von Ortlepp & Lorenz

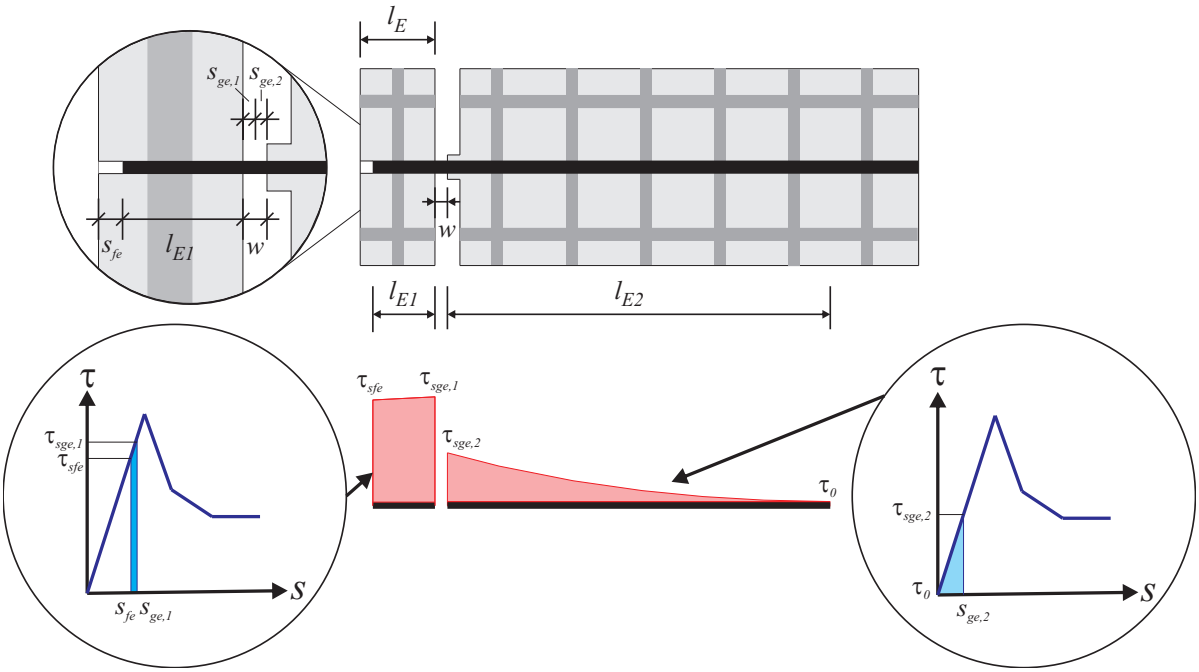


Bild 3.34: Experimentelle und analytische Untersuchung des Verbundverhaltens textiler Bewehrungsstrukturen nach Lorenz [173])

sucht sie Verankerungslängen und die Tragfähigkeit von Übergreifungsstößen, siehe Bild 3.33. Lorenz [173] beschäftigt sich dabei mit dem Verbundverhalten zwischen Bewehrungstextil und Feinbetonmatrix. Dafür entwickelt er den Probekörper von Krüger [155] weiter und bestimmt aus den experimentellen Untersuchungen nach Bild 3.34 Verbundspannungs-Schlupf-Beziehungen für verschiedene AR-Glas- und Carbontextilien. Mit eigenen Vergleichsversuchen zeigt Lorenz weiterhin, dass das Verbundverhalten von Filamenten und Rovings nicht direkt auf textile Bewehrung übertragen werden kann. Untersuchungen von Peled et al. [25, 215] kommen zu dem gleichen Ergebnis.

Resümee zum Wissensstand des Verbundtragverhaltens textiler Bewehrungen

Insgesamt kann das hochkomplexe Verbundverhalten textiler Bewehrungsgelege bisher noch nicht allgemeingültig und vollständig beschrieben werden. Umfangreiche Forschungsarbeiten, zumeist der jüngeren Vergangenheit, brachten allerdings einen enormen Erkenntnisgewinn und wichtige Ansätze zur Verbesserung des Verbund- und Tragverhaltens textiler Bewehrungen. Schwierigkeiten beim Vergleich verschiedener Arbeiten und Ansätze, teilweise sogar widersprüchliche Aussagen, entstehen durch sehr unterschiedliche und uneinheitliche Prüfbedingungen, Probekörper und Probevorbereitungen, unterschiedliche Fasermaterialien, Produktspezifika und Arten der textilen Verarbeitung sowie differierender Matrix-Multifilamentgarn-Kombinationen. Ebenso ist fraglich, ob und wie Verbunduntersuchungen an Filamenten und unverarbeiteten Rovings auf textile Bewehrungen übertragen werden können. Insgesamt kann noch ein hoher Forschungsbedarf zum Verbundverhalten konstatiert werden. Daraus ergeben sich allerdings auch große Unsicherheiten bei der Interpretation der Auswirkung des Verbundverhaltens und Forschungsbedarf zur Interaktion des Verbundverhaltens bei Stahlbetonverstärkungen mit textilbewehrtem Beton.

3.4 Zusammenwirken gemischter Bewehrungselemente

3.4.1 Wissensstand zur Zugkraftaufteilung und -umlagerung

Bereits 1938 wies Krüger, O. [157] vor dem Hintergrund, dass neben hochwertigem Betonstahl auch Sonderstähle und sogar Altstähle (ausgesonderte Gleise) im Betonbau verwendet wurden, auf die Besonderheiten der Kombination verschiedener Bewehrungen hin: „Auf jeden Fall wird das geringerwertige Eisen überbeansprucht.“ Zwar ist die Betonstahlbewehrung inzwischen weitestgehend genormt, dennoch ist diese Erkenntnis immer noch aktuell. So werden bei Spannbetonbauteilen mit Spanngliedern und Betonstahl zwei Bewehrungen mit unterschiedlichem Verbundverhalten kombiniert. Auch bei allen Verstärkungstechniken, die eine Querschnittsergänzung zur Erhöhung der Tragfähigkeit zugbeanspruchter Tragwerkselemente vorsehen, muss die Zugkraft von der vorhandenen Stahlbewehrung gemeinsam mit dem neu aufgebrachten Zugglied mit einem meist anderen Verbundverhalten aufgenommen werden. Aber auch die Kombination von Kunststoffbewehrungsstäben (GFK oder CFK) mit Betonstahl sowie der Einsatz von bewehrten Kurzfaserbetonen können als gemischt bewehrte Zugglieder verstanden werden. Nicht zuletzt gehört natürlich auch die Verstärkung von Stahlbetonbauteilen mit textiler Bewehrung dazu, die in dieser Arbeit vertieft untersucht wird.

Das Zusammenwirken von Bewehrungen mit (stark) unterschiedlichen Verbundeigenschaften und Dehnsteifigkeiten und die daraus resultierende gegenseitige Beeinflussung von Spannungen und Verformungen ist für die Beurteilung des Tragverhaltens gemischt bewehrter Bauteile von entscheidender Bedeutung. Beispielsweise können selbst bei gleicher Zugkraftbeanspruchung beider Bewehrungen die Dehnungen im Riss durch unterschiedliche Verankerungslängen stark voneinander abweichen. Die Annahme einer ebenen Dehnungsverteilung im Riss trifft meist nicht zu, vgl. Trost [280] und Zehetmaier [305]. Aus Sicht der Verträglichkeit betrachtet ist der Schlupf der Bewehrung im Riss durch die Geometrie der Rissöffnung zwar vorgegeben, jedoch ist die diesem Schlupf entsprechende Kraft in der Bewehrung von der Verbundsteifigkeit abhängig. So entsteht ein von den verschiedenen Bewehrungsarten geprägtes gemeinsames

Rissbild. Neben Einflussgrößen auf das Verbundverhalten der einzelnen Bewehrungselemente an sich wird die Zugkraftaufteilung maßgeblich geprägt von

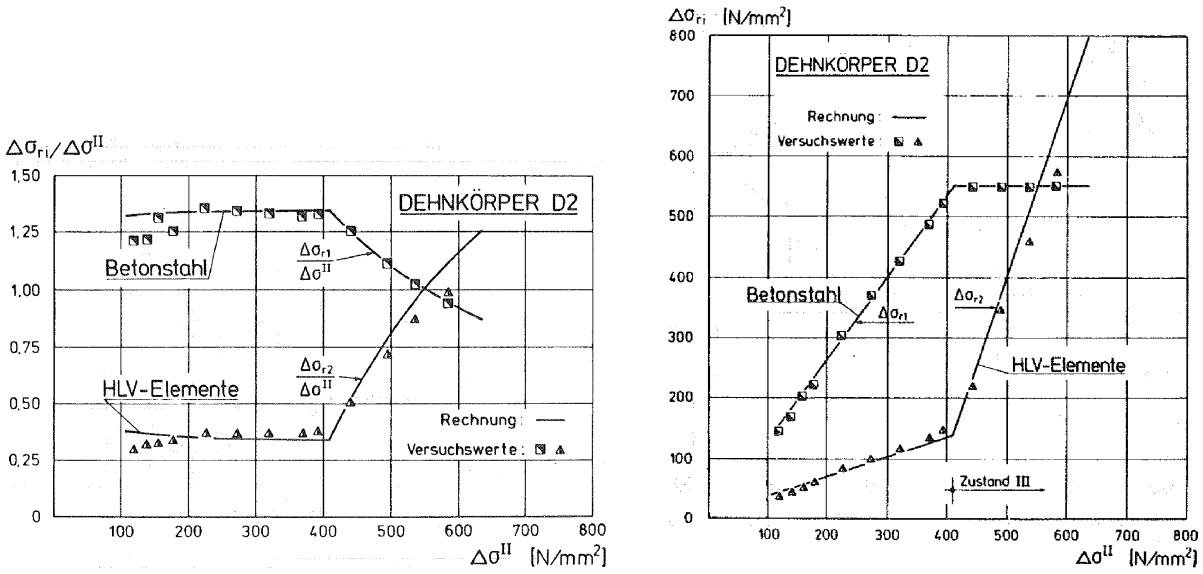
- dem Verhältnis der Dehnsteifigkeiten $(E_1 A_1)/(E_2 A_2)$,
- dem Verbundverhalten (Verbundfestigkeit und -steifigkeit) und dessen Relation der unterschiedlichen Bewehrungselemente,
- dem Verhältnis zwischen verbundwirksamen Umfang zur Querschnittsfläche,
- dem jeweiligen Abstand der Bewehrungen zur neutralen Achse bzw. dem Verhältnis der Hebelarme zueinander,
- der Belastungsart sowie
- den Risszuständen und dem vorliegenden Rissbild.

Diese Einflüsse wurden an umfangreichen theoretischen und experimentellen Arbeiten zu Spannungsumlagerungen bei vorgespannten Bauteilen, u. a. von Rudlof [242] und Bülte [29], und zum Zusammenwirken einbetonierter und geklebter Bewehrung, u. a. von Zehetmaier [305], identifiziert. Aber auch bei eingemörtelten Bewehrungsstäben beschäftigt sich Spieth [273] mit der Frage, wie sich Übergreifungsstöße von Stäben mit jeweils unterschiedlichen Verbundeigenschaften verhalten. Für die Kombination aus Kurzfaser- und Betonstahlbewehrung beantworten u. a. Henke & Empelmann [116] Fragen zur Rissbreitenberechnung.

Vorgespannte Bauteile mit Spanngliedern und Betonstahlbewehrung

Die gegenseitige Beeinflussung der Kraftaufteilung von Bewehrungen mit unterschiedlichem Verbundverhalten wurde besonders bei Forschungsarbeiten zu teilweise vorgespannten Bauteilen deutlich. Beim Zusammenwirken beider Bewehrungsarten kann man zunächst von einem ähnlichen und duktilen Verbundverhalten ausgehen. Allerdings zeigen Spannglieder wegen einer schwächer profilierten und relativ zur Querschnittsfläche kleineren Verbundoberfläche ein weniger steifes Verbundverhalten im Vergleich zur Betonstahlbewehrung. Gegenüber der rechnerischen Annahme einer ebenen Dehnungsverteilung im Riss – Zugkraftaufteilung nach Dehnsteifigkeit – wird der Betonstahl ob der höheren Verbundsteifigkeit einen höheren Zugkraftanteil anziehen und damit höhere Betonstahlspannungen aufweisen. Für Ermüdungs- bzw. Rissbreitennachweise ist dies insbesondere bei teilweiser Vorspannung zu berücksichtigen.

Die Grundlagen für die Betrachtung von Verbundunterschieden legten Trost, Cordes, Thormählen & Hagen [47, 96, 279, 280] mit der experimentellen Untersuchung des Verbundverhaltens von Spanngliedern sowie Versuchen mit vorgespannten, gemischt bewehrten Dehnkörpern unter statischer, zyklischer und Dauerbelastung. Dabei werden mit Kerben oder Rissblechen Einzelrisse oder ein abgeschlossenes Rissbild vorgegeben und die Dehnungen der beiden Bewehrungen im Riss mit Dehnmessstreifen gemessen. Um das Verhältnis der unterschiedlichen Verbundfestigkeiten von Beton- und Spannstahl zu beschreiben, führt Thormählen [279] einen Verbundbeiwert c als Verhältnis der Verbundfestigkeiten ein, den Cordes, Trost et al. [48, 280] später mit ξ bezeichnen. Abgeleitet für einen Schlupf von 0,1 mm gilt dieser Faktor streng genommen nur für den Erstriss- bzw. Einzelrisszustand. Mit seinem analytisch-mechanischen Verbundmodell erweitert Schober [248] diesen Faktor um den Einfluss der unterschiedlichen Bewehrungsdurchmesser. Mit Hilfe starr-plastischer Verbundansätze und analytischer Lösung des entkoppelten Differentialgleichungssystems erweiterten König & Fehling [147] den Ansatz schließlich auch für unterschiedliche Rissbildungsstadien.



(a) Bezogene Spannungsänderungen (b) Absolute Rissspannung

Bild 3.35: Spannungsumlagerung bei Kombination von GFK-Spanngliedern mit Betonstahlbewehrung nach FAORO [76]

Einen stark vereinfachten Ansatz zur Berücksichtigung von Beanspruchungsniveau und Rissbildung leiten JANOVIČ & KUPFER [128] bereits 1984 aus Vierpunkt-Biegeversuchen an teilweise vorgespannten Platten her. Die Spannungsumlagerungsfaktoren werden aus mittleren, lastunabhängigen Verbundkoeffizienten bzw. Völligkeitsbeiwerten aus der Spannungsverteilung zwischen den Rissen für Beton- und Spannstahl ermittelt. Zudem erweitern JANOVIČ & KUPFER das Zugstabmodell um die Anteile aus unterschiedlichen Hebelarmen der gemischten Bewehrung. Alle anderen Arbeiten gehen vereinfachend davon aus, dass sich die Hebelarme für Spannglied und Betonstahl nur geringfügig unterscheiden und keinen Einfluss auf die Spannungsumlagerung haben.

Das Tragverhalten kunstharzgebundener Glasfaserstäbe (GFK-Spannglieder) und damit die Kombination von Bewehrungen mit stark unterschiedlichem E-Modul und Verbundeigenschaften wurde von FAORO [76] theoretisch und experimentell an Dehnkörperzugversuchen untersucht. Die Ergebnisse, z. B. in Bild 3.35, zeigen deutliche verbundbedingte Spannungsumlagerungen zum Betonstahl. Aber auch wegen des geringen E-Moduls entziehen sich die GFK-Spannglieder der Mitwirkung bei der Rissbildung. Erst mit Erreichen der Fließgrenze der Betonstahlbewehrung beteiligt sich die GFK-Bewehrung nennenswert am Lastabtrag. FAORO beschreibt, dass neben unterschiedlichen Verbundeigenschaften auch unterschiedliche Dehnsteifigkeitseigenschaften der Bewehrungsarten zu berücksichtigen sind. Da keine brauchbaren Vorschläge für Bemessung mit unterschiedlichen E-Moduln verfügbar waren, stellt er einerseits eine numerische Lösung durch schrittweise Integration der Differentialgleichung des verschieblichen Verbunds und zum anderen eine Näherungslösung mit starr-plastischen Verbundansätzen vor.

Auch TUE [281] führte Versuche an Dehnkörpern mit gemischter Bewehrung unter statischer und zyklischer Belastung durch, bei denen er neben den Rissdehnungen auch Dehnungen an diskreten äquidistanten Punkten neben dem Riss aufnahm. Die in den Versuchen beobachteten Spannungsumlagerungen stellt er mit Umlagerungsfaktoren f_{us} dar. Zur rechnerischen Unter-

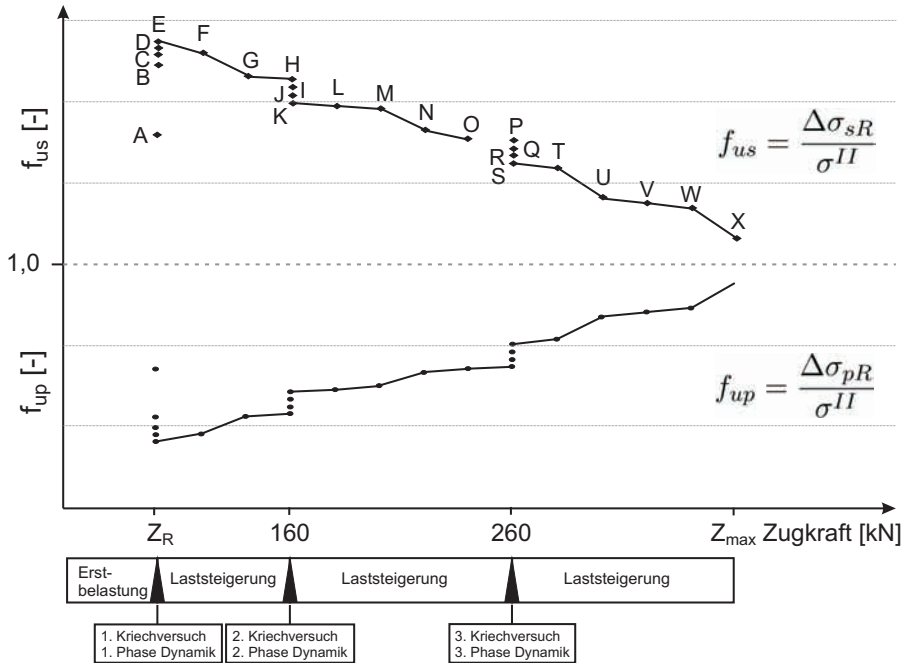
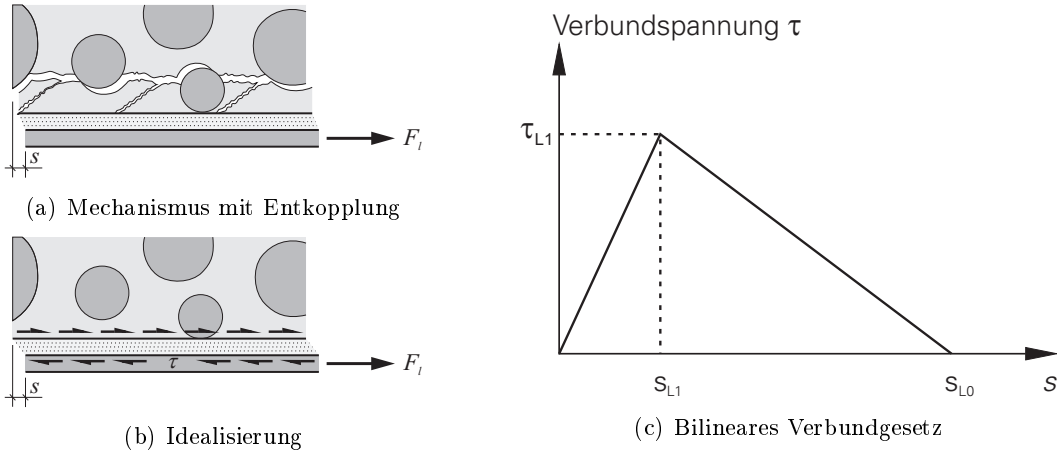


Bild 3.36: Entwicklung der Spannungsumlagerung nach Rudlof [242])

suchung des Zusammenwirkens von Beton- und Spannstahl nutzt Tue zum einen die iterative Lösung der DGL mit der Runge-Kutta-Methode und zum anderen eine numerische Modellierung mit FE-Methoden. Damit leitet er durch Regressionsrechnungen Verbundspannungs-Schlupf-Beziehungen für glatte und gerippte Einzelspannglieder sowie Verbundkennwerte ξ für verschiedene Rissbilder her. Da Tue die Modellbildung mit denselben Versuchen verifiziert, aus denen er die Eingangswerte des Modells ableitet, wird die Allgemeingültigkeit der Modellbildung mitunter kritisiert, vgl. Zehetmaier [305]. Auch Empelmann [74] erfasst die Spannungsumlagerung durch ein FE-Modell.

Die Verbundbeiwerte ξ_1 und Umlagerungsfaktoren η_s (siehe auch Abschnitt 3.4.2) wurden in diversen Normen (u. a. CEB/FIP MC 90 (1993) [46] und DIN 1045-1 [5]) aufgenommen, um die Spannungsumlagerungen auf den Betonstahl für Rissbreiten- und Ermüdungsnachweise zu beschreiben. Die Spannungsminderung η_p im Spannstahl bleibt dabei auf der sicheren Seite liegend unberücksichtigt.

Mit den in Bild 3.36 dargestellten Versuchsergebnissen an gemischt bewehrten Dehnkörpern zeigte Rudlof [242], dass die größten Spannungsumlagerungen im Erstriss- bzw. Einzelrisszustand (Punkt A) auftreten, die durch Verbundkriechen bei Dauerbelastung noch vergrößert werden (Punkt B). Mit fortschreitender Rissentwicklung werden die umgelagerten Spannungen wieder abgebaut, da sich die Verbundeinleitungslängen dann überschneiden können und die Verschiebungsumkehr eine Verbundversteifung des Spanngliedes bewirkt. Mit Erreichen der Fließgrenze können die Spannungsumlagerungen auch den theoretischen Grenzwert $f_{us} = f_{up} = 1{,}0$ annehmen. In den von Rudlof gegenübergestellten Versuchsergebnissen zum Einfluss des Bewehrungsverhältnisses werden allerdings mit unterschiedlichen Betonstahldurchmessern auch verschiedene Verbundbedingungen verglichen. Die Aussagen zum Zusammenhang von Verbundunterschieden und Bewehrungsverhältnis sollten daher präzisiert werden. Zwar sind in den Umlagerungsfaktoren f_{us} bzw. η_s die verbundbedingten Unterschiede



(a) Mechanismus mit Entkopplung

(b) Idealisierung

(c) Bilineares Verbundgesetz

Bild 3.37: Verbundverhalten von Klebelamellen

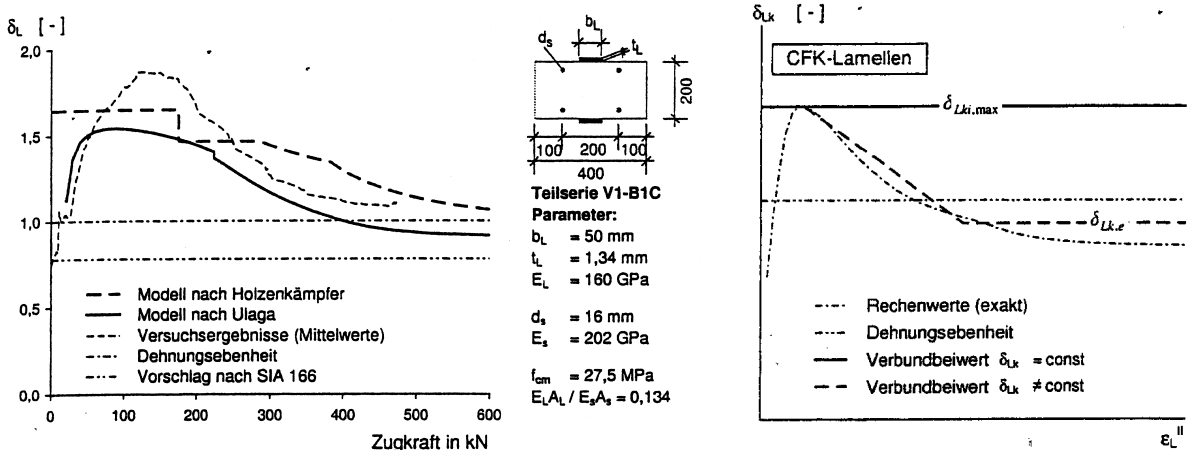
ξ bzw. δ_p enthalten, aber auch allein ein größeres Dehnsteifigkeitsverhältnis $(E_pA_p)/(E_sA_s)$ führt zu höheren Umlagerungsfaktoren. Daher kann aus höheren Werten für die Spannungsumlagerung nicht zwangsläufig auf größere Verbundunterschiede geschlossen werden, vgl. Zehetmaier [305]. Weiterführende Versuche werden in Bülte [29] vorgestellt.

Alvarez [13, 14] führte sowohl Dehnkörper- als auch Plattenversuche mit gemischter Bewehrung durch und stellte aufbauend auf dem Zuggurtmodell von Sigrist [258] eine konsistente Beschreibung aller Belastungsphasen für gemischte Bewehrungen auf Basis starr-plastischer Verbundansätze vor. Ausführlich geht er dabei auf Spannungsumlagerungen im elastisch-gerissenen Bereich und die Minderung der Bruchverformung und des Tragwiderstandes aufgrund unterschiedlicher Duktilitäts- und Verbundeigenschaften gemischter Bewehrungen ein.

Geklebte Bewehrung zur Stahlbetonverstärkung

Bei allen Verstärkungstechniken, die eine Querschnittsergänzung zur Erhöhung der Tragfähigkeit der zugbeanspruchten Tragwerkselemente vorsehen, muss die Zugkraft von der vorhandenen Stahlbewehrung gemeinsam mit dem neu aufgebrachten Zugglied aufgenommen werden. Die Verbundwirkung geklebter Stahl- bzw. CFK-Lamellen beruht vorwiegend auf Adhäsion und mechanischer Verzahnung von Klebstoff, Beton und Bewehrungslamelle. Im Vergleich zur Betonstahlbewehrung handelt es sich um ein extrem sprödes Verbundverhalten. Schon bei geringem Schlupf kommt es zum Verbundbruch und damit zur Ablösung bzw. Entkopplung der Lamelle. Außer bei eingeschlitzten Lamellen können keine Querdruckspannungen nach vollständiger Entkopplung der Lamellenbewehrung und damit auch kein Reibungsverbund wie bei einbetonierter Bewehrung aktiviert werden. Für eine modellhafte Beschreibung des Verbundverhaltens zeigt Ranisch [222], dass ein idealisiertes bilineares Verbundgesetz mit einem ansteigenden elastischen und einem fallenden plastischen entfestigenden Ast nach Bild 3.37 sehr gut geeignet ist. Konträr zur Annahme von Ranisch [222] erkennt Holzenkämpfer [120], dass die übertragbare Verbundkraft nicht mit einer größeren Verankerungslänge beliebig gesteigert werden kann, da die entkoppelten Bereiche sich dem Lastabtrag entziehen.

Anders als bei den zahlreichen Arbeiten, u. a. von Hankers [98], Holzenkämpfer [120] und Ranisch [222], zum Verbundverhalten von Stahl- und CFK-Lamellen im Endverankerungsbereich zeigen mit CFK-Lamellen verstärkte Bauteilversuche, beispielsweise von Kaiser [133] und



(a) Gegenüberstellung der Rechenmodelle zur Zugkraftaufteilung mit Versuchswerten

(b) Verbundbeiwerte des Ingenieurmodells für CFK-Lamellen

Bild 3.38: Modelle und Verbundbeiwerte zur Zugkraftaufteilung geklebter Lamellenbewehrung; entnommen aus Zehetmaier [305]

Matthys [180], dass die Lamellenentkopplung auch lokal und nicht nur am Lamellenende auftreten kann und das Endverankerungskonzept am auflagernächsten Biegeriss nicht hinreichend ist. Daher erarbeiteten Neubauer und Niedermeier Bemessungskonzepte für die gesamte Klebelänge, die den Verbund nicht nur am Lamellenende, sondern allgemein am Zwischenrisselement (ZRE) den maximal übertragbaren Spannungszuwachs der Lamelle in Abhängigkeit von der Lamellenkraft nachweisen. Für den Zugkraftdeckungsnachweis werden die verbundbedingten Unterschiede allerdings vernachlässigt. Gängige Berechnungsvorschriften gehen meist vom Ebenbleiben der Querschnitte für die Kraftaufteilung aus und berücksichtigen die lokale Klebeverbundentkopplung durch die Definition von pauschal empirisch festgelegten zulässigen Lamellendehnungen. Für weiterführende Studien geben Daus [62], Klees [142] und Pieplow [217] eine sehr gute Übersicht zur Bemessung für Klebeverstärkungen.

Auf den meist vernachlässigten Einfluss der unterschiedlichen Verbundeigenschaften und das Zusammenwirken von Betonstahl und Klebebewehrung gehen Holzenkämpfer [120], Kaiser [133], Ulaga [283] sowie Zehetmaier [305] ein und zeigen teilweise signifikante Auswirkungen auf Gebrauchstauglichkeit und Tragfähigkeit. Zehetmaier stellt mit Bild 3.38(a) die unterschiedlichen Modelle gegenüber und verwendet zur allgemeinen Beschreibung einen Verbundbeiwert δ_L.

Erstmalig leitet jedoch Kaiser [133] Verbundkoeffizienten für geklebte Lamellenbewehrung aus seinen Versuchen ab. Allerdings wurden dabei für beide Bewehrungsarten identische Werte gewählt, was wiederum einem ebenen Dehnungszustand nach Bernoulli entspricht. Ulaga [283] integriert für Stahl- und Lamellenbewehrung getrennte Verbundkoeffizienten κ_s und κ_l in sein Bemessungsmodell des gemischt bewehrten Zugglieds und führt eine Parameterstudie zum Einfluss fehlerhaft ermittelter Koeffizienten durch. In vereinfachter Form fand das Bemessungsmodell nach Ulaga [283] bereits Eingang in die Schweizer Norm SIA 166 (2004) zur Klebeverstärkung. Dort werden die Kräfte zwar in Bezug auf die mittleren Dehnungen unter Annahme des Ebenbleibens der Querschnitte ermittelt, die maßgebenden Dehnungen und Spannungen im Rissquerschnitt jedoch mit pauschalen, für den Grenzzustand der Tragfähigkeit abgeleiteten, Verbundkoeffizienten berücksichtigt.

Den bisher konsequentesten und allgemeingültigsten Ansatz zum Zusammenwirken gemischter Bewehrungen und zur Berücksichtigung des unterschiedlichen Verbundverhaltens stellt Zehetmaier [305] vor. In Anlehnung an die gängige Praxis des Spannbetonbaus entwickelt er verallgemeinerte Verbundkennwerte und ein als diskretes Rissmodell konzipiertes Rechenmodell zur iterativen, numerischen Systemberechnung biegebeanspruchter Bauteile. Damit zeigt er in einer Parameterstudie sowie auf Basis eigener Versuche an gemischt bewehrten Dehnkörpern und Platten maßgebliche Einflüsse auf die Kraftaufteilung zwischen Betonstahl und Klebebewehrung. Zudem entwickelt er auf dieser Grundlage Ingenieurmodelle zur Berücksichtigung der Verbundunterschiede. Wegen der, trotz vorgenommener Vereinfachungen, hohen Komplexität und des erforderlichen Rechenaufwandes konnte sich das Nachweiskonzept bisher noch nicht durchsetzen. Nach Meinung des Autors bildet es jedoch eine sehr gute Grundlage zur einheitlichen Behandlung von verbundbedingten Unterschieden in allgemein gemischt bewehrten Bauteilen. Sowohl für Spannbetonbauteile als auch für diverse Verstärkungen könnte damit ein einheitliches Nachweisformat entwickelt werden, das nur im Detail auf die Besonderheiten der verschiedenen Verfahren eingeht.

Textile Bewehrung im Stahlbetonbau

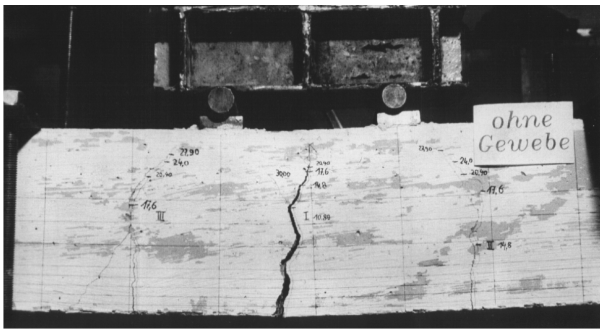
Auch bei der Kombination von Betonstahlbewehrung mit Textilien ist das unterschiedliche Verbundverhalten zu beachten. Zwar haben textile Bewehrungen meist eine wesentlich schlechtere Verbundfestigkeit als Betonstahlbewehrung, allerdings ergibt sich aus dem günstigen Querschnitts-Oberflächen-Verhältnis meist eine wesentlich größere Verbundfläche, was zu einem besseren Verbundverhalten führen kann. Gegenüber geklebter Bewehrung treten keine Entkopplungserscheinungen auf und das Verbundverhalten textiler Bewehrungen ist grundsätzlich duktiler. Der Abfall der Verbundspannungen auf das sehr niedrige Niveau des Reibverbundes nach Versagen des Adhäsionsverbundes und die in den vorangegangenen Abschnitten 3.2.2, 3.2.4 und 3.3.4 beschriebenen Besonderheiten sind jedoch zu beachten. Das Zusammenwirken von Textil- und Betonstahlbewehrung wird in Kapitel 4 ausführlich vertieft. An dieser Stelle werden vorerst die wenigen bekannten Forschungsarbeiten vorgestellt, die sich mit dem gemeinsamen Tragverhalten beschäftigen.

In ersten Vorversuchen zur Biegeverstärkung von Platten mit textilbewehrtem Beton an der Technischen Universität Dresden zeigte Proske [218] bereits die Erhöhung der Gebrauchstauglichkeit und den günstigen Einfluss auf die Rissbildung.

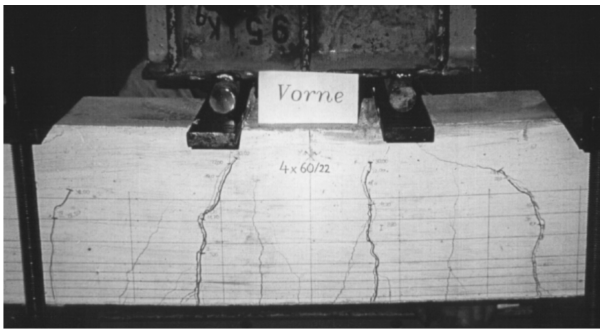
Im Rahmen eines DFG-Forschungsvorhabens untersuchten Wörner et al. [299, 300] textile Bewehrungsgewebe aus Polyvinylalkohol (PVA) als oberflächennahe, nicht korrosive Bewehrung zur Rissbreitenbeschränkung. Mit den Biegeversuchen an Balken mit zusätzlicher textiler Bewehrung konnten sie zeigen, dass Rissbreiten und -abstände positiv beeinflusst werden (Bild 3.39). Wegen des sehr geringen Elastizitätsmoduls und schlechter Verbundeigenschaften der Textilien war dazu allerdings ein sehr hoher Textilbewehrungsquerschnitt ($A_t > A_s$) erforderlich. Zur analytischen Beschreibung der Versuche entwickeln Wörner et al. [295–298] Rechenansätze auf der Grundlage von einer im Spannbetonbau üblichen Rissbreitenberechnung von König, Fehling und Tue [146, 147]. Da zu dem Textil keine Verbundeigenschaften bekannt sind, kalibirieren sie das Modell an einem Versuch, um modifizierte Versuche nachzurechnen. Wie in Bild 3.39(e) zu sehen, gelingt das nur mäßig und wird schlechter, je mehr die Versuche von der Kalibrierungskonfiguration abweichen. Das ist nachvollziehbar, da in dem Modell zwar ansatzweise die verbundbedingten Unterschiede berücksichtigt werden, aber die

Veränderung der Verbundeigenschaften, der Einfluss unterschiedlicher Hebelarme und Rissabstände mit zunehmenden Lasten unberücksichtigt bleiben. Zudem wird die mitwirkende Betonzugzone über Annahmen lediglich grob abgeschätzt. Dennoch folgern sie zutreffend, dass bei AR-Glasfasern mit einem höheren E-Modul eine bessere Beeinflussung der Gebrauchstauglichkeit zu erwarten ist.

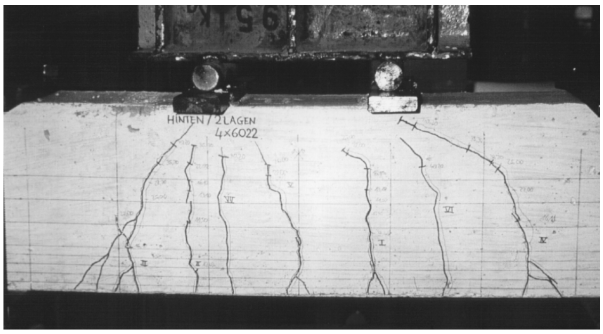
Eine Diplomarbeit von Uhlig [282] an der Technischen Universität Dresden zeigt dieses Verhalten mit Tastversuchen an stahlbewehrten Dehnkörpern mit zusätzlich aufgebrachter Textilbewehrung aus AR-Glas und PVA. Mit nur etwa einem Zehntel der Textilbewehrungsfläche gegenüber der Stahlbewehrung konnte mit AR-Glas ein eindeutiger Einfluss auf Rissbreiten und Rissabstände gezeigt werden, während mit ähnlicher Menge PVA-Textil nur ein marginaler Effekt zu verzeichnen war. Im Vergleich zweier unterschiedlicher AR-Glas-Textilien konnte allerdings auch der Einfluss der Verbundeigenschaften gezeigt werden. Wegen unterschiedli-



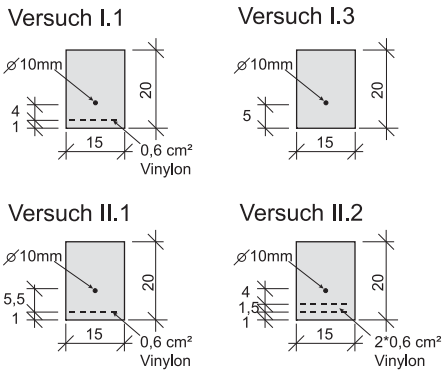
(a) Versuch I.3 ohne Textilbewehrung



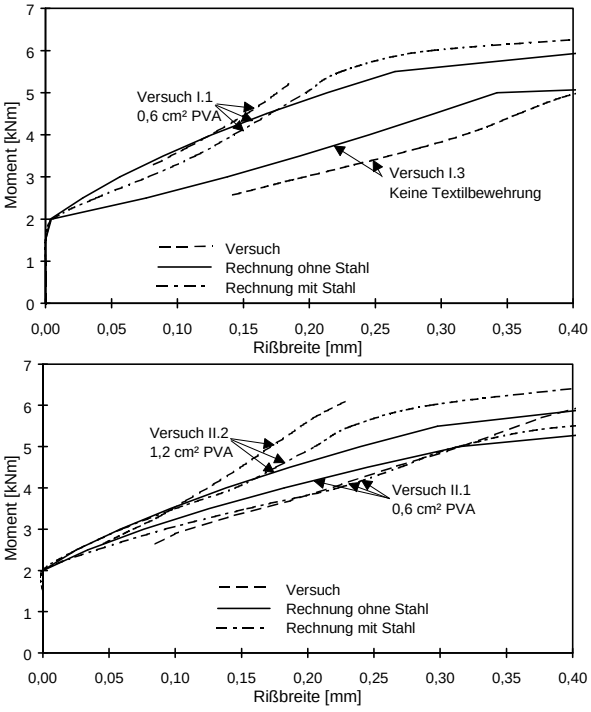
(b) Versuch II.1 mit 60 mm² Textilbewehrung



(c) Versuch II.2 mit 120 mm² Textilbewehrung



(d) Probekörper und Versuchsaufbau



(e) Versuchsergebnisse und Vergleich mit Rechnung

Bild 3.39: Versuchsergebnisse zur oberflächennahen textilen Bewehrung aus Wörner et al. [296, 298]

cher Material- und Verbundeigenschaften der Verstärkungsschichten an Ober- und Unterseite des Zugstabes, die durch unterschiedliche Erhärtungsbedingungen entstanden, wegen ungünstiger und weitestgehend unbekannter Textileigenschaften, wegen des sehr geringen Textilbewehrungsgrads sowie zu geringem Messumfang, sind die Versuche für eine weitere Auswertung allerdings nur bedingt geeignet.

An biegeverstärkten Balken und Platten mit unterschiedlichen Stahlbewehrungsgraden zeigte Bösche [39] bereits mit einem unbeschichteten AR-Glas-Textil der ersten Generation beeindruckend die Erhöhung der Tragfähigkeit im Gebrauchs- und Bruchzustand. Für den Versagensmodus Zugbruch der Verstärkungsschicht erweiterte sie aufbauend auf einer Masterthesis von Kulas [161] die Standard-Stahlbeton-Biegebemessung, bei der innere und äußere Kräfte am Querschnitt im Gleichgewicht stehen. Aus einem „Annäherungsversuch an die Verbundproblematik der unterschiedlichen Bewehrungsmaterialien“ leitet Bösche eine bilineare Spannungs-Dehnungs-Linie für das Textil ab, um „Straffungs- und Schlupfeffekte“ zu berücksichtigen. Kritisch betrachtet sind für ein Versagen der Zugzone die vorhandenen Dehnungen allerdings von untergeordneter Bedeutung, solange die Stahlbewehrung im Fließzustand und die mittlere Bruchspannung der Textilbewehrung bekannt sind. Gleichgewichtszustände können dann auf verschiedenen Dehnungsebenen gefunden werden, auch wenn unterschiedliche E-Moduln und ideelle Hebelarme bei der Kraftaufteilung unberücksichtigt bleiben. Durch Einführung eines empirischen, an Versuchsergebnissen kalibrierten Faktors wird mit der bilinearen Textillinie eine befriedigende Übereinstimmung mit den Versuchsergebnissen gezeigt. Die postulierten Bemessungsdiagramme können allerdings nicht als allgemeingültig angesehen werden, da die Kraftaufteilung und die daraus resultierenden Spannungen in der Bewehrung, selbst unter Vernachlässigung der Verbundunterschiede, von den Dehnsteifigkeiten und Hebelarmen der Bewehrungen abhängig sind. Bestenfalls kann diese Darstellung für bestimmte Dehnsteifigkeits- und Hebelarmverhältnisse aufgestellt werden, wobei dann aber auch der Fließbeginn der Stahlbewehrung die Spannungen und Dehnungen in der Textilbewehrung beeinflusst. Für detailliertere Ausführungen sei auf die Kapitel 4 und 5 verwiesen.

An internationalen Arbeiten sind dem Verfasser bisher nur die Versuche zur Biegeverstärkung mit Carbonfasergittern in einer zementösen Matrix von Wiberg [290] bekannt, die in Schweden an der Kungliga Tekniska Högskolan Stockholm durchgeführt wurden. In seiner Arbeit zeigt er mit Versuchen verschiedene Versagensmechanismen, wie Zugbruch der Carbonfaserbewehrung, Delamination der aufgetragenen Schichten und Bruch der Betondruckzone. Als Bemessungsmodell schlägt er eine einfache Biegebemessung mit einem an seinen Versuchen kalibrierten Anpassungsfaktor vor. Das unterschiedliche Verbundverhalten wird von Wiberg nicht thematisiert.

Verallgemeinerungen

Bei gemischten Betonbewehrungen mit unterschiedlichen Material- und Verbundeigenschaften muss die Zugkraft gemeinsam aufgenommen und über Risse übertragen werden. Aus der Geometrie der Rissöffnung kann der Schlupf der Bewehrung im Riss zwar abgeleitet werden, die diesem Schlupf entsprechende Kraft- bzw. Dehnungsverteilung ist jedoch vom Verhältniswert der Dehnsteifigkeiten, den Verbundeigenschaften, dem Abstand der Bewehrungen zur neutralen Achse (Hebelarme) und den jeweiligen Risszuständen abhängig. Durch Materialschädigungen bei steigender Belastung – Rissbildung, Verbundschädigung oder Entkopplung – ist der Gleichgewichtszustand zudem lastabhängig.

Vereinfachend werden die Bewehrungskräfte meist unter der Annahme vom Ebenbleiben der Querschnitte im Riss (Hypothese von Bernoulli und Navier) und unter Vernachlässigung der verbundbedingten Unterschiede berechnet, was allerdings nur für besondere Konfigurationen uneingeschränkt gültig ist. Zumeist weichen die Dehnungen mehr oder minder stark von diesen Annahmen ab und die Kraftaufteilung ist nur ungenau. Je nach Bewehrungskombination hat der Einfluss der Verbundunterschiede unterschiedliche Auswirkungen. Besitzen beide Bewehrungsmaterialen ein Fließplateau, wie bei Betonstahl und Spannstahl in Spannbetonbauteilen oder geklebte Stahllaschen auf Stahlbetonbauteilen, und sind beide Dehnungen im Versagenszustand größer, hat das Verbundverhalten meist einen vernachlässigbar kleinen Einfluss auf die Tragfähigkeit, obgleich die Bruchverformungen divergieren. Bei geringerer Beanspruchung der Bewehrungen im Gebrauchszustand, beispielsweise für Rissbreiten- und Ermüdungsnachweise, müssen die unterschiedlichen Verbundsteifigkeiten jedoch berücksichtigt werden.

Solange andere kritische Versagenszustände, wie Versagen der Betondruckzone oder Verbundversagen, ausgeschlossen werden können, gelten die vorigen Aussagen auch, wenn nur eine der Bewehrungen ins Fließen kommt. Bei der Kombination von Klebebewehrung aus Faserverbundwerkstoffen, deren Werkstoffverhalten bis zum Bruch linear-elastisch ist, und Betonstahl trifft das wegen der möglichen Klebeverbundentkopplung indes nicht zu, weswegen nach Zehetmaier [305] für den gesamten Last- und Verbundbereich die Zugkraftumlagerungen berücksichtigt werden sollten. Obwohl auch textile Bewehrungen ein elastisch-sprödes Tragverhalten aufweisen, tendieren textilbetonverstärkte Stahlbetonbauteile wegen des duktileren Verbundverhaltens eher zu einem Verhalten, wenn ein Versagen der Zugzone maßgebend wird. Durch sukzessives Versagen einzelner Filamente oder Rovings kann aber Spannbeton ähnlichem auch eine Lastumlagerung aus Dehnungs- bzw. Dehnsteifigkeitsunterschieden auftreten.

Kapitel 4 und 5 gehen vertiefend auf das gemeinsame Tragverhalten von Betonstahl- und Textilbewehrung, deren Interaktion und die Auswirkung der verbundbedingten Unterschiede ein, nachdem nun folgend noch die Darstellung verbundbedingter Unterschiede beschrieben wird.

3.4.2 Beschreibung von Umlagerung und Aufteilung der Zugkräfte

Der verbundbedingte Unterschied der „realen“ Rissdehnungen/-spannungen zum reinen Zustand II bzw. verschiedener Bewehrungen untereinander wird in der Literatur durch verschiedene bezogene Kennwerte dargestellt, die nachfolgend erläutert werden sollen; siehe dazu auch Zehetmaier [305].

Völligkeitsbeiwert/Formbeiwert β_t/β_m

Der *Völligkeitsbeiwert* β_t beschreibt den durch die Verbundkraft beeinflussten Verlauf der Betondehnungen zwischen Riss und Lasteinleitungslänge. Den Verlauf der Dehnungen entlang der Einleitungslänge erhält man strenggenommen nur unter Zuhilfenahme von Verbundgesetzen in Form von Verbundspannungs-Schlupf-Beziehungen. Vereinfachend kann die Integration aber auch durch die Einführung des Völligkeits-/Formbeiwertes β umgangen werden. Mit diesem Formfaktor wird die *Mitwirkung des Betons zwischen den Rissen (Tension Stiffening)* erfasst. Unter der Annahme eines unveränderlichen Verbundverhaltens und konstanter Dehnungsver-

läufe kann die mittlere Dehnung des Betons und der Bewehrung in Abhängigkeit von der Rissbildung bestimmt werden:

$$\varepsilon_{cm} = \frac{1}{l_t} \cdot \int_0^{l_t} \varepsilon_c(x)dx = \beta_t \cdot \varepsilon_{ct} \tag{3.14}$$

$$\varepsilon_{sm} = \frac{1}{l_t} \cdot \int_0^{l_t} \varepsilon_s(x)dx = \frac{1}{l_t} \cdot \int_0^{l_t} (\varepsilon_{sr2} - \Delta\varepsilon_{sr}(x))dx \tag{3.15}$$

$$= \varepsilon_{sr2} - \frac{E_c A_n}{E_s As} \cdot \beta_t \cdot \varepsilon_{ct} = \varepsilon_{s2} - \beta_t \cdot (\varepsilon_{sr2} - \varepsilon_{sr1}) \ . \tag{3.16}$$

Die meisten Rissbildungs- und Verformungstheorien bauen auf dieser Formulierung auf und in vielen Normenwerken ist ein Wert zwischen 0,25...0,6 in Abhängigkeit von der Beanspruchungsart und der Rissbildung verankert. DAfStb-Heft 525 [53] beschreibt in Übereinstimmung mit CEB/FIP MC 90 (1993) [46] das Modell nach Bild 3.40 als sehr gute Näherung zur Modifizierung der Arbeitslinie des Betonstahls für DIN 1045-1 [5].

Für die Annahme konstanter Verbundspannungen und linearer Dehnungsverläufe gilt $\beta_t = 0,5$. CEB/FIP MC 90 (1993) [46] gibt für kurzzeitige Belastungen $\beta_t = 0,6$ im Einzelrisszustand, also für den maximalen Rissabstand, an, was einem realistischeren parabelförmigen Verlauf entspricht (vgl. König & Tue [146]). Für den i. d. R. maßgebenden mittleren Rissabstand $s_{r,m} \approx 2/3 \cdot s_{r,max}$ folgt der Völligkeitsbeiwert zu $\beta_t = 2/3 \cdot 0,6 = 0,4$. Durch Langzeitbeanspruchungen und eine ähnliche Wirkung erzeugende wiederholte Belastungen entzieht sich der Beton durch Kriechen der Mitwirkung in der Verbundzone, vgl. Rehm & Eligehausen [226]. Zeitabhängige Einwirkungen können vereinfachend durch einen abgeminderten Völligkeitsbeiwert $\beta_{t,\infty} = \frac{2}{3} \cdot \beta_t$ erfasst werden.

Die bisherigen Ausführungen zeigen einen starken Einfluss der Rand- und Verbundbedingungen. Die Annahme einer konstanten über den Verbund übertragbaren Kraft und damit ein beanspruchungsunabhängiger Völligkeitsbeiwert stellt eine starke Vereinfachung dar. Aus Versuchen leitete Rao [223] einen von der Stahlspannung abhängigen Völligkeitsbeiwert her, der in EC 2 verwendet wird.

Beton- und Spannstahl haben i. d. R. einen affinen Dehnungsverlauf und werden daher mit dem gleichen Völligkeitsbeiwert beschrieben, vgl. Zilch & Zehetmaier [307]. Für die Kombination

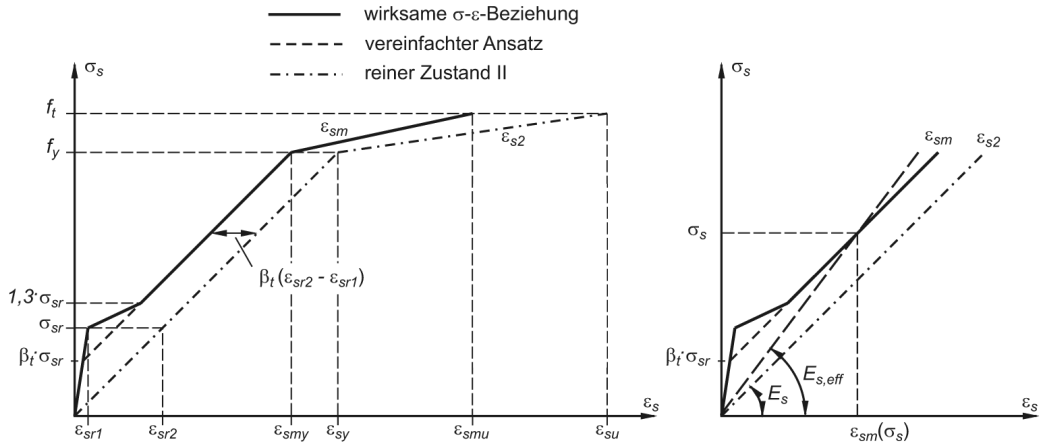


Bild 3.40: Berücksichtigung der Mitwirkung des Betons zwischen den Rissen durch modifizierte Spannungs-Dehnungs-Linie nach CEB/FIP MC 90 (1993) [46]

von Stahlbewehrung und geklebten Lamellen wählt Holzenkaempfer [119] für die Beschreibung der mittleren Stahl- und Lamellendehnung ebenfalls zwei Integrationsfaktoren β_s und β_l, welche dann aber vereinfachend zu 0,5 gesetzt werden. Die unterschiedlichen Verbundeigenschaften werden dabei jeweils über einen Verbundbeiwert $\xi_1 = \delta_p$ bzw. δ_l beschrieben.

Verbundkoeffizient κ

Ähnliche Informationen über die Mitwirkung des Betons zwischen den Rissen und die verbundbedingten Abweichungen von der ebenen Dehnungsverteilung enthalten die von Bachmann [19] für Stahlbetonbauteile eingeführten *Verbundkoeffizienten* κ. Unabhängig von Dehnsteifigkeitsverhältnissen wird das *Verhältnis der mittleren Dehnung zur realen Dehnung im Riss* für ein Bewehrungselement als Quotient beschrieben:

$$\kappa_s = \frac{\varepsilon_{sm}}{\varepsilon_{s2}} \qquad bzw. \qquad \kappa_t = \frac{\varepsilon_{tm}}{\varepsilon_{t2}} \; . \tag{3.17}$$

Der Verbundkoeffizient kann zwischen $0 < \varepsilon_{sm}/\varepsilon_{s2} < 1$ je nach Rissverteilung und Verbundgüte variieren und ist belastungsabhängig. Der Quotient veranschaulicht den im Verlauf eines Belastungsprozesses veränderlichen Grad der Verformungslokalisierung. Das Verhältnis $\varepsilon_{sm}/\varepsilon_{s2}$ ist um so kleiner, je konzentrierter die Dehnungen im rissnahen Bereich bzw. je stärker die Dehnungen entlang der Zugachse schwanken. Der Grenzfall $\varepsilon_{sm}/\varepsilon_{s2} = 1,0$ gilt sowohl im ungerissenen Zustand für Bewehrungen ohne Verbund als auch für die idealisierte Vorstellung eines starren Verbundes.

Als direktes Maß für die verbundbedingte Minderung des Verformungsvermögens kann der Quotient zur Charakterisierung des Trag- und Verformungsverhaltens von Versuchen vielseitig eingesetzt werden, vgl. Alvarez [13]. Für die Auswertung von Versuchen an teilweise vorgespannten Platten verwendeten Janović & Kupfer [128] dieses Maß als Völligkeitsbeiwert α_s bzw. α_z und leiteten für die Bemessung allgemeingültige Werte ab. Kaiser [133] leitet ebenfalls Werte aus Versuchen ab und wendet den Verbundkoeffizienten damit erstmalig auf geklebte Lamellenbewehrung an. Allerdings wurden dabei für beide Bewehrungsarten identische Werte κ gewählt, was wiederum einem ebenen Dehnungszustand nach Bernoulli entspricht. Ulaga [283] integriert für Stahl- und Lamellenbewehrung getrennte Verbundkoeffizienten κ_s und κ_l in sein Bemessungsmodell und führt eine Parameterstudie zum Einfluss fehlerhaft ermittelter Koeffizienten durch.

Ebenso weisen Faoro [76] und Tue [281] auf die Abhängigkeit von Verbundqualität, Rissabstand, Bewehrungsdurchmesser und Beanspruchungsniveau hin und empfehlen, die in Janović & Kupfer [128] angegebenen Werte α_s und α_z für Betonstahl und Spannstahl nur eingeschränkt anzuwenden.

Umlagerungsfaktoren η bzw. f_u

Abweichungen der Dehnungen bzw. Spannungen bei der Ermittlung mit und ohne Berücksichtigung des Verbundverhaltens können mit Hilfe der Umlagerungsfaktoren η bzw. f_u dargestellt werden. Als Verhältniswert wird die *reale Dehnung im Riss* auf die *rechnerische Dehnung im Zustand II* bezogen:

$$\eta_s = \frac{\varepsilon_{s2}}{\varepsilon_s^{II}} \qquad \text{bzw.} \qquad \eta_t = \frac{\varepsilon_{t2}}{\varepsilon_t^{II}} \; . \tag{3.18}$$

Durch den direkten Bezug auf den rechnerischen Zustand II werden die Werte bei gemischten Bewehrungen von den Dehnsteifigkeitsverhältnissen und damit auch untereinander abhängig. Ein allgemeingültiger Wertebereich kann daher nicht angegeben werden.

Die Umlagerungsfaktoren eignen sich sehr gut, die Abweichungen der in Versuchen gemessenen Rissdehnungen von den Rechenwerten nach Bernoulli (Zustand II) aufzuzeigen und werden beispielsweise in Janovič & Kupfer [128] und von Faoro [76] verwendet. Tue [281] und Rudlof [242] stellen damit auch die Zugkraftumlagerung vom Spann- zum Betonstahl infolge wiederholter Belastung dar. Ebenso findet sich in diversen Normen, u. a. in CEB/FIP MC 90 (1993) [46] und DIN 1045-1 [5], ein für den Einzelrisszustand abgeleiteter Erhöhungsfaktor η_s für den Betonstahl, der die Spannungsumlagerung für Ermüdungsnachweise integriert. Die Spannungsminderung η_p im Spannstahl bleibt dabei auf der sicheren Seite liegend unberücksichtigt.

In den Umlagerungsfaktoren sind die verbundbedingten Unterschiede der Kraftaufteilung zwar enthalten, aber entgegen der Darstellung in Rudlof [242] kann, wegen des Einflusses der Bewehrungsverhältnisse, aus höheren Werten η für die Spannungsumlagerung nicht zwangsläufig auf größere Verbundunterschiede geschlossen werden, vgl. Zehetmaier [305, 308].

Verbundbeiwert δ_t bzw. ξ_1

Der absolute, von den Dehnsteifigkeitsverhältnissen unabhängige Verbundunterschied gemischter Bewehrungen kann über das *Verhältnis der realen Dehnungen zweier unterschiedlicher Bewehrungen im Rissquerschnitt*

$$\delta_t = \frac{\varepsilon_{t2}}{\varepsilon_{s2}} \tag{3.19}$$

dargestellt werden und beschreibt das Verhältnis der Verbundsteifigkeiten bzw. der Verbundfestigkeiten unterschiedlicher Bewehrungen.

So ist für Spannbetonbauteile in vielen Normenwerken (vgl. CEB/FIP MC 90 (1993) [46] und DIN 1045-1 [5]) bereits ein Verbundkennwert

$$\delta_p = \xi_1 = \sqrt{\xi \cdot \frac{d_s}{d_p}} \qquad \text{mit} \qquad \xi = \frac{\tau_\mathrm{p}}{\tau_\mathrm{s}} \tag{3.20}$$

verankert, der den Einfluss unterschiedlicher Durchmesser bzw. Verbundumfänge und unterschiedlicher Verbundgüten auf Spannungen, Dehnungen und Rissbreiten im Gebrauchszustand und für den Ermüdungsnachweis berücksichtigt. Grundlage ist ein von Thormählen [279] eingeführter Abminderungsbeiwert c, später von Cordes, Trost et al. [48, 280] mit ξ bezeichnet, der das Verhältnis der Verbundfestigkeiten von Beton- und Spannstahl bei einer Relativverschiebung/Schlupf von 0,1 mm beschreibt. Für den Erst- bzw. Einzelrisszustand und unter Annahme starr plastischer und demzufolge über die Einleitungslängen gleich verteilter mittlerer Verbundspannungen erweitert Schober [248] seinen ξ_v genannten Parameter um das Verhältnis unterschiedlicher wirksamer Verbundumfänge (Stabdurchmesser). In leicht abgewandelter Formulierung $\xi_1 = \overline{\xi_v}$ leitet Tue [281] Formeln zur Bestimmung der Stahlspannungen/Spannungsumlagerungen im Spannbeton auch bei abgeschlossenem Rissbild her.

Einer Grenzwertbetrachtung folgend wird der für einen Einzelrisszustand definierte Verbundbeiwert ξ_1 in diversen Normen unabhängig von Beanspruchung, Rissbildung und Dehnsteifigkeitsverhältnissen angewandt. Genaugenommen ist das beschriebene Verhältnis der Rissdehnungen gemischter Bewehrungen und damit auch der Verbundbeiwert lastabhängig. In diesem

Sinne verwenden beispielsweise SCHOBER [248] und FAORO [76] einen verallgemeinerten Kennwert δ_p zur Beschreibung der Zugkraftaufteilung bei gemischt bewehrten Bauteilen. Ebenso führen JANOVIČ & KUPFER [128] einen Faktor $K_\alpha = \alpha_s/\alpha_z$ als Verbundbeiwert ein, der aus Verbundkoeffizienten für Beton- und Spannstahl hergeleitet wurde und damit je nach Beanspruchung veränderlich ist. Für geklebte Lamellenbewehrung schlägt ZEHETMAIER [305, 308] einen verallgemeinerten Verbundkennwert δ_L vor. Aus theoretischen und experimentellen Überlegungen leitet er dafür absolute, um den Einfluss der Dehnsteifigkeitsverhältnisse bereinigte und vom Rissbildungsstadium und der Gesamtbeanspruchung abhängige Kennwerte δ_L, ab.

3.5 Zusammenfassung

Die unzureichenden Kenntnisse der Versagensmechanismen des textilbewehrten Beton müssen zwangsläufig zu größeren Unsicherheiten bei der Interpretation und Modellierung der Verstärkungswirkung von textilen Bewehrungen im Beton als Zugzonenergänzung von Stahlbetontragwerken führen. Die Verstärkung von Stahlbetontragwerken mit textilbewehrtem Beton charakterisiert ORTLEPP [213] in Weiterführung von JESSE [132] als „Verbundwerkstoff im Verbundwerkstoff im Verbundwerkstoff“. Der ohnehin schon komplexe Verbundwerkstoff Textilbeton ist hier nur eine Komponente des Gesamtsystems aus Verbundwerkstoffen.

Neben Unsicherheiten bei der Prognose des Tragverhaltens der aufgebrachten Textilbetonschicht besteht Forschungsbedarf bei der Interpretation des Verbundverhaltens und dessen Auswirkungen beim Zusammenwirken der unterschiedlichen Bewehrungselemente Textil und Betonstahl.

Daraus ergeben sich Fragen nach der Dimension der Verbundunterschiede ebenso wie Fragen nach gebräuchlichen Bewehrungsverhältnissen bei der Verstärkung von Stahlbetonbauteilen mit textilbewehrtem Beton und generell Fragen zu den Auswirkungen auf das Tragverhalten. Ferner ist die Übertragbarkeit bestehender Bemessungsansätze für gemischte Bewehrungen zu diskutieren. Dabei ist offen, welche Verbundbeiwerte geeignet sind, das unterschiedliche Verbundverhalten zu berücksichtigen. In den folgenden Kapiteln wird den Fragen um die Auswirkung verbundbedingter Unterschiede beim gemeinsamen Tragverhalten von Betonstahl und textiler Bewehrung nachgegangen.

4 Zusammenwirken von Textil- und Stahlbewehrung

4.1 Vorbemerkungen

Bei textilbetonverstärkten Stahlbetonbauteilen wirken Textil und Betonstahl gemeinsam als gemischte Betonbewehrung. Die in Kapitel 3 beschriebenen Grundlagen werden nun insbesondere unter Berücksichtigung verbundbedingter Unterschiede wie in Abschnitt 3.4 auf textilbetonverstärkte Stahlbetonbauteile übertragen. Vereinfachend soll das Tragverhalten zunächst an einem Zugstabmodell veranschaulicht werden. Dafür wird die textile Bewehrung homogenisiert als stabförmige Bewehrung mit einer Querschnitts- und Verbundoberfläche aufgefasst.

Das unterschiedliche Verbundverhalten wirkt sich je nach Risszustand verschieden aus. In Anlehnung an Holzenkämpfer [120] und Zehetmaier [305] und anhand der Beobachtungen und Folgerungen aus den eigenen Versuchen (siehe Kapitel 6) können am Tragverhalten unter stetig steigender Beanspruchung folgende Stadien unterschieden werden:

Ungerissen (Zustand I) Im gesamten Bauteil liegen die Bewehrungen im idealen bzw. vollständigem Verbund mit dem Beton. An keiner Stelle treten zwischen Bewehrung und Beton Relativverschiebungen auf. Damit gibt es auch keine Verbundspannungen, so dass von gleichen Dehnungen von Bewehrungen und Beton ausgegangen werden kann. Für die textile Bewehrung gilt dies ausschließlich unter der Annahme eines homogenen Rovings, da sich tatsächlich bereits zwischen den Filamenten Verbundspannungen und damit ein Spannungs- bzw. Dehnungsprofil über den Rovingquerschnitt aufbauen können.

Erst- bzw. Einzelrissbildung Sobald die Betonzugfestigkeit unter der Erstrisskraft F_{cr} erreicht wird, beginnt der Einzelrissbildungsprozess und es entsteht ein Riss, über den die Zugkraft gemeinsam von beiden Bewehrungen übertragen werden muss. Durch den Verbund wird die Zugkraft wieder in den Betonquerschnitt eingeleitet, womit auch die Spannungen bzw. Dehnungen der Bewehrungen abgebaut werden, bis wieder ein idealer Verbundzustand eintritt. Durch das unterschiedliche Verbundverhalten werden dafür auch unterschiedliche Einleitungslängen der textilen Bewehrung l_t und der Betonstahlbewehrung l_s benötigt. Dadurch entsteht zum einen ein Bereich, in dem beide Bewehrungen durch Verbundkraftübertragung die Betonzugspannungen aufbauen. Da die Bewehrung mit der kürzeren Lasteinleitungslänge – die Verbundsteifere oder auch die mit der kleineren zu übertragenden Zugkraft – die Zugkraft schneller in den Beton überträgt, entsteht zum anderen ein Bereich, in dem eine Bewehrung im vollständigem Verbund mit dem Beton liegt, während die andere Bewehrung noch über den Verbund Kräfte abträgt. Für den Rissabstand ist damit die größere Lasteinleitungslänge l_1 – i. d. R. die der verbundweicheren Bewehrung – maßgebend. Für den mittleren Einzelrissabstand s_{crm} gilt damit:

$$1 \cdot l_1 \leq s_{crm} \leq 2 \cdot l_1 \tag{4.1}$$

Als Erst- bzw. Einzelriss wird für gemischt bewehrte Bauteile ein Primärriss definiert, der beide Bewehrungen gemeinsam erfasst und den Spannungszustand der gesamten Zugzone vollständig ändert. In Abhängigkeit von der effektiven Zugzone, des Abstands und der gegenseitigen Beeinflussung der einzelnen Bewehrungen können auch schon Risse in einer einzelnen Bewehrungslage entstehen, deren Wirkung aber auf diesen Bereich beschränkt bleibt. So wurden in den eigenen Biegeversuchen teilweise Haarrisse in der textilen Bewehrungsschicht vor einem Riss in Höhe der Betonstahlbewehrung beobachtet.

Abgeschlossenes (Einzel-)Rissbild Mit zunehmender Beanspruchung werden sich die Lasteinleitungslängen weiter vergrößern. Dabei überschneiden sich die Lasteinleitungslängen einer Bewehrung, während die andere noch Bereiche mit vollständigen Verbundverhältnissen aufweist. Das abgeschlossene Primärrissbild ist erreicht, wenn sich die kürzeren Lasteinleitungslängen l_2 der für diesen Zustand verbundsteiferen Bewehrung berühren. Oberhalb dieses Belastungsniveaus liegen an keiner Stelle mehr identische Dehnungen und idealer Verbund vor. Damit ändern sich die Einleitungslängen nicht mehr und der Rissabstand kann dann mit

$$1 \cdot l_2 \leq s_{rm} \leq 2 \cdot l_2 \tag{4.2}$$

abgeschätzt werden.

Rissteilung bzw. Sekundärrissbildung Wenn mit steigender Belastung trotz gleich bleibender bzw. sich überschneidender Lasteinleitungslängen noch höhere Kräfte – z. B. durch ansteigende Verbundspannungen – in den Beton eingeleitet werden, können weitere Sekundärrisse entstehen, die das abgeschlossene Rissbild weiter teilen (vgl. auch Rehm [228] und Broms [35]).

Fließbeginn einer Bewehrung Sofern mindestens eine der Bewehrungen einen plastischen Bereich besitzt, kann die Dehnung im Riss die Streckgrenze überschreiten. Eine weitere Laststeigerung wird dann allein von der anderen Bewehrung aufgenommen, bis auch diese bis zur Streckgrenze oder Bruchgrenze gedehnt wird. Die Bruchlast wird erreicht, wenn eine der Bewehrungen an ihre Bruchdehnung kommt und sich damit nicht mehr am Lastabtrag beteiligen kann.

Diese Stadien stellen sich kontinuierlich nacheinander ein und können sich innerhalb eines Bauteils auch überlagern. Eine vollständige Beschreibung ist wegen der komplexen und stochastisch dominierten Prozesse in der Regel nicht möglich. Zudem sind die Rissbildungsprozesse und die effektiven Betonzugflächen für textilbewehrte Stahlbetonbauteile bisher nur unzureichend untersucht worden. Auch Aussagen zur Verbundsteifigkeit von Textilien im Vergleich zum Betonstahl sind nicht bekannt. Für charakteristische Beanspruchungszustände können mit vereinfachenden Annahmen und Verträglichkeitsbedingungen der Dehnungsverlauf und die Verteilung der Zugkräfte abgeleitet werden. Die Rissphasen werden dabei über die jeweiligen Lasteinleitungslängen berücksichtigt.

In Anlehnung an Spannbetonbauteile werden in Abschnitt 4.2 zunächst die Zugkraftaufteilung und die Anwendung von Verbundbeiwerten zusammengefasst. Damit werden in Abschnitt 4.3 Verbundsteifigkeiten und aus Sensitivitätsbetrachtungen die Auswirkungen von Verbundunterschieden für Textil- und Betonstahlbewehrung abgeschätzt. Mit der numerischen Lösung des in Abschnitt 4.4 aufgestellten Differentialgleichungssystems des verschieblichen Verbunds für gemischte Bewehrungen werden für bestimmte Verbund- und Materialparameter die verbundbedingten Unterschiede und Spannungsumlagerungen konkretisiert und diskutiert. Sofern nicht

explizit erwähnt, gelten für die folgenden Ausführungen die allgemein üblichen Annahmen und Idealisierungen des Stahlbetonbaus.

4.2 Kräfte und Verformungen am Zugstab

Das Tragverhalten des Zugstabes wird durch das Zusammenwirken der Bewehrungen, die Art der Belastung und den Belastungsprozess bestimmt. Der Übergang eines Querschnittes in einen anderen Risszustand führt zu einem veränderten Steifigkeits-, Spannungs- und Dehnungszustand und beeinflusst irreversibel auch das Gesamtverhalten des Bauteils. Eine Superposition einzelner Belastungen ist daher auch unter Annahme linearer Stoffgesetze nicht möglich.

Durch charakteristische Risszustände und den idealisierten Beschreibungen der Übergänge zwischen den verschiedenen Rissbildungsstadien kann das Tragverhalten eines Zugstabes abgebildet werden. Analog zum Stahl- und Spannbeton sind Gleichgewichtsbedingungen, Materialgesetze und Kompatibilitätsbedingungen zur Berechnung von Dehnungen bzw. Spannungen in Beton und Bewehrungen erforderlich.

Kräfte und Verformungen am ungerissenen Zugstab – Zustand I

Im ungerissenen Zustand gilt als Verträglichkeits- bzw. Kompatibilitätsbedingung, dass die Bewehrungen (Stahl und Textil) vollständig im starren Verbund mit dem umgebenden Beton liegen. Die Dehnungen in Kraftrichtung von Bewehrungen und Beton sind identisch, wenn die verwendeten Multifilamentgarne homogen angenommen werden.

$$\text{Gleichgewicht:} \quad N = F_c + F_s + F_t \tag{4.3}$$

$$\text{Materialgesetz:} \quad F_c = E_c \cdot A_{c,n} \cdot \varepsilon_c;\; F_s = E_s \cdot A_s \cdot \varepsilon_s;\; F_t = E_t \cdot A_t \cdot \varepsilon_t \tag{4.4}$$

$$\text{Kompatibilität:} \quad \varepsilon_c = \varepsilon_s = \varepsilon_t \tag{4.5}$$

Daraus folgt:

$$N = F_c + F_s + F_t \tag{4.6a}$$

$$= \varepsilon_c \cdot (E_c A_{c,n} + E_s A_s + E_t A_t) \tag{4.6b}$$

$$- \quad \varepsilon_c = \frac{N}{(E_c A_{c,n} + E_s A_s + E_t A_t)} \tag{4.6c}$$

$$\varepsilon_c = \frac{N}{E_c \cdot (A_{c,n} + \frac{E_s}{E_c} \cdot A_s + \frac{E_t}{E_c} \cdot A_t)} = \frac{N}{E_c \cdot A_i} \tag{4.6d}$$

mit der ideellen Querschnittsfläche A_i, die bezogen auf die Betonmatrix des Verbundwerkstoffs angegeben wird.

$$A_i = A_{c,n} + \frac{E_s}{E_c} \cdot A_s + \frac{E_t}{E_c} \cdot A_t \tag{4.7a}$$

$$A_i = A_c + (\alpha_s - 1) \cdot A_s + (\alpha_t - 1) \cdot A_t \quad \text{mit} \quad \alpha_s = \frac{E_s}{E_c};\; \alpha_t = \frac{E_s}{E_t} \tag{4.7b}$$

Die Aufteilung der Zugkraft auf Beton, Stahl- und textile Bewehrung erfolgt entsprechend den Steifigkeitsverhältnissen der Einzelelemente, d. h. nach den Anteilen an der ideellen Querschnittsfläche A_i.

$$F_c = E_c A_{c,n} \cdot \varepsilon_c = N \cdot \frac{E_c A_{c,n}}{E_c A_{c,n} + E_s A_s + E_t A_t} = N \cdot \frac{A_{c,n}}{A_i} \tag{4.8}$$

$$F_s = E_s A_s \cdot \varepsilon_c = N \cdot \frac{E_s A_s}{E_c A_{c,n} + E_s A_s + E_t A_t} = N \cdot \frac{\alpha_s \cdot A_s}{A_i} \tag{4.9}$$

$$F_t = E_t A_t \cdot \varepsilon_c = N \cdot \frac{E_t A_t}{E_c A_{c,n} + E_s A_s + E_t A_t} = N \cdot \frac{\alpha_t \cdot A_t}{A_i} \tag{4.10}$$

Die Dehnsteifigkeit EA^I eines Zugstabes im ungerissenen Zustand kann aus Gleichung 4.6d abgeleitet werden:

$$EA^I = E_c \cdot A_i \tag{4.11}$$

Die Bewehrungsanteile haben für übliche Bewehrungsgrade bis $\rho_s = 2\,\%$ einen vernachlässigbaren Einfluss auf die Dehnsteifigkeit des ungerissenen Zugstabes. Vereinfachend kann wie im Stahlbetonbau üblich mit der Betonbruttofläche A_c gerechnet werden. Die Dehnsteifigkeit wird höchstens bis zu 10–15 % unterschätzt.

Kräfte und Verformungen am gerissenen Zugstab – Zustand II

Ein Erst- bzw. Einzelriss entsteht, wenn die Betonzugfestigkeit in einem Querschnitt überschritten wurde und damit die Risskraft des Zugstabes

$$N_{cr} = f_{ct} \cdot A_i = f_{ct} \cdot (A_{c,n} + \alpha_s \cdot A_s + \alpha_t \cdot A_t) \tag{4.12}$$

erreicht wurde. Beide Bewehrungen übertragen nun gemeinsam die Zugkraft über den Riss. Durch die Verbundkräfte

$$\Delta F_s = \int_0^{l_{e,s}} U_s \cdot \tau_s(x) \quad dx \approx U_s \cdot \tau_{sm}^{konst.} \cdot l_{e,s} \tag{4.13}$$

$$\Delta F_t = \int_0^{l_{e,t}} U_t \cdot \tau_s(x) \quad dx \approx U_t \cdot \tau_{tm}^{konst.} \cdot l_{e,t} \tag{4.14}$$

wird die von den Bewehrungen aufgenommene Zugkraft wieder in den Betonquerschnitt eingeleitet. Dadurch kann zwischen den Rissen die Betonzugfestigkeit wieder überschritten werden, so dass ein neuer Riss entsteht. Die Rissbedingung für Folgerisse lautet dann:

$$f_{ct} \cdot A_{c,n} = \Delta F_s + \Delta F_t \tag{4.15}$$

Je nach Beanspruchungshöhe und Rissphase kann in den einzelnen Bewehrungen wieder ein vollständiger Verbundzustand erreicht werden. Im Einzelrisszustand besitzen beispielsweise beide Bewehrungen unterschiedliche Lasteinleitungslängen. Am Ende der Lasteinleitungsbereiche herrscht ein unverschieblicher Verbundzustand. Dehnungen und Spannungen im Einzelriss ergeben sich somit aus:

$$\sigma_{sr} = \sigma_s^I + \frac{\Delta F_s}{A_s} \quad \text{bzw.} \quad \varepsilon_{sr} = \varepsilon_s^I + \frac{\Delta F_s}{E_s A_s} \tag{4.16}$$

$$\sigma_{tr} = \sigma_t^I + \frac{\Delta F_t}{A_t} \quad \text{bzw.} \quad \varepsilon_{tr} = \varepsilon_t^I + \frac{\Delta F_t}{E_t A_t} \tag{4.17}$$

Mit weiterer Laststeigerung werden die Bereiche mit vollständigem Verbund immer kleiner, bis sich die Lasteinleitungslängen überschneiden. Das abgeschlossene (Einzel-)Rissbild wird erreicht, wenn sich auch die kürzeren Lasteinleitungslängen überschneiden. Rissdehnungen und -spannungen können dann aus

$$\sigma_{sr} = \sigma_{s,min} + \frac{\Delta F_s}{A_s} \qquad \text{bzw.} \qquad \varepsilon_{sr} = \varepsilon_{s,min} + \frac{\Delta F_s}{E_s A_s} \tag{4.18}$$

$$\sigma_{tr} = \sigma_{t,min} + \frac{\Delta F_t}{A_t} \qquad \text{bzw.} \qquad \varepsilon_{tr} = \varepsilon_{t,min} + \frac{\Delta F_t}{E_t A_t} \tag{4.19}$$

ermittelt werden. Mit Kenntnis bzw. Annahmen und Vereinfachungen zu Rissbild, Lasteinleitungslänge und Verbundeigenschaften können auch Beziehungen zur Kraftaufteilung, zu Spannungen und Dehnungen der einzelnen Bewehrungen in Abhängigkeit von der Gesamtkraft wie beispielsweise von Alvarez [13] für Stahl- und Spannbeton oder Holzenkämpfer [120] sowie Zehetmaier [305] für geklebte Lamellenbewehrung aufgestellt werden. Für die Erweiterung für textilverstärkte Stahlbetonbauteile sind allerdings vertiefende Untersuchungen zur Ableitung und Verifizierung von vereinfachenden Annahmen notwendig, die Gegenstand weiterer Forschungsarbeiten werden sollten. Hinweise und Anregungen werden in Kapitel 7 zusammengefasst.

Zustand im Riss – idealer Zustand II

In einem beide Bewehrungen kreuzenden Riss wird die gesamte Kraft von beiden Bewehrung übertragen.

$$Z = F_s^{II} + F_t^{II} \tag{4.20}$$

Werden der Verbund, die Lasteinleitungslängen und die Mitwirkung des Betons vernachlässigt, kann die Kraft unter Annahme von kompatiblen Verformungen $\varepsilon_s^{II} = \varepsilon_t^{II} = \varepsilon^{II}$ nach den Dehnsteifigkeitsverhältnissen aufgeteilt werden.

$$Z = EA^{II} \cdot \varepsilon^{II} = E_s A_s \cdot \varepsilon_s^{II} + E_t A_t \cdot \varepsilon_t^{II} = (E_s A_s + E_t A_t) \cdot \varepsilon^{II} \tag{4.21}$$

Kräfte und Spannungen sind damit voneinander abhängig. Steifigkeitsänderungen oder der Fließbeginn einer Bewehrung beeinflussen damit die Kraftaufteilung. Für eine bilineare Spannungs-Dehnungs-Linie des Betonstahls mit Verfestigungsbereich kann die Kraft bzw.

Spannung mit

$$\sigma_s^{II} = \begin{cases} \dfrac{Z}{A_s \cdot \left(1 + \dfrac{E_t A_t}{E_s A_s}\right)} & \text{für} \quad 0 \leq Z \leq Z_y \\ \dfrac{Z + \dfrac{E_t}{E_{sy}} \cdot A_t \cdot f_{sy} \cdot \left(1 - \dfrac{E_{sy}}{E_s}\right)}{A_s \cdot \left(1 + \dfrac{E_t A_t}{E_{sy} A_s}\right)} & \text{für} \quad Z > Z_y \end{cases} \tag{4.22}$$

$$\sigma_t^{II} = \begin{cases} \dfrac{\dfrac{E_t A_t}{E_s A_s} \cdot Z}{A_t \cdot \left(1 + \dfrac{E_t A_t}{E_s A_s}\right)} & \text{für} \quad 0 \leq Z \leq Z_y \\ \dfrac{\dfrac{E_t A_t}{E_{sy} A_s} \cdot \left(Z - A_s \cdot f_{sy} \cdot \left(1 - \dfrac{E_{sy}}{E_s}\right)\right)}{A_s \cdot \left(1 + \dfrac{E_t A_t}{E_{sy} A_s}\right)} & \text{für} \quad Z > Z_y \end{cases} \tag{4.23}$$

berechnet werden.

Mit einem plastischen Plateau ohne Verfestigung der Bewehrung ($E_{sy} \quad 0$) vereinfacht sich die Aufteilung zu:

$$\sigma_s^{II} = \begin{cases} \dfrac{Z}{A_s \cdot \left(1 + \dfrac{E_t A_t}{E_s A_s}\right)} & \text{für} \quad 0 \leq Z \leq Z_y \\ f_{ys} & \text{für} \quad Z > Z_y \end{cases} \tag{4.24}$$

$$\sigma_t^{II} = \begin{cases} \dfrac{\dfrac{E_t A_t}{E_s A_s} \cdot Z}{A_t \cdot \left(1 + \dfrac{E_t A_t}{E_s A_s}\right)} & \text{für} \quad 0 \leq Z \leq Z_y \\ \dfrac{Z - A_s \cdot f_{ys}}{A_t} & \text{für} \quad Z > Z_y \end{cases} \tag{4.25}$$

Die Gesamtzugkraft Z_y^{II}, ab der die Betonstahlbewehrung fließt, errechnet sich mit der Fließspannung $f_{y,s}$ zu:

$$Z_y^{II} = f_{y,s} \cdot A_s \left(1 + \frac{E_t A_t}{E_s A_s}\right) \tag{4.26}$$

Der Einfluss des Dehnsteifigkeitsverhältnisses auf den elastischen Beanspruchungsbereich ist hier gut erkennbar.

Mitwirkung des Betons – Spannungsumlagerungen

Wie bei reinen Stahlbetonbauteilen wird durch die Mitwirkung des Betons zwischen den Rissen die Dehnsteifigkeit des Zugstabs gegenüber dem idealen Zustand II mit EA^{II} stark unterschätzt und damit die Verformungen überschätzt. Bei gemischt bewehrten Bauteilen wird durch das unterschiedliche Verbundverhalten zudem die Aufteilung der Zugkraft auf die Bewehrung beeinflusst. Der Effekt wird meist als Spannungsumlagerung bezeichnet und mit Umlagerungsfaktoren berücksichtigt. Dazu werden die Rissschnittgrößen oft auf den idealen Zustand II bezogen, um den Unterschied mit und ohne Berücksichtigung des Verbunds darzustellen:

$$f_u = \eta = \frac{\sigma_r}{\sigma^{II}} \qquad \text{bzw.} \qquad \sigma_r = \eta \cdot \sigma^{II} \tag{4.27}$$

In Kapitel 3.4.2 werden weitere bezogene Kenngrößen vorgestellt, mit denen die Wirkungen unterschiedlichen Verbundverhaltens und das Zusammenwirken gemischter Bewehrungen in theoretischen und experimentellen Betrachtungen beschrieben und quantifiziert werden können. Unterschiede entstehen durch verschiedene Bezugsgrößen und die Abhängigkeit von vorhandenen Dehnsteifigkeitsverhältnissen. Die vorgestellten Verbundkoeffizienten nach den Gleichungen 3.17, 3.18 und 3.19 sind allerdings über die Dehnsteifigkeitsverhältnisse unabhängig vom Beanspruchungs- und Rissbildungszustand miteinander verknüpft. Der Zusammenhang soll hier für einen zentrisch beanspruchten Zugstab gezeigt werden.

Wenn die mittleren Dehnungen ε_{sm} und ε_{tm} aus Kompatibilitätsgründen am Zugstab gleich sind, kann der Verbundbeiwert δ_t (Gl. 3.19) auch mit den Verbundkoeffizienten κ_s und κ_t nach Gl. 3.17 beschrieben werden:

$$\delta_t = \frac{\kappa_s}{\kappa_t} \tag{4.28}$$

Die Umlagerungsfaktoren η_s und η_t sind über die Dehnsteifigkeitsverhältnisse im Zustand II voneinander abhängig. Aus dem Kräftegleichgewicht:

$$F = (E_s A_s + E_t A_t) \cdot \varepsilon^{II} = F_s + F_t = E_s A_s \cdot \varepsilon_{sr} + E_t A_t \cdot \varepsilon_{tr} \tag{4.29}$$

folgt

$$\eta_s = 1 + \frac{E_t A_t}{E_s A_s} \cdot (1 - \eta_t) \tag{4.30}$$

$$\eta_t = 1 + \frac{E_s A_s}{E_t A_t} \cdot (1 - \eta_s) \tag{4.31}$$

und in Verbindung mit den Gleichungen 3.18 und 3.19 folgt auch die Beziehung zwischen η_s, η_t und δ_t:

$$\delta_t = \frac{\eta_t}{\eta_s} \tag{4.32}$$

$$= \frac{\eta_t}{1 + \frac{E_t A_t}{E_s A_s} \cdot (1 - \eta_t)} = \frac{1 + \frac{E_s A_s}{E_t A_t} \cdot (1 - \eta_s)}{\eta_s} \tag{4.33}$$

In Abhängigkeit von δ_t ergeben sich die Umlagerungsfaktoren dann zu

$$\eta_s = \frac{E_s A_s + E_t A_t}{E_s A_s + E_t A_t \cdot \delta_t} = \frac{\frac{E_t A_t}{E_s A_s} + 1}{1 + \frac{E_t A_t}{E_s A_s} \cdot \delta_t} \tag{4.34}$$

$$\eta_t = \frac{E_s A_s + E_t A_t}{E_s A_s + E_t A_t \cdot \delta_t} \cdot \delta_t = \frac{\frac{E_t A_t}{E_s A_s} + 1}{1 + \frac{E_t A_t}{E_s A_s} \cdot \delta_t} \cdot \delta_t = \eta_s \cdot \delta_t \tag{4.35}$$

Diese Zusammenhänge gelten allerdings nur für linear elastisches Verhalten. Überschreitet eine der Bewehrungsarten die Streckgrenze, sind die lokalen Dehnungen nur noch mittelbar von den Dehnsteifigkeitsverhältnissen abhängig. Die absoluten Größen der Bruch- bzw. Streckgrenze und die jeweiligen Bewehrungsmengen der noch nicht fließenden Bewehrung beeinflussen dann die Zugkraftaufteilung wesentlich. Die Rissöffnung und mittlere Dehnung wird dann von der nicht fließenden Bewehrung gesteuert.

Im Rahmen der vorliegenden Arbeit werden die verschiedenen Kennwerte auf textilverstärkte Bauteile übertragen und in Kapitel 5 auch unter Berücksichtigung unterschiedlicher Hebelarme hergeleitet. Vorzugsweise wird dazu der von den Dehnsteifigkeitsverhältnissen unabhängige Verbundbeiwert δ_t (Gl. 3.19) verwendet.

4.3 Auswirkung von Verbundunterschieden

Für die Kombination von Beton- und Spannstahl bzw. Betonstahl und geklebten Lamellen sind bereits umfangreiche Untersuchungen und Erkenntnisse vorhanden, wie die unterschiedlichen Verbundparameter – z. B. Bewehrungsdurchmesser, Verbundumfänge und Verbundfestigkeiten – die Kraftaufteilung beeinflussen. Da die Verhältnisse bei gemischter Bewehrung aus Betonstahl und Textilien stark von bisher Bekanntem abweichen und zudem noch sehr unterschiedliche E-Moduln auftreten können, sollen die folgenden Sensitivitätsbetrachtungen erste Hinweise geben, ob und wie diese Verbundunterschiede bewertet und in Berechnungen berücksichtigt werden sollten.

Einen ersten Anhalt, unter welchen Bedingungen eine nennenswerte Mitwirkung zu erwarten ist, zeigt ein Diagramm für gemischte Stahl- und Spannstahlbewehrung nach Cordes [47], das um die Verhältnisse textiler Bewehrungen erweitert wurde. Bild 4.1 stellt die Zusammenhänge zwischen vorhandenen Bewehrungsverhältnissen und sich daraus ergebenden mitwirkenden Verbundumfängen und damit auch die übertragbare Verbundkraft bzw. den Anteil der Mitwirkung an der gemeinsamen Kraftübertragung dar.

Für gleiche Verbundverhältnisse ($D_p = D_s, \xi = 1,0$) ergibt sich die Mitwirkung entsprechend der Bewehrungsverhältnisse (Linie 1). Für Spannglieder wird diese Mitwirkung – selbst bei gleichen Verbundfestigkeiten $\tau_{pm} = \tau_{sm}$ – allein dadurch sehr stark eingeschränkt, dass Spannglieder in der Regel einen wesentlich größeren Durchmesser als Betonstähle aufweisen und sich daraus ein ungünstigeres Umfangsverhältnis ergibt (Linie 2). Berücksichtigt man zusätzlich noch das teilweise sehr ungünstige Verhältnis der mittleren Verbundfestigkeiten $\xi = \tau_{pm}/\tau_{sm}$, das beispielsweise bei glatten Spannstählen nur einen Wert $\xi = 0,2$ erreicht, dann reduziert sich die Wertigkeit des vorhandenen Verbundumfangs und der Einfluss des Spanngliedverbundes tritt weiterhin zurück (Linie 3). Für textile Bewehrungen erwartet man wegen der kleinen

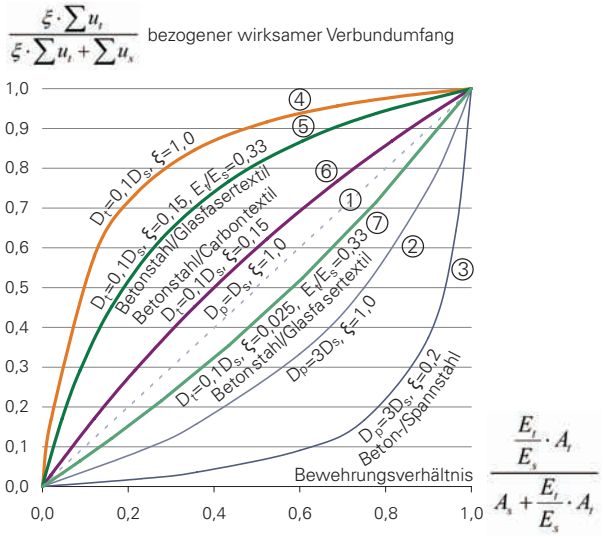
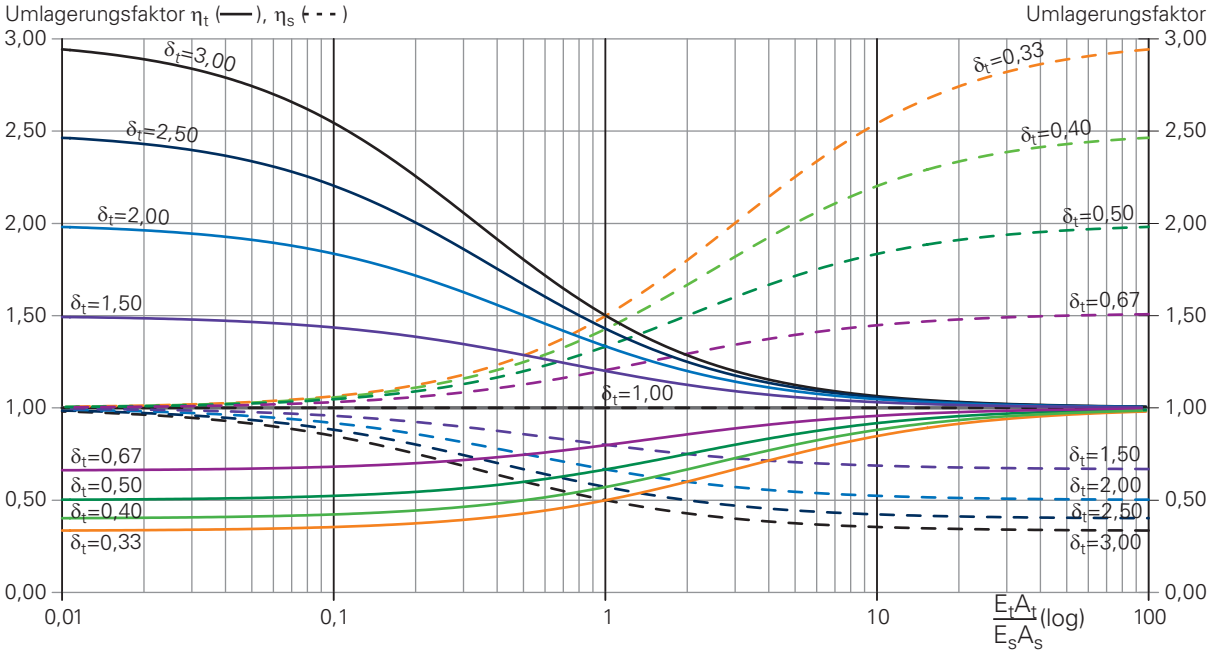


Bild 4.1: Einfluss von Verbundkennwerten und Bewehrungsverhältnis auf die Verbundkraftübertragung nach CORDES [47] erweitert um Betonstahl-/Textilbewehrungskombinationen

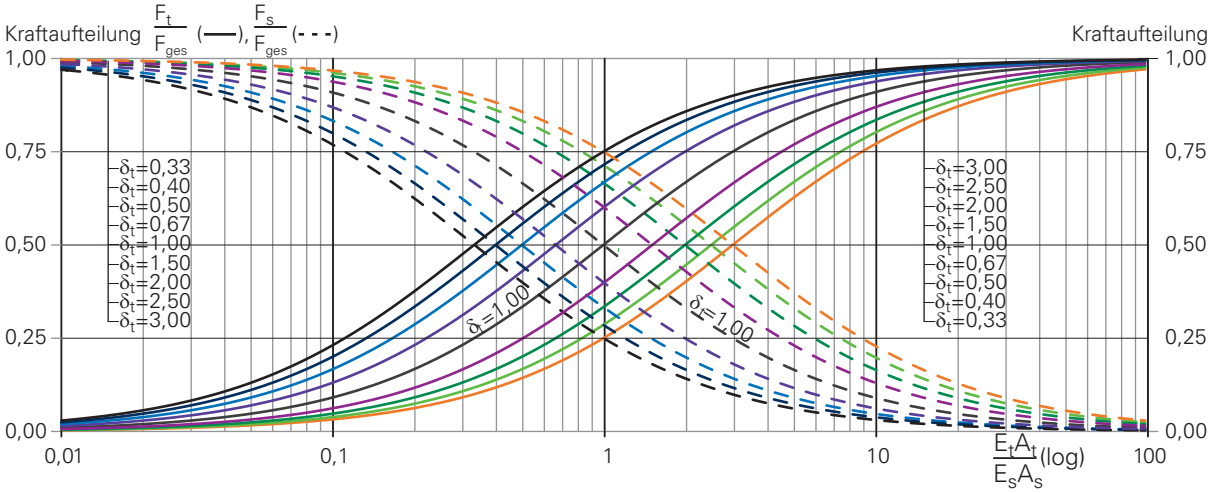
Bewehrungsdurchmesser $D_t \approx 0,1 \cdot D_s$ und des damit vorhandenen günstigen Querschnitt-Oberflächen-Verhältnisses einen enormen Einfluss (Linie 4). Wegen des noch ungünstigeren Verhältnisses der Verbundfestigkeiten $\xi = 0,025 \ldots 0,2$ als bei Spanngliedern wird dieser aber stark geschmälert (Linien 5 und 6). Zudem kann die übertragbare Verbundspannung nach einem hohen Anfangswert des Haftverbunds schnell auf ein sehr niedriges Niveau des Reibverbunds abfallen, so dass trotz kleinem Umfang nur ein verhältnismäßig schwacher Einfluss auf die Rissbildung und das Tragverhalten bleibt. Im Extremfall könnten ähnliche Verhältnisse (Linie 7) wie bei Spanngliedern (Linie 2 bzw. 3) entstehen, wo erst bei hohen Bewehrungsanteilen ein größerer Beitrag erbracht wird. Beachtet man weiterhin noch, wie beispielsweise bei AR-Glasfasern, geringere E-Moduln, stellt man einen günstigen Einfluss auf die Verbundkraftübertragung fest. Da für ein gleiches Verhältnis $E_t A_t / E_s A_s$ wesentlich mehr Querschnittsfläche erforderlich ist, steigt natürlich auch die vorhandene Verbundfläche an. Vergleicht man gleiche Querschnittsflächen, ist bei gleichen Geometrien und Verbundeigenschaften auch die Verbundfläche gleich, dann allerdings bei verschiedenen Dehnsteifigkeitsverhältnissen.

Eindeutiger lassen sich die Auswirkungen der Verbundunterschiede mit den Abweichungen der Spannungen bzw. Dehnungen von den Werten im reinen Zustand II (starrer Verbund) zeigen. Für einen einfachen Zugstab ist in Bild 4.2(a) der Zusammenhang zwischen den Dehnsteifigkeitsverhältnissen $E_p A_p / E_s A_s$ und den Umlagerungsfaktoren η_t bzw. η_s nach Gleichung 4.35 bzw. 4.34 für verschiedene Verbundbeiwerte δ_t dargestellt.

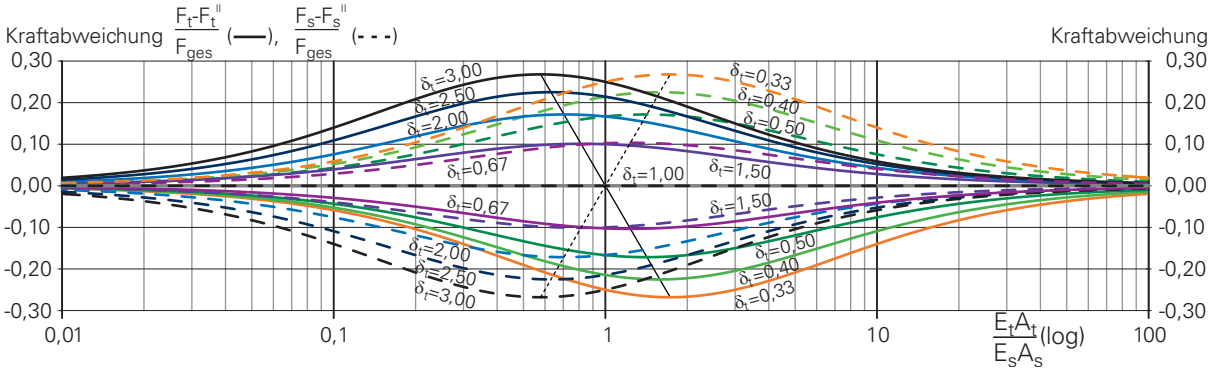
Für gleiche Verhältnisse der Verbundeigenschaften ($\delta_t = 1,0$) treten erwartungsgemäß keine Spannungsumlagerungen auf ($\eta_t = \eta_s = 1,0$). Zugstäbe mit Betonstahl- und Spannstahlbewehrung haben je nach Vorspanngrad Bewehrungsverhältnisse $E_p A_p / E_s A_s \approx 1 \ldots 10$ und weisen je nach Verbundart und Spannstahltyp Verbundbeiwerte $\delta_p = \xi_1 = 0,2 \ldots 0,9$ auf. Die Spannstahlbewehrung ist also im Vergleich zur Betonstahlbewehrung verbundweicher, was durch Verbundbeiwerte δ_p bzw. $\delta_t < 1,0$ beschrieben wird. Diese Verbundbedingungen erhöhen die Spannungen in der für diesen Fall verbundsteiferen Betonstahlbewehrung (strichlierte Linie) wesentlich, während die Spannstahlspannungen (durchgezogene Linie) nur um das reziproke Verhältnis der Dehnsteifigkeiten entlastet werden. Bei textilbetonverstärkten Zugstäben



(a) Dehnungs-/Spannungsumlagerungen als Umlagerungsfaktoren η_t bzw. η_s



(b) Kraftaufteilung F_t bzw. F_s



(c) Abweichung der Kraftaufteilung gegenüber Zustand II bezogen auf die Gesamtzugkraft

Bild 4.2: Umlagerungen gegenüber Zustand II bei gemischten Bewehrungen infolge von absoluten Verbundunterschieden δ_t in Abhängigkeit der Steifigkeitsverhältnisse

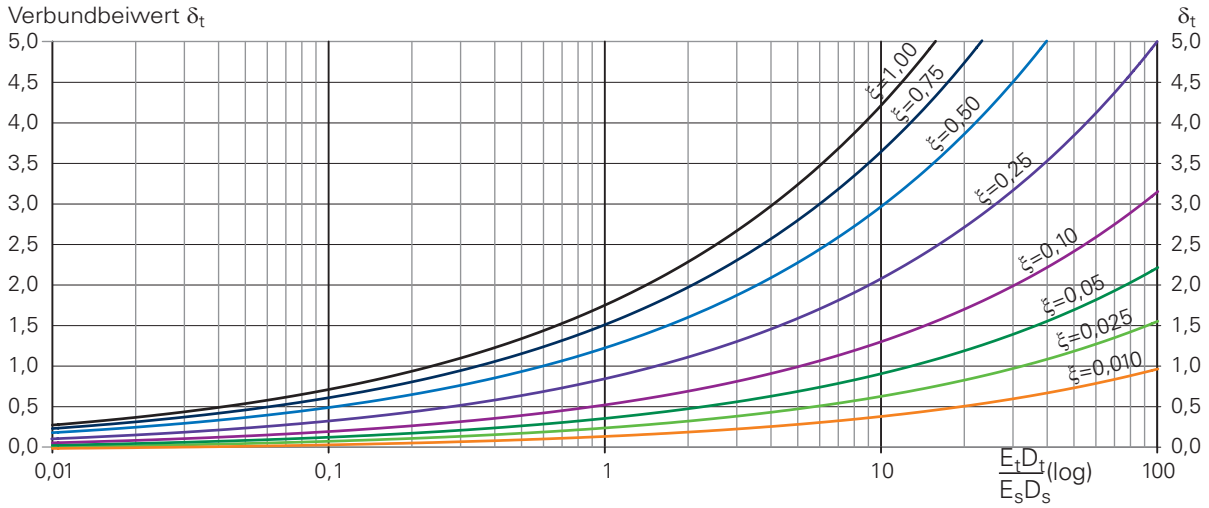


Bild 4.3: Verbundbeiwert δ_t in Abhängigkeit unterschiedlicher Verbundoberflächen und -festigkeiten

ist die textile Bewehrung i. d. R. (zumindest im Bereich kleiner Rissöffnungen) verbundsteifer (vgl. Bild 4.1), was mit Verbundbeiwerten $\delta_t > 1,0$ beschrieben werden kann. Die Bewehrungsverhältnisse E_tA_t/E_sA_s liegen dabei zwischen 0,1 und 1,0 (vgl. Kapitel 6). Das führt zu wesentlich höheren Dehnungen/Spannungen der textilen Bewehrung (durchgezogene Linie), wobei die Betonstahldehnungen/-spannungen (strichlierte Linie) nur wenig reduziert werden.

Grundsätzlich erkennt man in Bild 4.2, dass bei kleinen Verhältniswerten verbundsteiferer zu verbundschwächerer Bewehrung, d. h. bei kleinen Mengen an verbundsteiferer Bewehrung, die Auswirkungen von Verbundunterschieden am größten sind. Die Dehnungen bzw. Spannungen und damit auch die Kräfte der verbundsteiferen Bewehrung weichen wegen der großen Kraftdifferenzen zur Gesamtkraft stark vom reinen Zustand II ab. Die absoluten Größen der Kräfte in den beiden Bewehrungen sind natürlich von den Dehnsteifigkeitsverhältnissen abhängig, siehe Bild 4.2(b). Die Abweichungen der Bewehrungskräfte sind in Bild 4.2(c) bezogen auf die Gesamtkraft aufgetragen. Bei verbundbedingten Unterschieden außerhalb des Bereiches $0,5 < \delta_t < 1,5$ können die Differenzen der Kräfte in den Bewehrungen weit über 10 % der Gesamtkraft betragen. Bei kleinen Bewehrungsverhältnissen und damit geringen Anteilen an der Gesamtkraft entstehen somit leicht 50 ... 200 % Abweichungen der realen Bewehrungskraft zur nach Zustand II errechneten. Die enormen Auswirkungen auf die Dehnungen und Spannungen werden daher verständlich.

Aus den dargestellten Zusammenhängen können ebenfalls Konfigurationen für die experimentelle Untersuchung von Verbundunterschieden an Dehnkörpern abgeleitet werden, da nicht alle Größen mit gleicher Qualität gemessen werden können (vgl. auch Zehetmaier [305, 308]).

Aus den bisherigen Zusammenhängen bleibt noch die Frage nach der Sensitivität des verwendeten Verbundbeiwertes δ_t. Dafür wird im Bild 4.3 in erster Näherung das für den Einzelrisszustand abgeleitete Verhältnis der Lasteinleitungslängen

$$\delta_t = \sqrt{\frac{\tau_{tm} \cdot U_t}{E_tA_t} \cdot \frac{E_sA_s}{\tau_{sm} \cdot U_s}} = \sqrt{\xi \cdot \frac{U_t}{U_s} \cdot \frac{E_sA_s}{E_tA_t}} = \sqrt{\xi \cdot \frac{E_sD_s}{E_tD_t}} \tag{4.36}$$

ausgewertet, das in Anlehnung u. a. an Cordes [47] aufgestellt wurde. Für vom Spannbeton bekannte Verhältnisse $E_sD_s/E_pD_p < 1$ ergeben sich unabhängig vom Verhältnis der Verbund-

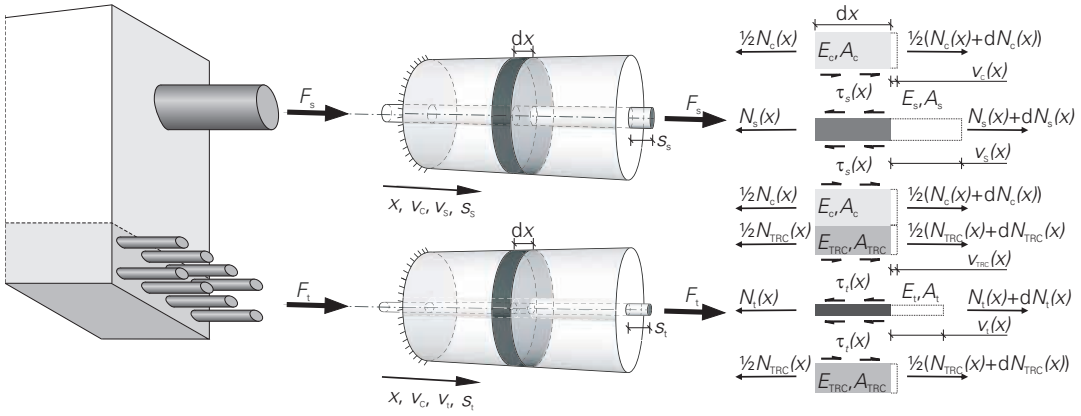


Bild 4.4: Modellvorstellung des Zusammenwirkens von Textil- und Stahlbewehrung

festigkeiten ξ stets Werte $\delta_P < 1,0$, also eine höhere Beanspruchung der Betonstahlbewehrung. Nicht ganz so eindeutige Ergebnisse sind bei textilverstärkten Bauteilen zu erwarten. Das Umfangs-/Dehnsteifigkeitsverhältnis $E_s D_s / E_t D_t$ kann je nach Konfiguration zwischen 5 – für Kombination von Betonstabstahl ∅8 mm mit Heavy-Tow-Carbontextil – und weit über 50 – für eine Kombination von Betonstabstahl ∅20 mm mit AR-Glas-Textil – liegen. Die Wurzelfunktion wird zwar durch die sehr geringen Verbundfestigkeitsverhältnisse $0,01 < \xi < 0,25$ gedämpft, aber dennoch ergeben sich Werte zwischen 0,5 und wesentlich über 1,0 (bis 4,0 scheint realistisch). Es kann also nicht pauschal davon ausgegangen werden, dass die textile Bewehrung verbundsteifer ist. Zudem kann es während des Belastungsprozesses zu Schädigungen des Verbundes und/oder der Querschnittsfläche kommen, so dass die mittlere Verbundfestigkeit verringert bzw. das Verhältnis der Verbundfläche verändert wird, was wiederum zur Reduktion des Verbundbeiwertes und damit der Mitwirkung führen kann.

Aus den Sensitivitätsbetrachtungen kann abschließend gefolgert werden, dass die verbundbedingten Unterschiede für die Kombination von Betonstahl und Textilbewehrung einen starken Einfluss haben und bei der Zugkraftaufteilung und Ermittlung von Dehnungszuständen berücksichtigt werden müssen. Die Verwendung eines von Spannbetonbauteilen bekannten Verbundbeiwertes ξ_1 jedoch in Anlehnung an Schober [248] und Zehetmaier [305, 308] verallgemeinerten (lastabhängigen) aber von den Dehnsteifigkeitsverhältnissen unabhängigen Verbundbeiwertes δ_t nach Gleichung 3.19 ist grundsätzlich dafür geeignet. In den folgenden Abschnitten soll der Verbundbeiwert auf textilbetonverstärkte Bauteile übertragen, die Anwendbarkeit überprüft und die Auswirkungen verbundbedingter Unterschiede untersucht werden.

4.4 Modellbildung des unterschiedlichen Verbundverhaltens

Für eine vertiefende Betrachtung der Auswirkung des unterschiedlichen Verbundverhaltens werden die Zusammenhänge von Spannungen und Verschiebungen durch Gleichgewichts- und Verformungsbeziehungen am differentiellen Stabelement mit gemischter Bewehrung hergeleitet. Spätestens seit Rehm [228] ist diese Modellierung des verschieblichen Verbunds allgemein bekannt und wurde auch bereits mehrfach, u. a. von Alvarez [13], Empelmann [74], Faoro [76], Rudlof [242], Tue [281] und Zehetmaier [305] für gemischt bewehrte Zugstäbe angewandt. Das Vorgehen wird zum Verständnis daher nur grob umrissen und grundsätzlich auf die vorhandene Literatur verwiesen. Für die Gültigkeit der Herleitung müssen

- elastisches Materialverhalten,
- eine gleichmäßige Spannungsverteilung über den gesamten Querschnitt sowie
- eine schlupfabhängige Verbundkraftübertragung

vorausgesetzt werden.

An einem differentiellen Element der Länge dx kann das Gleichgewicht der Kräfte

$$\begin{aligned} Z &= F_s, r + F_t, r = N_{c,s}(x) + N_{c,trc}(x) + N_s(x) + N_t(x) \\ &= N_{c,s}(x) + dN_{c,s}(x) + N_{c,trc}(x) + dN_{c,trc}(x) + N_s(x) + dN_s(x) + N_t(x) + dN_t(x) \\ &= N_c(x) + dN_c(x) + N_s(x) + dN_s(x) + N_t(x) + dN_t(x) = konstant \end{aligned} \tag{4.37}$$

aufgestellt werden, wobei die Gesamtzugkraft Z wegen des globalen Gleichgewichts konstant bleiben muss. Die Zugkraftdifferenzen von Matrix und Bewehrung müssen demnach mit den über den Verbundumfängen U_s und U_t wirkenden Verbundspannungen $\tau_s(x)$ und $\tau_t(x)$ im Gleichgewicht stehen. Dabei wird angenommen, dass die Betonmatrix für die Betonstahl- und Textilbewehrung gleiche Eigenschaften hat und die Gesamtbetonverformung gleichmäßig aus beiden Verbundkraftunterschieden entsteht. Damit gilt:

$$\begin{aligned} \tau_s(x) \cdot U_s \cdot dx + \tau_t(x) \cdot U_t \cdot dx &= dN_s(x) + dN_t(x) \\ &= -\left(dN_{c,Stb}(x) + dN_{c,trc}(x)\right) = -dN_c(x) \end{aligned} \tag{4.38}$$

Der Schlupf $s(x)$ ergibt sich als Relativverschiebung aus der Differenz der Verschiebungen von Bewehrung und Matrix:

$$s_s(x) = v_s(x) - v_c(x) \tag{4.39}$$

$$s_t(x) = v_s(x) - v_c(x) \tag{4.40}$$

Zweimaliges Differenzieren des Schlupfes s nach x liefert die Beziehungen:

$$\frac{ds_s(x)}{dx} = \frac{dv_s(x)}{dx} - \frac{dv_c(x)}{dx} = \varepsilon_s(x) - \varepsilon_c(x) \tag{4.41}$$

$$\frac{d^2 s_s(x)}{dx^2} = \frac{\varepsilon_s(x)}{dx} - \frac{\varepsilon_c(x)}{dx} \tag{4.42}$$

$$\frac{ds_t(x)}{dx} = \frac{dv_t(x)}{dx} - \frac{dv_c(x)}{dx} = \varepsilon_t(x) - \varepsilon_c(x) \tag{4.43}$$

$$\frac{d^2 s_t(x)}{dx^2} = \frac{\varepsilon_t(x)}{dx} - \frac{\varepsilon_c(x)}{dx} \tag{4.44}$$

Mit linear elastischen Materialgesetzen für Bewehrung und Matrix

$$\varepsilon_s(x) = \frac{N_s(x)}{E_s A_s} \quad \text{bzw.} \quad \varepsilon_t(x) = \frac{N_t(x)}{E_t A_t} \quad \text{bzw.} \quad \varepsilon_c(x) = \frac{N_c(x)}{E_c A_c} \tag{4.45}$$

können mit Gleichung 4.38 die Dehnungsänderungen

$$\frac{\varepsilon_s(x)}{dx} = \frac{1}{E_s A_s} \cdot \frac{dN_s(x)}{dx} = \frac{U_s}{E_s A_s} \cdot \tau_s(x) \qquad \text{bzw.} \tag{4.46a}$$

$$\frac{\varepsilon_t(x)}{dx} = \frac{1}{E_t A_t} \cdot \frac{dN_t(x)}{dx} = \frac{U_t}{E_t A_t} \cdot \tau_t(x) \qquad \text{bzw.} \tag{4.46b}$$

$$\frac{\varepsilon_m(x)}{dx} = \frac{1}{E_c A_c} \cdot \frac{dN_m(x)}{dx} = -\frac{1}{E_c A_c} \cdot (U_s \cdot \tau_s(x) + U_t \cdot \tau_t(x)) \tag{4.46c}$$

auch über die Verbundspannungen ausgedrückt werden. Mit dem Ansatz von schlupfbasierten Verbundgesetzen

$$\tau_s(x) = \tau\left(s_s(x)\right) = \tau_s(s) \quad \text{bzw.} \quad \tau_t(x) = \tau\left(s_t(x)\right) = \tau_t(s) \tag{4.47}$$

erhält man durch Einsetzen der Gleichungen 4.46 in Gleichungen 4.41 und 4.43 die bekannten *Differentialgleichungen des verschieblichen Verbunds für gemischte Bewehrungen* als gekoppeltes Differentialgleichungssystem zweiter Ordnung:

$$\frac{d^2 s_s(x)}{dx^2} = \left(\frac{1}{E_s A_s} + \frac{1}{E_c A_c}\right) \cdot U_s \cdot \tau_s\left(s_s(x)\right) + \frac{U_t}{E_c A_c} \cdot \tau_t\left(s_t(x)\right) \tag{4.48}$$

$$\frac{d^2 s_t(x)}{dx^2} = \frac{U_s}{E_c A_c} \cdot \tau_s\left(s_s(x)\right) + \left(\frac{1}{E_t A_t} + \frac{1}{E_c A_c}\right) \cdot U_t \cdot \tau_t\left(s_t(x)\right). \tag{4.49}$$

Dieses Differentialgleichungssystem kann zur Beschreibung des Zusammenwirkens unterschiedlicher Bewehrungen noch weiter verfeinert werden. Beispielsweise könnten unterschiedliche Matrixmaterialien, weitere Verbundebenen im Roving oder auch wie bei Alvarez [13] asymmetrische Beanspruchungen sowie eine bereichsweise Formulierung eingeführt werden, wenn wie beim Erstrissverhalten in Abschnitten eine Bewehrung sich schon wieder im unverschieblichen (idealem) Verbund befindet, während die andere verschieblichen Verbund aufweist. Damit steigt natürlich auch die Komplexität der Beschreibung und der Lösungsaufwand. Wie schon in Kapitel 3.3.2 beschrieben, ist eine geschlossene analytische Lösung ohnehin nur für ganz spezielle und vereinfachte Ansätze möglich und es muss auf numerische Lösungsansätze zurückgegriffen werden.

4.5 Umsetzung des Modells

4.5.1 Berechnungsalgorithmus

Für definierte Randbedingungen, die aus Gleichgewichts- und Verträglichkeitsbedingungen abgeleitet werden können, gelingt mit der schrittweisen Integration eine Näherungslösung des Differentialgleichungssystems für beliebige Verbundspannungs-Schlupf-Beziehungen. Zudem kann mit Hilfe der numerischen Integrationsverfahren die Beschränkung auf streng lineare Materialgesetze entfallen. Mit allgemeinen Stoffgesetzen für die Bewehrungen gelingt somit die Beschreibung des Trag- und Verformungsverhaltens bis in den Bruchzustand. Diese vereinfachte numerische Auswertung ist ebenso wie die Modellbildung in Abschnitt 4.4 seit Rehm [228] bekannt und wurde u. a. von Alvarez [13], Empelmann [74], Faoro [76], Rudlof [242], Tue [281] und Zehetmaier [305] für gemischt bewehrte Zugstäbe angewandt und ausführlich beschrieben. Daran angelehnt wird das Vorgehen hier nur in den Grundzügen skizziert.

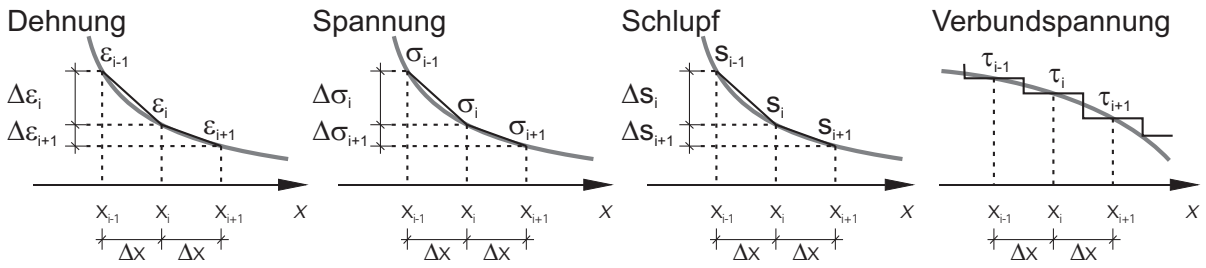


Bild 4.5: Schema der Näherungslösung durch schrittweise Integration

Anstatt eines linear-elastischen Betonstoffgesetzes wird für die folgende numerische Auswertung von einem starren, unendlich dehnsteifen Verhalten des Betons ausgegangen. Wegen der geringen Betondehnungen und der im Vergleich zur Matrix vernachlässigbar kleinen Dehnsteifigkeit der Bewehrung

$$(E_m A_m) >> (E_r A_r) \quad \rightsquigarrow \quad E_c \qquad , \quad v_c \quad 0, \quad \varepsilon_c \quad 0 \tag{4.50}$$

werden damit die Betondehnungen vernachlässigt, wobei nur unwesentliche Auswirkungen auf die Ergebnisgenauigkeit zu erwarten sind, siehe auch RICHTER [233]. Mit dieser Annahme kann das Differentialgleichungssystem entkoppelt werden. Das bedeutet, dass damit die Wechselwirkung zwischen den Bewehrungen entfernt und der verschiebliche Verbund getrennt betrachtet werden kann.

Ausgehend von einer Stelle mit bekannten Randbedingungen als Startwerte wird die Verbundstrecke in n Schritte der Länge $\Delta x = l/n$ geteilt und entsprechend Bild 4.5 an jeder Stützstelle $i = 1, 2, \ldots n$ Dehnung, Spannung, Schlupf und Verbundspannung iterativ so bestimmt, dass die Gleichgewichtsbedingungen eingehalten werden. Zwischen den Stützstellen wird dabei eine konstante Verbundspannung und ein linearer Spannungs- und Schlupfverlauf angenommen. Mit einer entsprechend kleinen Schrittweite Δx nähert man sich beliebig genau an die tatsächliche Lösung an.

Das Randwertproblem wird dabei in ein Anfangswertproblem überführt. Für jeden Bewehrungsstrang $j = \ s, t$ wird beginnend an einer Stelle mit den dort gegebenen Randbedingungen und der geschätzten Aufteilung auf die Bewehrung als Startwerte ein Dehnungsinkrement $\Delta\varepsilon_{j,i}$ für jeden Iterationsschritt geschätzt, mit dem Dehnung und Schlupf an der nächsten Stützstelle abgeleitet werden:

$$\varepsilon_{j_i} = \varepsilon_{j_{i-1}} + \Delta\varepsilon_{j_i} \tag{4.51}$$

$$s_{j_i} = s_{j_{i-1}} + \Delta x \cdot \frac{\left(\varepsilon_{j_{i-1}} + \varepsilon_{j_i}\right)}{2} \tag{4.52}$$

Aus diesen beiden Werten können die Bewehrungsspannungen über das Materialgesetz und die Verbundspannungen zwischen Bewehrung und umgebender Matrix über die Schubspannungs-Schlupf-Beziehung ermittelt werden:

$$\sigma_{j_i} = \sigma_j\left(\varepsilon_{j_i}\right) \qquad \text{bzw.} \qquad \tau_{j_i} = \tau_j\left(s_{j_i}\right) \tag{4.53}$$

Die aus der Dehnungsänderung des Stabelementes resultierende Spannungsänderung muss dabei der über die Umfangsfläche übertragenen Schubspannung entsprechen:

$$\Delta\sigma_{j_i} = \sigma_{j_i} - \sigma_{j_{i-1}} = \frac{\tau_{j_{i-1}} + \tau_{j_i}}{2} \cdot \frac{U_j}{A_j} \cdot \Delta x \tag{4.54}$$

Solange das daraus abgeleitete Konvergenzkriterium für das diskrete Stabelement

$$\Delta K_{j_i} = \sigma_{j_i} - \sigma_{j_{i-1}} - \frac{\tau_{j_{i-1}} + \tau_{j_i}}{2} \cdot \frac{U_j}{A_j} \cdot \Delta x = 0 \tag{4.55}$$

nicht erfüllt ist, werden die Schätzwerte $\Delta\varepsilon_{j,i}$ beispielsweise mit Hilfe der Sekantenmethode

$$(\Delta\varepsilon_{j_i})_{k+1} = (\Delta\varepsilon_{j_i})_k - ((\Delta\varepsilon_{j_i})_k - (\Delta\varepsilon_{j_i})_{k-1}) \cdot \frac{\Delta K_{j_i}[(\Delta\varepsilon_{j_i})_k]}{\Delta K_{j_i}[(\Delta\varepsilon_{j_i})_k] - \Delta K_{j_i}[(\Delta\varepsilon_{j_i})_{k-1}]} \tag{4.56}$$

iterativ verbessert, bis ΔK_{j_i} innerhalb vorgegebener Genauigkeitsgrenzen erfüllt ist.

Als Ergebnis erhält man die Werte für Dehnung, Schlupf, Spannung und Verbundspannung am Ende der Lasteinleitungslänge für beide Bewehrungen. In einer äußeren Iteration sind nun die Wertepaare mit verbesserten Startwerten zu suchen, die alle Randbedingungen für beide Bewehrungsstränge gleichzeitig erfüllen. Verschiedene Rissbildungsstadien werden durch Vorgabe entsprechender Randbedingungen berücksichtigt. Je nach Randbedingungen kann der Startpunkt für die Iteration im Rissquerschnitt oder im Verschiebungsruhepunkt gewählt werden.

4.5.2 Programmtechnische Umsetzung

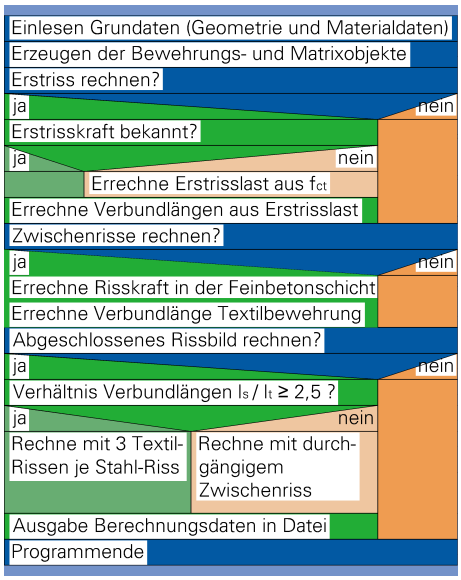


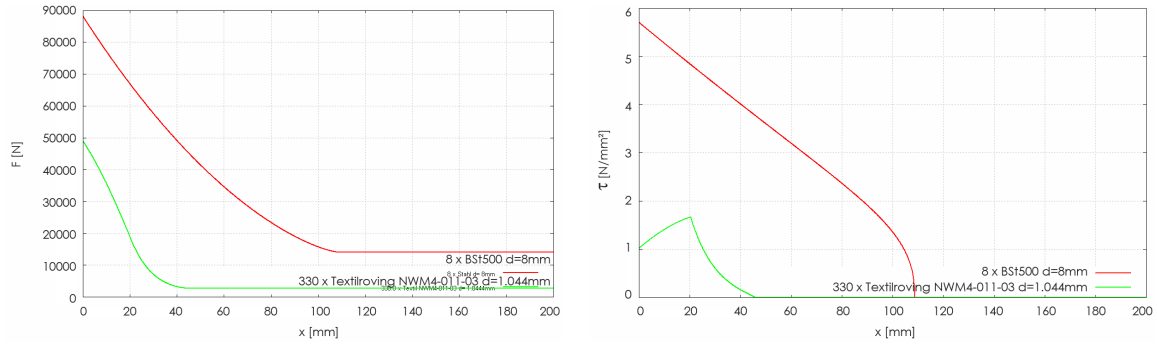
Bild 4.6: Prozedurale Programmstruktur von FINZEL [84]

Der Berechnungsalgorithmus für die schrittweise Integration wurde im Rahmen einer Masterarbeit von FINZEL [84] mit der Programmiersprache PYTHON umgesetzt. Bild 4.6 zeigt die Struktur des Programms. Eine grafische Ausgabe jedes Iterationszyklus ermöglicht bereits während der Berechnung visuelle Plausibilitätskontrollen.

Beim Start des Programms werden die Querschnittswerte errechnet und zu einer ideellen Querschnittsfläche zusammengefasst. Anschließend führt das Programm nacheinander die numerischen Näherungen in den verschiedenen Rissstadien – Erstriss, abgeschlossenes Rissbild und Bildung von Zwischenrissen – durch, siehe dazu auch Screenshots in Bild 4.7 und Bild 4.8.

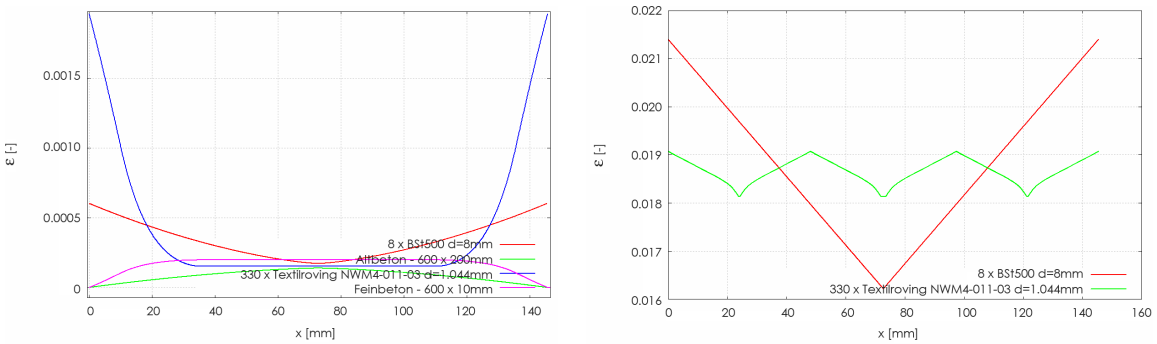
Erstriss

Im Rissstadium 'Erstriss' wird der Schlupf so lange gesteigert, bis die über Schubspannungen in die Bewehrung übertragenen Kräfte der Risskraft des ideellen Querschnitts entsprechen. Alternativ kann eine gemessene Erstrisskraft als Abbruchkriterium gewählt werden. Für die verschiedenen Bewehrungsstränge ergeben sich somit unterschiedliche Lasteinleitungslängen, die für die Eintragung der Kräfte in die Matrix nötig sind. Die ermittelten Lasteinleitungslängen werden für die folgenden Programmschritte zur Ermittlung des Rissbildes herangezogen. Wenn die Rissabstände bekannt sind oder anders abgeschätzt wurden, kann die Erstrissberechung entfallen und stattdessen der gemessene Rissabstand direkt eingegeben werden.



(a) F-x–Kurve (b) τ-x–Kurve

Bild 4.7: Screenshots typischer Ergebniskurven für den Erstrisszustand



(a) Hauptrissabstand bei Bildung von Zwischenrissen (b) Zwischenrisse in der Feinbetonschicht

Bild 4.8: Dehnungen entlang der Verbundlänge (Screenshot)

Abgeschlossenes (Erst-)Rissbild

Die beim Erstriss ermittelten Verbundlängen werden für die Vorhersage der Hauptrissabstände verwendet. Die zu erwartenden Rissabstände liegen nach Krips [158], Lüthold [175] u. a. im Bereich von

$$1 \cdot l_{j,e} \leq s_{j,m} \leq 2 \cdot l_{j,e}. \tag{4.57}$$

Der wahrscheinlichste Rissabstand beträgt $1,333 \cdot l_{j,e}$. Im Programm kann dieser Faktor (Vorgabe 1,333) oder ein gemessener Rissabstand angegeben werden. Nun wird die Rissbreite gesteigert und die Spannungen in den Bewehrungen und der umgebenden Matrix ermittelt. Hierbei wird in erster Näherung davon ausgegangen, dass die jeweilige Bewehrung nur in die unmittelbar umgebende Matrix Kräfte überträgt, das heißt die Kraftübertragungen in der Fuge zwischen Altbeton- und Feinbetonschicht werden vernachlässigt, womit das Differentialgleichungssystem entkoppelt bleibt. Über die Spannungen in der Matrix wird geprüft, ob sich zwischen den Hauptrissen noch Zwischenrisse in einem Teilquerschnitt bilden.

Verteilte Risse

Mit den oben ermittelten Hauptrissabständen wird nun die Rissbreite weiter gesteigert, bis (je nach Vorgabe) entweder eine bestimmte Kraft erreicht ist oder eine der Bewehrungen ver-

Bild 4.9: Biegeverstärkte Platte mit eingefärbten Rissen – Zwischenrisse in Textilbeton-Verstärkungsschicht

sagt. Wurde festgestellt, dass sich Zwischenrisse gebildet haben, so wird bei der entsprechenden Bewehrung (Textil) nach Beobachtungen von Versuchen davon ausgegangen, dass sich ein Hauptriss auf drei verteilte Risse aufteilt. Entsprechend wird für den betroffenen Bewehrungsstrang mit einem Drittel des Rissabstands und einem Drittel der Rissbreite weitergerechnet. Über einen Vergleich der Verbundlängen kann noch die Plausibilität dieser Annahme geprüft werden.

Mit den so gewonnenen Daten kann eine Kraft-Rissöffnungsbeziehung aufgestellt werden, indem die für die jeweilige Rissbreite maximalen Kräfte in den Bewehrungssträngen aufgetragen werden.

4.5.3 Verifikation des Programms – Versuchsnachrechnung

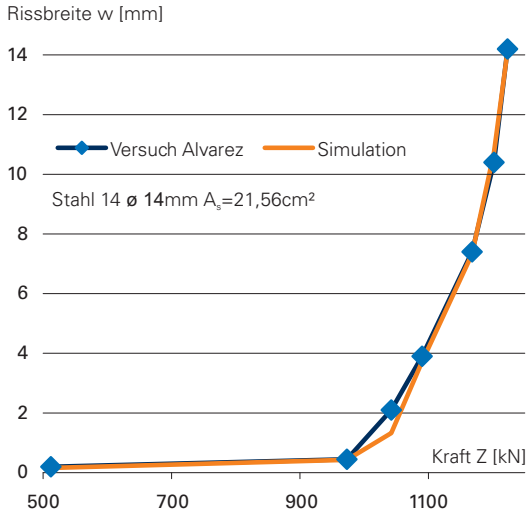
Für grundsätzliche Aussagen zur Kraftaufteilung zwischen textiler und Stahlbewehrung muss zunächst die Qualität und Zuverlässigkeit des verwendeten Modells sichergestellt werden. Grundsätzlich kann das vorliegende Modell und die verbundbedingte unterschiedliche Aufteilung der Zugkraft mit verschiedenen Versuchen an zug- oder biegebeanspruchten Bauteilen, wie beispielsweise von Wörner, Deusser und Ilgmeier [295, 296, 300] oder auch mit den eigenen Versuchen in Kapitel 6 verifiziert werden. Versuche zur Bestimmung von Zugkraftaufteilung und Dehnungsverteilung in den Bewehrungssträngen erfordern allerdings eine aufwändige Instrumentierung und Beobachtung verschiedener Einflussfaktoren. Weiterhin müssen die Material- und Verbundparameter hinreichend bekannt sein oder besser zusätzlich in Einzelversuchen experimentell bestimmt werden. Gegenüber Dehnkörperversuchen erhöht sich bei Biegeversuchen zudem die Anzahl streuender und schwer messbarer Parameter, beispielsweise die Höhe der Druckzone und damit der Hebelarm der inneren Kräfte, die Höhe der mitwirkenden Betonzugzonen der Bewehrung oder die Zugkraftübertragung des Betons bei sehr kleinen Rissbreiten. Zur Verifikation von Berechnungsmodellen werden daher Zugstabversuche bevorzugt und sind besser geeignet als Biegeversuche.

Außer Dehnkörperversuchen von Uhlig [282] sind keine geeigneten zentrischen Zugversuche mit gemischter Textil- und Stahlbewehrung bekannt. Nachfolgend werden diese Versuche trotz unzureichendem Messumfang und ungünstiger Versuchsparameter modelliert und nachgerech-

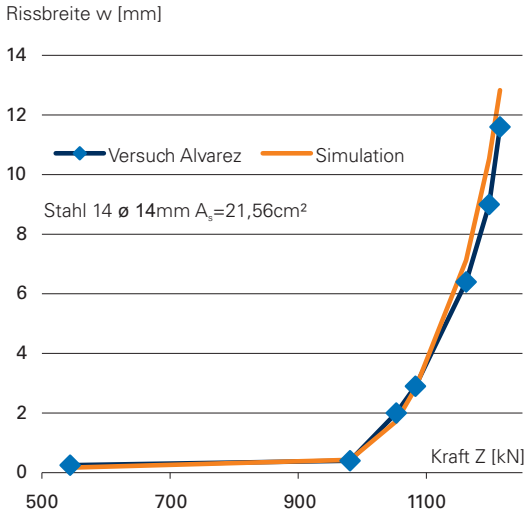
net. Die Versuche an Biegebalken zur Wirkung einer oberflächennahen Bewehrung von Wörner, Deusser und Ilgmeier [295, 296, 300] können wegen unbekannter Material- und Verbundparameter nicht zur Modellverifikation herangezogen werden.

Die eigenen Versuche an biegeverstärkten Platten (Kapitel 6), welche nur für eine Studie zum prinzipiellen Tragverhalten vorgeschädigter und anschließend textilverstärkter Stahlbetonplatten geplant und durchgeführt wurden, sind zur Modellverifikation ebenso nur bedingt geeignet. Die Frage der Auswirkung des unterschiedlichen Verbundverhaltens der Bewehrungen auf die Zugkraftaufteilung wurde erst anhand dieser Versuche und der Entwicklung eines Bemessungsmodells aufgeworfen. Mit einem verifizierten Verbundmodell können die Versuche dann aber nachgerechnet werden, vgl. Lepenies [170].

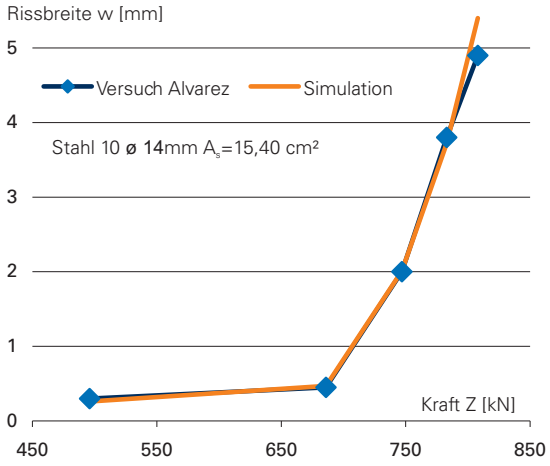
Mangels geeigneter experimenteller Untersuchungen wurden daher zusätzlich einige zentrische Zugversuche von Rudlof [242] und Alvarez [14] mit gemischter Bewehrung aus Beton- und Spannstahl zur Verifikation der Zuverlässigkeit des Berechnungsprogrammes in den folgenden Abschnitten nachgerechnet und mit den experimentell gewonnenen Daten verglichen.



(a) Versuch Z1



(b) Versuch Z2

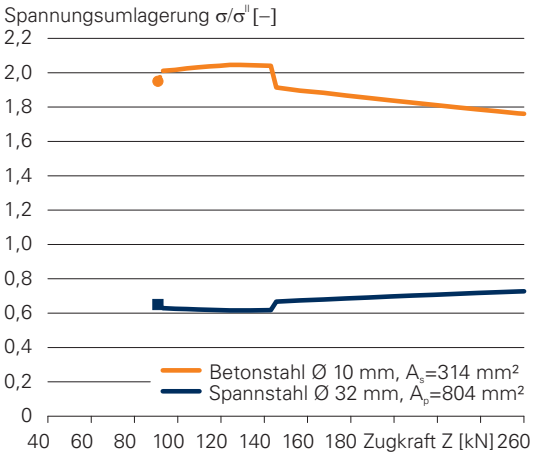


(c) Versuch Z8

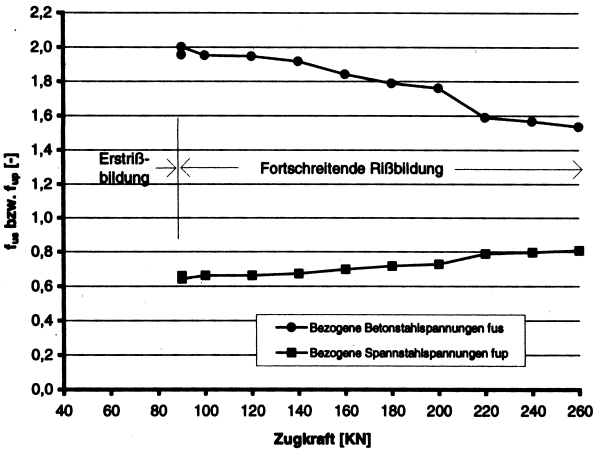
Versuch	Betonstahl	A_s [mm^2]	f_{ck} [N/mm^2]
Z1	14 ∅ 14 mm	2156	50,5
Z2	14 ∅ 14 mm	2156	79,6
Z8	10 ∅ 14 mm	1539	50,7

(d) Kennwerte

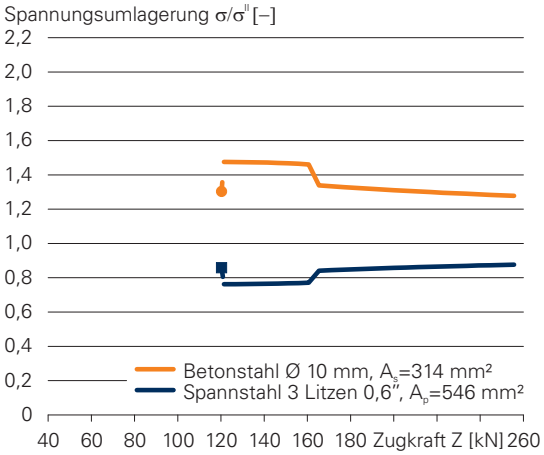
Bild 4.10: Nachrechnung der Versuche von Alvarez mit $s_{rm}/l_v = 1,50$



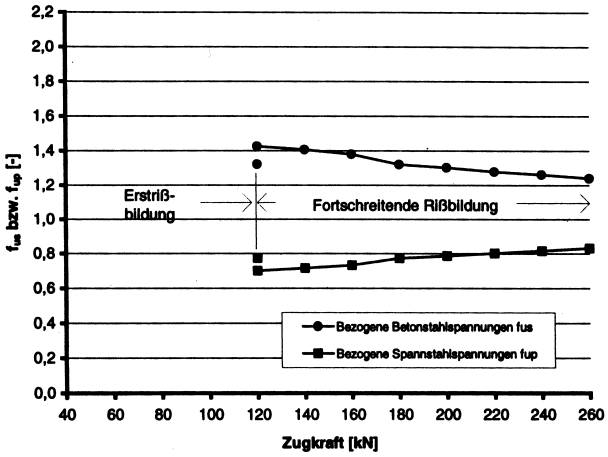
(a) Nachrechnung des Versuchs K4



(b) Versuch K4 aus Rudlof [242] entnommen



(c) Nachrechnung des Versuchs K7



(d) Versuch K7 aus Rudlof [242] entnommen

Bild 4.11: Vergleich Nachrechnung zur Spannungsumlagerung σ/σ^{II} mit den Versuchswerten

Betonstahlbewehrte Dehnkörper

Alvarez und Marti [14] untersuchten die Rissbildung mit verschiedenen Zugversuchen an großmaßstäblichen Stahlbetonscheiben (220×1000 mm). Der Betonquerschnitt wurde mit Betonstahl und teilweise zusätzlich mit Spannstahl bewehrt. Ein Teil der Versuche wurde ohne Bügelbewehrung durchgeführt. Es wurden Rissabstände und Rissbreiten für verschiedene Laststufen gemessen. Exemplarisch wurden einige Versuche nachgerechnet, von denen Bild 4.10 ausgewählt die Ergebnisse der Versuche Z 1, Z 2 und Z 8 mit einem abgeschätztem Rissabstand $s_{rm}/l_v = 1,50$ zeigt. Im Allgemeinen konnte eine gute Übereinstimmung der Rissabstände und Rissbreiten festgestellt werden.

Versuche zur Spannungsumlagerung

In den von Rudlof [242] durchgeführten Untersuchungen wurden gemischt bewehrte Zugstäbe mit Beton- und (nicht vorgespannter) Spannstahlbewehrung ohne Umbügelung getestet. Die Dehnkörper mit einer Länge von 1800 mm hatten einen Querschnitt von 220×220 mm

Tabelle 4.1: Vergleich der Versuchsergebnisse von RUDLOF [242] mit eigener Nachrechnung für den wahrscheinlichsten Rissabstand $s_{rm}/l_v = 1,333$

Dehnkörper		$w_{m,test}$	$w_{m,calc}$	$\Delta(\%)$	$s_{rm,test}$	$s_{rm,calc}$	$\Delta(\%)$
K 1	Erstriss	0,064 mm	0,055 mm	- 14,1	–	–	–
	Endzustand	0,197 mm	0,120 mm	-39,1	202 mm	198 mm	- 2,0
K 2	Erstriss	0,082 mm	0,065 mm	- 20,7	–	–	–
	Endzustand	0,234 mm	0,215 mm	- 8,1	240 mm	260 mm	+ 8,3
K 3	Erstriss	0,106 mm	0,060 mm	- 43,4	–	–	–
	Endzustand	0,236 mm	0,180 mm	- 23,7	216 mm	168 mm	- 22,2
K 4	Erstriss	0,089 mm	0,070 mm	- 21,3	–	–	–
	Endzustand	0,236 mm	0,195 mm	- 17,4	294 mm	239 mm	- 11,2
K 5	Erstriss	0,065 mm	0,050 mm	- 23,1	–	–	–
	Endzustand	0,110 mm	0,090 mm	- 18,2	180 mm	190 mm	+ 5,6
K 6	Erstriss	0,059 mm	0,035 mm	- 40,7	–	–	–
	Endzustand	0,110 mm	0,095 mm	- 13,6	190 mm	214 mm	+ 12,5
K 7	Erstriss	0,109 mm	0,080 mm	- 26,6	–	–	–
	Endzustand	0,248 mm	0,190 mm	- 23,4	180 mm	213 mm	+ 18,4
K 8	Erstriss	0,112 mm	0,060 mm	- 46,4	–	–	–
	Endzustand	0,240 mm	0,180 mm	- 25,0	148 mm	170 mm	+ 14,9
K 9	Erstriss	0,085 mm	0,070 mm	- 17,6	–	–	–
	Endzustand	0,209 mm	0,145 mm	- 30,6	173 mm	176 mm	+ 1,7
K 10	Erstriss	0,075 mm	0,070 mm	- 6,7	–	–	–
	Endzustand	0,123 mm	0,100 mm	- 10,6	148 mm	139 mm	- 6,1

und sind mit jeweils vier Betonstahlstäben ∅ 10 mm, ∅ 12 mm oder ∅ 16 mm bewehrt. In der Mitte des Probekörpers ist jeweils ein glattes oder geripptes Einzelspannglied ∅ 32 mm bzw. ein Bündelspannglied aus drei Litzen 0,6" angeordnet. Aus den Versuchen sind Erstrisskräfte und Erstrissbreiten bekannt. Weiterhin wurden die Probekörper bis zu einer definierten Endlast von 260 kN mit verschiedenen Belastungsregimes belastet und die zugehörgen Rissbreiten und Dehnungen der Betonstahlbewehrung gemessen. Die Versuchskörper wurden nicht bis zur Bruchlast geprüft. Der Vergleich der Versuchswerte mit den vom Programm errechneten Rissbreiten und Rissabständen ist in Tabelle 4.1 dargestellt. Besonders beim Erstrisszustand sind die errechneten Rissbreiten geringer als die gemessenen. Das kann entweder auf Ablese- und Messungenauigkeiten oder auf den Ort der Rissbreitenermittlung zurückgeführt werden. Schon GOTO [93] zeigte, dass die an der Oberfläche gemessene Rissbreite in der Regel größer ist als die unmittelbar am Bewehrungsstab ermittelte.

Weiterhin stellt RUDLOF die in den Versuchen ermittelte Aufteilung der Zugkräfte in den Bewehrungssträngen über die Spannungsumlagerungsfaktoren $\sigma \,/\, \sigma^{II}$ dar. Beginnend von stark unterschiedlichen bezogenen Spannungen im Erstrisszustand gleichen sich die beiden Werte mit steigender Zugkraft an. Wie in Bild 4.11 gezeigt kann auch die Spannungsumlagerung mit dem im Programm implementierten Algorithmus unter Verwendung der in RUDLOF [242] angegeben Potenzansätze[1] zur Verbundbeschreibung ausreichend genau modelliert werden.

[1] vgl. RUDLOF [242], S. 13 und S. 27, Tabelle 3.1
Ansatz nach NOAKOWSKI [202] für Betonstahl: $\tau_s(x) = 0,36 \cdot s_s(x)^{0,22} \cdot f_c$
Ansätze nach EMPELMANN [74] für Spannstahl im Einpressmörtel:
glatt: $\tau_p(x) = 0,46 \cdot s_p(x)^{0,1} \cdot \sqrt{f_{c,E}}$, gerippt: $\tau_p(x) = 0,31 \cdot s_p(x)^{0,3} \cdot f_{c,E}$, Litzen: $\tau_p(x) = 0,15 \cdot s_p(x)^{0,27} \cdot f_{c,E}$

Tabelle 4.2: Annahmen für Kennwerte zur Nachrechnung der Versuche von Uhlig

Bewehrung	Titer [tex]	$n_{Rovings}$	∅ [mm]	A [mm²]	E-Modul [N/mm²]	$E \cdot A$ [MN]	ΣU [mm]
CemFIL-ARG	2400	20	1,5	35,9	74.000	2,634	75,4
Polyven soft	500	20	1,3	21,2	8.000	0,170	65,4
NEG-ARG	1100	27	0,7	21,2	62.400	1,322	88,3
BSt 500	1Ø12	1	12,0	113,0	200.000	22,6	18,9

Textilbetonverstärkte Zugstäbe

Mit wenigen Tastversuchen untersuchte Uhlig [282] im Rahmen einer Diplomarbeit an der Technischen Universität Dresden die Rissbildung textilbetonverstärkter Stahlbetonzugstäbe. Im Vergleich mit einem unverstärkten Stahlbetonzugstab untersuchte er die Wirkung von zwei unterschiedlichen AR-Glas-Textilien und einem PVA-Textil. Folgende vier Versuchskörper wurden untersucht:

- unverstärkter Stahlbetonzugstab (100×100 mm), mit einem BSt500 ∅ 12 mm bewehrt,
- Stahlbetonzugstab (84×100 mm, BSt500 ∅ 12 mm), mit beidseitig einer Lage textiler Bewehrung aus Polyvinylalkohol (PVA) Polyven soft 500 tex in einer 8 mm Feinbetonschicht verstärkt,
- Stahlbetonzugstab (84×100 mm, BSt500 ∅ 12 mm), mit beidseitig einer Lage textiler Bewehrung aus AR-Glas NEG-ARG 1100 tex in einer 8 mm Feinbetonschicht verstärkt,
- Stahlbetonzugstab (84×100 mm, BSt500 ∅ 12 mm), mit beidseitig einer Lage textiler Bewehrung aus AR-Glas CEM-FIL 2400 tex in einer 8 mm Feinbetonschicht verstärkt.

Der Gesamtquerschnitt des Zugstabes betrug dabei jeweils 100×100 mm. Die Erstrisslast lag daher in allen Versuchen bei ca. 20 kN. Das Ende des Versuches wurde kurz vor Erreichen der Streckgrenze der Bewehrung bei 50 kN festgelegt. Zwischendurch wurden definierte Laststufen angefahren und Rissabstände und Rissbreiten an wenigen Stellen aufgenommen.

Wegen unterschiedlicher Material- und Verbundeigenschaften der Verstärkungsschichten an Ober- und Unterseite des Zugstabes, entstanden durch horizontale Fertigung und unterschiedliche Erhärtungsbedingungen, sowie wegen des geringen Versuchsumfanges, weitestgehend unbekannter Versuchsbedingungen und Messdatenerfassung sind die Versuche für eine weitere Auswertung oder gar Modellverifikation nur sehr bedingt geeignet. Zudem sind die Materialeigenschaften der Textilien und der Textilbetonschichten weitestgehend unbekannt. Zwar ist das Ausgangsmaterial der Textilien bekannt, aber da die Versuche und textilen Bewehrungen aus den frühen Anfängen des Dresdner Sonderforschungsbereiches stammen, sind dazu weder die genaue textile Konstruktion (Bindung, bi- oder multiaxial) noch Zugversuche an Textilbetondehnkörpern und schon gar keine Versuche zur Verbundkennwertermittelung bekannt. Außerdem wurde nur sehr wenig textile Bewehrung eingebaut, so dass allein schon wegen der geringen Dehnsteifigkeit von einer sehr geringen Mitwirkung am Lastabtrag auszugehen ist.

Mit den aus Erfahrungswerten abgeschätzten Annahmen in Tabelle 4.2 wurden die Versuche von Uhlig für die Laststufe 50 kN mit dem programmierten Algorithmus nachgerechnet. Zwar lässt sich das Programm damit nicht verifizieren, aber mit den bereits erreichten guten Übereinstimmungen für andere gemischte Bewehrungen lassen sich grundsätzliche Aussagen

Tabelle 4.3: Vergleich Rissbreiten Rechnung - Versuche Uhlig $s_{rm}/l_v = 1,333$

Dehnkörper	$w_{m,test}$	$w_{m,calc}$	$\Delta(\%)$	$s_{rm,test}$	$s_{rm,calc}$	$\Delta(\%)$
Stahlbeton	0,28 mm	0,28 mm	±0,00	198 mm	204 mm	+3,29
CEM-FIL 2400 tex	0,21 mm	0,24 mm	+14,29	161 mm	173 mm	+7,63
Polyven soft 500 tex	0,27 mm	0,28 mm	+3,70	177 mm	197 mm	+11,24
NEG-ARG 1100 tex	0,35 mm		Textil versagt beim Erstriss			

ableiten. Die Ergebnisse sind im Vergleich mit den Versuchswerten in Tabelle 4.3 zusammengestellt. Erwartungsgemäß hat das PVA-Textil aus PolyvenSoft 500 tex infolge der sehr geringen Dehnsteifigkeit ($E_t A_t \approx 1/130 \cdot E_s A_s$) sowohl in der Rechnung als auch im Versuch keinen nennenswerten Einfluss, da es im Vergleich zum Stahl nur sehr geringe Kräfte aufnehmen kann. Die AR-Glasfaserbewehrung aus NEG-ARG 1100 tex versagt aufgrund der niedrigen Bruchdehnung bereits im Erstrisszustand. Lediglich der Einsatz von AR-Glas CEM-FIL 2400 tex zeigt einen nachweisbaren Einfluss auf Rissbreiten und -abstände.

4.5.4 Schlussfolgerung und Einschränkungen

Die Gegenüberstellung der berechneten mit den Werten aus den Versuchen zeigt allgemein im Rahmen der getroffenen Annahmen und Vereinfachungen eine sehr gute Übereinstimmung. Sowohl Rissbreiten und -abstände als auch Spannungsumlagerungseffekte können mit dem vorgestellten Berechnungsalgorithmus zuverlässig nachvollzogen werden.

Dennoch konnte die komplexe Interaktion zwischen den Bewehrungen untereinander und mit der umgebenden Betonmatrix im Rahmen dieser Arbeit nur mit gewissen Einschränkungen modelliert werden. Neben den üblichen Vereinfachungen, wie beispielsweise die Vernachlässigung der Betondehnungen, wurde der komplexe Mechanismus des Fließens der Stahlbewehrung und Lokalisierung der Dehnungen in den Rissen nur näherungsweise berücksichtigt. Zum einen wurde mit einem lokal begrenzten Fließbereich wie nach Ulaga [283] gerechnet. Zum anderen wurde der Fließzustand in der Regel mit über die Verbundlänge gemittelten Betonstahldehnungen bei verminderten konstanten Schubspannungen τ_f modelliert, da für die Ausdehnung des Fließbereichs in der Literatur keine Angaben zu finden sind.

Weitere Einschränkungen ergeben sich aus der Charakteristik der textilen Bewehrung. Insbesondere zur Vorhersage der Bruchdehnung und Versagenslasten ergeben sich starke Einschränkungen, da die im freien Zugversuch ermittelte Spannungs-Dehnungs-Charakteristik eines Filaments oder auch Rovings nicht auf die Rissdehnung im Textilbeton übertragbar ist. Vorschädigung, Streuung der Filamentfestigkeiten, lokale Spannungsspitzen und die daraus resultierende Querschnittsminderung, Abhängigkeiten von der Prüflänge und inhomogenes Verbundverhalten der Filamente erfordert die Implementierung komplexer Multi-Skalen-Modellierung wie bei Lepenies [170]. Da dies den Rahmen dieser Arbeit bei weitem sprengen würde und bisher keine vereinfachten allgemeingültigen Modellierungen verfügbar sind, wurde mit einer linear elastischen Dehnungscharakteristik und einem konstanten Faserquerschnitt gerechnet. Zum Versagensniveau können daher keine zuverlässigen Aussagen aus dem Programm gefolgert werden.

Insgesamt ist der vorgestellte Berechnungsalgorithmus aber sehr gut geeignet, die Auswirkungen unterschiedlichen Verbundverhaltens unter verschiedenen Randbedingungen im Sinne qualitativer Aussagen zu prognostizieren. Quantitative Aussagen sind jedoch nur im Rahmen der

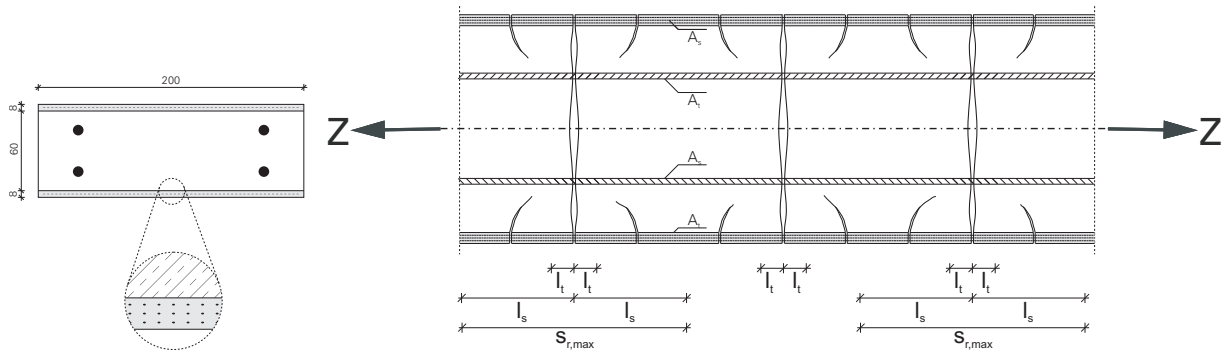
Modellungenauigkeiten möglich. Mit an Versuchen kalibrierten Modellen und weiteren Erkenntnissen zukünftiger Forschungsarbeiten zum Trag- und Verbundverhalten von textilbewehrtem Beton lässt sich der Aussageraum zukünftig sicher noch erweitern.

4.6 Parameterstudie zum Verbundtragverhalten

4.6.1 Variation der Material- und Verbundeigenschaften

Mit den zuvor erläuterten Grundlagen und dem Berechnungsalgorithmus werden für den in Bild 4.12 dargestellten Querschnitt eines Zugstabes die Auswirkungen verbundbedingter Unterschiede für verschiedene Bewehrungskombinationen numerisch untersucht. Durch Variation der Verbundparameter und Dehnsteifigkeitsverhältnisse soll vorrangig der Einfluss auf die Kraftaufteilung und Spannungsumlagerungen der Bewehrungsstränge beurteilt werden. Damit soll ein tieferes Verständnis für das Tragverhalten textilbetonverstärkter Stahlbetonkonstruktionen erarbeitet und Hinweise für weitergehende theoretische und experimentelle Untersuchungen abgeleitet und begründet werden.

Die Geometrie des Querschnittes wurde in Anlehnung an die Zugzone der biegeverstärkten Platten in Kapitel 6 gewählt. Die Abmessungen und verwendeten Materialkennwerte des Betons und Feinbetons sind in Tabelle 4.6 zusammengestellt. Die Querschnittsfläche der Betonstahlbewehrung wurde mit etwa 200 mm^2 konstant gehalten. Wie in Tabelle 4.4 angegeben, wurde diese allerdings zur Variation der Verbundparameter mit verschiedenen Bewehrungsdurchmessern und Anzahl von Stäben aufgebaut. Neben dem Stabdurchmesser und der Verbundfläche wurde die Verbundqualität durch verschiedene Rechenannahmen für guten Verbund, schlechten Verbund und glatte Bewehrungsstäbe entsprechend CEB/FIP ModelCode 90 (1993) [46] variiert. Grundsätzlich wurde die für Betonstahl übliche vereinfachte Spannungs-Dehnungs-Linie ohne Verfestigung (E_{sy} 0) verwendet.



(a) Querschnitt (b) Längsschnitt

Bild 4.12: Zugstab mit gemischter Bewehrung für numerische Untersuchung

In den Feinbetonschichten wurde jeweils mit ein bis sechs Lagen textiler Bewehrung gerechnet, um verschiedene Verhältnisse der Dehnsteifigkeiten abzubilden. Dabei wurden verschiedene Carbon- und Glasfasertextilien mit und ohne Beschichtung untersucht, die in Tabelle 4.5 zusammengestellt sind. Der Zusatz 'p' bzw. 'p2' weist auf eine jeweils unterschiedliche Beschichtung des Textils hin. Da für das AR-Glas-Textil CEM-Fil 2400 tex keine Kennwerte für ein beschichtetes Textil vorhanden sind, werden mit dem Zusatz 'mod' fiktive, modifizierte

Tabelle 4.4: Verwendete Stahlbewehrungen

Bewehrung	A [mm²]	f_{yk} [N/mm²]	ε_{uk} [%]	E-Modul [N/mm²]	$E \cdot A$ [MN]	ΣU_s [mm]
7 ∅6	198	500	5,0	200 000	39,60	65,97
4 ∅8	201	500	5,0	200 000	40,20	50,27
2 ∅12	226	500	5,0	200 000	45,20	37,70
1 ∅16	201	500	5,0	200 000	40,20	25,13

Tabelle 4.5: Textilkennwerte für Parameterstudie – Werte für 1 Lage

Bewehrung	Titer [tex]		$n_{Rovings}$	∅ [mm]	A_t [mm²]	E-Modul [N/mm²]	$E \cdot A$ [MN]	ΣU [mm]
NEG-ARG	1100		55	0,712	21,880	81 170	1,776	122,973
VET-ARG	2400		37	1,046	31,813	74 960	2,385	121,621
VET-ARG	2400	mod*	37	1,046	31,813	74 960	2,385	121,621
VET-ARG	640	p	55	0,545	12,845	74 100	0,952	94,221
TEN-CF	800		55	0,756	24,676	222 980	5,502	130,593
TEN-CF	800	p	55	0,756	24,676	204 400	5,044	130,593
TEN-CF	800	p2	55	0,756	24,676	204 400	5,044	130,593
TEN-CF	400	p	55	0,538	12,508	215 320	2,693	92,977

* fikitive, modifizierte Kennwerte

Tabelle 4.6: Betonkennwerte für Parameterstudie

Matrix	f_{ck} [N/mm²]	f_{ct} [N/mm²]	h_c [mm]	b_c [mm]	A_c [mm²]	E-Modul [N/mm²]	$E \cdot A$ [MN]
Beton (C25/30)	29,5	1,3	60	200	12 000	25 250	303 000
Feinbeton	76,3	3,2	2 × 5	200	2 000	28 500	57 000

Textilkennwerte mit erhöhten Verbundwerten eingeführt, um die Wirkung einer Beschichtung für Glastextilien zu simulieren.

Für die makroskopische Betrachtung der Verbundeigenschaften wurden die Rovings vereinfachend als homogener, elastischer Zylinder mit Kreisquerschnitt angenommen und daraus Querschnitts- und Verbundoberfläche berechnet. Da keine Verbundparameter für die betrachteten Textilien vorhanden waren, wurden diese anhand von zweiseitigen Roving-Pull-Out-Versuchen an unterbewehrten Zugproben nach Butler [42, 43] mit Hilfe des in Bild 4.13 gezeigten Programms `Faserberechnung` von Richter [233] abgeschätzt. Aus einer im Versuch gemessenen Kraft-Rissöffnungs-Kurve wird unter Vorgabe einer Querschnitts- und Verbundoberfläche eine dafür gültige mittlere Verbundspannungs-Schlupf-Beziehung in Form einer multilinearen Kurve abgeleitet. Streng genommen ist dies keinesfalls ein Verbundverhalten im mechanischen Sinn, sondern eine Überlagerung von Faserschädigung und inhomogenem Verbund- und Dehnungsverhalten innerhalb eines Rovings, welches damit verschmiert berücksichtigt wird. Bild 4.14 zeigt die verwendeten Verbundparameter. Ausdrücklich sei hier noch einmal darauf hingewiesen, dass diese Verbundparameter nur für diese Studie abgeschätzt wurden und keine allgemeingültigen Verbundparameter für textile Bewehrungen darstellen. Hierfür sei auf laufende Arbeiten des SFB 528 von Ortlepp & Lorenz [173, 174, 266] verwiesen.

Vergleicht man Verbundspannungskurven von Betonstahl- und Textilbewehrung in Bild 4.15 fällt auf, dass über die textilen Bewehrungselemente nur etwa ein Zehntel der Verbundspannung des Bewehrungsstahls übertragen werden kann. Auf den ersten Blick erscheinen textile Bewehrungen daher verbundweicher. Berücksichtigt man allerdings die enorm große Verbundoberfläche textiler Bewehrungen, kann sich auch ein verbundsteiferes Verhältnis ergeben. Mit der folgenden Parameterstudie sollen dazu erste Erkenntnisse abgeleitet werden.

Insgesamt wurden für ungefähr 600 Kombinationen die Lasteinleitungslängen, Rissabstände, Kraftaufteilung, Spannungen im Riss und Spannungsumlagerung berechnet. Wegen der beschränkten quantitativen Aussagekraft konzentriert sich die folgende Auswertung vorwiegend auf die Auswertung der Spannungsumlagerung und Kraft- bzw. Spannungsaufteilung im Riss.

4.6.2 Darstellung der Kraftaufteilung und Spannungsumlagerung

Verbundverhalten und Verhältnis der Dehnsteifigkeiten haben einen großen Einfluss auf Kraftaufteilung und Spannungsumlagerung. Mit den in Bild 4.16 gezeigten Diagrammen können die Umlagerungseffekte veranschaulicht werden. Bild 4.16(a) zeigt die Aufteilung der Ge-

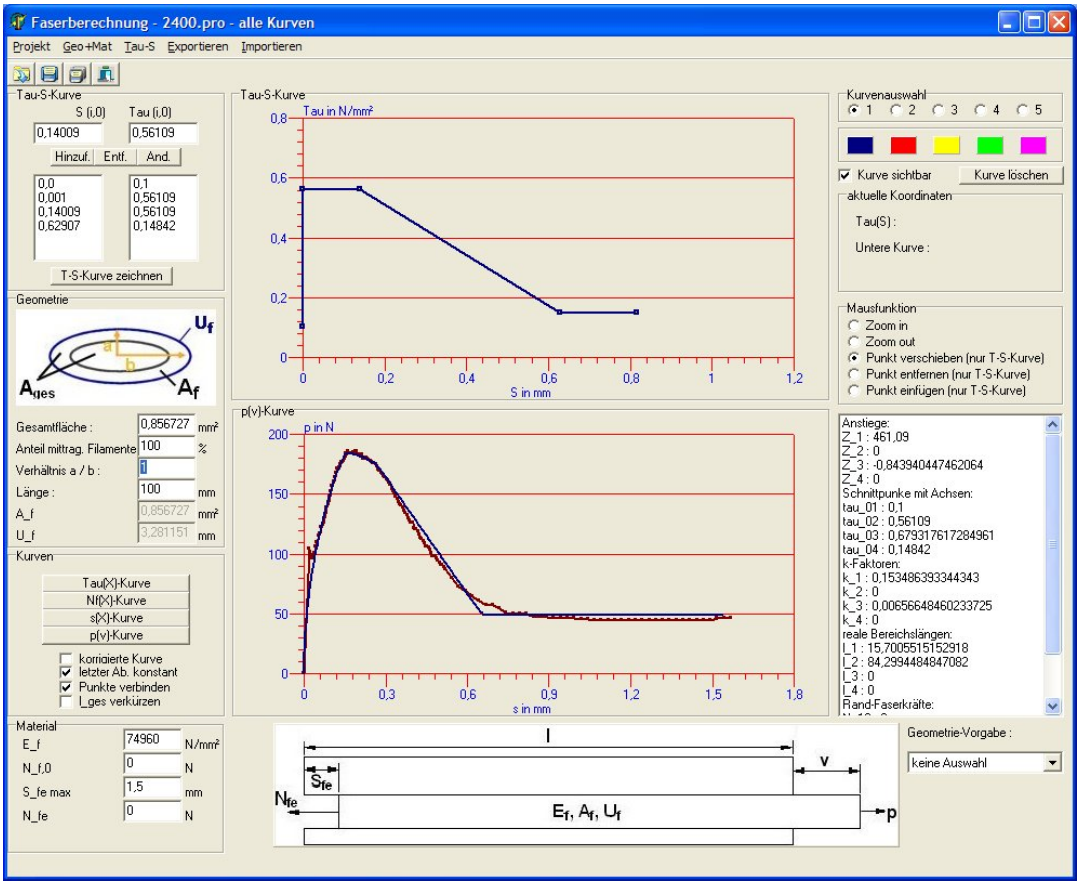
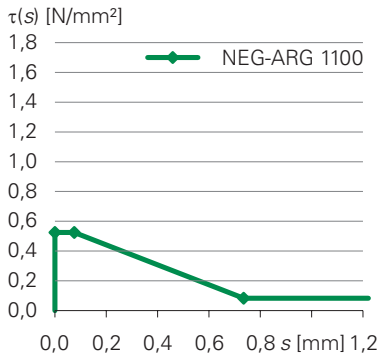
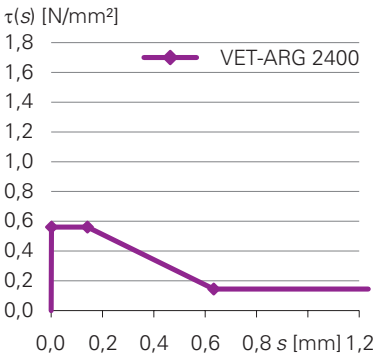


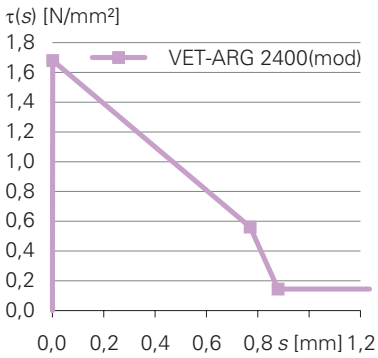
Bild 4.13: Benutzeroberfläche des Programms `Faserberechnung` mit angepasster, multilinearer $\tau - s$-Kurve (oben) und der daraus errechneten pull-out-Kurve im Vergleich zur gemessenen Kraft-Verschiebungs-Kurve für Rovings CEM-FIL 2400 tex unter Annahme eines Kreisquerschnittes mit Programmparameter $a/b = 1$



(a) VET-ARG1100-01



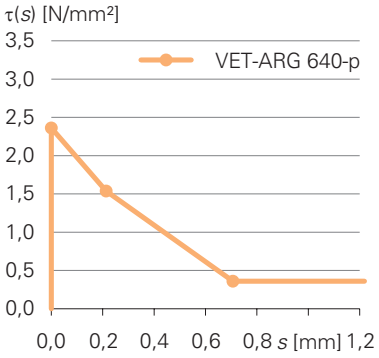
(b) VET-ARG2400-02



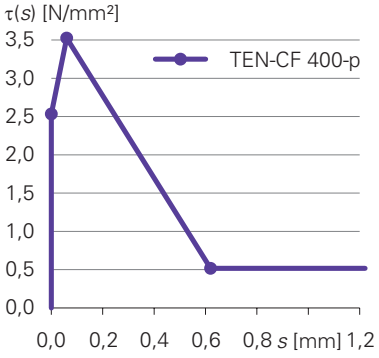
(c) VET-ARG2400-02(mod)

Roving	Einheit	$s_{1,max}$ τ_{max}	$s_{2,u}$ τ_u	$s_{3,r}$ τ_r
NEG-ARG 1100-01	[mm]	0,0001	0,075	0,735
	[N/mm²]	0,525	0,525	0,083
VET-ARG 2400-02	[mm]	0,001	0,140	0,873
	[N/mm²]	0,561	0,561	0,145
VET-ARG 2400-02 (mod)	[mm]	0,001	0,765	0,873
	[N/mm²]	1,680	0,561	0,145
VET-ARG 640-02-p	[mm]	0,0001	0,214	0,708
	[N/mm²]	2,350	1,531	0,358
TEN-CF 400-p	[mm]	0,00001	0,060	0,620
	[N/mm²]	2,555	3,555	0,521
TEN-CF 800	[mm]	0,0001	0,103	0,809
	[N/mm²]	1,11	1,11	0,353
TEN-CF 800-p2	[mm]	0,00001	0,118	0,526
	[N/mm²]	3,480	2,753	0,684
TEN-CF 800-p	[mm]	0,0001	0,563	1,122
	[N/mm²]	2,900	0,970	0,724

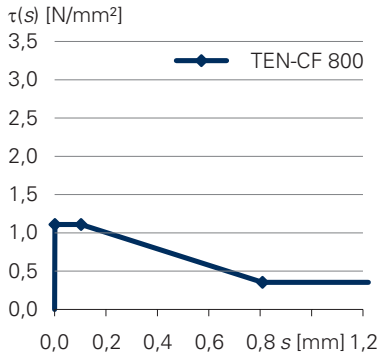
(d) Parameter



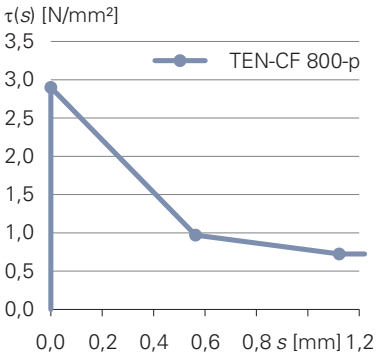
(e) VET-ARG640-02-p



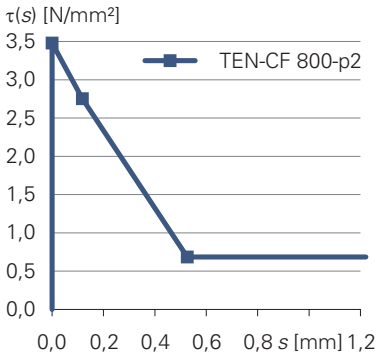
(f) TEN-CF400-01-p



(g) TEN-CF800-02



(h) TEN-CF800-02-p



(i) TEN-CF800-p2

Bild 4.14: Schubspannungs-Schlupf-Beziehungen $\tau(s)$ für Parameterstudie

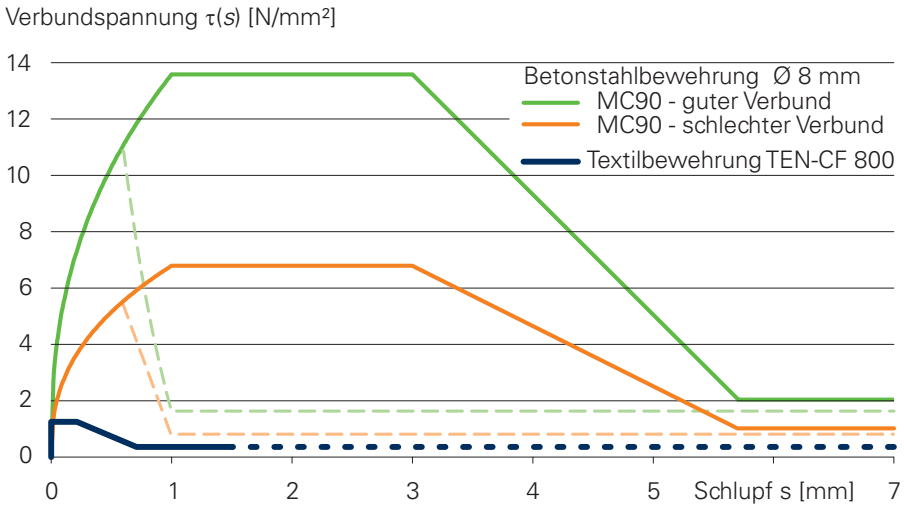
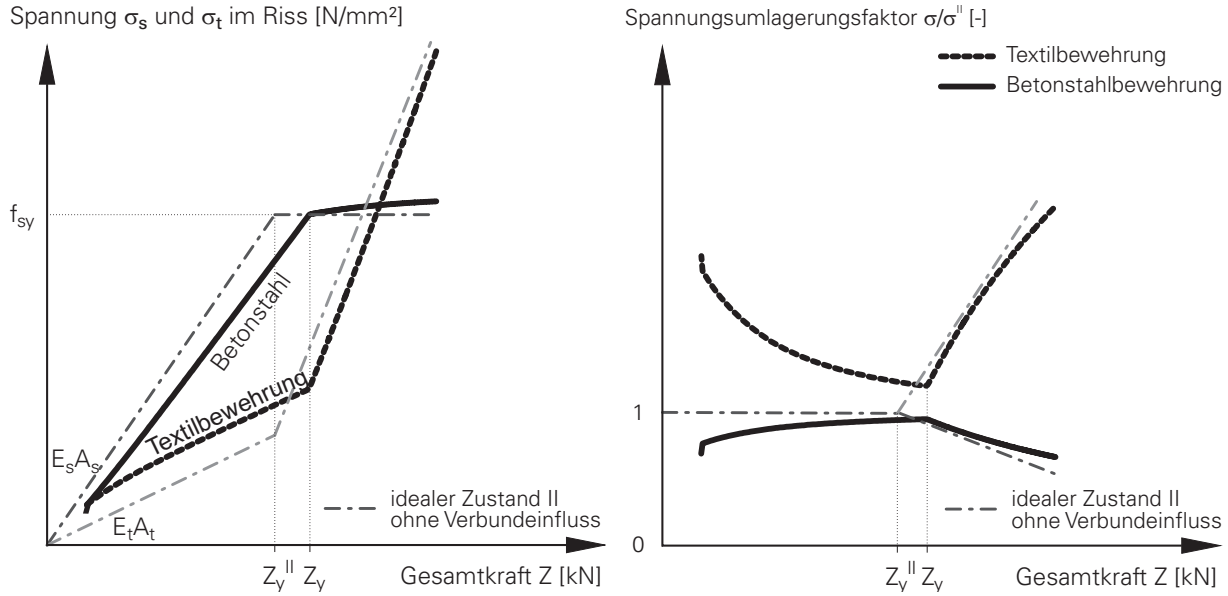


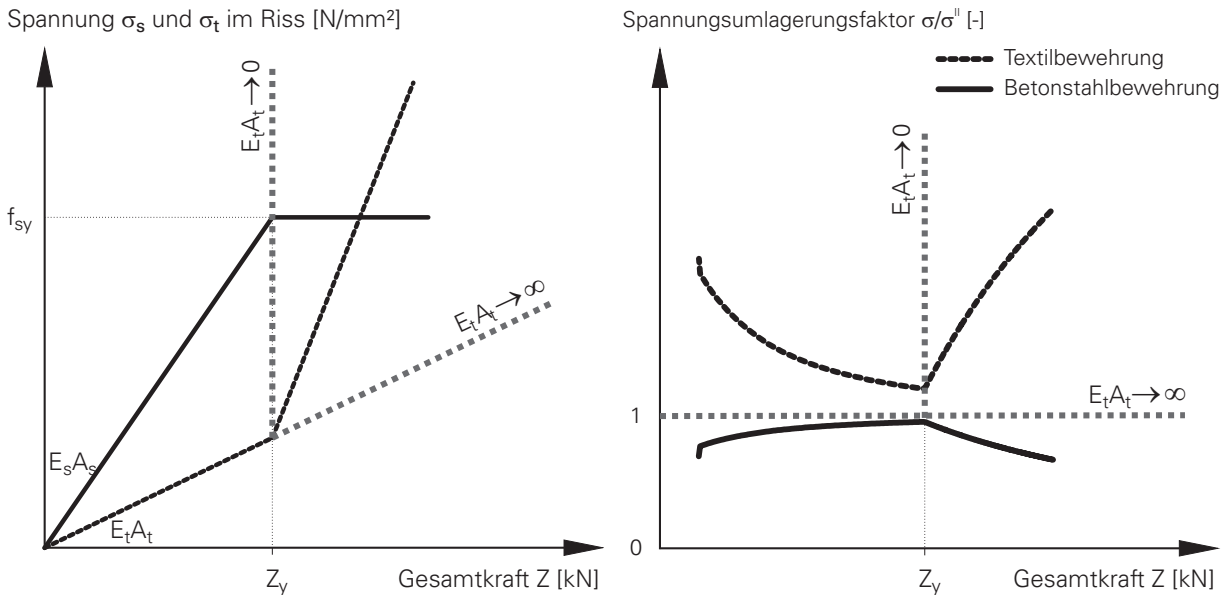
Bild 4.15: Verbundspannungs-Schlupf-Beziehungen für Textilbewehrung im Vergleich zur Betonstahlbewehrung für unterschiedliche Verbundbedingungen nach ModelCode 90 (hier für Ø 8 mm, Rippenabstand $c_s = 5,7\,\text{mm}$ und $f_{ck} = 29,5\,\text{N/mm}^2$)



(a) Absolute Spannung im Riss

(b) Spannungsumlagerung

Bild 4.16: Allgemeine Darstellung von Kraftaufteilung und Spannungsumlagerung am Zugstab mit gemischter Bewehrung



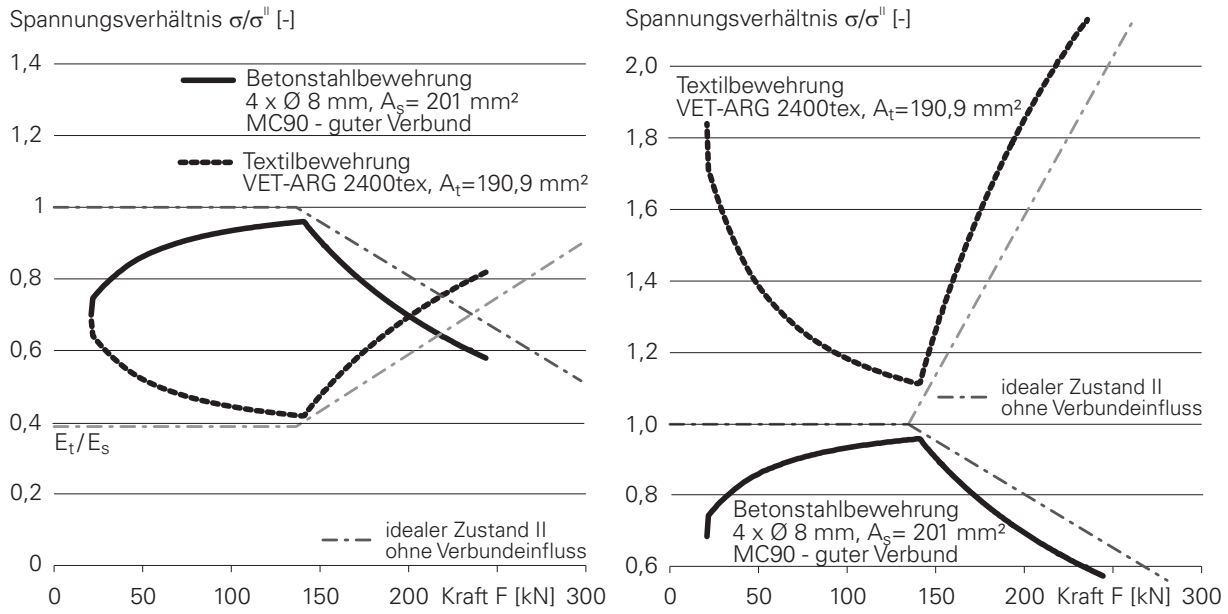
(a) Absolute Spannung im Riss (b) Spannungsumlagerung

Bild 4.17: Grenzwertbetrachtung zur Plausibilitätskontrolle

samtzugkraft Z auf die beiden Bewehrungen im Riss, deren Spannungen σ_s und σ_t aufgetragen sind. Die Kraft- bzw. Spannungsaufteilung im Verhältnis der Dehnsteifigkeiten ist beginnend mit dem Erstriss bis zum Fließbeginn der Betonstahlbewehrung zu erkennen. Die Auswirkung des unterschiedlichen Verbundverhaltens wird im Vergleich mit der Aufteilung nach idealem Zustand II – so als ob die Bewehrungen die Kraft allein ohne Verbundeinfluss mit ebener Dehnungsverteilung aufnähmen – deutlich. Durch die Umlagerungen wird aber auch die Kraft beim Fließbeginn Z_y gegenüber dem Zustand II Z_y^{II} beeinflusst. Ab dem Fließen der Betonstahlbewehrung wirkt die textile Bewehrung allein für eine weitere Steigerung der Belastung und wird daher stärker beansprucht. Die Rissöffnung und Dehnungen des Zugstabes werden damit von der textilen Bewehrung und deren Dehnsteifigkeit gesteuert, solange bis die Bruchdehnung einer Bewehrung im Riss erreicht wird. Die verbundbedingten Spannungsumlagerungen haben dabei nur noch untergeordnete Bedeutung. Die Spannungen im Betonstahl und im Textil nähern sich dem idealen Zustand II an, wenn sich bei abgeschlossenem Rissbild keine unterschiedlichen Lasteinleitungslängen und Dehnungsunterschiede der Bewehrungen mehr ausbilden können.

Die Spannungsumlagerungen lassen sich mit Bild 4.16(b) hervorheben. Dort sind die Spannungen jeweils auf den idealen Zustand II, also ohne Berücksichtigung des Verbunds, bezogen. Umlagerungen auf die Bewehrung werden dabei mit Faktoren größer als Eins, Entlastungen hingegen mit Werten kleiner als 1,0 dargestellt. Ab dem Fließen einer Bewehrung (Zustand III) dominiert allerdings die Dehnsteifigkeit der nichtfließenden Bewehrung die weitere Kraft- und Spannungsaufteilung. Mit den Grenzwertbetrachtungen in Bild 4.17 soll dies veranschaulicht werden.

Bülte [29], Faoro [76], Rudlof [242] und Tue [281] verwenden ähnliche Umlagerungsfaktoren und Darstellungen, bei denen die Elastizitätsmoduln der verschiedenen Bewehrungen gleich gesetzt werden ($E_1/E_2 \approx 1$). Insbesondere bei stark unterschiedlichen E-Moduln ergeben sich andere Ergebnisse; siehe beispielsweise Bild 3.35(a) von Faoro [76] in Kapitel 3.4. Die Umlagerungen werden dann in Bezug auf den idealen Zustand II der Betonstahlbewehrung



(a) Betonstahlspannung im Zustand II als Bezugswert (b) Korrekter Umlagerungsfaktor mit jeweiliger Bewehrungsspannung im Zustand II als Bezugswert

Bild 4.18: Darstellung der Spannungsumlagerung ohne/mit Berücksichtigung unterschiedlicher E-Moduln

dargestellt. Zur Demonstration sind in Bild 4.18 an einem eigenen Beispiel beide Darstellungsvarianten gegenübergestellt. Während im Bild 4.18(a) die Zustand II-Linie der Textilbewehrung bei E_t/E_s verläuft und eher der Spannungsanteil im Verhältnis zu einer reinen (einheitlichen) Betonstahlbewehrung ablesbar ist, kann man in Bild 4.18(b) hingegen die reine Umlagerung aus den verbundbedingten Unterschieden sehen. Sind keine Verbundunterschiede vorhanden (reiner Zustand II) gibt es auch keine Spannungsumlagerung, d. h. $\eta_s = \eta_t = 1,0$, und die Kraft kann nach den Dehnsteifigkeitsverhältnissen aufgeteilt werden.

Im Unterschied zu den Definitionen von Bülte [29], Faoro [76], Rudlof [242] und Tue [281] sollen im Folgenden die Umlagerungsfaktoren im Sinne der Definition von Gleichung 3.18 unter Berücksichtigung unterschiedlicher E-Moduln wie in Bild 4.18(b) verwendet werden. Somit kann mit den Umlagerungsfaktoren und der Kenntnis der Bewehrungsspannungen im reinen Zustand II direkt auf den Zustand im Riss geschlossen und auch leicht ein Zusammenhang zu anderen Verbundbeiwerten hergestellt werden:

$$\sigma_{sr} = \eta_s \cdot \sigma_s^{II} \qquad \text{bzw.} \qquad \varepsilon_{sr} = \eta_s \cdot \varepsilon_s^{II} \tag{4.58}$$

$$\sigma_{tr} = \eta_t \cdot \sigma_t^{II} \qquad \text{bzw.} \qquad \varepsilon_{tr} = \eta_t \cdot \varepsilon_t^{II} \tag{4.59}$$

Bezogen auf einen ideal elastischen Zugstab ergeben sich die Umlagerungsfaktoren der numerischen Simulation aus

$$\eta_s = \frac{\sigma_{sr}}{\sigma_s^{II}} \qquad \text{bzw.} \qquad \eta_t = \frac{\sigma_{tr}}{\sigma_t^{II}} \tag{4.60}$$

mit

$$\sigma_s^{II} = \frac{Z}{\left(A_s + \frac{E_t}{E_s} \cdot A_t\right)} \qquad \text{und} \qquad \sigma_t^{II} = \frac{E_t}{E_s} \cdot \sigma_s^{II} \tag{4.61}$$

Streng genommen müsste der Bezugswert auch hier noch in einen elastischen und plastischen Bereich unterteilt werden, damit der korrekte Zusammenhang

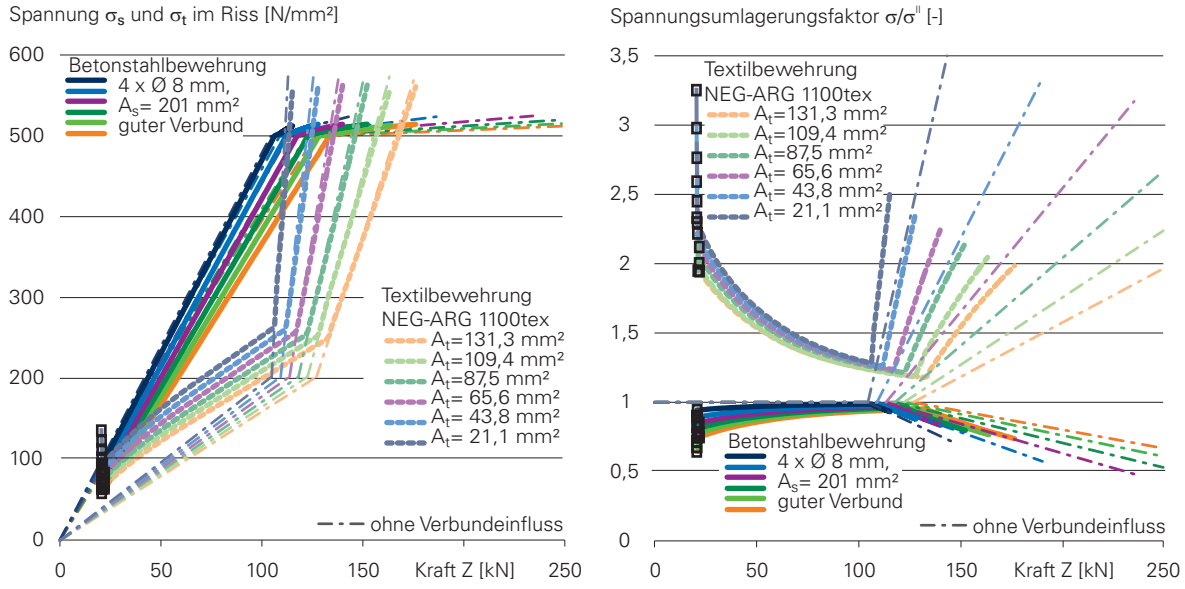
$$\eta_s = \begin{cases} \dfrac{1 + \frac{E_t A_t}{E_s A_s}}{1 + \frac{E_t A_t}{E_s A_s} \cdot \delta_t} & \text{für} \quad 0 \le Z \le Z_y \\ \dfrac{1 + \frac{E_t A_t}{E_{sy} A_s}}{1 + \frac{E_t A_t}{E_{sy} A_s} \cdot \delta_t} \xrightarrow{E_{sy} \to 0} \dfrac{1}{\delta_t} & \text{für} \quad Z > Z_y \end{cases} \tag{4.62}$$

$$\eta_t = \begin{cases} \dfrac{1 + \frac{E_t A_t}{E_s A_s}}{1 + \frac{E_t A_t}{E_s A_s} \cdot \delta_t} \cdot \delta_t & \text{für} \quad 0 \le Z \le Z_y \\ \dfrac{1 + \frac{E_t A_t}{E_{sy} A_s}}{1 + \frac{E_t A_t}{E_{sy} A_s} \cdot \delta_t} \cdot \delta_t \xrightarrow{E_{sy} \to 0} 1{,}0 & \text{für} \quad Z > Z_y \end{cases} \tag{4.63}$$

mit einem vom Dehnsteifigkeitsverhältnis unabhängigen Verbundbeiwert δ_t gilt. Da die gewählte Formulierung mit elastischem Bezugswert allerdings leichter handhabbar und zudem der Fließbeginn und die textile Bewehrung in der Darstellung besser erkennbar ist, wird darauf verzichtet und stattdessen für diesen Bereich die Ideallinie eingezeichnet. Korrekterweise kann der Verbundbeiwert δ_t dann nur im elastischen Bereich aus Gleichung 4.32 abgeleitet werden.

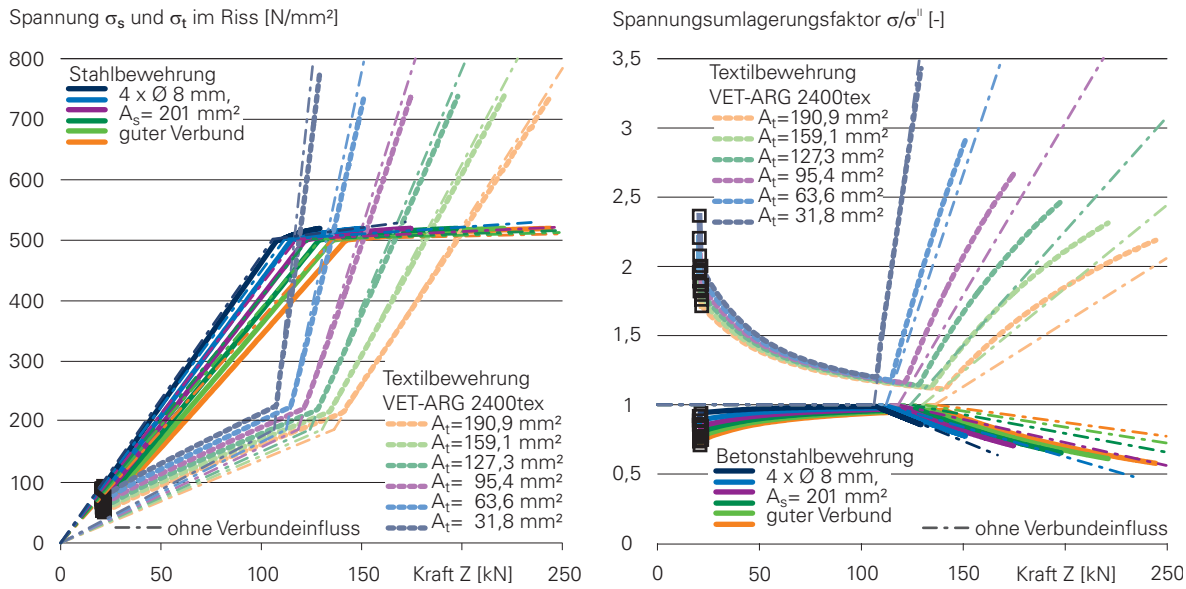
4.6.3 Auswertung und Diskussion

Beispielhaft werden in den Bildern 4.19 bis 4.22 die Ergebnisse der numerischen Berechnung für einen Stahlbetonzugstab mit 4 ∅8 und verschiedenen Textilbewehrungen gezeigt. Man erkennt, dass die Umlagerungen im Erstrisszustand am größten sind und mit fortschreitender Belastung und Rissbildung abgebaut werden. Ebenso wird der Einfluss auf den Fließbeginn der Betonstahlbewehrung durch unterschiedliche Textilbewehrungsmengen und Verbundunterschiede deutlich. Im plastischen Bereich wird die weitere Laststeigerung von der Menge und Dehnsteifigkeit der textilen Bewehrung dominiert. Mit zu wenig textiler Bewehrung ist damit kaum eine Verstärkungswirkung zu erreichen. Im elastischen Bereich wird die Betonstahlbewehrung nur geringfügig entlastet, während die Spannungen zur verbundsteiferen textilen Bewehrung hin umgelagert werden, was entsprechend der geringeren Bewehrungsmenge zu einer deutlichen Erhöhung der Bewehrungsspannung im Riss gegenüber dem reinen Zustand II führt.



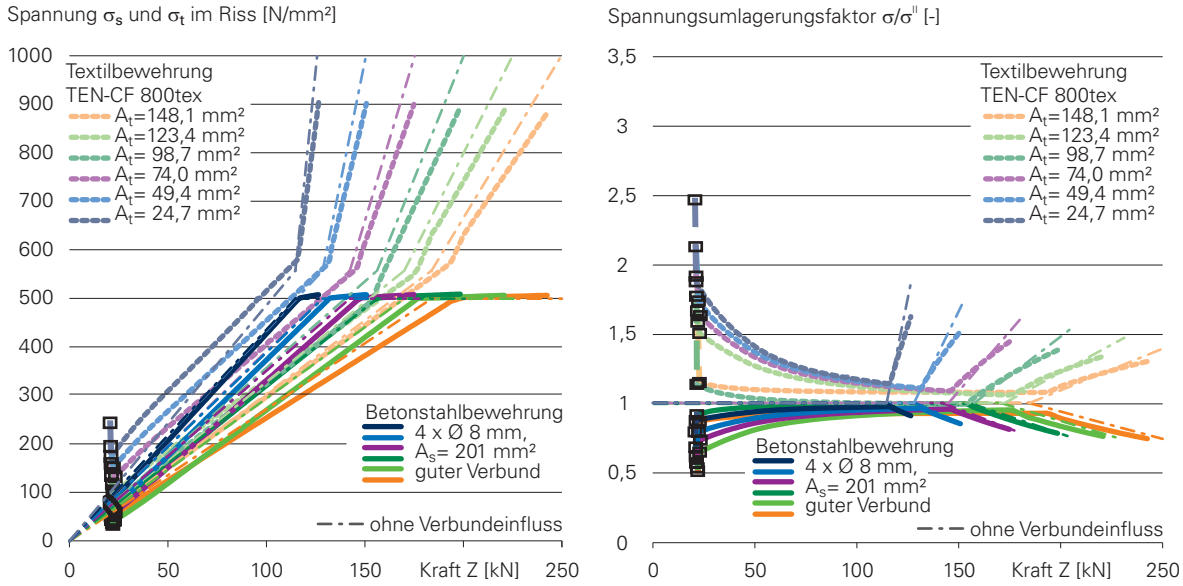
(a) Absolute Rissspannung (b) Bezogene Spannungsänderung

Bild 4.19: Spannungsumlagerung aus verbundbedingten Unterschieden und verschiedenen Dehnsteifigkeitsverhältnissen



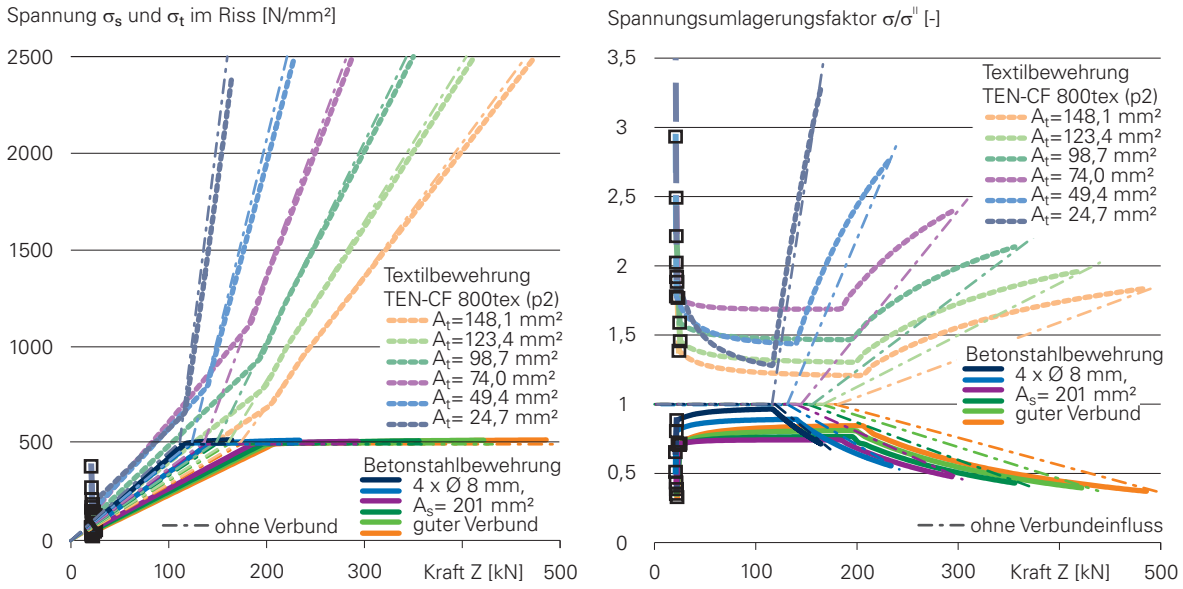
(a) Absolute Rissspannung (b) Bezogene Spannungsänderung

Bild 4.20: Spannungsumlagerung aus verbundbedingten Unterschieden und verschiedenen Dehnsteifigkeitsverhältnissen



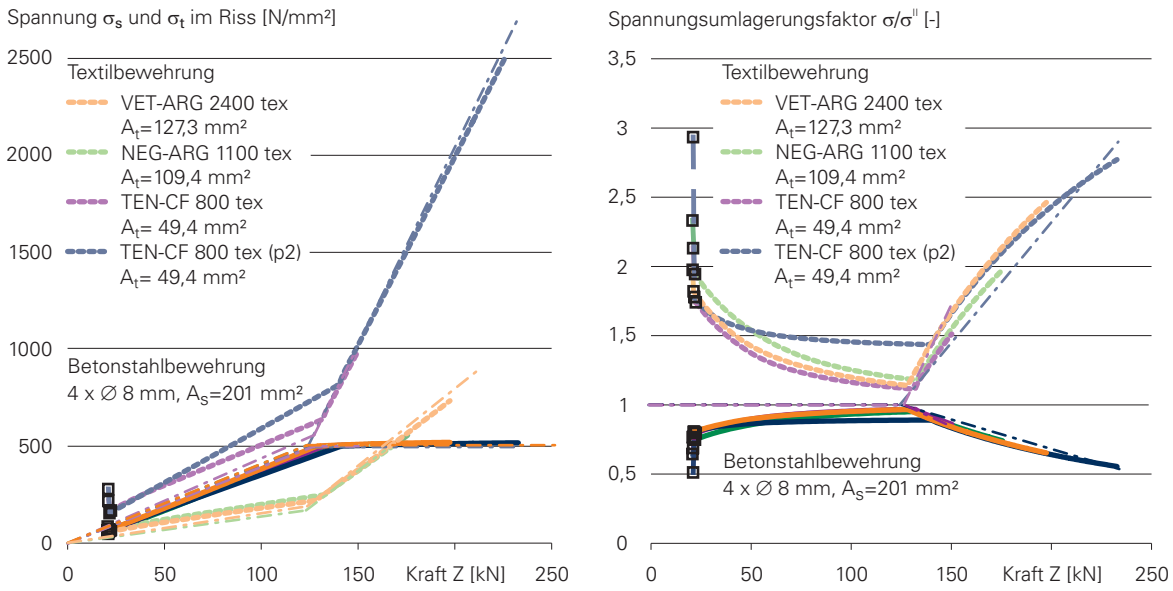
(a) Absolute Rissspannung (b) Bezogene Spannungsänderung

Bild 4.21: Spannungsumlagerung aus verbundbedingten Unterschieden und verschiedenen Dehnsteifigkeitsverhältnissen



(a) Absolute Rissspannung (b) Bezogene Spannungsänderung

Bild 4.22: Spannungsumlagerung aus verbundbedingten Unterschieden und verschiedenen Dehnsteifigkeitsverhältnissen



(a) Absolute Rissspannung (b) Bezogene Spannungsänderung

Bild 4.23: Einfluss textiler Bewehrung und Verbundspannungsunterschiede auf die Spannungsumlagerung bei gleichem Verhältnis der Dehnsteifigkeiten

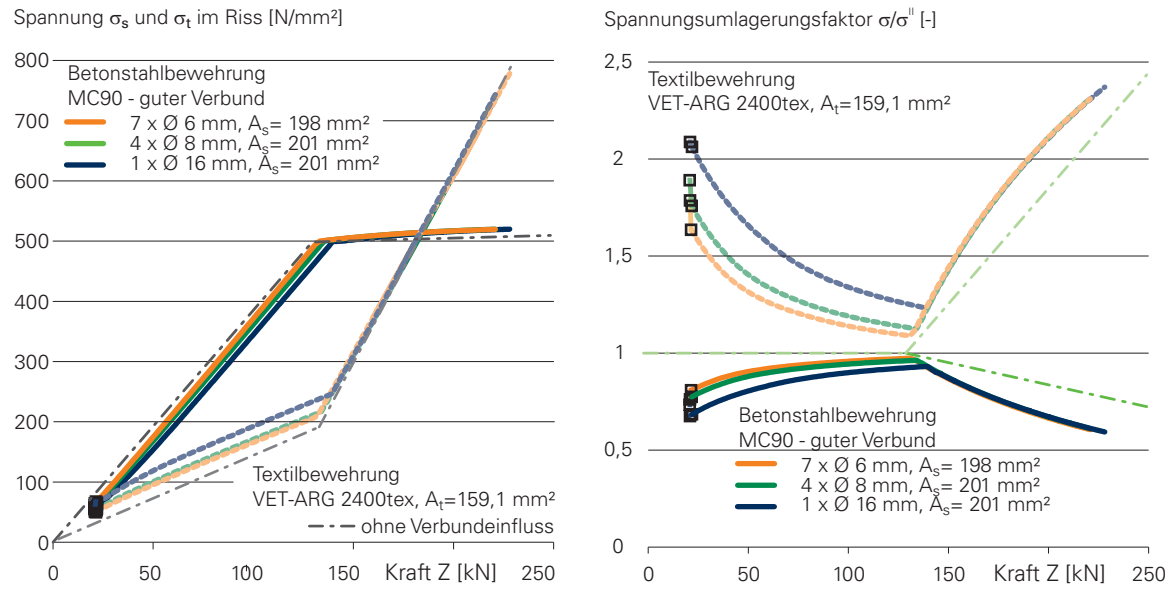
Im Vergleich von AR-Glas- mit Carbontextilbewehrung fällt auf, dass infolge des höheren Elastizitätsmoduls von Carbon bereits im elastischen Bereich höhere Textilspannungen bestehen und damit die Betonstahlbewehrung mehr entlastet wird. Dadurch wird auch der Fließbeginn der Betonstahlbewehrung verzögert.

Der Vergleich der beiden unbeschichteten AR-Glasfaserbewehrungen in den Bildern 4.19 und 4.20 zeigt den Einfluss der Verbundparameter auf die Spannungsumlagerung. Trotz ähnlicher Verbundspannungs-Schlupf-Beziehungen führt die größere Verbundoberfläche des NEG-ARG 1100 tex-Textils zu größeren Umlagerungsfaktoren. Unabhängig vom Verbund führen höhere Bruchspannungen des VET-ARG 2400 tex-Roving auch zu größeren Gesamtzugkräften.

Deutlich ausgeprägt ist der Einfluss der Verbundparameter auch bei den Carbontextilien in den Bildern 4.21 und 4.22. Durch die Beschichtung 'p2' des TEN-CF 800 tex-Carbontextils wird die übertragbare Verbundspannung stark erhöht. Bei sonst gleicher Verbundfläche treten daher größere Spannungsumlagerungen und damit eine größere Entlastung der Betonstahlbewehrung auf. Durch die höhere Bruchspannung des beschichteten Textils ist natürlich auch eine größere Gesamtzugkraft möglich.

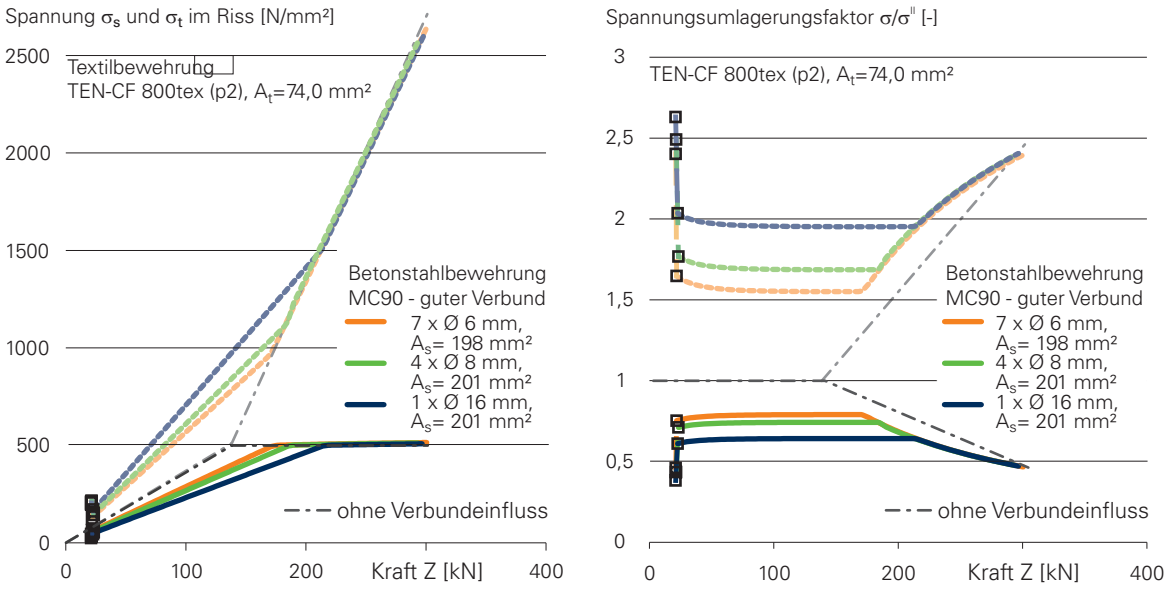
Beim direkten Vergleich der Spannungsumlagerungen ist allerdings der Einfluss des Dehnsteifigkeitsverhältnisses auf die Umlagerungsfaktoren η_s und η_t zu beachten. Ein direkter Vergleich der Verbundqualitäten verschiedener Kombinationen ist daher nur bei gleichem Verhältnis der Dehnsteifigkeiten wie in Bild 4.23 möglich. Bessere Aussagen dafür liefert der von den Dehnsteifigkeitsverhältnissen unabhängige Verbundbeiwert δ_t, der aus den Umlagerungsfaktoren abgeleitet werden kann.

Ebenso beeinflussen selbstverständlich auch die Verbundeigenschaften der Betonstahlbewehrung die Kraftaufteilung und Spannungsumlagerung, was die Bilder 4.25 bis 4.26 exemplarisch zeigen. Zum einen wurde die Verbundoberfläche durch Variation der Betonstahldurchmesser und zum anderen der Einfluss der Verbundqualität bei gleichbleibender Querschnittsfläche und



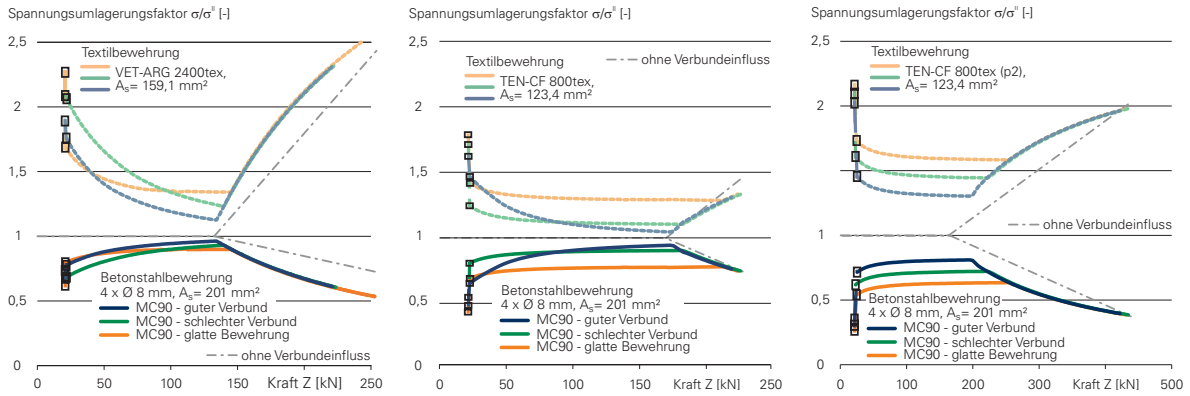
(a) Absolute Rissspannung (b) Bezogene Spannungsänderung

Bild 4.24: Einfluss des Bewehrungsdurchmessers (Verbundoberfläche) des Betonstahls auf die Spannungsumlagerung bei einem unbeschichtetem AR-Glas-Textil mit VET-ARG 2400 tex



(a) Absolute Rissspannung (b) Bezogene Spannungsänderung

Bild 4.25: Einfluss des Betonstahldurchmessers auf die Spannungsumlagerung bei einem beschichteten Carbontextil mit TEN-CF 800 tex (p2)



(a) AR-Glas 2400 tex, unbeschichtet (b) Carbon 800 tex, unbeschichtet (c) Carbon 800 tex (p2), beschichtet

Bild 4.26: Einfluss der Verbundqualität der Betonstahlbewehrung auf die Spannungsumlagerung

Textilbewehrung untersucht. Je schlechter die Verbundeigenschaften des Betonstahls sind, desto höhere Spannungsumlagerungen treten auf. Die Vergrößerung der Verbundunterschiede – mit steigendem Durchmesser bzw. kleinerer Verbundfläche und schlechterer Verbundqualität des Betonstahls – führt zu größeren Umlagerungen auf die Textilbewehrung. Gleichzeitig verschiebt sich dadurch der Fließbeginn. Sobald der Stahl fließt, hat die Verbundsteifigkeit jedoch keinen Einfluss mehr auf die Kraftaufteilung. Durch ungünstige Verbund- und Festigkeitskonstellationen könnte die textile Bewehrung aber auch schon vor dem Fließen der Betonstahlbewehrung versagen.

4.7 Zusammenfassung

Mit den theoretischen Untersuchungen am Zugstab kann der Einfluss des unterschiedlichen Verbundverhaltens auf die Zugkraftaufteilung und Spannungen bzw. Dehnungen am Riss gezeigt und qualifiziert werden. Ausgehend von der Einschätzung der Kennwerte und des Verbundverhaltens textiler Bewehrung wurden textilbetonverstärkte Zugglieder in den Erfahrungsraum bekannter Verbundunterschiede gemischter Bewehrungen eingeordnet und in einer Sensitivitätsbetrachtung die Auswirkungen aufgezeigt.

Es konnte gezeigt werden, dass die Behandlung von gemischt mit Betonstahl und Textil bewehrten Zugstäben unter Berücksichtigung verbundbedingter Unterschiede analog dem Vorgehen bei gemischter Beton- und Spannstahlbewehrung gelingt.

Mit Kenntnis bzw. Annahmen und Vereinfachungen zu Rissbild, Lasteinleitungslänge und Verbundeigenschaften können auch Beziehungen zur Kraftaufteilung, zu Spannungen und Dehnungen der einzelnen Bewehrungen in Abhängigkeit von der Gesamtkraft wie beispielsweise von Alvarez [13], Cordes [48], Janović & Kupfer [128], Thormählen [279], Trost [280] für Stahl- und Spannbeton oder Holzenkämpfer [120] sowie Zehetmaier [305] für geklebte Lamellenbewehrung aufgestellt werden. Für die Erweiterung für textilverstärkte Stahlbetonbauteile sind allerdings vertiefende Untersuchungen zur Ableitung und Verifizierung von vereinfachenden Annahmen notwendig, die Gegenstand weiterer Forschungsarbeiten werden sollten.

Abschliessend kann konstatiert werden, dass die bekannten Verbundbeiwerte sehr gut für Textilbetonverstärkte Stahlbetonbauteile geeignet sind.

5 Biegebeanspruchung und Verbundtragverhalten textilverstärkter Stahlbetonplatten

5.1 Biegebeanspruchung und Zugstabanalogie

Gegenüber zentrisch beanspruchten Zugstäben weisen biegebeanspruchte Stahlbetonstäbe selbst unter Vernachlässigung des Querkrafteinflusses komplexere Zusammenhänge zwischen äußerer Belastung, inneren Kräften und Verformungen auf. Zwar ist der Beton im Rissquerschnitt jeweils spannungsfrei und die Kraft wird von den Bewehrungen allein übertragen, aber anders als beim Zugstab herrschen hinsichtlich Geometrie und Beanspruchung asymmetrische Verhältnisse, vgl. Alvarez [13] und Ulaga [283]. Zudem weisen Zilch & Zehetmaier [307] darauf hin, dass gleichzeitig mehrere Rissbildungsstadien bei Biegebauteilen auftreten, da die Rissbildungsfront unter steigender Beanspruchung in Richtung der Auflager fortschreitet. Ebenso ergeben sich durch eine Vielzahl weiterer streuender Parameter, wie beispielsweise die Betonzugfestigkeit, verschiedene mitwirkende Betonzug- und gerissene Bereiche, was einen erheblichen Einfluss auf die Biegesteifigkeiten, Druckzonenhöhe, inneren Hebelarme und Aufteilung der Zugkräfte hat.

Über eine Querschnittsanalyse, die sowohl Gleichgewicht als auch geometrische Kompatibilität erfüllt, gelingt – meist mit idealisierten Annahmen über Druckzonenhöhe x, Verformungszustand und Einflusszone der Bewehrung – eine gedachte Aufteilung des Biegemomentes in Druck- und Zuggurte mit dem Abstand des inneren Hebelarmes, vgl. Bild 5.1. Der Ersatzzuggurt wird dann als zentrisch beanspruchter Betonstab mit Bewehrung abstrahiert und in Analogie der bewehrten effektiven Betonzugzonen können so die am Zugstab gewonnenen Erkenntnisse übertragen werden.

Dabei wird im Rahmen der technischen Biegelehre der Verzerrungszustand in einem Stab auf eine Berechnung am Querschnitt reduziert unter der Grundvorraussetzungen des Bernoullischen Theorems von der gleichmäßigen Verwölbung der Querschnitte, was die Vernachlässigung der Schubverformungen und Querdehnungen sowie den Sonderfall des Ebenbleibens der Querschnitte einschließt, vgl. Hanzal [102]. Diese vereinfachenden Annahmen erleichtern die Querschnittsanalyse biegebeanspruchter Bauteile enorm, unterliegen jedoch gewissen Einsatzgrenzen. Für reine Betonstahlbewehrung ist die Annahme näherungsweise für den Rissquerschnitt gültig, solange nur geringe Schubverformungen bzw. Relativverschiebungen zwischen Beton und Bewehrung – z. B. durch übermäßige plastischen Verformungen und Verbundversagen der Bewehrung – auftreten, vgl. Alvarez [13]. Ebenso wird bei Spannbetonbauteilen mit gemischter Bewehrung diese Annahme auf das Mittel über ein Risselement erweitert, wenn zwischen zwei Rissen ein Verschiebungsruhepunkt bzw. Symmetriebedingungen gültig sind. Für die Kombination von Betonstahl und geklebter Lamellenbewehrung kann nach Zehetmaier [305] wegen des spröden Verbundverhaltens und der damit verbundenen Entkopplungserscheinungen

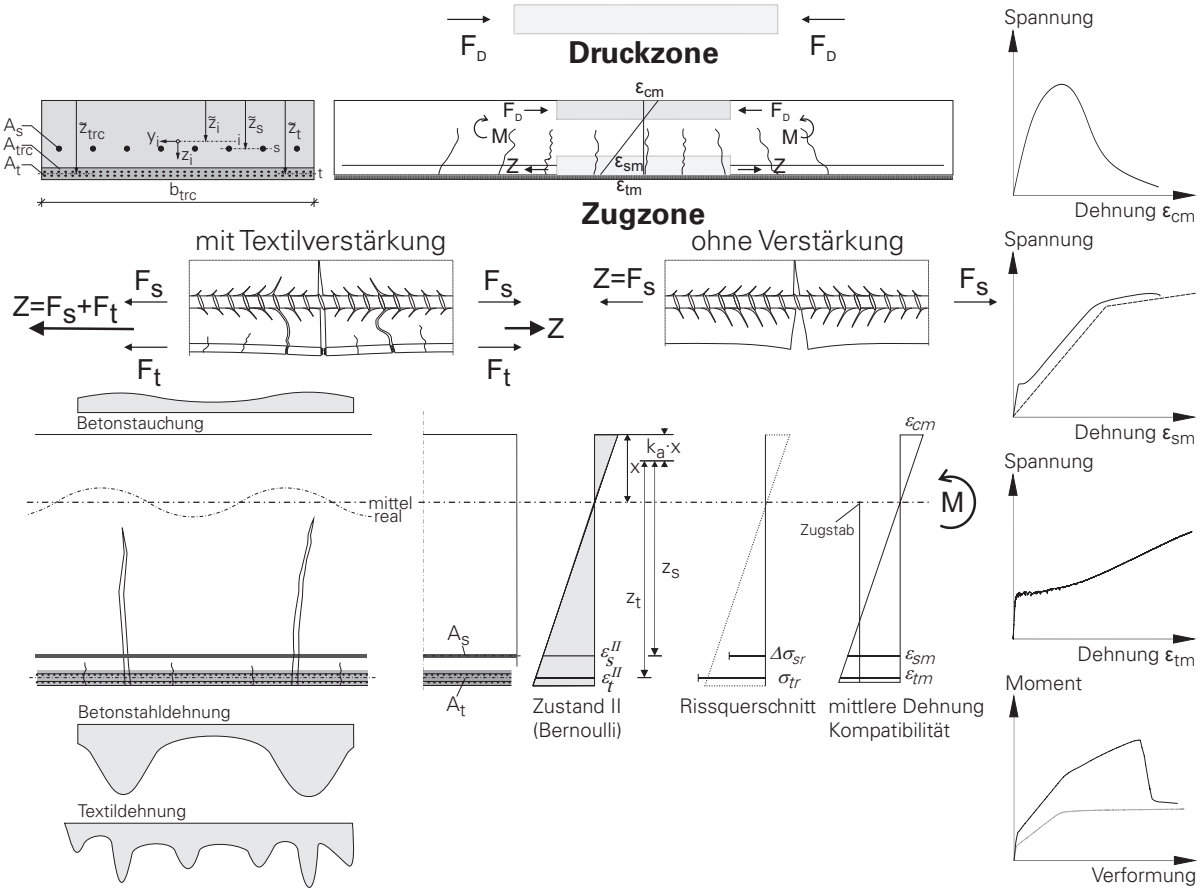


Bild 5.1: Biegetragverhalten und Zugstabanalogie textilbetonverstärkter Stahlbetonbauteile

die Hypothese nach Bernoulli nicht mehr am Querschnitt vorausgesetzt werden. Die ausschließliche Betrachtung des höchstbeanspruchten Bereiches ist damit nicht mehr ausreichend. Zehetmaier entwickelt daher ein numerisches Rechenmodell, welches die Gleichgewichts- und Verträglichkeitszustände in diskreten Rissquerschnitten über die gesamte Stablänge eines statisch bestimmten Einfeldträgers auswertet und damit die Dehnungs- und Verschiebungszustände des Zug- und Druckgurtes iterativ ermittelt. Auch für gemischte Bewehrung aus Betonstahl und Textilien ist das Modell nach Zehetmaier geeignet, um Verbundversagen und Schubeinflüsse zu berücksichtigen. Mit höherem numerischen Aufwand sind Finite-Elemente-Modelle mit geeigneter Abbildung des Material- und Verbundverhaltens ebenfalls geeignet.

Das Tragverhalten von Verstärkungsschichten aus Textilbeton ähnelt wegen der Rissbildungs- und Umlagerungsmöglichkeiten jedoch eher einer Spritzbetonverstärkung mit Bewehrung. Entkopplungserscheinungen bzw. Delamination wie bei geklebter Lamellenbewehrung treten i. d. R. nicht auf bzw. können durch konstruktive Maßnahmen und Prüfung (Bemessung) der auftretenden Verbund- und Schubspannungen wirksam verhindert und ausgeschlossen werden. An den eigenen verstärkten Versuchsplatten konnten in der Zugzone in Höhe der unterschiedlichen Bewehrungslagen auch unterschiedliche Rissabstände und -breiten beobachtet werden, siehe auch Kapitel 6. Der Rissabstand in der textilbewehrten Feinbetonschicht war wesentlich kleiner als in Höhe der Stahlbewehrung der Platte. Da sich die Rissbreiten proportional zu den Rissabständen einstellen, ist die Verträglichkeit der Längsverformungen zwar nicht in einem Rissquerschnitt, aber zumindest im Mittel über mehrere Risse hinweg gegeben. In einem

Rissquerschnitt selbst werden allerdings Spannungsunterschiede in den jeweiligen Bewehrungen und Umlagerungen auftreten.

Für eine vereinfachte Querschnittsanalyse für ein reines Biegeversagen wird insofern das Ebenbleiben der Querschnitte im Mittel über mehrere Rissquerschnitte angenommen. Damit gelingt ähnlich wie bei Stahlbeton- und Spannbetonbauteilen die Übertragung der am Zugstab erarbeiteten Erkenntnisse für das Zusammenwirken von Betonstahl- und Textilbewehrung bei Biegebeanspruchung mit der Zugstabanalogie.

5.2 Spannungsumlagerung bei Biegung

Die Erfassung verbundbedingter Spannungsumlagerungen erfolgt bei Spannbetonbauteilen in Analogie zu einem zentrisch beanspruchten bewehrten Zugstab i. d. R. unter Vernachlässigung der unterschiedlichen Höhenlagen und unterschiedlicher Steifigkeiten der Bewehrung. Da Umlagerungen bzw. Verringerung der Spannungen im Spannstahl ohnehin meist vernachlässigt werden und sich damit in Vorgriff auf Bild 5.2 ein begünstigender, auf der sicheren Seite liegender Einfluss für übliche Konfigurationen – die Betonstahlbewehrung hat einen größeren Abstand gegenüber der Spannbewehrung – ergibt, ist das gerechtfertigt. Ferner weichen die Bewehrungsschwerpunkte ohnedies meist nur wenig voneinander ab.

Bei textilverstärkten Bauteilen hingegen kann nicht von vornherein von dieser Vereinfachung ausgegangen werden. Da die Textilbetonverstärkungsschicht mindestens im Abstand der Betondeckung der Betonstahlbewehrung aufgebracht wird und damit keine identischen bzw. ähnlichen Hebelarme mehr existieren, sollte die Krümmung des Bauteils berücksichtigt werden. Insbesondere auch, da die flächige Verstärkung mit textilbewehrtem Beton gerade für die im Hochbau weit verbreiteten Plattentragwerke sehr vorteilhaft erscheint, bei denen wegen der geringen Bauteilhöhe die Krümmung und unterschiedliche Hebelarme größere Auswirkung haben können.

Zur genaueren Anrechnung erläutern König & Tue [145] ein Verfahren, bei dem mit Verbundkräften eine über die Hebelarme gewichtete Aufteilung der Zugkraft erfolgt. Eine Alternative dazu stellen Zilch et al. [309] vor, indem sie die Verbundbeiwerte mit dem Verhältnis der unterschiedlichen Hebelarme modifizieren. Dies ähnelt dem Vorgehen von Janovič & Kupfer [128], die die Verträglichkeitsbedingungen unter Berücksichtigung der Hebelarmverhältnisse einführen. In Anlehnung an Zilch et al. [309] werden die in Kapitel 4.2 eingeführten Verbundbeiwerte im Folgenden modifiziert.

Das Ebenbleiben der Querschnitte (Bernoulli-Hypothese) gilt, wie bereits im Abschnitt 5.1 erörtert, wegen der Rissbildung und verbundbedingter Unterschiede nur im Mittel über mehrere Rissquerschnitte. Die mittleren Dehnungen ε_{sm} und ε_{tm} sind damit proportional zum Abstand zur Dehnungsnulllinie, vgl. Bild 5.1. Gleiches gilt für die Dehnungen im idealen Zustand II, d. h. unter Vernachlässigung des Verbunds bzw. bei starrem Verbund.

$$\frac{\varepsilon_{tm}}{\varepsilon_{sm}} = \frac{d_t - x}{d_s - x} \qquad \text{bzw.} \qquad \frac{\varepsilon^{II}_{t,fl}}{\varepsilon^{II}_{s,fl}} = \frac{d_t - x}{d_s - x} \,. \tag{5.1}$$

Auch für das Verhältnis der Rissdehnungen ist der Abstand zur neutralen Achse zusätzlich zum Verbundunterschiedskennwert δ_t zu beachten. Der Zusammenhang ergibt sich aus Glei-

chung 5.1 mit Hilfe der Verbundkoeffizienten κ_s und κ_t nach Gleichung 3.17 und den am Dehnkörper/Zugstab hergestellten Zusammenhang mit dem Verbundbeiwert δ_t:

$$\frac{\varepsilon_{t,fl}}{\varepsilon_{s,fl}} = \frac{\kappa_s}{\kappa_t} \cdot \frac{d_t - x}{d_s - x} = \delta_t \cdot \frac{d_t - x}{d_s - x} \; . \tag{5.2}$$

Die Abweichungen der realen Rissdehnungen von den idealisierten rechnerischen Dehnungen im Zustand II, ausgedrückt durch die Umlagerungsfaktoren η_s und η_t, können für die Biegebeanspruchung wie bei den Zugstäben (vgl. Gleichungen 4.29 bis 4.35) über das Momentengleichgewicht

$$E_s A_s z_s^{II} \cdot \varepsilon_{s,fl}^{II} + E_t A_t z_t^{II} \cdot \varepsilon_{t,fl}^{II} = E_s A_s \cdot z_s \cdot \varepsilon_{s,fl} + E_t A_t \cdot z_t \cdot \varepsilon_{t,fl} \tag{5.3}$$

ermittelt werden. Für das Verhältnis der Hebelarme gilt $z_t/z_s = z_t^{II}/z_s^{II}$ in jedem Fall als hinreichende Bedingung, da sich die Lage der Bewehrung im Bauteil nicht ändern kann. Vereinfachend wird jedoch angenommen, dass die Lage der Dehnungsnulllinie und damit auch die Druckzonenhöhe und die Hebelarme z_s und z_t unabhängig von der Zugkraftaufteilung sind, vgl. Bild 5.1. Mit der daraus resultierenden Annahme $z_s/z_s^{II} = z_t/z_t^{II} = 1,0$ und Gleichung 5.1 können die Umlagerungsfaktoren

$$\eta_{s,fl} = 1 + \frac{E_t A_t}{E_s A_s} \cdot \frac{z_t}{z_s} \cdot \frac{d_t - x}{d_s - x} \cdot (1 - \eta_{t,fl}) \tag{5.4}$$

$$\eta_{t,fl} = 1 + \frac{E_s A_s}{E_t A_t} \cdot \frac{z_s}{z_t} \cdot \frac{d_s - x}{d_t - x} \cdot (1 - \eta_{s,fl}) \tag{5.5}$$

für Biegung angegeben werden.

Mit den Gleichungen 5.3 und 5.2 können die Umlagerungsfaktoren für Biegung in Abhängigkeit von δ_t angegeben werden:

$$\eta_{s,fl} = \frac{E_s A_s z_s \cdot (d_s - x) + E_t A_t z_t \cdot (d_t - x)}{E_s A_s z_s \cdot (d_s - x) + \delta_t \cdot E_t A_t z_t \cdot (d_t - x)} = \frac{\frac{E_t A_t}{E_s A_s} \frac{z_t}{z_s} \cdot \frac{d_t - x}{d_s - x} + 1}{1 + \frac{E_t A_t}{E_s A_s} \frac{z_t}{z_s} \cdot \frac{d_t - x}{d_s - x} \cdot \delta_t} \tag{5.6}$$

$$\eta_{t,fl} = \frac{E_s A_s z_s \cdot (d_s - x) + E_t A_t z_t \cdot (d_t - x)}{E_s A_s z_s \cdot (d_s - x) + \delta_t \cdot E_t A_t z_t \cdot (d_t - x)} \cdot \delta_t = \frac{\frac{E_t A_t}{E_s A_s} \frac{z_t}{z_s} \cdot \frac{d_t - x}{d_s - x} + 1}{1 + \frac{E_t A_t}{E_s A_s} \frac{z_t}{z_s} \cdot \frac{d_t - x}{d_s - x} \cdot \delta_t} \cdot \delta_t \tag{5.7}$$

Auch hier gelten die Zusammenhänge nur im elastischen Bereich der Bewehrung. Eine Erweiterung analog der Gleichungen 4.62 und 4.63 auf den plastischen Bereich ist jedoch möglich. Für Bauteile mit großer Bauhöhe oder einer ähnlichen Lage des Bewehrungsschwerpunktes gehen die Gleichungen 5.4 bis 5.7 wegen $(d_t - x)/d_s - x)$ $\quad$ $1,0$ in die Beziehungen für zentrische Zugstäbe über.

Abschließend sollen mit den modifizierten Beiwerten die Auswirkungen unterschiedlicher Hebelarme diskutiert werden. In Bild 5.2 sind für einen absoluten, dehnsteifigkeitsunabhängigen Unterschied von $\delta_t = 3,0$ und $\delta_t = 0,33$ die Umlagerungsfaktoren in Abhängigkeit von den Dehnsteifkeitsverhältnissen für verschiedene Verhältnisse der Schwerpunkte der Bewehrungslagen aufgetragen. Die Textilbewehrung hat dabei jeweils eine größere statische Höhe als die

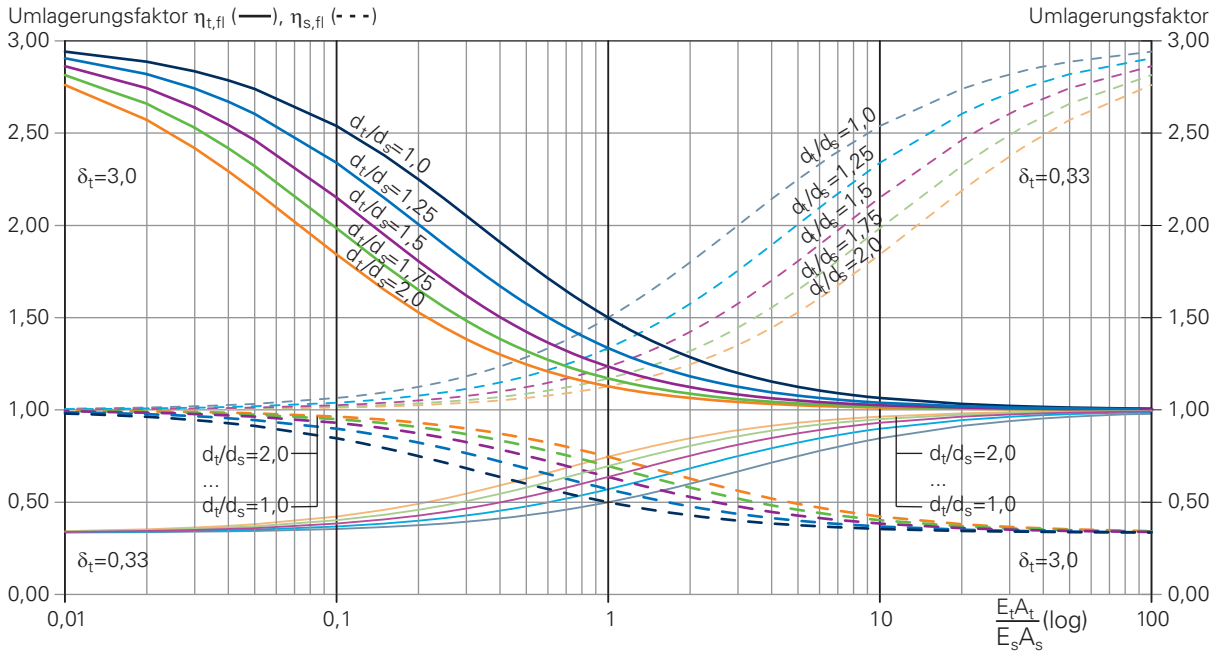
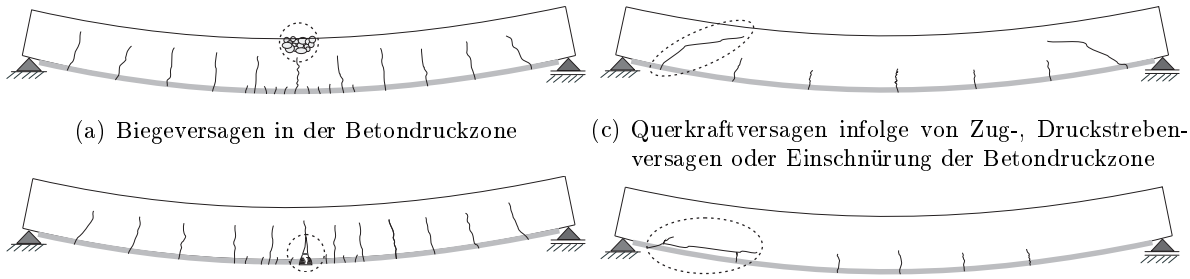


Bild 5.2: Umlagerungsfaktoren $\eta_{t,fl}$ bzw. $\eta_{s,fl}$ bei gemischten Bewehrungen für verschiedene Bewehrungslagen (Hebelarmverhältnisse) infolge eines absoluten Verbundunterschiedes von $\delta_t = 3,0$ und $\delta_t = 0,33$ in Abhängigkeit der Steifigkeitsverhältnisse



(a) Biegeversagen in der Betondruckzone

(c) Querkraftversagen infolge von Zug-, Druckstrebenversagen oder Einschnürung der Betondruckzone

(b) Biegeversagen in der Betonzugzone durch Zugbruch der textilen Bewehrung oder des Bewehrungsstahls

(d) Schubversagen durch Ablösen der Zugzone

Bild 5.3: Versagenszustände eines verstärkten Biegeträgers

Betonstahlbewehrung. Für andere Verhältnisse gelten die folgenden Aussagen diametral. Man erkennt, dass das Verhältnis der Hebelarme einen deutlichen Einfluss auf die Umlagerungsfaktoren hat. Mit größerem Abstand der Bewehrungslagen entzieht sich die verbundsteifere Bewehrung mit dem größeren Hebelarm der Spannungsumlagerung, da sich die verbundbedingten Unterschiede durch den kleineren Hebelarm der verbundweicheren Bewehrung verringern.

5.3 Verallgemeinerungen und Diskussion von Bemessungsansätzen

Prinzipiell können textilbetonverstärkte Stahlbetonbauteile je nach Geometrie, Beanspruchung und Bewehrungsgehalt auf verschiedene in Bild 5.3 dargestellte Art versagen. Die Versagensform kann sich gegenüber dem unverstärkten Zustand durch eine Verstärkung der Biegezugzone ändern. Entsprechend der Beanspruchung ist dabei die versagensauslösende Form zu identifizie-

ren. Meist kann durch geeignete konstruktive Maßnahmen gezielt ein Biegeversagen konzipiert werden. Unter Berücksichtigung der streuenden Festigkeitseigenschaften der Baustoffe tritt ein Biegeversagen lokal begrenzt dort auf, wo maximale Beanspruchung auf den geringsten Widerstand trifft. Man unterscheidet dabei:

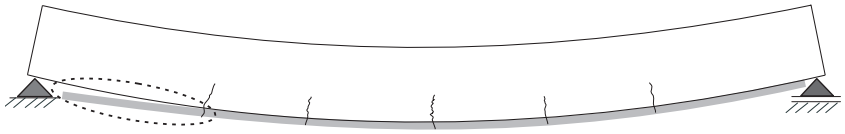
Primäres Biegedruckversagen – Versagen der Betondruckzone ohne Vorankündigung Noch vor dem Übergang der Bewehrung in den plastischen Bereich bzw. dem Versagen einer der Zugbewehrungen wird der Beton in der Druckzone überbeansprucht und zerstört, vgl. Bild 5.3(a). Entsprechend der Charakteristik des Beton findet ein plötzliches und sprödes Versagen ohne Vorankündigung statt, da noch keine großen Verformungen oder sichtbaren Risse vorhanden sind. Diese Versagensform wird meist bei hohem Bewehrungsgrad sowie schlanken Biegeträgern mit kleiner Betondruckzone maßgebend. Durch Anordnung einer Druckbewehrung kann dem entgegengewirkt werden.

Sekundäres Biegedruckversagen – Versagen der Betondruckzone mit Vorankündigung Durch große Verformungen der Zugbewehrungen – nach Überschreiten der Fließgrenze der Betonstahlbewehrung ohne Versagen der Verstärkungsschicht – kann die Betondruckzone stark eingeschnürt werden. Der verbleibende Betonquerschnitt kann die Druckkräfte nicht mehr aufnehmen und wird zerstört. Bei verstärkten Bauteilen ist ein sekundäres Biegedruckversagen auch durch das Versagen der Verstärkungsschicht und den dann auftretenden Umlagerungen möglich.

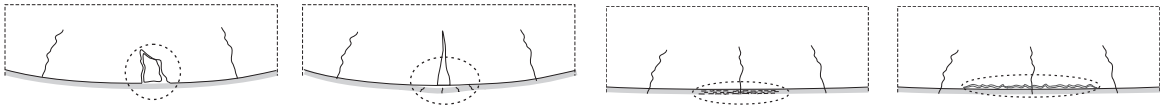
Biegezugversagen – Versagen einer Zugbewehrung Eine der Bewehrungen in der Zugzone wird überbeansprucht und erreicht ihre Bruchlast, siehe auch Bild 5.3(b). Dabei sollte eine entsprechende Vorankündigung durch Rissbildung in der Zugzone und übermäßige Verformung auftreten.

Im Sinne eines Versagens mit Vorankündigung und einer wirtschaftlichen Bemessung wird ein Versagen einer der Bewehrungen in der Biegezugzone bevorzugt. Um vor allem ein primäres Biegedruckversagen auszuschließen, ist bei der Biegeverstärkung ein einfacher Zugkraftnachweis jedoch nicht ausreichend. Vielmehr ist der sich infolge der Zusatzbewehrung und der damit veränderten Hebelarme und Steifigkeiten einstellende Verformungszustand zu überprüfen. Dies gilt insbesondere für Zusatzbewehrungen ohne plastischen Bereich, bei denen sich die Dehnungen im Riss nicht umlagern oder ausgleichen können. Bereits vorhandene Vorverformungen der Bewehrung sind dabei zu berücksichtigen.

Neben diesen Versagensmöglichkeiten auf Querschnittsebenen ist die Verankerung und Zugkraftdeckung sowie ein ausreichender Verbund der Bewehrungs- und Verstärkungselemente sicherzustellen, damit die Tragfähigkeit der Bewehrungen am Querschnitt auch ausgenutzt werden kann. Unter dem Oberbegriff der Delamination stellen Möller et al. [191, 192] mögliche Versagenszustände des Verbundes vor, die Bild 5.4 zeigt. Allerdings ist die an Entkopplungserscheinungen von geklebten Lamellenbewehrungen angelehnte Rand- und Rissdelamination nach Bild 5.4(a) und 5.4(b) für Textilbetonverstärkungsschichten nach Auffassung des Verfassers ein eher theoretischer Fall, der nur bei unzureichender Untergrundvorbehandlung und sehr schlechten Verbundeigenschaften zwischen Alt- und Neubeton auftreten kann, siehe auch Ortlepp [213]. In diesen Fällen müsste die Oberflächenzugfestigkeit wesentlich unter der ohnehin schon geringen Betonzugfestigkeit liegen. Mit entsprechend festgelegten Mindesthaftzugfestigkeiten der Verbundfuge kann das zumeist ausgeschlossen werden. In den eigenen Versuchen trat dieses Versagen daher nicht auf, während ein inneres Verbundversagen (interlaminare Schädigung) wie in Bild 5.4(c) bei einem beschichteten Carbonfasertextil mit sehr engem Kettfadenabstand von 7,2 mm beobachtet werden konnte, vgl. Kapitel 6. Mit dem Versagenskriterium



(a) Randdelamination bzw. Ablösen der Verstärkungsschicht



(b) Rissdelamination bzw. Ablösen infolge Rissöffnung

(c) Interlaminare Schädigung bzw. Verbundversagen des Textils in der Verstärkungsschicht

(d) Verbundversagen im Altbeton zwischen den Bewehrungslagen

Bild 5.4: Mögliche Delaminationserscheinungen an einem verstärkten Stahlbetonbiegebauteil

der Verankerung und den möglichen Versagensebenen beschäftigte sich Ortlepp [213] bereits ausführlich und schlägt entsprechende Grenzen und konstruktive Mindestanforderungen vor.

Beim Zusammenwirken von Beton und Bewehrungsstahl ist es grundsätzlich möglich, die klassische Stahlbetonbiegetheorie und vorhandene übliche Bemessungsverfahren anzuwenden. Zur Ermittlung der Biegetragfähigkeit eines verstärkten Querschnitts wird ein Dehnungszustand gesucht, bei dem die inneren und äußeren Kräfte im Gleichgewicht ($\Sigma H = 0$ und $\Sigma M = 0$) stehen. Insofern besteht nicht die Frage nach einem geeigneten Bemessungsmodell für die Biegeverstärkung mit textilbewehrtem Beton, sondern die Frage nach den zutreffenden Eingangsgrößen, Materialkennwerten und zulässigen Vereinfachungen.

Entsprechend dem gültigen Nachweiskonzept für Grenzzustände der Gebrauchstauglichkeit und Tragfähigkeit sind auch für textilbetonverstärkte Bauteile die Stadien Erstrissbildung, Fließbeginn der Betonstahlbewehrung (elastische Grenzlast) und Bruchzustand zu unterscheiden.

Im ungerissenen Zustand I können die Spannungen und Dehnungen wegen des nahezu linear elastischen Verhaltens nach den Regeln der Technischen Mechanik mit den ideellen Querschnittswerten (siehe Anhang D.2) berechnet werden. Die Krümmung und die Dehnung der Schwerelinie beschreiben den Dehnungszustand eindeutig. Über das Gleichgewicht der inneren und äußeren Kräfte ergibt sich für eine beliebigen Querschnittsfaser z die Dehnung:

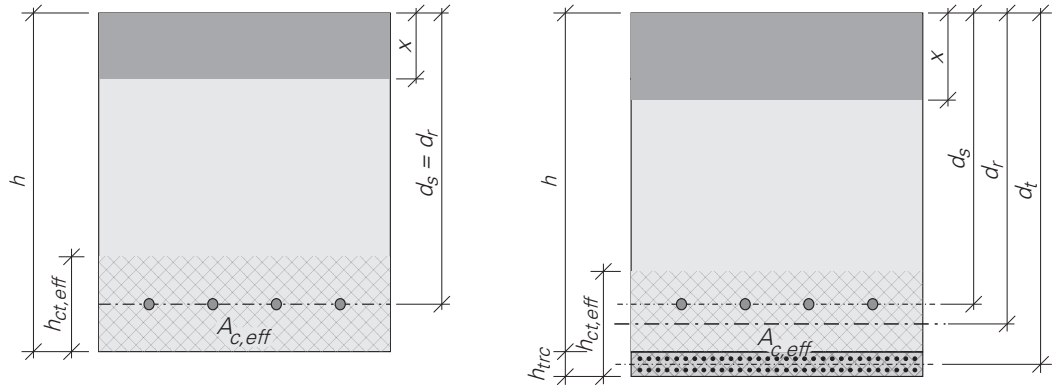
$$\varepsilon_c(z) = \frac{N_{Ed}}{E_c \cdot A_i} + \frac{M_{Ed}}{E_c \cdot I_i} \cdot z \ . \tag{5.8}$$

Die Spannungen ergeben sich entsprechend der Steifigkeitsverhältnisse. Das Grundprinzip wird nur kurz für reine Biegung gezeigt:

$$\sigma_c = \frac{M_{Ed}}{I_i} \cdot z \quad \text{bzw.} \quad \sigma_s = \alpha_s \cdot \frac{M_{Ed}}{I_i} \cdot z_s \quad \text{bzw.} \quad \sigma_t = \alpha_t \cdot \frac{M_{Ed}}{I_i} \cdot z_t \ . \tag{5.9}$$

Erste Biegerisse treten auf, wenn am Querschnittsrand – der Altbetonschicht bzw. der Textilbetonschicht – die effektive Zugfestigkeit $f_{ct,eff}$ überschritten wird.

$$\frac{N_{cr}}{A_i} + \frac{M_{cr}}{I_i} \cdot z_{Rand} \stackrel{!}{=} f_{ct,eff} \tag{5.10}$$



(a) Lage des Bewehrungsschwerpunktes und $A_{ct,eff}$, unverstärkt

(b) $A_{ct,eff}$ und gemeinsame Schwerpunktlage der Bewehrungen mit Textilbetonverstärkung

Bild 5.5: Mitwirkende Betonzugfläche und Lage der Bewehrungsschwerpunkte

Für reine Biegung kann das Erstrissmoment mit der Bauteilhöhe h und der Druckzonenhöhe x^I im Zustand I entsprechend der Schwerelinie des Querschnitts mit

$$M_{cr} = \frac{f_{ct,eff} \cdot I_i}{h - x^I} \tag{5.11}$$

berechnet werden.

Mit der Rissbildung stellt sich ein neuer Gleichgewichtszustand ein und die Bewehrungen müssen die freiwerdende Zugkraft im Riss übertragen. Die Bewehrungen dürfen dabei weder versagen noch geschädigt werden. Bei gemischten Bewehrungen ist dabei zu beachten, dass die verbundbedingten Unterschiede im Erst- bzw. Einzelrisszustand am größten sind. Die verbundsteifere Bewehrung wird also mit einer größeren Kraft bzw. Spannung beansprucht, als von Kraftaufteilung über die Dehnsteifigkeiten bekannt. Für die Übertragung der Erkenntnisse am Zugstab ist dabei auch die mitwirkende Betonzugfläche, die Bild 5.5 zeigt, unklar. Zum einen wird durch die zusätzlich aufgebrachte Verstärkungsschicht der Schwerpunkt beider Bewehrungen verlagert, so dass eine kleinere Fläche des Altbeton mitwirkt und eine größere Betondruckzone nach Bild 5.5(b) vermutet wird. Zum anderen muss ein Riss nicht zwingend beide Bewehrungslagen kreuzen. In diesem Fall müsste die textile Bewehrung die Risskraft der mitwirkenden Betonfläche in Umgebung der Textilbewehrung übernehmen. Mit diesen Annahmen können praktische Abschätzungen der Bewehrungsmenge erfolgen. Entsprechende *Mindestbewehrungsregeln* müssen jedoch in künftigen Forschungsarbeiten aus dahingehenden Untersuchungen abgeleitet werden.

Für Spannungen und Dehnungen im Zustand II können mit Kenntnis der Druckzonenhöhe x^{II} Querschnittswerte des gerissenen Querschnitts und die zugehörige Biegesteifigkeit abgeleitet werden. Eine mittlere Momenten-Krümmungs-Beziehung kann aus der Dehnungsebene, die sich für ein Biegemoment im Mittel über mehrere Risselemente einstellt, sowie aus der zugehörigen Biegesteifigkeit berechnet werden:

$$\Phi_m = \frac{\varepsilon_{tm}}{d_t - x_m} = \frac{\varepsilon_{sm}}{d_s - x_m} = \frac{M}{(EI)_m^{II}} \tag{5.12}$$

Eine einem Biegemoment M zugeordnete Dehnungsebene kann über die Gleichgewichtsbedingungen der inneren und äußeren Kräfte iterativ ermittelt und so eine Biegebemessung durch-

geführt werden. Bösche [39] und Kulas [161] zeigen dieses Vorgehen. Dabei ist auf die jeweiligen Dehnsteifigkeiten der Bewehrungen, Hebelarme und miteinander kompatible Spannungs-Dehnungs-Linien zu achten.

In Anlehnung an die gängige Praxis im Spannbetonbau können für textilverstärkte Stahlbetonbauteile ebenfalls Verbundbeiwerte abgeleitet werden, die eine einfache und zugleich wirklichkeitsnähere Dehnungs- und Spannungsermittlung ermöglichen. Je nach Verbundkennwert werden dabei ausgehend von den Dehnungen im Zustand II mit

$$\varepsilon_{sr} = \eta_{s,fl} \cdot \varepsilon_s^{II} \qquad \text{bzw.} \qquad \varepsilon_{sr} = \frac{\frac{E_t A_t}{E_s A_s}\frac{z_t}{z_s} \cdot \frac{d_t - x}{d_s - x} + 1}{1 + \frac{E_t A_t}{E_s A_s}\frac{z_t}{z_s} \cdot \frac{d_t - x}{d_s - x} \cdot \delta_t} \cdot \eta_s^{II} \tag{5.13}$$

$$\varepsilon_{tr} = \eta_{t,fl} \cdot \varepsilon_t^{II} \qquad \text{bzw.} \qquad \varepsilon_{tr} = \frac{\frac{E_t A_t}{E_s A_s}\frac{z_t}{z_s} \cdot \frac{d_t - x}{d_s - x} + 1}{1 + \frac{E_t A_t}{E_s A_s}\frac{z_t}{z_s} \cdot \frac{d_t - x}{d_s - x} \cdot \delta_t} \cdot \delta_t \cdot \eta_t^{II} \tag{5.14}$$

oder auch ausgehend von vorhandenen mittleren Dehnungen

$$\varepsilon_{sr} = \frac{\varepsilon_{sm}}{\kappa_s} \qquad \text{und} \qquad \varepsilon_{tr} = \frac{\varepsilon_{tm}}{\kappa_t} \tag{5.15}$$

die Rissdehnungen korrigiert.

Eine Nachrechnung oder gar die Anpassung und Ableitung von Verbundbeiwerten ist mit den eigenen Versuchen wegen eines unzureichenden Messumfangs und mangelhafter Kenntnis der Materialkennwerte textilbewehrten Betons an dieser Stelle jedoch noch nicht möglich. Dafür sind weiter gehende Kenntnisse der Beschreibung des Materialverhaltens, der Dehnsteifigkeiten und des Verbundverhaltens textiler Bewehrungen im Feinbeton erforderlich. Diese können zum einen aus weiteren experimentellen Untersuchungen an verstärkten Zugstäben und Biegeplatten mit intensiverer Messtechnik – beispielsweise messmarkenfreie Photogrammetrie oder faseroptischer Dehnungsmessung – und zum anderen mit theoretischen Studien mit dem MMM-Prognosemodell von Lepenies [170] abgeleitet werden.

Mit diesen weitergehenden Untersuchungen sind dann auch Aussagen zu Rissabständen und -breiten sowie Verformungen möglich.

5.4 Empfehlungen für eine praktische Anwendung

Solange keine genaueren Angaben zu Spannungs- und Dehnungsverlauf der textilen Bewehrung im Riss und/oder Verbundbeiwerte verfügbar sind, lassen sich aus den Dehnkörperversuchen nach Jesse [132] Eingangswerte für eine Bemessung ableiten. Entsprechend der Versuchsdurchführung und Messgrößen erhält man auf mittlere Dehnungen – entlang der Kraftrichtung über mehrere Risse gemessene Verformung – der Textilbetonschicht ε_{tm} bezogene Kräfte, die entweder auf die Betonzugfläche oder auf die Bruttotextilfläche bezogen werden können. Mit der trilinearen σ_t-ε_{tm}-Beziehung oder auch nur einem linearen Anstieg aus Textilbruchlast und mittlerer Bruchverformung kann eine iterative Bemessung über die mittleren Dehnungen beider Bewehrungen geführt werden. Die Ergebnisse streuen natürlich im Rahmen der Eingangsparameter. Über eine geeignete konservative Abschätzung kann ein auf der sicheren Seite liegendes

Ergebnis erreicht werden. Dabei ist zu überlegen, die Grenzdehnung der Betondruckzone etwas – auf einen Wert zwischen 3,0 ‰ und 3,4 ‰ – abzumindern, da das Bemessungsergebnis ja einen gemittelten Bereich betrachtet und die Dehnungen direkt über einem Riss etwas größer sein können.

Ohne aufwändige Iteration oder Bemessungstafeln gelingt mit einer rechteckförmigen Spannungsverteilung der Druckzone eine näherungsweise geschlossene Bemessung. Das Biegeproblem wird mit der Zugstabanalogie auf das Gleichgewicht von Druck- und Zugzone zurückgeführt. Die zulässige Betonzugkraft

$$D_{Ed,c} = b \cdot \chi \cdot f_{cd} \cdot k \cdot x = b \cdot f_{cd,R} \cdot x_R \tag{5.16}$$

steht mit der zulässigen Gesamtkraft Z der Zugzone

$$Z_{Ed,r} = F_s + F_t \tag{5.17}$$

im Gleichgewicht. Entsprechend muss die Zugkraft auf den gemeinsamen Schwerpunkt der Bewehrungen bezogen werden, der von den Dehnsteifigkeiten, Hebelarmen und den unterschiedlichen Verbundeigenschaften abhängig ist. Näherungsweise wird die gemeinsame statische Höhe entsprechend der Steifigkeiten der Bewehrung ermittelt:

$$d_r = \frac{E_s A_s \cdot d_s + E_t A_t \cdot d_t}{E_s A_s + E_t A_t} \tag{5.18}$$

Aus dem Momentengleichgewicht um den gemeinsamen Bewehrungsschwerpunkt

$$M_{Eds} = D_{Ed,c} \cdot z_r = b \cdot f_{cd,R} \cdot x_R \cdot \left(d_r - \frac{x_R}{2} \right) \tag{5.19}$$

kann man durch Umformen

$$\frac{M_{Eds}}{b \cdot f_{cd,R}} = d_r \cdot x_R - \frac{x_R^2}{2} \quad - \quad 0 = x_R^2 - d_r \cdot x_R + 2 \cdot \frac{M_{Eds}}{b \cdot f_{cd,R}} \tag{5.20}$$

in eine quadratische Gleichung die Höhe der Druckzone infolge der äußeren Einwirkung bestimmen:

$$x_{R,1/2} = d_r \pm \sqrt{d - r^2 - 2 \cdot \frac{M_{Eds}}{b \cdot f_{cd,R}}} \tag{5.21}$$

Mit

$$\omega_{1R} = \frac{x_R}{d_r} \leq 1,0 \qquad \text{und} \qquad \mu_{Eds,R} = \frac{M_{Eds}}{b \cdot d_r^2 \cdot f_{cd,R}} \tag{5.22}$$

ergibt sich

$$\omega_{1R} = \frac{x_R}{d_r} = 1 - \sqrt{1 - 2 \cdot \frac{M_{Eds}}{b \cdot d_r^2 \cdot f_{cd,R}}} = 1 - \sqrt{1 - 2 \cdot \mu_{Eds,R}} \leq 1,0 \tag{5.23}$$

Weiterhin erhält man den Hebelarm der inneren Kräfte durch Umstellen

$$z_{r,R} = \zeta_{r,R} \cdot d_r \qquad \text{mit} \qquad \zeta_{r,R} = 1 - \frac{\omega_{1R}}{2} \tag{5.24}$$

Mit der nun bekannten zugehörigen Betondruckkraft kann über das Normalkraftgleichgewicht der inneren Kräfte

$$\Sigma N = Z_{Ed,r} - D_{Ed,c} \stackrel{!}{=} 0 \tag{5.25}$$

eine Bemessung der Zugzone erfolgen. Dazu sind die Kräfte in den einzelnen Bewehrungslagen entsprechend des Anteils der Steifigkeiten und des Hebelarms an der Gesamtzugkraft $Z_{Ed,r}$ aufzuteilen:

$$F_s = \begin{cases} \dfrac{Z_{Ed,r}}{\dfrac{z_s}{z_r} + \dfrac{E_t A_t}{E_s A_s} \cdot \dfrac{z_t}{z_r}} & \text{für} \quad 0 \le F_s \le F_{s,y} \\ A_s \cdot f_{yd} & \text{für} \quad Z > Z_y \end{cases} \tag{5.26}$$

$$F_t = \begin{cases} \dfrac{Z_{Ed,r} \cdot \dfrac{E_t A_t}{E_s A_s}}{\dfrac{z_s}{z_r} + \dfrac{E_t A_t}{E_s A_s} \cdot \dfrac{z_t}{z_r}} & \text{für} \quad 0 \le F_s \le F_{s,y} \\ \dfrac{(Z_{Ed,r} \cdot z_r - A_s \cdot f_{yd} \cdot z_s)}{z_t} & \text{für} \quad Z > Z_y \end{cases} \tag{5.27}$$

Im Sinne einer Verstärkungsmaßnahme ist dabei meist eine Betonstahlbewehrung vorhanden, die im Grenzzustand der Tragfähigkeit ins Fließen kommen soll. Damit kann die erforderliche Textilfläche leicht berechnet werden. Im Nachgang sind mit den ermitteltet Druckzonenhöhen und Kräften die Kompatibilität und Grenzen der Dehnungen entsprechend zu überprüfen.

5.5 Zusammenfassung

Biegebeanspruchte Stahlbetonstäbe weisen selbst unter Vernachlässigung des Querkrafteinflusses komplexere Zusammenhänge gegenüber zentrisch beanspruchten Zugstäben auf. Es wurde ein Weg der Übertragung der Erkenntnisse am Zugstab auf die Biegebeanspruchung aufgezeigt. Der Ersatzzuggurt wird dann als zentrisch beanspruchter Betonstab mit Bewehrung abstrahiert und in Analogie der bewehrten effektiven Betonzugzonen können so die am Zugstab gewonnenen Erkenntnisse übertragen werden. Ebenso kann der Einfluss der Hebelarme auf die Zugkraftaufteilung gezeigt werden. In Anlehnung an die gängige Praxis im Spannbetonbau können für textilverstärkte Stahlbetonbauteile ebenfalls Verbundbeiwerte abgeleitet werden, die eine einfache und zugleich wirklichkeitsnähere Dehnungs- und Spannungsermittlung ermöglichen.

Im Sinne eines Versagens mit Vorankündigung und einer wirtschaftlichen Bemessung wird ein Versagen einer der Bewehrungen in der Biegezugzone bevorzugt. Um vor allem ein primäres Biegedruckversagen auszuschließen, ist bei der Biegeverstärkung ein einfacher Zugkraftnachweis jedoch nicht ausreichend. Vielmehr ist der sich infolge der Zusatzbewehrung und der damit veränderten Hebelarme und Steifigkeiten einstellende Verformungszustand zu überprüfen.

Beim Zusammenwirken von Beton und Bewehrungsstahl ist es grundsätzlich möglich, die klassische Stahlbetonbiegetheorie und vorhandene übliche Bemessungsverfahren anzuwenden.

Entsprechend dem gültigen Nachweiskonzept für Grenzzustände der Gebrauchstauglichkeit und Tragfähigkeit sind auch für textilbetonverstärkte Bauteile die Stadien Erstrissbildung, Fließbeginn der Betonstahlbewehrung (elastische Grenzlast) und Bruchzustand zu unterscheiden.

Allein mit den eigenen Biegeversuchen an Plattenstreifen gelingt die Ableitung von Verbundbeiwerten und damit der vollständige Nachweis und Absicherung des aufgestellten Bemessungsmodells nicht. Hierzu sind detailliertere Kenntnisse der Materialkennwerte textilbewehrten Betons – möglichst eine geschlossene Kennwertkette von Garn, Textil über Dehnkörperversuche bis zu Zugstabversuchen und Biegeversuchen an mit Textilbeton verstärkten Bauteilen – erforderlich, die zum Erstellungszeitpunkt dieser Arbeit noch nicht verfügbar waren. Aus noch laufenden Forschungsarbeiten sind tiefer gehende Erkenntnisse insbesondere zum Verbundverhalten textiler Bewehrungen zu erwarten. Zur Ableitung entsprechender abgesicherter Verbundkennwerte zum Zusammenwirken textiler und Betonstahlbewehrung wurden zudem weiterführende theoretische und experimentelle Untersuchungen am Zugstab aufgezeigt.

Dennoch ist eine Biegebemessung ohne Verbundbeiwerte näherungsweise mit Hilfe begründeter Annahmen und Wahl von geeigneten Materialparametern des textilbewehrten Betons mit akzeptabler Genauigkeit möglich. Anhang D zeigt die Bemessung und Nachrechnung der nachfolgend beschriebenen eigenen Versuche.

6 Experimentelle Untersuchungen

6.1 Allgemeines

Nachfolgend vorgestellte Versuche zur Erhöhung der Biegetragfähigkeit sind Teil eines umfangreichen Versuchsprogramms im Rahmen des Sonderforschungsbereiches 528 an der Technischen Universität Dresden, das die prinzipielle Wirkung von textilbewehrtem Beton zur bautechnischen Verstärkung und Instandsetzung von Stahlbetonbauteilen untersucht. Das Versuchsprogramm spiegelt den Erkenntnisgewinn und die Entwicklung von textilen Bewehrungen wider.

Zunächst wurden in der ersten Phase des SFB 528 von Bösche [39, 261] nicht vorbelastete einaxial gespannte Stahlbetonbauteile – 28 Platten und 7 Balken – im Vier-Punkt-Biegeversuch geprüft. Unverstärkte Referenzbauteile mit einem Stahlbewehrungsgehalt von 0 %, 0,2 % und 0,5 % wurden mit textil-verstärkten Bauteilen mit identischem Bewehrungsgrad verglichen. Zur Verstärkung stand Bösche ein textiles Gelege der 1. Generation (NWM3-022-00) aus Rovings der Feinheit von 1100 tex der Firma Nippon Electric Glass Co. (NEG) zur Verfügung.

In Fortführung des SFB 528 entstanden die hier beschriebenen Versuche an Stahlbetonplatten. Die Untersuchungen wurden auf vorgeschädigte und vorverformte Bauteile ausgedehnt, um den Einfluss vorhandener Risse und einer Vorverformung bzw. Vorbelastung bei realen Verstärkungsmaßnahmen experimentell zu studieren (Abschnitt 6.4). Die Abmessungen der Probekörper wurden aus der ersten Phase übernommen, um die Versuchsergebnisse der vorgeschädigten und nicht vorgeschädigten Bauteile miteinander vergleichen zu können. Allerdings waren inzwischen Textilien der 1. Generation nicht mehr in ausreichender Menge verfügbar und es wurden Textilien der 2. Generation mit AR-Glas-Rovings der Firma Saint-Gobain Vetrotex Deutschland GmbH (VET) verwendet. Daher mussten weitere nicht vorbelastete verstärkte Stahlbetonplatten zur Schaffung einer Vergleichsbasis geprüft werden. Um den Erfahrungsraum zu erweitern, wurde zudem ein Stahlbewehrungsgehalt von 0,34 % gewählt, der zwischen dem der von Bösche geprüften Bauteile lag. Um an das Versuchsprogramm anzuknüpfen, wurde zusätzlich je eine Stahlbetonplatte mit 0,2 % und 0,5 % Bewehrungsgehalt mit textiler Bewehrung der 2. Generation verstärkt.

Weiterhin wurde die Übertragbarkeit der Erkenntnisse zur Biegeverstärkung auf die weiterentwickelten Glasfaser- und Carbontextilien der 3. Generation mit einer zusätzlich aufgebrachten polymeren Beschichtung (Sekundärbeschlichtung) anhand einiger Tastversuche geprüft (Abschnitt 6.5.1). Außerdem wurden Tastversuche – vier biegeverstärkte Platten mit einer hohen Dauerbelastung von 70 % und 85 % der Bruchlast – zum Langzeitverhalten biegeverstärkter Bauteile durchgeführt (Abschnitt 6.6).

6.2 Versuchskörper und Versuchsaufbau

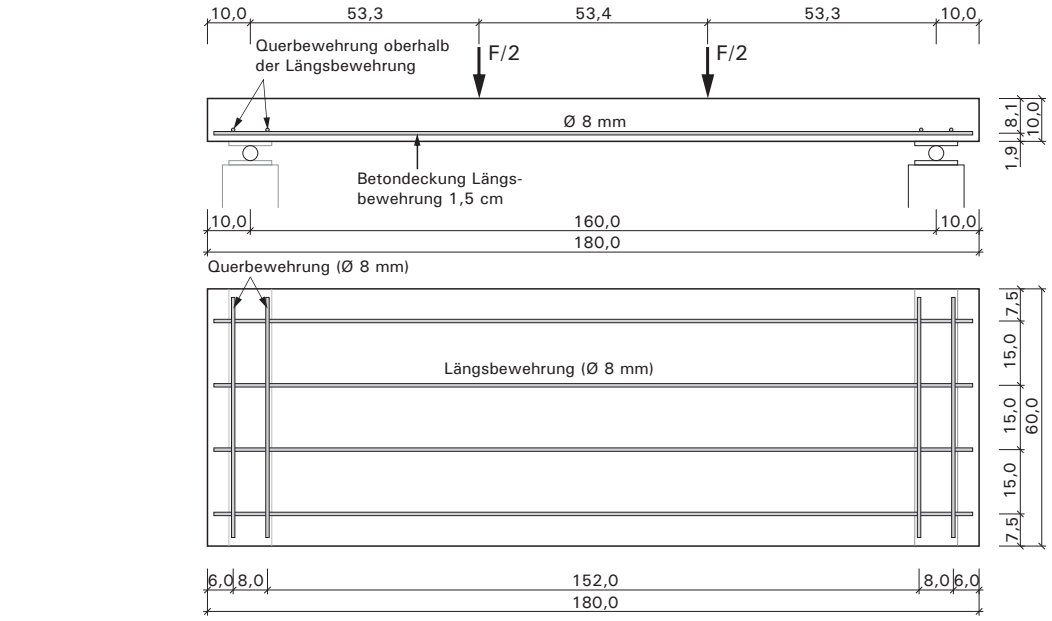
6.2.1 Herstellung der Versuchskörper

In Anlehnung an die in der ersten Phase des SFB 528 von Bösche [39, 261] durchgeführten Versuche wurden Geometrie, Lastannahmen und Verstärkungstechnologie beibehalten und es konnte auf erste Erfahrungen aufgebaut werden.

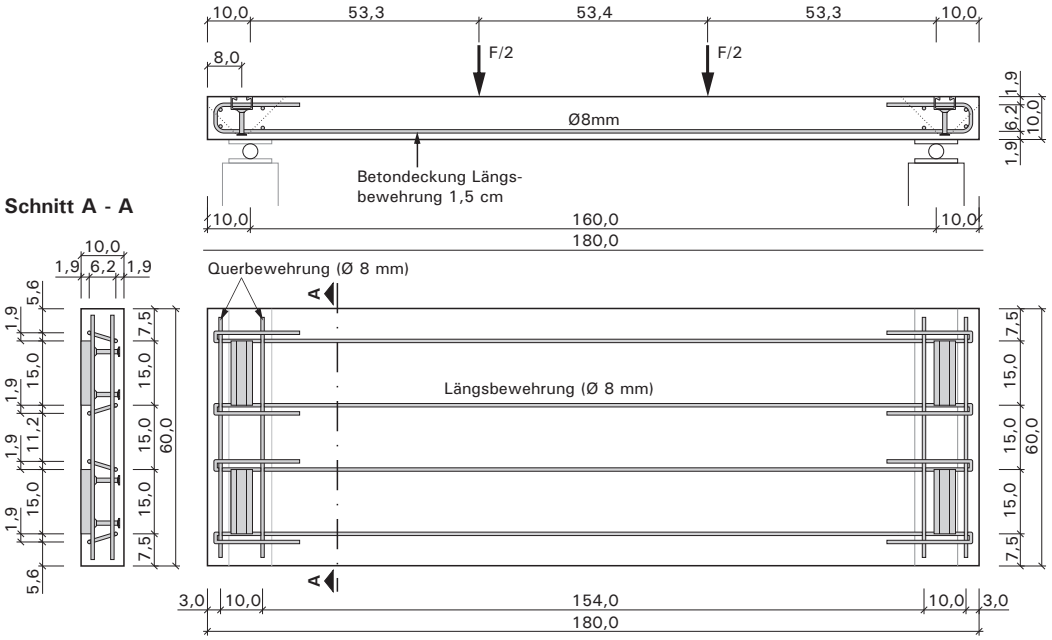
Bild 6.1: Herstellung der Stahlbetonplatten und Regelprüfkörper für die Betonkennwerte

Bild 6.2: Herstellung der textilen Verstärkungsschicht durch Laminieren

Alle Versuche wurden an 10 cm dicken Stahlbetonplatten mit einer Länge von 1,80 m und 60 cm Breite durchgeführt, die nach Bösche in etwa dem Bereich über den Stützen von Deckenplatten eines üblichen mehrgeschossigen Bürogebäudes im Maßstab 1 : 2 entsprechen. Die Stützweite betrug 1,60 m. In der Regel waren die Platten in Längsrichtung mit 4 ∅ 8 mm Betonstabstahl BSt 500S bewehrt, was einen Stahlbewehrungsgrad von 0,34 % ergibt (Bild 6.3). Abweichend davon wurde die Platte PL02-3/T ($\rho_S = 0,2\,\%$) mit 4 ∅ 6 mm und die Platte PL05-3/T



(a) Regelbauweise



(b) Vorschädigung und Vorverformung

Bild 6.3: Schal- und Bewehrungsplan für Grundversuchskörper

($\rho_S = 0{,}5\,\%$) mit $6\varnothing$ 8 mm bewehrt. Eine Querbewehrung ($2\varnothing$ 8 mm) wurde nur im Auflagerbereich angeordnet, damit der Prüfbereich von Querschnittsschwächung und vorgegebenen Rissstellen unbeeinflusst bleibt. Bei den vorgeschädigten Platten wurden zur Aufnahme der Vorbelastungseinrichtung im Auflagerbereich HALFEN-Schienen HTA 50/30-15 angeordnet. Die Bewehrungsführung im Auflager wurde daher leicht modifiziert (Bild 6.3(b)).

Mit der vorhandenen Schalung konnten vier Versuchskörper gleichzeitig hergestellt werden. Durch das beschränkte Volumen des im Labor vorhandenen Betonmischers wurden aber nur jeweils zwei Platten aus derselben Charge Beton C 20/25 hergestellt. Gleichzeitig wurden die Regelprüfkörper zur Charakterisierung der Materialeigenschaften (E-Modul, Druckfestigkeit, Biegezugfestigkeit) hergestellt und unter Normbedingungen nach DIN 1048 bzw. DIN 1045-2 gelagert. Die Stahlbetonplatten wurden durch Abdecken mit feuchten Tüchern und Folie nachbehandelt und unter annähernd konstantem Raumklima (20° C, ≈ 60 %RH) gelagert.

Anschließend wurde nach mindestens 28 Tagen die Verstärkungsschicht in einzelnen Lagen auf der Zugzonenseite der Platten aufbracht. Um das Aufbringen der Verstärkungsschicht „über Kopf“ zu vermeiden und eine größere Fertigungsgenauigkeit zu erreichen, wurden die Platten zum Aufbringen der textilbewehrten Feinbetonschicht gedreht. Die textile Verstärkungsschicht wurde somit von oben aufgetragen, siehe Bild 6.2. Bereits an dieser Stelle sei angemerkt, dass unter praktischen Bedingungen auch das Aufbringen von unten – ähnlich einem handelsüblichem Putzsystem (Mörtel und Putzgewebe) möglich ist. Bei der Wahl der Beschichtungstechnologie und der Verbundbedingungen zwischen dem Altbeton und dem Feinbeton konnte auf die Erfahrungen von Bösche [39] und Ortlepp [213] zurückgegriffen werden. Versuche haben gezeigt, dass bereits 0,7–1 mm Rautiefe nach Kaufmann [135] ausreichen, ein direktes Versagen der Verbundfuge zwischen Altbeton und Feinbeton der Verstärkungsschicht zu verhindern. Eine Haftbrücke bzw. ein Haftvermittler ist nicht notwendig. Auch das Aufbringverfahren – Handlaminieren oder Sprühen – hat nur einen geringen Einfluss auf das Verbundverhalten (vgl. Ortlepp [213]).

Alle Versuchskörper wurden daher wie folgt verstärkt: Die Oberfläche der Platten wurde durch Sandstrahlen von den Feinkornanteilen befreit und das Korngerüst freigelegt (ca. 1 mm Rautiefe nach Kaufmann [135]), um einen ausreichenden Verbund zwischen Altbeton und Verstärkungsschicht gewährleisten zu können. Nach Säubern und Vornässen des Altbetonuntergrundes wurden im Wechsel je eine Feinbetonschicht und eine textile Bewehrungslage aufgebracht. Pro Lage werden Schichtdicken von ca. 2 bis 4 mm erreicht. Je nach Lagenanzahl entstanden Verstärkungsschichten von 10 bis 20 mm Schichtdicke. Die Verstärkungsschicht endete jeweils vor dem Auflager.

6.2.2 Versuchsdurchführung

Dieser Abschnitt beschreibt den allgemeinen Versuchsaufbau und -ablauf aller Plattenversuche. Abweichungen und Erweiterungen dazu werden in den jeweiligen Abschnitten 6.4 bis 6.6 beschrieben.

Die Prüfung der Tragfähigkeit erfolgte weggesteuert im Vierpunkt-Biegeversuch, um Querkrafteinflüsse im Bereich des maximalen Biegemomentes zu vermeiden. Die Versuche wurden im Otto-Mohr-Labor (Versuchshalle des Instituts für Massivbau an der Technischen Universität Dresden) in einem Prüfportal mit 200 kN-Hydraulikzylinder (VEB Werkstoffprüfmaschinen Leipzig) durchgeführt. Bild 6.4 zeigt den Versuchsstand. Der Maschinenweg wurde mit Hilfe eines Linearpotentiometers und mit einem Steuergerät Digicon2000 (walter+bai ag) gesteuert. Die Einzellast des Hydraulikzylinders wurde mit einer Lasteinleitungskonstruktion aus Doppel-T-Profilen hälftig auf die Drittelspunkte der Platte aufgeteilt. Eine weitgehend zwängungsfreie und statisch bestimmte Lasteinleitung wurde mit Stahlrollenlagern ∅50 mm erreicht. Um Spannungsspitzen in der Kontaktfläche zum Beton zu vermeiden, wurden die Stahlplatten und -profile im Gipsbett bzw. mit einer Papplage auf den Beton aufgelegt.

Bild 6.4: Versuchsstand – Prüfportal, Hydraulikzylinder, Lasteinleitungskonstruktion und Prüfkörper

Die Last wurde stufenweise aufgebracht. Im Bereich der Rissbildung wurden kleine Laststufen – ca. 40 % (3 kN), 80 % (6 kN), 110 % (8 kN), 140 % (10 kN) und 170 % (12 kN) der rechnerischen Erstrisslast der unverstärkten Platte – gewählt. Anschließend wurde die Last auf 46 % (16 kN), 57 % (20 kN), 74 % (26 kN), 85 % (30 kN) und 100 % (35 kN) der rechnerischen Bruchlast der unverstärkten Platte gesteigert. Die Belastung der verstärkten Platten wurde dann in Schritten von 5 bzw. 10 kN bis zum Versagen gesteigert. Zum Erkennen von Steifigkeitsänderungen und plastischen Verformungen erfolgte zwischen 2 Laststufen eine Entlastung auf Rissbildungsniveau. Zuvor wurde während einer Haltezeit von ca. 5 min die Rissentwicklung protokolliert. Auf der gekalkten Plattenseite wurden die Risse angezeichnet und die Rissbreite mit einer Risslupe beobachtet. Das äußerst feine Rissbild in der Verstärkungsschicht wurde erst durch Einfärben der Risse deutlich sichtbar. Dazu wurde vor Versuchsbeginn ein Streifen auf der Plattenunterseite mit einer dünnen farblosen Lackschicht versehen und nach jeder Laststufe mit Tinte befeuchtet und mit einem feuchten Tuch wieder abgewischt. Die in den Rissen verbleibende Tinte macht das Rissbild sichtbar.

Während der Versuche wurden die Durchbiegung in mehreren Punkten sowie die Dehnungen an der Plattenober- und -unterseite digital gemessen (siehe Bild 6.5) und aufgezeichnet.

Durchbiegung und Verformung an der Plattenunterseite wurden mit induktiven Wegaufnehmern (IWA) der Firma Hottinger Baldwin Messtechnik (HBM) gemessen. Entsprechend den zu erwartenden Verformungen wurden IWA mit verschiedenen Messwegen eingesetzt – W5TK (± 5 mm) für IWA Nummer 20 und 29, W10TK (± 10 mm) für IWA Nummer 21 und 28, W20TK (± 20 mm) für IWA Nummer 22 bis 27. Auf der Plattenunterseite wurden WETA1/2 (± 1 mm) für IWA Nummer 12 und 18, WA10 (0...10 mm) für IWA Nummer 11, 13 bis 17 auf einer Messbasis von 60 mm sowie WA10 (0...10 mm) für IWA Nummer 30 bis 32 auf einer Messlänge von 100 mm verwendet.

Die Dehnung auf der Plattenoberseite wurde mit Dehnmessstreifen PL-60-11 der Firma Tokyo Sokki Kenkyujo, Ltd. (TML) auf 60 mm Messlänge gemessen. Bei einigen Platten wurde zusätzlich die Dehnung des Bewehrungsstahls mit einem auf den Bewehrungsstab geklebten

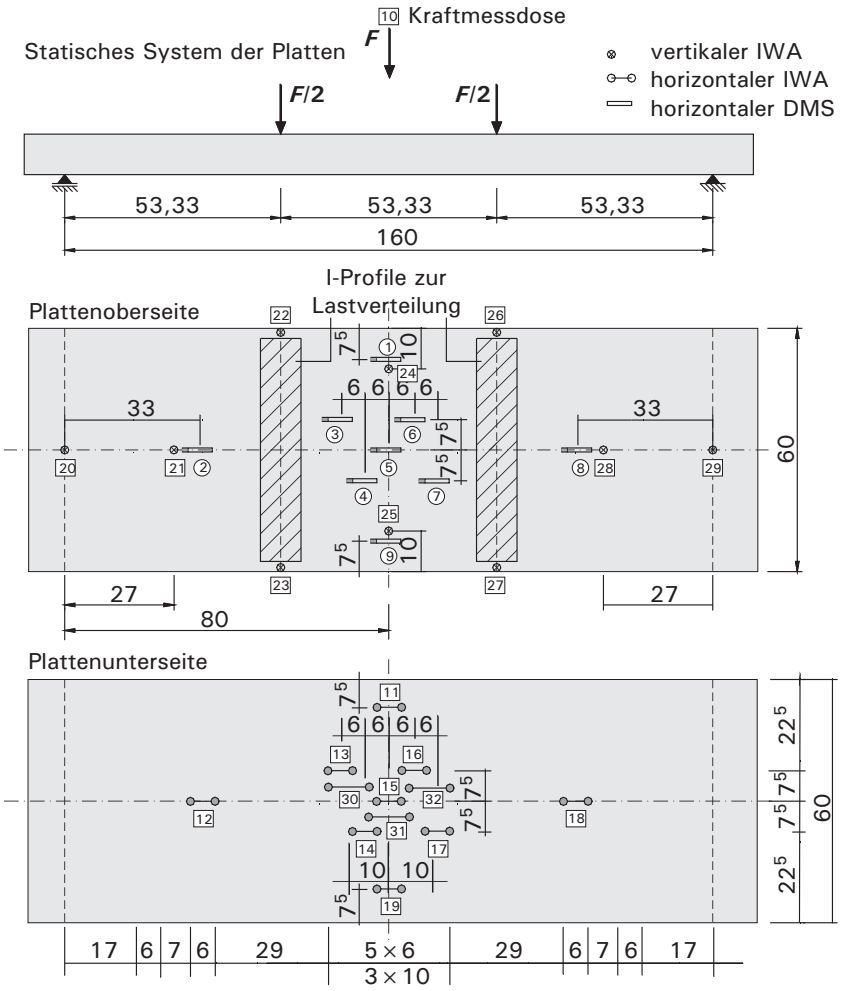


Bild 6.5: Anordnung der Messstellen

Dehnmessstreifen direkt gemessen.

Wie in Bild 6.5 erkennbar wurde jeder Dehnungsmessstelle auf der Plattenoberseite eine Messstelle auf der Plattenunterseite zugeordnet, was durch eine Nummerierung im Zehnersystem erkennbar ist; zu DMS Nummer 1 auf der Druckseite gehört auf der Zugseite die Messung von IWA Nummer 11. Bis auf DMS Nummer 2 und 8 sowie IWA Nummer 12 und 18 wurde die Messung der Stauchungen auf der Plattenoberseite und der Dehnungen auf der Plattenunterseite im Bereich des konstanten Moments konzentriert. Die Messstellen wurden dabei so angeordnet, dass sie möglichst nicht durch lokale Effekte aus der Lasteinleitung beeinflusst werden. Außer DMS Nummer 5 und IWA Nummer 15 und 30 bis 32 lagen die Dehnmessstellen direkt über dem Bewehrungsstahl.

Alle Messstellen wurden an den bereits im Versuchsstand eingebauten Platten verdrahtet und tariert. Die Wirkung des Eigengewichts der Versuchskörper auf Versuchslast, Verformungen und Dehnungen ist in den gemessenen Größen nicht enthalten.

Tabelle 6.1: Rezeptur und Eigenschaften des verwendeten Betons C 20/25

Betonzusammensetzung	
Zement CEM I 32,5R (Lafarge)	303 kg/m^3
Zuschlag Sand A/B 0-8	1734 kg/m^3
Wasser	227 kg/m^3
Frischbetoneigenschaften	
Rohdichte	2,26 kg/dm^3
Ausbreitmaß a_{10}	44,8 cm
Festbetoneigenschaften	
mittlere Druckfestigkeit	
$f_{cm,28}$	28,2 N/mm^2
$f_{cm,cube}$	33,1 N/mm^2
mittlere Spaltzugfestigkeit	
$f_{ct,sp}$	2,08 N/mm^2
mittlerer E-Modul	
$E_{cm,28}$	24 525 N/mm^2

6.3 Werkstoffe und Materialeigenschaften

6.3.1 Stahlbeton

Beton

Für die Versuchsplatten aus Stahlbeton wurde ein Beton B 25 nach DIN 1045-1:1988 konzipiert, der entsprechend seinen Druckfestigkeiten im Betonalter von 28 Tagen nach heutigen Konformitätsmerkmalen (DIN 1045-2:2001 bzw. DIN EN 206-1:2001) einer Betonfestigkeitsklasse C 20/25 entspricht.

Die verwendete Betonrezeptur ist ein einfaches 3-Stoff-Gemisch aus Zement CEM I 32,5R (Lafarge), ungebrochenem Zuschlag in den Korngruppen 0/2 und 2/8 aus Ottendorf-Okrilla (Sachsen) und Wasser. Es wurden weder Betonzusatzmittel noch Betonzusatzstoffe verwendet. Die Betonmischung nach Tabelle 6.1 wurde durch Mitarbeiter des Otto-Mohr-Laboratoriums hergestellt und verarbeitet. Aus jeder Betonmischung wurden parallel zu den Versuchsplatten Betonregelprüfkörper in Form von Würfeln (Kantenlänge 150 mm), Zylindern ($\varnothing$ 150 mm, $l = 300$ mm) und Prismen ($100 \times 100 \times 500$ mm) zur Charakterisierung der Materialeigenschaften E-Modul, Druckfestigkeit und Biegezugfestigkeit hergestellt. Ein Teil der Regelprüfkörper wurde zur Einordnung der Materialeigenschaften nach Konformitätskriteren unter Normbedingungen (DIN 1045-2) gelagert und nach 28 Tagen geprüft. Bei dem anderen Teil wurde wegen der besseren Vergleichbarkeit der an den Regelprüfkörper ermittelten mechanischen Eigenschaften mit den Eigenschaften der Versuchsplatten auf eine Normlagerung verzichtet. Sie wurden mit den Versuchsplatten unter annähernd konstantem Raumklima (20° C, $\approx$ 60 %RH) gelagert und jeweils am Tag der Plattenprüfung die mechanischen Eigenschaften bestimmt.

Betonstahl

Als Stahlbewehrung für die Versuchsplatten wurde warmgewalzter gerippter Betonstahl mit normaler Duktilität nach DIN 488 verwendet. Die gerippten Stäbe BSt 500 S(A) der Durchmesser 6 mm und 8 mm entstammen jeweils einer Liefercharge. Die mechanischen Eigenschaften wurden in Zugversuchen nach DIN 488-3:1986 bestimmt. Tabelle 6.2 können die Mittelwerte der mechanischen Kennwerte entnommen werden.

Tabelle 6.2: Geprüfte mechanische Eigenschaften des verwendeten Betonstahl BST 500 S(A)

mechanischer Kennwert		Einheit	∅ 6 mm	∅ 8 mm
E-Modul	E_s	N/mm^2	193 160	194 637
Streckgrenze	R_e	N/mm^2	550,7	545,0
Zugfestigkeit	R_m	N/mm^2	663,3	617,2

6.3.2 Textilbewehrter Beton

Ähnlich einer Spritzbetonverstärkung wird auf die Stahlbetonplatten eine Verstärkungsschicht aus textilbewehrtem Beton aufgebracht, die aus einer mineralischen Matrix (Feinbeton) und feingliedrigen Bewehrungselementen (Textilien aus AR-Glas bzw. Carbonrovings) besteht. Die geringe Zugtragfähigkeit des Feinbeton wird ähnlich wie bei Stahlbeton durch die Textilien kompensiert, die als Bewehrung die nach der Rissbildung frei werdenden Kräfte übernehmen.

Feinbeton

Als Matrix für die textile Bewehrung wurde einheitlich eine spezielle Betonrezeptur – der so genannte Feinbeton – für alle Untersuchungen im Sonderforschungsbereich 528 verwendet. An dieser Stelle soll lediglich die Feinbetonmatrix der Versuche charakterisiert werden. Für allgemeine Zusammenhänge, den Wissensstand und Literaturhinweise zum Feinbeton sei auf Abschnitt 3.2.3 verwiesen.

Die eingesetzte Mischungsrezeptur wurde federführend von Jesse und Hempel entwickelt und in [51, 132] dokumentiert. Als Referenzmischung für alle Probekörper im Rahmen des SFB 528 gilt seit dem 26.05.2000 eine Mischung aus 2 Masseteilen (MT) Zement, 1 MT Puzzolan (Mikrosilica-Feststoff und Steinkohleflugasche), 3 MT Zuschlag (Sand 0/1) und 0,84 MT Gesamtwasser. Grundsätzlich gilt ein Zuschlag-Bindemittelverhältnis von 1:1 und ein Wasser-Bindemittel-Wert $w/b = 0,31$. Der Microsilica-Anteil beträgt 8 M.-% des Zementgehalts. Die Mischungsrezeptur und mechanischen Kennwerte sind in Tabelle 6.3 zusammengestellt. Der Frischbeton eignet sich sowohl für die lagenweise Herstellung von Hand, besitzt aber auch ausreichend gute Hafteigenschaften, um im Spritz-/Sprühverfahren verarbeitet zu werden. Vor allem das Mikrosilica trägt zu einem guten Zusammenhalt und einer geringen Entmischungsneigung bei. Merkmal eines diesbezüglich guten Betons ist ein geringes Bluten während der Verarbeitung.

Die Verarbeitungszeit beträgt in etwa eine Stunde. Bei jungem Beton kann u. U. ein erhöhtes Schwinden beobachtet werden. Dabei handelt es sich um autogenes Schwinden, d. h. Schrumpfen und Selbstaustrocknung aufgrund des hohen Anteils an Mikrosilica. Für die Verarbeitung

Tabelle 6.3: Rezeptur und mechanische Eigenschaften des verwendeten Feinbeton nach Jesse [132]

Betonzusammensetzung		
Bestandteil	**Masseteile** [–]	**Menge** [kg/m³]
Zement CEM III/B 32,5 NW/HS/NA (Schwenk)	0,6667	628,0
Steinkohleflugasche (BauMineral Herten)	0,2820	265,6
Mikrosilikasuspension (Woermann/Degussa/BASF)	0,1067	100,5
Sand 0/1 (Ottendorf-Okrilla)	1,0000	942,0
Zugabewasser	0,2278	214,6
Fließmittel Woerment FM 30 (Woermann)	0,0112	10,5
Festbetoneigenschaften		
Eigenschaft	**Einheit**	**Wert**
Druckfestigkeit		
Mittelwert	N/mm²	76,3
Biegezugfestigkeit		
Mittelwert	N/mm²	7,11
Standardabweichung	N/mm²	0,76
empirischer 5 % Fraktilwert	N/mm²	5,84
empirischer 95 % Fraktilwert	N/mm²	8,41
Elastizitätsmodul*	N/mm²	28500
Dichte	g/cm³	2,17

* Mittelwert aus zwei Prüfungen

wird empfohlen, ein Ausbreitmaß nach DIN 18555-2 bzw. DIN EN 1015-3 von etwa 190 bis 210 mm einzustellen, da bei zu steifer Konsistenz die Herstellung einer planen und geschlossenen Oberfläche nicht mehr gewährleistet ist. Die genannten Werte dienen als Orientierung und sind in Abhängigkeit von der gewählten Misch- und Auftragstechnik zu überprüfen und ggf. zu variieren.

Die Festbetoneigenschaften wurden an Mörtelprismen $40 \times 40 \times 160$ mm analog DIN 1164 bzw. DIN EN 196-1 am Prüftag der verstärkten Platten bestimmt. Prüfverfahren, Frischbeton- und Festbetoneigenschaften beschreibt Jesse in [132] ausführlich. Zur Ermittlung der Erstrisslast wurde die geprüfte Biegezufestigkeit in eine zentrische Zugfestigkeit umgerechnet. Abschließend sei noch einmal darauf hingewiesen, dass die Zusammensetzung des Feinbetons einen wesentlichen Einfluss auf das Verbund- und Tragverhalten des textilbewehrten Betons hat und nicht beliebig verändert werden sollte; siehe Abschnitt 3.2.3.

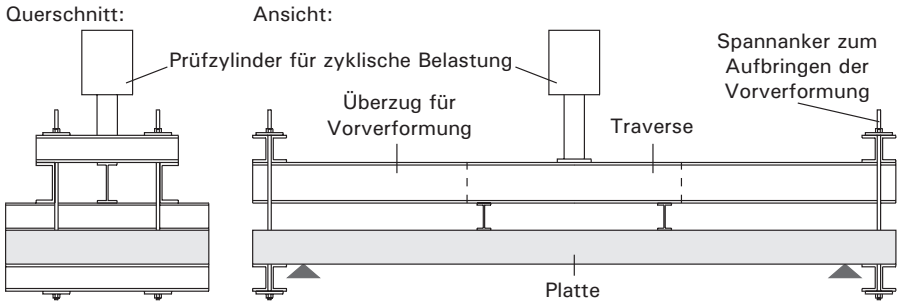
Textile Bewehrung

Die verwendeten textilen Flächengelege wurden am Institut für Textil- und Bekleidungstechnik der Technischen Universität Dresden auf einer Nähwirkmaschine vom Typ Malimo, Modell 14024 und Modell 14023 mit einer Online-Beschichtungseinheit hergestellt. Für die Versuche zur Biegeverstärkung an vorgeschädigten Platten wurden Textilien der 2. Generation mit 2400 tex-AR-Glas-Rovings der Firma Saint-Gobain Vetrotex Deutschland GmbH (VET) verwendet. Weiterhin wurde die Übertragbarkeit der Erkenntnisse zur Biegeverstärkung auf die weiterentwickelten Glasfaser- und Carbontextilien der 3. Generation überprüft. Dafür wurden

die selben AR-Glasfasern sowie Carbonrovings der Feinheit 800 tex der Firma Toho Tenax Europe GmbH verarbeitet. Anhang A gibt einen Überblick über Filamentanzahl, Filamentdurchmesser und mechanische Eigenschaften der Filamente und Garne. Abbildungen und Aufbau aller verwendeten Textilien sind in Anhang B zusammengestellt. Ergebnisse der begleitenden Dehnkörperversuche und ermittelten Kennwerte des Verbundwerkstoffs können Anhang C entnommen werden.

6.4 Vorschädigung und Vorverformung – Auswirkung auf die Biegeverstärkung mit textilbewehrtem Beton

6.4.1 Intention



(a) Prinzipskizze

(b) Umsetzung und Anwendung

Bild 6.6: Vorbelastungseinrichtung zum Aufbringen einer Vorverformung vor der Verstärkung

Um den Einfluss vorhandener Risse und einer möglicherweise vorhandenen Vorverformung bzw. Vorbelastung bei realen Verstärkungsmaßnahmen vor dem Aufbringen der Verstärkung beurteilen zu können, wurden Biegeversuche an vorgeschädigten Stahlbetonplatten solchen an vergleichbaren Platten ohne Vorschädigung gegenübergestellt. Dabei wurden tatsächliche Sanierungsmaßnahmen nachempfunden, bei denen die Bauteile zum Zeitpunkt der Verstärkung meist nicht vollständig entlastet sind und somit eine gewisse bleibende Verformung aufweisen. Der Begriff Vorschädigung beschreibt in diesem Zusammenhang die Summe des komplexen gleichzeitigen Zusammenwirkens von vorhandenen Rissen, Vorverformung (Durchbiegung) aus Dauer- bzw. Mehrfachbelastung und Vorbelastung zum Zeitpunkt der Verstärkung. Einzel-

ne Effekte wie zum Beispiel die Kriechverformung des Betons oder eine Verbundschädigung des Bewehrungsstahls sind Teil des Gesamteffekts, wurden aber nicht gesondert betrachtet und quantifiziert. Alle Platten wurden jedoch mit einem einheitlichen Vorschädigungsregime beaufschlagt, bevor die Verstärkungsschichten aufgebracht werden. Vorschädigungen aus thermischem oder chemischem Angriff bzw. diverse Schädigungsmechanismen des Betons sollten hier jedoch nicht betrachtet werden.

6.4.2 Versuchsaufbau und -durchführung

In Anlehnung an Eibl & Bachmann [71, 72] und Leonhardt & Mönnig [169] erfolgte die Vorschädigung der Platten durch eine zyklisch aufgebrachte Schwellbelastung, die ein vergleichbares Rissbild erzeugt wie eine übliche Dauerlast. Zwischen einer Oberlast entsprechend 80 % und einer Unterlast von 40 % der Bruchlast der unverstärkten Platte wurde so lange be- und entlastet, bis die Zunahme der Verformungen nach ca. 10 000 Lastwechseln weitgehend abgeklungen war. Die Schwellbelastung mit einer Frequenz von 5 Hz wurde kraftgesteuert im Vierpunkt-Biegeversuch aufgebracht. Nach mindestens 28 Tagen wurden die für eine Vorschädigung hergestellten Versuchsplatten nach folgendem Schema belastet:

1. Erzeugen eines abgeschlossenen Rissbildes durch Belastung bis ca. 80 % der Bruchlast.
2. 10.000 Lastwechsel zyklische Belastung mit einer Schwellbeanspruchung von 40...80 % der Bruchlast.
3. Aufbringen einer Vorverformung, die ca. 60 % der Gebrauchslast entspricht.
4. Mit einer Vorbelastungseinrichtung (Bild 6.6) wurde die aufgebrachte Vorverformung fixiert, so dass die Platte aus dem Prüfstand ausgebaut und die Verstärkungsschicht aufgebracht werden kann.

Zur besseren Montage der Vorbelastungseinrichtung wurden im Auflagerbereich HALFEN-Schienen HTA 50/30-15 zur Krafteinleitung verwendet (Bild 6.6).

Während der Vorschädigung wurden die Durchbiegung in mehreren Punkten sowie die Dehnungen an der Plattenober- und -unterseite digital gemessen und aufgezeichnet. Die Messstellenanordnung entsprach dem in Abschnitt 6.2 beschriebenen allgemeinen Versuchsaufbau (Bild 6.5), allerdings mit einer geringeren Anzahl Messpunkten. Die Durchbiegung wurde mit IWA Nummer 21, 24, 25 und 28, die Stauchung an der Oberseite mit DMS Nummer 3 bis 7 und die Dehnung an der Unterseite mit IWA Nummer 13 bis 17 und IWA Nummer 31 gemessen.

Nach der Vorschädigung erfolgte das Aufbringen einer Vorverformung. Dazu wurden die Platten noch im Prüfstand mit zwei Überzügen verspannt (Bild 6.6). Für die Größe der aufgebrachten Vorverformung wurde nach Eibl & Bachmann [71, 72] eine Dauerlast von etwa 60 % der Gebrauchslast angenommen.

Das Aufbringen der Verstärkungsschicht erfolgte nun auf die vorverformten Stahlbetonbauteile in bewährter Weise – Sandstrahlen, Anfeuchten und lagenweises Laminieren der Textilbetonschichten. Dazu wurde das gesamte Paket aus Vorbelastungseinrichtung und Platte gedreht. Vorher wurde das Rissbild aufgenommen und ein Rissprotokoll angefertigt. Das Aufbringen und Erhärten der Verstärkungsschicht erfolgte im vorverformten Zustand. Zeitgleich mit der vorgeschädigten Platte wurde die jeweils zugehörige nicht geschädigten Referenzplatten verstärkt, nachbehandelt, gelagert und nach frühestens 28 Tagen, jedoch zeitnah im Abstand von 1–2 Tagen, geprüft.

Tabelle 6.4: Schädigungszustand vor Aufbringen der Verstärkungsschicht

	Steifigkeiten/Schädigungsindikator					Vorverformungszustand			
	ungerissen	nach Vorschädigungsregime (ca. 10.000 LW)							
	EI^I	$P_u \dots P_o$	$w_u \dots w_o$	EI_m^{II}	D	$P_{vorlast}$	w_{mitte}	ε_{Druck}	ε_{Zug}
	[N·mm²]	[kN]	[mm]	[N·mm²]	[–]	[kN]	[mm]	[‰]	[‰]
PLv-3/1	$1{,}246{\cdot}10^{12}$	15…25	7,8…10,0	$2{,}622{\cdot}10^{11}$	0,790	11	6,5	−0,52	3,82
PLv-3/SD	$2{,}267{\cdot}10^{12}$	15…30	4,6… 6,6	$3{,}272{\cdot}10^{11}$	0,856	16	4,7	−0,50	5,39
PLv-3/2	$1{,}097{\cdot}10^{12}$	15…28	8,5…11,9	$2{,}205{\cdot}10^{11}$	0,799	12	7,66	−0,52	3,79
PLv-3/3	$2{,}351{\cdot}10^{12}$	15…30	4,4… 6,3	$3{,}827{\cdot}10^{11}$	0,837	15	4,6	−0,36	6,02
PLv-3/4	$1{,}843{\cdot}10^{12}$	15…30	4,6… 6,7	$2{,}983{\cdot}10^{11}$	0,838	16	4,9	−0,34	7,06
PLv-6/1	$1{,}193{\cdot}10^{12}$	15…30	8,9…12,6	$2{,}561{\cdot}10^{11}$	0,785	12	7,9	−0,56	4,20
PLv-6/2	$1{,}132{\cdot}10^{12}$	15…28	9,0…12,4	$2{,}356{\cdot}10^{11}$	0,791	–	9,2	−0,77	6,21
PLv-6/SD	$2{,}175{\cdot}10^{12}$	15…30	4,4… 6,3	$3{,}912{\cdot}10^{11}$	0,820	15	4,4	−0,58	6,73
PLv-6/4	$1{,}325{\cdot}10^{12}$	10…25	7,3…11,4	$2{,}404{\cdot}10^{11}$	0,819	11	7,7	−0,62	4,23

Erst nach dem Einbau der Platte in den Prüfstand konnte die Vorbelastungseinrichtung demontiert werden, um untypische Druckbeanspruchungen in der Verstärkungsschicht zu vermeiden.

6.4.3 Schädigungsbeschreibung

Aus der Vielzahl möglicher Schädigungsformulierungen werden zur Beschreibung der aufgebrachten Vorschädigung Schädigungsindikatoren D (Gleichung 6.1) nach Krätzig & Petryna [159, 160] herangezogen.

$$D = 1 - \frac{\text{Parameter im geschädigten Zustand}}{\text{Parameter im ungeschädigten Zustand}} \tag{6.1}$$

Die Schädigungsindikatoren beschreiben die Veränderung eines Tragwerks im Vergleich zum ungeschädigten Neuzustand ($D = 0$). Der Bereich $0 < D < 1$ definiert verschiedene Schädigungsgrade. Mit zunehmender Schädigung nähert sich das Tragwerk dem Schädigungsgrad ($D = 1$), was dem Systemversagen entspricht. Der Wert $D = 1$ ist eher ein Wert für das theoretische Versagen, der für komplexe Versagensmechanismen selten erreicht wird. Jede Tragwerksbewertung erfordert daher eine zum definierten Indikator D gehörige Bewertungsskala. Laut Krätzig et al. [159, 160] kann aus jedem beliebigen Tragwerksparameter, der Schädigungsinformationen enthält, der Schädigungsindikator D definiert werden.

Der gewählte Parameter sollte aus den Versuchen leicht ermittelbar sein und die zu schädigenden Komponenten – nichtlineare Spannungs-Dehnungs-Beziehung des Betons, Rissbildung, Fließen der Stahlbewehrung und nichtlineares Verbundverhalten – beschreiben können; s. a. Bolle [30]. Für die Auswertung wurden Eigenfrequenzen und der Anstieg der (Wieder-) Belastungskurve betrachtet, da mit zunehmender Schädigung praktisch immer auch die Steifigkeit kleiner wird. Da die Vorschädigung nur eine künstliche Tragwerksdeterioration und keine ausdrückliche Ermüdung des Stahlbetons erzeugt, ändert sich die Steifigkeit nach Abschluss der Rissbildung und zyklischer Belastung nur geringfügig im Vergleich zum Zustand direkt nach Rissbildung.

Nach Wenk [289] ist der über die Grundfrequenz definierte Steifigkeitsindex in erster Linie ein Maß für den Grad der Rissbildung und sagt wenig über den Stand der Schädigung bezüg-

lich Versagen aus. Zudem sind die mit einem Impulshammer eingebrachte Energie und damit die Schwingungsamplituden so gering, dass die nichtlinearen Effekte kaum einen Einfluss auf die Schwingungen haben. Die Anregung einer Stahlbetonplatte mit kleinen Kraftamplituden (Impulshammer) erzeugt nur kleine Verformungen. Die Risse bleiben geschlossen, der Verbund zwischen eingelegter Bewehrung und Beton wird durch Haftreibung sichergestellt. Erst bei Steigerung der dynamischen Last und größeren Amplituden beginnen die Risse, sich zu öffnen, was zu einem Verlust an Steifigkeit und somit zu einem Frequenzabfall führt. Gleichzeitig findet im Verbund zwischen Bewehrungsstahl und Beton ein ständiger Wechsel zwischen Haft- und Gleitreibung statt, was wiederum die Dämpfung beeinflusst (vgl. WALTERING ET AL. [285]). Damit wäre der so definierte Schädigungsindikator lastabhängig bzw. würde entweder für geöffnete oder für geschlossene Risse gelten.

Mit dem Anstieg der Wiederbelastungskurve und den daraus abgeleiteten Biegesteifigkeiten EI kann das Schädigungsniveau deutlicher herausgestellt und die mittlere Steifigkeit über einen größeren Lastbereich bestimmt werden. Die Bewertungsskala für den so definierten Schädigungsindikator kann damit wie folgt angegeben werden:

- $D = 0$, ungeschädigter rissfreier Zustand
- $D \approx 0,71 \ldots 0,73$, nach Erstbelastung und abgeschlossener Rissbildung
- $D \approx 0,74 \ldots 0,78$, nach zyklischer Belastung

In Tabelle 6.4 ist der Vorschädigungszustand und die eingestellte Vorverformung der Versuchskörper zusammengestellt. Die Biegesteifigkeiten EI^I im Zustand I und EI_m^{II} im Zustand II wurden aus dem Anstieg der (Wieder-)Belastungskurven unter Annahme einer mittleren und stetigen Querschnittsverkrümmung κ_m ermittelt.

6.4.4 Ergebnisse

In Tabelle 6.5 sind die wesentlichen Versuchsergebnisse zusammengestellt. Die Wirkung des Eigengewichts auf die Messgrößen ist nicht enthalten. Dehnungen in der Druck- und Zugzone wurden an der Oberfläche gemessen und als mittlere Dehnungen der Messwertaufnehmer im Bereich des maximalen Moments angegeben. Die Einzelmessstellen zeigen lokale Extremwerte im Risseinflussbereich. Der im Versuch erreichte Verstärkungsgrad $\eta_{B,exp}$ wird nach ROSTÁSY ET AL. [238] als Quotient

$$\eta_{B,exp} = \frac{M_{uv,exp}}{M_{u0,exp}} \tag{6.2}$$

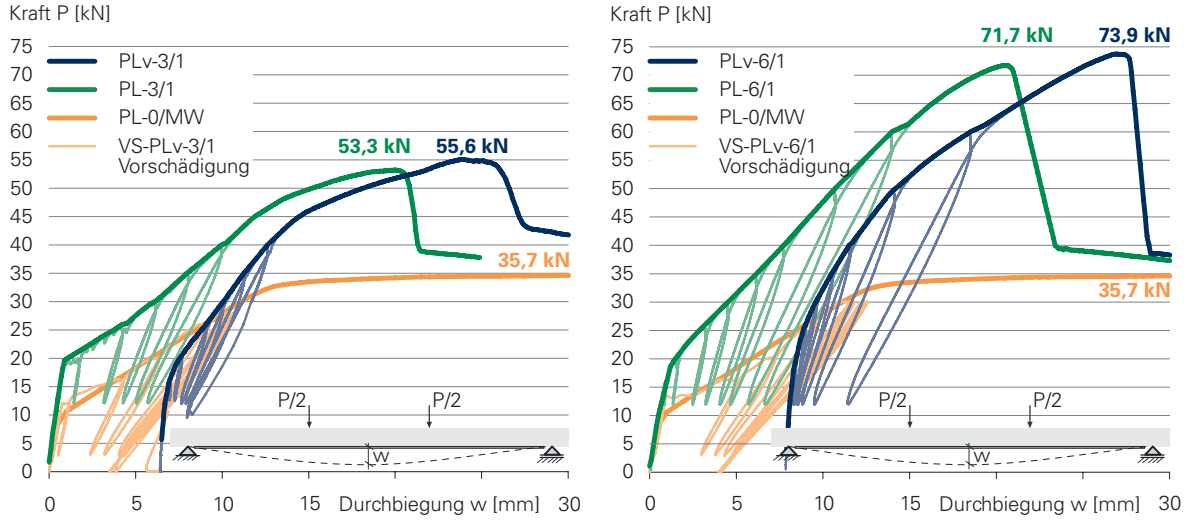
der geprüften Bruchmomente des verstärkten und des unverstärkten Querschnitts angegeben. Für jeden Versuch wird weiterhin das Erstrissmoment und der nach Abschluss des Versuchs bestimmte mittlere Rissabstand $s_{r,m}$ in Tabelle 6.6 angegeben. Demzufolge ist das aufgenommene Rissbild der Phase sukzessiver Rissteilung (Sekundärrissbildung) zuzuordnen. Die Rissabstände wurden sowohl an der Seitenfläche in Höhe des Bewehrungsstahls als auch auf der Textilbetonverstärkungsschicht an der Unterseite der Platte gemessen. Die Biegesteifigkeiten EI^I im Zustand I und EI_m^{II} im Zustand II wurden aus dem Anstieg der (Wieder-) Belastungskurven unter Annahme einer mittleren und stetigen Querschnittsverkrümmung κ_m ermittelt.

Im Kraft-Verformungs-Diagramm in den Bildern 6.7 und 6.8 zeigen alle Platten das für Stahlbeton typische Tragverhalten mit Zustand I (ungerissen), Zustand II (Rissbildung und abgeschlossenes Rissbild) und Zustand III (Fließen des Bewehrungsstahls). Erwartungsgemäß ist

die Steifigkeit der verstärkten Platten im ungerissenen Zustand größer als die der unverstärkten Platten. Ursache ist das durch die zusätzlich aufgebrachte Verstärkungsschicht aus Feinbeton größere Trägheitsmoment. Im Zustand II tragen beide Bewehrungen gemeinsam. Durch die Summe der Dehnsteifigkeiten mit der jeweiligen Mitwirkung des Betons zwischen den Rissen ist der Anstieg im Verhältnis der aufgebrachten Verstärkungsschicht größer als im unverstärkten Zustand. Nach Überschreiten der Streckgrenze des Bewehrungsstahles im Zustand III wird die weitere Laststeigerung und höhere Steifigkeit gegenüber der unverstärkten Platte im Wesentlichen durch die Tragwirkung der textilen Bewehrung verursacht. Anstatt des Fliessplateaus ist die Dehnsteifigkeit der textilen Bewehrung bis zum Versagen erkennbar. Je mehr textile Bewehrung als Verstärkung aufgebracht wurde, um so größer ist der Anstieg.

Die vor dem Verstärken vorhandenen Risse der vorgeschädigten Stahlbetonplatten (mittlerer Rissabstand 9 cm, Rissöffnung 0,1...0,15 mm) wirken zwar als vorgegebene Rissstellen, die textile Verstärkungsschicht hat aber einen rissüberbrückenden Einfluss. Bis zum Erreichen des Bruchzustandes bleiben die Rissbreiten nahezu unverändert. Zusätzlich entstehen neue Risse im Stahlbetonbauteil, so dass der Rissabstand halbiert wird und die Rissbreiten unter 0,1 mm bleiben. In der textilen Verstärkungsschicht entsteht ein fein verteilteres Rissbild, vgl. Bild 4.9. Das abgeschlossene Rissbild der vorgeschädigten Platten ähnelt dem der nicht vorgeschädigten.

Grundsätzlich sind die positiven Eigenschaften einer Biegeverstärkung auch auf vorgeschädigte Bauteile übertragbar. Die Experimente zur Biegeverstärkung an vorgeschädigten und vorbelasteten Bauteilen bestätigen und erweitern die bisher belegten positiven Ergebnisse an nicht vorgeschädigten Bauteilen. Geöffnete Risse und eine vorhandene Vorverformung beeinflussen die Bruchlast der untersuchten biegeverstärkten Platten nicht negativ.



(a) PL-3/1 und PLv-3/1; 3 Lagen

(b) PL-6/1 und PLv-6/1; 6 Lagen

Bild 6.7: Vergleich von vorgeschädigt und ungeschädigt verstärkten Platten mit AR-Glas-Textil NWM4-011-03 im Kraft-Durchbiegungs-Diagramm

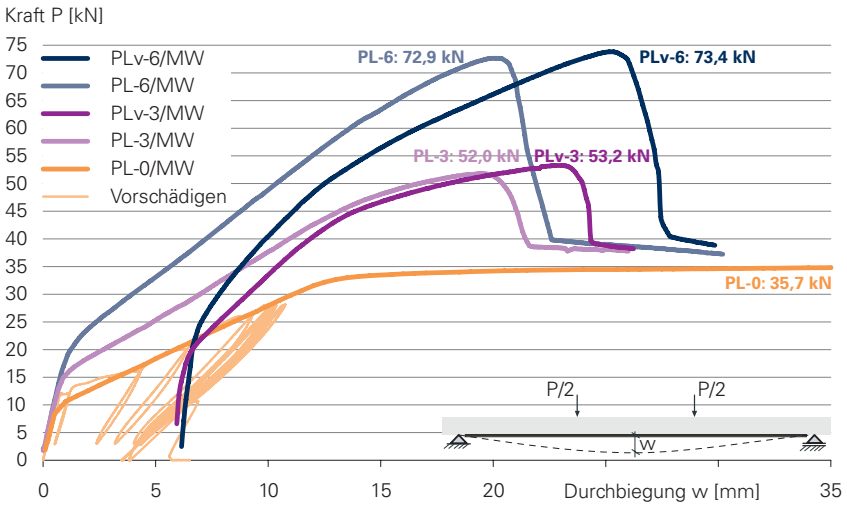


Bild 6.8: Mittelwertkurven für die Versuche PL-3, PLv-3 und PL-6, PLv-6

Tabelle 6.5: Versuchsergebnisse der Plattenversuche

Versuch	Bruchlast			Durchbiegung bei			Dehnung		Bewehrung	
	P^* [kN]	Moment* [kNm]	$\eta_{B,exp}$ [–]	$1/6\,l$ [mm]	$1/3\,l$ [mm]	Mitte [mm]	Druck [‰]	Zug [‰]	A_s [mm²]	A_t [mm²]
$\rho_s = 0,2\,\%$, $4\varnothing\,6\,$mm verstärkt mit 3 Lagen NWM4-011-03, AR-Glass 2400 tex										
020_P-7-1**	20,13	5,37	–	k. A.	k. A.	14,8	−0,8	6,9	113,1	–
PL02-3/T	41,78	11,14	2,076	11,4	21,2	24,4	−1,84	15,66	113,1	141,4
$\rho_s = 0,5\,\%$, $6\varnothing\,8\,$mm verstärkt mit 3 Lagen NWM4-011-03, AR-Glass 2400 tex										
050_P-5**	52,28	13,94	–	k. A.	k. A.	41,0	−3,1	19,4	307,9	–
PL05-3/T	66,98	17,86	1,282	11,5	21,0	24,3	−2,35	13,21	251,3	141,4
$\rho_s = 0,34\,\%$, unverstärkte Referenzstahlbetonplatte bewehrt mit $4\varnothing\,8\,$mm										
PL-0/1	36,26	9,67	–	19,5	39,9	49,2	−2,85	33,52	201,0	–
PL-0/2	35,10	9,36	–	20,4	40,9	50,4	−2,84	33,93	201,0	–
PL-0/3	35,82	9,55	–	20,9	41,3	49,6	−3,08	40,48	201,0	–
Mittelwert	35,73	9,53	–	20,3	40,7	49,7	−2,92	35,98	201,0	–
$4\varnothing\,8\,$mm ($\rho_s = 0,34\,\%$) verstärkt mit 3 Lagen NWM4-011-03, AR-Glas 2400 tex										
PL-3/1	53,25	14,20	1,468	9,7	17,2	19,7	−1,80	9,00	201,0	141,4
PL-3/SD	51,06	13,62	1,426	10,2	17,7	20,4	−1,93	9,88	201,0	141,4
PL-3/3	51,64	13,77	1,471	9,4	16,5	19,1	−1,90	9,70	201,0	141,4
Mittelwert	51,98	13,86	1,454	9,8	17,1	19,7	−1,88	9,53	201,0	141,4
$4\varnothing\,8\,$mm ($\rho_s = 0,34\,\%$) vorgeschädigt verstärkt mit 3 Lagen NWM4-011-03, AR-Glas 2400 tex										
PLv-3/1	55,58	14,82	1,555	8,9	15,8	18,3	−1,68	8,37	201,0	141,4
PLv-3/SD	52,97	14,12	1,482	8,0	14,4	16,9	−1,43	8,93	201,0	141,4
PLv-3/2	52,67	14,05	1,474	7,4	13,3	15,8	−1,37	6,77	201,0	141,4
PLv-3/3	52,38	13,97	1,466	8,0	14,2	16,7	−1,52	7,77	201,0	141,4
PLv-3/4	52,18	13,92	1,461	8,0	14,6	17,0	−1,33	8,29	201,0	141,4
Mittelwert	53,16	14,18	1,488	8,1	14,5	16,9	−1,47	8,03	201,0	141,4

Fortsetzung...

. . . Fortsetzung Tabelle 6.5

Versuch	**Bruchlast**			**Durchbiegung bei**			**Dehnung**		**Bewehrung**	
	P^* [kN]	Moment* [kNm]	$\eta_{B,exp}$ [–]	$1/6\,l$ [mm]	$1/3\,l$ [mm]	Mitte [mm]	Druck [‰]	Zug [‰]	A_s [mm^2]	A_t [mm^2]
4 ∅ 8 mm ($\rho_s = 0,34\,\%$) verstärkt mit 6 Lagen NWM4-011-03, AR-Glas 2400 tex										
PL-6/1	71,72	19,13	2,007	10,2	17,7	20,4	−2,22	9,61	201,0	282,7
PL-6/2	71,62	19,10	2,004	10,3	18,0	20,8	−2,28	9,67	201,0	282,7
PL-6/SD	75,34	20,09	2,108	10,0	17,4	20,0	−2,17	9,15	201,0	282,7
Mittelwert	72,89	19,44	2,040	10,2	17,7	20,4	−2,22	9,48	201,0	282,7
4 ∅ 8 mm ($\rho_s = 0,34\,\%$) vorgeschädigt verstärkt mit 6 Lagen NWM4-011-03, AR-Glas 2400 tex										
PLv-6/1	73,87	19,70	2,067	9,4	16,7	19,4	−1,99	9,80	201,0	282,7
PLv-6/2	70,64	18,84	1,977	9,5	17,0	19,7	−1,97	9,83	201,0	282,7
PLv-6/SD	75,76	20,20	2,120	9,1	16,3	18,9	−1,92	9,83	201,0	282,7
PLv-6/T2	76,18	20,32	2,132	9,5	16,9	19,9	−2,09	9,14	201,0	282,7
Mittelwert	73,42	19,58	2,074	9,38	16,73	19,5	−1,99	9,65	201,0	282,7
4 ∅ 8 mm verstärkt mit 2 bzw. 3 Lagen NWM3-004-04-p, polymer beschichtetes AR-Glas 2400 tex										
PLB-2/T	53,50	14,27	1,497	14,1	25,3	29,3	−2,65	14,52	201,0	94,2
PLB-3/T	65,22	17,39	1,825	16,9	30,1	34,3	−3,42	13,13	201,0	141,4
4 ∅ 8 mm verstärkt mit 1 bzw. 2 Lagen NWM3-003-04-p, polymer beschichtetes Carbon 800 tex										
PLC-1/T	52,62	14,03	1,472	17,1	30,9	36,2	−3,05	19,19	201,0	37,2
PLC-2/SD	63,03	16,81	1,764	15,9	28,6	32,8	−2,46	15,15	201,0	74,5
PLC-2/T	65,09	17,36	1,822	16,1	28,8	33,3	−3,01	19,47	201,0	74,5
4 ∅ 8 mm verstärkt mit 3 Lagen NWM3-049-06-p2, polymer beschichtetes Carbon 800 tex										
PLC-3/SW	66,85	17,83	1,871	14,5	26,0	30,0	−2,85	12,90	201,0	74,0
4 ∅ 8 mm verstärkt mit 1 bzw. 2 Lagen NWM3-001-08-b1, Carbon 3500 tex (50 k-SGL- Heavy-Tow)										
PL-SGL/1	106,79	28,48	2,989	–	31,4	35,7	−2,96	18,57	201,0	106,9
PL-SGL/2***	(132,99)	(35,46)	(3,722)	–	33,0	37,1	−3,57	15,83	201,0	213,8
4 ∅ 8 mm ($\rho_s = 0,34\,\%$) verstärkt mit 2 bzw. 3 Lagen BEKAERT Steel Cord Textile										
BEKAERT-2	77,73	20,73	2,175	19,4	37,2	43,2	−3,27	19,90	201,0	43,8
BEKAERT-1	101,57	27,08	2,842	20,5	40,2	(45,3)****	−3,94	21,03	201,0	65,7
4 ∅ 8 mm ($\rho_s = 0,34\,\%$) verstärkt mit CFK-Lamelle bzw. CFRP-Sheet										
PLCFKL***	(125,21)	(33,39)	(3,504)	9,1	15,2	17,3	−2,69	5,54	201	–
PLCFRP-1	88,77	23,67	2,484	19,2	34,8	39,6	−3,87	17,37	201	–

* Eigengewicht in Messgrößen nicht enthalten

** Referenzplatte und Werte entnommen aus Bösche [39]

*** kein Versagen der Biegezugzone; Querkraft- bzw. Schubversagen bei CFK-Lamelle

**** Wert extrapoliert, da IWA 24 und 25 ab 41,2 mm außerhalb von Messbereich

Tabelle 6.6: Biegesteifigkeiten und Rissabstände

Zustand I		**Erstriss**	**abgeschlossenes Rissbild**							
	ungerissen			Stahlbetonplatte			Textilbetonschicht			
	EI^I [N·mm²]	M_{cr} [kNm]	EI_m^{II} [N·mm²]	$s_{r,min}$ [mm]	$s_{r,max}$ [mm]	$s_{r,m}$ [mm]	$s_{r,min}$ [mm]	$s_{r,max}$ [mm]	$s_{r,m}$ [mm]
unverstärkte Referenz, $\rho_s = 0,34\,\%$ $4\varnothing 8\,\text{mm}$, $A_s = 201\,\text{mm}^2$									
PL-0/1	$1{,}196{\cdot}10^{12}$	–	$2{,}536{\cdot}10^{11}$	48	130	89			
PL-0/2	$1{,}303{\cdot}10^{12}$	–	$2{,}398{\cdot}10^{11}$	74	132	103			
PL-0/3	$1{,}843{\cdot}10^{12}$	–	$3{,}014{\cdot}10^{11}$	81	144	113			
nach Vorschädigungsregime									
PLv-3/1	$1{,}246{\cdot}10^{12}$	–	$2{,}622{\cdot}10^{11}$	–	– 0	–			
PLv-3/SD	$2{,}2670{\cdot}10^{12}$	–	$3{,}272{\cdot}10^{11}$	37	140	90			
PLv-3/2	$1{,}097{\cdot}10^{12}$	–	$2{,}205{\cdot}10^{11}$	34	108	73			
PLv-3/3	$2{,}351{\cdot}10^{12}$	–	$3{,}827{\cdot}10^{11}$	86	129	105			
PLv-3/4	$1{,}843{\cdot}10^{12}$	–	$2{,}983{\cdot}10^{11}$	56	144	83			
PLv-6/1	$1{,}193{\cdot}10^{12}$	–	$2{,}561{\cdot}10^{11}$	67	130	99			
PLv-6/2	$1{,}132{\cdot}10^{12}$	–	$2{,}356{\cdot}10^{11}$	46	79	68			
PLv-6/SD	$2{,}175{\cdot}10^{12}$	–	$3{,}912{\cdot}10^{11}$	57	104	87			
PLv-6/T2	$1{,}325{\cdot}10^{12}$	–	$2{,}404{\cdot}10^{11}$	–	– 0	–			
Mittelwert	$1{,}581{\cdot}10^{12}$	–	$2{,}841{\cdot}10^{11}$	59	124	91			
verstärkt mit 3 Lagen NWM4-011-03, AR-Glas 2400 tex									
PL-3/1	$1{,}790{\cdot}10^{12}$	2,267	$4{,}099{\cdot}10^{11}$	55	98	74	6	84	47
PL-3/SD	$1{,}247{\cdot}10^{12}$	1,52	$3{,}798{\cdot}10^{11}$	31	94	66	11	69	39
PL-3/3	$1{,}520{\cdot}10^{12}$	1,333	$3{,}684{\cdot}10^{11}$	42	91	67	20	82	44
Mittelwert	$1{,}519{\cdot}10^{12}$	1,71	$3{,}860{\cdot}10^{11}$	43	94	69	12	78	43
vorgeschädigt verstärkt mit 3 Lagen NWM4-011-03, AR-Glas 2400 tex									
PLv-3/1	$2{,}344{\cdot}10^{12}$	2,933	$4{,}186{\cdot}10^{11}$	37	140	90	10	91	55
PLv-3/SD	$1{,}183{\cdot}10^{12}$	5,333	$4{,}194{\cdot}10^{11}$	16	146	94	17	112	64
PLv-3/2	$3{,}048{\cdot}10^{12}$	3,467	$4{,}176{\cdot}10^{11}$	34	97	66	13	77	45
PLv-3/3	$1{,}471{\cdot}10^{12}$	4,133	$3{,}919{\cdot}10^{11}$	47	108	76	15	115	71
PLv-3/4	$?8{,}930?{\cdot}10^{12}$	5,467	$4{,}127{\cdot}10^{11}$	30	96	65	7	78	40
Mittelwert	$2{,}011{\cdot}10^{12}$	4,27	$4{,}120{\cdot}10^{11}$	33	117	78	12	95	55
verstärkt mit 6 Lagen NWM4-011-03, AR-Glas 2400 tex									
PL-6/1	$1{,}421{\cdot}10^{12}$	3,467	$4{,}145{\cdot}10^{11}$	28	69	47	7	43	16
PL-6/2	$1{,}527{\cdot}10^{12}$	3,200	$3{,}994{\cdot}10^{11}$	25	73	47	5	23	13
PL-6/SD	$1{,}614{\cdot}10^{12}$	3,200	$4{,}866{\cdot}10^{11}$	29	85	53	4	46	25
Mittelwert	$1{,}521{\cdot}10^{12}$	3,29	$4{,}335{\cdot}10^{11}$	27	76	49	5	37	18
vorgeschädigt verstärkt mit 6 Lagen NWM4-011-03, AR-Glas 2400 tex									
PLv-6/1	$2{,}929{\cdot}10^{12}$	3,600	$4{,}298{\cdot}10^{11}$	35	93	61	6	23	13
PLv-6/2	$3{,}236{\cdot}10^{12}$	3,867	$3{,}997{\cdot}10^{11}$	29	76	50	7	72	31
PLv-6/SD	$1{,}858{\cdot}10^{12}$	5,467	$4{,}846{\cdot}10^{11}$	57	104	84	29	85	53
PLv-6/4	$3{,}074{\cdot}10^{12}$	3,867	$5{,}315{\cdot}10^{11}$	–	–	–	–	–	–
Mittelwert	$2{,}774{\cdot}10^{12}$	4,20	$4{,}614{\cdot}10^{11}$	40	91	65	14	60	32

Fortsetzung...

... Fortsetzung Tabelle 6.6

	Erstriss		abgeschlossenes Rissbild						
	ungerissen			Stahlbetonplatte			Textilbetonschicht		
	EI^I [N·mm²]	M_{cr} [kNm]	EI_m^{II} [N·mm²]	$s_{r,min}$ [mm]	$s_{r,max}$ [mm]	$s_{r,m}$ [mm]	$s_{r,min}$ [mm]	$s_{r,max}$ [mm]	$s_{r,m}$ [mm]
verstärkt mit 2 bzw. 3 Lagen NWM3-004-04-p, polymer beschichtetes AR-Glas 2400 tex									
PLB-2/T	$1{,}547{\cdot}10^{12}$	1,333	$2{,}548{\cdot}10^{11}$	13	81	49	8	62	28
PLB-3/T	$1{,}402{\cdot}10^{12}$	3,067	$3{,}011{\cdot}10^{11}$	5	69	42	5	51	17
verstärkt mit 1 bzw. 2 Lagen NWM3-003-04-p, polymer beschichtetes Carbon 800 tex									
PLC-1/T	$1{,}494{\cdot}10^{12}$	3,467	$2{,}645{\cdot}10^{11}$	33	89	56	3	77	34
PLC-2/SD	$1{,}407{\cdot}10^{12}$	3,20	$5{,}137{\cdot}10^{11}$	28	61	46	6	56	26
PLC-2/T	$1{,}518{\cdot}10^{12}$	3,60	$3{,}383{\cdot}10^{11}$	17	77	44	6	69	30
Mittelwert	$1{,}463{\cdot}10^{12}$	3,40	$4{,}260{\cdot}10^{11}$	23	69	45	6	62	28
verstärkt mit 3 Lagen NWM3-049-06-p2, Carbon 800 tex									
PLC-3/SW	$9{,}528{\cdot}10^{12}$	3,733	$3{,}434{\cdot}10^{11}$	24	87	46	8	43	21
verstärkt mit Klebebewehrung; CFK-Lamelle und CF-Sheet									
PLCFKL	$1{,}252{\cdot}10^{12}$	4	$8{,}737{\cdot}10^{11}$	27	110	65	–	–	–
PLCFRP-1	$1{,}113{\cdot}10^{12}$	3,2	$3{,}656{\cdot}10^{11}$	47	110	68	–	–	–
PLCFRP-2	$1{,}223{\cdot}10^{12}$	2,4	$4{,}778{\cdot}10^{11}$	30	79	53	–	–	–

6.5 Variation textiler Bewehrungsmaterialien

6.5.1 Intention

Bisherige Arbeiten beziehen sich auf Textilien aus AR-Glas-Multifilamentgarnen. Die Weiterentwicklung von textilen Bewehrungen im SFB 528 hat zu einer bemerkenswerten Verbesserung der Möglichkeiten geführt. Vor allem durch eine geeignete Sekundarbeschlichtung kann das Eigenschaftsprofil wie Handling, Verarbeitbarkeit, innere und äußere Verbundeigenschaften der Rovings und insbesondere die Festigkeit deutlich verbessert werden. Zudem steht mit der Carbonfaser eine hochinteressante Alternative zum AR-Glas zur Verfügung, vgl. u. a. Köckritz et al. [139]. Die Übertragbarkeit der bisherigen Erkenntnisse zur Biegeverstärkung mit AR-Glasfasertextilien auf die weiterentwickelten Glasfaser- und Carbontextilien mit einer zusätzlich aufgebrachten Sekundärbeschichtung wurde anhand der hier beschriebenen Tastversuche überprüft.

In einer Auftragsstudie [60] konnten zudem Erfahrungen mit 50k-Carbonfasern der SGL Group (SIGRAFIL C30 T050 EPY) gesammelt und den bereits vorhandenen Ergebnissen der Versuche mit Carbonfasern des SFB 528 gegenübergestellt werden. Aus den Heavy-Tow-Carbonfasern der SGL Group wurde auf der speziell für textile Betonbewehrung entwickelten Nähwirkmaschine textile Flächengebilde mit Beschichtung hergestellt. Mit diesem Textilgelege NWM3-001-08-b1 wurden Dehnkörperversuche durchgeführt und der mögliche Einsatz als Verstärkungstextil für die Biegeverstärkung mit Tastversuchen an Biegeplatten überprüft.

Weiterhin bestand im Rahmen eines Industrieforschungsprojektes auch die Möglichkeit, die Performance eines von der Firma BEKAERT entwickelten Stahlseil-Textils WK/7x3x0.15/GI/PES/PES/39706 zu testen.

Vergleichsweise wurde ebenfalls eine typische Verstärkungsvariante mit einem aufgeklebten CFRP-Sheet (S&P C-Sheet 240) und eine mit drei CFK-Lamellen (CFK 150/2000 100/1.4) der Firma S&P Reinforcement GmbH getestet, womit gezeigt werden kann, dass mit den getesteten Verstärkungstextilien durchaus vergleichbare Verstärkungswirkungen erreichen können wie mit übliche Verfahren.

6.5.2 Ergebnisse

Die Versuchsergebnisse (Bruchlasten, Verformungen, etc.) sind zum Vergleich mit den zuvor erwähnten Platten ebenfalls in den Tabellen 6.5 und 6.6 zusammengestellt. Neben einer besseren Verarbeitbarkeit sind vor allem die deutlichen Bruchlaststeigerungen zu erwähnen. Bild 6.9 zeigt eindrucksvoll, dass die größere Duktilität und Festigkeit der imprägnierten Rovings auch bei der Verstärkung von Stahlbetonplatten die gewünschte Tragfähigkeitserhöhung und ein duktileres Tragverhalten bringen.

Das kann sehr plakativ an den Platten PL-3/MW, PLB-2/T und PLC-1/T gezeigt werden. Im Vergleich zum unbeschichteten AR-Glas-Textil NWM4-011-03 werden 67 % der Faserfläche des beschichtetes AR-Glasfaser-Textil NWM3-004-04-p und nur 26 % der Faserfläche des beschichteten Carbonfaser-Textils NWM3-003-03-p für eine annähernd gleiche Verstärkungswirkung $\eta_B = 1,5$ benötigt. Mit weniger Faserfläche vergrößert sich dabei die Bruchverformung um 49 % bei PLB-2/T und um 83 % bei PLC-1/T.

Das Tragverhalten der mit einem Carbontextil verstärkten Platten PLC-1/T, PLC-2/T und PLC-2/SD war ab einer Verformung von 25 mm stark von Umlagerungen geprägt, was auf eine Verbundablösung zwischen Textil und Feinbetonmatrix zurückzuführen ist. Kurz vor Erreichen der Bruchlast konnten teilweise auch horizontal verlaufende Risse in der Verstärkungsschicht beobachtet werden, die das Bruchverhalten beeinflusst haben. Die Platte PLC-3/SW dagegen erreicht mit gleicher Anzahl Rovings und Faserfläche eine ähnliche – unter Nichtbeachtung von Streuungen sogar eine etwas höhere – Bruchlast wie Platte PLC-2/SD bzw. PLC-2/T. Allerdings kann man hier bereits die Auswirkung einer modifizierten Beschichtung erkennen: Die Bruchverformung ist etwas geringer und das Rissbild der Verstärkungsschicht zeigt weniger Abplatzungen und Gefügestörungen, die auf ein Verbundversagen zwischen Beton und dem Carbonroving schließen lassen. Möglicherweise ist das aber auch eine Auswirkung der veränderten Textilgeometrie. Durch einen größeren Rovingabstand (10,8 mm bei NWM3-049-06-p2 statt 7,2 mm bei NWM3-003-04-p) könnte sich auch eine bessere Verbundkrafteinleitung in den Beton ergeben. Möglicherweise ist wie bei Stahlbewehrung eine Mindestbetondeckung und ein Mindestrovingabstand zur Sicherung des Verbundes in Abhängigkeit von der textilen Bewehrung empfehlenswert. Das sollte in einem gesonderten Forschungsvorhaben untersucht werden.

Obwohl das Heavy-Tow-Carbontextil NWM3-001-08-b1 im Vergleich zum Referenztextil NWM3-049-06-p2 in keinerlei Hinsicht optimiert wurde, zeigten die damit verstärkten Platten PL-SGL/1 und PL-SGL/2 überaus positive Trageigenschaften. Bereits mit einer Lage konnte bei PL-SGL/1 mit etwa 107 kN die dreifache Tragfähigkeit gegenüber der unverstärkten Referenzplatte erreicht werden. Mit zwei Lagen erreichte der Versuch PL-SGL/2 ein Verstär-

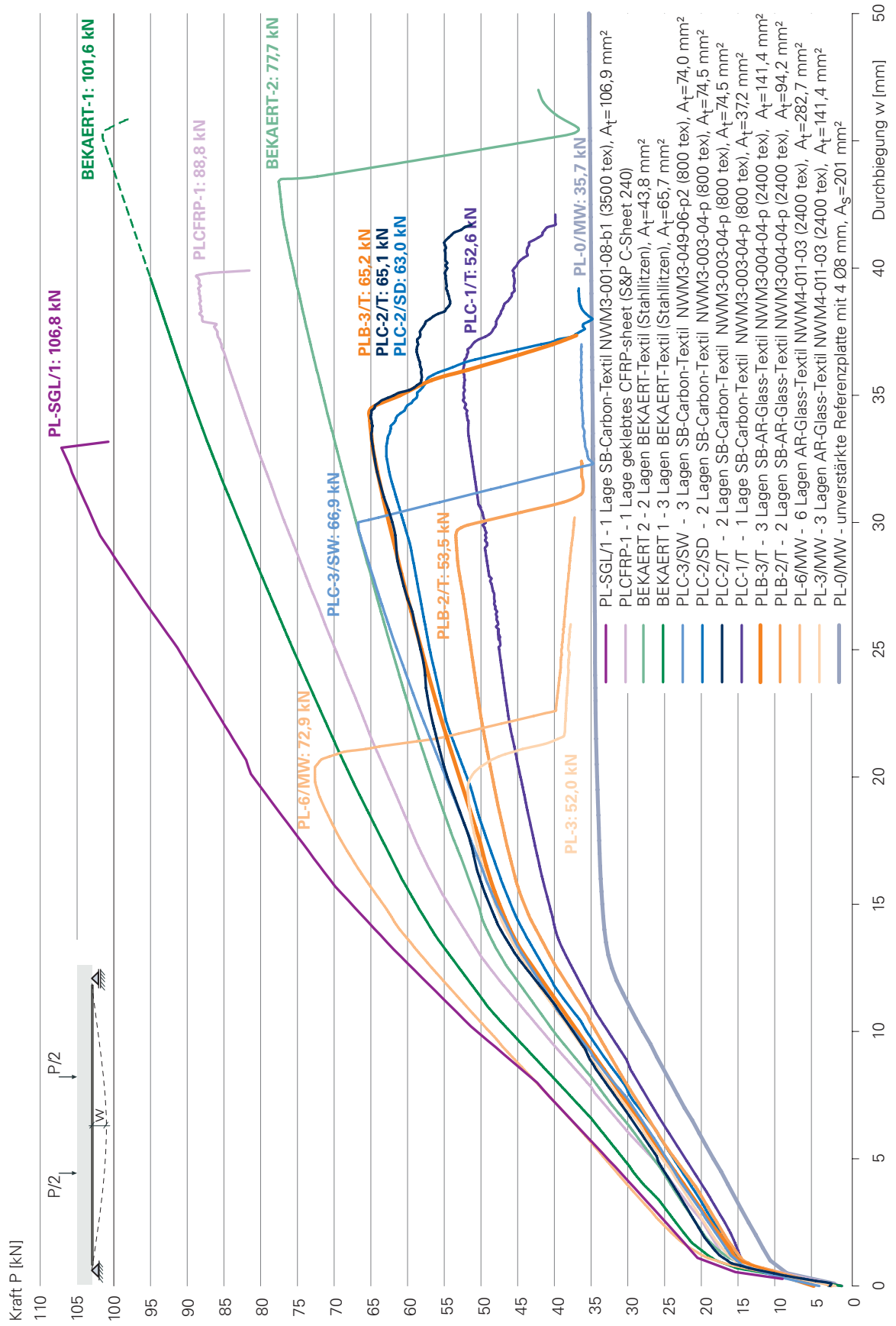


Bild 6.9: Vergleich sekundärbeschichteter AR-Glasfaser- und Carbontextilien mit dem bisherigen Standardtextil zur Biegeverstärkung von Platten

kungsgrad $\eta_{B,exp} = 3,7$, wobei die Zugtragfähigkeit der Biegezugzone, d. h. die Tragfähigkeit des Textils, nicht ausgenutzt werden konnte, da die Querkrafttragfähigkeit der Platte bei 133 kN erreicht war und sich damit ein entsprechendes Versagensbild mit schrägem Querkraftriss einstellte. Im direkten Vergleich mit dem Referenztextil NWM3-049-06-p2 zeigt sich das wirtschaftliche Potential, auch wenn die außerordentlich hohen Festigkeiten im Verbundwerkstoff bei kleinen Textilfeinheiten – bis zu 2.200 N/mm^2 bei einem Textil mit 12k-Roving mit 800 tex – noch nicht erreicht werden. Durch die sehr große Faserquerschnittsfläche A_t pro Lage gelingt es gleiche oder sogar größere Verstärkungswirkung mit minimaler Lagenanzahl textiler Bewehrung zu erreichen. Beispielsweise wurde bei den Plattenversuchen ein Zielverstärkungsgrad von $\eta_{B,exp} \approx 2$ mit sechs Lagen unbeschichteten AR-Glas (PL-6/MW, $A_t = 283\,\text{mm}^2$), drei bis vier Lagen 800 tex-Carbontextil (PLC-3/SW, $A_t = 74\,\text{mm}^2$) erfüllt und mit nur einer Lage SGL-Carbontextil (PL-SGL/1, , $A_t = 107\,\text{mm}^2$) deutlich übererfüllt werden. Da die reinen Materialkosten nur ein kleiner Teil der gesamtwirtschaftlichen Betrachtung bei Verstärkungsarbeiten sind, können die Ergebnisse der Tastversuche als wichtiger Schritt auf dem Weg zum praktischen Einsatz textiler Bewehrungen zur Verstärkung von Stahlbeton gewertet werden. Dies gilt um so mehr, wenn es gelingt die textile Verarbeitung zu optimieren, um die Eigenschaften des Fasermaterials noch besser auszunutzen.

Das von der Firma BEKAERT entwickelte Stahlseil-Textil WK/7x3x0.15/GI/PES/PES/39706 zeigt ebenfalls sehr gute Verbundeigenschaften und weist eine sehr hohe Bruchspannung und Bruchdehnung auf. Das Textil ist gleichfalls eine gute Alternative zu möglichen textilen Verstärkungsmaterialien und kann als Bindeglied zwischen modernen Verstärkungstextilien und Bewehrungsstahl gelten. Das BEKAERT-Textil ist eine Weiterentwicklung des im angelsächsischen Raum unter dem Namen Ferrozement, vgl. Naaman [230], bekannten Materials. Die Bewehrungskorrosion der verwendeten Stahlfasern muss dabei dauerhaft wirksam durch entsprechende Legierungen und Beschichtungen verhindert werden. Huang et al. [121] berichten ebenfalls von guten Ergebnissen mit sogenannten „Steel-Cord-Textiles“.

Für einen direkten Vergleich wurden auch typische Verstärkungsvarianten mit einem aufgeklebten CFRP-Sheet (S&P C-Sheet 240) und eine Platte mit drei geklebten CFK-Lamellen der Firma S&P Reinforcement GmbH getestet, womit gezeigt werden kann, dass die getesteten Verstärkungstextilien durchaus vergleichbare Verstärkungswirkungen erreichen können und ebenso gut geeignet sind, wie übliche Verfahren. Die Platte mit drei aufgeklebten CFK-Lamellen wurde so dimensioniert, dass eine Verbundablösung der Lamellen vermieden wird – für die rechnerische Zieltragfähigkeit wären nur ein bis zwei CFK-Lamellen notwendig gewesen. Dementsprechend versagte die Platte ohne Vorankündigung bei einer Bruchlast von 125 kN durch eine unzureichende Endverankerung. Da es sich nicht um das Versagen der Biegezugzone handelt, wird diese Platte nicht mit in Bild 6.9 dargestellt. Das aufgeklebte CFRP-Sheet versagte in der Biegezugzone ebenfalls ohne sichtbare Vorankündigung, zeigte allerdings ein ähnlich hohe Tragfähigkeit wie die getesteten Textilbetonverstärkungen mit AR-Glas-, Carbon- und Stahlseiltextilien.

6.6 Langzeittragverhalten

6.6.1 Intention

Nach den überaus positiven Ergebnissen zum Kurzeittragverhalten biegeverstärkter Bauteile sollten erste Tastversuche unter Dauerlast grundsätzliche Erkenntnisse zum Langzeitverhalten

Bild 6.10: Versuchsstand für Dauerstandversuch

biegeverstärkter Bauteile ermöglichen und somit als Grundlage detaillierterer Untersuchungen dienen. Bild 6.10 zeigt den Versuchsstand für den Langzeitversuch. Das Versuchsprogramm umfasst vier biegeverstärkte Stahlbetonplatten mit einem Stahlbewehrungsgrad $\rho_s = 0,34$. Zwei Platten wurden mit drei Lagen Textilgelege NWM4-011-03 im Feinbeton beschichtet und 70 % (PLd-3/1) bzw. 85 % (PLd-3/2) der Bruchlast des Kurzzeitversuches als konstante Dauerbelastung aufgebracht. Die anderen beiden Platten (PLBd-3/T und PLCd-2/T) wurden mit den bereits im Kurzzeitversuch geprüften drei Lagen AR-Glas- (NWM3-004-04-p) und zwei Lagen Carbonfasertextil NWM3-003-04-p mit polymerer Beschichtung verstärkt und mit 70 % der jeweiligen Bruchlast belastet. Die Auslastung der Betondruckzonen lag somit im Bereich von 0,6-0,9f_{cm}. Unter Dauerbeanspruchung sollte sich damit ein anhaltendes Mikrorisswachstum und eine fortschreitende Zerstörung des Betongefüges in der Betondruckzone einstellen.

6.6.2 Versuchsaufbau und -durchführung

Für die vier Platten wurde wieder ein Vier-Punkt-Biegeversuch unter Raumklima aufgebaut, bei dem die Last gleichmäßig über eine Lasteinleitungskonstruktion in die Drittelspunkte der Platten eingeleitet wurde. Zum Belastungszeitpunkt waren die Stahlbetonplatten etwa zwei Jahre und die Verstärkungsschicht einen Monat alt. Als Dauerlast wurden Stahlblöcke, wie in Bild 6.10 zu sehen, mit dem entsprechenden Gewicht aufgelegt. Die Last blieb damit während des Versuchszeitraumes vom 30.11.2004 bis 12.09.2005 über 286 Tage konstant. Nach der Entlastung am 12.09.2005 blieben die Platten für weitere 28 Tage unbelastet, um die Rückverformung zu messen. Abschließend wurde in einem weggesteuerten Versuch analog Abschnitt 6.2 die Resttragfähigkeit jeder Platte bestimmt.

Über einen Zeitraum von insgesamt 314 Tagen wurden die Temperatur, die Luftfeuchte, die Durchbiegung in mehreren Punkten sowie die Dehnungen an der Plattenober- und -unterseite mit einer wesentlich geringeren Anzahl Messpunkten digital gemessen und aufgezeichnet. Bild 6.11 zeigt die Messstellenanordnung. Die Durchbiegung wurde hier an der Unterseite mit IWA Nummer 21, 24 und 28, die Stauchung an der Oberseite mit DMS Nummer 5 und die

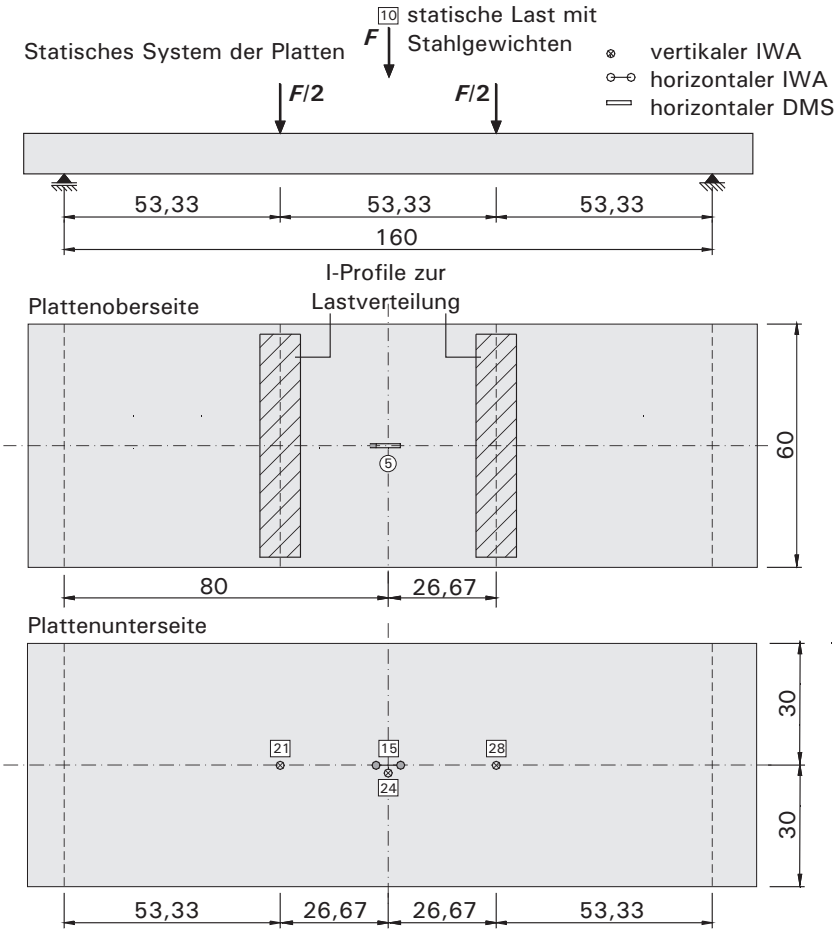


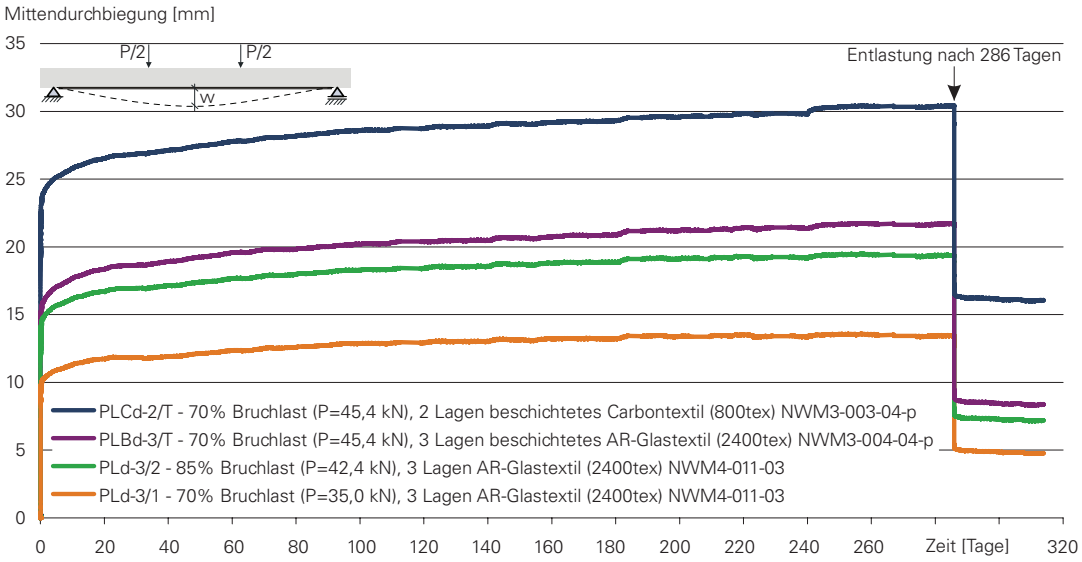
Bild 6.11: Messstellenanordnung für Langzeitversuch

Dehnung an der Unterseite mit IWA Nummer 15 gemessen. Für die Prüfung der Resttragfähigkeit wurden die Messstellen entsprechend dem in Abschnitt 6.2 beschriebenen allgemeinen Versuchsaufbau (Bild 6.5) erweitert.

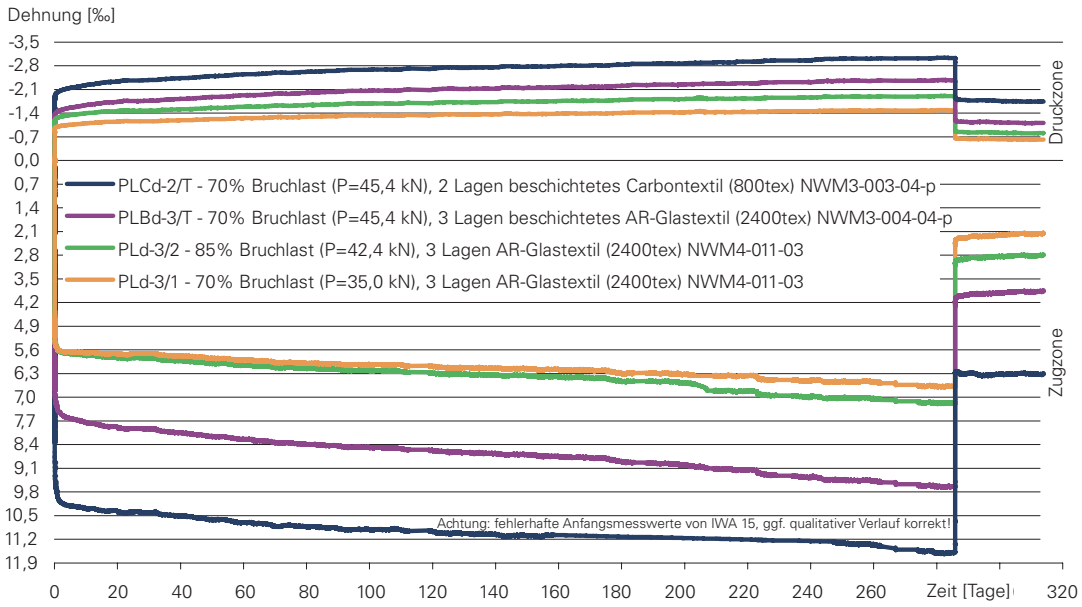
6.6.3 Ergebnisse

Temperatur und Luftfeuchtigkeit entsprechen dem Verlauf des Raumklimas und blieben im gesamten Versuchszeitraum im Bereich 18–24° C bei 10–60 % rel. Luftfeuchte. Nur vereinzelt wurden diese Klimawerte über- bzw. unterschritten, jedoch ohne erkennbare Auswirkungen auf die Messgrößen, vgl. Bild 6.12.

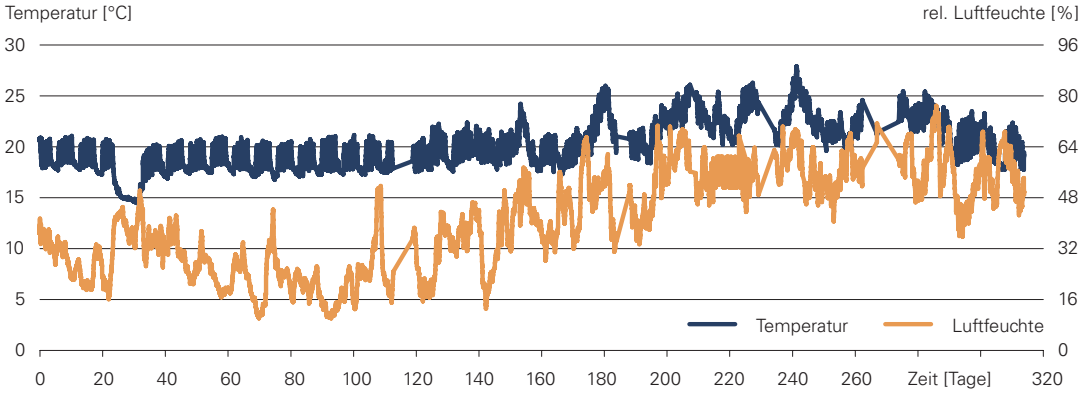
Verformungen und Dehnungen zum Belastungszeitpunkt $t = 0$ sind nahezu gleich den im Kurzzeitversuch gemessenen. Die Auslastung der Betondruckzone in der Randfaser lag im Bereich 0,6-0,9f_{cm} der Betondruckfestigkeit. Unter Annahme einer dreieckförmigen Spannungsverteilung entspricht das einer mittleren Betondruckzonenspannung von 0,35 bis 0,6f_{cm}. In´Tabelle 6.7 ist die Auslastung in Prozent der jeweiligen mittleren Betonfestigkeit mit den geprüften Betonkennwerten zu Belastungsbeginn und unter Annahme der Spannungs-Dehnungs-Linie für Verformungsberechnungen nach DIN-Gleichung 62) und DIN-Bild 22 der DIN 1045-1:2001-07 angegeben. Das Spannungsniveau der einzelnen Bewehrungslagen kann wegen des



(a) Mittendurchbiegung



(b) Randdehnungen



(c) Temperatur und Luftfeuchte

Bild 6.12: Diagramme der Langzeitversuche

Tabelle 6.7: Betonkennwerte und Auslastung der Betondruckzone

	PLd-3/1		PLd-3/2		PLBd-3/T		PLCd-2/T	
Betonalter	E_{cm} [N/mm^2]	f_{cm}	E_{cm} [N/mm^2]	f_{cm}	E_{cm} [N/mm^2]	f_{cm}	E_{cm} [N/mm^2]	f_{cm}
28 Tage	24 400	29,3	23 500	28,7	24 500	27,2	24 500	27,2
Belastungsbeginn ≈ 700 Tage	26 400	31,6	26 900	30,1	–*		–*	
statische Last P	35,0 kN		42,4 kN		45,4 kN		45,4 kN	
Randdehnung oben	-0,83 ‰		-1,02 ‰		-1,11 ‰		-1,41 ‰	
Auslastung								
Betonrandfaser oben	62 %		72 %		79 %		89 %	
Betondruckzone im Mittel	35 %		41 %		47 %		57 %	

* keine Regelprüfkörper getestet

komplexen Zusammenhangs derzeit noch nicht separat angegeben werden. Kapitel 4 und 5 beschäftigen sich mit der Aufteilung der Zugkraft unter Berücksichtigung des verschieblichen Verbunds, lassen aber vorerst nur qualitative Aussagen zu.

Mit der Zeit wurden deutlich ansteigende Mittendurchbiegungen und dementsprechend ein Dehnungszuwachs in Zug- und Druckzone ermittelt (Tabelle 6.8 und Bild 6.12). Zeitabhängige Kriech- und Schwindverformungen der Betondruckzone verursachen eine fortschreitende Umlagerung der Spannungen. Als Ursache können Schwindverformungen jedoch weitgehend ausgeschlossen werden, da die Betonplatten zum Zeitpunkt des Belastungsbeginns ein Betonalter von knapp zwei Jahren hatten. Zudem wurden die Platten unter Raumklima gelagert und Temperatur und Luftfeuchte annähernd konstant gehalten, so dass bekanntermaßen nur noch ein vernachlässigbar geringer Anteil Schwindverformungen auftritt. Die Betondruckzone entzieht sich aufgrund des Kriechens der Belastung, so dass die Bewehrung stärker beansprucht wird. Das verringert die Spannungen in der Betondruckzone und vergrößert Spannungen und Dehnungen in der Stahl- und Textilbewehrung.

Vergleicht man die Dehnungen auf der Druck- und Zugseite in Bild 6.12(b), ist eine größere Änderung der Zugdehnung als der Betonstauchung zu erkennen. Daraus kann auf Veränderungen in der Zugzone – Rissbildung, Rissöffnung und Dehnung der Bewehrungen – geschlossen werden, während in der Betondruckzone die Kriechverformungen abklingen bzw. sich nur innerhalb der Betondruckzone umlagern. Neben dem Betonkriechen sind als weitere Ursachen Kriechen und Relaxation des Bewehrungsstahls und der textilen Bewehrung, Zwischenrissbildung sowie die Veränderung der Verbundeigenschaften unter Dauerlast (Verbundkriechen) zu nennen. In den Versuchskurven und -werten sind alle Anteile zeitabhängiger Verformungen enthalten. Weitere qualitative und quantitative Aussagen zu den einzelnen Anteilen sind mit dem bisherigen Stand des Wissens und wegen des komplexen Zusammenhangs zwischen Last, inneren Kräften, Verbundeigenschaften, Rissbildung und Verformung für diesen Biegeversuch noch nicht möglich. Gegenwärtig wird in verschiedenen Teilprojekten des SFB 528 das Langzeitverhalten textiler Bewehrung in mineralischer Matrix theoretisch und experimentell untersucht. Insbesondere sind

- Kriechverformungen von Filamenten und Filamentbündeln (Rovings),

Tabelle 6.8: Messwerte der Langzeitversuche

PLd-3/1 – P=35,0 kN (70 % Bruchlast), 3 Lagen NWM4-011-03						
Zeitpunkt		**Durchbiegung**			**Dehnung**	
		links [mm] IWA 21	Mitte [mm] IWA 24	rechts [mm] IWA 28	Druck ‰ DMS 5	Zug ‰ IWA 15
Belastungsbeginn	$t = 0\,\mathrm{s}$	7,06	8,16	–*	−0,83	4,45
nach 24 Stunden	$t = 24\,\mathrm{h}$	8,89	10,24	8,84	−1,00	5,60
nach 28 Tagen	$t = 28\,\mathrm{d}$	10,39	11,81	10,26	−1,16	5,71
nach 286 Tagen	$t = 286\,\mathrm{d}$	11,77	13,40	11,64	−1,48	6,67
nach Entlastung	$t = 286\,\mathrm{d}$	4,90	5,64	4,99	−0,72	2,60
nach 28 Tagen ohne Last	$t = 314\,\mathrm{d}$	4,18	4,76	4,26	−0,62	2,15
PLd-3/2 – P=42,4 kN (85 % Bruchlast), 3 Lagen NWM4-011-03						
Zeitpunkt		**Durchbiegung**			**Dehnung**	
		links [mm] IWA 21	Mitte [mm] IWA 24	rechts [mm] IWA 28	Druck ‰ DMS 5	Zug ‰ IWA 15
Belastungsbeginn	$t = 0\,\mathrm{s}$	10,04	11,65	10,13	−1,02	4,33
nach 24 Stunden	$t = 24\,\mathrm{h}$	12,81	14,77	12,93	−1,27	5,60
nach 28 Tagen	$t = 28\,\mathrm{d}$	14,66	16,93	14,81	−1,48	5,84
nach 286 Tagen	$t = 286\,\mathrm{d}$	16,70	19,23	16,88	−1,90	7,17
nach Entlastung	$t = 286\,\mathrm{d}$	7,24	8,36	7,39	−0,93	3,15
nach 28 Tagen ohne Last	$t = 314\,\mathrm{d}$	6,18	7,18	6,39	−0,81	2,79
PLBd-3/T – P=45,4 kN (70 % Bruchlast), 3 Lagen NWM3-004-04-p						
Zeitpunkt		**Durchbiegung**			**Dehnung**	
		links [mm] IWA 21	Mitte [mm] IWA 24	rechts [mm] IWA 28	Druck ‰ DMS 5	Zug ‰ IWA 15
Belastungsbeginn	$t = 0\,\mathrm{s}$	10,30	11,85	11,14	−1,11	5,39
nach 24 Stunden	$t = 24\,\mathrm{h}$	14,00	15,96	14,98	−1,45	7,37
nach 28 Tagen	$t = 28\,\mathrm{d}$	16,34	18,61	17,51	−1,76	7,93
nach 286 Tagen	$t = 286\,\mathrm{d}$	19,23	21,52	20,66	−2,37	9,64
nach Entlastung	$t = 286\,\mathrm{d}$	9,39	10,14	10,12	−1,30	4,50
nach 28 Tagen ohne Last	$t = 314\,\mathrm{d}$	7,77	8,35	8,38	−1,11	3,85
PLCd-2/T – P=45,4 kN (70 % Bruchlast), 3 Lagen NWM3-003-04-p						
Zeitpunkt		**Durchbiegung**			**Dehnung**	
		links [mm] IWA 21	Mitte [mm] IWA 24	rechts [mm] IWA 28	Druck ‰ DMS 5	Zug ‰ IWA 15
Belastungsbeginn	$t = 0\,\mathrm{s}$	13,95	16,41	13,94	−1,41	–*
nach 24 Stunden	$t = 24\,\mathrm{h}$	20,24	23,99	20,16	−2,03	–*
nach 28 Tagen	$t = 28\,\mathrm{d}$	22,73	26,80	22,52	−2,37	–*
nach 286 Tagen	$t = 286\,\mathrm{d}$	25,66	30,42	25,56	−3,03	–*
nach Entlastung	$t = 286\,\mathrm{d}$	14,72	17,55	14,77	−1,91	–*
nach 28 Tagen ohne Last	$t = 314\,\mathrm{d}$	13,44	16,06	13,48	−1,75	–*

* Messfehler, keine zuverlässigen und plausiblen Werte

Tabelle 6.9: Versuchsergebnisse der Resttragfähigkeit

		PLd-3/1	PLd-3/2	PLBd-3/T	PLCd-2/T
Bruchlast					
Resttragfähigkeit	[kN]	56,54	54,20	59,11	73,11
aus Kurzzeitversuch	[kN]	51,98		65,22	65,09
Randdehnung *					
Druckzone	[‰]	−2,29	−2,34	−2,84	−0,00
		(−1,67)	(−1,53)	(−1,73)	(−2,56)
Zugzone	[‰]	10,86	12,89	11,44	–
		(8,71)	(10,18)	(7,72)	(18,11)
Durchbiegung *					
links	[mm]	19,02	20,95	22,19	41,79
		(14,84)	(14,77)	(14,42)	(28,15)
Mitte	[mm]	21,88	24,11	24,50	47,77
		(17,12)	(16,93)	(16,15)	(31,62)
rechts	[mm]	19,03	20,88	23,06	41,36
		(14,77)	(14,49)	(14,68)	(27,62)

* Mittelwerte der Messstellen im konstanten Momentbereich inkl. Vorverformung aus Langzeitversuch; ( )-Werte ohne Vorverformung

- Kriechverformungen der Feinbetonmatrix unter Zugbeanspruchung,
- Nachbruchverhalten von Beton/Feinbeton unter Zug,
- das zeitabhängige Verbundverhalten zwischen
  - den einzelnen Filamenten (Faser-Faser-Wechselwirkungen/Interface),
  - den einzelnen Filamenten bzw. dem Roving und der Matrix (Faser-Matrix-Wechselwirkungen/Interface),
  - Stahl und Beton
- und die daraus resultierenden Wechselwirkungen und Lastumlagerungen

zu berücksichtigen, vgl. u. a. Freitag et al. [87] und Ortlepp, S. & Jesse [214].

Vermutlich befinden sich alle Probekörper im Bereich des Sekundärkriechens. Tertiärkriechen mit schneller Verformungszunahme bis zum Bruch war bis zum Versuchsende nicht erkennbar.

Nach der Entlastung am 286. Tag werden die Verformungen um den elastischen Anteil reduziert. Die verzögert elastische Rückverformung ist nach 28 Tagen ohne Last weitgehend abgeklungen. Zurück bleiben die irreversiblen Anteile der zeitabhängigen Verformung und die plastischen Verformungsanteile (Rissbildung) zu Belastungsbeginn. Auffällig ist hier die Platte PLCd-2/T, bei der nur sehr geringe elastische Verformungsanteile auftreten. Da ein ähnliches Verhalten auch in den Kurzzeitversuchen nach Erreichen der Bruchlast zu beobachten war, liegt die Vermutung nahe, dass die Bruchgrenze nahe kam. Allerdings kann noch kein Bereich angegeben werden, in dem kaum noch elastische Verformungen auftreten. Zumindest kann geschlussfolgert werden, dass plastische Verformungen in der Betondruckzone und in der Carbonbewehrung aufgetreten sind. Möglicherweise ist bereits eine Relativverschiebung der Carbonbewehrung

gegenüber der Feinbetonmatrix (Delamination bzw. Verbundschädigung in der Textilebene) aufgetreten.

In Tabelle 6.8, Bild 6.12(a) und 6.12(b) sind die Werte der Versuche zusammengestellt. Anzumerken sei, dass bei Platte PLCd-2/T die Messstelle IWA Nummer 15 defekt war und bereits von Belastungsbeginn an keine verlässlichen und plausiblen Daten lieferte. Ein nachträglicher Austausch und Kalibrierung waren hier unmöglich. Da dies die einzige Messstelle war, können für Dehnungen in der Zugzone keine Werte angegeben werden. Im Dehnungs-Zeit-Diagramm im Bild 6.12 ist dennoch ein qualitativer Verlauf angegeben, der aber nur mit Vorsicht interpretiert werden sollte.

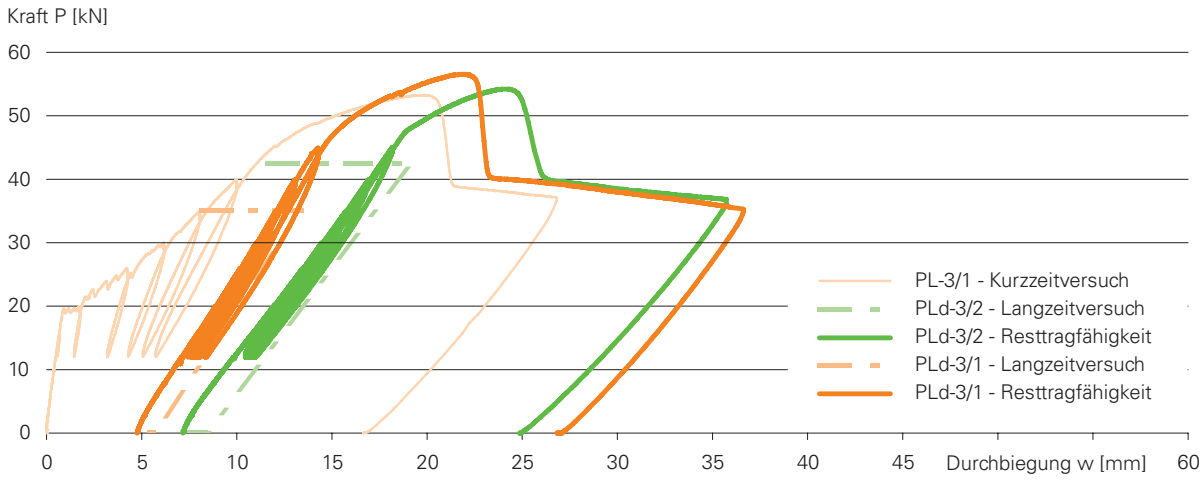
Keine der Platten erreichte in den Langzeitversuchen die Bruchtragfähigkeit. Daher wurde die Resttragfähigkeit jeweils in einem weggesteuerten Vier-Punkt-Biegeversuch ermittelt. Außer bei Platte PLBd-3/T war die verbleibende Tragfähigkeit etwas größer als die Tragfähigkeit im Kurzzeitversuch. Die Platte PLCd-2/T erreichte eine 12% höhere Tragfähigkeit. Platte PLd-3/1 zeigte eine 9 % höhere und PLd-3/2 eine nur 4 % höhere Bruchlast. Die Bruchlast der Platte PLBd-3/T war 8 % geringer als die Kurzzeitlast, obwohl gleich hoch belastet wie Platte PLCd-2/T. Betrachtet man dazu die Bruchverformung (Tabelle 6.9 und Bild 6.13) fällt auf, dass Platte PLBd-3/T eine wesentlich kleinere Bruchverformung als im Kurzzeitversuch erreicht hat. Die Bruchverformung der anderen Platten ist jedoch um den Anteil der bleibenden Verformung versetzt.

Die Vergrößerung der Verformungen und Rissbreiten wird auf das Druckzonenkriechen und das Verbundkriechen zurückgeführt. Für nicht vorgespannte Stahlbetonbauteile geben Rehm und Eligehausen [226] einen Anteil des Verbundkriechens von 60 bis 80 % von der gesamten zeitabhängigen Erhöhung der mittleren Stahldehnung und damit der Verformungen und Rissbreiten an. Infolge Verbundkriechens kann somit auf ein Geradeziehen der Filamente und auch auf eine gleichmäßigere Dehnung der Filamente und Rovings im Textil gefolgert werden. Die gleichmäßigere Beanspruchung der Rovings im Textil kann eine mögliche Ursache für die höheren Lasten gegenüber dem Kurzzeitversuch darstellen. Für das Absinken der Bruchlast von Platte PLd-3/2 nach einer höheren Dauerlast werden ein Verbundkriechen der polymeren Beschichtung und in der Folge Schädigungen der Glasfasern vermutet. In laufenden Forschungsvorhaben, u. a. von Jesse [214, 266], werden solche Langzeitphänomene detailliert untersucht.

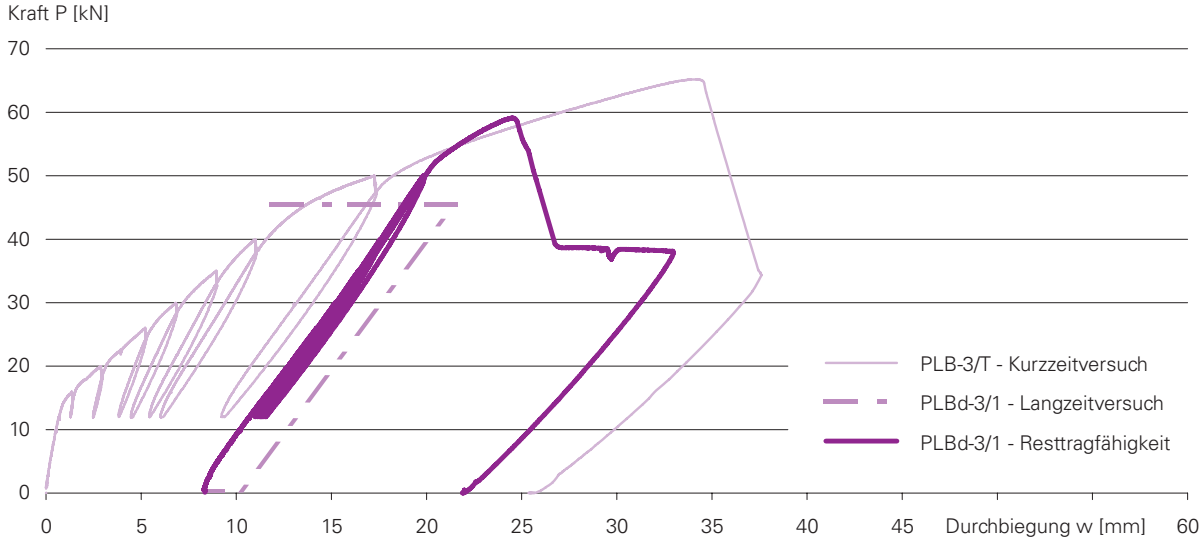
Der Vergleich der Platten PLd-3/2 und PLBd-3/T zeigt also weiteren Forschungsbedarf zum Langzeitverhalten der polymeren Beschichtung auf textilen Strukturen für Beton. Beide Platten waren mit ähnlicher Dauerlast ($P \approx 45\,\mathrm{kN}$) belastet und unterscheiden sich nur in der zusätzlichen polymeren Beschichtung des textilen Bewehrungsgeleges. Obwohl die Platte PLBd-3/T mit dem beschichteten Textil ein ausgeprägteres Kriechverhalten zeigt, waren die Mittendurchbiegung unter Bruchlast von Platte PLd-3/2 und Platte PLBd-3/T gleich groß. Die höhere Verformungsfähigkeit wie in den Kurzzeitversuchen (Abschnitt 6.5.1) ist nicht mehr erkennbar und das Last-Verformungs-Verhalten ähnelt einer Platte, die mit einem unbeschichteten Textil verstärkt wurde. Die Resttragfähigkeit von PLBd-3/T liegt im Vergleich zur Kurzzeittragfähigkeit eines unbeschichteten Textils fast 14 % höher.

6.6.4 Diskussion der Langzeitversuche

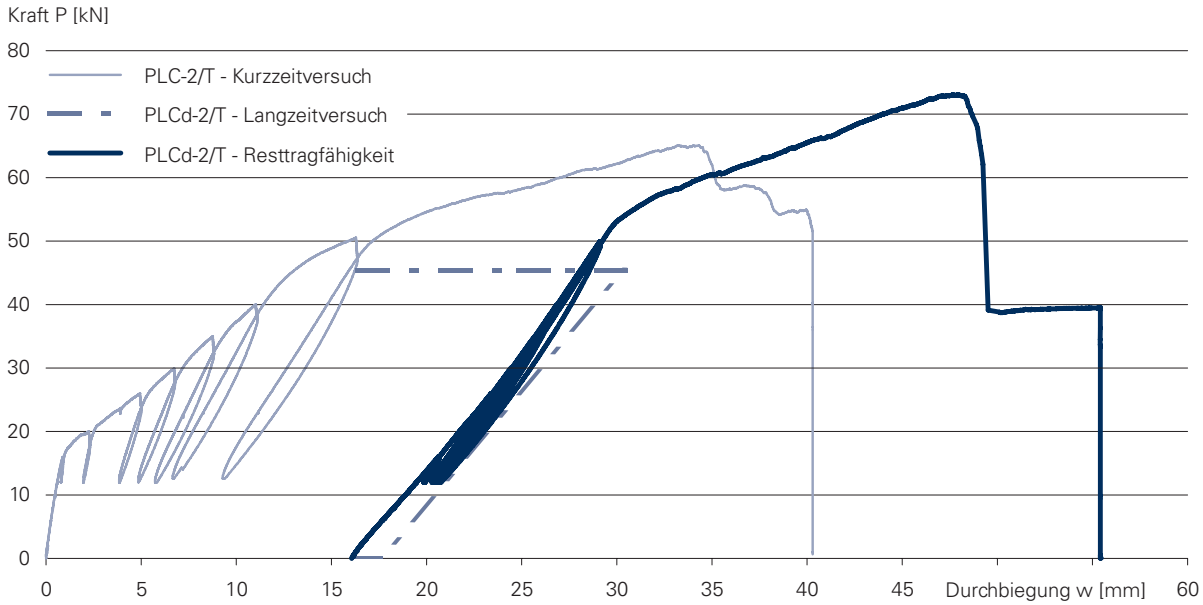
Die vorgestellten Ergebnisse der Tastversuche zum Langzeitverhalten zeigen nach einer Dauerbelastung von knapp einem Jahr zwar fortschreitende zeitabhängige Verformungen, jedoch



(a) PLd-3/1 und PLd-3/2



(b) PLBd-3/T



(c) PLCd-2/T

Bild 6.13: Resttragfähigkeit nach Dauerstandversuch

auch kein vorzeitiges Versagen. Die Resttragfähigkeit erreichte bis auf eine Ausnahme mindestens den Wert der Kurzeittragfähigkeit. Mit der sehr geringen Probenanzahl können aus den Tastversuchen allerdings keine generellen Aussagen abgeleitet werden. Die festgestellten Unterschiede und Tendenzen weisen hohe Unsicherheiten auf und könnten auch im Streubereich der Versuchsergebnisse liegen, zumal die einzelnen Einflüsse noch nicht ausreichend bekannt sind. Mit genaueren Erkenntnissen zum Langzeitverhalten, insbesondere dem Verbundkriechen von Multifilamentgarnen aus AR-Glas und Carbon, sind ausführlichere und detailliertere Untersuchungen zum Langzeitverhalten von Verstärkungsschichten aus textilbewehrtem Beton erforderlich.

Weiterhin konnten die Versuche nur über den im Verhältnis zur Nutzungs- und Lebensdauer eines Bauwerkes kurzen Zeitraum von 314 Tagen durchgeführt werden. Im Teilprojekt E4 des Sonderforschungsbereiches 528 werden von Beer und Freitag numerische Verfahren zur Langzeitprognose von Veränderungen der Werkstoffeigenschaften textilverstärkter Konstruktionen entwickelt, die auf der Basis nur mäßig langer Messreihen arbeiten. Für Echtzeitdaten, d. h. für Messreihen, die unter natürlichen Randbedingungen aufgenommen wurden, wird ein Prognoseverfahren auf der Basis neuronaler Netze entwickelt. Sowohl neuronale Netze als auch zeitraffende Verfahren sind aufgrund ihrer mathematischen Ansätze sehr flexibel anwendbar. Sie arbeiten modellfrei und extrahieren Informationen unmittelbar aus den beobachteten Daten. Eine subjektive Modellspezifikation für konkrete Fälle ist nicht erforderlich. Netzwerktyp und Netzwerkarchitektur werden so festgelegt, dass nichtlineare, zeitabhängige Messreihen von Werkstoffeigenschaften reproduzierbar sind. Basis ist ein sogenanntes „multi-layer-perceptron-Netzwerk mit sigmoid activation functions und feed-forward-Architektur“, das u. .a. Beer & Freitag [87] näher erläutern. Die Messreihen der hier vorgestellten Versuche werden im Teilprojekt E4 (Numerische Langzeitprognose) des Sonderforschungsbereiches 528 detailierter ausgewertet und zum Training und zur Verifikation neuronaler Netzwerke eingesetzt. Die trainierten Netze generieren dann direkt die Prognosen. Beer & Freitag et al. berichten in [86, 87] über Anwendung und erste Ergebnisse.

6.7 Zusammenfassung und Schlussfolgerung

Mit den vorgestellten Versuchen kann die Wirksamkeit textilbewehrten Betons zur Verstärkung von Stahlbetonbauteilen wiederum eindrucksvoll bestätigt und der Erfahrungsraum für die Biegeverstärkung experimentell bedeutend erweitert werden.

So sind die bisher belegten positiven Ergebnisse an nicht vorgeschädigten Bauteilen grundsätzlich auch auf vorgeschädigte Bauteile übertragbar. Geöffnete Risse und eine vorhandene Vorverformung beeinflussen die Bruchlast der untersuchten biegeverstärkte Platten nicht negativ, wenn die bereits von anderen Verstärkungsverfahren bekannten Grundsätze für Verformungsgrenzen eingehalten werden. Vorhandene Risse werden von der neuen Textilbetonschicht wirksam überbrückt und wirken nicht als vorgegebene Versagensstelle. Insbesondere treten dort keine Entkopplungserscheinungen und Delamination auf.

Weiterhin konnte Erhöhung der Tragfähigkeit im Gebrauchs- und Bruchzustand auch für textile Bewehrungen aus anderen Fasermaterialien sowie für die entwickelten Sekundärbeschlichtungen gezeigt werden. Gegenüber unbeschichteten AR-Glas-Textilien kann ein duktileres Tragverhalten und eine wesentlich höhere Tragfähigkeitssteigerung gezeigt werden. In den Versuchen wurde eine bis nahezu vierfach höhere Bruchtragfähigkeit erreicht, die nur durch einen anderen

Versagensmodus (Querkraftversagen) begrenzt war, für den der Versuchskörper nicht ausgelegt wurde. In Zusammenarbeit mit zwei Industriepartnern konnten zudem praktisch interessante Verstärkungstextilien identifiziert und Erfahrungen mit verschiedenartigen Textilien und Feinheiten der verwendeten Multifilamentgarne erarbeitet werden.

Auch die Versuchsergebnisse aus den Tastversuchen zum Langzeittragverhalten ermutigen und bestätigen erste Erkenntnisse aus Dehnkörperversuchen und die Übertragung auf biegeverstärkten Platten. Bei hoher Dauerlasten von bis zu 85 % der Kurzzeittragfähigkeit waren zwar deutliche Kriechverformungen messbar, jedoch keine progressiven Schädigungen und auch kein vorzeitiges Versagen erkennbar. Bis auf eine Ausnahme – die jedoch immer noch die Bruchlast ihres Pendants mit einem unbeschichtetem Textil zeigte – konnte nach der Dauerbelastung immer noch die Bruchlast der Kurzzeittragfähigkeit nachgewiesen werden.

Insgesamt sind die Ergebnisse ein wesentlicher Schritt auf dem Weg zum praktischen Einsatz von Textilbetonverstärkungen und sollten bereits zum umsichtigen Einsatz unter Beachtung der Sicherheitsaspekte ermutigen. Noch offene Fragen und notwendiger Klärungsbedarf sollten die Wissbegier anregen und vertiefende Forschungsvorhaben und weitere experimentelle Untersuchungen ermöglichen.

7 Zusammenfassung und Ausblick

7.1 Resümee

Textilbewehrter Beton zur Verstärkung von Stahlbetonbauteilen ist neben den klassischen und etablierten Verfahren eine interessante Alternative, die die Vorteile der leichten Kohlenstofffaserklebeverstärkungen mit denen von Spritzbeton mit Bewehrung verbindet. Offene Fragen zur Bemessung, zum Zusammenwirken von Betonstahl und textiler Bewehrung und vor allem das Fehlen bauaufsichtlicher Regelungen sind derzeit die größten Anwendungshemmnisse für Textilbetonverstärkungen. Aus den theoretischen und experimentellen Untersuchungen in dieser Arbeit können wichtige Erkenntnisse zum gemeinsamen Tragverhalten von Betonstahl und textiler Bewehrung sowie zu den Auswirkungen der verbunndbedingten Unterschiede abgeleitet werden.

Mit den vorgestellten Versuchen kann die Wirksamkeit textilbewehrten Betons zur Verstärkung von Stahlbetonbauteilen erneut eindrucksvoll bestätigt und der Erfahrungsraum für die Biegeverstärkung experimentell bedeutend erweitert werden. So sind die bisher belegten positiven Ergebnisse an nicht vorgeschädigten Stahlbetonplatten grundsätzlich auch auf vorgeschädigte Biegebauteile übertragbar. Geöffnete Risse und eine vorhandene Vorverformung beeinflussen die Bruchlast der untersuchten biegeverstärkten Platten nicht negativ. Weiterhin konnte Erhöhung der Tragfähigkeit im Gebrauchs- und Bruchzustand auch für textile Bewehrungen aus anderen Fasermaterialien, mit Verschiedenen Feinheiten der Multifilamentgarne sowie für Textilien mit Sekundärbeschlichtungen gezeigt werden. Dabei wurde eine nahezu vierfach höhere Bruchtragfähigkeit erreicht, die nur durch ein Querkraftversagen begrenzt war, für den der Versuchskörper nicht ausgelegt wurde. Ebenso vielversprechend sind die Versuchsergebnisse aus den ersten Tastversuchen zum Langzeittragverhalten. Nach fast einem Jahr Dauerbelastung mit bis zu 85 % der Kurzzeittragfähigkeit traten zwar deutliche Kriechverformungen, jedoch kein vorzeitiges Versagen auf. Nach der Dauerbelastung konnte immer noch die Bruchlast der Kurzzeittragfähigkeit nachgewiesen werden.

Mit den theoretischen Untersuchungen kann das gemeinsame Tragverhalten und der Einfluss des unterschiedlichen Verbundverhaltens auf die Zugkraftaufteilung gezeigt und qualifiziert werden. Die Behandlung der verbundbedingten Unterschiede bei gemischt mit Betonstahl und Textil bewehrten Zuggliedern ist analog dem Vorgehen bei gemischter Beton- und Spannstahlbewehrung bzw. Klebebewehrung mit Verbundbeiwerten darstellbar. Ebenso ist es grundsätzlich möglich beim Zusammenwirken von Textil und Bewehrungsstahl die klassische Stahlbetonbiegetheorie und vorhandene übliche Bemessungsverfahren anzuwenden, wobei allerdings die unterschiedlichen Hebelarme der Bewehrungen berücksichtigt werden sollten. Es besteht daher nicht mehr die Frage nach einem geeigneten Bemessungsmodell für die Biegeverstärkung mit textilbewehrtem Beton, sondern die Frage nach den zutreffenden Eingangsgrößen, Materialkennwerten und zulässigen Vereinfachungen. Mangels geeigneter Versuche und Materialkennwerte kann die aufgestellte Hypothese allerdings nicht nachgewiesen werden. Zur Ablei-

tung entsprechender Kennwerte wurden jedoch verschiedene Möglichkeiten diskutiert. Zudem wurde ein vereinfachtes Vorgehen für die baupraktische Anwendung vorgeschlagen.

Insgesamt sind die Ergebnisse ein wesentlicher Schritt auf dem Weg zum praktischen Einsatz von Textilbetonverstärkungen und sollten bereits zum umsichtigen Einsatz unter Beachtung der Sicherheitsaspekte ermutigen. Noch offene Fragen und notwendiger Klärungsbedarf sollten die Wissbegier anregen und vertiefende Forschungsvorhaben und weitere experimentelle Untersuchungen ermöglichen.

7.2 Offene Fragen und Forschungsbedarf

Im Sinne der baupraktischen Anwendung von textilbewehrten Beton zur Verstärkung und Instandsetzung von Stahlbetontragwerken sind vertiefende Forschungsarbeiten und weitere experimentelle Untersuchungen erforderlich, da trotz der vielen Erkenntnisse noch nicht alle Fragen zur Biegeverstärkung umfassend geklärt werden konnten. Zudem wirft jede Antwort neue, detailliertere Fragen auf.

So ist der in dieser Arbeit verwendete Biegeversuch wegen unklarer und nicht vollständig messtechnisch überwachbarer geometrischer und Kraftverhältnisse zur Identifizierung geeigneter Materialkennwerte und zur Ableitung von Verbundbeiwerten ungeeignet. Zukünftig sollten Biegeversuche daher grundsätzlich mit Versuchen an zentrischen Zugstäben begleitet werden. Dabei ist es unbedingt erforderlich die Versuch messtechnisch genauer zu überwachen. Zusätzlich zur Dehnungsmessung auf den Oberflächen sind die Dehnung des Betonstahls und der textilen Bewehrung sowie deren Verlauf interessant. Auch sollte eine genauere Beobachtung der Dehnungsverteilung über den Querschnitt in und zwischen den Rissquerschnitten erfolgen. Damit könnte beispielsweise der Übergang der Betonstahlbewehrung in den plastischen Bereich genauer identifiziert werden.

Weiterhin sollten das Tragverhalten und das hochkomplexe Verbundverhalten textiler Bewehrungsgelege hinsichtlich geeigneter ingenieurtechnischer Ansätze, wie Spannungs-Dehnungs-Beziehung und Verbundkennwerte, erforscht werden.

Hinsichtlich des baupraktischen Einsatzes sollte weiterhin eine Standardisierung von geeigneten Textil-Feinbetonmatrix-Kombinationen erfolgen sowie Fragen der Gebrauchstauglichkeit – Rissbreiten und -abstände, effektive Betonzugzonen sowie Verformungen und deren Grenzen – detailliert werden. Möglicherweise könnte dabei auch die Frage der Vorspannung von Textilien wieder aufgegriffen werden.

8 Literaturverzeichnis

[1] *Bestimmungen des Deutschen Ausschusses für Eisenbeton 1925: A. Bestimmungen für Ausführung von Bauwerken aus Eisenbeton; B. Bestimmungen für Ausführung ebener Steindecken; C. Bestimmungen für Ausführung von Bauwerken aus Beton; D. Bestimmungen für Druckversuche an Würfeln bei Ausführung von Bauwerken aus Beton und Eisenbeton.* Berlin : Verlag von Wilhelm Ernst & Sohn, 1925

[2] *Bestimmungen des Deutschen Ausschusses für Eisenbeton 1932: Teil A. Bestimmungen für Ausführung von Bauwerken aus Eisenbeton; Teil B. Bestimmungen für Ausführung von Steineisendecken; Teil C. Bestimmungen für Ausführung von Bauwerken aus Beton; Teil D. Bestimmungen für Steifeprüfungen und für Druckversuche an Würfeln bei Ausführung von Bauwerken aus Beton und Eisenbeton.* Berlin : Verlag von Wilhelm Ernst & Sohn, 1932

[3] *Bestimmungen des Deutschen Ausschusses für Eisenbeton 1932 (Änderung 1937): Teil A. Bestimmungen für Ausführung von Bauwerken aus Eisenbeton; Teil B. Bestimmungen für Ausführung von Steineisendecken; Teil C. Bestimmungen für Ausführung von Bauwerken aus Beton; Teil D. Bestimmungen für Steifeprüfungen und für Druckversuche an Würfeln bei Ausführung von Bauwerken aus Beton und Eisenbeton.* Berlin : Verlag von Wilhelm Ernst & Sohn, 1937

[4] *Bestimmungen des Deutschen Ausschusses für Eisenbeton 1943: DIN 1044: Einheitliche Bezeichnungen im Stahlbetonbau: 1943-03; Teil A. DIN 1045: Bestimmungen für Ausführung von Bauwerken aus Stahlbeton: 1943-03; Teil B. DIN 1046: Bestimmungen für Ausführung von Stahlsteindecken: 1943-08; Teil C. DIN 1047: Bestimmungen für Ausführung von Bauwerken aus Beton: 1944-04; Teil D. DIN 1048: Bestimmungen für Betonprüfungen bei Ausführung von Bauwerken aus Beton und Stahlbeton: 1944-04; Teil E. DIN 4225: Richtlinien für Herstellung und Anwendung von Fertigbauteilen: 1943-12; Teil F. DIN 4226: Betonzuschlagstoffe aus natürlichen Vorkommen, vorläufige Richtlinien für die Lieferung und Abnahme: 1944.* Berlin : Verlag von Wilhelm Ernst & Sohn, 1943

[5] Norm DIN 1045-1:2001-07 Juli 2001. *Tragwerke aus Beton, Stahlbeton und Spannbeton – Teil 1: Bemessung und Konstruktion*

[6] Abdkader, A. : *Charakterisierung und Modellierung der Eigenschaften von AR-Glasfilamentgarnen für die Betonbewehrung.* Dresden, Institut für Textil- und Bekleidungstechnik, Technische Universität Dresden, Dissertation, 2004

[7] Abdkader, A. ; Offermann, P. : Textile Werkstoffe und Flächengebilde zur bautechnischen Verstärkung und Instandsetzung. Teil 1: Deformationskennwerte von AR-Glasfilamenten. In: *Technische Textilien/Technical Textiles* 43 (2000), Nr. 11, S. 265–270

[8] Abdkader, A. ; Offermann, P. : Textile Werkstoffe und Flächengebilde zur bautechnischen Verstärkung und Instandsetzung. Teil 2: Beschreibung der Filamentfestigkeit mit Hilfe mathematischer Methoden. In: *Technische Textilien / Technical Textiles* 44 (2001), Nr. 4, S. 302–303

[9] Abdkader, A. ; Offermann, P. : Textile Werkstoffe und Flächengebilde zur bautechnischen Verstärkung und Instandsetzung. Teil 3: Deformationskennwerte von AR-Glasfilamentgarnen. In: *Technische Textilien / Technical Textiles* 45 (2002), Nr. 1, S. 21–23

[10] Abdkader, A. ; Offermann, P. ; Jesse, F. ; Curbach, M. : Vorhersage über die zu erwartenden Festigkeiten von AR-glasbewehrtem Beton. In: *Tagungsband zum 12. Internationalen Techtextil-Symposium 2003. Frankfurt/Main, 7.–10. April 2003*, 2003. – CD-ROM, Vortrag Nr. 4.13

[11] Abdkader, A. ; Offermann, P. ; Jesse, F. ; Curbach, M. : Textil bewehrter Beton mit AR-Glasfilamentgarnen. In: *IFB Industrial Fabrics Bulletin* 3 (2003), S. 20–53

[12] Ahnert, R. ; Krause, K.-H. : *Typische Baukonstruktionen von 1860 bis 1960: Zur Beurteilung der vorhandenen Bausubstanz, Band 1.* Verlag für Bauwesen, Berlin, 1994

[13] Alvarez, M. : *Einfluss des Verbundverhaltens auf das Verformungsvermögen von Stahlbeton*, ETH Zürich, Dissertation, Juli 1998. `http://dx.doi.org/10.3929/ethz-a-002000033`. – DOI 10.3929/ethz–a–002000033

[14] Alvarez, M. ; Marti, P. : Versuche zum Verbundverhalten von Bewehrungsstahl bei plastischen Verformungen. In: Konstruktion, E. Z. u. (Hrsg.): *IBK Bericht Nr. 222.* Basel Boston Berlin : Birkhäuser Verlag, 1996

[15] Aveston, J. ; Cooper, G. A. ; Kelly, A. : Single and Multiple Fracture. In: *The Properties of Fiber Composites*, IPC Science and Technology Press, 1971, S. 15–24

[16] Aveston, J. ; Mercer, R. A. ; Sillwood, J. M.: The Mechanism of Fibre Reinforcement of Cement and Concrete: Part I / National Physical Laboratory. National Physical Laboratory, Jan. 1975 (SI No 90/11/98). – Forschungsbericht

[17] Bach, C. : Der Widerstand einbetonierten Eisens gegen Gleiten in seiner Abhängigkeit von der Länge der Eiseneinlagen. In: *Zeitschrift des VDI* 55 (1911), Mai, Nr. 21, S. 859–860

[18] Bach, C. v.: Versuche über den Gleitwiderstand einbetonierten Eisens. In: *Mitteilungen über Forschungsarbeiten* 22 (1905)

[19] Bachmann, H. : Zur plastizitätstheoretischen Berechnung statisch unbestimmter Stahlbetonbalken. In: *IBK Bericht Nr. 13*, Institut für Baustatik und Konstruktion, ETH Zürich

[20] Banholzer, B. : *Bond behaviour of a multifilament yarn embedded in a cementitious matrix.* RWTH Aachen, Institut für Bauforschung RWTH Aachen, Dissertation, 2004. `http://nbn-resolving.de/urn/resolver.pl?urn=urn:nbn:de:hbz:82-20050287`

[21] Banholzer, B. : Bond of a strand in a cementitious matrix. In: *Materials and Structures* 39 (2006), S. 1015–1028

[22] Bargmann, H. : *Historische Bautabellen: Normen und Konstruktionshinweise 1870 bis 1960.* Werner-Verlag, Düsseldorf, 1993

[23] Beddows, J. ; Purnell, P. : Advances in Modelling GRC Durability. In: Curbach, M. (Hrsg.): *Textile Reinforced Structures : Proceedings of the 2nd Colloquium on textile reinforced structures (CTRS2), Dresden, Germany, 29.9.-1.10.2003*, Technische Universität Dresden, Sonderforschungsbereich 528, 2003, S. 145–160

[24] Bentur, A. ; Mindess, S. : *Fibre Reinforced Cementitious Composites.* London and New York : Elsevier Applied Science and Technology Press, 1994

[25] Bentur, A. ; Peled, A. : Optimization of the structure and properties of low modulus polymer fabrics for cement reinforcement. In: Brandt, A. M. (Hrsg.) ; Li, V. C. (Hrsg.) ; Marshall, I. H. (Hrsg.): *Proc. Int. Symp. „Brittle Matrix Composites 6“.* Warsaw : ZTUREK RSI and Woodhead Publ., 9.–11.Okt. 2000, S. 430–438

[26] Bergmeister, K. : *Kohlenstofffasern im Konstruktiven Ingenieurbau.* Berlin : Ernst & Sohn, 2003. – ISBN 3433028478

[27] Bertram, D. : Stahl im Bauwesen. In: *Betonkalender 1999, Teil 1.* Berlin : Verlag Ernst & Sohn, 1999, S. 109–282

[28] Bindseil, P. : *Betonstähle – Vom Beginn des Stahlbetonbaus bis zur Gegenwart (CD-ROM).* Berlin : Verlag für Bauwesen, 2002

[29] Bülte, S. : *Zum Verbundverhalten von Spannstahl mit sofortigem Verbund unter Betriebsbeanspruchung*, RWTH AAchen, Dissertation, 2008

[30] Bolle, G. : *Zur Bewertung des Belastungsgrades biegebeanspruchter Stahlbetonkonstruktionen anhand von Last-Verformungs-Informationen*, Bauhaus-Universität Weimar, Dissertation, 1999

[31] Brameshuber, W. (Hrsg.): *Textile Reinforced Concrete : State-of-the-Art Report of RILEM Technical Committee 201-TRC.* RILEM Publications S.A.R.L., 2006 (Report 36)

[32] Brameshuber, W. ; Banholzer, B. ; Brümmer, G. : Ansatz für eine vereinfachte Auswertung von Faser-Ausziehversuchen. In: *Beton- und Stahlbetonbau* 95 (2000), S. 702–706

[33] Brameshuber, W. ; Gries, T. ; Hegger, J. ; Reinhardt, H.-W. ; Koster, M. ; Barlé, M. ; Voss, S. ; Krüger, M. : Praxisgerechte Weiterentwicklung eines bauteilintegrierten Schalungssystems aus Textilbeton. / Institut für Massivbau, RWTH Aachen und Institut für Werkstoffe im Bauwesen, Universtität Stuttgart. 2004. – Forschungsbericht Nr. F 771

[34] Brockmann, T. : *Mechanical and Fracture Mechanical Properties of Fine Grained Concrete for Textile Reinforced Composites*, Institut für Bauforschung Aachen, RWTH Aachen, Dissertation, 2006. `http://dx.doi.org/urn:nbn:de:hbz:82-opus-16032`. – DOI urn:nbn:de:hbz:82–opus–16032

[35] Broms, B. B.: Crack With and Crack Spacing in Reinforced Concrete Members. In: *ACI Journal* 62 (1965), S. 1237–1256

[36] Broms, B. B.: Technique for Investigation of Internal Cracks in Reinforced Concrete Members. In: *ACI Journal* 62 (1965), Jan., Nr. 1, S. 35–44

[37] Bruckermann, O. : *Zur Modellierung des Zugtragverhaltens von textilbewehrtem Beton*, RWTH Aachen, Dissertation, 2007

[38] Brunssen, G. W.: *Sisalfaserbewehrte verlorene Schalelemente*, Universität Dortmund, Dissertation, 1991

[39] Bösche, A. : *Möglichkeiten zur Steigerung der Biegetragfähigkeit von Beton- und Stahlbetonbauteilen durch den Einsatz textiler Bewehrungen – Ansatz für ein Bemessungsmodell*, Fakultät Bauingenieurwesen, Technische Universität Dresden, Dissertation, Juli 2007. http://nbn-resolving.de/urn:nbn:de:swb:14-1197896918623-70942

[40] Büttner, T. ; Orlowsky, J. ; Raupach, M. : Fire Resistance tests of TRC under static loading – results and future developments. In: Reinhardt, H. W. (Hrsg.) ; Naaman, A. E. (Hrsg.): *High Performance Fiber Reinforced Cement Composites (HPFRCC5). Proceedings of the Fifth International RILEM Workshop, MAinz, Germany, July 10-13, 2007*, RILEM Publications S.A.R.L., 2007 (RILEM Pro), S. 361–370

[41] Butler, M. ; Hempel, R. ; Schorn, H. : Bond Behaviour of Polymer impregnated AR-Glass textile reinforcement in concrete. In: *Proc. International Symposium Polymers in Concrete.* Guimaraes, 2006, S. 173–183

[42] Butler, M. : *Zur Dauerhaftigkeit von Verbundwerkstoffen aus zementgebundenen Matrices und alkaliresistenten Glasfaser-Multifilamentgarnen*, Institut für Baustoffe, Technische Universität Dresden, Dissertation, 2009

[43] Butler, M. ; Hempel, R. ; Götze, M. ; Hempel, S. : Mechanismen und Dauerhaftigkeit des Verbundes polymerbeschichteter AR-Glasfasern in Beton. In: *Schriftenreihe des Instituts für Baustoffe der TU Dresden.* 2004

[44] Butler, M. ; Hempel, S. : Dauerhaftigkeit von textilbewehrtem Beton. In: Curbach, M. (Hrsg.) ; Häussler-Combe, U. (Hrsg.) ; Mechtcherine, V. (Hrsg.): *Beiträge zum 48. Forschungskolloquium des DAfStb*, 2007, S. 103–116

[45] CEB: Concrete under Multiaxial States of Stress, Constitutive Equations for Practical Design. In: *Bulletin d' Information No. 156* Comité Euro-International du Béton, 1983

[46] CEB/FIP: CEB-FIP Model Code 1990. In: *Design Code* Comité Euro-International du Béton, Thomas Telford, 1993

[47] Cordes, H. : *Das Grenzflächenverhalten von Spanngliedern und seine Auswirkungen für den Verbundbaustoff vorgespannter Stahlbeton – Reibung, Verbund und Ermüdung von Spanngliedern*, Fakultät Bauingenieurwesen der RWTH Aachen, Habilitation, 1987. – 1–149 S.

[48] Cordes, H. ; Thormählen, U. ; Trost, H. : Zum Nachweis der Rissbreitenbeschränkung nach DIN 4227. In: *Beton- und Stahlbetonbau* 75 (1980), Nr. 7, S. 169–173

[49] Curbach, M. u. a.: Sachstandbericht zum Einsatz von Textilien im Massivbau. In: *Schriftenreihe des Deutschen Ausschuß für Stahlbeton, Heft 488.* Berlin : Beuth, 1998

[50] Curbach, M. ; Hampel, T. ; Scheerer, S. ; Speck, K. : Hochleistungsbeton unter zwei- und dreiaxialer Beanspruchung. In: *Beton- und Stahlbetonbau* 97 (2002), Nr. Heft 6, S. 275–280

[51] Curbach, M. ; Jesse, F. : Beton im Textilbeton – Die Entwicklung. In: Lohaus, L. (Hrsg.): *Ingenieurbaustoffe – Konstruktive Wege in die Zukunft. Festschrift zum 60. Geburtstag von Harald Schorn.* Universität Hannover, Institut für Baustoffe und Materialprüfung, Appelstr. 9a, D–30167 Hannover : Eigenverlag, 2001, S. 29–44

[52] Curbach, M. ; Jesse, F. : Festigkeit von textilbewehrtem Beton mit Bewehrung aus AR-Glas Filamentgarnen. In: *2nd Colloquium on Textile Reinforced Structures (CTRS2)*, 2003, S. 299–312

[53] Curbach, M. ; Tue, N. ; Eckfeldt, E. ; Speck, K. : Zum Nachweis der Rissbreitenbeschränkung gemäß DIN 1045-1. In: *Erläuterungen zu DIN 1045-1, Deutscher Ausschuß für Stahlbeton* Bd. Heft 525, Beuth Verlag, Berlin, 2003, S. 190–198

[54] Curbach, M. ; Weiland, S. : Experimentelle Analyse des Tragverhaltens von textilverstärkten Bauteilen aus Stahlbeton. In: Curbach, M. et al. (Hrsg.): *3. Symposium „Experimentelle Untersuchung von Baukonstruktion", Dresden, 23. Juni 2005.* Dresden : Eigenverlag, Technische Universität Dresden, Institut für Massivbau, 2005

[55] Curbach, M. : Vom Wert des Bauens. In: Curbach, M. (Hrsg.) ; Stipriaan, U. van (Hrsg.) ; Wachtendorf, U. (Hrsg.) ; Wiens, U. (Hrsg.) ; Deutscher Ausschuss für Stahlbeton im DIN Deutsches Institut für Normung e.V. (Veranst.): *Gebaute Visionen : 100 Jahre Deutscher Ausschuss für Stahlbeton 1907–2007* Deutscher Ausschuss für Stahlbeton im DIN Deutsches Institut für Normung e.V., Berlin, Wien, Zürich : Beuth Verlag, 2007, S. 222–234

[56] Curbach, M. ; Hauptenbuchner, B. ; Ortlepp, R. ; Weiland, S. : Textilbewehrter Beton zur Verstärkung eines Hyparschalentragwerks in Schweinfurt. In: *Beton- und Stahlbetonbau* 102 (2007), Juni, Nr. 6, S. 353–361. `http://dx.doi.org/10.1002/best.200700551`. – DOI 10.1002/best.200700551

[57] Curbach, M. (Hrsg.) ; Jesse, F. (Hrsg.): *Textile reinforced structures: proceedings of the 2nd Colloquium on Textile Reinforced Structures (CTRS2), Dresden, Germany, 29.9. - 1.10.2003.* SFB 528 Textile Bewehrungen zur bautechnischen Verstärkung und Instandsetzung, Technische Universität Dresden, 2003. – ISBN 3–86005–386–8. – Colloquium on Textile Reinforced Structures

[58] Curbach, M. ; Jesse, F. : Verstärken von Stahlbetonbauteilen mit textilbewehrtem Beton: Kurzer Bericht zu aktuellen Entwicklungen. In: *Beton- und Stahlbetonbau* 100 (2005), Nr. S1, 78–81. `http://dx.doi.org/10.1002/best.200590174`

[59] Curbach, M. (Hrsg.) ; Jesse, F. (Hrsg.): *Textile reinforced concrete in theory and application: proceedings of the 4th Colloquium on Textile Reinforced Structures (CTRS4), Dresden, Germany, 3.6. - 5.6.2009.* SFB 528 Textile Bewehrungen zur bautechnischen Verstärkung und Instandsetzung, Technische Universität Dresden, 2009. – ISBN 3–86005–386–8. – Colloquium on Textile Reinforced Structures

[60] Curbach, M. ; Jesse, F. ; Ortlepp, R. ; Lorenz, E. ; Hausding, J. : Vorversuche zur Eignung von SGL 50k-Carbonfasern für den Einsatz in Textilbeton / Technische Universität Dresden, Institut für Massivbau im Auftrag von SGL TECHNOLOGIES GmbH, Meitingen. 2008. – Absschlussbericht 2008/DZT/SGL/01

[61] Curbach, M. ; Schicktanz, K. ; Jesse, F. ; Hartig, J. : Stochastische Eigenschaften der Zugfestigkeit freier und zementös eingebetteter Filamentbündel aus AR-Glas. In: Möller, B. W. (Hrsg.): *Neue Bauweisen – Trends in Statik und Dynamik, Tagungsband zum 10. Dresdner Baustatik Seminar, Technische Universität Dresden, 29.9.2006.* Dresden : Institut für Statik und Dynamik der Tragwerke, 2006, S. 91–100

[62] Daus, S. : *Zuverlässigkeit des Klebeverbundes von nachträglich verstärkten Betonbauteilen – Sicherheitskonzept für den Verbundnachweis von oberflächig geklebter Bewehrung.* Darmstadt, Technische Universität Darmstadt, Dissertation, 2007

[63] Dilger, K. ; Mund, F. ; Dilthey, U. ; Schleser, M. ; Raupach, M. ; Walk-Lauffer, B. : Einsatz einer polymeren Phase zur Verbundverbesserung. In: *2nd Colloquium on Textile Reinforced Structures (CTRS2)*, 2003, S. 133–144

[64] Dilthey, A. ; Schleser, M. ; Raupach, M. ; Orlowsky, J. : Textilbeton mit polymergetränkter Bewehrung. In: *Beton* 57 (2007), Nr. 3, S. 92–99

[65] Dilthey, U. ; Schleser, M. ; Möller, M. ; Weichold, O. : Applications of polymers in textile reinforced concrete -From the interface to construction elements. In: Hegger, J. (Hrsg.) ; Brameshuber, W. (Hrsg.) ; Will, N. (Hrsg.): *Proc. 1st International Conference Textile Reinforced Concrete (ICTRC)*, RILEM Publications S.A.R.L., 2006 (RILEM Pro), S. 55–65

[66] Dischinger, F. : Untersuchungen über die Knicksicherheit, die elastische Verformung und das Kriechen des Betons bei Bogenbrücken. In: *Der Bauingenieur* 18 (1937), Nr. Heft 33/34, S. 487–520

[67] Dischinger, F. : Elastische und plastische Verformungen der Eisenbetontragwerke und insbesondere der Bogenbrücken. In: *Der Bauingenieur* 20 (1939), Nr. Heft 5, S. 53–63

[68] Eckfeldt, L. : *Möglichkeiten und Grenzen der Berechnung von Rissbreiten in veränderlichen Verbundsituationen*, Technische Universität Dresden, Dissertation, 2005

[69] Ehlig, D. : *Hochtemperaturverhalten von Textilbewehrtem Beton*, Institut für Massivbau der Technischen Universität Dresden, Diplomarbeit in Vorbereitung, 2010

[70] Ehlig, D. ; Jesse, F. ; Curbach, M. : Textilbeton verstärkte Platten unter Brandbelastung. In: *Beton- und Stahlbetonbau* 105 (2010), Nr. 2, S. 102–110. `http://dx.doi.org/10.1002/best.200900069`. – DOI 10.1002/best.200900069

[71] Eibl, J. ; Bachmann, H. ; Fath, F. ; IRB-Verl. (Hrsg.): *Nachträgliche Verstärkung von Stahlbetonbauteilen mit Spritzbeton : Abschlußbericht ; Contract BI-5-800184-7.* Bd. 2100. Stuttgart : Institut für Massivbau und Baustofftechnologie, Universität Karlsruhe and Bundesministerium für Raumordnung, Bauwesen und Städtebau, Bonn, 1988. – J. Eibl; H. Bachmann; F. Fath. Institut für Massivbau und Baustofftechnologie, Universität Karlsruhe; Bundesministerium für Raumordnung, Bauwesen und Städtebau, Bonn.; 32 S., 45 Anl : graph. Darst

[72] Eibl, J. ; Bachmann, H. : Nachträgliche Verstärkung von Stahlbetonbauteilen mit Spritzbeton. In: *Beton- und Stahlbetonbau* 85 (1990), Nr. 1 und 2, S. 1–4, 39–44

[73] Eligehausen, R. ; Popov, E. P. ; Bertero, V. V.: Local Bond Stress-Slip Relationships of Deformed Bars under Generalized Excitations - Report No. UCB/EERC-83/23 / Earthquake Engineering Center, University of California, Berkeley. Berkley, 1983 (UCB/EERC-83/23). – Forschungsbericht

[74] Empelmann, M. : *Zum nichtlinearen Trag- und Verformungsverhalten von Stabtragwerken aus Konstruktionsbeton unter besonderer Berücksichtigung von Betriebsbeanspruchungen.*, RWTH Aachen, Institut für Massivbau, Dissertation, 1995

[75] Empelmann, M. ; Sender, C. ; Henke, V. : Verstärkung von Biegebauteilen durch eine nachträglich aufgebrachte Aufbetonschicht / TU Braunschweig, Institut für Baustoffe, Massivbau und Brandschutz. 2009 (DBV 278). – Sachstandsbericht

[76] Faoro, M. : *Zum Tragverhalten kunstharzgebundener Glasfaserstäbe im Bereich von Endverankerungen und Risse in Beton*, Institut für Werkstoffe im Bauwesen der Universität Stuttgart, Dissertation, 1988

[77] Fehling, E. : *Zur Energiedissipation und Steifigkeit von Stahlbetonbauteilen unter besonderer Berücksichtigung von Rißbildung und verschieblichem Verbund*, TH Darmstadt, Dissertation, 1990

[78] fib (Hrsg.): *Bond of reinforcement in concrete. State-of-art report prepared by Task Group Bond Models.* Lausanne : fib - fédération internationale du béton, 2000 (fib bulletin 10)

[79] fib (Hrsg.): *Management, maintenance and strengthening of concrete structures.* fib - fédération internationale du béton, 2002 (fib bulletin 17). – 174 S.

[80] fib (Hrsg.): *FRP reinforcement in RC structures.* fib - fédération internationale du béton, 2007 (fib bulletin 40). – 160 S.

[81] Fingerloos, F. : Bauen im Bestand – Zuordnung historischer Betonfestigkeiten. In: *Beton- und Stahlbetonbau* 103 (2008), Nr. Heft 4, S. 214–220. `http://dx.doi.org/10.1002/best.200800606`. – DOI 10.1002/best.200800606

[82] Fingerloos, F. : *Historische technische Regelwerke für den Beton-, Stahlbeton- und Spannbetonbau.* Ernst und Sohn, Berlin, 2008

[83] Fingerloos, F. ; Schnell, J. : Tragwerkslanung im Bestand. In: Bergmeister, K. (Hrsg.) ; Fingerloos, F. (Hrsg.) ; Wörner, J.-D. (Hrsg.): *Betonkalender 2009, Teil 2.* Berlin : Verlag Ernst & Sohn, 2009, S. 1–51

[84] Finzel, J. : *Verstärkung mit textilbewehrtem Beton – Gemeinsames Tragverhalten von Betonstabstahl und textiler Bewehrung*, Masterthesis, 2009

[85] Füllsack-Köditz, R. : *Verbundverhalten von GFK-Bewehrungsstäben und Rissentwicklung in GFK-stabbewehrten Betonbauteiken*, Institut für Konstruktiven Ingenieurbau der Bauhaus-Universität Weimar, Dissertation, November 2004

[86] Freitag, S. ; Beer, M. ; Graf, W. ; Kaliske, M. : Lifetime prediction with neuronal networks. In: Topping, B. e. (Hrsg.): *9th Intern. Conference on the Application of Artifical Intelligence to Civil, Structural and Environmental Engineering, Malta 2007*, 2007

[87] Freitag, S. ; Beer, M. ; Jesse, F. ; Weiland, S. : Experimental Investigation and Prediction of Longterm Behavior of Textile Reinforced Concrete for Strengthening. In: Hegger, J. (Hrsg.) ; Brameshuber, W. (Hrsg.) ; Will, N. (Hrsg.): *1st International Conference Textile Reinforced Concrete (ICTRC)*, RILEM Publications S.A.R.L., 2006 (RILEM Pro)

[88] Gao, S.-L. ; Maeder, E. ; Abdkader, A. ; Offermann, P. : Sizings on Alkali-Resistant Glass Fibers:Environmental Effects on Mechanical Properties. In: *Langmuir* 19 (2003), S. 2496–2506. http://dx.doi.org/10.1021/la020778t. – DOI 10.1021/la020778t

[89] Gao, S.-L. ; Mäder, E. ; Plonka, R. : Coatings for Glass Fibers in a Cementitious Matrix. In: *Acta Materialia* 52 (2004), S. 4745–4755

[90] Gao, S.-L. ; Mäder, E. ; Plonka, R. : Nanostructured coatings of glass fibers: Improvement of alkali resistance and mechanical propertiers. In: *Acta Materialia* 55 (2007), S. 1043–1052

[91] Gerstle, W. H. ; Ingraffea, A. R.: Does Bond-Slip Exist? In: *Micromechanics of failure of quasi-brittle materials*, 1990, S. 407–417

[92] Günther, G. : *Verbundverhalten zwischen Stahl und Beton unter monoton steigender, schwellender und lang andauernder Belastung*, Gesamthochschule Kassel, Dissertation, 1989

[93] Goto, Y. : Cracks Formed in Concrete Around Deformed Tension Bars. In: *ACI Journal* 68 (1971), April, Nr. 4, S. 244–251

[94] Griffith, A. A.: The Phenomena of Rupture and Flow in Solids. In: *Philosophical Transactions of the Royal Society of London. Series A, Containing Papers of a Math. or Phys. Character (1896-1934)* 221 (1921), S. 163–198

[95] Habel, K. : *Structural behaviour of elements combining ultra-high performance fibre reinforced concretes UHPFRC and reinforced concrete.* Lausanne, Dissertation, 2004. http://library.epfl.ch/theses/?nr=3036

[96] Hagen, K.-J. : *Ein Beitrag zum Verbundverhalten von Spanngliedern in Hüllrohren unter besonderer Berücksichtigung der Sprengwirkung*, RWTH Aachen, Dissertation, 1984

[97] Hampel, T. : *Experimentelle Analyse des Tragverhaltens von Hochleistungsbeton unter mehraxialer Beanspruchung*, Technische Universität Dresden, Fakultät Bauingenieurwesen, Dissertation, 2006. urn:nbn:de:swb:14-1168424399352-63668

[98] Hankers, C. : *Zum Verbundtragverhalten laschenverstärkter Betonbauteile unter nicht vorwiegend ruhender Beanspruchung*, TU Braunschweig, Dissertation, 1996

[99] Hankers, C. : Möglichkeiten zur Verstärkung von Stahlbetonbauteilen. In: *Beton- und Stahlbetonbau* 95 (2000), Nr. 9, S. 531–536

[100] Hankers, C. : Spritzbeton für die Instandsetzung und Verstärkung von Stahlbeton. In: *Beton- und Stahlbetonbau* 100 (2005), Nr. S1, 49–56. http://dx.doi.org/10.1002/best.200590169. ISBN 1437–1006

[101] Hankers, C. ; Matzdorff, D. : Bauen im Bestand – Verstärkung mit Spritzbeton. In: *Bauingenieur* 81 (2006), Nr. 7/8, S. 303–310

[102] Hanzal, A. : Zur Interpretation des Bernoullischen Theorem. In: *Bauingenieur* 40 (1965), Nr. 11, S. 438

[103] Hartig, J. ; Häussler-Combe, U. ; Schicktanz, K. : Zur Modellierung des einaxialen Zugtragverhaltens von textilbewehrtem Beton. In: Curbach, M. (Hrsg.) ; Häussler-Combe, U. (Hrsg.) ; Mechtcherine, V. (Hrsg.): *Beiträge zum 48. Forschungskolloquium des DAfStb*, 2007, S. 73–86

[104] Hausding, J. ; Engler, T. ; Franzke, G. ; Köckritz, U. ; Cherif, C. : Plain Stitch Bonded Multi-Plies for Textile Reinforced Concrete. In: *Autex Research Journal* 6 (2006), S. 81–91

[105] Hausding, J. ; Engler, T. ; Franzke, G. ; Köckritz, U. ; Offermann, P. : Concrete reinforced with stitch-bonded multi-plies – A review. In: Aldea, C.-M. H. (Hrsg.): *SP-244: Thin Fiber and Textile Reinforced Cementitious Systems*, Farmington Hills : American Concrete Institute, 2007

[106] Hausding, J. ; Franzke, G. ; Cherif, C. : Highly versatile 2-dimensional multiaxial multi-ply reinforcements. In: *Proceedings of the SAMPE Symposium and Exhibition 2006*, Long Beach, California : April/ May, 2006, 2006

[107] Hausding, J. ; Franzke, G. ; Cherif, C. : Improved warp knitting machine for symmetric multi-plies. In: *Proceedings of the ICCM16*, 2007

[108] Hausding, J. ; Friedrich, F. ; Franzke, G. ; Cherif, C. : Mehr Bewegung beim Versatz bringt Schwung ins Design – Mit einer Erweiterung des Nähwirkprozesses zu einer größeren textilen Vielfalt. In: *Kettenwirkpraxis* 41 (2007), Nr. 2, S. 28–30

[109] Hauser, S. : *Hochfester Fasermattenbeton SIMCON Neu, DUCON*, Technische Universität Darmstadt, Institut für Statik, Dissertation, 1999

[110] Hauser, S. : *DUCON - mikrobewehrter Hochleistungsbeton – zuverlässig – sicher – vielseitig.* http://de.wikipedia.org/w/index.php?title=Bewehrungsstahl&oldid=50356119. Version: 2009. – [Online; Stand 10. Mai 2009]

[111] Hegger, J. (Hrsg.): *Textilbeton: 1. Fachkolloquium der Sonderforschungsbereiche 528 und 532 ; Tagungsband, RWTH Aachen 15./16. Februar 2001.* SFB 532 Textilbewehrter Beton – Grundlagen für die Entwicklung einer neuartigen Technologie, Rheinisch Westfälische Hochschule Aachen, 2001. – ISBN 3–9807302–1–2

[112] Hegger, J. (Hrsg.) ; Brameshuber, W. (Hrsg.) ; Will, N. (Hrsg.): *Textile Reinforced Concrete: Proceedings of the 1st International RILEM Conference on Textile Reinforced Concrete (ICTRC 2006), held at the RWTH Aachen University, Germany in September 6 - 7, 2006.* 2006 (RILEM proceedings pro050). – 418 S.

[113] Heilmann, H. G.: Beziehungen zwischen Zug- und Druckfestigkeit des Betons. In: *Beton* 2 (1969), Nr. 69, S. 68–70

[114] Heilmann, H. G. ; Hilsdorf, H. ; Finsterwalder, K. : Festigkeit und Verformung von Beton unter Zugspannungen. In: *Deutscher Ausschuss für Stahlbeton* Bd. Heft 230. Berlin : Wilhelm Ernst & Sohn, 1969

[115] Hempel, R. ; Schorn, H. ; Schiekel, M. ; Butler, M. : Durability of textile reinforced concrete. In: Clarke, N. (Hrsg.) ; Ferry, R. (Hrsg.): *Proc. 13th Congress of the International Glassfibre Reinforced Concrete Association*, Publication GRC 21, Barcelona, 2003, S. 3–24

[116] Henke, V. ; Empelmann, M. : Rissbreitenberechnung bei "Kombibewehrung". In: *Beton- und Stahlbetonbau* 102 (2007), Nr. 2, S. 66–79. `http://dx.doi.org/10.1002/best.200600532`. – DOI 10.1002/best.200600532

[117] Hillerborg, A. : Analysis of a Single Crack. In: Wittmann, F. H. (Hrsg.): *Fracture mechanics of concrete*, Amsterdam : Elsevier Science Publishers B.V., 1983, S. 223–249

[118] Hinzen, M. ; Brameshuber, W. : Influence of Short Fibres on Strength, Ductility and Crack Development of Textile Reinforced Concrete. In: Reinhardt, H. W. (Hrsg.) ; Naaman, A. E. (Hrsg.): *High Performance Fiber Reinforced Cement Composites (HPFRCC5). Proceedings of the Fifth International RILEM Workshop, MAinz, Germany, July 10-13, 2007*, RILEM Publications S.A.R.L., 2007 (RILEM Pro), S. 105–112

[119] Holzenkämpfer: Ingenieurmodelle des Verbundes geklebter Bewehrung für Betonbauteile. In: *Deutscher Ausschuß für Stahlbeton* Bd. Heft 473, Beuth Verlag, Berlin, 1997

[120] Holzenkämpfer, P. : *Ingenieurmodelle des Verbundes geklebter Bewehrung für Betonbauteile*, TU Braunschweig, Dissertation, 1994

[121] Huang, X. ; Birman, V. ; Nanni, A. ; Tunis, G. : Properties and potential for application of steel reinforced polymer and steel reinforced grout composites. In: *Composites Part B: Engineering* 36 (2005), Jan., Nr. 1, 73–82. `http://www.sciencedirect.com/science/article/B6TWK-4C4W0RX-1/2/29ad007f985b37f8939b1cdf07f20fd8`. – ISSN 1359–8368

[122] Häussler-Combe, U. ; Hartig, J. : Bond and failure mechanisms of textile reinforced concrete (TRC) under uniaxial tensile loading. In: *Cement & Concrete Composites* 29 (2007), S. 279–289

[123] Häussler-Combe, U. ; Jesse, F. : Rechnerische Untersuchungen zum einaxialen Tragverhalten von Textilbeton. In: *Bauingenieur* 80 (2005), Nr. 3, S. 131–141

[124] Hyatt, T. : *An account of some experiments with Portland-cement-concrete combined with iron, as a building material, with reference to economy of metal in construction, and for security against fire in the making of roofs, floors, and walking surfaces.* London : Printed for private circulation, at the Chiswick Press, 1877. – – S.

[125] Iakimov, M. : *Untersuchungen zum Brandverhalten von textilbewehrten Betonelementen*, Institut für Werkstoffe im Bauwesen an der Universität Stuttgart, Diplomarbeit, 2003

[126] Idda, K. : *Verbundverhalten von Betonrippenstählen bei Querzug*, Universität Karlsruhe (TH), Dissertation, 1999

[127] Iványi, G. : Verstärken von Betonbauteilen – Ziele, Verfahren, Techniken. In: *Beton- und Stahlbetonbau* 89 (1994), S. 21–23

[128] Janovič, K. ; Kupfer, H. : Teilweise Vorspannung – Plattenversuche. In: *Deutscher Ausschuß für Stahlbeton* Bd. Heft 351, 1984, S. 47–125

[129] Jerabek, J. ; Keil, A. ; Schoene, J. ; Chudoba, R. ; Hegger, J. ; Raupach, M. : Experimental and Numerical Analysis of Spalling Effect in TRC Specimens. In: Curbach, M. (Hrsg.) ; Jesse, F. (Hrsg.): *Textile Reinforced Structures : Proceedings of the 4th Colloquium on textile reinforced structures (CTRS4), Dresden, Germany, 3.-5.6.2009*, Technische Universität Dresden, Sonderforschungsbereich 528. – zur Veröffentlichung angenommen

[130] Jesse, D. ; ; Michler, L. ; Jesse, F. : Stress-strain behavior of textile reinforced concrete subjected to biaxial tension. In: Brameshuber, W. (Hrsg.): *1st International Conference Textile Reinforced Concrete (ICTRC)*, 2006 (RILEM Pro), S. 141–150

[131] Jesse, D. ; Jesse, F. ; Curbach, M. : Lokale Lasteintragung über Bolzenverbindungen in dünne Bauteile aus textilbewehrtem Beton. In: *Beton- und Stahlbetonbau* 103 (2008), Feb, Nr. 2, S. 73–84. http://dx.doi.org/10.1002/best.200700595. – DOI 10.1002/best.200700595

[132] Jesse, F. : *Tragverhalten von Filamentgarnen in zementgebundener Matrix*. Dresden, Fakultät Bauingenieurwesen der Technischen Universität Dresden, Dissertation, 2004. http://nbn-resolving.de/urn:nbn:de:swb:14-1122970324369-39398

[133] Kaiser, H. : *Bewehren von Stahl mit kohlenstoffverstärkten Epoxidharzen*, ETH Zürich, Dissertation, 1989

[134] Kang, B.-G. ; Hannawald, J. ; Brameshuber, W. : Schallemissionsanalyse zur Untersuchung des Schädigungsverhaltens im Auszugversuch eines in Beton eingebetteten Multifilamentgarns. In: Curbach, M. (Hrsg.) ; Jesse, F. (Hrsg.): *Textile Reinforced Structures : Proceedings of the 4th Colloquium on textile reinforced structures (CTRS4), Dresden, Germany, 3.-5.6.2009*, Technische Universität Dresden, Sonderforschungsbereich 528. – zur Veröffentlichung angenommen

[135] Kaufmann, N. : Das Sandflächenverfahren. In: *Strassenbau-Technik* 24 (1971), Nr. 3, S. 131–135

[136] Köckritz, U. ; Weiland, S. ; Curbach, M. ; Cherif, C. : Coated reinforcing textiles for use in roof structures: Production of coated, grid-like reinforcing textiles and their use for reinforcing a hypar shell construction in Schweinfurt. In: *Kettenwirk-Praxis* (2007), Nr. 2, 20–23. http://www.scopus.com/scopus/inward/record.url?eid=2-s2.0-34447273615&partnerID=40&rel=R6.5.0. – ISSN 0170401X (ISSN)

[137] Köckritz, U. : *In-Situ Polymerbeschichtung zur Strukturstabilisierung offener nähgewirkter Gelege*. Dresden, Technische Universität Dresden, Institut für Textil- und Bekleidungstechnik, Dissertation, 2007

[138] Köckritz, U. ; Hausding, J. ; Engler, T. ; Cherif, C. : Innovative technology for the manufacture of textile reinforcements for concrete. In: Hegger, J. (Hrsg.) ; Brameshuber, W. (Hrsg.) ; Will, N. (Hrsg.): *1st International Conference Textile Reinforced Concrete (ICTRC)*, RILEM Publications S.A.R.L., 2006 (RILEM Pro), S. 3–12

[139] Köckritz, U. ; Offermann, P. ; Jesse, F. ; Curbach, M. : Influence of Textile Manufacturing Technology on Load Bearing Behaviour of Textile Reinforced Concrete. In: *Tagungsband zum 13. Internationalen Techtextil-Symposium 2005. Frankfurt/Main, 6.–9. Juni 2005*, 2005. – CD-ROM, Vortrag Nr. 2.4

[140] Kempf, S. : *Technische und wirtschaftliche Bewertung der Mindestbewehrungsregeln für Stahlbetonbauteile*, Technische Universität Darmstadt, Dissertation, 2001

[141] Keuser, M. : *Verbundmodelle für nichtlineare Finite-Element-Berechnungen von Stahlbetonkonstruktionen.* VDI-Verlag, Düsseldorf, 1985

[142] Klees, M. : *Sachstandsbericht zur Bemessung von Bauteilen mit Klebeverstärkung*, Technische Universität Kaiserslautern, Diplomarbeit, 2004

[143] Kleicke, R. ; Kowtsch, C. ; Köckritz, U. ; Cherif, C. : Drehergewebte Gitter für textile Betonbewehrungen. In: *Technische Textilien* 50 (2007), S. 222–223

[144] Kleinlogel, A. : *Über das Wesen und die wahre Größe des Verbundes zwischen Eisen und Beton*, Königl. Sächs. Technische Hochschule Dresden, Dissertation, 1911

[145] König, G. ; Tue, N. V.: Zur Spannungsermittlung beim Ermüdungsnachweis von Spannbetonkonstruktionen. In: *Beton- und Stahlbetonbau* 87 (1992), Nr. 11 und 12, S. 277–280, 302–304

[146] König, G. ; Tue, N. V.: Grundlagen und Bemessungshilfen für die Rißbreitenbeschränkung im Stahlbeton und Spannbeton. In: *Deutscher Ausschuß für Stahlbeton* Bd. Heft 466, 1996

[147] König, G. ; Fehling, E. : Grundlagen zur Rißbreitenbeschränkung im Spannbetonbau. In: *Beton- und Stahlbetonbau* 83 (1988), Nr. 12, S. 317–323

[148] Kolkmann, A. ; Wulfhorst, B. : Garnstrukturen für den Einsatz in Textilbewehrtem Beton. In: *1. Fachkolloquium der Sonderforchungsbereiche 528-532*, 2001

[149] Konrad, M. ; Chudoba, E. ; Meskouris, K. ; Mombartz, M. : Numerical Simulation of Yarn and Bond Behavior at Micro- and Meso-Level. In: *Textile Reinforced Structures : Proceedings of the 2nd Colloquium on textile reinforced structures (CTRS2), Dresden, Germany, 29.9.-1.10.2003*, Technische Universität Dresden, Sonderforschungsbereich 528, 2003, S. 399–410

[150] Korczynskyi, Y. ; Harris, S. J. ; Morley, J. G.: The influence of reinforcing fibres on the growth of cracks in brittle matrix composites. In: *Journal of Materials Science* 16 (1981), S. 1533–1547. `http://dx.doi.org/10.1007/BF02396871`. – DOI 10.1007/BF02396871

[151] Köppel, S. : *Schallemissionsanalyse zur Untersuchung von Stahlbetontragwerken*, Institut für Baustatik und Konstruktion, Eidgenössische Technische Hochschule, Dissertation, 2002

[152] Kreller, H. : Zum nichtlinearen Trag- und Verformungsverhalten von Stahlbetontragwerken unter Last- und Zwangeinwirkung. In: *Deutscher Ausschuss für Stahlbeton* Bd. Heft 409, Beuth Verlag, Berlin, 1990

[153] Krüger, M. ; Ozbolt, J. ; Reinhardt, H.-W. : A discrete bond model for 3D analysis of textile reinforcement and prestressed concrete elements. In: *Otto-Graf-Journal* 13 (2002), S. 111–128

[154] Krüger, M. ; Reinhardt, H. ; Raupach, M. ; Orlowsky, J. : Textilbewehrter Beton unter Brandbeanspruchung (Textile-reinforced concrete exposed to fire). In: *Betonwerk und Fertigteil-Technik* 71 (2005), Nr. 10, S. 38–48

[155] Krüger, M. : *Vorgespannter textilbewehrter Beton.* Stuttgart, Universität Stuttgart, Dissertation, Juli 2004

[156] Krüger, M. ; Reinhardt, H.-W. ; Fichtlscherer, M. : Bond Behaviour of Textile Reinforcement in reinforced and prestressed concrete. In: *Otto-Graf-Journal* 12 (2001), S. 33–50

[157] Krüger, O. : Die Kombinationsmöglichkeiten verschiedener Eisensorten im Eisenbetonbau. In: *Beton und Eisen* 37 (1938), Nr. Heft 15, S. 249–251

[158] Krips, M. : Rißbreitenbeschränkung im Stahlbeton und Spannbeton. In: *Mitteilungen aus dem Institut für Massivbau der Technischen Hochschule Darmstadt* Bd. Heft 33, Ernst & Sohn, Berlin, 1985

[159] Krätzig, W. B. ; Montag, U. ; Petryna, Y. S.: Schädigung, Dauerhaftigkeit und (Rest-) Nutzungsdauer von Tragwerken. In: *Bauingnieur* 78 (2003), S. 553–561

[160] Krätzig, W. B. ; Petryna, Y. S.: Assessment of structural damage and failure. In: *Archive of Applied Mechanics* 71 (2001), S. 1–15

[161] Kulas, C. : *Untersuchung zur Biegeverstärkung von Deckenplatten aus Stahlbeton mit textilbewehrtem Beton*, Technische Universität Dresden - Fakultät Bauingenieurwesen, Diplomarbeit, 2006

[162] Kupfer, H. : Die Beanspruchung des Verbundes zwischen Spannglied und Beton. In: *Deutscher Ausschuß für Stahlbeton* Bd. Heft 159, Verlag Wilhelm Ernst & Sohn, Berlin, 1964

[163] Kupfer, H. : Das Verhalten des Betons unter mehrachsiger Kurzzeitbelastung unter besonderer Berücksichtigung der zweiachsigen Beanspruchung. In: *Deutscher Ausschuss für Stahlbeton* Bd. Heft 229, Ernst & Sohn, Berlin, 1973

[164] Kuuskoski, V. : Über die Haftung zwischen Beton und Stahl / Technische Hochschule von Finnland, Helsinki. 1950. – Forschungsbericht

[165] Langer, P. : *Verdrehfähigkeit plastizierter Tragwerksbereiche im Stahlbetonbau*, Universität Stuttgart, Institut für Werkstoffe im Bauwesen, Dissertation, 1987

[166] Laws, V. ; Langley, A. A. ; West, J. M.: The Glass Fibre/Cement Bond. In: *Journal of Materials Science* 21 (1986), S. 289–296. http://dx.doi.org/10.1007/BF01144734. – DOI 10.1007/BF01144734

[167] Laws, V. ; Lawrence, P. ; Nurse, R. W.: Reinforcement of Brittle Matrices by Glass Fibres. In: *Journal of Physics, D: Applied Physics* 6 (1973), S. 523–537. http://dx.doi.org/10.1088/0022-3727/6/5/309. – DOI 10.1088/0022–3727/6/5/309

[168] Leonhardt, F. : Das Bewehren von Stahlbetontragwerken. In: Franz, G. (Hrsg.): *Beton-Kalender 1971 - II. Teil*, Verlag von Wilhelm Ernst & Sohn, 1971, S. 303–398

[169] Leonhardt, F. ; Mönnig, E. : *Vorlesungen über Massivbau - Teil 1: Grundlagen zur Bemessung im Stahlbetonbau.* Bd. Teil 1. Berlin, Heidelberg, New York, Tokyo : Springer Verlag, 1984. – von F. Leonhardt und E. Mönnig.; XXVIII, 361 S

[170] Lepenies, I. G.: *Zur hierarchischen und simultanen Multi-Skalen-Analyse von Textilbeton*, Technische Universität Dresden, Dissertation, 2007. http://dx.doi.org/urn:nbn:de:bsz:14-ds-1231842928873-71702. – DOI urn:nbn:de:bsz:14–ds–1231842928873–71702

[171] Lettow, S. : *Ein Verbundelement für nichtlineare Finite Elemente Analysen - Anwendung auf Übergreifungsstöße*, Universität Stuttgart, DIssertation, Januar 2006. http://elib.uni-stuttgart.de/opus/volltexte/2006/2689/pdf/Diss_Lettow.pdf

[172] Lindorf, A. ; Lemnitzer, L. : Rissbreiten im Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit. In: *48. Forschungskolloquium des DAfStb*, 2007

[173] Lorenz, E. : *Beitrag zum Verbundverhalten von textiler Bewehrung im Beton*, Technische Universität Dresden, Masterthesis, 2008

[174] Lorenz, E. ; Ortlepp, R. : Berechnungsalgorithmus zur Bestimmung der Verankerungslänge der textilen Bewehrung in der Feinbetonmatrix. In: Curbach, M. (Hrsg.) ; Jesse, F. (Hrsg.): *Textile Reinforced Structures : Proceedings of the 4th Colloquium on textile reinforced structures (CTRS4), Dresden, Germany, 3.-5.6.2009*, Technische Universität Dresden, Sonderforschungsbereich 528, 2009. – zur Veröffentlichung angenommen

[175] Lüthold, A. K.: *Biegetragverhalten und Mindestbewehrung von Stahlbetonbauteilen*, ETH Zürich, Dissertation, 2002

[176] Lutz, L. A.: Analysis of Stresses in Concrete Near a Reinforcing Bar Due to Bond and Transverse Cracking. In: *ACI Journal* 67 (1970), S. 778–787

[177] Lutz, L. A. ; Gergely, P. : Mechanics of Bond and Slip of Deformed Bars in Concrete. In: *ACI Journal* 64 (1967), Nr. 11, S. 711–721

[178] Martin, H. : Zusammenhang zwischen Oberflächenbeschaffenheit, Verbund und Sprengwirkung von Bewehrungsstählen unter Kurzzeitbelastung. In: *Deutscher Ausschuss für Stahlbeton* Bd. Heft 228. Berlin-München-Düsseldorf : Wilhelm Ernst & Sohn, 1973

[179] Martin, H. ; Noakowski, P. : Verbundverhalten von Betonstählen - Untersuchung auf der Grundlage von Ausziehversuchen. In: *Deutscher Ausschuss für Stahlbeton* Bd. Heft 319. Berlin : Ernst & Sohn, 1981, S. 100–175

[180] Matthys, S. : *Structural Behaviour and Design of Concrete Members strengthened with externally bonded FRP Reinforcement*, Ghent University, Dissertation, 2000

[181] Mayer, U. : *Zum Einfluß der Oberflächengestalt von Rippenstählen auf das Trag- und Verformungsverhalten von Stahlbetonbauteilen*, Universität Stuttgart, Dissertation, Oktober 2001. http://elib.uni-stuttgart.de/opus/volltexte/2002/1043/pdf/Dissertation_Mayer.pdf

[182] McCabe, S. : Innovative Developments in Light of Bond Philosophy. In: *fib* Bd. Chapter 8 Commission 4 „Modeling of Structural Behavior and Design“, 2000, S. 1–33

[183] Mäder, E. : Interphases in Composites – Design, Characterization and Composites Performance. In: *Int. Conf. on Structural Analysis of Advanced Materials (ICSAM)*. Patras, Greece, 2007

[184] Mäder, E. ; Plonka, R. ; Gao, S.-L. : Coatings for Fibre and Interphase Modifications in a Cementitious Matrix. In: Curbach, M. (Hrsg.): *Textile Reinforced Structures : Proceedings of the 2nd Colloquium on textile reinforced structures (CTRS2), Dresden, Germany, 29.9.-1.10.2003*, Technische Universität Dresden, Sonderforschungsbereich 528, 2003, S. 121–132

[185] Mäder, E. ; Plonka, R. ; Schiekel, M. ; Hempel, R. : Coatings on alkali-resistant glass fibres for the improvement of concrete. In: *J. Industrial Textiles* 33 (2004), S. 191–207

[186] Meyer, A. : Wellcrete – eine fortschrittliche Technologie für die kostengünstige Produktion hochwertiger Faserbetonprodukte. In: *Betonwerk + Fertigteil-Technik* 57 (1991), Nr. 8, S. 70–79

[187] Meyer, A. : Ein Baustoff mit Vielen Chancen. (2002), Nr. 3 und 4, S. 1–17

[188] Michler, Y. L.: Zweiaxiales Spannungsverhalten von Textilbewehrtem Beton. In: *Beton- und Stahlbetonbau* 100 (2005), Nr. S2, S. 239–242. http://dx.doi.org/10.1002/best.200590285. – DOI 10.1002/best.200590285

[189] Möller, B. ; Graf, W. ; Sickert, J.-U. ; Beer, M. : Time-dependent reliability of textile strengthened RC structures under consideration of fuzzy randomness. In: *Computers & Structures* 84 (2006), S. 585–603

[190] Möller, B. ; Beer, M. : *Fuzzy Randomness – Uncertainty in Civil Engineering and Computational Mechanics*. Berlin ; Heidelberg [u.a.] : Springer, 2004

[191] Möller, B. ; Brückner, A. ; Ortlepp, R. ; Steinigen, F. : Verstärken mit textilbewehrtem Beton. In: *Beton- und Stahlbetonbau* 99 (2004), Nr. 6, 466–471. http://dx.doi.org/10.1002/best.200490118

[192] Möller, B. ; Graf, W. ; Hoffmann, A. ; Sickert, J.-U. ; Steinigen, F. : Tragwerke aus Textilbeton – Berechnungsmodelle, Anwendungen. In: *Bautechnik* 82 (2005), Nr. 11, S. 782–785

[193] Müller, H. S. ; Kvitsel, V. : Kriechen und Schwinden von Beton. Grundlagen der neuen DIN 1045 und Ansätze für die Praxis. In: *Beton- und Stahlbetonbau* 97 (2002), Nr. Heft 1, S. 8–19

[194] Münger, F. ; Schöffendt, E. : Verbundsicherung bei Aufbeton – Erfahrungen zur Verstärkung von Tragwerken aus Beton. In: Stritzke, J. (Hrsg.) ; Weiland, S. (Hrsg.): *15. Dresdner Brückenbausymposium, 15. März 2005*. Dresden : Eigenverlag, Technische Universität Dresden, Institut für Massivbau, 2005

[195] Molter, M. : *Zum Tragverhalten von textilbewehrtem Beton*, RWTH Aachen, Fakultät Bauingenieurwesen, Dissertation, 2005. `http://nbn-resolving.de/urn/resolver.pl?urn=urn:nbn:de:hbz:82-opus-12394`

[196] Naaman, A. E.: *Ferrocement & Laminated Cementitious Composites*. P. O Box 131038 (528 Green Road), Ann Arbor, Michigan 48105, USA : Techno Press 3000, 2000

[197] Naaman, A. E.: Progress in Ferrocement and Textile Hybrid Composites. In: *2nd Colloquium on Textile Reinforced Structures (CTRS2)*, 2003, S. 325–346

[198] Nammur, G. ; Naaman, A. E.: Bond Stress Model for Fiber Reinforced Concrete Based on Bond Stress-Slip Relationship. In: *ACI Materials Journal* 86 (1989), S. 45–57

[199] N.N.: Kategorie Vermischtes: Ein 50 Jahre altes Schiff aus Eisenbeton. In: *Beton und Eisen* 2 (1903), S. 82

[200] N.N.: Kategorie Vermischtes: Einheitliche Eisenbetonbestimmungen für Großdeutschland. In: *Beton und Eisen* 38 (1939), Nr. Heft 11, S. 190–191

[201] N.N.: Kategorie Vermischtes: Bestimmungen des Deutschen Ausschusses für Stahlbeton, Ausgabe 1943. In: *Beton und Stahlbetonbau* 7/8 (1943), Nr. Heft 7/8, S. 75

[202] Noakowski, P. : Die Bewehrung von Stahlbetonbauteilen bei Zwangsbeanspruchung infolge Temperatur. In: *Deutscher Ausschuß für Stahlbeton* Bd. Heft 296, 1978

[203] Noakowski, P. : Verbundorientierte, kontinuierliche Theorie zur Ermittlung der Rißbreite. In: *Beton- und Stahlbetonbau* 80 (1985), Nr. 7 & 8, S. 185–192, 215–221

[204] Noakowski, P. : Nachweisverfahren für Verankerung, Verformung, Zwangbeanspruchung und Rißbreite. In: *Deutscher Ausschuß für Stahlbeton, Heft 394*, 1988

[205] Offermann, P. ; Franzke, G. ; Curbach, M. ; Hempel, R. : Entwicklung einer großformatigen, dünnwandigen, textilbewehrten Brüstungsplatte mit hoher Sichtflächenqualität einschließlich Herstellungstechnologie Zwischenbericht zum AiF-Forschungsprojekt Nr. 4 ZBR/2 / Institut für Textil- und Bekleidungstechnik der TU Dresden, Institut für Tragwerke und Baustoffe der TU Dresden. Institut für Textil- und Bekleidungstechnik der TU Dresden, Institut für Tragwerke und Baustoffe der TU Dresden, 2001. – Forschungsbericht

[206] Offermann, P. ; Franzke, G. ; Curbach, M. ; Hempel, R. : Flächengebilde zur Sanierung von stahlbewehrten Betonelementen - Maste, Schalen, Platten / Institut für Textil- und Bekleidungstechnik der TU Dresden, Institut für Tragwerke und Baustoffe der TU Dresden. Institut für Textil- und Bekleidungstechnik der TU Dresden, Institut für Tragwerke und Baustoffe der TU Dresden, 2001. – Abschlußbericht zum AiF-Forschungsprojekt Nr. 11981 B

[207] Offermann, P. ; Franzke, G. ; Fuchs, H. ; Bartl, A.-M. ; Wulfhorst, B. ; Bischoff, T. ; Grasse, W. ; Hempel, R. : AiF-Forschungsvorhaben Nr. ,10378 B: Grundlegende Untersuchungen zur Entwicklung gewirkter Verstärkungsgelege für den Einsatz in dünnwandigen Formteilen aus mineralischen Baustoffen / Institut für Textil- und Bekleidungstechniktechnik der TU Dresden, Sächsisches Textilforschungsinstitut e. V. Chemnitz, Institut für Textiltechnik der RWTH Aachen, Institut für Tragwerke und Baustoffe der TU Dresden. 1997. – Forschungsbericht

[208] Offermann, P. ; Franzke, G. ; Fuchs, H. ; Hufnagl, E. ; Curbach, M. ; Hempel, R. : Abstandstextilien für Sandwichkonstruktionen mit Funktionsintegration im Betonleichtbau / Institut für Textil- und Bekleidungstechnik der TU Dresden, Sächsisches Textilforschungsinstitut Chemnitz e.V., Institut für Tragwerke und Baustoffe der TU Dresden. 2000. – Forschungsbericht

[209] Offermann, P. ; Engler, T. ; Gries, T. ; Roye, A. : Technische Textilien zur Bewehrung von Betonbauteilen. In: *Beton- und Stahlbetonbau* 99 (2004), Nr. 6, 437–443. http://dx.doi.org/10.1002/best.200490135

[210] Offermann, P. ; Hempel, R. ; Curbach, M. : *Zu den Anfängen des Textilbewehrten Beton an der Technischen Universität Dresden.* Persönliche Kommunikation,

[211] Ohno, S. ; Hannant, D. J.: Modeling the Stress-Strain Response of Continuous Fiber Reinforced Cement Composites. In: *ACI Materials Journal* 91 (1994), Nr. 3, S. 306–312

[212] Orlowsky, J. : *Zur Dauerhaftigkeit von AR-Glasbewehrung in Textilbeton*, RWTH Aachen, Institut für Bauforschung, Dissertation, 2004

[213] Ortlepp, R. : *Untersuchungen zur Verbundverankerung textilbewehrter Feinbetonverstärkungsschichten für Betonbauteile.* Dresden, Fakultät Bauingenieurwesen der Technischen Universität Dresden, Dissertation, 2007. http://dx.doi.org/urn:nbn:de:swb:14-1187166738380-68700. – DOI urn:nbn:de:swb:14–1187166738380–68700

[214] Ortlepp, S. ; Jesse, F. : Experimental investigation of Static fatigue strength of textile reinforced concrete. In: Brameshuber, W. (Hrsg.): *1st International Conference Textile Reinforced Concrete (ICTRC)*, 2006 (RILEM Pro), S. 131–140

[215] Peled, A. ; Bentur, A. : Reinforcement of cementitious matrices by warp knitted fabrics. In: *Materials and Structures* 31 (1998), S. 543–550

[216] Pfyl, T. : *Tragverhalten von Stahlfaserbeton*, ETH Zürich, Dissertation, 2003

[217] Pieplow, K. : *Untersuchungen zum Tragverhalten CFK-verstärkter Stahbetonbauteile*, Technische Universität Berlin, Dissertation, 2005

[218] Proske, D. : Textilbewehrter Beton als Verstärkung von Platten. In: *34. Forschungskolloquium des DAfStb*, 1997

[219] Purainer, R. : *Last - und Verformungsverhalten von Stahlbetonflächentragwerken unter zweiaxialer Zugbeanspruchung.* München, Universität der Bundeswehr München, Dissertation, Februar 2005

[220] Ramm, W. : Über die faszinierende Geschichte des Betonbaus vom Beginn bis zur Zeit nach dem 2. Weltkrieg. In: Curbach, M. (Hrsg.) ; Stipriaan, U. van (Hrsg.) ; Wachtendorf, U. (Hrsg.) ; Wiens, U. (Hrsg.) ; Deutscher Ausschuss für Stahlbeton im DIN Deutsches Institut für Normung e.V. (Veranst.): *Gebaute Visionen : 100 Jahre Deutscher Ausschuss für Stahlbeton 1907–2007* Deutscher Ausschuss für Stahlbeton im DIN Deutsches Institut für Normung e.V., Berlin, Wien, Zürich : Beuth Verlag, 2007, S. 27–130

[221] Randl, N. ; Münger, F. ; Wicke, M. : Verstärkung von Brückentragwerken durch Aufbeton. In: *Bauingenieur* 80 (2005), S. 207–214

[222] Ranisch, E. H.: *Zur Tragfähigkeit von Verklebungen zwischen Baustahl und Beton*, TU Braunschweig, Dissertation, 1982

[223] Rao, P. S.: Die Grundlagen zur Berechnung der bei statisch unbestimmten Stahlbetonkonstruktionen im plastischen Bereich auftretenden Umlagerungen der Schnittkräfte. In: *Deutscher Ausschuss für Stahlbeton, Heft 177.* Berlin : Beuth Verlag, 1966

[224] Raupach, M. ; Orlowsky, J. ; Wolff, L. ; Brameshuber, W. ; Brockmann, T. : Untersuchungen zur Dauerhaftigkeit von AR-Glasrovings in Feinbeton (Investigations into the durability of AR glass rovings in fine-grained concrete). In: *Technische Textilien* 45 (2002), Nr. 2, S. 93–96

[225] Rehm, G. : Kriterien zur Beurteilung von Bewehrungsstäben mit hochwertigem Verbund. In: Knittel, G. (Hrsg.) ; Kupfer, H. (Hrsg.): *Stahlbetonbau – Berichte aus Forschung und Praxis: Festschrift Rüsch*, Verlag von Wilhelm Ernst & Sohn, Berlin/München, 1969, S. 79–96

[226] Rehm, G. ; Eligehausen, R. : Einfluss von Dauerlast und Ermüdungsbeanspruchung auf das Rissverhalten von Stahlbetonbauteilen unter überwiegender Biegebeanspruchung. In: *CEB-Manual of cracking, CEB-Bulletinn d'information No. 89.* Paris, 1973

[227] Rehm, G. ; Franke, L. ; Patzak., M. : Kunstharzgebundene Glasfaserstäbe als Bewehrung im Betonbau und zur Frage der Krafteinleitung in kunstharzgebundene Glasfaserstäbe. In: *Deutscher Ausschuss für Stahlbeton* Bd. Heft 304, Beuth Verlag, Berlin, 1979

[228] Rehm, G. : Über die Grundlagen des Verbundes zwischen Stahl und Beton. In: Stahlbeton, D. A. (Hrsg.): *DAfStB Heft 138* Bd. 138, 1961

[229] Reinhardt, H.-W. : Integral Formworks Panels made of GFRC. In: Aldea, C.-M. (Hrsg.) ; ACI Committee 549 (Veranst.): *High-Performance Fiber-Reinforced Concrete Thin Sheet Products* ACI Committee 549, ACI, 2000 (ACI Special Publication, SP-251CD–2). – SP-251CD–2, CD-Rom

[230] Reinhardt, H. W. (Hrsg.) ; Naaman, A. E. (Hrsg.): *High-performance fiber reinforced cement composites (HPFRCC5).* RILEM Publications S.A.R.L., 2007

[231] Reinhardt, H.-W. : Baustoff-Forschung. In: Curbach, M. (Hrsg.): *Gebaute Visionen : 100 Jahre Deutscher Ausschuss für Stahlbeton 1907–2007*, Berlin, Wien, Zürich : Beuth Verlag, 2007, S. 144–151

[232] Remmel, G. : Zum Zug- und Schubtragverhalten von Bauteilen aus hochfestem Beton. In: *Deutscher Ausschuss für Stahlbeton* Bd. Heft 444. Berlin Köln : Beuth Verlag GmbH, 1994

[233] Richter, M. : *Entwicklung mechanischer Modelle zur analytischen Beschreibung der Materialeigenschaften von textilbewehrten Beton.* Dresden, Technische Universität Dresden - Fakultät Bauingenieurwesen, Dissertation, Februar 2005. http://dx.doi.org/urn:nbn:de:swb:14-1124353924615-82806. – DOI urn:nbn:de:swb:14–1124353924615–82806

[234] Romualdi, P. J. ; Batson, G. B.: Mechanics of Crack Arrest in Concrete. In: *Proceedings of the American Society of Civil Engineers 89 No. EM3*, 1963, S. 147–168

[235] Rostásy, F. S. ; Buddelmann, H. ; Hankers, C. : Faserverbundwerkstoffe im Stahlbeton- und Spannbetonbau. In: *Beton- und Stahlbetonbau* 87 (1992), Nr. 5, S. 123–129

[236] Rostásy, F. S. ; Ranisch, E. H. ; Thiel, C. : Verstärkung von Stahlbetonplatten durch angeklebte Laschen aus glasfaserverstärktem Kunststoff. In: *Kurzberichte aus der Bauforschung* (1988), Jan., Nr. 18, S. 67–71

[237] Rostásy, F. ; Holzenkämpfer, P. ; Hankers, C. : Geklebte Bewehrung für die Verstärkung von Betonbauteilen. In: Eibl, J. (Hrsg.): *Betonkalender 1996, Teil 2.* Berlin : Verlag Ernst & Sohn, 1996, S. 547–576

[238] Rostásy, F. ; Holzenkämpfer, P. ; Hankers, C. : Geklebte Bewehrung für die Verstärkung von Betonbauteilen. In: Eibl, J. (Hrsg.): *Betonkalender 1996*, Berlin : Ernst & Sohn, 1996

[239] Rothe, C. ; Gao, S.-L. ; Mäder, E. ; Plonka, R. : Alkali-Resistant Nano Coatings for Interphase Design in Glass Fibre Reinforced Concrete. In: *Proc. Int. Conf. on Interphases in Multicomponent Materials.* Lyon, France, 2005

[240] Rothe, C. ; Gao, S.-L. ; Plonka, R. ; Mäder, E. : Nano surface structuring of alkali-resistent glass fibres for multifunctional effects. In: Hegger, J. (Hrsg.) ; Brameshuber, W. (Hrsg.) ; Will, N. (Hrsg.): *1st International Conference Textile Reinforced Concrete (ICTRC)*, RILEM Publications S.A.R.L., 2006 (RILEM Pro), S. 67–76

[241] Roye, A. ; Franzke, G. ; Engler, T. : Textilbewehrter Beton. In: Knecht, P. (Hrsg.): *Technische Textilien*, Frankfurt am Main : Deutscher Fachbuchverlag, 2006

[242] Rudlof, M. : *Zur Spannungsumlagerung zwischen Spannstahl und Betonstahl bei Spannbeton mit nachträglichem Verbund*, Lehrstuhl und Institut für Massivbau RWTH Aachen, Dissertation, März 1998

[243] Russwurm, D. : *Betonstähle für den Stahlbetonbau.* Bauverlag, Wiesbaden Berlin, 1993

[244] Scheerer, S. ; Proske, D. : *Stahlbeton for Beginners – Grundlagen für die Bemessung und Konstruktion.* Springer Verlag Berlin Heidelberg, 2008

[245] Schenkel, M. : *Zum Verbundverhalten von Bewehrung bei kleiner Betondeckung.* Zürich, ETH Zürich, Dissertation, September 1998. http://e-collection.ethbib.ethz.ch/ecol-pool/incoll/incoll_803.pdf

[246] Schäfer, H. G. u. a.: Verstärken von Betonbauteilen, Sachstandbericht. In: *Deutscher Ausschuss für Stahlbeton, Heft 467.* Berlin : Beuth Verlag, 1996

[247] Schnetzer, H. : *Stochastische Baustoffmodelle für Beton*, ETH Zürich, Dissertation Technische Wissenschaften ETH Zürich, Nr. 13381, 2000. http://e-collection.ethbib.ethz.ch/show?type=diss&nr=13381

[248] Schober, H. : *Ein Modell zur Berechnung des Verbundes und der Risse im Stahl- und Spannbetonbau*, Universität Stuttgart, Dissertation, 1984

[249] Schorn, H. : Ein Verbundmodell für Glasfaserbewehrung im Beton. In: *Bautechnik* 80 (2003), Nr. 3, S. 174–180

[250] Schorn, H. ; Hempel, R. ; Butler, M. : The influence of short glass fibres on the working capacity of textile reinforced concrete. In: Hegger, J. (Hrsg.) ; Brameshuber, W. (Hrsg.) ; Will, N. (Hrsg.): *Proc. 1st International Conference Textile Reinforced Concrete (ICTRC)*, RILEM Publications S.A.R.L., 2006 (RILEM Pro), S. 45–54

[251] Schorn, H. ; Hempel, R. ; Gruner, T. ; Weise, S. : Grundlagen für die Gefüge- und Verbundoptimierung der Matrices von textilbewehrtem Beton. In: Curbach, M. (Hrsg.) ; Lehrstuhl für Massivbau (Veranst.): *Sonderforschungsbereich 528 „Textile Bewehrungen zur bautechnischen Verstärkung und Instandsetzung". Arbeits- und Ergebnisbericht für die Periode II/1999–I/2002.* Technische Universität Dresden, 01062 Dresden : Eigenverlag, 2001, S. 75–120

[252] Schorn, H. ; Puterman, M. : Textile Glasfasergelege mit Polymerdispersionen als Bewehrung für Beton. In: *Bautechnik* 79 (2002), S. 671–675

[253] Schorn, H. ; Schiekel, M. ; Hempel, R. : Dauerhaftigkeit textiler Glasfaserbewehrung im Beton. In: *Bauingenieur* 79 (2004), Nr. 2, S. 86–94

[254] Schorn, H. ; Raupach, M. ; Brameshuber, W. ; Höcker, H. ; Mäder, E. ; Arnold, B. J. A. ; Brockmann, T. ; Hempel, R. ; Orlowsky, J. ; Plonka, R. : Betontechnologie und Dauerhaftigkeit von glasfaserbewehrten Bauteilen. In: *Beton- und Stahlbetonbau* 99 (2004), Nr. 6, 444–451. http://dx.doi.org/10.1002/best.200490114

[255] Schulz, M. : Materials Analysis Applying Microfocus Computertomography and Voxel-Based Photogrammetry. In: *Proceedings of 7th Conference on Optical 3-D Measurement Techniques*, Vienna, Austria : October 3-5, 2005, 2005

[256] Seim, W. : *Bewertung und Verstärkung von Stahbetontragwerken.* Berlin : Verlag Ernst & Sohn, 2007

[257] Shima, H. ; Chou, L. L. ; Okamura, H. : Bond-Slip-Strain Relationship of Deformed Bars Embedded in Massive Concrete (Translation from Proceedings of JSCE, No. 378/V-6, Feb. 1987). In: *Concrete Library of JSCE* 10 (1987), S. 79–93

[258] Sigrist, M. : Zum Verformungsvermögen von Stahlbetonträgern. In: Konstruktion, E. Z. u. (Hrsg.): *IBK Bericht Nr. 210.* Basel Boston Berlin : Birkhäuser Verlag, 1995

[259] Sobral, H. (Hrsg.): *Vegetable Plants and Their Fibres as Building Materials: Proceedings of the Second International RILEM Symposium, Salvador, Brazil, 17-19 September 1990.* Taylor & Francis, 1990

[260] Sonderforschungsbereich 528: Finanzierungsantrag für die Periode I/1999–I/2002 / SFB 1706 Textile Bewehrungen zur bautechnischen Verstärkung und Instandsetzung, Technische Universität Dresden. 1999. – Forschungsbericht

[261] Sonderforschungsbereich 528: Arbeits- und Ergebnisbericht für die Periode II/1999–I/2002 / SFB 528 Textile Bewehrungen zur bautechnischen Verstärkung und Instandsetzung, Technische Universität Dresden. 2001. – Forschungsbericht. – unveröffentlicht

[262] Sonderforschungsbereich 528: Finanzierungsantrag für die Periode I/2002–I/2005 / SFB 528 Textile Bewehrungen zur bautechnischen Verstärkung und Instandsetzung, Technische Universität Dresden. 2001. – Forschungsbericht

[263] Sonderforschungsbereich 528: Zwischenbericht zur Dauerhaftigkeit von AR-Glas Filamentgarnen / SFB 528 Textile Bewehrungen zur bautechnischen Verstärkung und Instandsetzung, Technische Universität Dresden. 2003. – Forschungsbericht

[264] Sonderforschungsbereich 528: Finanzierungsantrag für den Transferbereich für die Periode 2006–2008 / SFB 528 Textile Bewehrungen zur bautechnischen Verstärkung und Instandsetzung, Technische Universität Dresden. 2005. – Forschungsbericht

[265] Sonderforschungsbereich 528: Finanzierungsantrag für die Periode I/2005–I/2008 / SFB 528 Textile Bewehrungen zur bautechnischen Verstärkung und Instandsetzung, Technische Universität Dresden. 2005. – Forschungsbericht

[266] Sonderforschungsbereich 528: Finanzierungsantrag für die Periode I/2008–I/2011 / SFB 528 Textile Bewehrungen zur bautechnischen Verstärkung und Instandsetzung, Technische Universität Dresden. 2008. – Forschungsbericht

[267] Sonderforschungsbereich 532: *Arbeits- und Ergebnisbericht 2. Hj. 1999, 2000, 2001, 1. Hj. 2002.* SFB 532 Textilbewehrter Beton – Grundlagen für die Entwicklung einer neuartigen Technologie, Rheinisch- Westfälische Technische Hochschule Aachen, 2002

[268] Sonderforschungsbereich 532: *Finanzierungantrag 2. Hj. 1999, 2000, 2001, 1. Hj. 2002.* SFB 1709 Textilbewehrter Beton – Grundlagen für die Entwicklung einer neuartigen Technologie, Rheinisch -Westfälische Technische Hochschule Aachen, 2002

[269] Sonderforschungsbereich 532: *Finanzierungantrag 2. Hj. 2002, 2003, 2004, 1. Hj. 2005.* SFB 532 Textilbewehrter Beton – Grundlagen für die Entwicklung einer neuartigen Technologie, Rheinisch -Westfälische Technische Hochschule Aachen, 2002

[270] Sonderforschungsbereich 532: *Finanzierungantrag 2. Hj. 2005, 2006, 2007, 1. Hj. 2008.* SFB 532 Textilbewehrter Beton – Grundlagen für die Entwicklung einer neuartigen Technologie, Rheinisch Westfälische Hochschule Aachen, 2005

[271] Sonderforschungsbereich 532: *Finanzierungantrag 2. Hj. 2008, 2009, 2010, 1. Hj. 2011.* SFB 532 Textilbewehrter Beton – Grundlagen für die Entwicklung einer neuartigen Technologie, Rheinisch Westfälische Hochschule Aachen, 2008

[272] Speck, K. : *Beton unter mehraxialer Beanspruchung*, Technische Universität Dresden, Fakultät Bauingenieurwesen, Dissertation, 2008. `http://dx.doi.org/urn:nbn:de:bsz:14-ds-1216628091575-43714`. – DOI urn:nbn:de:bsz:14–ds–1216628091575–43714

[273] Spieth, H. A.: *Tragverhalten und Bemessung von eingemörtelten Bewehrungsstäben.* Esslingen (Neckar), Universität Stuttgart, Dissertation, Mai 2002. http://e-collection.ethbib.ethz.ch/ecol-pool/incoll/incoll_803.pdf

[274] Steinigen, F. : *Numerische Simulation des Tragverhaltens textilverstärkter Bauwerke*, Institut für Statik und Dynamik der Tragwerke, Technische Universität Dresden, Dissertation, 2006

[275] Swamy, R. (Hrsg.): *New reinforced concretes.* Glasgow : Surrey University Press, 1984

[276] Taffe, A. ; Wiggenhauser, H. : Zerstörungsfreie Zustandsermittlung und Qualitätssicherung in der Betoninstandsetzung. In: *Beton- und Stahlbetonbau* 100 (2005), Nr. S1, 2–14. http://dx.doi.org/10.1002/best.200590165

[277] Tepfers, R. : *A Theory of Bond Applied to Overlapped Tensile Reinforcement Splices for Deformed Bars.* Göteborg : Chalmers University of Technology Göteborg Sweden, 1973

[278] Tepfers, R. : Cracking of concrete cover along anchored deformed reinforcing bars. In: *Magazine of Concrete Research* 31 (1979), Nr. 106, S. 3–12

[279] Thormählen, U. : *Zum Einfluss von Spanngliedern mit nachträglichem Verbund auf Rißbildung und Rißbreitenbeschränkung bei teilsweise vorgespannten Konstruktionen*, Fakultät für Bauwesen der Rheinisch-Westfälischen Technischen Hochschule Aachen, Dissertation, 1978

[280] Trost, H. ; Cordes, H. ; Thormählen, U. ; Hagen, H. : Teilweise Vorspannung – Verbundfestigkeit von Spanngliedern und ihre Bedeutung für Rissbildung und Rissbreitenbeschränkung. In: *Deutscher Ausschuss für Stahlbeton* Bd. Heft 310. Berlin : Ernst & Sohn, 1980

[281] Tue, N. V.: Zur Spannungsumlagerung im Spannbeton bei der Rißbildung unter statischer und wiederholter Belastung. In: *Deutscher Ausschuß für Stahlbeton* Bd. Heft 435, Beuth Verlag, Berlin, 1993

[282] Uhlig, K. : *Kappen von Straßenbrücken aus textilbewehrtem Beton*, TU Dresden, Diplomarbeit, 2001

[283] Ulaga, T. : *Betonbauteile mit Stab- und Lamellenbewehrung: Verbund- und Zuggliedmodellierung*, ETH Zürich, Dissertation, 2003

[284] Voss, S. : *Ingenieurmodelle zum Tragverhalten von textilbewehrtem Beton*, RWTH Aachen, Institut für Massivbau, Dissertation, 2008. http://dx.doi.org/urn:nbn:de:hbz:82-opus-24251. – DOI urn:nbn:de:hbz:82–opus–24251

[285] Waltering, M. ; Waldmann, D. ; Maas, S. ; Zürbes, A. : Untersuchung nichtlinearer Schwingungseigenschaften zur zerstörungsfreien Zustandsprüfung am Beispiel von Stahlbetonbalken. In: *Beton- und Stahlbetonbau* 102 (2007), Nr. 9, S. 615–621. http://dx.doi.org/DOI:10.1002/best.200700572. – DOI DOI: 10.1002/best.200700572

[286] Watstein, D. : Distribution of Bond Stress in Concrete Pull-Out Specimen. In: *ACI Journal* 43 (1947), May, Nr. 5, S. 1041–1052

[287] Weiland, S. ; Ortlepp, R. ; Curbach, M. : Strengthening of predeformed slabs with textile reinforced concrete. In: (Hrsg):, C.-F. (Hrsg.): *Proceedings of the 2nd fib-Congress, Neapel, 5.-8.6.2006 – Book of Abstracts and CD-ROM* Bd. 2, 2006, S. 428–430

[288] Weise, S. ; Hempel, R. ; Schorn, H. : Untersuchungen zum Verbundverhalten von Fasern und Faserbündeln in zementgebundener Matrix unter Einbeziehung von Faser-Bragg-Gittern. In: Hegger, J. (Hrsg.) ; Lehrstuhl und Institut für Massivbau (Veranst.): *Textilbeton – 1. Fachkolloqium der Sonderforschungsbereiche 528 und 532.* Mies-van-der-Rohe-Straße 1, 52074 Aachen : Eigenverlag, 15.–16.Febr. 2001, S. 113–124

[289] Wenk, T. : *Nichtlineare dynamische Berechnung von Stahlbetonrahmen unter Erdbebeneinwirkung*, Institut für Baustatik und Konstruktion, Eidgenössische Technische Hochschule Zürich, Dissertation, 2000

[290] Wiberg, A. : *Strengthening of Concrete Beams Using Cementitious Carbon Fibre Composites*, Royal Institute of Technology, Stockholm, PhD-Thesis, 2003

[291] Wikipedia: *Bewehrungsstahl — Wikipedia, Die freie Enzyklopädie.* `http://de.wikipedia.org/w/index.php?title=Bewehrungsstahl&oldid=50356119`. Version: 2008. – [Online; Stand 6. September 2008]

[292] Will, N. : *Zum Verbundverhalten von Spanngliedern mit nachträglichem Verbund unter statischer und dynamischer Dauerbeanspruchung*, Dissertation, 1997

[293] Wille, F. : *Charakteristik und Modellbildung des Verbundtragverhaltens von einlagigen Rundlitzenseilen in Beton.* Herzberg, Fakultät für Architektur, Bauingenieurwesen und Stadtplanung der Brandenburgischen Technischen Universität Cottbus, Dissertation, Juli 2004

[294] Wittmann, F. H.: Structure of concrete with respect to crack formation. In: Wittmann, F. H. (Hrsg.): *Fracture mechanics of concrete*, Amsterdam : Elsevier Science Publishers B.V., 1983, S. 43–74

[295] Wörner, J.-D. ; Deusser, S. : Oberflächennahe Textilbewehrung im Stahlbetonbau. In: *Vortrags-Nr.: 421, 8. Internationales Techtextil-Symposium 1997*, 1997

[296] Wörner, J.-D. ; Deusser, S. : Deutscher Ausschuss für Stahlbeton. In: Curbach, M. (Hrsg.): *Heft 488: Sachstandsbericht zum Einsatz von Textilien im Massivbau.* Berlin : Beuth Verlag, 1998, Kapitel Textile Bewehrung im Stahlbetonbau, S. 91–96

[297] Wörner, J.-D. ; Deusser, S. ; Guth, M. : Erhöhung der Gebrauchstauglichkeit bei Stahlbetonplatten durch textile Bewehrung. In: *Bauen mit Textilien* 2 (1999), Nr. 2, S. 29–32

[298] Wörner, J.-D. ; Deusser, S. : Oberflächennahe Textilbewehrung im Stahlbetonbau. In: *Bauen mit Textilien* 1 (1998), Nr. 1, S. 18–22

[299] Wörner, J.-D. ; Deusser, S. : Abschlussbericht zum DFG-Forschungsvorhaben „Rißbreitenbeschränkung durch oberflächennahe, nicht korrosive Bewehrung“/ Technische Universität Darmstadt. 1999 (Wo 470/6-1). – Abschlussbericht

[300] Wörner, J.-D. ; Ilgmeier, P. : *Bericht über die an der THD durchgeführten Versuche zur oberflächennahen Bewehrung.* 1996. – Technische Universität Darmstadt, unveröffentlicht

[301] Wulfhorst, B. ; Bischoff, T. ; Offermann, P. ; Franzke, G. : AiF-Forschungsvorhaben Nr. 9272 B: Verwirkte Verstärkungsgelege für das textile Bauen / Institut für Textiltechnik Aachen und Institut für Textil- und Bekleidungstechnik Dresden. 1996. – Forschungsbericht

[302] Zastrau, B. ; Richter, M. ; Lepenies, I. : Zur Modellierung und Berechnung von Flächentragwerken mit flächiger Verstärkung aus textilbewehrten Feinbeton. In: Dinkler, D. (Hrsg.): *Baustatik–Baupraxis*, 2001, S. 175–188

[303] Zastrau, B. W. ; Lepenies, I. ; Richter, M. : Zur Entwicklung einer Materialbeschreibung von Textilbeton mit Anwendung repräsentativer Volumenelemente. In: *2nd Colloquium on Textile Reinforced Structures (CTRS2)*, 2003, S. 387–398

[304] Zehetmaier, G. ; Zilch, K. : Rissbildung und Rissbreiten bei Verstärkung mit CFK-Lamellen. In: *Bauingenieur* 82 (2008), Nr. 1, S. 19–26

[305] Zehetmaier, G. M.: *Zusammenwirken einbetonierter Bewehrung mit KLebearmierung bei verstärkten Betonbauteilen*, Institut für Baustoffe und Konstruktion an der Technischen Universität München, Dissertation, 2006

[306] Zhandarov, S. ; Mäder, E. : Characterization of Fiber/Matrix Interface Properties: Applicability of Different Tests, Approaches and Parameters. In: *Textile Reinforced Structures : Proceedings of the 2nd Colloquium on textile reinforced structures (CTRS2), Dresden, Germany, 29.9.-1.10.2003*, Technische Universität Dresden, Sonderforschungsbereich 528, 2003, S. 101–120

[307] Zilch, K. ; Zehetmaier, G. : *Bemessung im konstruktiven Betonbau.* Berlin Heidelberg : Springer-Verlag, 2006

[308] Zilch, K. ; Zehetmaier, G. : Zugkraftaufteilung bei klebearmierten Biegebauteilen unter Berücksichtigung des Verbundverhaltens / Deutsches Institut für Bautechnik -DIBt-, Berlin (Förderer); TU München, Institut für Baustoffe und Konstruktion, Lehrstuhl für Massivbau (Ausführende Stelle);. 2004 (T3065). – Forschungsbericht

[309] Zilch, K. ; Zehetmaier, G. ; Gläser, C. : Ermüdungsnachweise bei Massivbrücken. In: Bergmeister, K. (Hrsg.) ; Wörner, J.-D. (Hrsg.): *Betonkalender 2004, Teil 1.* Berlin : Verlag Ernst & Sohn, 2004, S. 309–406

[310] Zwicky, F. : Secondary Structure and Mosaic Structure of Crystals. In: *Phys. Rev.* 40 (1932), Apr, Nr. 1, S. 63–77. `http://dx.doi.org/10.1103/PhysRev.40.63`. – DOI 10.1103/PhysRev.40.63

Anhang A

Technische Angaben zu den Fasern

In den nachfolgenden Tabellen werden Eigenschaften der verwendeten Fasermaterialien zusammengestellt. Sie werden durch die im SFB 528 übliche Nomenklatur gekennzeichnet:

XXX-YYY111-22-Z

Dabei bedeuten:

XXX Hersteller

NEG: Nippon Electric Glass Co., Ltd (Abkürzung NEG)
VET: Saint-Gobain Vetrotex Deutschland GmbH (Abkürzung: VET)
WEK: Westfalia Kunststoffe GmbH, Minden (Abkürzung: WEK)

YYY Material

ARG: Alkaliresistentes Glasfilamentgarn
PP(B): Polypropylen in der Aufmachung als Foliebändchen

111 Garnfeinheit in tex

22 Fortlaufende Nummer für Liefercharge

Z Beschichtung

Weitergehende Informationen können den Veröffentlichungen des SFB 528 entnommen werden, z. B. Curbach et al. [261]. Für diese Arbeit wurden die ermittelten Dichten von 2,817 g/cm^3 für NEG-AR-Glas und 2,74 g/cm^3 für VET-AR-Glas verwendet. Die Filamentkennwerte entsprechen dem Mittelwert von 100 Messwerten von einer Spule. Die Kennwerte der Filamentgarne sind Mittelwerte von mehreren Spulen aus jweils 20 Messwerten. Der E-Modul ist ein Sekantenmodul zwischen 0,5 und 1,0 % Dehnung für Filamente bzw. 0,25 und 0,5 % für Garne.

Tabelle A.1: Eigenschaften von Filamenten aus Filamentgarnen

Bezeichnung	Durch-messer [µm]	mechan. Eigenschaften ε_{fu} [%]	σ_{fu} [N/mm²]	E_f [N/mm²]
NEG–ARG620–01	12,76	2,78	2076	79 000
NEG–ARG620–05	12,99	2,62	1946	79 930
NEG–ARG1100–01	15,14	2,73	2061	79 510
VET–ARG640–03	13,59	2,58	1917	75 770
VET–ARG2400–02	26,20	2,25	1710	76 320
TEN–CF800–01	6,96	1,46	3245	213 500
SIGRAFIL C30 T050 EPY[1]	7,00	1,6	4000	240 000
BEKAERT-Filament	150	–[2]	–[2]	–[2]

Tabelle A.2: Eigenschaften von Filamentgarnen

Bezeichnung	Feinheit Soll [tex]	Feinheit Ist [tex]	Filamente Anzahl [Stck.]	Filamente Dichte [g/cm³]	mechan. Eigenschaften ε_{fu} [%]	σ_{fu} [N/mm²]	E_f [N/mm²]
NEG–ARG620–01	620	614	1600	2,79	1,81	1341	82 380
NEG–ARG620–01–p	620	(–[2])[3] 614	1600	2,79	2,47	1900	82 100
NEG–ARG620–05	620	617	1600	2,78	1,03	751	78 400
NEG–ARG620–05–p	620	(–[2])[3] 617	1600	2,78	–[2]	–[2]	–[1]
NEG–ARG1100–01	1100	1114	2000	2,80	0,74	574	81 170
VET–ARG640–03	640	665	1600	2,75	2,18	1445	74 100
VET–ARG640–03–p	640	(–[2])[3]665	1600	2,75	–[2]	–[2]	–[1]
VET–ARG2400–02	2400	2356	1600	2,75	1,92	1208	74 960
VET–ARG2400–02–p	2400	(–[2])[3] 2356	1600	2,75	–[2]	–[2]	–[1]
TEN–CF800–01	800	803	12000	1,79	0,58	1032	222 980
TEN–CF800–01–p	800	(930)[3] 803	12 000	1,79	1,51	2723	204 400
SIGRAFIL C30 T050 EPY[1]	3500	–[2]	50 000	1,80	1,7	4000	240 000
BEKAERT-Textil	–	–	21	–	1,82	2939	168 150

[1] Herstellerangaben aus Datenblatt des 50k-Heavy-Tow SIGRAFIL C der SGL CARBON GROUP
[2] keine Mess- und Prüfdaten vorhanden
[3] inklusive Beschichtung

Anhang B

Technische Angaben zu den Textilien

Die Tabelle enthält eine Übersicht der verwendeten textilen Strukturen. Zur Kennzeichnung wird folgende Nomenklatur des SFB 528 verwendet:

NWM3–222–11–X

Dabei bedeuten:

3 Produktionsmaschine

NWM3: Nähwirkmaschine Typ Malimo 14024 Multiaxial
NWM4: Nähwirkmaschine Typ Malimo 14022 Parallelschuss

222 Fortlaufende Nummer im Herstelljahr

11 Produktionsjahr

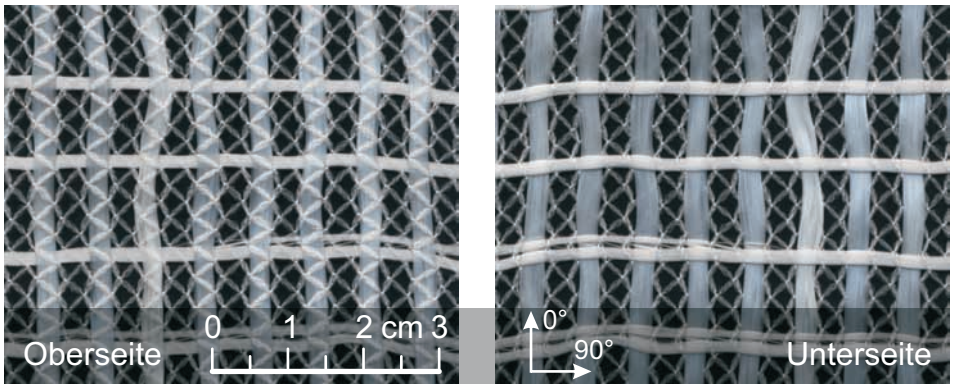
X Beschichtung während Textilherstellung

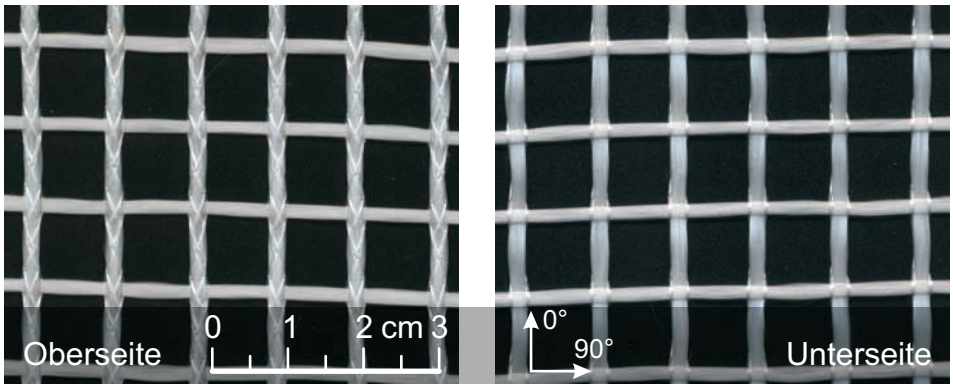
p: selbstvernetzendes carboxyliertes Styrol-Butadien (IPF)
p2: selbstvernetzendes carboxyliertes Styrol-Butadien (ITB)

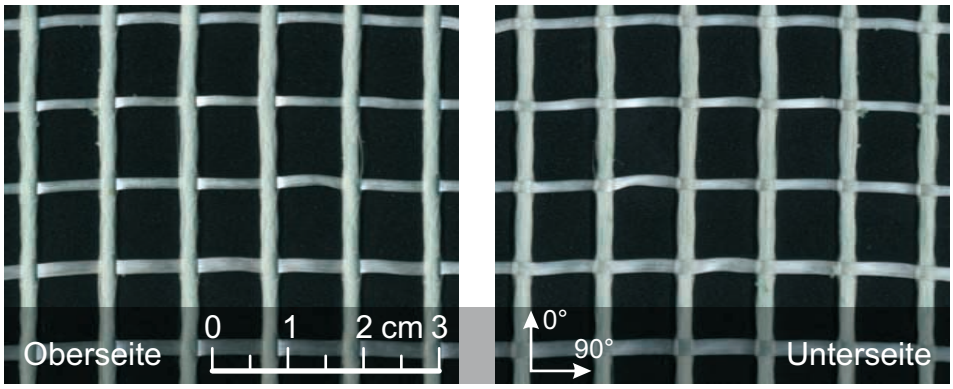
Der angegebene Winkel bezieht sich auf die Herstellungsrichtung, d. h. ein Winkel von 0° bezeichnet den Kettfaden und alle Winkelangaben = 0°bezeichnen Schussfäden und den Winkel, den diese zur Herstellungsrichtung bzw. zum Kettfaden haben.

Die Textilien werden im Folgenden nach Herstellreihenfolge und Material geordnet. Am Anfang stehen unbeschichtete AR-Glastextilien, gefolgt von beschichteten AR-Glastextilien. Abschliessend werden die beschichteten Carbontextilien gezeigt.

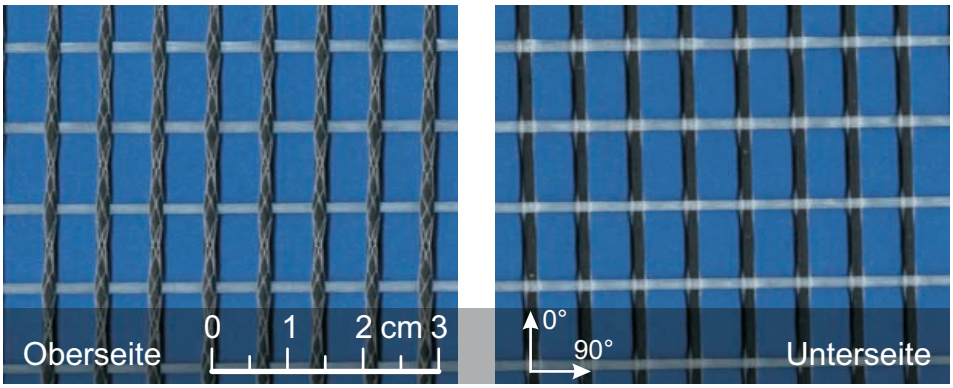
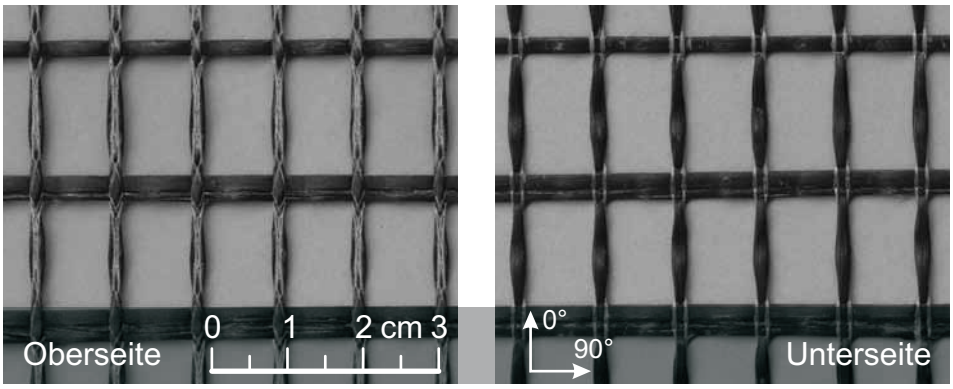
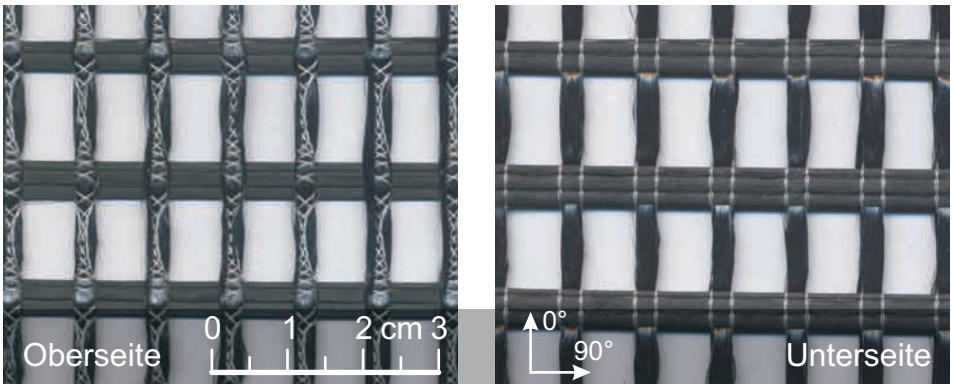
Nummer	Wirkfaden	Bindung	Stichlänge [mm]	Flächengewicht [g/m²]
	Lage	Material	Winkel [°]	Achsabstand [mm]
NWM3–022–00	PP-t	Trikot	2,5	208,52
	1	NEG–ARG1100–01	0	7,2
	2	NEG–ARG620–01	90	14,4
NWM4–011–03	PP-t	Trikot gegenlegig	3,6	291,81
	1	VET–ARG2400–02	0	10,8
	2	VET–ARG640–03	90	10,8
NWM3–004–04–p	PP-t	Trikot gegenlegig	3,6	289,80
	1	VET–ARG2400–02	0	10,8
	2	VET–ARG640–03	90	10,8





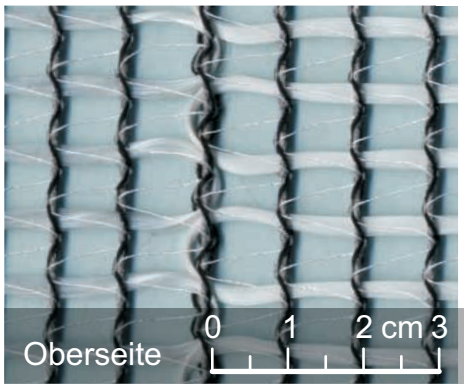


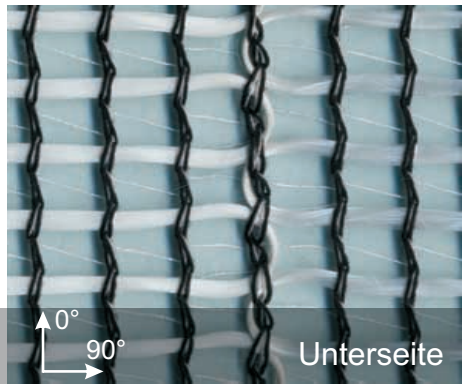
Fortsetzung...

Nummer	Wirkfaden	Bindung	Stichlänge [mm]	Flächengewicht [g/m²]
	Lage	Material	Winkel [°]	Achsabstand [mm]
NWM3–003–04–p	PP-t	Trikot gegenlegig	3,5	179,04
	1	TEN–CF800–01	0	7,2
	2	NEG–ARG620–05	90	10,8
				
NWM3–049–06–p2	PP-t	Trikot gegenlegig	3,5	149,00
	1	TEN–CF800–01	0	10,8
	2	TEN–CF800–01	90	18,0
				
NWM3–001–08–b1	PP-t	Trikot gegenlegig	2,0	609,00
	1	SIGRAFIL C30 T050 EPY (3500 tex)	0	10,8
	2	SIGRAFIL C30 T050 EPY (3500 tex)	90	18,0
				

Fortsetzung...

Nummer	Wirkfaden	Bindung	Stichlänge [mm]	Flächengewicht [g/m²]
	Lage	Material	Winkel [°]	Achsabstand [mm]
BEKAERT-Textil WK/7x3x0.15/Gl/PES/PES/39/06				
	1	Steel Cord 7x3x0.15-NT-LSE	0	10,0
	2	AR-Glasfaserroving	90	8,0

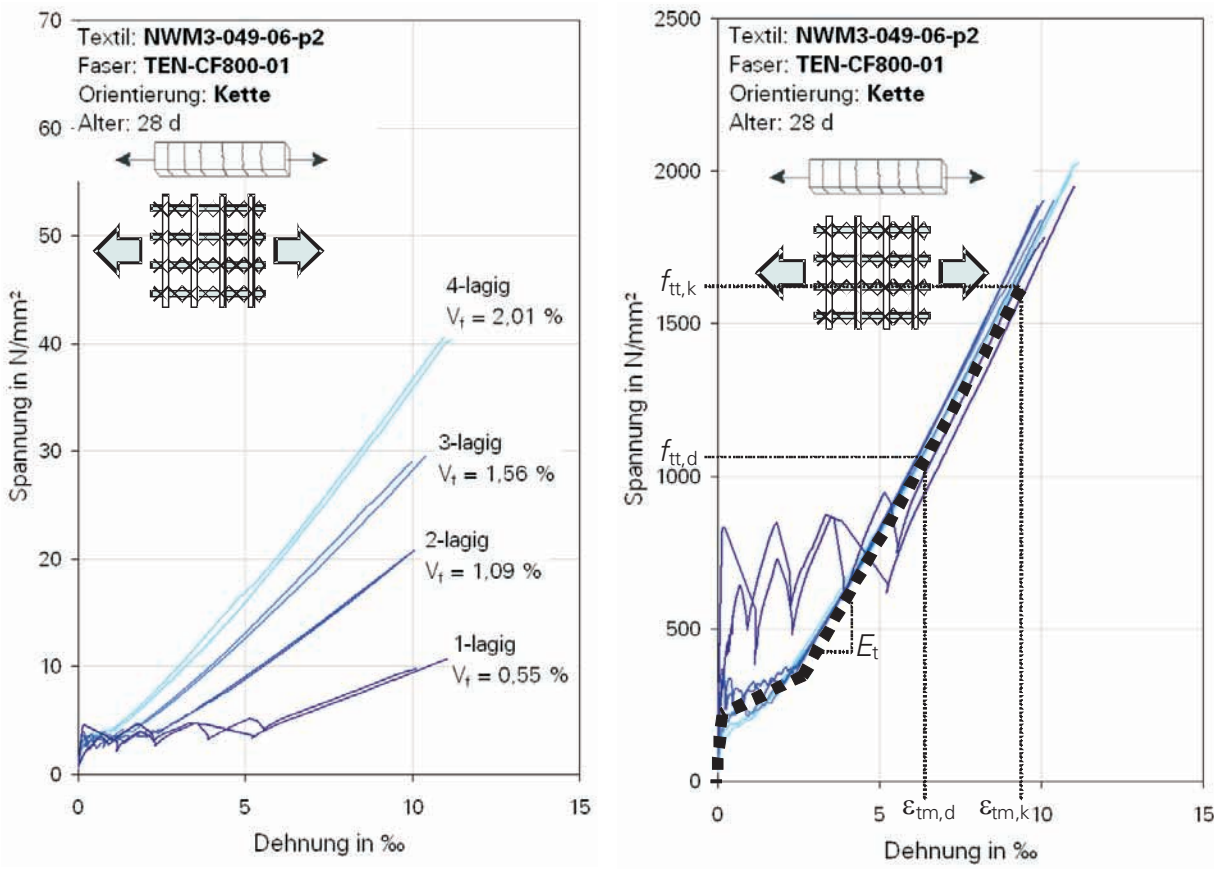




Anhang C

Kennwerte am Verbundwerkstoff Textilbewehrter Beton

Wie bei jedem Verbundwerkstoff ist es in der Regel nicht möglich, aus den bekannten Eigenschaften der Ausgangsstoffe direkt auf das Verbundtragverhalten zu schließen. Zur allgemeinen Beschreibung des Tragverhaltens der textilbewehrten Betonschicht wird auf die in Abschnitt 3.2.4 beschriebenen experimentelle Untersuchungen am Verbundwerkstoff zurückgegriffen.



(a) Zugkraft auf Betonquerschnitt bezogen

(b) Zugkraft auf Textilfläche bezogen

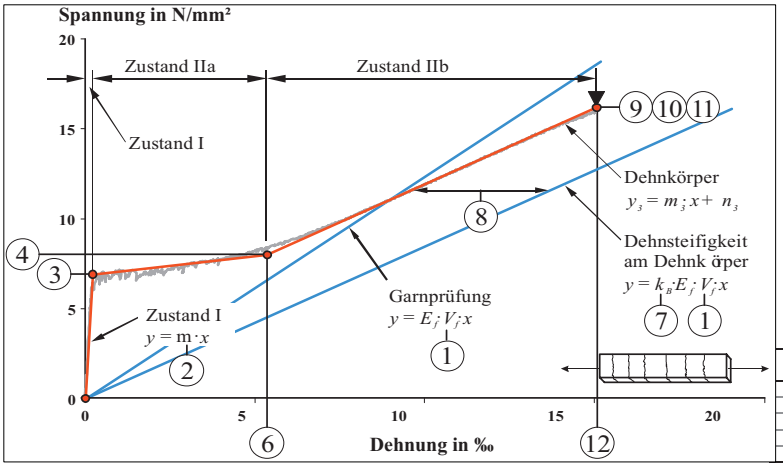
Bild C.1: Spannungs-Dehnungs-Linien von Dehnkörperversuchen mit NWM3-049-06-p2 als textile Bewehrung mit eingezeichneter trilinearer Approximation nach Jesse [132]

Sogenannte Dehnkörperversuche, z.B. nach Jesse [132], sind Basis für Materialoptimierung, Identifikation von Tragmechanismen sowie die Entwicklung und Verifikation von Berechnungsmodellen. Entsprechend der Versuchsdurchführung und Messgrößen erhält man auf mittlere Dehnungen ε_{tm} – entlang der Kraftrichtung über mehrere Risse gemessene Verformung – der Textilbetonschicht bezogene Kräfte, die entweder als Materialspannung $\sigma_{trc} = F/A_{trc}$ oder auf die Textilquerschnittsfläche bezogen, als Faser- bzw. Textilspannung $\sigma_t = F/A_t$ im Verbundwerkstoff interpretiert werden können, vgl. Bild C.1.

Nachfolgend werden die Prüfprotokolle der Dehnkörperversuche zu den zur Biegeverstärkung verwendeten Textilien und daraus abgeleitete mittlere Materialkennwerte zur Nachrechnung der Versuche zusammengestellt. Der E-Modul E_t ist die Steifigkeit des Textils im Verbundwerkstoff und wird aus dem Anstieg im Zustand IIb der auf die Textilquerschnittsfläche bezogenen Spannungsdehnungslinie, vgl. Bild C.1(b). Als Bruchfestigkeit f_{tu} wird die auf die Bruttotextilfläche bezogene Bruchkraft aus den Dehnkörperversuchen verwendet. Bei der Interpretation Bruchdehnung ε_{tm} ist bei den Dehnkörpern darauf zu achten, ob der Versagensquerschnitt im Messbereich lag, da anderenfalls die Bruchdehung unterschätzt wird.

Die Versuchsergebnisse der Dehnkörperversuche können wie im Bild C.1 gezeigt, als Spannungs-Dehnungs-Beziehung des Verbundwerkstoffs veranschaulicht werden. Daraus können Eingangswerte für eine Bemessung bzw. Nachrechnung von Versuchen abgeleitet werden. Darüber hinaus ist eine trilineare Approximation für eine bestimmte Konfiguration textiler Bewehrung und Feinbeton möglich.

NWM3-022-00



Legende

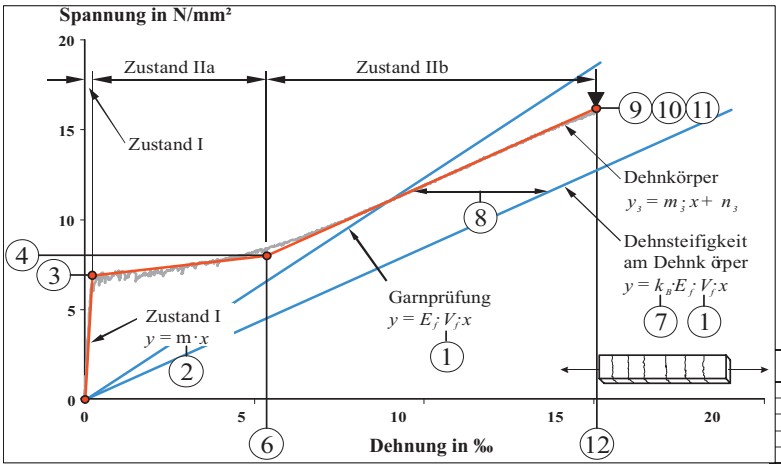
Erläuterung
1 Faservolumengehalt
2 Steifigkeit im Zustand I (ungerissen)
3 Erstrissspannung
4 Spannung am Ende der Rissbildung
5 Verhältnis der Spannungen am Ende und Anfang der Rissbildung
6 Dehnung am Ende der Rissbildung
7 Steifigkeitsdefizit im Zustand IIb (abgeschlossene Rissbildung)
8 Zugversteifung im Zustand IIb (abgeschlossene Rissbildung)
9 Bruchspannung des Bruttoquerschnitts
10 Bruchspannung der Glasfasern (brutto)
11 Bruchspannung der Glasfasern (netto=
12 Bruchdehnung
13 mittlerer Rissabstand
14 mittlere Verbundkraft
15 mittlere rechnerische Verbundspannung

Serie	Faser Bezeichnung	Dichte [g/cm³]	Feinheit [tex]	E-Modul [N/mm²]
69	NWM3-022-00	2,80	1114	81170

		1 Vf [%]	2 EI [--]	3 BP. σ [N/mm²]	4 EP. σ [N/mm²]	5 P [--]	6 DEP. ε [‰]	7 kb [--]	8 ts [-]	9 BS. σ [N/mm²]	10 BSG. σ [N/mm²]	11 BSGn. σ [N/mm²]	12 BDr. ε [‰]	13 X [--]	14 Ufr [--]	15 τ [N/mm²]		
Serie 69	01	3,06	21,10	5,12	5,87	1,15	1,586	0,79	1,39	14,12	461	581	5,770	5,7	16,63	1,31	01	Serie 69
	02	3,03	26,97	5,06	5,82	1,15	1,407	0,73	1,82	13,21	436	596	5,513	5,7	16,66	1,31	02	
	03	3,00	29,04	5,02	5,72	1,14	1,578	0,73	1,63	13,19	440	602	5,779	5,7	16,62	1,31	03	
	04	2,96	25,06	5,07	5,79	1,14	1,494	0,80	1,52	15,73	530	665	6,670	5,7	17,01	1,34	04	
	05	2,88	23,75	5,29	5,98	1,13	1,576	0,82	1,55	15,43	535	654	6,513	5,7	18,15	1,43	05	
	06	2,94	23,90	5,08	5,70	1,12	1,338	0,77	1,75	13,19	448	581	5,401	5,7	17,01	1,27	06	
	07	2,88	25,80	5,00	5,88	1,17	1,816	0,74	1,56					5,7	17,48	1,45	07	
	08	2,87	18,26	4,78	6,30	1,32	1,715	0,73	1,99					5,7	18,03	1,42	08	
	09	2,88	22,93	4,54	5,29	1,17	1,198	0,75	1,81					5,7	15,87	1,25	09	
	10	2,90	26,26	5,13	6,21	1,21	1,728	0,78	1,66					5,7	18,20	1,43	10	
Mittelwert		2,94	24,31	5,01	5,86	1,17	1,544	0,77	1,67	14,14	475			5,7	17,17	1,35	Mittelwert	
Max		3,06	29,04	5,29	6,30	1,32	1,816	0,82	1,99	15,73	535	665	6,670	5,7	18,20	1,45	Max	
Min		2,87	18,26	4,54	5,29	1,12	1,198	0,73	1,39	13,19	436	581	5,401	5,7	15,87	1,25	Min	
STABW		0,07	3,08	0,21	0,28	0,06	0,190	0,03	0,18	1,17	45	37	0,527	0,0	0,78	0,07	STABW	

$$E_{t,m} = 62760\,\mathrm{N/mm^2} \qquad f_{tu,m} = 475\,\mathrm{N/mm^2} \qquad \varepsilon_{tu,m} = 5,94\,‰$$

NWM4-011-03



Legende

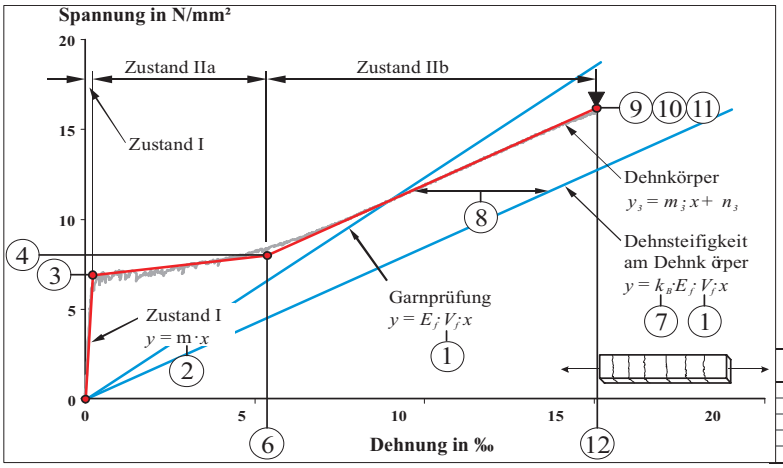
Erläuterung
1 Faservolumengehalt
2 Steifigkeit im Zustand I (ungerissen)
3 Erstrissspannung
4 Spannung am Ende der Rissbildung
5 Verhältnis der Spannungen am Ende und Anfang der Rissbildung
6 Dehnung am Ende der Rissbildung
7 Steifigkeitsdefizit im Zustand Iib (abgeschlossene Rissbildung)
8 Zugversteifung im Zustand Iib (abgeschlossene Rissbildung)
9 Bruchspannung des Bruttoquerschnitts
10 Bruchspannung der Glasfasern (brutto)
11 Bruchspannung der Glasfasern (netto=
12 Bruchdehnung
13 mittlerer Rissabstand
14 mittlere Verbundkraft
15 mittlere rechnerische Verbundspannung

Serie	Faser Bezeichnung	Dichte [g/cm³]	Feinheit [tex]	E-Modul [N/mm²]
527	NWM4-011-03	2,75	2356	76320
254 …	November 2003	2,75	2356	76320
308 …	April 2004	2,75	2356	76320

		1 Vf [%]	2 EI [--]	3 BP. σ [N/mm²]	4 EP. σ [N/mm²]	5 P [--]	6 DEP. ε [‰]	7 kb [--]	8 ts [-]	9 BS. σ [N/mm²]	10 BSG. σ [N/mm²]	11 BSGn. σ [N/mm²]	12 BDr. ε [‰]	13 X [--]	14 Ufr [--]	15 τ [N/mm²]		
Serie	01	3,03	9,35	4,19	5,38	1,28	3,649	0,64	-0,03	8,29	274	426	5,611				01	527
	02	3,00	7,67	4,97	7,37	1,48	4,501	0,80	-0,49	8,58	286	357	5,162				02	
	03	3,02								8,82	292						03	
	04	3,03	29,72	5,13	6,98	1,36	6,071	0,57	-0,74	9,15	302	533	7,723				04	
	05	2,01								6,24	311						05	
	06	2,00	5,25	4,42						5,86	293						06	
	07	1,99								5,70	286						07	
	08	1,99								6,18	311						08	
	09	4,92	15,09	3,42	6,52	1,91	2,903	0,74	-0,57	14,38	292	393	5,718				09	
	10	4,88	28,30	4,09	5,38	1,31	3,411	0,68	-1,28	14,72	302	446					10	
	11	4,86	22,88	2,99	3,95	1,32	1,913	0,69	-0,38	15,25	314	453	6,311				11	
	12	4,88	12,69	2,93	5,37	1,83	2,638	0,68	-0,51	14,94	306	452	6,429				12	
	13	3,96	21,85	3,55	6,61	1,86	4,653	0,75	-1,74	11,92	301	401	6,991				13	
	14	4,03	13,34	3,77	7,68	2,04	5,146	0,68	-1,46	12,31	305	450	7,364				14	
	15	3,97	16,84	3,48	7,28	2,09	5,867	0,71	-2,50	11,52	290	406	7,826				15	
	16	4,07	26,58	4,53	5,59	1,23	4,006	0,64	-1,20	11,16	274	428	6,804				16	
Mittelwert		3,48	17,46	3,96	6,19	1,61	4,069	0,69	-0,99	10,31	296	431	6,642				Mittelwert	
Max		4,92	29,72	5,13	7,68	2,09	6,071	0,80	-0,03	15,25	314	533	7,826				Max	
Min		1,99	5,25	2,93	3,95	1,23	1,913	0,57	-2,50	5,70	274	357	5,162				Min	
STABW		1,11	8,29	0,72	1,15	0,33	1,326	0,06	0,72	3,43	12	45	0,879				STABW	
Serie 254 …	01	0,99	26,70							3,60	363						01	254 … Serie
	02	0,99	27,40							3,14	317						02	
	03	0,99	28,44							3,79	382						03	
	04	1,98	29,49	4,35	5,09	1,17	4,929	0,50	1,76	6,52	329	654	6,810				04	
	05	1,98	17,74	4,48	4,99	1,12	5,736	0,49	1,03	5,85	295	604	6,889				05	
	06	1,98	29,27	4,83						5,21	263						06	
	07	2,97	30,99	4,28	5,23	1,22	3,595	0,65	-0,06	8,20	276	423	5,603	50,7	3,58		07	
	08	2,97	31,62	4,66	5,11	1,10	2,978	0,73	0,11	8,31	279	383	4,910	55,1	3,38		08	
	09	2,97	28,79	3,66	4,36	1,19	3,136	0,65	-0,19	8,39	282	432	5,849	52,9	2,89		09	
	10	3,97	30,77	3,99	6,34	1,59	3,115	0,77	-0,38	12,64	319	416	5,826	26,1	5,61		10	
	11	3,97	29,80	4,42	4,94	1,12	2,517	0,80	-0,49	13,89	350	435	6,192	20,6	6,44		11	
	12	3,97	27,70	4,11	4,59	1,12	2,544	0,80	-0,64	12,12	306	383	5,664	23,3	5,28		12	
Mittelwert		2,48	28,23	4,31	5,08	1,20	3,569	0,67	0,14	7,64	313	466	5,968	38,1	4,53		Mittelwert	
Max		3,97	31,62	4,83	6,34	1,59	5,736	0,80	1,76	13,89	382	654	6,889	55,1	6,44		Max	
Min		0,99	17,74	3,66	4,36	1,10	2,517	0,49	-0,64	3,14	263	383	4,910	20,6	2,89		Min	
STABW		1,16	3,62	0,35	0,59	0,16	1,162	0,12	0,83	3,66	37	103	0,653	16,4	1,43		STABW	
Serie 308 …	01	0,85	30,71							3,66	431			24,2			01	308 … Serie
	02	0,85	30,48							3,96	468			19,8			02	
	03	0,81	29,68							3,75	463						03	
	04	1,59	28,55	4,69						5,25	329			20,0			04	
	05	1,58	31,90	4,72						5,01	317			27,3			05	
	06	1,59	29,38							5,10	320						06	
	07	2,53	30,62	3,47	4,94	1,42	3,592	0,59	0,73	9,46	373	631	7,539	23,0	8,22		07	
	08	2,46	30,53	3,74	4,94	1,32	2,735	0,59	1,72	8,56	349	589	5,995	37,8	5,32		08	
	09	2,40	29,86	3,93	5,00	1,27	3,354	0,53	1,81	8,30	346	654	6,755	30,4	6,98		09	
	10	3,18	30,59	4,05	4,46	1,10	2,885	0,59	0,26	11,21	353	603	7,637	16,7	9,06		10	
	11	3,23	28,16	4,10	4,50	1,10	2,534	0,76	-0,12	12,28	380	503	6,710	17,7	8,52		11	
	12	3,34	30,38	3,90	4,39	1,12	2,101	0,73	0,25	13,17	395	539	6,812	17,2	8,16		12	
Mittelwert		2,03	30,07	4,07	4,71	1,22	2,867	0,63	0,78	7,48	377	586	6,908	23,4	#WERT!		Mittelwert	
Max		3,34	31,90	4,72	5,00	1,42	3,592	0,76	1,81	13,17	468	654	7,637	37,8	#WERT!		Max	
Min		0,81	28,16	3,47	4,39	1,10	2,101	0,53	-0,12	3,66	317	503	5,995	16,7	#WERT!		Min	
STABW		0,95	1,02	0,44	0,28	0,14	0,544	0,09	0,81	3,47	53	57	0,606	6,8	#WERT!		STABW	

$$E_{t,m} = 51185\,\mathrm{N/mm^2} \qquad f_{tu,m} = 329\,\mathrm{N/mm^2} \qquad \varepsilon_{tu,m} = 6,51\,‰$$

NWM3-004-04-p



Legende

Erläuterung

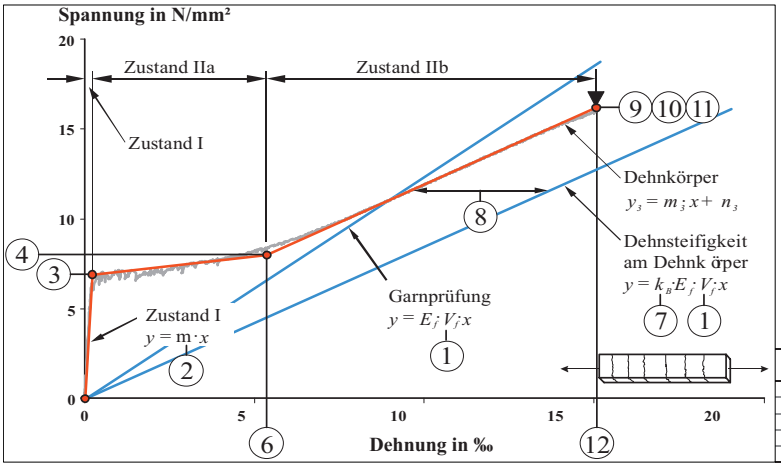
1 Faservolumengehalt
2 Steifigkeit im Zustand I (ungerissen)
3 Erstrissspannung
4 Spannung am Ende der Rissbildung
5 Verhältnis der Spannungen am Ende und Anfang der Rissbildung
6 Dehnung am Ende der Rissbildung
7 Steifigkeitsdefizit im Zustand Iib (abgeschlossene Rissbildung)
8 Zugversteifung im Zustand Iib (abgeschlossene Rissbildung)
9 Bruchspannung des Bruttoquerschnitts
10 Bruchspannung der Glasfasern (brutto)
11 Bruchspannung der Glasfasern (netto=
12 Bruchdehnung
13 mittlerer Rissabstand
14 mittlere Verbundkraft
15 mittlere rechnerische Verbundspannung

Serie	Faser Bezeichnung	Dichte [g/cm³]	Feinheit [tex]	E-Modul [N/mm²]
347	NWM3-004-04-2b	2,75	2356	74960
348	NWM3-004-04-2b	2,75	2356	74960
349	NWM3-004-04-2b	2,75	2356	74960
350	NWM3-004-04-2b	2,75	2356	74960

		1 Vf [%]	2 EI [--]	3 BP. σ [N/mm²]	4 EP. σ [N/mm²]	5 P [--]	6 DEP. ε [‰]	7 kb [--]	8 ts [-]	9 BS. σ [N/mm²]	10 BSG. σ [N/mm²]	11 BSGn. σ [N/mm²]	12 BDr. ε [‰]	13 X [--]	14 Ufr [--]	15 τ [N/mm²]	
Serie 347	01	1,00	26,95	3,17	3,28	1,04	5,625	0,66	1,03	5,65	563	859	10,433				01
	02	1,05	28,69	3,93	4,03	1,03	6,404	0,78	0,12	5,67	538	687	9,048				02
	03	1,09	26,17	4,06	4,29	1,06	7,698	0,72	-0,37	6,25	573	799	11,031				03
	04																04
	05																05
	06																06
	07																07
	08																08
	09																09
	10																10
Mittelwert		1,05	27,27	3,72	3,87	1,04	6,576	0,72	0,26	5,86	558	782	10,171				Mittelwert
Max		1,09	28,69	4,06	4,29	1,06	7,698	0,78	1,03	6,25	573	859	11,031				Max
Min		1,00	26,17	3,17	3,28	1,03	5,625	0,66	-0,37	5,65	538	687	9,048				Min
STABW		0,04	1,29	0,48	0,53	0,02	1,047	0,06	0,71	0,34	18	87	1,017				STABW
Serie 348	01	2,03	22,07	4,21	4,49	1,07	4,775	0,73	-0,72	12,77	627	864	12,247				01
	02	2,02	25,80	4,15	4,54	1,09	3,968	0,73	0,11	12,09	599	815	10,765				02
	03	2,01	26,72	4,47	4,71	1,05	4,074	0,73	0,18	12,04	598	815	10,698				03
	04																04
	05																05
	06																06
	07																07
	08																08
	09																09
	10																10
Mittelwert		2,02	24,86	4,27	4,58	1,07	4,272	0,73	-0,14	12,30	608	832	11,237				Mittelwert
Max		2,03	26,72	4,47	4,71	1,09	4,775	0,73	0,18	12,77	627	864	12,247				Max
Min		2,01	22,07	4,15	4,49	1,05	3,968	0,73	-0,72	12,04	598	815	10,698				Min
STABW		0,01	2,46	0,17	0,11	0,02	0,439	0,00	0,50	0,41	17	28	0,876				STABW
Serie 349	01	3,16	30,76	4,50	5,11	1,14	2,804	0,77	-0,01	19,64	621	805	10,749				01
	02	3,18	26,10	4,45	5,26	1,18	2,991	0,77	-0,13	20,54	646	837	11,301				02
	03	3,28	27,34	4,38	4,94	1,13	2,578	0,74	0,13	21,12	643	869	11,458				03
	04																04
	05																05
	06																06
	07																07
	08																08
	09																09
	10																10
Mittelwert		3,21	28,07	4,44	5,10	1,15	2,791	0,76	0,00	20,43	637	837	11,169				Mittelwert
Max		3,28	30,76	4,50	5,26	1,18	2,991	0,77	0,13	21,12	646	869	11,458				Max
Min		3,16	26,10	4,38	4,94	1,13	2,578	0,74	-0,13	19,64	621	805	10,749				Min
STABW		0,06	2,42	0,06	0,16	0,03	0,207	0,02	0,13	0,75	14	32	0,372				STABW
Serie 350	01	4,22	27,42	4,08	5,84	1,43	2,722	0,68	0,00	25,57	607	895	11,933				01
	02	4,25	25,99	4,23	5,99	1,42	2,713	0,66	0,13	24,89	586	883	11,660				02
	03	4,22	28,86	4,43	6,21	1,40	2,755	0,69	0,08	25,87	613	884	11,722				03
	04																04
	05																05
	06																06
	07																07
	08																08
	09																09
	10																10
Mittelwert		4,23	27,42	4,25	6,01	1,42	2,730	0,68	0,07	25,44	602	888	11,772				Mittelwert
Max		4,25	28,86	4,43	6,21	1,43	2,755	0,69	0,13	25,87	613	895	11,933				Max
Min		4,22	25,99	4,08	5,84	1,40	2,713	0,66	0,00	24,89	586	883	11,660				Min
STABW		0,02	1,43	0,18	0,19	0,02	0,022	0,01	0,06	0,50	14	6	0,143				STABW

$$E_{t,m} = 54135\,\mathrm{N/mm^2} \qquad f_{tu,m} = 601\,\mathrm{N/mm^2} \qquad \varepsilon_{tu,m} = 11,09\,‰$$

NWM3-003-04-p



Legende

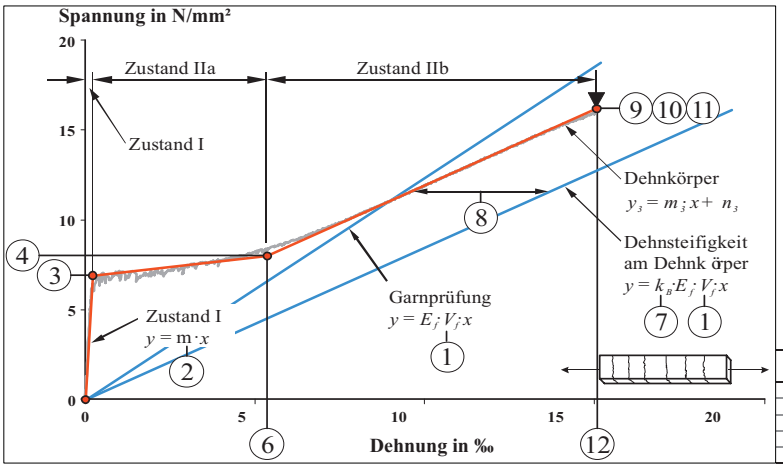
Erläuterung
1 Faservolumengehalt
2 Steifigkeit im Zustand I (ungerissen)
3 Erstrissspannung
4 Spannung am Ende der Rissbildung
5 Verhältnis der Spannungen am Ende und Anfang der Rissbildung
6 Dehnung am Ende der Rissbildung
7 Steifigkeitsdefizit im Zustand Iib (abgeschlossene Rissbildung)
8 Zugversteifung im Zustand Iib (abgeschlossene Rissbildung)
9 Bruchspannung des Bruttoquerschnitts
10 Bruchspannung der Glasfasern (brutto)
11 Bruchspannung der Glasfasern (netto=
12 Bruchdehnung
13 mittlerer Rissabstand
14 mittlere Verbundkraft
15 mittlere rechnerische Verbundspannung

Serie	Faser Bezeichnung	Dichte [g/cm³]	Feinheit [tex]	E-Modul [N/mm²]
343	NWM3-003-04-2b	1,79	803	222980
344	NWM3-003-04 2b	1,79	803	222980
345	NWM3-003-04 2b	1,79	803	222980
346	NWM3-003-04 2b	1,79	803	222980

		1 Vf [%]	2 EI [--]	3 BP. σ [N/mm²]	4 EP. σ [N/mm²]	5 P [--]	6 DEP. ε [‰]	7 kb [--]	8 ts [-]	9 BS. σ [N/mm²]	10 BSG. σ [N/mm²]	11 BSGn. σ [N/mm²]	12 BDr. ε [‰]	13 X [--]	14 Ufr [--]	15 τ [N/mm²]	
Serie 343	01	0,84	27,62	3,72	3,92	1,05	4,229	0,88	-1,86	13,00	1545	1748	9,703				01
	02	0,84	23,46	4,15	4,19	1,01	4,634	0,92	-2,19	13,06	1553	1697	9,801				02
	03	0,81	26,36	3,73	3,98	1,07	4,253	0,88	-1,72	11,34	1408	1608	8,932				03
	04																04
	05																05
	06																06
	07																07
	08																08
	09																09
	10																10
Mittelwert		0,83	25,81	3,87	4,03	1,04	4,372	0,89	-1,92	12,47	1502	1684	9,478				Mittelwert
Max		0,84	27,62	4,15	4,19	1,07	4,634	0,92	-1,72	13,06	1553	1748	9,801				Max
Min		0,81	23,46	3,72	3,92	1,01	4,229	0,88	-2,19	11,34	1408	1608	8,932				Min
STABW		0,02	2,13	0,25	0,14	0,03	0,227	0,02	0,24	0,98	81	71	0,476				STABW
Serie 344	01	1,59	29,21	4,81	5,67	1,18	3,691	0,84	-1,79	21,92	1381	1635	9,126				01
	02	1,60	25,25	4,48	5,30	1,18	2,963	0,95	-1,40	23,22	1449	1531	8,264				02
	03	1,61	24,62	4,54	5,84	1,29	3,122	1,01	-1,51	24,43	1517	1499	8,239				03
	04																04
	05																05
	06																06
	07																07
	08																08
	09																09
	10																10
Mittelwert		1,60	26,36	4,61	5,60	1,22	3,259	0,93	-1,57	23,19	1449	1555	8,543				Mittelwert
Max		1,61	29,21	4,81	5,84	1,29	3,691	1,01	-1,40	24,43	1517	1635	9,126				Max
Min		1,59	24,62	4,48	5,30	1,18	2,963	0,84	-1,79	21,92	1381	1499	8,239				Min
STABW		0,01	2,48	0,17	0,28	0,06	0,382	0,08	0,20	1,26	68	71	0,505				STABW
Serie 345	01	2,36	37,33	5,24	5,79	1,11	2,416	0,85	-1,12	31,88	1348	1589	8,248				01
	02	2,32	29,92	5,19	6,45	1,24	2,678	0,84	-1,20	31,86	1373	1625	8,490				02
	03	2,42	29,49	5,17	6,08	1,18	2,613	0,87	-1,32	34,65	1431	1638	8,667				03
	04																04
	05																05
	06																06
	07																07
	08																08
	09																09
	10																10
Mittelwert		2,37	32,25	5,20	6,11	1,17	2,569	0,86	-1,22	32,80	1384	1617	8,468				Mittelwert
Max		2,42	37,33	5,24	6,45	1,24	2,678	0,87	-1,12	34,65	1431	1638	8,667				Max
Min		2,32	29,49	5,17	5,79	1,11	2,416	0,84	-1,32	31,86	1348	1589	8,248				Min
STABW		0,05	4,41	0,03	0,33	0,07	0,137	0,02	0,10	1,61	43	25	0,210				STABW
Serie 346	01	3,22	25,61	5,09	5,88	1,15	1,802	0,81	-0,79	46,90	1459	1803	8,875				01
	02	3,20	32,79	4,75	6,57	1,38	1,946	0,81	-0,81	44,02	1377	1700	8,434				02
	03	3,17	32,91	4,60	6,08	1,32	1,732	0,78	-0,62	39,81	1257	1616	7,874				03
	04																04
	05																05
	06																06
	07																07
	08																08
	09																09
	10																10
Mittelwert		3,19	30,44	4,82	6,18	1,29	1,826	0,80	-0,74	43,58	1364	1707	8,394				Mittelwert
Max		3,22	32,91	5,09	6,57	1,38	1,946	0,81	-0,62	46,90	1459	1803	8,875				Max
Min		3,17	25,61	4,60	5,88	1,15	1,732	0,78	-0,81	39,81	1257	1616	7,874				Min
STABW		0,02	4,18	0,25	0,35	0,12	0,109	0,02	0,10	3,56	101	94	0,502				STABW

$$E_{t,m} = 194025\,\mathrm{N/mm^2} \qquad f_{tu,m} = 1425\,\mathrm{N/mm^2} \qquad \varepsilon_{tu,m} = 8,72\,‰$$

NWM3-049-06-p2



Legende

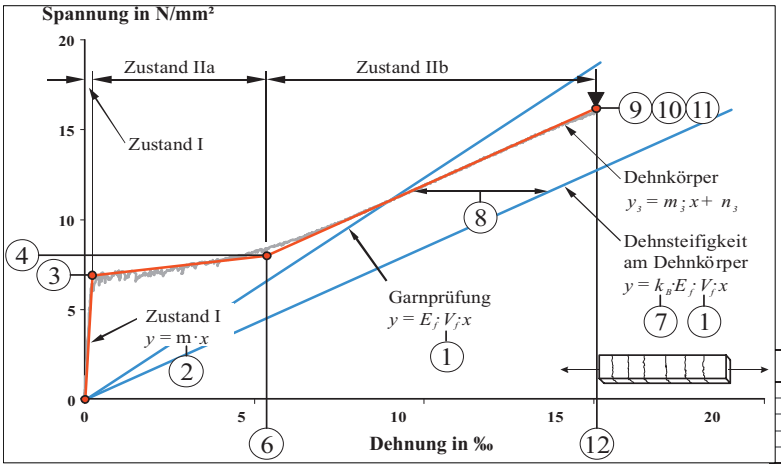
Erläuterung
1 Faservolumengehalt
2 Steifigkeit im Zustand I (ungerissen)
3 Erstrissspannung
4 Spannung am Ende der Rissbildung
5 Verhältnis der Spannungen am Ende und Anfang der Rissbildung
6 Dehnung am Ende der Rissbildung
7 Steifigkeitsdefizit im Zustand IIb (abgeschlossene Rissbildung)
8 Zugversteifung im Zustand IIb (abgeschlossene Rissbildung)
9 Bruchspannung des Bruttoquerschnitts
10 Bruchspannung der Glasfasern (brutto)
11 Bruchspannung der Glasfasern (netto=
12 Bruchdehnung
13 mittlerer Rissabstand
14 mittlere Verbundkraft
15 mittlere rechnerische Verbundspannung

Serie	Faser Bezeichnung	Dichte [g/cm³]	Feinheit [tex]	E-Modul [N/mm²]
486	NWM3-049-06-p2 W0	1,79	803	223000
487	NWM3-049-06-p2 W90	1,79	803	223000
483	NWM3-049-06-p2 SFB	1,79	803	223000

		1 Vf [%]	2 EI [--]	3 BP. σ [N/mm²]	4 EP. σ [N/mm²]	5 P [--]	6 DEP. ε [‰]	7 kb [--]	8 ts [-]	9 BS. σ [N/mm²]	10 BSG. σ [N/mm²]	11 BSGn. σ [N/mm²]	12 BDr. ε [‰]	13 X [--]	14 Ufr [--]	15 τ [N/mm²]	
Serie 486	01	1,99	25,24	3,50	5,36	1,53	2,551	0,92	-1,23	40,36	2032	2210	11,147				01
	02	2,04	16,74	3,13	6,09	1,95	2,642	0,91	-1,17	40,60	1992	2195	11,009				02
	03	1,55	19,52	3,29	4,42	1,34	2,575	0,92	-1,18	29,51	1905	2071	10,470				03
	04	1,58	25,00	3,40	5,09	1,50	2,611	0,92	-1,05	29,04	1840	1990	9,970				04
	05	1,08	28,26	3,99	4,11	1,03	3,182	1,00	-1,48	20,41	1888	1892	9,962				05
	06	1,09	29,05	3,56	4,14	1,16	3,043	0,97	-1,29	20,79	1904	1961	10,086				06
	07	0,55	28,21	4,51	5,22	1,16	6,180	0,97	-1,78	9,77	1782	1836	10,015				07
	08	0,55	7,00	4,51	5,09	1,13	6,458	0,98	-2,20	10,69	1951	1995	11,143				08
	09																09
	10																10
Mittelwert		1,30	22,38	3,74	4,94	1,35	3,655	0,95	-1,42	25,15	1912	2019	10,475				Mittelwert
Max		2,04	29,05	4,51	6,09	1,95	6,458	1,00	-1,05	40,60	2032	2210	11,147				Max
Min		0,55	7,00	3,13	4,11	1,03	2,551	0,91	-2,20	9,77	1782	1836	9,962				Min
STABW		0,58	7,60	0,54	0,68	0,30	1,662	0,03	0,39	11,90	80	133	0,543				STABW
Serie 487	01	1,26	12,58	2,72	4,71	1,73	2,159	0,91	-0,31	27,28	2157	2382	10,994				01
	02	1,26	12,89	2,62	3,82	1,46	1,752	0,90	-0,24	26,76	2120	2359	10,821				02
	03	0,97	22,36	3,04	4,05	1,33	2,449	0,84	-0,23	18,77	1936	2293	10,516				03
	04	0,98	4,35	3,56	4,12	1,16	1,768	0,88	0,37	18,38	1882	2132	9,187				04
	05	0,66	27,11	3,61	4,00	1,11	3,256	0,73	0,43	11,12	1679	2286	9,816				05
	06	0,66	28,36	3,65	4,21	1,15	3,207	0,86	0,10	12,09	1820	2116	9,391				06
	07	0,34	27,87	3,72	4,17	1,12	3,251	0,67	5,06	6,12	1825	2720	7,134				07
	08	0,33	2,37	3,55	3,97	1,12	3,377	0,79	3,36	5,45	1641	2065	5,903				08
	09																09
	10																10
Mittelwert		0,81	17,23	3,31	4,13	1,27	2,652	0,82	1,07	15,75	1882	2294	9,220				Mittelwert
Max		1,26	28,36	3,72	4,71	1,73	3,377	0,91	5,06	27,28	2157	2720	10,994				Max
Min		0,33	2,37	2,62	3,82	1,11	1,752	0,67	-0,31	5,45	1641	2065	5,903				Min
STABW		0,37	10,61	0,44	0,27	0,22	0,700	0,08	2,01	8,48	186	208	1,818				STABW
Serie 483	01																01
	02	0,76	6,11	2,93	3,83	1,31	4,863	0,82	-2,12	10,34	1357	1654	9,534				02
	03	0,91	34,86	2,25	3,17	1,41	4,117	0,90	-2,38	15,28	1676	1866	10,748				03
	04	0,87	4,60	2,19	2,57	1,18	3,375	0,77	-1,66	11,69	1341	1743	9,472				04
	05	0,92	4,18	1,70	4,27	2,52	4,226	0,85	-1,76	14,71	1602	1892	10,246				05
	06	0,74	8,53	2,28	3,33	1,46	4,007	0,83	-1,58	10,79	1461	1755	9,450				06
	07	0,81	18,10	2,22	3,18	1,44	3,814	0,81	-1,64	11,23	1387	1713	9,319				07
	08	0,72	11,36	1,76	3,08	1,75	5,023	0,83	-2,72	10,55	1461	1761	10,618				08
	09																09
	10																10
Mittelwert		0,82	12,54	2,19	3,35	1,58	4,203	0,83	-1,98	12,08	1469	1769	9,913				Mittelwert
Max		0,92	34,86	2,93	4,27	2,52	5,023	0,90	-1,58	15,28	1676	1892	10,748				Max
Min		0,72	4,18	1,70	2,57	1,18	3,375	0,77	-2,72	10,34	1341	1654	9,319				Min
STABW		0,08	10,96	0,40	0,55	0,45	0,576	0,04	0,44	2,04	127	83	0,607				STABW

$$E_{t,m} = 211528\,\mathrm{N/mm^2} \qquad f_{tu,m} = 1912\,\mathrm{N/mm^2} \qquad \varepsilon_{tu,m} = 10,48\,‰$$

NWM3-001-08-b1



Legende

Erläuterung

1 Faservolumengehalt
2 Steifigkeit im Zustand I (ungerissen)
3 Erstrissspannung
4 Spannung am Ende der Rissbildung
5 Verhältnis der Spannungen am Ende und Anfang der Rissbildung
6 Dehnung am Ende der Rissbildung
7 Steifigkeitsdefizit im Zustand Iib (abgeschlossene Rissbildung)
8 Zugversteifung im Zustand Iib (abgeschlossene Rissbildung)
9 Bruchspannung des Bruttoquerschnitts
10 Bruchspannung der Glasfasern (brutto)
11 Bruchspannung der Glasfasern (netto=
12 Bruchdehnung
13 mittlerer Rissabstand
14 mittlere Verbundkraft
15 mittlere rechnerische Verbundspannung

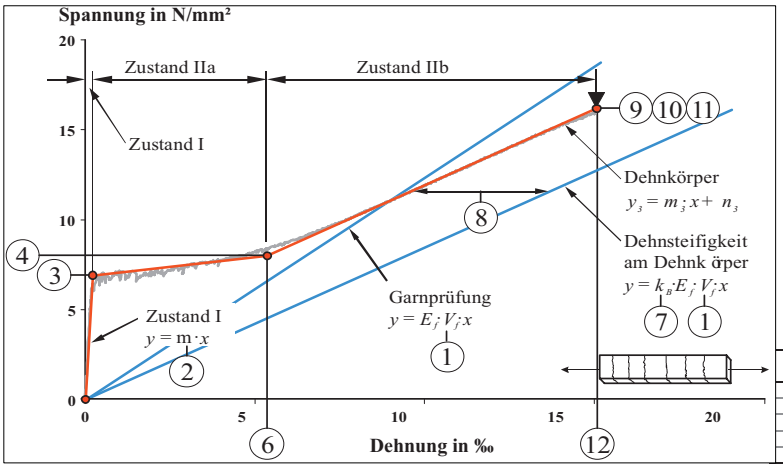
Serie	Faser Bezeichnung	Dichte [g/cm³]	Feinheit [tex]	E-Modul [N/mm²]
576	NWM3-001-08-b1 Kette	1,80	3500	240000
579	NWM3-001-08-b1 Schu	1,80	3500	240000

		1 Vf [%]	2 EI [--]	3 BP. σ [N/mm²]	4 EP. σ [N/mm²]	5 P [--]	6 DEP. ε [‰]	7 kb [--]	8 ts [-]	9 BS. σ [N/mm²]	10 BSG. σ [N/mm²]	11 BSGn. σ [N/mm²]	12 BDr. ε [‰]	13 X [--]	14 Ufr [--]	15 τ [N/mm²]	
Serie 576	01	1,33	25,09	2,00	4,16	2,08	4,350	0,68	-2,43	15,13	1135	1676	9,411	15,0	40,23		01
	02	1,42	7,06	2,43	2,22	0,91	4,081	0,64	-3,06	16,46	1163	1816	10,625	16,5	26,01		02
	03	1,34	4,93	1,88	2,82	1,50	5,375	0,77	-4,24	19,06	1418	1840	11,909	19,2	23,81		03
	04	2,79	5,22	2,00	5,06	2,54	3,067	0,66	-1,93	35,84	1287	1939	10,004				04
	05	2,69	5,90	2,39	6,95	2,91	4,513	0,82	-3,20	35,17	1308	1600	9,863	7,8	57,62		05
	06	2,70	6,80	2,36	8,76	3,71	4,035	0,73	-2,18	35,91	1328	1821	9,772	8,9	59,85		06
	07	4,05	10,29	2,54	6,61	2,60	3,411	0,75	-2,50	55,82	1377	1839	10,165	8,1	35,49		07
	08	4,05	6,92	2,17	7,20	3,32	3,103	0,77	-2,14	52,26	1290	1683	9,151				08
	09	4,10	5,60	3,27	8,59	2,63	3,306	0,74	-2,13	55,62	1356	1833	9,762	11,8	31,16		09
	10																10
Mittelwert		2,72	8,65	2,34	5,82	2,47	3,916	0,73	-2,64	35,70	1296	1783	10,073	12,5	39,17		Mittelwert
Max		4,10	25,09	3,27	8,76	3,71	5,375	0,82	-1,93	55,82	1418	1939	11,909	19,2	59,85		Max
Min		1,33	4,93	1,88	2,22	0,91	3,067	0,64	-4,24	15,13	1135	1600	9,151	7,8	23,81		Min
STABW		1,17	6,37	0,42	2,38	0,87	0,769	0,06	0,74	16,38	94	106	0,807	4,5	14,47		STABW

Serie 579	01	0,84	18,71	2,34	4,51	1,93	7,116	1,03	-4,93	13,96	1664	1620	11,686	19,4	55,27		01
	02	0,82	4,44	1,26	2,97	2,36	2,914	0,83	-1,09	15,18	1858	2236	10,405	50,9	13,38		02
	03	0,83	2,68	1,80	4,59	2,55	3,816	0,88	-1,20	13,93	1683	1905	9,137	24,3	41,73		03
	04	1,63	8,15	2,14	7,48	3,49	3,066	0,89	-0,91	26,49	1629	1831	8,542	8,8	87,34		04
	05	1,62	11,36	2,21	5,96	2,70	2,319	0,90	-0,62	27,06	1671	1848	8,324	11,8	55,70		05
	06	1,64	12,12	2,18	6,88	3,16	2,784	0,90	-0,85	27,40	1666	1851	8,558	11,5	62,51		06
	07	2,28	9,98	1,79	8,19	4,58	2,153	0,90	-0,49	37,34	1639	1814	8,053	9,8	57,76		07
	08	2,27	10,90	2,27	7,41	3,26	2,072	0,90	-0,56	34,81	1531	1706	7,668	9,9	55,54		08
	09	2,35	13,22	1,76	8,84	5,01	2,419	0,89	-0,67	39,91	1698	1900	8,583	9,0	65,10		09
	10																10
Mittelwert		1,59	10,17	1,97	6,32	3,23	3,184	0,90	-1,26	26,23	1671	1857	8,995	17,3	54,93		Mittelwert
Max		2,35	18,71	2,34	8,84	5,01	7,116	1,03	-0,49	39,91	1858	2236	11,686	50,9	87,34		Max
Min		0,82	2,68	1,26	2,97	1,93	2,072	0,83	-4,93	13,93	1531	1620	7,668	8,8	13,38		Min
STABW		0,64	4,76	0,35	1,95	1,02	1,571	0,05	1,40	10,06	85	169	1,271	13,7	19,75		STABW

$E_{t,m} = 175658\,\mathrm{N/mm^2}$ $\quad f_{tu,m} = 1296\,\mathrm{N/mm^2}$ $\quad \varepsilon_{tu,m} = 10,07\,‰$

BEKAERT-Textil



Legende

Erläuterung
1 Faservolumengehalt
2 Steifigkeit im Zustand I (ungerissen)
3 Erstrissspannung
4 Spannung am Ende der Rissbildung
5 Verhältnis der Spannungen am Ende und Anfang der Rissbildung
6 Dehnung am Ende der Rissbildung
7 Steifigkeitsdefizit im Zustand IIb (abgeschlossene Rissbildung)
8 Zugversteifung im Zustand IIb (abgeschlossene Rissbildung)
9 Bruchspannung des Bruttoquerschnitts
10 Bruchspannung der Glasfasern (brutto)
11 Bruchspannung der Glasfasern (netto=
12 Bruchdehnung
13 mittlerer Rissabstand
14 mittlere Verbundkraft
15 mittlere rechnerische Verbundspannung

Serie	Faser Bezeichnung	Dichte [g/cm³]	Feinheit [tex]	E-Modul [N/mm²]
506	BEKAERT steelcord	8,00	2960	200000

		1 Vf [%]	2 EI [--]	3 BP. σ [N/mm²]	4 EP. σ [N/mm²]	5 P [--]	6 DEP. ε [‰]	7 kb [--]	8 ts [-]	9 BS. σ [N/mm²]	10 BSG. σ [N/mm²]	11 BSGn. σ [N/mm²]	12 BDr. ε [‰]	13 X [--]	14 Ufr [--]	15 τ [N/mm²]		
Serie 506	01	0,49	35,74	4,10	4,86	1,19	3,651	1,18	0,61	12,46	2567	2183	10,309	26,7	17,37		01	Serie 506
	02	0,48	21,54	3,56	4,36	1,22	3,428	1,08	0,83	12,10	2547	2368	11,005	27,9	15,00		02	
	03	0,48	4,34	4,19	5,02	1,20	5,469	0,76	1,40	12,49	2595	3424	15,715	43,4	11,07		03	
	04	0,95	18,84	4,02	4,66	1,16	2,061	0,83	0,89	23,34	2462	2956	13,890	22,8	10,05		04	
	05	0,94	15,04	3,65	4,90	1,34	2,492	0,86	0,53	22,61	2409	2789	13,416	17,6	12,92		05	
	06	0,93	8,14	3,06	5,03	1,65	2,441	0,87	0,68	23,07	2482	2865	13,641	11,4	19,17		06	
	07	1,21	24,42	3,87	4,96	1,28	1,941	0,88	0,39	31,87	2628	3001	14,610	8,8	20,62		07	
	08	1,23	20,56	3,83	5,34	1,39	1,966	0,86	0,54	33,13	2684	3108	15,003	8,6	21,42		08	
	09	1,18	26,08	3,66	4,38	1,20	1,703	0,85	0,48	31,97	2699	3182	15,431	8,6	19,69		09	
	10	1,60	14,31	3,87	4,29	1,11	1,085	0,89	0,43	41,95	2619	2955	14,347	8,8	14,32		10	
Mittelwert		0,95	18,90	3,78	4,78	1,27	2,624	0,90	0,68	24,50	2569	2883	13,737	18,5	16,16			Mittelwert
Max		1,60	35,74	4,19	5,34	1,65	5,469	1,18	1,40	41,95	2699	3424	15,715	43,4	21,42			Max
Min		0,48	4,34	3,06	4,29	1,11	1,085	0,76	0,39	12,10	2409	2183	10,309	8,6	10,05			Min
STABW		0,38	9,06	0,32	0,34	0,16	1,260	0,12	0,30	10,21	96	368	1,791	11,7	4,07			STABW

$$E_{t,m} = 185871\,\mathrm{N/mm^2} \qquad f_{tu,m} = 2569\,\mathrm{N/mm^2} \qquad \varepsilon_{tu,m} = 13,74\,‰$$

Anhang D

Bemessung und Versuchsnachrechnung

D.1 Allgemeines

Anhand ausgewählter Zahlenbeispiele und der in Kapitel 6 vorgestellten Versuche wird nachfolgend die Bemessung und Nachrechung textilbetonverstärkter Stahlbetonplatten veranschaulicht. Grundlage für eine Bemessung ist DIN 1045-1 mit entsprechenden Änderungen, Anpassungen und begründeten Annahmen zur Berücksichtigung der textilen Bewehrung. Wie in Kapitel 5 beschrieben, wird für die Nachweisführung auf die traditionelle Biegebemessung des Stahlbetonbaus zurückgegriffen und die Bemessungskraft Z_{Ed} in der Zugzone über das Momentengleichgewicht der inneren Kräfte iterativ, geschlossen mit einer rechteckförmigen Spannungsverteilung der Druckzone oder über die Abschätzung eines inneren Hebelarms bestimmt.

Prinzipiell können textilbetonverstärkte Stahlbetonbauteile je nach Geometrie, Beanspruchung und Bewehrungsgehalt auf verschiedene Art versagen, siehe Abschnitt 5.3. Die Versagensform kann sich gegenüber dem unverstärkten Zustand durch eine Verstärkung der Biegezugzone ändern. Entsprechend der Beanspruchung ist dabei die versagensauslösende Form zu identifizieren. Meist kann durch geeignete konstruktive Maßnahmen gezielt ein Biegeversagen konzipiert werden. In diesem Beispiel wird daher nur auf die Biegebemessung eingegangen. Unter Berücksichtigung der streuenden Festigkeitseigenschaften der Baustoffe tritt ein Biegeversagen lokal begrenzt dort auf, wo maximale Beanspruchung auf den geringsten Widerstand trifft.

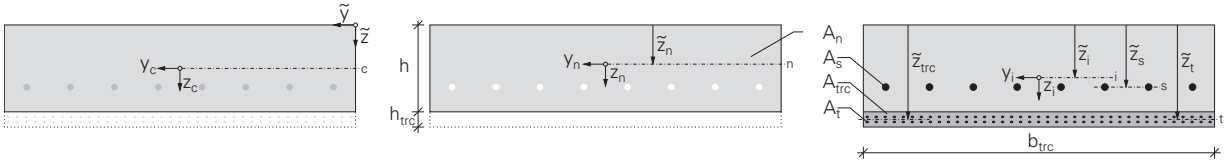
Eingangswerte für eine Bemessung der Biegeverstärkung können aus Versuchen am Verbundwerkstoff, beispielsweise Dehnkörperversuche nach Jesse [132], ableiten. Damit können Materialkennwerte, bemessungsrelevante Spannungs-Dehnung-Beziehungen sowie Materialteilsicherheitsfaktoren in Anlehnung an Bild C.1 festgelegt und für die baupraktische Anwendung verifizierbar werden. In der Regel sind dazu aus den Versuchen charakteristische Kennwerte als 5%-Quantil mit angemessenen Konfidenzintervall zu bestimmen, aus denen direkt oder indirekt über einen Teilsicherheitsbeiwert ein Bemessungswert angegeben werden kann.

Für die Nachrechnung und den direkten Vergleich mit den Versuchsergebnissen der biegeverstärkten Platten sind möglichst wirklichkeitsnahe Materialkennwerte zu verwenden. Aus begleitenden Materialprüfungen zu den einzelnen Versuchsplatten werden deshalb i.d.R. statistische Mittelwerte ermittelt und ohne Teilsicherheitsfaktoren gerechnet.

Für den im Kapitel 6 beschriebenen 4-Punkt-Biegeversuch an der Einfeldplatte mit Lasteinleitung in den Drittelspunkten gilt

$$M = \frac{P \cdot l}{6} \qquad \text{bzw.} \qquad P = \frac{6 \cdot M}{l} \tag{D.1}$$

als Zusammenhang zwischen Einwirkung und Biegemoment in Feldmitte.



(a) Bruttoquerschnitt (Index c) (b) Nettoquerschnitt (Index n) (c) ideeller Querschnitt (Index i)

Bild D.1: Querschnittswerte und Bezeichnungen

D.2 Kennwerte textilverstärkter Querschnitte

Analog der Technischen Mechanik für Verbundquerschnitte können für textilbetonvertärkte Konstruktionen Querschnittswerte bezogen auf den Brutto-, Netto- und ideelen Querschnitt verwendet werden.

Brutto- und Nettoquerschnittswerte werden wie im Stahlbeton- und Spannbetonbau näherungsweise verwendet und unter Berücksichtigung der zusätzlich aufgebrachten Feinbetonschicht der Dicke h_{trc} und der eingelegten Gesamtfläche textiler Bewehrung A_t ermittelt.

Zur Berechnung der Gesamtfläche A_t des textilen Bewehrungsgeleges wird zunächst das in der Textilindustrie verwendete Längengewicht (Feinheit/Titer [$1\,\text{tex} = 1\,\text{g/km}$]) des verwendeten Rovings mit der Dichte ϱ_f des Fasermaterials auf die im Bauwesen übliche Querschnittsfläche $A_{f,Roving}$ eines Rovings umgerechet:

$$A_{f,Roving} = \frac{\text{Feinheit}}{\text{Dichte}} = \frac{Titer}{\varrho_f} \tag{D.2}$$

Der vorhande Gesamtquerschnitt der textilen Bewehrung kann nun mit dem Rovingabstand a_R, der Breite b_{trc} der Textilbetonschicht und der Anzahl n_t der verwendeten Lagen ermittelt werden:

$$A_t = n_t \cdot \frac{b_{trc}}{a_R} \cdot A_{f,Roving} \tag{D.3}$$

Der Faktor $\frac{b_{trc}}{a_R}$ ergibt die Anzahl der Rovings pro Lage und sollte als Ganzzahl verwendet werden.

Ideelle Querschnittswerte beziehen sich auf Querschnitte mit im Verbund liegender Bewehrung. Als Bezugswert der elastischen Verformungseigenschaften diverser Werkstoffe im starren Verbund wird üblicherweise der E-Modul E_c des Verbundwerkstoffs („Alt-“)Beton verwendet. Theoretisch könnten auch die unterschiedlichen Eigenschaften E_{trc} der Feinbetonmatrix berücksichtigt werden. Praktisch sollte der verwendete Feinbeton aber einen ähnlichen E-Modul haben. Mit den Bezugswerten

$$\alpha_s = \frac{E_s}{E_c}, \qquad \alpha_t = \frac{E_t}{E_c} \qquad \text{und ggf.} \qquad \alpha_{trc} = \frac{E_{trc}}{E_c} \tag{D.4}$$

können ideelle Querschnittsfläche, Schwerpunkt und Trägheitsmoment folgendermaßen berechnet werden.

$$A_i = A_c + \alpha_{trc} \cdot b_{trc} \cdot h_{trc} + (\alpha_s - 1) \cdot A_s + (\alpha_t - 1) \cdot A_t \tag{D.5}$$

$$\bar{z}_i = \frac{A_c \cdot \frac{h}{2} + \alpha_{trc} \cdot b_{trc} \cdot h_{trc} \cdot (h + \frac{h_{trc}}{2}) + (\alpha_s - 1) \cdot A_s \cdot \bar{z}_s + (\alpha_t - 1) \cdot A_t \cdot \bar{z}_i}{A_i} \tag{D.6}$$

$$\begin{aligned} I_{i,y} = & I_{cy} + A_c \cdot (z_c - z_i)^2 + \alpha_{trc} \cdot (I_{trc,y} + A_{trc} \cdot (h + \frac{h_{trc}}{2} - z_i)^2) \\ & + (\alpha_s - 1) \cdot A_s \cdot (z_s - z_i)^2 + (\alpha_t - 1) \cdot A_t \cdot (z_t - z_i)^2 \end{aligned} \tag{D.7}$$

Mit diesen Querschnittskennwerten können nun wie im Abschnitt 5.3 beschrieben Biegesteifigkeiten, Erstrissmomente und Verformungen im Zustand I ermittelt werden.

Wie für den ungerissenen Zustand können Querschnittswerte ebenfalls für den gerissenen Zustand mit oder ohne Berücksichtigung des Betons in der Zugzone in ähnlicher Weise nach den Regeln der technischen Mechanik abgeleitet werden. Dazu werden nur die ungerissenen Anteile des Betonquerschnitts und die Bewehrungsstränge (reiner Zustand II) bzw. eine effektive Zugzone mit Bewehrung berücksichtigt. Generell sind die Querschnittskenngrößen von der vorhanden Bewehrung sowie der Beanspruchungsart (Biegung, Normalkraft oder kombiniert) und -höhe abhängig, da dadurch die Druckzonenhöhe, Dehnungsverteilung und Lage der Dehnungsnulllinie beeinflusst wird. Dabei sind die einwirkenden Schnittgrößen auf die Schwereachse der gemeinsamen Zugzone von Betonstahl- und Textilbewehrung zu beziehen. Die gemeinsame statische Höhe

$$d_r = \frac{E_s A_s \cdot d_s + E_t A_t \cdot d_t \cdot \frac{d_t - x}{d_s - x} \cdot \delta_t}{E_s A_s + E_t A_t \cdot \frac{d_t - x}{d_s - x} \cdot \delta_t} = \frac{E_s A_s \cdot d_s + E_t A_t \cdot d_t \cdot \frac{d_t - \xi_r \cdot d_r}{d_s - \xi_r \cdot d_r} \cdot \delta_t}{E_s A_s + E_t A_t \cdot \frac{d_t - \xi_r \cdot d_r}{d_s - \xi_r \cdot d_r} \cdot \delta_t} \tag{D.8}$$

ist dabei von den Dehnsteifigkeiten, Hebelarmen und den unterschiedlichen Verbundeigenschaften abhängig. Selbst unter Vernachlässigung der Verbundunterschiede ($\delta_t = 1$) ist die gemeinsame statische Höhe d_r noch mit der Höhe der Druckzone verknüpft und muss iterativ ermittelt werden. In der Regel sind zwei bis drei Iterationsschritte oder auch die im Abschnitt 5.4 näherungsweise Lösung nach Gleichung 5.18 entsprechend der Steifigkeiten der Bewehrung – wie in Tabelle D.1 gezeigt – ausreichend.

In diesem Sinne ist auch für die Bemessung bzw. Versuchsnachrechnung eine gemeinsame statische Nutzhöhe d_r der Bewehrungen aus jeweiligen statischen Nutzhöhe d_s der Betonstahlbewehrung und d_t der Textilbewehrung zu ermitteln. Weiterhin sind Baustoffkennwerte für die Bemessung festzulegen. Die Nachrechnung wird mit den in begleitenden Baustoffuntersuchungen gewonnen Beton- und Betonstahlfestigkeiten durchgeführt. Abweichend von der 28-Tage-Festigkeit werden als Betonkennwerte die am Prüftag der Platte ermittelten mittleren Festigkeitswerte der jeweiligen Betonmischung angesetzt. Als Festigkeit für Betonstahl wird für Verstärkung mit unbeschichteten Textilien mit geringer Bruchdehnung die geprüfte Streckgrenze von $545\,\mathrm{N/mm^2}$ angesetzt. Für Platten mit großer Bruchverformung wird hingegen die Bruchfestigkeit des Betonstahls von $617\,\mathrm{N/mm^2}$ angesetzt. Damit wird gezeigt, dass unter Ansatz der Bemessungsfestigkeit $f_{syk} = 500\,\mathrm{N/mm^2}$ nach Norm auf jeden Fall ein auf der sicheren Seite liegendes Ergebnis erzielt wird. Für iterative Verfahren unter Berücksichtigung der Dehnung kann auch die Bemessungslinie des Betonstahls mit Verfestigungsbereich verwendet werden.

Für die textile Bewehrung werden Eingangswerte für eine Bemessung bzw. Nachrechnung aus den in Anhang C gezeigten Protokollen der Dehnkörperversuchen abgeleitet. Darüber hinaus kann auch eine trilineare Approximation einer Spannungs-Dehnungs-Linie für eine bestimmte Konfiguration textiler Bewehrung und Feinbeton angegeben und für Querschnittsbemessungsprogramme oder eine iterative Bemessung nach Abschnitt D.3.3 verwendet werden.

Für eine Bemessung sind die üblichen Teilsicherheitsbeiwerte mit Anpassungsfaktoren für das Langzeitverhalten auf Einwirkungs- und Widerstandsseite zu berücksichtigen. Für textilbewehrten Beton sind entsprechend des semi-probabilistischen Sicherheitskonzeptes Teilsicherheitsbeiwerte γ_t für das geforderte Sicherheitsniveau abzuleiten. Nach Ansicht des Verfassers wird γ_t zwischen 1,4 und 2 liegen. Zur Berücksichtigung der Unsicherheiten des neuen Werkstoffs wurde bisher meist ein Teilsicherheitsbeiwert von 2,1 zur Bemessung gewählt.

D.3 Bemessung und Nachrechnung

D.3.1 Überschlag mit Abschätzung des inneren Hebelarms

Eine überschlägliche Bemessung ist durch Abschätzung des Hebelarms der inneren Kräfte

$$z_r = \zeta_r \cdot d_r \qquad \text{mit } \zeta_r = 0,8 \ldots 0,9 \tag{D.9}$$

möglich. Auf der sicheren Seite liegend wird für Stahlbetonbauteile i. d. R. $\zeta_r = 0,85$ angesetzt. Die Kraft Z_{Ed} in der Zugzone kann damit aus

$$Z_{Ed,r} = \frac{M_{Ed}}{z_r} = \frac{M_{Ed}}{\zeta_r \cdot d_r} = \frac{M_{Ed}}{0,85 \cdot d_r} \tag{D.10}$$

ermittelt werden.

Unter Vernachlässigung der unterschiedlichen Hebelarme der Bewehrungen kann die Gesamtzugkraft $Z_{Ed,r}$ entsprechend des Anteils der Dehnsteifigkeiten auf die einzelnen Bewehrungen

$$F_s = \begin{cases} \dfrac{Z_{Ed,r}}{1 + \dfrac{E_t A_t}{E_s A_s}} & \text{für} \quad 0 \le F_s \le F_{s,y} \\ A_s \cdot f_{yd} & \text{für} \quad Z > Z_y \end{cases} \tag{D.11}$$

$$F_t = \begin{cases} \dfrac{Z_{Ed,r} \cdot \dfrac{E_t A_t}{E_s A_s}}{1 + \dfrac{E_t A_t}{E_s A_s}} & \text{für} \quad 0 \le F_s \le F_{s,y} \\ Z_{Ed,r} - A_s \cdot f_{yd} & \text{für} \quad Z > Z_y \end{cases} \tag{D.12}$$

aufgeteilt werden.

Mit der zulässigen Bemessungsfestigkeit f_{td} kann eine erforderliche Textilfläche

$$\text{erf } A_t = \frac{F_t}{f_{td}} \tag{D.13}$$

berechnet werden. Durch die Nichtbeachtung der jeweiligen Hebelarme der Bewehrung wird zumeist zu viel erforderliche Textilbewehrung berechnet. Weiterhin ist bei dieser Abschätzung zu beachten, dass Verformungsgrenzen, inneres Gleichgewicht und die Kraft in der Betondruckzone nicht betrachtet und ggf. gesondert überprüft werden müssen.

Mit einer vorhanden Bewehrungskonfiguration kann unter Annahme, dass die Betonstahlbewehrung ins Fliessen kommt, der Querschnittswiderstand

$$M_{Rd} = \zeta_r \cdot d_r \cdot Z_{Rd} = \zeta_r \cdot d_r \cdot (F_s + F_t) = \zeta_r \cdot d_r \cdot (f_{yd} \cdot A_s + f_{td} \cdot A_t) \tag{D.14}$$

abgeschätzt werden. Die Ergebnisse mit $\zeta_r = 0,85$ für die Versuchskonfigurationen sind in Tabelle D.1 zusammengestellt.

D.3.2 Näherung mit rechteckförmiger Spannungsverteilung

Mit Annahme einer rechteckförmigen Spannungsverteilung in der Betondruckzone ist nach Abschnitt 5.4 eine geschlossene Bemessung ohne Iteration oder Bemessungstafeln näherungsweise möglich. Mit dem Ergebnis für ω_{1R} aus der Gleichung 5.23 kann mit dem Normalkraftgleichgewicht nach Gleichung 5.25 die Gesamtzugkraft

$$Z_{Ed,r} = D_{Ed,c} = b \cdot f_{cd,R} \cdot x_R = b \cdot f_{cd,R} \cdot \omega_{1R} \cdot d_r \quad \text{mit } f_{cd,R} = 0,95 \cdot f_{cd} \tag{D.15}$$

ermittelt werden. Nach Aufteilung von $Z_{Ed,r}$ mit den Gleichungen 5.26 und 5.27 kann wie mit Gleichung D.13 eine erforderliche Textilquerschnittsfläche bemessen werden. Neben der Näherung für die Spannungsverteilung in der Betondruckzone haben vor allem die Abschätzung der gemeinsamen statischen Höhe und die zulässige Textilspannung einen enormen Einfluss auf die Genauigkeit des Ergebnisses. Mit begründeten Annahmen lässt sich jedoch meist ein auf der sicheren Seite liegende Abweichung erreichen.

Mit einer vorhanden Bewehrungskonfiguration kann unter Annahme, dass die Betonstahlbewehrung ins Fliessen kommt, auf den vorhandenen Querschnittswiderstand geschlossen werden. Aus dem Normalkraftgleichgewicht der inneren Kräfte nach Gleichung 5.25

$$f_{yd} \cdot A_s + f_{td} \cdot A_t = b \cdot f_{cd,R} \cdot \omega_{1R} \cdot d_r \tag{D.16}$$

kann

$$\omega_{1R} = \frac{A_s \cdot f_{yd} + A_t \cdot f_{td}}{b \cdot f_{cd,R} \cdot d_r} \tag{D.17}$$

und in Verbindung mit dem Gleichgewicht der inneren Momente nach Gleichung 5.19 der Querschnittswiderstand

$$M_{Rd} = b \cdot f_{cd,R} \cdot d_r^2 \cdot \omega_{1R} \cdot (1 - \frac{\omega_{1R}}{2}) = \frac{b \cdot d_r^2 \cdot f_{cd,R}}{2} \cdot \left(1 - \left(1 - \frac{A_s \cdot f_{yd} + A_t \cdot f_{td}}{b \cdot f_{cd,R} \cdot d_r}\right)^2\right) \tag{D.18}$$

berechnet werden. Die Ergebnisse für die Versuchskonfigurationen sind in Tabelle D.1 zusammengestellt

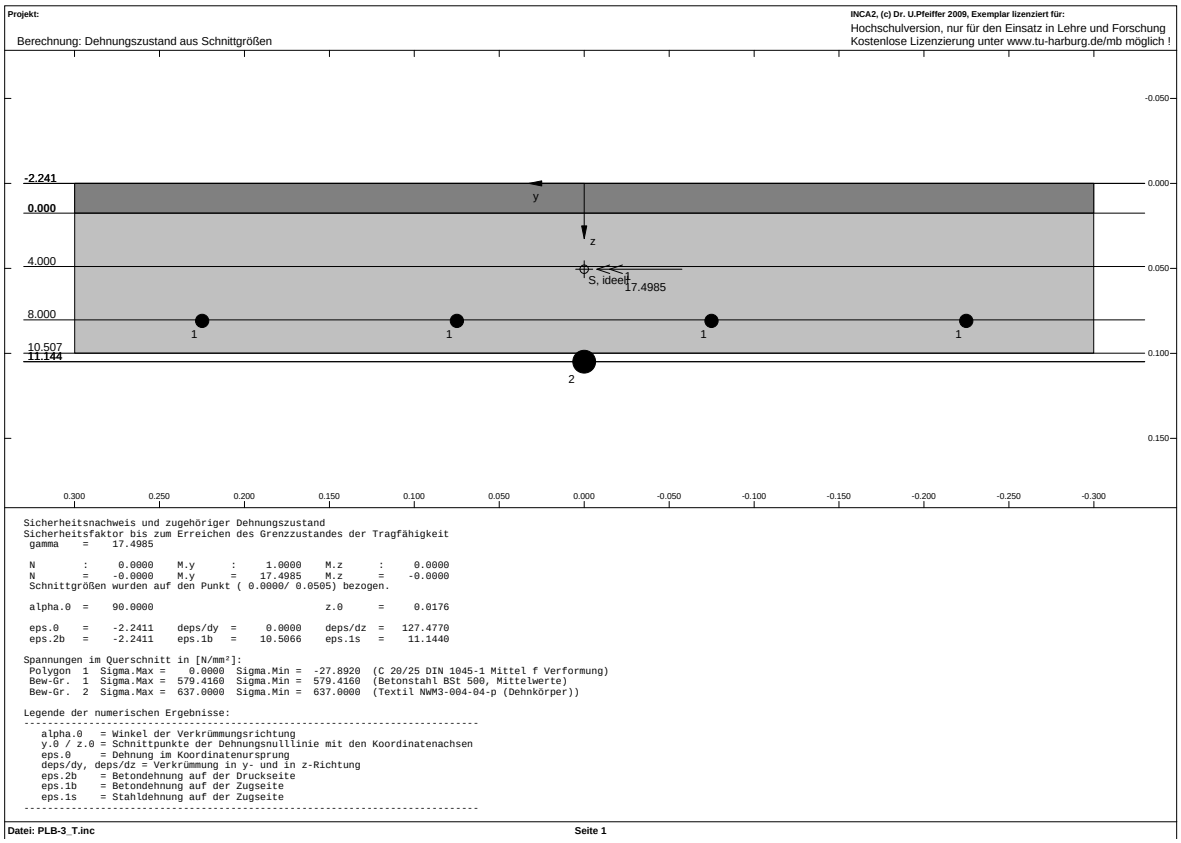


Bild D.2: Versuchsnachrechnung des Versuches PLB-3/T mit INCA2 unter Ansatz einer aus Dehnkörperversuchen gewonnenen trilinearen Spannungs-Dehnungs-Beziehung für das Textil NWM3-004-04-p

D.3.3 Weitere Verfahren

Zur genaueren Berücksichtigung des nichtlinearen Zusammenhangs zwischen Dehnung und Spannung druckbeanspruchten Betons und Ermittlung der Dehnungsverteilung über den Querschnitt kann unter Annahme geeigneter idealisierter Spannungs-Dehnungs-Linien für die textile Bewehrung kann eine iterative Biegebemessung wie im Stahlbetonbau durchgeführt werden. Dies ist sowohl mit geeigneten Verbundbeiwerten, mit denen die Dehnung korrigiert wird, im Rissquerschnitt als auch über mittlere Dehnungen beider Bewehrungen möglich. Dabei ist auf die jeweiligen Dehnsteifigkeiten der Bewehrungen, Hebelarme und miteinander kompatible Spannungs-Dehnungs-Linien zu achten. Bösche [39] und Kulas [161] zeigen das Vorgehen für eine Iteration mittlerer Dehnungen über die Querschnittsebene, weswegen an dieser Stelle darauf nicht weiter eingegangen wird.

Wesentlich für die Genauigkeit des Ergebnisses sind auch hier wieder geeignete Annahmen für die Bemessungswerte. In diesem Sinne kann auch auf vorhandene Querschnittsbemessungsprogramme wie beispielsweise INCA2[1] zurückgegriffen werden, die eigene Materialdefinitionen zulassen. Bild D.2 zeigt ein Beispiel für die Nachrechnung des Versuches PLB-3/T mit einem beschichtetem 2400 tex-AR-Glas-Textil

[1] www.tu-harburg.de/mb/inca.de.html bzw. www.u-pfeiffer.de/

D.3.4 Ergebniszusammenstellung

Entsprechend den vorangegangen Beschreibungen und Annahmen sind nachfolgend die Ergebnisse der Versuchsnachrechnung mit abgeschätztem innerem Hebelarm und unter Annahme einer rechteckförmigen Spannungsverteilung in der Druckzone zusammengestellt.

Die Abweichung zwischen Querschnittswiderstand aus Nachrechnung M_{Rd} und dem einwirkenden Moment M_{exp+g} im Versuch inklusive des Eigengewicht wird in Tabelle D.1 sowohl für die Nachrechnung mit abgeschätzen Hebelarm als auch für die Nachrechnung mit recheckförmiger Spannungsverteilung als relativer Fehler

$$\Delta_M = \frac{M_{Rm} - M_{exp+g}}{M_{exp+g}} \cdot 100\% \tag{D.19}$$

angegeben.

Die Abweichungen liegen in der Regel zwischen 5 und 20% und hängen neben den streuenden und korrekten Materialeigenschaften stark von der Qualität der ermittelten Druckzonenhöhe und des Hebelarms der inneren Kräfte ab.

Tabelle D.1: Nachrechnung der Plattenversuche aus Kapitel 6

Versuch	**Bruchlast mit Eigengewicht**			**Überschlag mit** $0,85 \cdot d_r$		**Nachrechnung Spannungsblock**					
	P [kN]	Moment [kNm]	d_r [mm]	M_{Rm} [kNm]	Δ_M [%]	$f_{cm,R}$ [N/mm^2]	ω_{1R} [–]	ζ_r [–]	z_r [mm]	$M_{Rm,R}$ [kNm]	Δ_M [%]
$\rho_s = 0,2\,\%$, $4 \varnothing 6$ mm verstärkt mit 3 Lagen NWM4-011-03, AR-Glas 2400 tex											
020_P-7-1*	21,89	5,84	82,0	5,22	−10,5	28,2	0,054	0,97	79,8	5,98	2,4
PL02-3/T	43,54	11,61	86,3	8,43	−27,4	30,1	0,074	0,96	83,1	9,55	−17,8
$\rho_s = 0,5\,\%$, $6 \varnothing 8$ mm verstärkt mit 3 Lagen NWM4-011-03, AR-Glas 2400 tex											
050_P-5*	54,04	14,41	81,5	12,98	−9,9	29,9	0,116	0,94	76,8	13,02	−9,6
PL05-3/T	68,74	18,33	83,7	15,49	−15,5	30,3	0,143	0,93	77,7	16,92	−7,7
$\rho_s = 0,34\,\%$, unverstärkte Referenzstahlbetonplatte bewehrt mit $4 \varnothing 8$ mm											
PL-0/1	37,88	10,10	81,0	8,54	−15,4	29,1	0,088	0,96	77,4	9,61	−4,8
PL-0/2	36,72	9,79	81,0	8,54	−12,7	29,4	0,087	0,96	77,5	9,62	−1,8
PL-0/3	37,44	9,98	81,0	8,54	−14,4	27,7	0,092	0,95	77,3	9,59	−3,9
Mittelwert	37,34	9,96	81,0	8,54	−14,2	28,7	0,089	0,96	77,4	9,61	−3,5
$4 \varnothing 8$ mm ($\rho_s = 0,34\,\%$) verstärkt mit 3 Lagen NWM4-011-03, AR-Glas 2400 tex											
PL-3/1**	55,01	14,67	84,3	11,68	−20,4	27,3	0,118	0,94	79,4	12,93	−11,9
PL-3/SD**	52,82	14,09	84,4	11,69	−17,0	28,0	0,115	0,94	79,6	12,96	−8,0
PL-3/3**	53,40	14,24	84,4	11,68	−18,0	30,2	0,106	0,95	79,9	13,01	−8,6
Mittelwert	53,75	14,33	84,4	11,68	−18,5	28,5	0,113	0,94	79,62	12,97	−9,5
$4 \varnothing 8$ mm ($\rho_s = 0,34\,\%$) verstärkt mit 6 Lagen NWM4-011-03, AR-Glas 2400 tex											
PL-6/1**	73,48	19,60	87,3	16,04	−18,2	29,6	0,139	0,93	81,1	17,55	−10,4
PL-6/2**	73,38	19,57	87,2	16,02	−18,1	27,9	0,148	0,93	80,7	17,45	−10,8
PL-6/SD**	77,10	20,56	86,9	15,96	−22,4	32,6	0,127	0,94	81,3	17,58	−14,5
Mittelwert	74,65	19,91	87,1	16,01	−19,6	30,1	0,138	0,93	81,1	17,54	−11,9

Fortsetzung...

... Fortsetzung Tabelle D.1

Versuch	Bruchlast mit Eigengewicht			Überschlag mit $0,85 \cdot d_r$		Nachrechnung Spannungsblock					
	P [kN]	Moment [kNm]	d_r [mm]	M_{Rm} [kNm]	Δ_M [%]	$f_{cm,R}$ [N/mm^2]	ω_{1R} [–]	ζ_r [–]	z_r [mm]	$M_{Rm,R}$ [kNm]	Δ_M [%]
4 ∅ 8 mm verstärkt mit 2 bzw. 3 Lagen NWM3-004-04-p, polymer beschichtetes AR-Glas 2400 tex											
PLB-2/T	55,26	14,74	84,2	11,43	−22,5	23,5	0,135	0,93	78,5	12,54	−14,9
PLB-3/T	66,98	17,86	85,7	12,92	−27,7	28,5	0,121	0,94	80,5	14,27	−20,1
4 ∅ 8 mm verstärkt mit 1 bzw. 2 Lagen NWM3-003-04-p, polymer beschichtetes Carbon 800 tex											
PLC-1/T	54,38	14,50	84,2	12,67	−12,6	26,6	0,132	0,93	78,6	13,93	−4,0
PLC-2/SD	64,79	17,28	86,6	16,94	−1,9	29,8	0,149	0,93	80,2	18,45	6,8
PLC-2/T	66,85	17,83	86,8	16,98	−4,8	27,1	0,163	0,92	79,7	18,34	2,9
4 ∅ 8 mm verstärkt mit 3 Lagen NWM3-049-06-p2, polymer beschichtetes Carbon 800 tex											
PLC-3/SW	68,61	18,30	87,5	17,32	−5,3	27,9	0,149	0,93	81,0	18,75	2,5
4 ∅ 8 mm verstärkt mit 1 bzw. 2 Lagen NWM3-001-08-b1, Carbon 3500 tex (50 k-SGL-Heavy-Tow)											
PL-SGL/1	108,55	28,95	88,8	19,82	−31,5	34,4	0,135	0,93	82,8	21,65	−25,2
PL-SGL/2***	(134,75)	(35,93)	92,0	31,36	−12,7	31,4	0,224	0,89	81,7	32,62	−9,2
4 ∅ 8 mm ($\rho_s = 0,34\,\%$) verstärkt mit 2 bzw. 3 Lagen BEKAERT Steel Cord Textile											
BEKAERT-2	79,49	21,20	84,4	16,98	−19,9	32,8	0,143	0,93	78,4	18,55	−12,5
BEKAERT-1	103,33	27,56	86,2	21,45	−22,2	31,9	0,177	0,91	78,5	23,0	−16,5

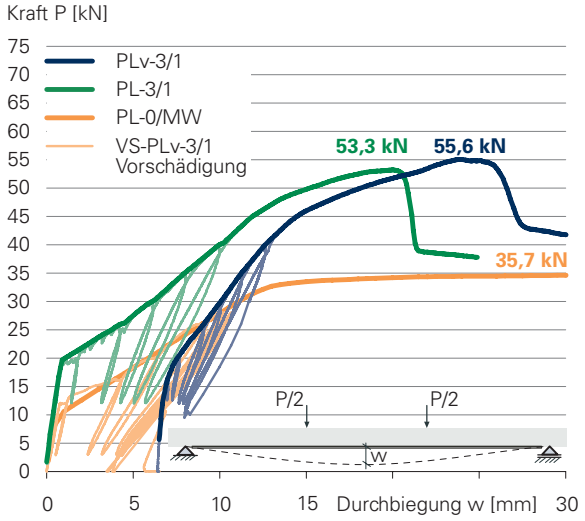
* Referenzplatte und Werte entnommen aus Bösche [39]

** Nachrechnung mit 545 N/mm^2 Streckgrenze der Betonstahlbewehrung

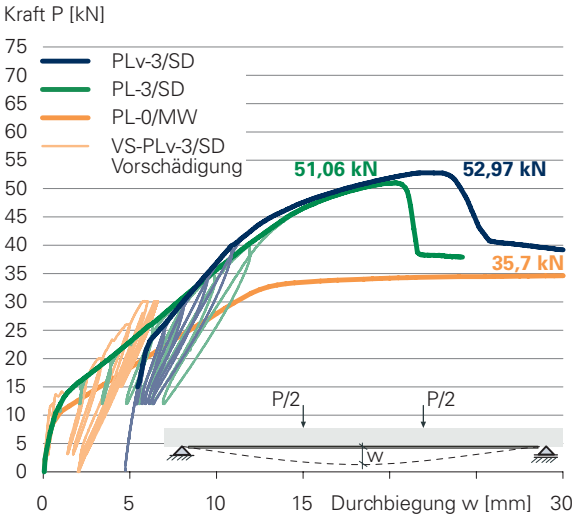
*** kein Versagen der Biegezugzone; Querkraft- bzw. Schubversagen

Anhang E

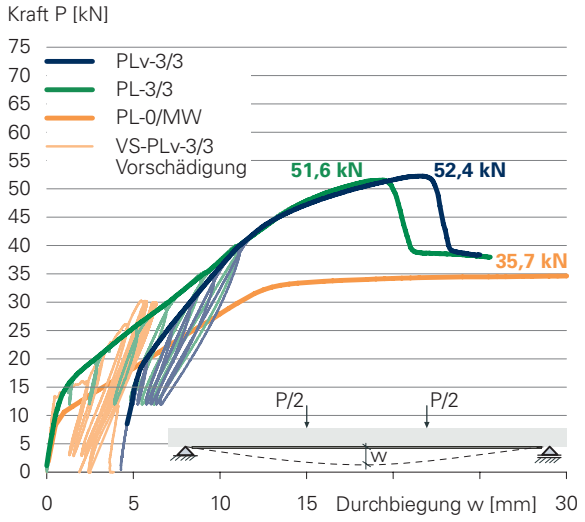
Last-Verformungs-Diagramme



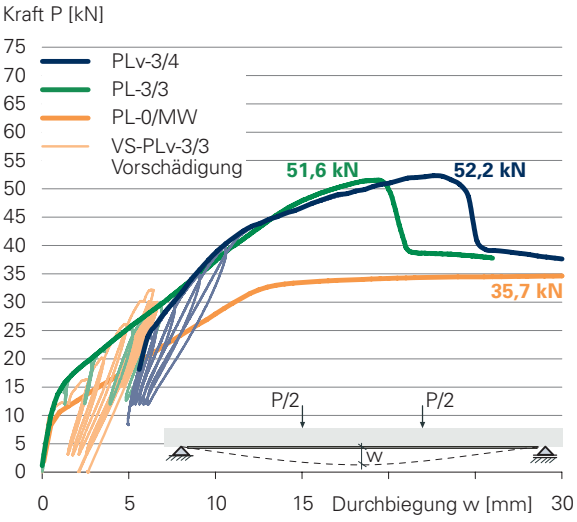
(a) PL-3/1 und PLv-3/1



(b) PL-3/SD und PLv-3/SD

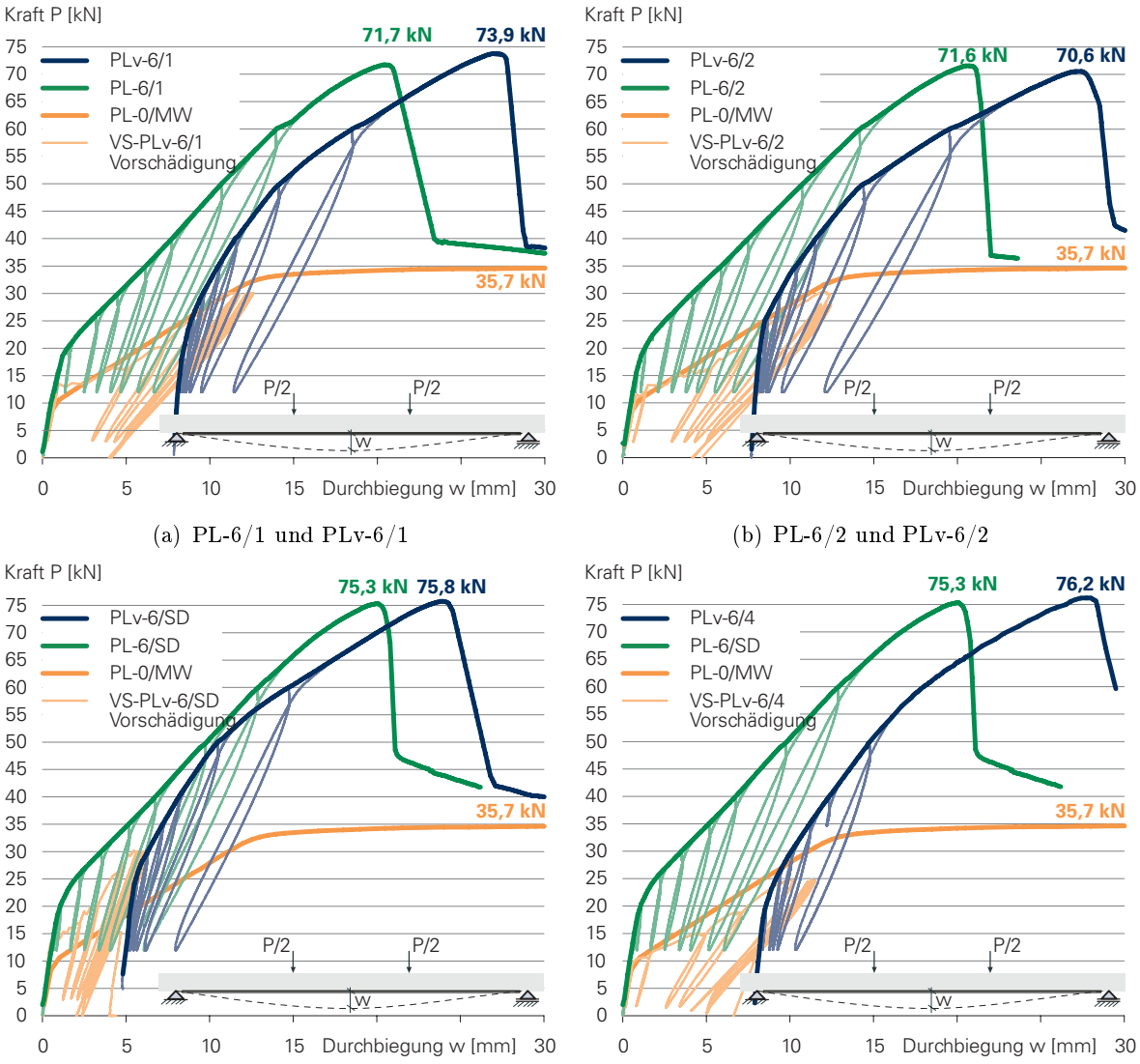


(c) PL-3/3 und PLv-3/3



(d) PL-3/4 und PLv-3/4

Bild E.1: Vorgeschädigt und ungeschädigt verstärkte Platten mit 3 Lagen AR-Glas-Textil NWM4-011-03



(a) PL-6/1 und PLv-6/1

(b) PL-6/2 und PLv-6/2

(c) PL-6/SD und PLv-6/SD

(d) PL-6/SD und PLv-6/4

Bild E.2: Vorgeschädigt und ungeschädigt verstärkte Platten mit 6 Lagen AR-Glas-Textil NWM4-011-03

Anhang F

Formelzeichen

Im Folgenden werden die in dieser Arbeit verwendeten Formelzeichen (lateinische und griechische Buchstaben) mit deren Bedeutung und den üblicherweise verwendeten Maßeinheiten, sowie die Fußzeiger (Indizes) und deren Bedeutungen aufgelistet. Bei der Angabe zweier Formelzeichen mit gleicher Bedeutung (z. B. s / δ für den Schlupf), ist das zweite Formelzeichen ein alternatives, in der zitierten Literatur verwendetes Zeichen.

Lateinische Buchstaben

Formelzeichen	[Einheit]	Bedeutung
a/s	[mm]	(Riss-) Abstand
a_r		Roving-/Garnabstand
A	[mm^2]	(Querschnitts-) Fläche allgemein
A_c		Querschnittsfläche des Beton
$A_{c,eff}$		effektiv mitwirkende Betonquerschnittsfläche der Zugzone
$A_{f,Roving}$		Querschnittsfläche des Fasermaterials (Multifilamentgarn/Roving)
A_i		ideelle Querschnittsfläche
A_s		Querschnittsfläche des Betonstahlbewehrung
A_t		Querschnittsfläche des Textilbewehrung
b	[mm]	Breite der Druckzone
b_{trc}		Breite der textilen Verstärkungszone
c	[mm]	Betondeckung, Rippenabstand
d_r	[mm]	resultierende (gemeinsame) statische Höhe der Bewehrungen
d_s		statische Höhe der Betonstahlbewehrung
d_t		statische Höhe der Textilbewehrung
$D_{Ed,r}$	[kN]	Bemessungswert der Kraft in der Betondruckzone
D_1 / Ø	[mm]	(Bewehrungs-) Durchmesser allgemein
D_p	[mm]	Durchmesser der Spannstahlbewehrung
D_s	[mm]	Durchmesser des Betonstahlbewehrungsstabes
D_t	[mm]	Durchmesser eines Garnes der Textilbewehrung
E	[N/mm^2]	Elastizitätsmodul allgemein
E_c		E-Modul des Beton
E_s		E-Modul der Betonstahlbewehrung
E_t		E-Modul der textilen Bewehrung
E_{trc}		E-Modul der Feinbetonmatrix

Fortsetzung...

... Fortsetzung

Formelzeichen	[Einheit]	Bedeutung
EA		Dehnsteifigkeit allgemein
E_sA_s		Dehnsteifigkeit der Betonstahlbewehrung
E_tA_t		Dehnsteifigkeit der Textilbewehrung
EI		Biegesteifigkeit allgemein
EI^I		Biegesteifigkeit im ungerissenen Zustand
EI_m^{II}		mittlere Biegesteifigkeit im gerissenen Zustand
f/β	[N/mm^2]	Festigkeit
f_{cd}		Bemessungswert der Betondruckfestigkeit
$f_{cd,R}$		Bemessungswert der Betondruckfestigkeit für Spannungsblock, $f_{cd,R} = \chi \cdot f_{cd}$, i. d. R. mit $\chi = 0,95$
$f_{cm,28}$		mittlere Betondruckfestigkeit nach 28 Tagen
f_{ct}		zentrische Zugfestigkeit des Betons
$f_{ct,fl}$		Biegezugfestigkeit des Betons
$f_{ct,sp}$		Spaltzugfestigkeit des Betons
$F/Z/P$	[N]	Kraft
F_s		Zugkraft der Betonstahlbewehrung
F_t		Zugkraft der Textilbewehrung
l	[mm]	Länge
M	[kNm]	Biegemoment allgemein
M_{cr}		Erstrissbiegemoment
M_{Ed}		Bemessungswert des Biegemoments aus Einwirkungen
M_{Eds}		Bemessungsbiegemoment bezogen auf Höhe der Bewehrung
M_{exp}		experimentell ermitteltes Bruchmoment
M_{exp+g}		experimentell ermitteltes Bruchmoment mit eingerechnetem Eigengewicht des Versuchskörpers
M_{Rd}		Bemessungswert des Querschnittswiderstand
M_{Rm}		Querschnittswiderstand ohne Sicherheitsfaktoren mit Mittelwerten der Materialkennwerte berechnet
$M_{u0,exp}$		experimentelles Bruchmoment der unverstärkten Referenzplatte
$M_{uv,exp}$		experimentelles Bruchmoment der verstärkten Platte
N_{cr}	[kN]	Normalkraft für Erstrissspannung des Betons
N_{Ed}		Normalkraft aus Einwirkungen (Bemessungswert)
P	[kN]	gemessene Prüfkraft/Belastung
P_o		Belastungsobergrenze/gemessene Prüfkraft für zykl. Intervall
P_u		untere Belastungsgrenze/gemessene Prüfkraft für zykl. Intervall
$P_{Vorlast}$		Belastung für Vorverformung vor Verstärkung
s / δ	[mm]	Schlupf
$s_{r,m}$	[mm]	mittlerer Rissabstand
$s_{r,max}$		maximaler Rissabstand
$s_{r,min}$		minimaler Rissabstand
U	[mm]	Umfang
U_s	[mm]	Verbundumfang der Betonstahlbewehrung
U_t	[mm]	Verbundumfang der Textilbewehrung
w	[mm]	Verformung/Durchbiegung allgemein

Fortsetzung...

... Fortsetzung

Formelzeichen	[Einheit]	Bedeutung
w_o		Mittendurchbiegung bei Oberlast P_o
w_u		Mittendurchbiegung bei Unterlast P_u
w_{Mitte}		Mittendurchbiegung
R_{eH}	[N/mm^2]	obere Streckgrenze für Materialien mit ausgeprägter Streckgrenze
R_{eL}		untere Streckgrenze für Materialien mit ausgeprägter Streckgrenze
R_m		Zugfestigkeit
$R_{p0.2}$		Dehngrenze für Materialien ohne ausgeprägte Streckgrenze
x	[mm]	Höhe der Betondruckzone
x^I		Höhe der Betondruckzone im ungerissenen Zustand
x_R		Höhe der Betondruckzone mit Spanungsblock
z		innerer Hebelarm; Abstand der result. Kräfte in Betondruck- und Zugzone
z_r		resultierender (gemeinsamer) innerer Hebelarm der Bewehrungen
z_s		innerer Hebelarm der Betonstahlbewehrung
z_t		innerer Hebelarm der Textilbewehrung
$Z_{Ed,r}$		Bemessungswert der Gesamtkraft der Bewehrungen in der Zugzone

Griechische Buchstaben

Formelzeichen	[Einheit]	Bedeutung
α	[–]	Bezugswert allgemein
α_s	[–]	Verhältnisbeiwert der E-Moduln für Betonstahlbewehrung bezogen auf Beton
α_t	[–]	Verhältnisbeiwert der E-Moduln für Textilbewehrung bezogen auf Beton
β_t/β_m	[–]	Völligkeitsbeiwert
δ_L	[–]	Verbundbeiwert, Rissdehnungsverhältnis von Lamellen/Betonstahl
δ_p		Verbundbeiwert, Rissdehnungsverhältnis von Spann-/Betonstahl
δ_t		Verbundbeiwert, Rissdehnungsverhältnis von Textil/Betonstahl
Δ_M	[–]	Abweichnung des brechneten Wertes vom Versuchswert
ε	[‰]	Dehnung allgemein
ε_{Druck}		experimentelle bestimmte mittlere Dehnung der Betondruckzone
ε_{Zug}		experimentelle bestimmte mittlere Dehnung der Zugzone
ε_{cm}		mittlere Dehnung der Betondruckzone
ε_{sm}		mittlere Dehnung der Betonstahlbewehrung
ε_{sr}		Dehnung der Betonstahlbewehrung im Riss
ε_{tm}		mittlere Dehnung der Textilbewehrung
ε_{tr}		Dehnung der Textilbewehrung im Riss
ζ	[–]	bezogener innerer Hebelarm, $\zeta = z/d$
$\zeta_{r,R}$		bezogener innerer Hebelarm beider Bewehrungen mit Spannungsblock
ζ_s		bezogener innerer Hebelarm der Betonstahlbewehrung
ζ_t		bezogener innerer Hebelarm der Textilbewehrung

Fortsetzung...

... Fortsetzung

Formelzeichen	[Einheit]	Bedeutung
$\eta_{B,exp}$	[–]	experimentell bestimmter Biegebewehrungsgrad
η_s	[–]	Umlagerungsfaktor für Betonstahlbewehrung der die Rissdehnung bezogen auf Dehnung im rechn. Zustand II angibt
$\eta_{s,fl}$		Umlagerungsfaktor für Betonstahlbewehrung mit Berücksichtigung unterschiedlicher Hebelarme bei Biegebeanspruchung
η_t		Umlagerungsfaktor für Textilbewehrung der die Rissdehnung bezogen auf Dehnung im rechn. Zustand II angibt
$\eta_{t,fl}$		Umlagerungsfaktor für Textilbewehrung mit Berücksichtigung unterschiedlicher Hebelarme bei Biegebeanspruchung
κ_s	[–]	Verbundkoeffizient Betonstahlbewehrung als Verhältnis mittlere Dehnung zur Rissdehnung
κ_t		Verbundkoeffizient Textilbewehrung als Verhältnis mittlere Dehnung zur Rissdehnung
μ_{Eds}	[–]	bezogenes Moment
ξ	[–]	Verhältnis der Verbundspannungen zweier Bewehrungen
ξ_1	[–]	Verbundbeiwert bei Rissöffnung von 0,1 mm
ξ_r	[–]	Beiwert für die Höhe der Druckzone $x = \xi_r \cdot d_r$
ρ_s	[%]	Bewehrungsgrad der Betonstahlbewehrung
σ_s^I	[N/mm^2]	Spannung der Betonstahlbewehrung im ungerissenen Zustand
σ_{sr}		Rissspannung der Betonstahlbewehrung
$\sigma_{s,min}$		minimale Spannung des Betonstahls nach Verbundkrafteinleitung
σ_t^I		Spannung der Textilbewehrung im ungerissenen Zustand
σ_{tr}		Rissspannung der Textilbewehrung
$\sigma_{t,min}$		minimale Textilbewehrungsspannung nach Verbundkrafteinleitung
τ_{sm}	[N/mm^2]	mittlere Verbundspannung der Betonstahlbewehrung
τ_{tm}		mittlere Verbundspannung der Textilbewehrung
χ	[–]	Beiwert für Völligkeit der Betondruckzone bei Spannungsblock
ω_{1R}		mechanischer Bewehrungsgrad mit Spannungsblock

Wichtige Indizes

Index	Bedeutung
c	concrete, Beton
cal	calculated; berechnet, rechnerisch ermittelt
cr	crack, Betonriss; gerissen
ct	concrete tension, Betonzug
eff	effektiv
el	elastisch
exp	experimentell; im Versuch ermittelt/gemessen
$exp + g$	experimentell mit Eigengewicht; im Versuch ermittelt mit eingerechneter (nicht gemessener) Wirkung aus Eigengewicht
Ed	Einwirkung auf Tragwerk
fl	flexural, Biegung

Fortsetzung...

. . . Fortsetzung

Index	Bedeutung
i	ideell
m	mean, Mittelwert
max	maximaler Wert
min	Minimalwert
n	netto
p	prestressed, Vorspannung, Spannstahlbewehrung
pl	plastisch
R	Annahme einer rechteckförmigen Spannungsverteilung in der Druckzone
Rd	Tragwerkswiderstand, Bemessungswert
s	steel, Betonstahlbewehrung
t	textile, Textilbewehrung