

Möglichkeiten zur Steigerung der
Biegetragfähigkeit von Beton- und
Stahlbetonbauteilen durch den Einsatz
textiler Bewehrungen - Ansatz für ein
Bemessungsmodell

Flexural Strengthening of Concrete- and
Reinforced Concrete - Structures by textile
Reinforcement - Basics for a calculation model

Dissertation

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

Doktor der Ingenieurwissenschaften
– Dr.-Ing. –

von

Dipl.-Ing. Anna Bösche geb. Martius
geboren am 1. Februar 1973 in Leipzig

Gutachter:

Univ.-Prof. Dr.-Ing. Manfred Curbach
Univ.-Prof. Dr.-Ing. Josef Hegger
Univ.-Prof. Dr.-Ing. Konstantin Meskouris

11. Juli 2007

Für Alfred Sigismund III.

Danksagung

Die folgende Arbeit entstand während meiner Tätigkeit als wissenschaftliche Mitarbeiterin am Lehrstuhl für Massivbau der TU Dresden. Die experimentellen Untersuchungen zum Thema führte ich in den Jahren 2000 und 2001 durch. Anfang 2006 begann ich die tiefergehende Auswertung der Ergebnisse. In den dazwischenliegenden Jahren wurden meine 3 jüngsten Kinder geboren.

Ich danke allen, die ihr Vertrauen zum Leisten einer solchen Arbeit in mich gesetzt haben! Dazu zähle ich in erster Linie meinen Doktorvater Manfred Curbach, dem ich die Chance zu dieser Arbeit verdanke und der mich immer wieder mit seinen klaren Worten für scheinbar diffizile Aufgaben beeindruckt.

Ich danke meinen Kollegen für wertvolle Gespräche, insbesondere Silvio Weiland und Steffen Marx für oft hitzige und gewinnbringende Diskussionen. Torsten Hampel danke ich für seine pragmatischen Hinweise zum Schreiben dieser Arbeit. Anett Brückner verdanke ich eine engagierte Nachfolge während der Zeit der Geburt meiner Kinder. Ich danke ihr, Kerstin Speck und Familie Ortlepp für ihr Interesse und stetige Gesprächsbereitschaft. Mein Dank gilt ebenfalls Frank Jesse für die schnelle Hilfe bei der Bereitstellung von Versuchsergebnissen seiner Dehnkörperversuche und Kai Schicktanz für die philosophischen Gespräche über die Welt im Allgemeinen und die Ansammlung von Wissen im Speziellen.

Ich danke dem gesamten Team des Otto-Mohr-Labors für die äußerst nette Zusammenarbeit, insbesondere dem Hallenmeister Ludwig Beier, der für eine Durchführung der Versuche „wie am Schnürchen“ sein Bestes gab. Den technischen Mitarbeitern Tino Jänke und Andreas Thieme danke ich für die ordentliche und engagierte Arbeit, nicht zu vergessen Kathrin Dietz, Hans-Peter Werneke und Herr Popp.

Dem ehemaligen Masterstudent Christian Kulas danke ich für eine wertvolle Zeit der Diskussion über das Thema Biegeverstärkung von Stahlbeton und eine Aufarbeitung verschiedener Bemessungsmodelle zu Vergleichszwecken.

Der DFG gilt ein besonderes Dankeschön - ohne ihre Förderung des Sonderforschungsbereiches hätte es diese Arbeit nie gegeben.

Ich danke meiner Freundin Connie Dehne für das Lesen des Manuskripts und für wunderschöne Mittagspausen zum Kraft tanken. Mein Dank gebührt ebenfalls Silvia Haubold und Angela Heller für die Auffrischung von Regeln zum Setzen von Kommata am Beispiel der vorliegenden Arbeit.

Ich danke aber ganz besonders meiner Familie: ... meinen lieben Kindern Hannah, Elli, Emil und Maja dafür, dass sie das letzte halbe Jahr des Schreibens dieser Arbeit wohl sehr oft auf mich verzichtet haben und mich trotzdem sehr lieb behalten haben.

... meinen Eltern und Schwiegereltern für bestimmt nicht immer einfache Kinderdienste, verbunden mit langen Autofahrten.

... meiner Kerstin für ihre Unterstützung beim Alltäglichen und

... meinem lieben Mann für seine Liebe und sein Verständnis, sein Interesse für meine Arbeit und seine ständige Diskussionsbereitschaft, für seine Funktion als Auffangbecken für nicht immer nur positive Gefühlswelten während dieser ganzen Zeit, fürs Anlehnen und Stärken.

Ich danke meinen Eltern, dass sie mich dazu erzogen haben, Dinge zu Ende zu bringen, auch wenn die Umstände hart erscheinen.

Inhaltsverzeichnis

Danksagung	II
1 Einleitung	1
2 Zielsetzung und Aufbau der Arbeit	7
3 Stand des Wissens	9
3.1 Allgemeines zu Bemessung, Materialverhalten und Nachweiskonzept	9
3.1.1 Bemessung	9
3.1.2 Beschreibung des Materialverhaltens	10
3.1.3 Nachweiskonzept im GZT	12
3.2 Allgemeines Materialverhalten der verwendeten Baustoffe	14
3.2.1 Beton	14
3.2.2 Betonstahl	16
3.2.3 Textile Einzelfaser aus AR-Glas (Filament)	17
3.2.4 Filamentgarn aus AR-Glas (Roving)	18
3.2.5 Textile Bewehrungsstruktur aus AR-Glas (Gelege, Textilien, Nähge- wirke)	19
3.2.6 Textilgelege im Verbund mit Feinbeton (Matrix)	22
3.3 Rechenmodell zur Ermittlung der Biegetragfähigkeit von Stahlbetonbauteilen	23
3.3.1 Verhalten von Biegebauteilen aus Stahlbeton	23
3.3.1.1 Biegebauteile aus Stahlbeton im Zustand I	24
3.3.1.2 Biegebauteile aus Stahlbeton im Zustand II	25
3.3.1.3 Versagen	26
3.3.2 Grundsätze zur Ermittlung der Tragfähigkeit biegebeanspruchter Stahlbetonbauteile	28
3.3.3 Modell zur Ermittlung der Biegetragfähigkeit	30
3.3.3.1 Ermittlung der Betondruckkraft	31
3.3.3.2 Ermittlung der Stahlzugkraft	34
3.3.3.3 Ermittlung der Druckkraft in der Druckbewehrung	35
3.3.3.4 Überprüfung des Gleichgewichts der inneren Kräfte $\sum H = 0$	36
3.3.3.5 Überprüfung der Größe des inneren Moments	37
3.4 Möglichkeiten der Verstärkung von Beton- und Stahlbetonbauteilen	39
3.4.1 Verstärkungsverfahren	39
3.4.2 Verstärkungstechniken	39

3.4.3	Techniken zur Querschnittsergänzung mittels Zusatzbewehrung . . .	40
3.4.3.1	Verstärkung mit Spritzbeton und Betonstahl	40
3.4.3.2	Lamellen und Lamine	43
3.4.4	Kurzfasern zur strukturellen Verbesserung von (Spritz-)beton	50
3.5	Textilbewehrter Beton	52
3.5.1	Anwendungsgebiete	53
3.5.2	Anwendungsbeispiele	54
3.5.2.1	Verstärkung und Instandsetzung einer Hyparschale	54
3.5.2.2	Instandsetzung einer Stütze	54
3.5.2.3	Pilotprojekt einer Fußgängerbrücke	55
3.5.2.4	Textilbetonfassaden	56
3.5.2.5	Brustungsplatten	57
3.5.2.6	Verbrauchs- und Konsumgüter	57
3.5.2.7	Kunstobjekte	58
4	Experimentelle Untersuchungen	61
4.1	Zielstellung der Versuche	61
4.2	Verwendete Materialien	62
4.2.1	Beton (Altbeton)	62
4.2.2	Feinbeton	63
4.2.3	Stahl	65
4.2.4	Textile Bewehrung	66
4.3	Platten	67
4.3.1	Definition der Serien	67
4.3.2	Geometrie und Lastannahmen	68
4.3.3	Beschichtungstechnologie	69
4.3.4	Planung der Versuchsreihen und Verstärkungskriterien	71
4.3.5	Versuchsaufbau und Versuchsdurchführung	73
4.4	Balken	78
4.4.1	Definition der Serie	78
4.4.2	Geometrie und Lastannahmen	78
4.4.3	Beschichtungstechnologie	80
4.4.4	Planung der Versuchsreihen und Verstärkungskriterien	80
4.4.5	Versuchsaufbau und Versuchsdurchführung	80
4.5	Ergebnisse und Auswertung der Versuche	82
4.5.1	Versuchsergebnisse (Bruchlast, Verformungen, Dehnungen, Rissent- wicklung)	82
4.5.1.1	Serie 050	82
4.5.1.2	Serie 000	89
4.5.1.3	Serie 020	92
4.5.1.4	Serie 034	97
4.5.1.5	Balken 050	100
4.5.2	Qualitative Aussagen zu den Versuchsergebnissen	103

5	Rechenmodell für textil verstärkte Stahlbetonbauteile	113
5.1	Entwicklung des Berechnungsmodells zur Ermittlung der Biegetragfähigkeit	113
5.1.1	Grundsätzliches	113
5.1.2	Prinzip des additiven Berechnungsmodells	114
5.1.3	Ermittlung der Betondruckkraft	114
5.1.4	Ermittlung der Stahlzugkraft	115
5.1.5	Ermittlung der Druckkraft in der Druckbewehrung	116
5.1.6	Ermittlung der Textilzugkraft - 1. Annahme	116
5.1.7	Überprüfung des Gleichgewichts der inneren Kräfte $\sum H = 0$	121
5.1.8	Überprüfung der Größe des inneren Moments	122
5.1.9	Vergleich des inneren und äußeren Moments	122
5.1.10	Vergleich der Versuchsergebnisse mit den Rechenergebnissen	123
5.2	Nachrechnung der Versuchsergebnisse	125
5.2.1	Unverstärkte Versuchskörper	125
5.2.1.1	Ermittlung der Biegetragfähigkeit	125
5.2.2	Textil verstärkte Bauteile	126
5.2.2.1	Verifizierung des Berechnungsmodells durch Ermittlung der Biegetragfähigkeit verstärkter Bauteile	126
5.2.3	Vergleich der Ergebnisse der Rechnungen mit den Versuchsergebnissen	128
5.3	Diskussion der Ergebnisse	133
5.3.1	Deutung der Ergebnisse	133
5.3.2	Das spezifische Textilverhalten - vornehmliche Gründe und Einflüsse	136
5.3.3	Hypothesen des Einflusses der Verbundproblematik auf eine Berech- nung des inneren Moments verstärkter Bauteile	139
5.4	Verbesserung des Berechnungsmodells	142
5.4.1	Verbesserte Annahme einer bilinearen Spannungs-Dehnungs-Linie für das Textil	142
5.4.1.1	Ermittlung der Textilzugkraft	149
5.4.1.2	Abgrenzungskriterien	149
5.4.1.3	Verifizierung des verbesserten Berechnungsmodells und Vergleich der Rechnungen mit den Versuchsergebnissen	151
6	Bemessungsvorschlag für textil verstärkte Biegebauteile	157
6.1	Allgemeines	157
6.2	Gültigkeitsgrenzen	157
6.3	Grundsätzliches	157
6.4	Rechenwerte der Materialkenngrößen und erste Vorüberlegungen zur Ein- führung eines Teilsicherheitsbeiwertes für Textilbeton	158
6.4.1	Charakteristischer Wert der Betondruckfestigkeit und Klassifizierung	158
6.4.2	Bemessungswert der Betondruckfestigkeit	158
6.4.3	Rechnerische Spannungs-Dehnungs-Linie für Beton	159
6.4.4	Charakteristische Werte des Betonstahls und Duktilitätsklassen	159
6.4.5	Bemessungswerte des Betonstahls	159

6.4.6	Rechnerische Spannungs-Dehnungs-Linie für Betonstahl	160
6.4.7	Charakteristische Werte des Textils	160
6.4.8	Überlegungen zum Teilsicherheitsbeiwert für Textilbeton - Bemessungswerte des Textils	160
6.5	Biegebemessung	161
6.5.1	Anhaltspunkte für die Beurteilung der Möglichkeiten und Grenzwerte für die Verstärkung von Stahlbetonbauteilen	164
6.5.1.1	Allgemeines Bemessungsdiagramm	164
7	Zusammenfassung	173
8	Ausblick	175
9	Literaturverzeichnis	179
A	Kennwerte aus der Stahlzugprüfung	185
B	Technische Angaben zu verwendeten Fasern, Garnen und Textilien	189
C	Technische Angaben zu verwendeten Textilien	193
D	Spannungs-Dehnungs-Linien von Dehnkörpern und Arbeitslinien der Textilien	195
E	Übersicht über Eingangsgrößen zur Versuchsnachrechnung	199
F	Übersicht über Versuchsergebnisse	203
G	Formelzeichen	207

1 Einleitung

„Die praktische Bauausführung hat hinsichtlich der Art und Verwendung der Baustoffe, Baukonstruktionen und Arbeitsweisen durch viele Jahrhunderte eine seltsame Beharrlichkeit gezeigt. Erst dem 19. Jahrhundert war es vorbehalten, neue Wege und Möglichkeiten für die bautechnische Entwicklung und Gestaltung aufzutun. . .“ aus DER BAUINGENIEUR, 1937 [59].

Was wird DER BAUINGENIEUR über dieses Jahrhundert schreiben? Vielleicht: „Wissenschaftlern gelang Anfang des 21. Jahrhunderts, nachdem sich der Stahlbeton im 20. Jahrhundert bewährte und gleichzeitig seine Grenzen deutlich zu erkennen gab, der Durchbruch! Ein Baustoff, der an Einsetzbarkeit, Handhabbarkeit, Leichtigkeit und Flexibilität nicht zu überbieten ist, wurde entwickelt, erforscht und bemessungsfähig gemacht. Dieser hochleistungsfähige Baustoff, der textiltbewehrte Beton, ist eine unserer besten Entdeckungen des Jahrhunderts!“?

Menschen handeln oft intuitiv und erfahrungsgemäß. Als die Menschen nur die Baustoffe zur Verfügung hatten, die die Natur ihnen direkt anbot, bauten sie ihre Häuser aus Holz, Lehm und Stroh. Intuitiv vermengten sie Stroh und Lehm, um das Holzfachwerk damit auszufüllen, Tierhaare wurden Mörtel und Putz beigemischt. Mit der zunehmenden Industrialisierung entwickelten sich auch die Bauverfahren weiter. Das 19. Jahrhundert, genannt „Das Eisener“, wurde vor allem vom Eisenbau entscheidend geprägt. Es war das Jahrhundert der Erfindungen, wie die der Dampfmaschine und der Lokomotive. Ab 1840 erprobt, wurde in Deutschland seit 1855 Ortbeton für Fundamente, Treppen und Stützmauern eingesetzt. Grundlage der Entwicklung waren die Erfindung des Romanzements im Jahre 1798 durch den Engländer JAMES PARKER und des Portlandzements durch den Engländer JOSEPH ASPDIN (1779–1855) im Jahre 1824.

Erstmals Mitte des 19. Jahrhunderts - 1855 - baute der Franzose JOSEPH LOUIS LAMBOT (1814–1887) ein Boot aus eisenverstärktem Zementmörtel, weil er das Holz im Schiffsbau überall dort ersetzen wollte, wo es feuchtigkeitsgefährdet war. „... Ich gebe diesem Netz (aus Draht und Stäben) eine Form, die im bestmöglichen Maße dem Gegenstand angepasst ist, den ich herstellen will und biete es anschließend in hydraulischen Cement . . .“ (aus der Patentschrift). Er erfand das Betonboot „notgedrungen“ gemäß der Erfahrung, dass Holz von ständiger Feuchtigkeit angegriffen wird, verfügte gleichzeitig natürlich nur über sehr wenige Erfahrungen mit dem neuen Baustoff. Trotz allem meldete LAMBOT für seine Erfindung des „Ferciment“ ein Patent an (siehe Bild 1.1).

LAMBOT beschreibt in seinem Patent zur Herstellung von Eisenbetongegenständen im Schiffsbau ergänzend eisenbewehrte Betonteile und rundeisenbewehrte Säulen und Bal-

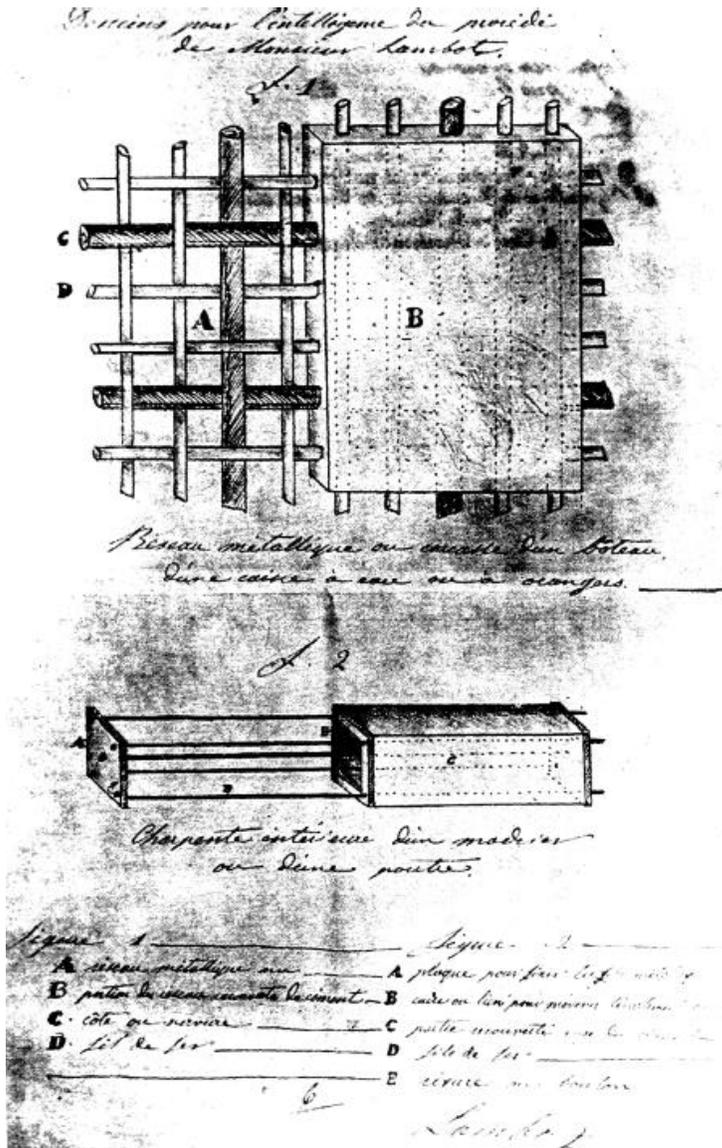


Bild 1.1: Auszug aus der LAMBOT'schen Patentschrift (entnommen aus HUBERTI [32])

ken, auf die sich der Patentschutz allgemein erstrecken sollte. Allgemein bezog sich der Patentschutz auf Eisenbetonprodukte, die als Holzaustauschstoffe dienen sollten.

Natur kann Ruhe, Ausgeglichenheit, Klarheit, Ursprung, im besten Fall den Ursprung klarer Gedanken verkörpern, angeregt durch Beobachtungen und Bedürfnisse. Es verwundert daher nicht allzu sehr, dass ausgerechnet ein Gärtner, der ja sonst immer der Mörder ist, zum Erfinder wurde. JOSEPH MONIER (1833–1906) stellte ab 1861 Pflanzkübel her, die er zur Verstärkung mit einem Eisengeflecht versah. Der Erfahrung, dass diese Behälter ansonsten zu schnell brachen, wurde der Franzose MONIER damit gerecht. Zusätzlich warb er für Feuchtebeständigkeit und Dauerhaftigkeit der Betonkübel, die - verglichen mit den bisher genutzten Holzkübeln - wesentlich besser waren.

1867 lässt sich MONIER die Herstellung von mit Eisen bewehrten Betonkübeln in Frankreich patentieren, 1868 folgt eines für Röhren und Behälter, 1869 eines für Platten, 1873 eines für Brücken und 1875 ein Zusatzpatent für Treppen JÜRGES [35]. Der Patentschutz für LAMBOTS Schiffsplanken sowie für MONIERS Eisenbetonprodukte galt allerdings den Herstellungsmethoden der Gegenstände und nicht dem statisch-konstruktiven Konzept.

Der Grundstein war gelegt, von nun an war der Fortschritt nicht mehr aufzuhalten. Ein französischer Zeitgenosse MONIERS, FRANÇOIS COIGNET (1814–1888), veröffentlichte 1861 in seinem Buch „Betons agglomérés appliqués à l'art de construire“ (Anwendungssammlung ... für die Kunst, zu konstruieren) Grundsätze zur Verwendung von bewehrtem Beton anhand von Ausführungsbeispielen für Eisenbetonprodukte. Er hatte das Prinzip der Wirkungsweise verstanden.

THADDEUS HYATT (1816–1901), amerikanischer Rechtsanwalt, erfand 1843 eine Glasgitterkonstruktion. Ein solches begehbare Gitter zur Überdeckung und Belichtung von Räumen unter Bürgersteigen und Höfen bestand aus einem bewehrten Betonrost mit Drahtglasfüllungen. HYATTS vorrangiges Interesse galt jedoch hauptsächlich der Feuerbeständigkeit von Eisenbeton. Seit 1855 führte HYATT Versuche an Beton mit Stahleinlagen durch und erkannte auch dessen Tragwirkung. „... Hydraulic cements and concretes are combined with metal bars and rods, so as to form slabs, beams and arches. The tensile strength of the metal is only utilized by the position, in which it is placed in slabs, beams etc. ...“. In seinem Buch „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“ (Versuche mit Beton und Eisen zum Nachweis der Wirtschaftlichkeit und Feuersicherheit bei Dächern, Decken und Fußsteigen) beschrieb HYATT erstmals deutlich die Verbundwirkung zwischen dem Beton und den Eiseneinlagen und zog daraus folgende Schlussfolgerungen (SPOFFORT [64]):

- Der Beton ist als feuersicherer Baustoff anzusehen.
- Das Eisen muss, um feuersicher zu sein, vollständig mit Beton eingeschlossen werden.
- Der Verbund zwischen Beton und eisernen Bändern ist ein vollkommener und gibt eine wirtschaftlichere Lösung als I-Träger.



Bild 1.2: Das Reichstagsgebäude ca. 1894 bis ca. 1900 [15]

- Die Wärmedehnung ist bei beiden Baustoffen hinreichend gleich.
- Das Verhältnis der Elastizitätszahlen ist mit 20 anzusetzen.
- Beton mit Eisen auf der Zugseite eignet sich nicht nur für Tragwerke im Hochbau, sondern auch wegen seiner Wetterfestigkeit und geringen Unterhaltskosten für Brücken.

1885 erwarben in Deutschland GUSTAV WAYSS und CONRAD FREYTAG die Monierpatente und der preußische Regierungsbaumeister MATTHIAS KOENEN (1849–1924) wendete sie beim Bau des Reichstagsgebäudes an, nachdem WAYSS und FREYTAG Bedenken zur Korrosionsgefahr und unterschiedlicher Temperaturdehnung auch aufgrund eigener Versuche aus dem Weg räumen konnten.

Vor allem die Tragfähigkeit und Feuersicherheit verhalfen dieser Bauweise zu einem schnellen Durchbruch. Der Siegeszug des Monier-, Eisen- oder ab 1920 Stahlbeton genannt, begann. Als dann EMIL MÖRSCH, später Professor für Statik der massiven Tragwerke, gewölbten Brücken und Eisenbetonbau an der Technischen Hochschule Stuttgart, 1902 eine erste wissenschaftliche und durch umfangreiche Versuchsreihen begründete Darstellung der Wirkungsweise des Eisenbetons veröffentlichte, waren dessen Einsatz auch in den Folgejahren - mit Zunahme der Forschungsarbeit, der Erfahrungen, des Mutes im Einsatz und natürlich des Bedarfs am Bau - immer weniger Grenzen gesetzt.

Es wurde die Bauweise des 20. Jahrhunderts schlechthin, eingesetzt für Straßen und Brücken, für Deckenplatten, später für ganze Gebäude und vieles mehr. Stahlbeton ist der wichtigste Baustoff Deutschlands. Über 100 Millionen Kubikmeter Stahlbeton werden pro Jahr „verbaut“.

Über die Euphorie lässt sich wenig streiten, oft aber über deren Ergebnisse: Die Plattenbauten der ehemaligen DDR sind dafür beispielhaft, erbaut in den 60er Jahren und unansehnlich in den 80er Jahren. Die Waschbetonfassaden der Gebäude waren für den Dauereinsatz unter ständiger Bewitterung zu wenig erprobt. Es gab Auswaschungen, oft Rostfahnen durch freiliegende Bewehrung und damit erheblichen Sanierungsbedarf. Zusätzlich entstanden - auch aufgrund der politischen und wirtschaftlichen Umstrukturierung unseres Landes - viele Umnutzungskonzepte für bestehende Bauwerke. Für damit häufig verbundene höhere Nutzlasten wurden zusätzliche Verstärkungsmaßnahmen für Tragwerksteile wie beispielsweise Deckenplatten, Balken und Stützen nötig, wollte man diese als Bausubstanz erhalten.

Anfang der 90er Jahre dachte man daraufhin nicht nur über Stahl-Glas-Fassaden und Glas-Beton-Fassaden im weitesten Sinn nach: Warum sollte der Baustoff Stahl nicht durch einen (zusätzlichen) Baustoff ersetzt (oder ergänzt) werden, der keine Korrosionsprobleme mit sich bringt und der trotz allem in der Lage ist, auftretende Zugkräfte aufzunehmen?

Deutlich vor den 90er Jahren wurden Verstärkungsverfahren zur Aufnahme zusätzlicher Zugkräfte durch Betonstahl kombiniert mit Spritzbeton¹ sowie durch aufgeklebte Stahllamellen wurden entwickelt. Hier war das Materialverhalten der zusätzlichen Bewehrung bereits bekannt und wurde als vorteilhaft angesehen. Zur strukturellen Verbesserung von Beton und Stahlbeton wurde die Beimengung von Kurzfasern aus Stahl untersucht. Obwohl diese Verfahren derzeit angewendet werden, ist das Korrosionsproblem damit nicht eliminiert.

Neue Möglichkeiten eröffnet der Einsatz von nichtmetallischen Fasern im Beton. Geklebte Kunststoff-Lamellen als Zusatzbewehrung und in Beton eingemischte derartige Kurzfasern zur Verbesserung der Eigenschaften von Beton und Stahlbeton sind ein Schritt weg vom Stahl, hin zu der Innovation, an der nun auf dem Gebiet der Endlosfasern aus Glas-, Carbon- oder anderen Hochleistungsfasern in den letzten Jahren verstärkt gearbeitet wird. Aus hunderten bis tausenden gebündelten Endlosfasern von wenigen Mikrometern Durchmesser entstehen Garne, die zu flächigen, textilen Bewehrungsstrukturen verarbeitet werden. Diese Textilien können als (Zusatz-) Bewehrung lastorientiert und damit effektiv eingesetzt werden. Dazu werden sie, schichtweise in Feinbeton gehüllt, auf das zu verstärkende Bauteil aufgebracht. Die Verstärkungsschichten können sehr dünn ausgeführt werden, da durch das nichtrostende Fasermaterial ein Korrosionsschutz - durch Gewährleistung einer erforderlichen Betondeckung - entfällt.

Die Entwicklung von Modellen zur Biegebemessung verstärkter Bauteile im Grenzzustand der Tragfähigkeit (GZT) war bei den Verstärkungsmethoden mittels Betonstahl und Lamellen aufgrund der bekannten Materialparameter und der Kenntnis der linear-elastischen Eigenschaften dieser homogenen Verstärkungsmaterialien weitgehend unproblematisch, obwohl auch dem Verbundverhalten zwischen Altbetonschicht und Bewehrungsschicht Rechnung getragen werden musste.

¹Spritzbeton ist seit 1920 in Deutschland bekannt.

Derzeit befindet sich ein vergleichbares Bemessungsmodell für den Einsatz textiler Bewehrungen als Verstärkungsmaterial in der Entwicklung. Die vorliegende Arbeit soll mit ihrem Anteil dazu beitragen, die Biegebemessung im GZT praxistauglich zu machen und damit die Grundvoraussetzung für die Anwendbarkeit dieser neuen Verstärkungsmethode zu schaffen. Verstärkung mittels textiler Bewehrungen sollte zukünftig dem Stand der Technik entsprechen.

Für neue Bauteile aus textilbewehrtem Beton können Prototypen gebaut werden, deren Tragfähigkeit im Labor nachzuweisen ist. Anders verhält es sich bei der Verstärkung bestehender Bauteile. Welche Möglichkeit der Bemessung hat also ein Planer, der eine Gebäudedecke verstärken will, weil anstatt eines Wohnzimmers dort ein Fischfachgeschäft mit schweren Aquarien entsteht?

2 Zielsetzung und Aufbau der Arbeit

Die vorliegende Arbeit ist das Ergebnis der Forschung innerhalb eines Teilprojektes des Sonderforschungsbereiches 528 „Textile Bewehrungen zur bautechnischen Verstärkung und Instandsetzung“ der TU Dresden. Das Teilprojekt stand und steht im Verbund mit vielen anderen Teilprojekten des Sonderforschungsbereiches, die einerseits die Werkstoffe, den Verbund zwischen Textil und Matrix, den Verbund zwischen zu verstärkendem Bauteil und Verstärkungsschicht, die numerische Simulation der (verstärkten) Bauteile selbst, Lebensdauer und Sicherheit untersuchen. Auch sie bearbeiten Bereiche, die durch konstruktive Zusammenarbeit der komplexen Erforschung des textilbewehrten Betons insgesamt dienen. Es ist dadurch zum Teil möglich, auf bereits abgeschlossene Forschungsarbeiten aufzubauen (JESSE [34], ABDKADER [1]), beziehungsweise Teilergebnisse eng themenverwandter Projekte als Grundlage für die vorliegende Forschungsarbeit zu nutzen.

Hauptziel der vorgestellten Arbeit ist die Entwicklung eines Modells für die Biegebemessung von verstärkten Bauteilen mit Rechteckquerschnitt im GZT. Es gilt ebenso, alle Interessenten und all die Planer, die vor der Aufgabe stehen, ein Bauwerk zu sanieren, zu ertüchtigen und der geplanten Nutzung entsprechend aufzurüsten, ausführlich über den Verbundbaustoff textilbewehrter Beton zu informieren.

In den Ausführungen zum Stand des Wissens, wie zu etablierten Nachweisverfahren und allgemeingültigen Materialbeziehungen, werden alle verwendeten Baustoffe und deren Bestandteile bezüglich ihres Materialverhaltens detailliert vorgestellt und analysiert. Es wird herausgestellt, dass das Biegebemessungsmodell für Stahlbeton im GZT als Basis für die Modellbildung zur Biegebemessung eines textil verstärkten Bauteils verwendet werden kann. Nach einer Beschreibung von Annahmen, Eingangsgrößen und Bemessungsmodell folgt ein Überblick über bereits gängige Verstärkungsmethoden, -verfahren und -materialien. Die jeweiligen dort angewandten Bemessungsmodelle werden vorgestellt. Doch warum ist der textilbewehrte Beton anders als andere Verstärkungsmaßnahmen, was grenzt ihn als Besonderheit ab?

Neben den theoretischen Voruntersuchungen und -überlegungen war es von außerordentlicher Bedeutung, experimentelle Untersuchungen durchzuführen. Zu diesem Zweck wurden verschieden konzipierte Stahlbetonplatten und -balken beschichtet und parallel zu unverstärkten Referenzbauteilen auf Biegung bis zum Bruch belastet. Im Anschluss an die Darlegung des Wissensstandes folgt eine ausführliche Beschreibung der Versuche, beginnend mit den Materialkennwerten der verwendeten Materialien einschließlich des Verbundwerkstoffes textilbewehrter Beton. Es werden Geometrie der Probekörper, Lastannahmen, Stahl- und Textilbewehrungsgrad, die verwendeten Baustoffe, die Serienplanung und Ver-

stärkungskriterien, die Beschichtungstechnologie, der Versuchsaufbau und die Versuchsdurchführung beschrieben.

Die Versuchsergebnisse werden dargestellt und hinsichtlich erreichter Bruchlasten, auftretender Verformungen, Dehnungen, Rissentwicklung und anderer Gesichtspunkte ausgewertet. Konnte durch die Verstärkung mittels textilbewehrtem Beton tatsächlich die Bruchlast gesteigert werden? In welchen Größenordnungen gab es eine Traglaststeigerung? Wie verhält sich das verstärkte Bauteil kurz vor dem Versagen? Das Fazit dieses Kapitels ist die Definition der Versagensmechanismen, anhand derer der Grundstein für die Entwicklung des Berechnungsmodells zur Nachrechnung von Versuchen gelegt wird, welches das nächste Kapitel beinhaltet.

Die Grundlagenentwicklung des Berechnungsmodells steht zunächst im Mittelpunkt. Wichtige Gesichtspunkte sind dabei verwendete Annahmen und Eingangsgrößen, die den Versuch wirklichkeitsnah abbilden sollen. Die Nachrechnung der Versuchsergebnisse erfolgt für unverstärkte Versuchskörper mit einem Rechenmodell für reine Stahlbetonbauteile, welches dann auf textil verstärkte Bauteile erweitert wird. Zusätzliche Annahmen und Eingangsgrößen werden erklärt. Am Ende dieses Kapitels wird das erarbeitete Berechnungsmodell anhand der vorliegenden Versuche verifiziert, diskutiert, beurteilt und verbessert. Innerhalb des Kapitels werden Grenzen der Anwendung des bisher entwickelten Modells sowie der bisher eingesetzten Verstärkungsmaterialien aufgezeigt.

Im letzten Kapitel der Forschungsarbeit wird ein Bemessungsvorschlag für textilbewehrte Biegebauteile unterbreitet. Durch das vorgeschlagene Verfahren wird eine Bemessung für eine Beanspruchung aus Biegung mit und ohne Längskraft für Bauteile mit und ohne Druckbewehrung prinzipiell ermöglicht. Das Kapitel beinhaltet erste Vorüberlegungen zur Nutzung eines allgemeinen Bemessungsdiagramms und zu Einführung eines Teilsicherheitsbeiwertes für den Textilbeton. Noch genauer zu untersuchende Einflüsse werden auch in diesem Fall ausdrücklich erwähnt.

Am Ende der Arbeit folgen eine Zusammenfassung und der Ausblick auf die Zukunft.

3 Stand des Wissens

3.1 Allgemeines zu Bemessung, Materialverhalten und Nachweiskonzept

In den folgenden Kapiteln werden die Grundlagen einer Biegebemessung im Stahlbetonbau sehr ausführlich geschildert, da das entwickelte Bemessungsmodell für textil verstärkte Biegebauteile auf diesen aufbaut. Ausführungen zum Materialverhalten und dessen vereinfachte Darstellung in Form von Arbeitslinien sind ebenfalls enthalten.

3.1.1 Bemessung

Durch eine Bemessung wird das Ziel verfolgt, den Verlust der Tragfähigkeit eines Bauteils oder Tragwerks unter den maßgebenden Beanspruchungen sicher zu vermeiden. Gleichzeitig müssen alle aus der vorgesehenen Nutzung resultierenden Anforderungen, wie z.B. die Begrenzung von Bauteilverformungen, berücksichtigt werden, um die Gebrauchstauglichkeit zu gewährleisten. Tragfähigkeit und Gebrauchstauglichkeit müssen parallel während der Gesamtlebensdauer des Bauwerks erhalten bleiben (Dauerhaftigkeit).

Im Stahlbetonbau erlaubt das Tragverhalten der Bauteile eine separate Betrachtung der Beanspruchungen

- Biegung und Längskraft,
- Querkraft und
- Torsion.

Die Einwirkungen auf Bauwerke - planmäßige und unplanmäßige - sowie die Bauwerks- und Baustoffeigenschaften unterliegen vielfältigen Streuungen. Für eine praxisgerechte Bemessung wird dem stochastischen Charakter der genannten Eingangsgrößen durch die Einführung von Teilsicherheitsbeiwerten Rechnung getragen. Die Sicherheitskonzepte moderner Regelwerke - wie DIN 1045-1 [18] - sehen bei der Bemessung aus der Vielfältigkeit möglicher Zustände des Tragwerks die Untersuchung der *Grenzzustände der Tragfähigkeit* und der *Grenzzustände der Gebrauchstauglichkeit* vor. Ein Überschreiten der Grenzzustände bedeutet den Verlust der jeweils benannten Funktion.

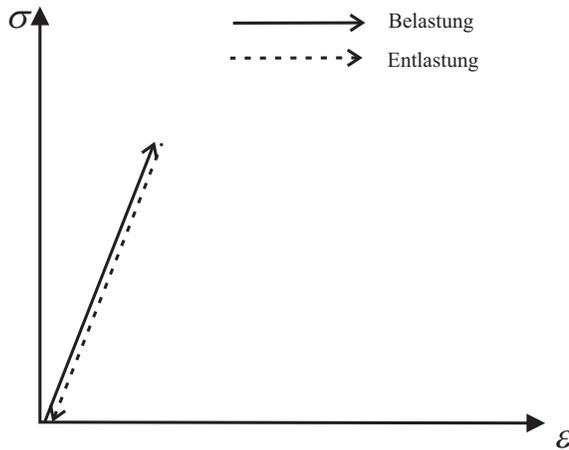


Bild 3.1: linear-elastisches Materialverhalten

Innerhalb dieser Arbeit wird der Grenzzustand der Tragfähigkeit durch Querschnittsver-sagen bei einer Beanspruchung aus Biegung und Längskraft untersucht.

Welchen Ansprüchen muss ein Bemessungsmodell genügen? Es muss einfach handhabbar, zulässig und zuverlässig sein.

3.1.2 Beschreibung des Materialverhaltens

Für die Entwicklung von Bemessungsmodellen muss das komplexe Materialverhalten realer Baustoffe durch möglichst einfache, jedoch sichere, zulässige und zuverlässige Modelle idealisiert werden. Erst damit werden eine mathematische Beschreibung und deren anschließende numerische Umsetzung ermöglicht.

Für die Approximation von Materialkennlinien sind verschiedene Idealisierungsstufen ge-bräuchlich, die im Folgenden dargestellt werden:

Lineare Kennlinien

sind geeignet zur Beschreibung von Materialien, die sich bis zum Erreichen eines Dehnungs- bzw. Spannungsgrenzwertes (z.B. Druckfestigkeit) weitgehend linear-elastisch verhalten (siehe Bild 3.1). Ein typisches Anwendungsbeispiel stellen Kohlefaserlamellen dar.

Nichtlineare Kennlinien

sind dann zu verwenden, wenn die reale Charakteristik des Materials deutlich vom li-nearen Verhalten abweicht und die Erfassung des nichtlinearen Anteiles im Berechnungsmodell zwingend erforderlich ist. Unterschieden werden muss hierbei, ob es sich um nichtlinear-elastisches Verhalten oder nichtlinear-inelastisches Verhalten handelt. Nichtlinear-elastisches Verhalten ist dadurch gekennzeichnet, dass die Verformungslinie für Be- und Entlastungsprozesse identisch ist und eine vollständige Entlastung mit einem vollständigen Rückgang der Verformungen verbunden ist (z.B. Gummi). Nichtlinear-inelastisches Verhalten liegt zum Beispiel bei Beton vor, der bei Überschreitung eines

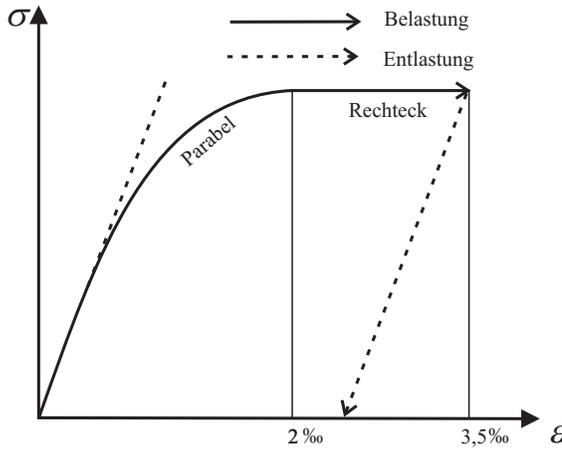


Bild 3.2: nicht-lineares Materialverhalten am Beispiel von Beton, oft vereinfacht durch ein Parabel-Rechteck-Diagramm

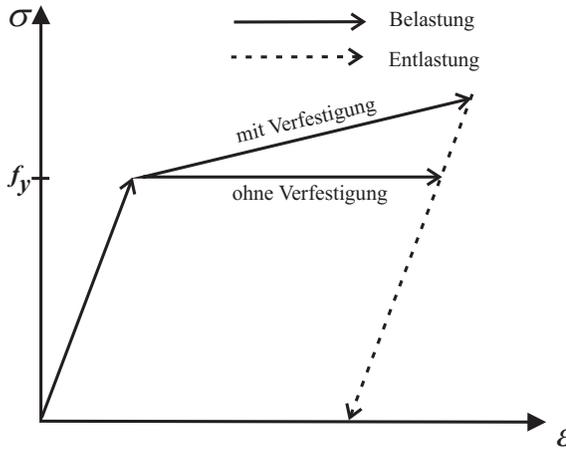


Bild 3.3: linear-elastisch-ideal-plastisches Materialverhalten (horizontaler Ast)

bestimmten Spannungsniveaus (z.B. ca. 40% der Druckfestigkeit bei Normalbeton) deutlich nichtlineares Materialverhalten aufweist (siehe Bild 3.2). Bei Entlastung zeigt die Spannungs-Dehnungs-Linie einen anderen Verlauf als bei Belastung, d.h. es bleiben (plastische) Dehnungsanteile bestehen.

Bi- oder multilineare Kennlinien

stellen eine Möglichkeit zur mathematischen Vereinfachung allgemein nichtlinearer Kennlinien dar (siehe Bilder 3.3 und 3.4). Sie sind besonders geeignet für Materialien mit weitgehend linearem Verhalten zwischen definierten Spannungs- bzw. Verformungswerten. Auch hier ist zwischen elastischen und plastischen Verformungsanteilen zu unterscheiden. Eine häufige Anwendungsform ist die bilineare Arbeitslinie zur Beschreibung des Materialverhaltens von Stahl.

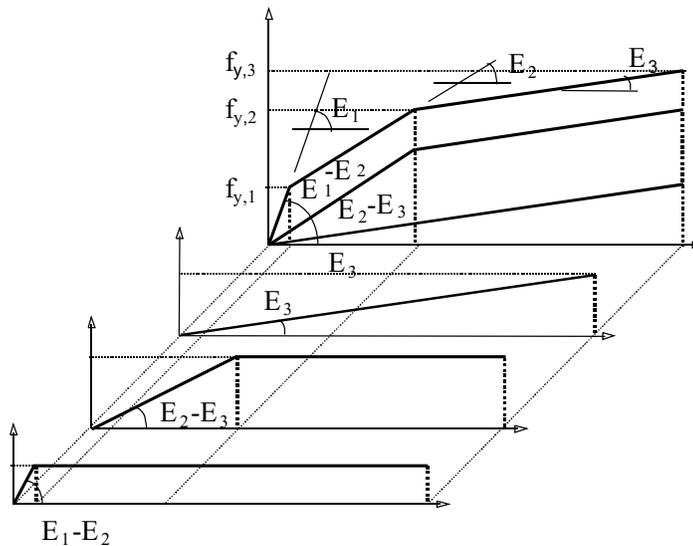


Bild 3.4: Superposition bilinearer Arbeitslinien zu einem multilinearen Ansatz nach MARX, um die parabelförmige Spannungs-Dehnungs-Linie für Beton zu approximieren, entnommen aus MARX [42]

Starr-plastische Materialmodelle

sind eine Sonderform zur Beschreibung des Materialverhaltens. Der elastische Anteil der Verformung wird vollständig vernachlässigt, ab einem definierten Spannungsniveau treten ausschließlich plastische Verformungen auf (siehe Bild 3.5). Starr-plastische Modelle eignen sich deshalb besonders zur Darstellung des Tragverhaltens hochduktiler Materialien (z.B. Stahl), bei denen der elastische Verformungsanteil im Vergleich zu den möglichen plastischen Verformungen klein ist. Starr-plastisches Materialverhalten bildet die Grundlage für die Beschreibung der sogenannten plastischen Grenzlast, welche ausschließlich auf der Basis von Gleichgewichtsbedingungen und Spannungsbegrenzungen definiert werden kann. Anwendungsformen stellen das Fließgelenk- bzw. Fließlinienverfahren dar.

3.1.3 Nachweiskonzept im GZT

Für die rechnerischen Nachweise im Grenzzustand der Tragfähigkeit wird die Schnittgrößenmittlung auf Grundlage der *Elastizitätstheorie* durchgeführt. Die Schnittgrößen werden mit den vereinfachten Spannungs-Dehnungs-Linien der Materialien (siehe Kapitel 3.1.2) in Abhängigkeit von einem vorgegebenen Dehnungszustand im Querschnitt ermittelt. Der Dehnungszustand wird linear über den Querschnitt verteilt angenommen, was einen homogenen Baustoff, das Ebenbleiben der Querschnitte (BERNOULLI) und eine Proportionalität von Spannungen und Dehnungen (HOOK) voraussetzt.

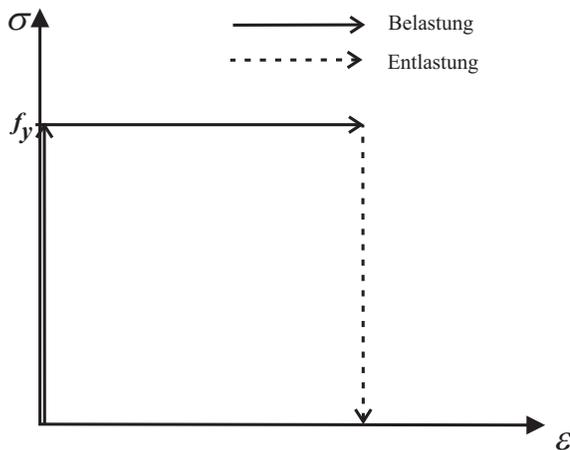


Bild 3.5: starr-plastisches Materialverhalten

Das linear-elastische Verfahren zur Ermittlung der Schnittgrößen baut auf der Steifigkeit des ungerissenen Querschnitts auf. Es ist das gegenwärtig am häufigsten in der Praxis verwendete Verfahren. Einwirkungen und Beanspruchungen (Schnittgrößen) stehen in einem linear-elastischen Zusammenhang. Das Superpositionsgesetz gilt uneingeschränkt, so dass Schnittgrößen aus verschiedenen Lastfällen beliebig überlagert und mit Teilsicherheitsbeiwerten und Kombinationsbeiwerten belegt werden können. Durch Kombinationsbeiwerte wird berücksichtigt, dass die Maxima veränderlicher Einwirkungen (Nutzlasten, Verkehrslasten, Schneelasten, Wind, Temperatur) nicht gleichzeitig auftreten. System (Schnittgrößen) und Querschnitt (Bemessung) werden bei statisch bestimmten Systemen getrennt voneinander betrachtet.

Der Nachweis der Tragfähigkeit im GZT besteht aus einer Gegenüberstellung der Bemessungswerte von Beanspruchungen E_d und des Bauteilwiderstands R_d :

$$E_d \leq R_d \tag{3.1}$$

Bemessungswerte werden ermittelt, indem charakteristische Werte der Einwirkungen und Baustoffeigenschaften mit zugehörigen Teilsicherheitsbeiwerten $\gamma_{...} \geq 1$ multipliziert bzw. dividiert werden.

Charakteristische Werte sind im Bauwesen verwendeten Quantile von stochastischen Verteilungen der Beanspruchungen und Widerstände. Quantilwerte sind Werte, die für eine vorgegebene Wahrscheinlichkeit unterschritten oder gerade erreicht werden. Für die Betondruckfestigkeit wird beispielsweise das 5 %-Quantil verwendet - der Wert der Druckfestigkeit, den bei einer Prüfung an theoretisch unendlich vielen Probekörpern nur 5 % der Probekörper unterschreiten oder erreichen.

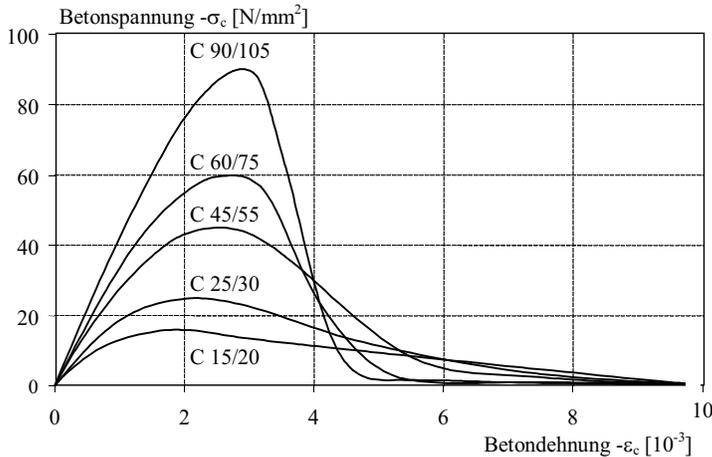


Bild 3.6: Spannungs-Dehnungs-Linien von einaxial auf Druck beanspruchten Betonproben (entnommen aus EIBL ET AL. [27])

3.2 Allgemeines Materialverhalten der verwendeten Baustoffe

3.2.1 Beton

Wird ein Betonbauteil einaxialem Druck ausgesetzt, zeigt dieses schon bei Spannungen ab ca. 40 % der maximalen Betondruckspannung einen nichtlinearen Verlauf in der Arbeitslinie. Maßgeblich ist dafür die geringe Verbundfestigkeit zwischen Zuschlagkörnern und dem Zementstein verantwortlich, denn die bereits im unbelasteten Zustand vorhandenen Risse zwischen beiden Komponenten beginnen zu wachsen. Die Rissbildung wird hauptsächlich durch Kraftumlenkung infolge unterschiedlicher Steifigkeit zwischen Zuschlag und Zementstein verursacht, die wiederum zur Zugbeanspruchung in Querrichtung führt. Werden die Beanspruchungen höher, nimmt das Formänderungsverhalten progressiv zu, weil sich mehr Risse bilden, Risse sich verlängern und verbinden. Die Krümmung der Arbeitslinie wird bis zum Erreichen der Betondruckfestigkeit sehr viel stärker. So ist bei hochfestem Beton ist die Approximation des linear-elastischen Verhaltens bis zum Spannungsscheitel gerechtfertigt, während bei einem Beton C 15/20 eher der linear-elastisch-ideal-plastische Ansatz vertretbar wäre.

Nachdem die höchste aufnehmbare Spannung im Beton erreicht ist, kommt es im Betonbauteil zu einer klaren Entfestigung, wobei das Nachbruchverhalten von der Betondruckfestigkeit abhängt. Bei geringer Betongüte wird der abfallende Ast der Spannungs-Dehnungs-Linie immer flacher. Im Allgemeinen versagt hier die Kontaktzone zwischen Zuschlagkorn und Zementmatrix. Bei höherer Betongüte wechselt der Versagensmechanismus, es brechen die Zuschlagkörner, was zum spröderen Versagen verglichen mit dem bei geringerer Betongüte führt.

Die gebräuchliche Annahme für die Querschnittsbemessung ist das Parabel-Rechteck-Diagramm als eine Form der nicht-linearen Arbeitslinie (z.B. in DIN 1045-1 [18] und EC2 [23]). Für Betonfestigkeitsklassen bis einschließlich C50/60 beträgt die maximale Randstauchung $-3,5\text{‰}$. Bis zu einer Stauchung von $-2,0\text{‰}$ verläuft bei Betonen bis zu dieser Festigkeit die Spannungs-Dehnungs-Linie in Form einer Parabel, danach bleibt die Spannung bis zum Erreichen der maximalen Randstauchung, auch Bruchstauchung genannt, konstant.

Näherungsweise darf auch die bilineare, linear-elastisch-ideal-plastische Arbeitslinie, angewendet werden (siehe Bild 3.7) und der Spannungsblock mit starr-plastischer Spannungs-Dehnungs-Linie. Bei einer Biegedruckzone mit veränderlicher Breite über die Höhe des Querschnitts wird der Spannungsblock oft zur vereinfachten Ermittlung der Betondruckkraft eingesetzt. Die maximale Betonstauchung ist auch bei den letztgenannten vereinfachten Ansätzen auf $3,5\text{‰}$ begrenzt (bis C50/60).

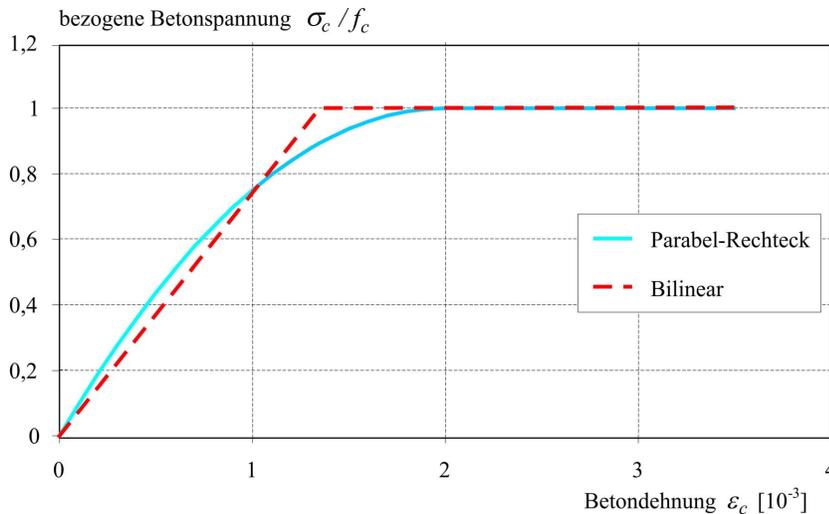


Bild 3.7: Spannungs-Dehnungs-Linien für die Querschnittsbemessung

Da die Zugfestigkeit des Betons nur ca. 6 bis 10% seiner Druckfestigkeit entspricht und zudem sehr starken Streuungen unterworfen ist, ist aus Gründen der Sicherheit ein Ansatz der Zugfestigkeit beim Tragfähigkeitsnachweis von Querschnitten nicht gestattet.

3.2.2 Betonstahl

In Stahlbetonbauteilen werden sowohl kaltverformte als auch naturharte bzw. wärmebehandelte Betonstähle eingesetzt. Die Werkstoffeigenschaften dieses - aus der Sicht eines Bauingenieurs - homogenen Materials werden in der Regel durch Zugversuche gewonnen, da nur die einaxialen Eigenschaften von Bedeutung sind. Die Arbeitslinie von Stahl unter Druckbeanspruchung entspricht annähernd derjenigen unter Zugbeanspruchung.

Zunächst verhalten sich alle Stahlsorten bei Belastung linear-elastisch mit einem etwa identischen Elastizitätsmodul von 200–220 kN/mm². Wird bei einer weiteren Belastung die so genannte Streckgrenze überschritten, kommt es bei naturharten bzw. wärmebehandelten Stählen zur Ausbildung eines mehr oder weniger ausgeprägten Fließbereichs. Anschließend an diesen Bereich steigt die Spannungs-Dehnungskurve erneut an. Es kommt zu einer Nachverfestigung des Materials bis zum Erreichen der Zugfestigkeit.

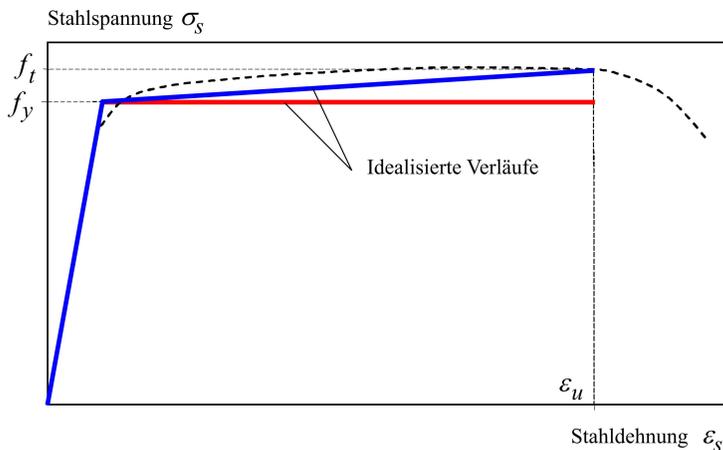


Bild 3.8: Annäherung der Spannungs-Dehnungs-Linie von Bewehrungsstahl, siehe auch KÖNIG ET AL. [36]

Nach Erreichen der so genannten Gleichmaßdehnung¹ ist auch bei weiterer Dehnungserhöhung keine Laststeigerung mehr möglich. Der Stahl schnürt sich ein, es kommt zum Bruch.

Die Spannungs-Dehnungs-Linien zur vereinfachten Darstellung des Materialverhaltens von Bewehrungsstahl werden entweder bilinear angenommen oder linear-elastisch-idealplastisch ohne die Berücksichtigung der Verfestigung. Der elastische Bereich erstreckt sich bei beiden Annahmen bis zur Streckgrenze. Nach DIN 1045-1 beträgt die rechnerische Bruchdehnung von Betonstahl - also die bei einer Bemessung ansetzbare zulässige Maximaldehnung - 25 ‰.

¹Die Gleichmaßdehnung entspricht der Dehnung beim Erreichen der Zugfestigkeit.

3.2.3 Textile Einzelfaser aus AR-Glas (Filament)

Glasfasern (Filamente, Einzelfasern) stellen das Ausgangsmaterial für textile Bewehrungsmaterialien dar. Im Vergleich zum Bewehrungsstahl sind Filamentgarne sehr komplexe Gebilde, bei denen zunächst die Filamente, auch Monofilamente genannt, einzeln betrachtet werden. Die eingesetzten Fasern müssen im alkalischen Milieu des Betons widerstandsfähig gegen chemische Angriffe sein. Ende der sechziger Jahre wurden alkaliresistente Glasfasern (AR-Glasfasern) entwickelt, die im Beton eine ausreichende Dauerhaftigkeit besitzen. Auch in der vorliegenden Arbeit wurden Hochleistungs-Glasfaserfilamentgarne aus AR-Glasfasern zur Verstärkung von Bauteilen eingesetzt.

Filamente werden im Düsenziehverfahren hergestellt (für nähere Ausführungen siehe JESSE [34]) und durchlaufen direkt nach ihrem Auszug aus der Düse ein Schlichtebad, eine wässrige Suspension aus Polyvinylacetat und weiteren Zusätzen wie Silanen und Antistatika. Ohne die Schlichte wäre eine Verarbeitung der Faserstränge kaum möglich. Die Aufgabe der Schlichte ist es,

- die Filamente dauerhaft zu einem möglichst dichten Roving zu verbinden und
- die Reibung zwischen den Fasern zu verringern, um während der Verarbeitung die Filamentbrüche zu minimieren.

Die Eigenschaften von Filamenten und Garnen wurden von ABDKADER ET AL. [3] eingehend untersucht. Die Zugfestigkeiten und der Verlauf der Spannungs-Dehnungs-Linien sind dabei von besonderer Bedeutung für die weiteren Betrachtungen, wird doch in den Untersuchungen eine Abnahme der Zugfestigkeit mit fortschreitender Verarbeitung der Filamente zu Garnen und von Garnen zu Textilien aufgezeigt. Gleichzeitig wird die Veränderung des homogenen Fasermaterials mit linearen Materialeigenschaften (Filamente) zu einem Material mit stark nichtlinearen Eigenschaften (Textilien) nachvollzogen.

Glasfasern erreichen sehr hohe Festigkeiten, weil ihre Oberfläche kaum Defekte aufweist. Oberflächendefekte führen bei Belastung zu Spannungskonzentrationen. Die Größe der belasteten Fläche hat damit einen Einfluss auf die Festigkeit des Glases, denn je größer die Fläche ist, desto größer ist die Wahrscheinlichkeit einer vorhandenen „Sollbruchstelle“ in Form einer Kerbe. Einflüsse von Belastungsdauer und Feuchtigkeit auf die Festigkeit werden von JESSE [34] diskutiert.

ABDKADER ermittelt das Spannungs-Dehnungs-Verhalten von AR-Glasfilamenten in Anlehnung an den internationalen Standard DIN EN ISO 5079 (Details siehe SFB 528 [63]). Die Arbeitslinien (siehe Bild 3.9) zeigen ein nahezu linear-elastisches Verhalten der Filamente bis zum Bruch. Der Bruch ist durch ein plötzliches Versagen gekennzeichnet. Die Dehnungen von AR-Glasfilamenten erreichen Größenordnungen von ca. 1,8 % bis 3,0 % bei Spannungen von ca. 1500 N/mm^2 bis 2300 N/mm^2 (siehe auch JESSE [34]).

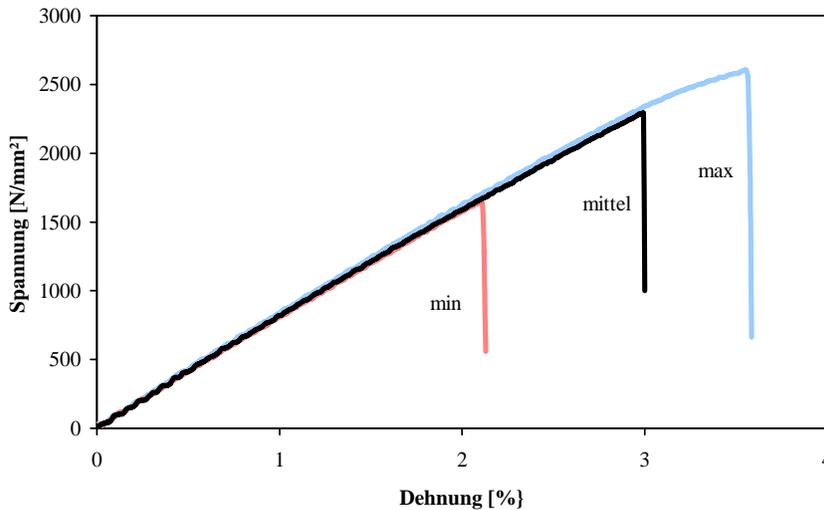


Bild 3.9: Spannungs-Dehnungs-Linien für Filamente eines Filamentgarnes der Feinheit 310 tex von NEG (entnommen aus JESSE [34])

Die Einzelfilamente mit dem größten Durchmesser erzielten erwartungsgemäß die schlechtesten Ergebnisse. WENDE, MÖBES & MARTEN [70] erklären die höheren Zugfestigkeiten kleinerer Filamentdurchmesser zusätzlich mit der kürzeren Abkühlgeschwindigkeit beim Herstellungsprozess. Weitergehende technische Angaben zu den Fasern können den Veröffentlichungen des SFB 528 entnommen werden, z. B. [63]. Für die Bemessung eines textil verstärkten Bauteils können die Arbeitslinien von Filamenten nicht verwendet werden.

3.2.4 Filamentgarn aus AR-Glas (Roving)

Filamentgarne (Rovings) bestehen aus einem Bündel von 400 bis zu 2000 Einzelfilamenten mit Filamentdurchmessern von ca. $13\text{-}26\ \mu\text{m}$ JESSE [34]. Da die Filamentfestigkeit streut, versagen in einem Roving einige Filamente eher als andere. Die Zugfestigkeit von Garnen ist damit bedeutend niedriger als die Summe der Festigkeiten der Einzelfilamente. Zusätzlich sind im Roving produktionsbedingt nicht alle Fasern gleichmäßig gestreckt. Bei Belastung müssen einige Fasern erst glatt gezogen werden, bevor sie sich am Lastabtrag beteiligen. Fasern, die bereits von Beginn der Belastung an Zugkräfte aufnehmen, versagen eher als die „Quereinsteiger“.

Filamentgarne sind heterogene Gebilde mit sehr komplexen Verbundmechanismen. Mikroskopische Untersuchungen haben gezeigt, dass die Filamentdichte von außen nach innen zunimmt.

Die Garnfestigkeit wird im Zugversuch ermittelt, siehe ABDKADER [1]. Mit der angewandten Methode des Prüfverfahrens mit Seilumlengklemme wird durch Umlenkkräfte (Skizze siehe Bild 3.10) der Verbund zwischen den Filamenten aktiviert, was auch im Verbundwerkstoff den maßgeblichen Mechanismus zur Krafteinleitung darstellt.

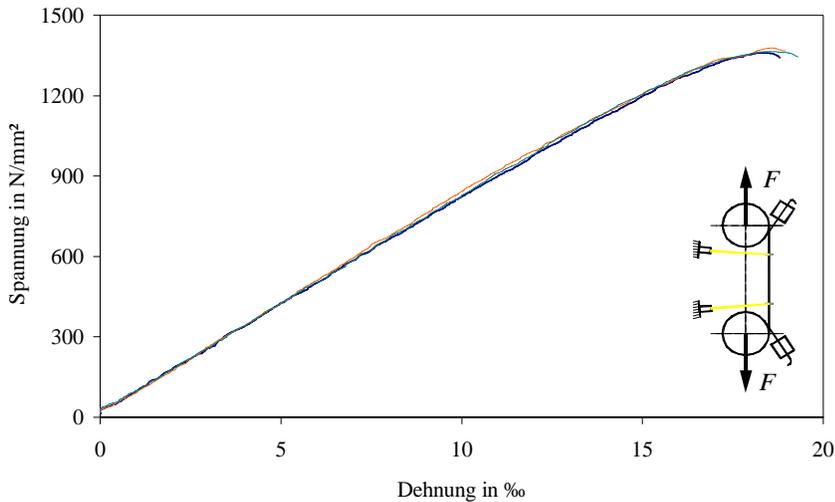


Bild 3.10: Spannungs-Dehnungs-Linien für Filamentgarne der Feinheit 310 tex von NEG (entnommen aus JESSE [34])

Der Verlauf der zugehörigen Spannungs-Dehnungs-Linien wird von einem ausgeprägten linear-elastischen Bereich dominiert. Zu Beginn der Belastung und kurz vor Erreichen der Zugfestigkeit weicht der Verlauf der Arbeitslinie vom linear-elastischen ab. Die Divergenz am Anfang der Spannungs-Dehnungs-Linie ist auf das beschriebene Problem der Faser-glättung bei Belastungsbeginn zurückzuführen. Der Abfall der Spannungs-Dehnungs-Linie kurz vor dem Versagen des Garns ist nach Beobachtungen von OFFERMANN ET AL. [44], [2] auf den Ausfall einzelner Filamente zurückzuführen, der sich kurz vor dem Erreichen der Bruchspannung häuft.

Die Arbeitslinien der Filamentgarne werden trotz allem vereinfacht linear-elastisch beschrieben.

Technische Angaben zu den verwendeten Garnen und den Filamenten, aus denen diese Garne hergestellt wurden, sind in Anhang B aufgeführt.

3.2.5 Textile Bewehrungsstruktur aus AR-Glas (Gelege, Textilien, Nähgewirke)

Textilien bestehen aus mindestens zwei Lagen paralleler Filamentgarnscharen, die in der Nähwirkmaschine übereinander gelegt und durch einen Nähfaden miteinander verbunden werden. Die Bindungsarten beim Vernähen der bis zu vier Ebenen von Filamentgarnscharen werden durch die Art der Maschenbildung beschrieben. Die zum Einsatz kommenden Bindungsarten sind: Trikot, Trikot gegenlegig oder Franse-Trikot (siehe Bilder 3.11 und 3.12). Die Filamentgarne sollten beim Vernähen möglichst gestreckt liegen. Die Nähfäden aus Polypropylen oder Polyethylen werden für die Tragwirkung vernachlässigt.

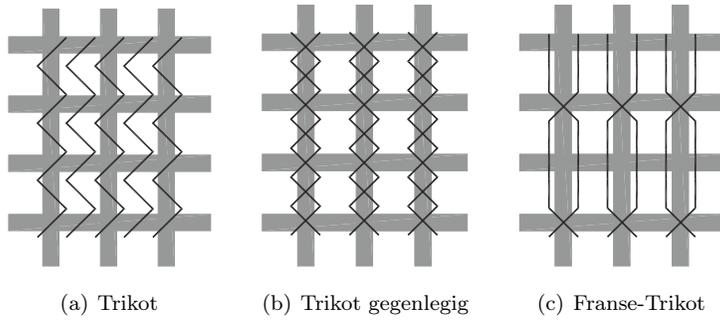
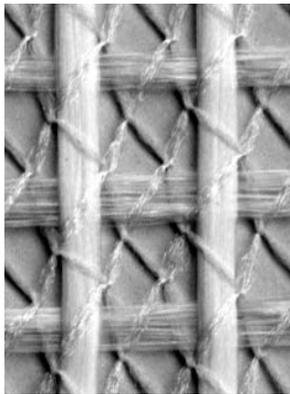
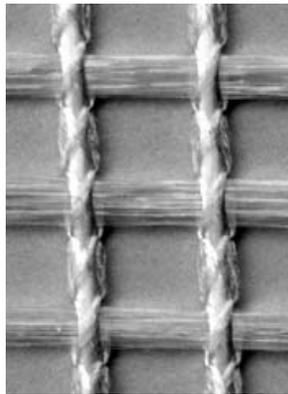


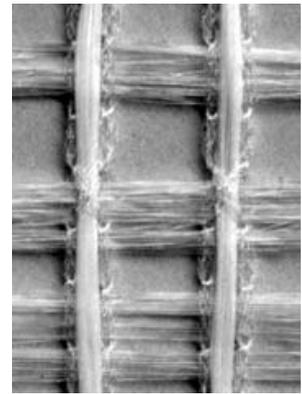
Bild 3.11: Schematische Darstellung möglicher Bindungen (entnommen aus OFFERMANN ET AL. [44])



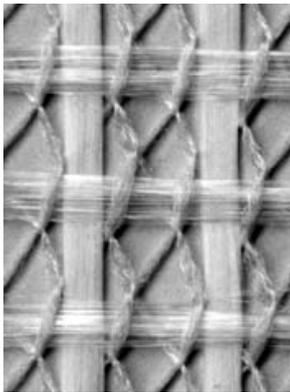
(a) Trikot



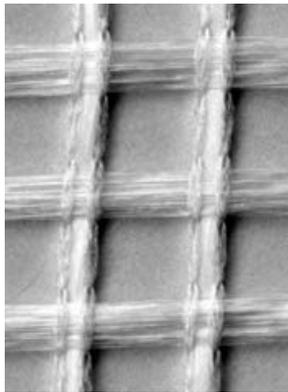
(b) Trikot gegenlegig



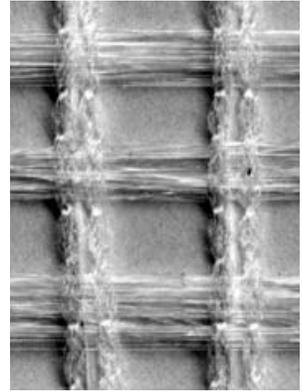
(c) Franse-Trikot



(d) Trikot



(e) Trikot gegenlegig



(f) Franse-Trikot

Bild 3.12: Ansicht der unterschiedlichen Bindungsvarianten bei gleicher Stichelänge (a bis c Oberseiten, d bis f Unterseiten, entnommen aus JESSE [34])

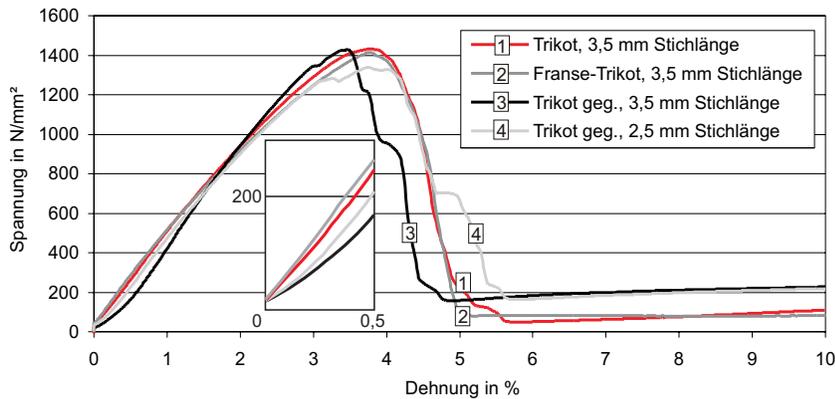


Bild 3.13: Spannungs-Dehnungs-Verhalten biaxialer Strukturen in Ketttrichtung (entnommen aus OFFERMANN ET AL. [44])

Die entstehenden Nähgewirke bestehen aus den parallelen Kettfäden, die in Produktionsrichtung laufen und den Schussfäden. Bei multiaxialen Gelegen besteht die Möglichkeit, neben der Kettfadenebene bis zu drei weitere Ebenen von parallelen Filamentgarnscharen in einem frei wählbaren Winkel von -30°C bis -90°C und $+30^\circ\text{C}$ bis $+90^\circ\text{C}$ anzuordnen. Somit ist es möglich, die textile Bewehrung bei mehraxialen Belastungen belastungsorientiert einzubauen.

Im Rahmen der Untersuchungen dieser Arbeit werden die zweilagigen orthogonalen Strukturen NWM3-022-00² und NWM4-011-03 zu Verstärkungszwecken verwendet, bei denen die Kettfäden als Längsbewehrung fungieren und die Schussfäden als Querbewehrung. Für deren Herstellung wurden die an der TU Dresden vorhandenen Nähwirkmaschinen Multiaxial (NWM3-022-00) und Biaxial (NWM4-011-03) vom Typ Malimo verwendet.

In Anhang B sind die Eigenschaften der verwendeten textilen Bewehrungsstrukturen aufgeführt.

Die Zugprüfung der Textilien ergab bei gleichartigen Gelegen annähernd gleiche Festigkeiten unabhängig von der Bindungsart. Der Verlauf der Spannungs-Dehnungs-Linie zu Belastungsbeginn zeigt jedoch bei Textilien, die mit der Bindung Trikot gegenlegig verbunden sind, zu Beginn der Arbeitslinie eine größere absolute Dehnung verglichen mit den anderen Bindungsarten (siehe Bild 3.13). Der Verlauf der Spannungs-Dehnungs-Linie bis zum Erreichen der Zugfestigkeit kann vereinfacht linear-elastisch angenähert werden. Die Kräfte werden bei der Zugprüfung des Textils - nicht über Reibung wie bei der Garnprüfung, sondern - durch Klemmen direkt in die Filamente eingetragen. Das tatsächliche Tragverhalten des Textils im Verbund mit Feinbeton wird im Versuch nicht ausreichend gut abgebildet, es werden keine Verbundkräfte aktiviert.

²Die Nomenklatur wird in Anhang C erklärt.

3.2.6 Textilgelege im Verbund mit Feinbeton (Matrix)

Für den Einsatz textiler Gelege als Bewehrung werden diese in einen Feinbeton mit maximalen Zuschlagkorngößen von 1 mm eingebettet. Dieser Verbundwerkstoff wird als textilbewehrter Beton bezeichnet.

Zur Bestimmung der Spannungs-Dehnungs-Linien von textilbewehrtem Beton unter einaxialer Zugbelastung wurden von JESSE [34] ausführliche Untersuchungen an so genannten Dehnkörpern durchgeführt.

Die Geometrie der Dehnkörper wurde mit 500 mm Länge, 100 mm Breite und 8 mm Dicke konstant gewählt. Der Versuch mit all seinen Anforderungen bspw. an Geometrie und Aufbau entstand durch eine aufwändige Recherche, Problemauswertung und Modifikation ähnlicher bereits durchgeführter Prüfungen (siehe JESSE [34] Kap.3.1.3). Die Lasteinleitung erfolgt mit Hilfe einer geometrischen Zentrierhilfe und vollgelenkiger Klemmverankerung des Dehnkörpers an beiden Seiten. Dehnungen wurden über einen Bereich von 200 mm gemessen. Folgender typischer Verlauf von Spannungs-Dehnungs-Linien stellte sich bei Zugversuchen an Dehnkörpern aus textilbewehrtem Beton ein (siehe Bild 3.14):

Bis zum Bilden des ersten Risses befindet sich der Probekörper im **Zustand I** (\overline{AB}). Der Verlauf der Arbeitslinie ist linear, Fasern und Matrix tragen gemeinsam. Der Anstieg entspricht in etwa dem Elastizitätsmodul der Matrix. Die im Zustand I auftretende Verformung beträgt weniger als 1 % der Gesamtverformung der Probe bis zum Bruch.

Mit dem Auftreten des ersten Risses, der durch die Überschreitung der Feinbetonzugfestigkeit entsteht, findet der Übergang zum Zustand II statt. Zustand II wird nach JESSE in die Bereiche IIa und IIb unterteilt.

Zustand IIa (\overline{BC}) charakterisiert den Bereich mehrfach stattfindender Rissbildung und ist durch einen sehr flachen Verlauf der Spannungs-Dehnungs-Linie gekennzeichnet.

Im **Zustand IIb** (\overline{CD}) ist die Rissbildung abgeschlossen. Es sind nur noch die Fasern am Lastabtrag beteiligt, die sich im Inneren der Rovings befinden (Kernfasern). Die an der Kontaktfläche zur Matrix liegenden Fasern (Randfasern) sind bereits gerissen, die Kernfasern werden weiter gedehnt. Der Anstieg der Spannungs-Dehnungs-Linie ist wieder größer und bis zum Bruch annähernd linear. Der Bruch ist durch ein plötzliches Versagen gekennzeichnet. Anders als beim Stahlbeton gibt es beim textilbewehrten Beton keinen Zustand III, da das verwendete Bewehrungsmaterial kein Fließvermögen besitzt. Um den Anteil noch wirksamer Fasern (Kernfasern) im Zustand IIb zu beschreiben, führt JESSE den Bündelfaktor k_b ein. Die Größe von k_b ist von der textilen Bewehrungsstruktur abhängig. Zur Idealisierung der geprüften Arbeitslinie wird ein trilinearer Verlauf der Spannungs-Dehnungs-Linie angenommen. Jeder lineare Teilbereich kann dabei mit einer Geradengleichung der Form $\sigma = m \cdot \varepsilon + n$ beschrieben werden.

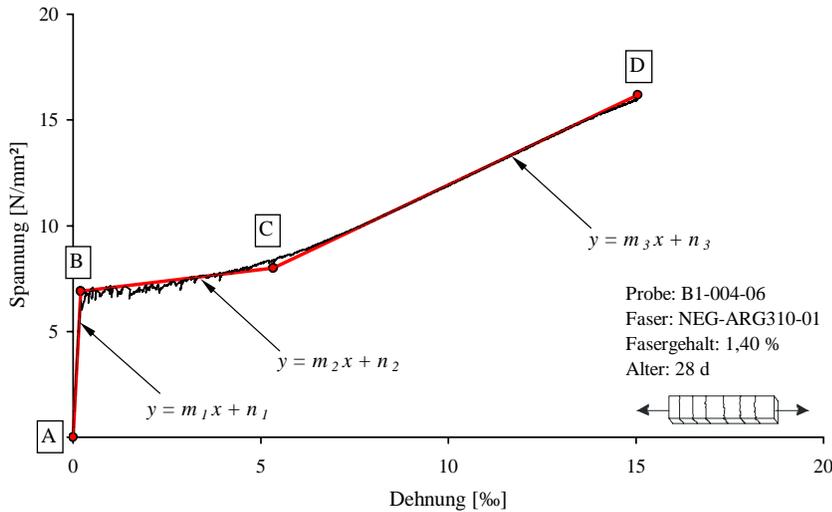


Bild 3.14: Beispiel für eine abschnittsweise Beschreibung der Spannungs-Dehnungs-Linie mit Geradengleichungen (entnommen aus JESSE [34])

3.3 Rechenmodell zur Ermittlung der Biegetragfähigkeit von Stahlbetonbauteilen

3.3.1 Verhalten von Biegebauteilen aus Stahlbeton

Wie der textilbewehrte Beton ist auch der Stahlbeton ein Verbundbaustoff aus Beton und Bewehrung. Die Betonzugfestigkeit wird schon bei geringer Zugbeanspruchung überschritten, so dass der Beton reißt. Freiwerdende Zugkräfte werden auf den Betonstahl umgelagert.

Die Voraussetzungen für das optimale Zusammenwirken der Komponenten sind ein ausreichender Korrosionsschutz des Stahls (durch geringe Chloridkonzentration in seiner Umgebung und parallel dazu die Abschirmung von atmosphärischem Sauerstoff), ähnliche Wärmeausdehnungskoeffizienten von Stahl und Beton sowie ein guter Verbund zwischen den Einzelwerkstoffen CZICHOS [14]. Der Verbund, die Übertragung von Spannungen zwischen Beton und Stahl, beruht auf folgenden Mechanismen:

- der Adhäsion, also der Bindung von Matrix und Stahloberfläche
- der mechanischen Verzahnung der Stahlrippen mit dem Beton
- der Reibung

Das wahrscheinlich wichtigste Tragelement des Stahlbetonbaus ist das Stabtragwerk, das vorwiegend senkrecht zu seiner Achse beansprucht wird: Der Balken. Beispielhaft soll das Trag- und Verformungsverhalten eines Einfeldträger-Balkens beschrieben werden. Der Balken ist mit zwei Einzellasten in den Drittelpunkten belastet.

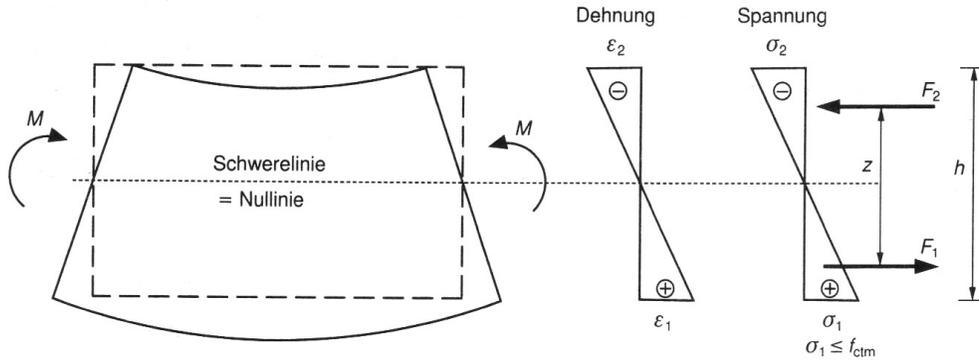


Bild 3.15: Biegebalken - Verhalten im Zustand I (entnommen aus KÖNIG ET AL. [36])

3.3.1.1 Biegebauteile aus Stahlbeton im Zustand I

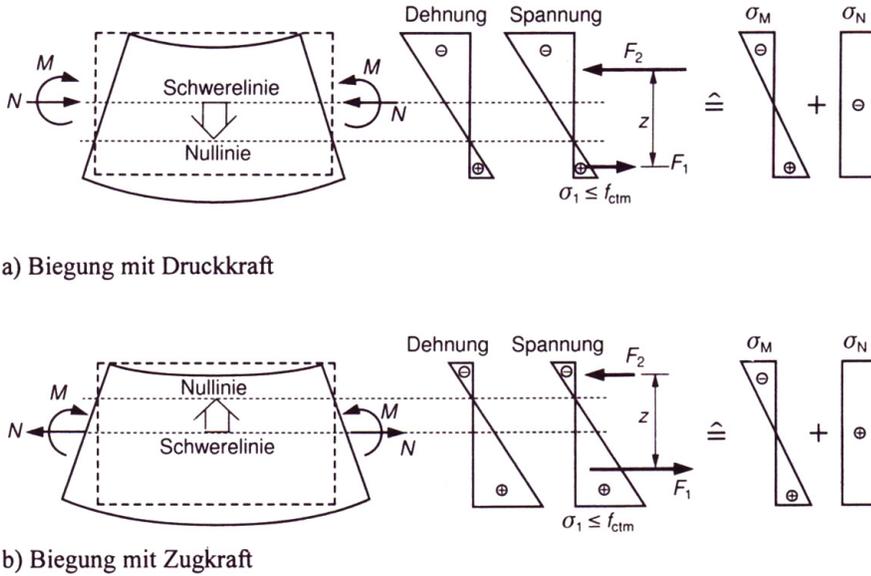
Im ungerissenen Zustand verhält sich der betrachtete Balken wie ein Bauteil aus homogenem Material. Der Querschnitt erhält unter Biegebeanspruchung gleichzeitig Zug- und Druckspannungen. Die einzelnen Fasern des Querschnitts werden proportional zu ihrem Abstand vom Querschnittsschwerpunkt gedehnt, so dass der Schwerpunkt des Querschnitts mit dem Spannungs- bzw. Dehnungsnullpunkt zusammenfällt. Die BERNOULLI-Hypothese vom Ebenbleiben des Querschnitts ist uneingeschränkt gültig. Das Biegebauteil befindet sich bis zum Erreichen der Betonzugfestigkeit im Zustand I, Bild 3.15.

Im Inneren des Querschnitts sorgt ein Kräftepaar aus einer Druck- und einer Zugkraft für das Gleichgewicht zwischen inneren und äußeren Kräften. Der Abstand zwischen beiden Kräften wird als innerer Hebelarm oder Hebelarm der inneren Kräfte z bezeichnet.

Durch zusätzliches Einwirken einer Normalkraft verschiebt sich die Nulllinie zum unteren Querschnittsrand bei Angriff einer Druckkraft und zum oberen Querschnittsrand bei Angriff einer Zugkraft, siehe Bild Bild 3.16.

Im ungerissenen Zustand ist der Verlauf der Last-Verformungs-Kurve des betrachteten Balkens annähernd linear. Der Einfluss der Bewehrung hinsichtlich der Biegesteifigkeit ist bei gewöhnlichen Bewehrungsgraden im Zustand I vernachlässigbar klein, so dass der Elastizitätsmodul des Betons und das Trägheitsmoment des Bruttoquerschnitts zur Berechnung der Biegesteifigkeit angenommen werden können.

$$E \cdot I \cong E_c \cdot I_c \quad (3.2)$$



a) Biegung mit Druckkraft

b) Biegung mit Zugkraft

Bild 3.16: Auswirkungen eines Normkraftangriffs auf die Lage der Nulllinie (entnommen aus KÖNIG ET AL. [36])

3.3.1.2 Biegebauteile aus Stahlbeton im Zustand II

Die Einwirkung der äußeren Lasten verursacht ein in Bauteillängsrichtung veränderliches Moment bis zur Lasteinleitungsstelle. Zwischen den einwirkenden Einzellasten ist das Moment am größten und konstant. In diesem Bereich wird die Betonzugfestigkeit bei einer Lasterhöhung zuerst erreicht. Das Moment bei Erreichen der Betonzugfestigkeit wird als Rissmoment M_{cr} definiert, siehe Gl. 3.3.

$$M_{cr} = W \cdot f_{ct} \tag{3.3}$$

- W Widerstandsmoment
- f_{ct} Betonzugfestigkeit

Es treten erste *Biegerisse* zwischen den Lasteinleitungspunkten auf, die senkrecht zu den Hauptzugspannungstrajektorien verlaufen. Mit dem Erreichen des Rissmomentes geht der Querschnitt in den Zustand II über. Zugkräfte, die vor der Rissbildung vom Beton aufgenommen wurden, werden auf die Stahlbewehrung umgelagert. Durch die Umlagerungsprozesse ändert sich das Rissbild im Bereich zwischen $1,0$ und $1,3 \cdot M_{cr}$ am stärksten und damit nimmt auch die Verformung in diesem Bereich überproportional zu. Die Arbeitslinie flacht im Bereich der Rissbildung ab, was deutlich in Bild 3.17 zu sehen ist.

Die Risspitzen der Biegerisse reichen fast bis an die Dehnungsnulllinie heran, wodurch sich der tragende Querschnitt auf die Betondruckzone und den Bewehrungsstahl reduziert.

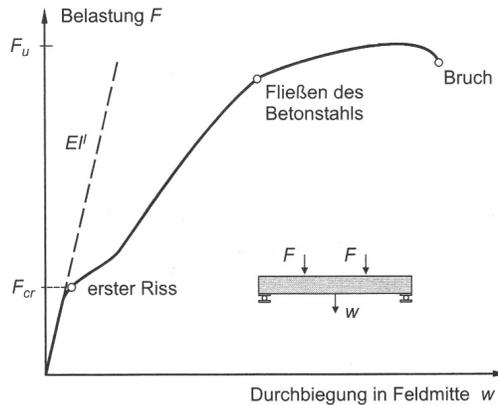


Bild 3.17: Kraft-Verformungs-Kurve eines Einfeldträgers aus Stahlbeton im Vier-Punkt-Biegeversuch (entnommen aus ZILCH ET AL. [71])

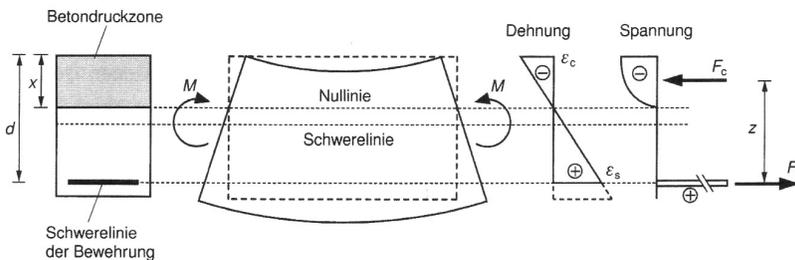


Bild 3.18: Querschnitt im Zustand II (entnommen aus KÖNIG ET AL. [36])

Um das innere Gleichgewicht der Kräfte aufrecht zu erhalten, nimmt die Stahldehnung im Zustand II wesentlich mehr zu als die Betonstauchung in der Druckzone. Die Lage der Nulllinie verschiebt sich dadurch in Richtung des gedrückten Querschnittsrandes, siehe Bild 3.18. Die Einwirkung einer Normalkraft hat prinzipiell die gleiche Wirkung wie bei Bauteilen im Zustand I, siehe Bild 3.19.

Die Dehnungsverteilung wird im gerissenen Querschnitt weiterhin linear über die Querschnittshöhe angenommen.

Wenn sich keine neuen Risse mehr bilden, spricht man vom *abgeschlossenen Rissbild*. Die Last-Verformungs-Kurve steigt wieder näherungsweise linear an.

3.3.1.3 Versagen

Bei weiterer Lasterhöhung erreicht der Bewehrungsstahl seine Streckgrenze. Jetzt ist nur noch eine geringe Laststeigerung durch die Verfestigung des Bewehrungsstahles und die Vergrößerung des Hebelarms zwischen Stahlzugkraft und der Betondruckkraft bei stetiger Verkleinerung der Betondruckzone möglich. Dieser Prozess ist mit starken Verformungen und der Entstehung großer Rissbreiten verbunden.

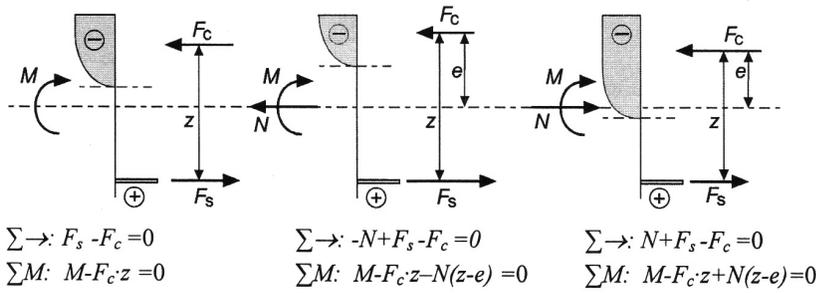


Bild 3.19: Einfluss einer Normalkraft auf Biegebauteile
 a..reine Biegung b..Biegung mit Zugkraft c..Biegung mit Druckkraft (entnommen aus KÖNIG ET AL. [36])

Die Maximallast ist erreicht, wenn die Querschnittstragfähigkeit erschöpft ist. Je nach Konstruktion des Bauteils und dessen Belastung kommen verschiedene Versagensarten zum Tragen, die je nach versagensauslösender Belastung bezeichnet werden als

- Biegeversagen und
- Querkraft- oder Schubversagen.

Da das Augenmerk der vorliegenden Arbeit auf dem Biegeversagen liegt, folgen dazu nähere Ausführungen.

Biegeversagen (Definitionen nach ZILCH ET AL. [71])

- *Primäres Biegedruckversagen:* Versagen ohne Vorankündigung durch Zerstörung der Betondruckzone noch vor Erreichen der Fließgrenze des Bewehrungsstahls \rightarrow bei sehr hoch bewehrten (überbewehrten) Querschnitten.
- *Sekundäres Biegedruckversagen:* Versagen mit Vorankündigung (große Verformungen) durch Einschnürung und Zerstörung der Betondruckzone, nachdem die Fließgrenze des Bewehrungsstahls überschritten ist \rightarrow bei hoch bewehrten Querschnitten.
- *Biegezugversagen:* Versagen mit Vorankündigung durch Reißen der Bewehrung, noch vor dem Versagen der Betondruckzone bzw. ohne Vorankündigung \rightarrow bei gering bewehrten Querschnitten, wie Bauteilen mit Mindestbewehrung³.

³Bei Biegebeanspruchung muss das Rissmoment M_{cr} nach dem Reißen des Betons von einem Moment, zusammengesetzt aus einer Druckkraft im Beton und einer Zugkraft im Stahl, aufgenommen werden. Durch den dabei größer werdenden inneren Hebelarm ist weniger Stahl erforderlich als für die Aufnahme der Zugkraft des Zugkeils erforderlich wäre. Die erforderliche Stahlfläche wird als Mindestbewehrung bezeichnet

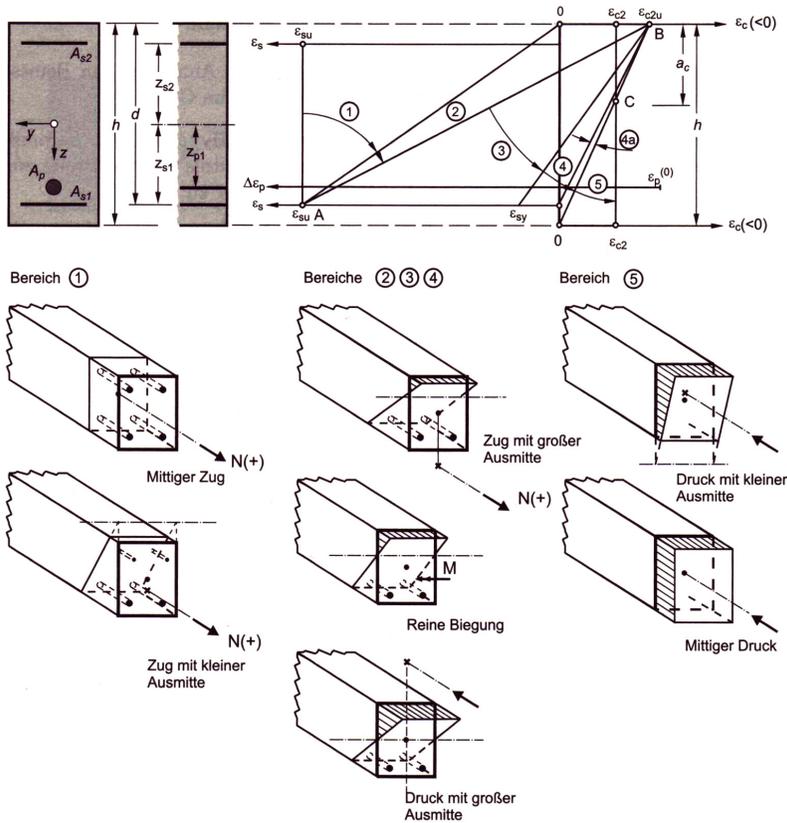


Bild 3.20: Zulässige Dehnungsverteilungen (entnommen aus ZILCH ET AL. [71])

3.3.2 Grundsätze zur Ermittlung der Tragfähigkeit biegebeanspruchter Stahlbetonbauteile

Für die Ermittlung der Biegetragfähigkeit werden folgende Annahmen getroffen:

- Es gilt die Hypothese von BERNOULLI vom Ebenbleiben der Querschnitte. Die Dehnungen sind linear über den Querschnitt verteilt.
- Die Bemessung erfolgt im Riss.
- Im Grenzzustand der Tragfähigkeit wird die Betonzugfestigkeit vernachlässigt. Zugkräfte werden vom Stahl aufgenommen.
- Stahl und Beton liegen im vollkommenen Verbund. Querschnittsfasern, die im gleichen Abstand von der Nulllinie liegen, haben unabhängig vom Material die gleiche Dehnung.
- Für die Spannungsermittlung in Abhängigkeit der Dehnung werden die idealisierten Materialbeziehungen nach Kapitel 3.2.1 verwendet: Für Beton (maximal bis zur

Festigkeitsklasse C50/60) kommt meist das Parabel-Rechteck-Diagramm zum Einsatz, für Betonstahl die bilineare Spannungs-Dehnungs-Linie mit horizontalem oder ansteigendem Ast.

- Der Querschnitt hat die Grenze seiner Tragfähigkeit erreicht, wenn entweder die Stahldehnung oder die Betonstauchung ihre zulässige Grenze $\varepsilon_{su} = 25 \text{ ‰}$ bzw. $\varepsilon_{c2u} = -3,5 \text{ ‰}$ ($u = \text{ultimate}$, $s = \text{steel}$, $c = \text{concrete}$) erreicht.

Zulässige Dehnungsverteilungen werden durch die Grenzdehnungen beschränkt. Die möglichen Dehnungsebenen für einachsige Biegung werden in 5 Bereiche unterteilt, siehe Bild 3.20.

Die im Rahmen dieser Arbeit relevanten Dehnungsebenen werden näher erläutert:

1. *Zentrischer Zug und Zugkraft mit geringer Ausmitte*

2. *Reine Biegung und Biegung mit Längskraft*

Die Nulllinie liegt innerhalb des Querschnitts nahe des gedrückten Randes. Es entstehen eine Druckzone und eine Zugzone. Der Stahl erreicht seine rechnerische Bruchdehnung ($\varepsilon_s = \varepsilon_{su}$), die Betondruckzone weist meist noch Reserven auf ($\varepsilon_c > \varepsilon_{c2u}$). Es kommt zum Stahlversagen, welches sich mit großen plastischen Verformungen ankündigt.

3. *Reine Biegung und Biegung mit Längskraft*

Die Randdehnung der Betondruckzone erreicht die Grenze von ε_{c2u} . Der Beton ist vollständig ausgenutzt. Die Stahldehnung erreicht einen Wert zwischen der Streckgrenze ε_{sy} und der rechnerischen Bruchdehnung ε_{su} . Die Betondruckzone wird für das Versagen maßgebend, das jedoch durch die Dehnung der Bewehrung angekündigt wird.

4. *Reine Biegung und Biegung mit Längskraft*

Der Beton ist vollständig ausgenutzt. Die Stahldehnung erreicht maximal die Streckgrenze ε_{sy} und kann sogar negative Werte annehmen. Im Allgemeinen liegt die Nulllinie sehr nah am zugbeanspruchten Rand. Das für die Querschnittstragfähigkeit maßgebende Versagen der Betondruckzone tritt meist unangekündigt und schlagartig auf.

5. *Mittige Druckkraft und Längsdruckkraft mit geringer Ausmitte*

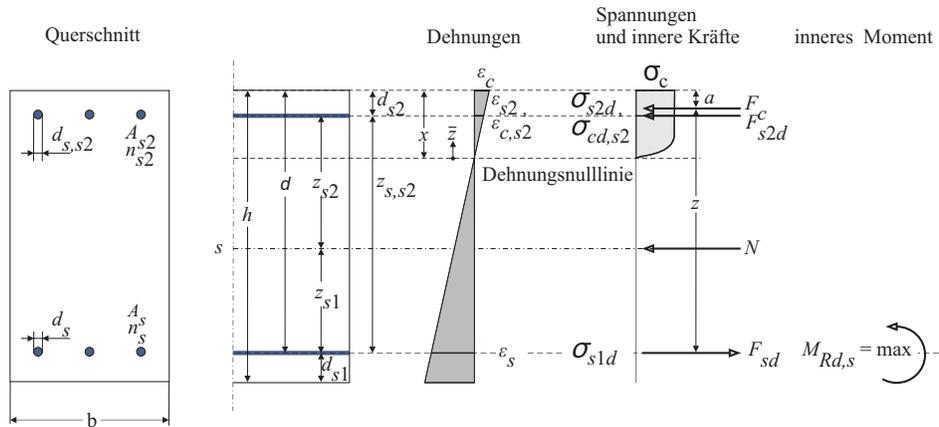


Bild 3.21: Stahlbetonquerschnitt mit Druckbewehrung - Querschnittsbezeichnungen, Bezugshöhen, Dehnungen, Spannungen, innere Kräfte

3.3.3 Modell zur Ermittlung der Biegetragfähigkeit

Die Ermittlung der Biegetragfähigkeit für Stahlbetonbauteile mit Rechteckquerschnitt basiert auf den Annahmen des vorangestellten Kapitels. Bild 3.21 gibt einen Überblick über verwendete Bezeichnungen der Dehnungen, Spannungen, Kräfte, Querschnittsbezeichnungen und verwendete Bezugshöhen.

Die Ermittlung der Biegetragfähigkeit basiert auf dem Gleichgewicht von äußeren Einwirkungen und inneren Schnittgrößen. Die inneren Schnittgrößen resultieren aus der Integration der Spannungen über den Querschnitt. Es wird ein Dehnungszustand gesucht, bei dem

1. das Gleichgewicht der inneren Kräfte $\sum H = 0$ ist,
2. das innere Moment sein Maximum erreicht und
3. keine der Grenzdehnungen überschritten wird.

Die Berechnung der zu einem Dehnungszustand gehörenden inneren Kräfte wird in den nachfolgenden Kapiteln beschrieben. Die Vorgehensweise ist iterativ.

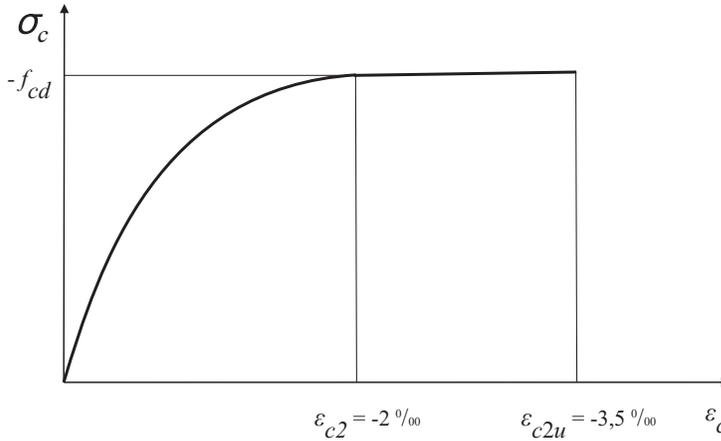


Bild 3.22: Parabel-Rechteck-Diagramm zur vereinfachten Darstellung des Materialverhaltens von Beton bis einschließlich Festigkeitsklasse C50/60 unter Druckbeanspruchung

3.3.3.1 Ermittlung der Betondruckkraft

Für eine vorgegebene Betonrandstauchung werden die Spannung und die daraus resultierende Betondruckkraft errechnet. Das Parabel-Rechteck-Diagramm nach Bild 3.22 bildet dafür die Grundlage.

Allgemein gelten die Integralausdrücke (Bezeichnungen siehe Bild 3.21):

$$F_{cd} = \int_{\bar{z}=0}^{\bar{z}=x} \sigma_c(\bar{z}) b(\bar{z}) d\bar{z} \tag{3.4}$$

$$a = x - \frac{1}{F_{cd}} \int_{\bar{z}=0}^{\bar{z}=x} \sigma_c(\bar{z}) b(\bar{z}) \bar{z} d\bar{z} \tag{3.5}$$

Um die Berechnung zu vereinfachen, werden der *Völligkeitsbeiwert* α_R und der *Höhenbeiwert* k_a für rechteckige Druckzonen eingeführt. Der Völligkeitsbeiwert beschreibt das Verhältnis der mittleren Betonspannung zum Bemessungswert der Druckfestigkeit $\alpha_R = |\sigma_{cm}|/f_{cd}$. Es gilt:

$$\alpha_R = \frac{1}{x \cdot f_{cd}} \int_{\bar{z}=0}^{\bar{z}=x} \sigma_c(\bar{z}) d\bar{z} \tag{3.6}$$

Der Höhenbeiwert k_a ist der auf die Druckzonenhöhe x bezogene Abstand der resultierenden Druckspannung a vom stärker gestauchten Rand, der für rechteckige Druckzonen mit der Breite $b(\bar{z}) = b = const.$ definiert ist zu:

$$k_a = \frac{a}{x} = 1 - \frac{b}{x \cdot f_{cd}} \int_{\bar{z}=0}^{\bar{z}=x} \sigma_c(\bar{z}) \bar{z} d\bar{z} \tag{3.7}$$

Damit vereinfachen sich die Gleichungen 3.4 und 3.5 für rechteckige Druckzonen zu:

$$F_{cd} = \alpha_R \cdot f_{cd} \cdot b \cdot x \quad (3.8)$$

$$a = k_a \cdot x \quad (3.9)$$

Die Höhe der Druckzone x wird durch die vorgegebene Dehnungsverteilung im jeweiligen Iterationsschritt unter Zuhilfenahme des Strahlensatzes berechnet:

$$x = \frac{\varepsilon_c}{\varepsilon_c + \varepsilon_s} \cdot d \quad (3.10)$$

f_{cd} ist der Bemessungswert der Betondruckfestigkeit:

$$f_{cd} = \alpha \cdot \frac{f_{ck}}{\gamma_c} \quad (3.11)$$

Der Beiwert $\alpha = 0,85$ berücksichtigt Langzeiteinwirkungen auf den Beton. γ_c ist der nach DIN 1045-1 [18] festgelegte Teilsicherheitsbeiwert für Beton, abhängig von der Bemessungssituation. $\gamma_c = 1,50$ für die ständige und vorübergehende Bemessungssituation und $\gamma_c = 1,30$ für die außergewöhnliche Bemessungssituation (für Betone bis zur Festigkeitsklasse C50/60).

Mittels der festgelegten Grenzdehnungen aus dem Parabel-Rechteck-Diagramm vereinfachen sich die Gleichungen 3.6 und 3.7 zur Berechnung von α_R und k_a in Abhängigkeit von der Betonrandstauchung am stärker gedrückten Rand zu:

$$\alpha_R = \frac{-\varepsilon_c}{2} - \frac{\varepsilon_c^2}{12} \quad \text{für } 0 \geq \varepsilon_c \geq -2 \text{ ‰} \quad (3.12)$$

$$\alpha_R = 1 + \frac{2}{3 \cdot \varepsilon_c} \quad \text{für } -2 \text{ ‰} > \varepsilon_c \geq -3,5 \text{ ‰}$$

$$k_a = \frac{8 + \varepsilon_c}{24 + 4 \cdot \varepsilon_c} \quad \text{für } 0 \geq \varepsilon_c \geq -2 \text{ ‰} \quad (3.13)$$

$$k_a = \frac{3 \cdot \varepsilon_c^2 + 4 \cdot \varepsilon_c + 2}{6 \cdot \varepsilon_c^2 + 4 \cdot \varepsilon_c} \quad \text{für } -2 \text{ ‰} > \varepsilon_c \geq -3,5 \text{ ‰}$$

Es besteht auch die Möglichkeit, α_R und k_a aus einem Diagramm abzulesen, siehe Bild 3.23.

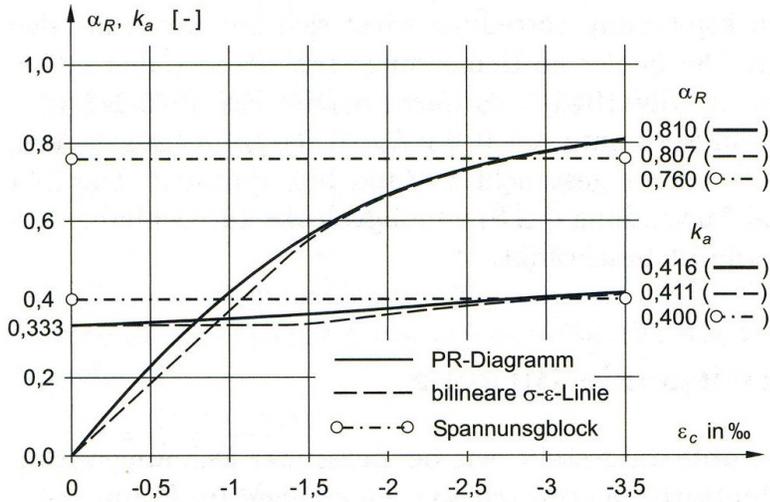


Bild 3.23: Völligkeitsbeiwert α_R und Höhenbeiwert k_a in Abhängigkeit von der Betonstauchung am stärker gedrückten Rand, Gültigkeitsbereich für Normalbetone mit Festigkeitsklasse bis eingeschlossen C50/60 (entnommen aus ZILCH ET AL. [71])

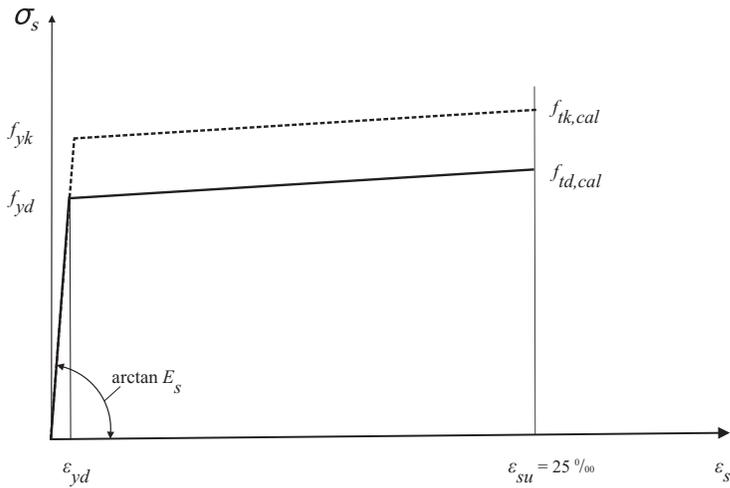


Bild 3.24: Bilineare Spannungs-Dehnungs-Linie zur vereinfachten Darstellung des Materialverhaltens von Betonstahl unter Zugbeanspruchung

3.3.3.2 Ermittlung der Stahlzugkraft

Die Stahlzugkraft wird in Abhängigkeit von der vorgegebenen Stahldehnung auf Grundlage der bilinearen Spannungs-Dehnungs-Linie für Betonstahl, siehe Bild 3.24, nach DIN 1045-1 ermittelt. Je nach Größe der Stahldehnung wird Gleichung 3.14 oder Gleichung 3.15 zur Ermittlung der Zugkraft im Stahl verwendet.

$$F_{sd} = A_s \cdot \varepsilon_s \cdot \frac{f_{yd}}{\varepsilon_{yd}} = A_s \cdot \varepsilon_s \cdot E_s \quad \text{für } 0 \leq \varepsilon_s \leq \varepsilon_{yd} \quad (3.14)$$

$$F_{sd} = A_s \cdot \left[\frac{\varepsilon_s - \varepsilon_{yd}}{\varepsilon_{su} - \varepsilon_{yd}} \cdot (f_{td,cal} - f_{yd}) + f_{yd} \right] \quad \text{für } \varepsilon_{yd} < \varepsilon_s \leq \varepsilon_{su} \quad (3.15)$$

In den aufgeführten Gleichungen zur Ermittlung der Stahlzugkraft bedeuten:

$f_{yd} = f_{yk}/\gamma_s$	Bemessungswert der Streckgrenze des Betonstahls
$f_{td,cal} = f_{tk,cal}/\gamma_s$	Bemessungswert der Zugfestigkeit des Betonstahls
γ_s	Teilsicherheitsbeiwert für Betonstahl $\gamma_s = 1,15$ bei ständiger und vorübergehender Bemessungssituation $\gamma_s = 1,0$ bei außergewöhnlicher Bemessungssituation
f_{yk}	charakteristischer Wert der Streckgrenze des Betonstahls
$f_{tk,cal} = f_{yk} \cdot k$	charakteristischer Wert der Zugfestigkeit des Betonstahls für die Bemessung
$k = f_{tk}/f_{yk} \geq 1,05$	charakteristischer Wert des Verhältnisses zwischen Zugfestigkeit und Streckgrenze
f_{tk}	charakteristischer Wert der Zugfestigkeit des Betonstahls
ε_s	Dehnung des Betonstahls
$\varepsilon_{yd} = (f_{yk}/E_s)/\gamma_s$	Bemessungswert der Dehnung des Betonstahls an der Streckgrenze
ε_{su}	rechnerische Bruchdehnung des Betonstahls
A_s	Fläche des Betonstahls
d_s	Durchmesser eines Betonstahlstabes in der Zugzone des Querschnitts
n_s	Anzahl der Betonstahlstäbe in der Zugzone des Querschnitts
E_s	E-Modul des Betonstahls

3.3.3.3 Ermittlung der Druckkraft in der Druckbewehrung

Ist eine zusätzliche Druckbewehrung zu berücksichtigen, wird zunächst die Stahlstauchung in Höhe der Druckbewehrung mittels Strahlensatz berechnet.

$$\varepsilon_{s2} = \frac{\varepsilon_c + \varepsilon_s}{d} \cdot (z_{s,s2}) - \varepsilon_s \tag{3.16}$$

Stahl verhält sich unter Druckbeanspruchung identisch zur Zugbeanspruchung. Grundlage der Spannungsermittlung ist wieder die bilineare Spannungs-Dehnungs-Linie nach Bild 3.24. Für die Berechnung der Spannungen im Beton wird das Parabel-Rechteck-Diagramm nach Bild 3.22 angewendet.

Beim Ansatz der Betonnettofläche wird die Stahlspannung in der Druckbewehrung um die Betonspannung in Höhe der Druckbewehrung vermindert. Daraus ergibt sich eine Druckkraft in der Betonstahlbewehrung der Druckzone von:

$$F_{s2d} = A_{s2} \cdot (\sigma_{s2d} - \sigma_{cd,s2}) \tag{3.17}$$

mit:

$$\sigma_{s2d} = \varepsilon_{s2} \cdot \frac{f_{yd,s2}}{\varepsilon_{yd,s2}} = \varepsilon_{s2} \cdot E_{s2} \quad \text{für } 0 \leq \varepsilon_{s2} \leq \varepsilon_{yd,s2} \tag{3.18}$$

$$\sigma_{s2d} = \frac{\varepsilon_{s2} - \varepsilon_{yd,s2}}{\varepsilon_{su,s2} - \varepsilon_{yd,s2}} \cdot (f_{td,cal,s2} - f_{yd,s2}) + f_{yd,s2} \quad \text{für } \varepsilon_{yd,s2} < \varepsilon_{s2} \leq \varepsilon_{su,s2}$$

und:

$$\sigma_{cd,s2} = -f_{cd} \cdot \left(1 - \left(1 - \frac{\varepsilon_{c,s2}}{\varepsilon_{c2}}\right)^n\right) \quad \text{für } 0 \geq \varepsilon_{c,s2} \geq \varepsilon_{c2} \tag{3.19}$$

$$\sigma_{cd,s2} = -f_{cd} \quad \text{für } \varepsilon_{c2} > \varepsilon_{c,s2} \geq \varepsilon_{cu}$$

In den obigen Gleichungen bedeuten:

$\sigma_{cd,s2}$	Betonspannung in Höhe der Druckbewehrung
σ_{s2d}	Stahlspannung in der Druckbewehrung
$f_{yk,s2} = f_{yk,s2}/\gamma_s$	Bemessungswert der Streckgrenze des Betonstahls in der Druckzone
$f_{tk,cal,s2} = f_{tk,cal,s2}/\gamma_s$	Bemessungswert der Zugfestigkeit des Betonstahls in der Druckzone
γ_s	Teilsicherheitsbeiwert für Betonstahl
$f_{yk,s2}$	charakteristischer Wert der Streckgrenze des Betonstahls in der Druckzone

$f_{tk,cal,s2} = f_{yk,s2} \cdot k$	charakteristischer Wert der Zugfestigkeit des Betonstahls in der Druckzone für die Bemessung
$k = f_{tk,s2}/f_{yk,s2} \geq 1,05$	charakteristischer Wert des Verhältnisses zwischen Zugfestigkeit und Streckgrenze
$f_{tk,s2}$	charakteristischer Wert der Zugfestigkeit des Betonstahls in der Druckzone
ε_{s2}	Dehnung des Betonstahls in der Druckzone
$\varepsilon_{yd,s2} = (f_{yk,s2}/E_{s2})/\gamma_s$	Bemessungswert der Dehnung des Betonstahls in der Druckzone an der Streckgrenze
$\varepsilon_{su,s2}$	rechnerische Bruchdehnung des Betonstahls in der Druckzone
E_{s2}	E-Modul des Betonstahls in der Druckzone
f_{cd}	Bemessungswert der Betondruckfestigkeit
$\varepsilon_{c,s2}$	Dehnung des Betons auf der Höhe der Druckbewehrung
ε_{c2}	Dehnung des Betons beim Übergang von der Parabel zum Rechteck
ε_{cu}	Bruchdehnung des Betons
n	Exponent zur Beschreibung des ansteigenden Astes des Parabel-Rechteck-Diagramms ($n=2$ für Betonfestigkeitsklassen bis einschließlich C50/60)

Ebenso ist es möglich, die Bruttoquerschnittsfläche des Betons anzusetzen. Damit wird der Betontraganteil überschätzt. Die Abweichungen gegenüber dem tatsächlichen Traganteil wachsen mit ansteigender Betondruckfestigkeit, mit ansteigendem Stahlbewehrungsgrad bezogen auf den Stahl in der Druckzone und abnehmender Druckzonenhöhe.

In Bild 3.25 ist die Überschätzung der Tragfähigkeit eines Querschnitts bezüglich der Betonnettofläche $\tilde{\mu}_{Rds}$ bei Ansatz der Betonbruttofläche μ_{Rds} dargestellt. ξ_{lim} kennzeichnet die Grenzwerte der bezogenen Druckzonenhöhe nach DIN 1045-1 [18].

3.3.3.4 Überprüfung des Gleichgewichts der inneren Kräfte $\sum H \stackrel{!}{=} 0$

In jeder Iterationsschleife wird zur Überprüfung des Gleichgewichts der inneren Kräfte $\sum H$ gebildet:

$$\sum H = F_{sd} + F_{cd} + F_{s2d} - N \stackrel{!}{=} 0 \quad (3.20)$$

Dabei ist N eine eventuell angreifende äußere Normalkraft, die mit negativem Vorzeichen einer Druckkraft entspricht und mit positivem Vorzeichen einer Zugkraft. Ist keine Druckbewehrung im Querschnitt vorhanden, entfällt der Anteil F_{s2d} in Gleichung 3.20. Ist die erste Randbedingung $\sum H \stackrel{!}{=} 0$ mit dem gewählten Dehnungszustand erfüllt, wird die Größe des inneren Moments überprüft.

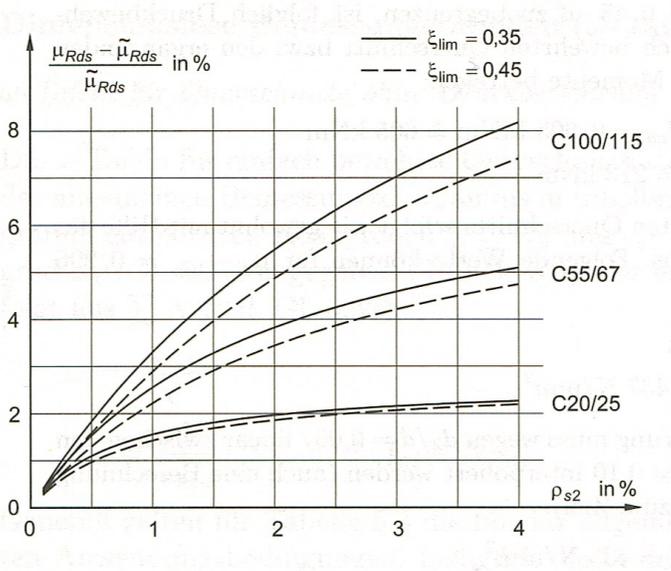


Bild 3.25: Überschätzung der rechnerischen Biegetragfähigkeit bei Ansatz der Betonbruttofläche in Abhängigkeit vom Stahlbewehrungsgrad der Druckzone und von der Betonfestigkeitsklasse (entnommen aus ZILCH ET AL. [71])

3.3.3.5 Überprüfung der Größe des inneren Moments

Die zweite Randbedingung ist, dass mit dem gewählten Dehnungszustand gleichzeitig das maximale innere Moment $M_{Rd} =^1 max$ gefunden wird.

Das innere Moment kann bezogen auf die Höhe der Stahlschwereachse berechnet werden zu:

$$M_{Rd} = M_{Rd,s} = F_{cd} \cdot z + F_{s2d} \cdot (z_{s,s2}) - N \cdot (z_{s1}) \tag{3.21}$$

Der Ausdruck für das aufnehmbare Moment wird um diejenigen Terme reduziert, die bei einer speziellen Aufgabe nicht relevant sind. Die Iteration ist abgeschlossen, wenn die 2. Randbedingung $M_{Rd} =^1 max$ erfüllt ist.

Bild 3.26 zeigt übersichtlich die Vorgehensweise bei der Ermittlung der Biegetragfähigkeit von Stahlbetonbauteilen nach DIN 1045-1 [18].

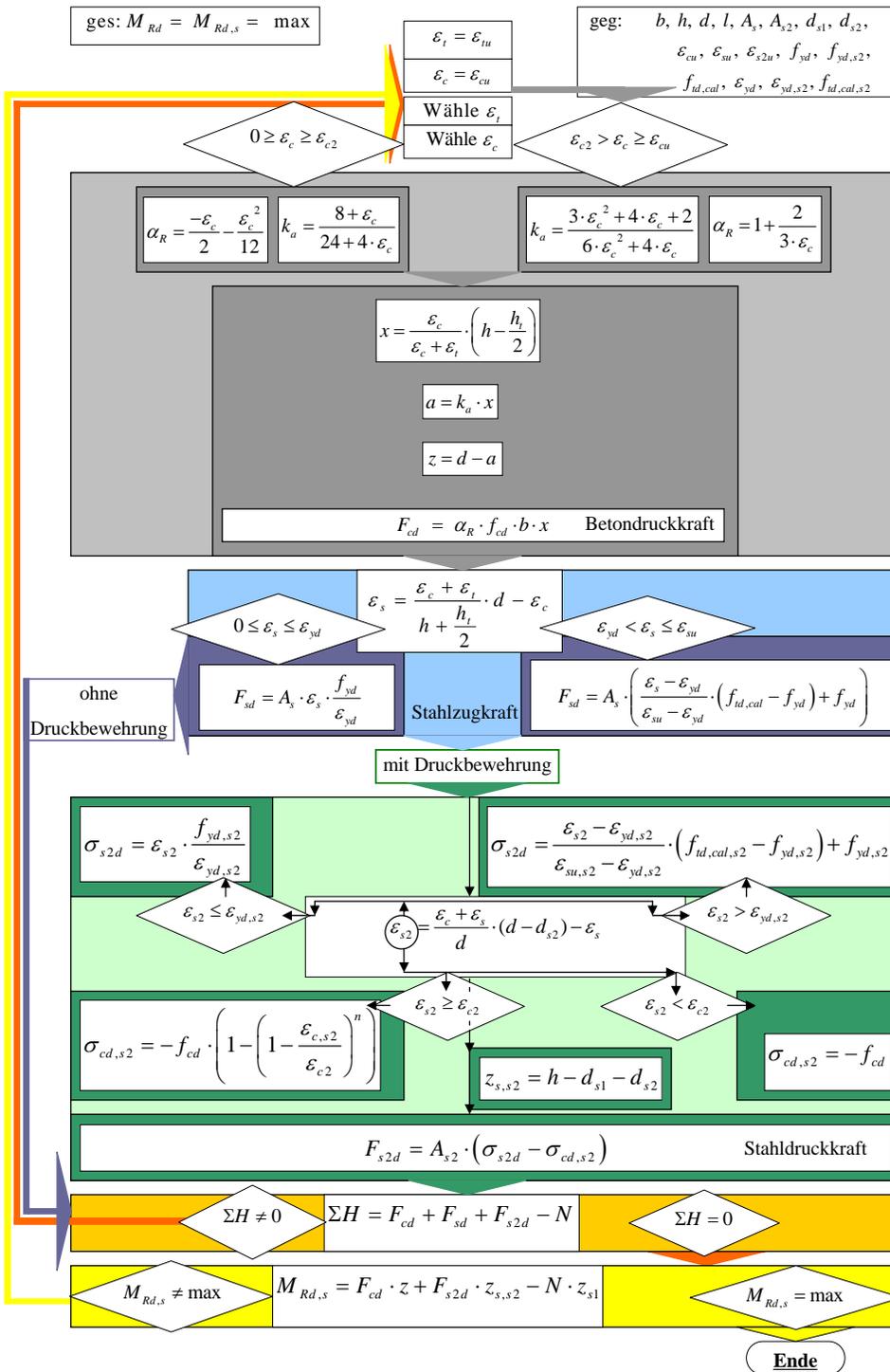


Bild 3.26: Iterative Ermittlung des aufnehmbaren Moments von Stahlbetonbauteilen mit Rechteckquerschnitt bis zur Betonfestigkeitsklasse einschließlich C50/60 unter Berücksichtigung eventuell vorhandener Druckbewehrung (Ansatz der Betonnettofläche) und einer äußeren Normalkraft

3.4 Möglichkeiten der Verstärkung von Beton- und Stahlbetonbauteilen

3.4.1 Verstärkungsverfahren

Das Thema der Verstärkung von Stahlbetonbauteilen gewinnt in den letzten Jahren zunehmend an Bedeutung. Ziel dabei ist es, die Tragfähigkeit, die Gebrauchstauglichkeit und/oder die Dauerhaftigkeit eines Tragwerks wiederherzustellen oder zu erhöhen.

Durch **Verstärkungsverfahren** und deren Kombination können diese Ziele erreicht werden. Man unterscheidet nach IVÁNYI [33] die Verfahren

- Querschnittsergänzung,
- nachträgliche Vorspannung, meist ohne Verbund, und
- Änderung des statischen Systems (in Sonderfällen).

3.4.2 Verstärkungstechniken

Die einzelnen technischen Lösungen zur Umsetzung der Verstärkungsverfahren bezeichnet man als **Verstärkungstechnik**, die teilweise bereits in Normen, Zulassungen etc. geregelt sind. Für noch nicht geregelte Verfahren ist z. B. die bauaufsichtliche Zustimmung im Einzelfall für Planung und Ausführung möglich.

Zu dem in dieser Arbeit behandelten Thema bieten bereits bekannte Verstärkungsverfahren der Querschnittsergänzung eine interessante Vergleichsbasis. **Techniken zur Querschnittsergänzung** bei der Ertüchtigung von Biegebauteilen sind das

- Aufbringen von Spritzbeton und Stahlfaser-Spritzbeton mit Bewehrungsstahl an der Zugseite des Biegebauteils,
- Aufbringen von Ortbeton und Stahlfaser-Ortbeton auf der Druckseite des Biegebauteils,
- Kleben von Lamellen-Bewehrungen aus Stahl oder Faserverbundkunststoffen (auch als Laminat) und
- Bewehren von Nuten und Schlitzen, die nachträglich durch Hochdruckwasserstrahlen in das Bauwerk eingebracht wurden, mit Lamellen.

Die zuverlässige und aussagekräftige Beurteilung des Ist-Zustandes der zu verstärkenden Bauteile ist eine wesentliche Grundlage für die Planung der Verstärkung, siehe SCHÄFER ET AL. [57].

3.4.3 Techniken zur Querschnittsergänzung mittels Zusatzbewehrung

Die folgenden Kapitel sollen einen Überblick über jene Verstärkungstechniken zur Querschnittsergänzung geben, bei denen eine Zusatzbewehrung zur Erhöhung der Biegetragfähigkeit zum Einsatz kommt.

3.4.3.1 Verstärkung mit Spritzbeton und Betonstahl

Anfang des 20. Jahrhunderts entwickelte der Amerikaner C.A. AKELEY das Spritzbetonverfahren. Im Jahre 1908 wurde die „cement gun“ als „Apparat zum Mischen und Auftragen von plastischen Materialien“ zum Patent angemeldet (KULAS [38]). In Europa wurde das Verfahren vom Ingenieur CARL WEBER weiterentwickelt. Er gründete die „Deutsche Torkret Baugesellschaft“, aus der sich die verbreitete Bezeichnung „Torkret-Verfahren“ für das Spritzbetonverfahren ableitete (RUFFERT [55]).

Im Gegensatz zur konventionellen Stahlbetonherstellung werden beim Spritzbeton die Arbeitsgänge Fördern, Einbringen und Verdichten zusammengefasst. Durch Spritzen des Betons mit hoher Geschwindigkeit auf die zu betonierende Fläche, also auf eine „Schalseite“, wird dieser sofort verdichtet. Es können nahezu beliebig geformte Flächen betoniert werden, der Spritzbeton kann aus unterschiedlichsten Richtungen eingebaut werden.

Neben dem Einsatz bei der Hangsicherung, der Böschungssicherung und der Gebirgssicherung beim Tunnelbau (NÖT - Neue Österreichische Tunnelbauweise) wird das Spritzbetonverfahren auch im Hochbau eingesetzt. Dünne, flächige Schalentragwerke werden im Neubau realisiert, aber auch im Hinblick auf Instandsetzung und Sanierung spielt Spritzbeton eine große Rolle.

Von besonderem Interesse ist im Rahmen dieser Arbeit der Einsatz von Spritzbeton für die Biegeverstärkung von Beton- und Stahlbetonbauteilen hinsichtlich Vorgehensweise und Bemessung.

In Deutschland ist die Verstärkung mittels Spritzbeton das einzige normengeregelte Verfahren. Grundlage bildet die DIN 18551 [20], deren aktuelle Fassung vom Januar 2005 die Bemessungskonzepte der DIN 1045-1 [18] übernommen hat. Europaweit gilt die Norm DIN EN 14487 [22], die im Dezember 2007 die DIN 18551 teilweise ersetzen wird. Sie soll keine Bemessungskonzepte enthalten, vergleichbar mit den „Zusätzlichen Technischen Vertragsbedingungen und Richtlinien für Ingenieurbauten“ (ZTV-Ing) [72] aus dem Jahr 2003, die zwar als Regelwerk für Fragen des Spritzbetons in Deutschland zur Verfügung stehen, jedoch nur Angaben zur Baudurchführung enthalten (KULAS [38]).

Prinzipielle Vorgehensweise

Zur Verstärkung mit Spritzbeton und Betonstahl wird zunächst die erforderliche zusätzliche Bewehrung auf der Zugseite des Biegebauteils in Form von üblichem Betonstahl zugelegt und mit Hilfe von Dübeln gesichert. Die Dübel haben neben der Lagesicherung

noch die Funktion, ein Federn der Bewehrung während des Spritzvorganges auszuschließen [20]. Im Anschluss daran wird Beton auf das bestehende Bauteil (Altbeton) und die zusätzliche Bewehrung gespritzt, dabei muss die erforderliche Betondeckung zum Schutz der Bewehrung vor Korrosion gewährleistet sein.

Die großen Schichtdicken, die dadurch entstehen, verursachen ein hohes Gewicht der Verstärkungsschicht. Trotz allem bleibt der Bewehrungsstahl korrosionsanfällig. Der technische und maschinelle Aufwand beim Beschichten ist erheblich.

Bei der Durchführung der Verstärkung mittels Spritzbeton müssen folgende Dinge berücksichtigt werden:

- Das Korngerüst des zu verstärkenden Bauteils wird durch Strahlen mit festen Strahlmitteln oder Hochdruckwasserstrahlen freigelegt. Dadurch wird eine raue, feste Oberfläche mit einer Oberflächenzugfestigkeit von mindestens $1,5 \text{ N/mm}^2$ als Voraussetzung für einen guten Verbund zwischen Altbeton und Spritzbeton geschaffen.
- Die Oberfläche des Altbetons wird nach dem Aufbringen der Zusatzbewehrung und vor Beginn des Spritzvorganges angefeuchtet.
- Um Spritzschatten zu vermeiden, muss
 1. ein liches Mindestmaß der zur Verbundfuge parallelen Bewehrungsstäbe eingehalten werden und
 2. es muss aus verschiedenen Richtungen gespritzt werden.
- Der Größtkorndurchmesser des Betons ist allgemein auf 16 mm begrenzt, bei Instandsetzungsarbeiten auf 8 mm.
- Das Betongemisch muss möglichst schnell er härten, deshalb wird bei Schichtdicken über 5 cm Beschleuniger zugefügt, der die Endfestigkeit des Betons jedoch bis zu 30 % reduzieren kann.
- Die Oberfläche des Spritzbetons darf nicht nachbehandelt werden, da dessen Eigenschaften negativ beeinflusst werden könnten.

Annahmen für die Bemessung und Versagenszustände

Bei der Bemessung von spritzbetonverstärkten Stahlbetonbauteilen wird angenommen:

- Der verstärkte Querschnitt wird als monolithischer Gesamtquerschnitt betrachtet, der Verbund zwischen Spritzbeton und Altbeton wird also starr angenommen.
- Es gilt die BERNOULLI-Hypothese vom Ebenbleiben der Querschnitte.

- Als Betonfestigkeit für den Gesamtquerschnitt darf nach DIN 18551 Kap. 9.3.1 [20] näherungsweise und auf der sicheren Seite liegend „... die geringste Festigkeit des Gesamtquerschnitts angenommen werden, wenn nicht das unterschiedliche Tragverhalten nach 9.3.3 berücksichtigt wird⁴“.
- Das duktile Tragverhalten wird nach DIN 18551 [20] durch eine Mindestbewehrung in Form von die Fuge kreuzenden Stahldübeln (4 Stahldübel pro m²) gewährleistet.
- Es gelten die Normen DIN 18551 [20] für Spritzbeton und DIN 1045-1 [18] als Stahlbetonnorm.

Versagenszustände beim Lastfall Biegung - **zusätzlich** zu den in Kapitel 3.3.2 näher erläuterten - sind [38]:

- Die Betonstahlbewehrung im Spritzbeton versagt.
- Die Verbundfuge versagt und/oder
- die die Verbundfuge kreuzende Bewehrung versagt.

Bemessung - Ermittlung der Biegetragfähigkeit

Ermittlung der Biegetragfähigkeit

Die Ermittlung der Tragfähigkeit respektive die Bemessung beim Lastfall Biegung und Normalkraft erfolgt nach DIN 1045-1 und ist im Kapitel 3.3.3 ausführlich erläutert. Die Zusatzbewehrung wird ohne Einschränkungen als Stahlzugbewehrung zusätzlich zu der Stahlzugbewehrung im Altbeton angesetzt.

Nachweis der Verankerungslänge

Der Nachweis kommt bei gestaffelter Zusatzbewehrung zum Tragen und erfolgt - wie im Stahlbetonbau nach DIN1045-1 [18] üblich - unter Zuhilfenahme der Zugkraftdeckungslinie.

Nachweis der Verbundfuge

Der Nachweis beinhaltet die sichere Übertragung von Schubkräften zwischen Altbeton und Spritzbeton und basiert auf der Nachweisführung für die Schubkraftübertragung in Fugen nach DIN 1045-1 [18].

⁴Nach DIN 18551 Kap. 9.3.3 wird das unterschiedliche Tragverhalten für jeden der zusammenwirkenden Betone durch die Einhaltung der Spannungs-Dehnungs-Linien mit den zugehörigen maximalen Dehnungen berücksichtigt.

3.4.3.2 Lamellen und Lamine

Bei einer Lamellenverstärkung werden auf die Zugseite des zu verstärkenden Bauteils Lamellen (Laschen) mittels eines Zweikomponenten-Epoxidharzklebers befestigt. Lamellen können aus Stahl oder Kunststoffen bestehen und haben Dicken von maximal 15 mm (Stahl) bzw. 3 mm (Kunststoffe). Lamine (Sheets) können im Gegensatz zu den Lamellen mehrlagig aufgebracht werden. Durch Kreuzen der Lamine wird die Tragwirkung der Fasern in mehrere Richtungen aktiviert.

Im Gegensatz zu den bisher beschriebenen Verstärkungsverfahren und auch zur später behandelten Verstärkungsmethode Textilbeton werden Schubkräfte beim Lamellenverfahren indirekt über die Klebefuge vom Altbeton in die Verstärkungsschicht übertragen.

Wie beim Spritzbetonverfahren gilt als Voraussetzung der Applikation von Klebelamellen eine ausreichende Oberflächenbehandlung und -beschaffenheit. Die allgemein geforderte Haftzugfestigkeit der Betonoberfläche sollte mindestens $1,5 \text{ N/mm}^2$ betragen.

Stahllamellen

Die Erforschung von Stahllamellen begann in den 60er Jahren. Zur Anwendung kamen Stahllamellen erstmals in den 70ern, doch bis heute existiert noch keine deutsche Normenregelung für Lamellenverstärkung aus dem Werkstoff Stahl; Anwendungen werden über bauaufsichtliche Zulassungen ermöglicht.

Prinzipielle Vorgehensweise

Stahllamellen müssen vor ihrem Einsatz als Verstärkungsmaterial entrostet werden (z.B. durch Strahlen mit festen Strahlmitteln). Die Klebefläche wird mit einem geprüften Korrosionsschutzanstrich - bestehend aus einem Zweikomponenten-Epoxidharz mit korrosionshemmenden Zusätzen (Primer) - versehen. Die der Witterung ausgesetzten Lamellenflächen werden mit einem Korrosionsschutz gestrichen (SASSE in DAfStb-Heft 467 [56]). Die Applikation der Lamellen erfolgt meist mittels eines Zweikomponenten-Epoxidharzklebers. Der Kleber ist kein starres Material, also ist auch der Verbund zwischen Beton und Stahllamellen kein starrer. Relativverschiebungen zwischen Beton und Stahllamellen setzen sich aus deren jeweiligen Verformungen und aus den Verzerrungen der Kleberschicht zusammen, ausführlich wird dieses Verbundverhalten von HOLZENKÄMPFER untersucht (DAfStb-Heft 473 [31]). Eine Anforderung an den Kleber ist, dass er nicht vor Erreichen der Biege- oder Schubtragfähigkeit des Bauteils versagen darf (ROSTÁSY ET AL. [51]).

Der Nachteil von Stahllamellen ist die materialbedingte Korrosionsanfälligkeit, die besonders problematisch in der Kontaktfläche Stahl - Kleber ist, da der Verbund dadurch dort gestört beziehungsweise völlig zerstört werden kann.

Annahmen für die Bemessung und Versagenszustände

Den bauaufsichtlichen Zulassungen liegt ein 1996 von ROSTÁSY entwickeltes Bemessungsmodell zu Grunde, das auf der DIN 1045 (07.1988) [17] basiert.

Folgende *Bedingungen und Annahmen* liegen der Bemessung zugrunde:

- Für das Materialverhalten der Stahllasche wird eine bilineare Spannungs-Dehnungs-Linie der Stahlsorte St 37 nach DIN 18800 (11.90) (entspricht S 235 nach DIN V ENV 1993-1-1) angenommen.
- Die Laschendehnung wird im GZT auf $\varepsilon_{lgr} \leq 2 \text{ ‰}$ begrenzt.
- Zum Zeitpunkt der Verstärkung wirken nur ständige Lasten.
- Der Verstärkungsgrad wird auf $\eta_{Vb} \leq 2,0$ begrenzt.
- Es gilt das Verbundmodell nach HOLZENKÄMPFER [31] bzw. ROSTÁSY ET AL. [51].
- Es gilt die BERNOULLI-Hypothese vom Ebenbleiben der Querschnitte.

Als *Versagenszustände* können eintreten (ROSTÁSY ET AL. [51]):

- Es versagt der an die Klebefläche angrenzende Beton.
- Nach dem Auftreten eines Biege- oder Biegeschubrisses entkoppelt sich die Lasche vom Beton.
- Der Klebeverbund im Verankerungsbereich versagt bei falscher Realisierung desselben.

Bemessung - Ermittlung der Biegetragfähigkeit

Biegebemessung

Die Berechnung des aufnehmbaren Moments ist ein iteratives Verfahren, bei dem die Beton- und die Laschendehnung variiert wird. Die Dehnung der Laschen wird auf den Maximalwert von 2 ‰ begrenzt. Eine Bemessungshilfe zur Abschätzung der Lamellenfläche ($A_l =$ Lamellenfläche) mittels der Beiwerte k_x (bezogene Betondruckzonenhöhe x/d_l mit d_l als statische Nutzhöhe über den Lamellen) und k_{z_l} (bezogener innerer Hebelarm z_l/d_l) wird von ROSTÁSY ET AL. in [51] bereitgestellt, siehe dazu Bild 3.27. Für die Arbeitslinien von Beton und Bewehrungsstahl werden die vereinfachten Spannungs-Dehnungs-Linien nach DIN 1045-1 angesetzt, die bereits beschrieben wurden.

Nachweis des Verstärkungsgrades

Damit erfolgt eine Begrenzung der nach der Verstärkungsmaßnahme aufgebrachten zusätzlichen Lasten. Die Gesamtlasten, die nach der Verstärkung auf das Bauteil einwirken, dürfen maximal die 2,0-fache Größe des aufnehmbaren Momentes des Querschnitts vor der Verstärkung betragen nach ROSTÁSY ET AL. [51]:

$$\eta_{Vb} = \frac{M_{Vl}}{M_{u0}} \leq 2,0 \quad (3.22)$$

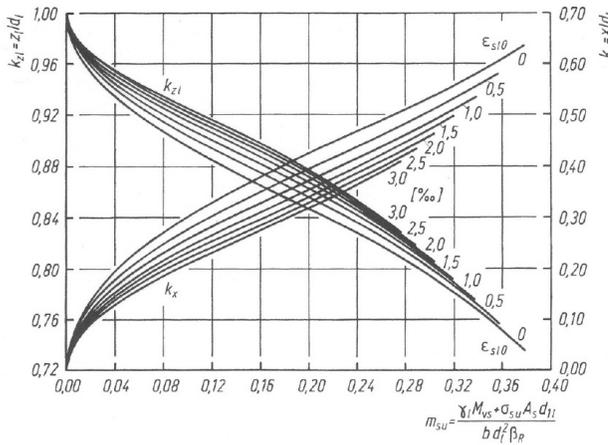


Bild 3.27: Bemessungsdiagramm für die Grenzdehnung der Stahl lamellen von 2 ‰ (entnommen aus ROSTÁSY ET AL. [51])

M_{VI} : Moment aus Lasten nach der Verstärkungsmaßnahme
 M_{u0} : aufnehmbares Moment vor der Verstärkungsmaßnahme

Vordehnung

Während der Verstärkungsmaßnahme wirken ständige Lasten ein, die zu einer Dehnung des Betonstahls führen. Darauf aufbauend wird die Laschendehnung extrapoliert, Formeln siehe KULAS [38] und ROSTÁSY ET AL. [51].

Nachweis der Verankerungslänge

Der Nachweis muss belegen, dass die in den Lamellen vorhandene Zugkraft auch tatsächlich in den Altbeton eingeleitet wird. Dabei werden die Lamellenmaße endgültig festgelegt. Die Berechnungen der maximalen Verbundbruchkraft ($\geq 1,20 \cdot$ Lamellenzugkraft im Nachweis gefordert) und der zugehörigen Verankerungslänge basieren auf der Arbeit von HOLZENKÄMPFER [31] und ROSTÁSY ET AL. [51]. Das Prinzip des Nachweises erinnert an die Zugkraftdeckungslinien aus der Stahlbetonbemessung: Die Laschenzugkraft muss innerhalb der letzten Staffellung im horizontalen Bereich der Zugkraftdeckungslinie (Strecke \overline{BE} in Bild 3.28) vor dem Auflager verankert werden. Dieser Bereich muss größer sein als die berechnete maximale Verankerungslänge. Der Endpunkt des Bereiches und damit das Ende der Lamellen darf maximal 5 cm vom Auflager entfernt liegen, siehe Bild 3.28.

Entkoppelungsnachweis

Die Spannungsänderung des verstärkten Biegebauteils beim Übergang vom Zustand I zum Zustand II wird auf $\sigma_{I,r} \leq 100 \text{ N/mm}^2$ begrenzt. Alternativ dazu kann der Entkoppelungsnachweis geführt werden. Die Nachweisführung beinhaltet einen Lamellen-Bewehrungsgrad, der eingehalten werden muss.

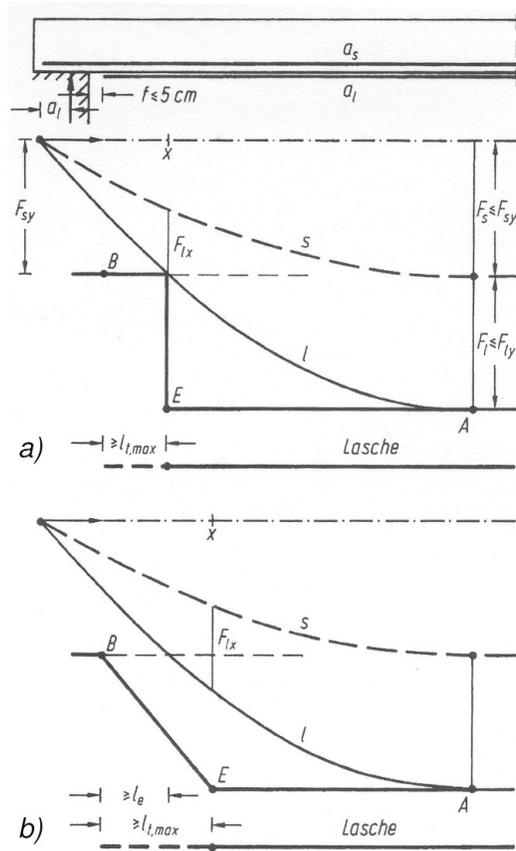


Bild 3.28: Zugkraftdeckungslinie und Verankerungslänge am Plattenendaufleger nach a) DIN 1045 (07.1988) und b) EC2, Anwendung beider Linien in je einem Verfahren nach ROSTÁSY ET AL. [51] möglich

Faserverbundkunststoff-Lamellen

Aus der Anwendung der faserverstärkten Kunststoffe (FVK) im Flugzeugbau, in der Automobilindustrie und im Bootsbau entstanden in den 70er Jahren erste Ideen für deren mögliche Nutzbarkeit auch in der Bauindustrie. Eine Idee, die sich auszahlte, denn heute sind FVK alltägliche Begleiter bei Verstärkungsaufgaben im Bauwesen. Sie werden ebenso als schlaffe und vorgespannte Bewehrung in Form von Kohlenstoffstäben eingesetzt.

Prinzipiell unterscheidet sich die Verstärkungsmethode mit Faserverbundkunststoffen nur wenig von der mit Stahllamellen. FVK-Lamellen sind jedoch nicht korrosionsanfällig. Durch ihr geringeres Gewicht im Vergleich zu den Stahllamellen sind FVK-Lamellen leichter aufzubringen.

Was sind FVK-Lamellen?

Die positiven Eigenschaften von Kurzfasern aus den unterschiedlichsten Materialien und einer Matrix aus Kunststoff (Harz) werden kombiniert. Daraus entsteht der Verbundbaustoff FVK. Die Fasern bestimmen hier jedoch maßgeblich die Eigenschaften des Werkstoffes, wie Zugfestigkeit und Steifigkeit.

Die verwendeten Fasermaterialien bestimmen die Benennung der Lamellen:

1. Aus carbonfaserverstärkten **K**unststoffen entstehen **CFK**-Lamellen. Carbon, oder auch Kohlenstoff genannt, wird aus synthetischen Polymeren hergestellt. Laschen mit Fasern aus Carbon vereinigen im Vergleich zu den beiden nachfolgend genannten Materialien die besten Eigenschaften bezüglich Druckfestigkeit, E-Modul, Langzeitverhalten und Schwingfestigkeit, die als sehr gut gelten. Die Zugfestigkeit der CFK-Laschen ist vergleichbar mit der von Laschen aus GFK und AFK.
2. Aus glasfaserverstärkten **K**unststoffen entstehen **GFK**-Lamellen. Die Eigenschaften der Laschen mit Fasern aus Glas - als Produkt aus anorganisch nichtmetallischen Rohstoffen - sind deutlich schlechter als bei CFK-Lamellen.
3. Aus aramidfaserverstärkten **K**unststoffen werden **AFK**-Lamellen hergestellt, mit geringem Eigengewicht, aber niedriger Druckfestigkeit. Die anderen Eigenschaften der AFK-Lamellen (E-Modul, Langzeitverhalten und Schwingfestigkeit) sind im Mittelfeld zwischen Carbon und Glas angesiedelt, siehe NOISTERNING ET AL. [43].

CFK-Lamellen

Die weiteren Ausführungen beziehen sich auf die CFK-Lamellen, da ihre Anwendung gegenüber den Materialien GFK und AFK eindeutig überwiegt.

CFK-Lamellen verhalten sich linear-elastisch bis zum Bruch. Der Lamellenbruch tritt als sprödes Versagen ein.

Angaben zu speziellen Materialkennwerten wie E-Modul, Zugfestigkeit und Bruchdehnung und auch zu möglichen Lamellenabmessungen liefern die Hersteller, z.B. die Firma STAHL-TON AG [65], die mit Angaben von BERGMEISTER [7] weitestgehend übereinstimmen.

Prinzipielle Vorgehensweise

Die Lamellen werden auf die trockenen, staub- und fettfreien sowie aufgerauten, nicht zu unebenen Betonoberflächen aufgeklebt. Der kraftschlüssige Verbund wird auch hier (wie bei den Stahllamellen) durch die 1 bis 2 mm dicke Klebeschicht maßgebend mit bestimmt.

Anforderungen zur Vorbehandlung des Altbetons entsprechen denen der Verstärkung mit Stahllamellen. Die allgemein geforderte Haftzugfestigkeit der Betonoberfläche von $1,5 \text{ N/mm}^2$ (BERGMEISTER [7]) wird von der STAHLTON AG [66] auf $2,0 \text{ N/mm}^2$ erhöht.

Annahmen für die Bemessung und Versagenszustände

Auch für die CFK-Lamellen existiert in Deutschland keine Vorschrift mit Normcharakter, jedoch ein Bemessungskonzept von BERGMEISTER [7], welches auf dem Eurocode 2 [23] basiert.

In der US-amerikanischen Normenregelung ist ein Bemessungskonzept innerhalb des ACI 440.2R-02 (ACI 440) [4] zu finden, dessen Ansätze hier kurz beschrieben und mit denen von BERGMEISTER verglichen werden sollen.

Nach ACI 440 und BERGMEISTER werden folgende *Annahmen für die Bemessung* getroffen:

- Zum Zeitpunkt der Verstärkung der Zugzone wirken nur ständige Lasten und der Beton ist gerissen.
- Es gilt die BERNOULLI-Hypothese vom Ebenbleiben der Querschnitte, eine lineare Dehnungsverteilung über die Querschnittshöhe liegt also vor. Die Nulllinie fällt beim ungerissenen Betonquerschnitt mit dem ideellen Querschnitt zusammen.
- Zwischen Lamellen und Altbeton wird ein starrer Verbund angenommen, Schubverformungen in der sehr dünn und gleichmäßig aufzutragenden Klebeschicht werden vernachlässigt.
- Prinzipiell wird davon ausgegangen, dass keine Druckbewehrung im Altbetonquerschnitt vorhanden ist. Das Bemessungsverfahren ist für rechteckige Querschnitte mit schlaff bewehrter Zugzone geeignet.
- Die Mitwirkung des Betons auf Zug bleibt unberücksichtigt.
- Für alle verwendeten Werkstoffe werden idealisierte Spannungs-Dehnungs-Linien eingesetzt. Der Verlauf der idealisierten Arbeitslinie von CFK-Lamellen ist linear-elastisch.

Versagenszustände nach ACI 440 [4] und BERGMEISTER [7]:

- Die Betondruckzone versagt.
- Die CFK-Lamelle bricht.

- Die Lasche entkoppelt sich vom Beton durch einen Kohäsionsbruch im Kleber, durch einen Adhäsionsbruch in der Grenzschicht zwischen Kleber und CFK-Lamelle oder durch einen Adhäsionsbruch in der Grenzschicht zwischen Kleber und Beton.
- Es versagt der an die Klebefläche angrenzende Beton.

Um der Entkoppelung vorzubeugen, wird die zulässige Lamellendehnung bei der Bemessung begrenzt. Die sorgfältige Vorbehandlung des Altbetons und eine optimale Einstellung des Klebers sind ebenfalls Maßnahmen zur Verhinderung dieses Versagenszustandes.

Bemessung - Ermittlung der Biegetragfähigkeit

Beim Vergleich der Bemessungsmodelle von BERGMEISTER und nach ACI440 werden größere Unterschiede nur im Sicherheitkonzept sichtbar (KULAS [38]). In den weiteren Ausführungen wird das Konzept nach ACI440 beschrieben und es werden evtl. besondere Unterschiede zum Modell nach BERGMEISTER herausgestellt.

Die Nachweise der Bemessung für Biegebauteile im GZT gliedern sich wie bei den Stahllamellen in:

- Biegebemessung
- Nachweis des Verstärkungsgrades
- Vordehnung
- Nachweis der Verankerungslänge
- Entkoppelungsnachweis

Im Rahmen dieser Arbeit ist die Biegebemessung interessant und wird näher erläutert.

Biegebemessung

Wie auch die anderen oben aufgeführten Nachweise im GZT ähnelt die Bemessung im Lastfall Biegung der Biegebemessung beim Einsatz der Stahllamellen.

Im Unterschied zur Bemessung der Stahllamellen werden bei den CFK-Lamellen die charakteristische Bruchdehnung und -spannung aus der vereinfachten Spannungs-Dehnungs-Linie abgemindert.

Dazu werden im ACI Abminderungsfaktoren definiert, die Umgebungsbedingungen berücksichtigen. BERGMEISTER setzt Teilsicherheitsbeiwerte ein. Neben dem Teilsicherheitsbeiwert für die Lamelle selbst werden zusätzlich Beiwerte zur Berücksichtigung der Gefahr der Lamellenablösung, der Montagesicherheit (z. B. Einsatz von geschultem oder ungeschultem Personal) und der möglichen Fertigungsqualität (z. B. überwachte Produktion oder Schwankungen und mögliche Mängel) eingeführt. BERGMEISTER empfiehlt die Begrenzung der rechnerischen Lamellenbruchdehnung auf 6 ‰.

Die Ermittlung der Biegetragfähigkeit nach der Festlegung einer Bemessungs-Arbeitslinie für die CFK-Lamellen wird entsprechend der Vorgehensweise bei der Bemessung der Stahllamellen durchgeführt.

Besonderheiten im ACI [4]: Die Betondruckkraft wird beim ACI mittels Spannungsblock berechnet. Bei der Berechnung des aufnehmbaren Moments wird der Anteil der Lamellenzugkraft um den Faktor 0,85 reduziert, um die Annahme des starren Verbundes zwischen Beton und Lamelle zu relativieren.

Zusätzlich wird ein Reduktionsfaktor für die Festigkeit eingeführt, das gesamte aufnehmbare Moment nochmals reduziert. Der Reduktionsfaktor ist abhängig von der vorhandenen Stahldehnung und liegt zwischen einem Wert von 0,70 und 0,90.

3.4.4 Kurzfasern zur strukturellen Verbesserung von (Spritz-)beton

Im nachfolgenden Kapitel steht nicht die Verstärkung von Bauteilen im Vordergrund. Es wird die Wirkungsweise von Kurzfasern erläutert, die eine Vorstufe zum Einsatz von lastorientiert ausgerichteten Rovings darstellen.

Beton wurde in den vergangenen Jahren wiederholt durch den Zusatz von Metall-, Synthetik- (Glas-, Kunststoff-, Kohlenstofffasern), Naturfasern (pflanzlichen und mineralischen Naturfasern) und keramischen Fasern modifiziert und erprobt; teilweise mit zusätzlicher Betonstahlbewehrung, aber auch ohne.

Die häufig verfolgten *Ziele beim Einsatz von Fasern im Beton* sind die Behinderung und die Verzögerung der Entstehung von Makrorissen, die Verbesserung der Rotationsfähigkeit eines Bauteils durch Erhöhung seiner Duktilität, die Erhöhung der Widerstandsfähigkeit gegen Brandeinwirkung und gegen Abrieb, größere Wasserundurchlässigkeit von Beton und eine gesteigerte Ermüdungsfestigkeit bei dynamischen Beanspruchungen.

Polypropylen- (PP-), Polyacrylnitril- (PAN-) und Polyvinylalkoholfasern (PVA-Fasern) sind als Kunststofffasern eigenschaftsbedingt, aber auch preislich gut für eine Verwendung im Beton geeignet, ebenso wie alkaliresistente (AR-) Glasfasern und metallische Fasern, wie Stahldraht-, Span- und Blechfasern. Blechfasern werden allerdings vorrangig in Estrichen - nicht in Betonen - eingesetzt, weil deren Zugfestigkeit - bedingt durch ein Ausgangsmaterial geringerer Güte - ebenfalls gering ist WÖRNER ET AL. [30].

Das Tragverhalten von Faserbeton ist von einer Menge Aspekte anhängig, beispielsweise von

- Faserwerkstoff,
- Fasermenge,
- Faserausrichtung,
- Faserform,
- Faserdurchmesser,

- Faserlänge,
- Matrixbeschaffenheit,
- Verbund zwischen Matrix und Fasern usw.

Nach WÖRNER ET AL. [30] sind die Einflüsse von Fasern auf das Tragverhalten im Beton im ungerissenen Zustand marginal. Die Risslast erhöht sich bei üblichen Fasergehalten bis etwa 1 Vol.-% nur unwesentlich. Die geringen Verbesserungen bezüglich Festigkeit und Steifigkeit von Faserbeton gleichen sich häufig durch die leichte Verschlechterung dieser Eigenschaften infolge eines höheren Luftporengehaltes aus.

Als Entscheidungshilfe für die Auswahl der Fasern muss der verfolgte Zweck im Mittelpunkt stehen. Ein verbessertes Nachbruchverhalten verlangt nach anderen Fasern als die Vermeidung von Makrorissen. Die Verbesserung der Widerstandsfähigkeit bei Brandeinwirkung wird eine andere Faserauswahl nach sich ziehen als eine angestrebte Erhöhung der Ermüdungsfestigkeit.

Im Rahmen dieser Arbeit soll für spezielle Details, wie den Einfluss von Fasereigenschaften und -orientierung, auf die Arbeiten von REINHARDT [48] und WÖRNER ET AL. [30] verwiesen werden. Nähere Ausführungen folgen zu den Synthetikfasern mit Bezug auf die in den experimentellen Untersuchungen verwendeten AR-Glasfaser-Strukturen.

Glasfaserbeton, Kunststofffaserbeton, Kohlenstofffaserbeton

Mit der Patentierung der PILKINGTON AR-Glasfasern im Jahre 1966 in England begann die Geschichte von Glasfaserbeton. Eine der berühmtesten Anwendungen ist ein Ausstellungspavillon von SCHLAICH [58] auf dem Bundesgartenschau Gelände in Stuttgart mit einer 26 m weit gespannten Glasfaserbeton-Schale aus dem Jahre 1977.

Zulassungen und Zustimmungen im Einzelfall gibt es auf dem Gebiet des Glasfaserbetons für nichttragende, aber auch für tragende Bauelemente wie Tafeln, Wellplatten, Leitplancken, Rohre und einige andere.

Kunststoff- und Kohlenstofffaserbetone (mit eingemischten Kurzfasern wie bezeichnet) befinden sich noch in der Erforschung. Kohlenstofffaserbetone weisen noch den meisten Forschungsbedarf auf, da durch das Beimengen von Kohlenstofffaserplättchen die Druckfestigkeit des Bauelementes verringert wird. Auch die technologische Seite der Beton- und Faserherstellung muss noch weiter untersucht werden.

BERGMEISTER stellt in [6] ein Modell zur Abschätzung der Biegetragfähigkeit kohlenstofffaserbewehrter Bauteile mit zusätzlicher Stahlbewehrung vor. Wie das vorher beschriebene Modell für Stahlbeton basiert dieses Modell auf dem Gleichgewicht der inneren Kräfte. Für die Druck- und Zugzone nimmt er als vereinfachtes Materialverhalten je einen Spannungsblock an und erhält ein abgeschätztes Tragmoment.

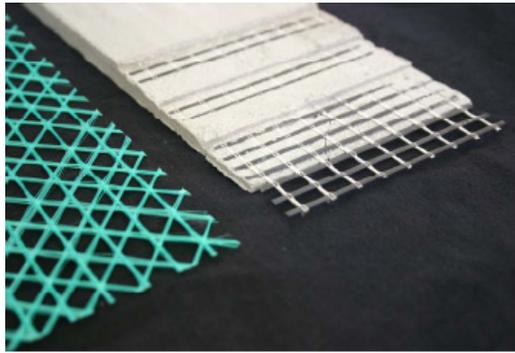


Bild 3.29: Multiaxiales Nähgewirke und Aufbau einer 3-lagigen Textilbetonschicht (entnommen aus CURBACH ET AL. [13])

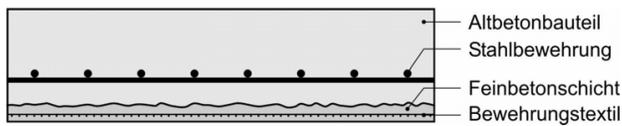


Bild 3.30: Mittels Textilbeton verstärktes Stahlbetonbauteil - Prinzipskizze (entnommen aus CURBACH ET AL. [13])

3.5 Textilbewehrter Beton

Der Einsatz von Kurzfasern als (Zusatz-) Bewehrung von Beton- und Stahlbetonbauteilen zeigte in der Vergangenheit eine positive Beeinflussung des Tragverhaltens. Durch ihre zufällige Verteilung im Beton beteiligen sich die eingemischten Fasern jedoch nicht gleichmäßig an der Lastabtragung. Die Fasern werden nicht optimal ausgenutzt, vorhandene Ressourcen des Materials bleiben ungenutzt.

Die Idee entstand, den Fasern eine Ausrichtung vorzugeben, die auf die spezielle Lastabtragung optimal eingestellt ist. Einzelfasern werden dabei zu Rovings zusammengefasst, siehe Kapitel 3.2.4, und diese dann zu flächigen Strukturen, siehe Kapitel 3.2.5, vernäht. Diese so genannten technischen Textilien bestehen aus Hochleistungsfasern, wie verschiedenen Chemiefasern, alkaliresistenten Glasfasern oder Carbonfasern. Eingebettet in eine Feinbetonmatrix entsteht Textilbeton oder auch textilbewehrter Beton genannt, siehe Kapitel 3.2.6. Der Textilbeton ist ein Verbundwerkstoff, siehe Bild 3.29.

Derzeit befindet sich der textilbewehrte Beton in der Grundlagenforschung, es existieren keinerlei Regelwerke für dessen Einsatz.

An der TU Dresden wird seit dem Jahr 1999 innerhalb eines von der DEUTSCHEN FORSCHUNGSGEMEINSCHAFT (DFG) geförderten Sonderforschungsbereiches (SFB 528) das Thema „Textile Bewehrungen zur bautechnischen Verstärkung und Instandsetzung“ ausführlich untersucht. Parallel dazu wurde an der RWTH Aachen ein Sonderforschungsbereich (SFB 532) „Textilbewehrter Beton - Grundlagen für die Entwicklung einer neuartigen Technologie“ eingerichtet.

3.5.1 Anwendungsgebiete

Seit der „Erfindung“ des textilbewehrten Betons werden neben den Grundlagen auch schon mögliche Anwendungsgebiete und Einsatzmöglichkeiten erprobt (siehe FRIEDRICH [28], HEGGER [29]). Ein allgemeiner Überblick über verwendete Werkstoffe im Bereich Textilbeton wird in Heft 488 des Deutschen Ausschusses für Stahlbeton [10] gegeben.

Die Einsatzmöglichkeiten von textilbewehrtem Beton sind bei Verstärkungen sehr vielfältig: Es bestehen Möglichkeiten der

Verstärkung	{	<ul style="list-style-type: none"> von Platten und Balken auf Biegung sowie Biegung und Querkraft, von Plattenbalken auf Biegung und Querkraft, von Stützen auf Normalkraft und von torsionsbeanspruchten Bauteilen.
-------------	---	--

Die Verstärkung von Stahlbetonbauteilen mit dem Ziel der Traglasterhöhung wird durch Auflaminieren oder im Sprühverfahren auf die vorbehandelten Betonoberflächen realisiert, wobei abwechselnd Feinbetonmatrix und Textilgelege in mehreren Lagen aufgebracht werden. Der Verbund und die Eigenschaften der beteiligten Komponenten Stahlbeton und Textilbeton, siehe Bild 3.30, bestimmen das Trag- und Verformungsverhalten von Bauteilen aus diesem Verbundbaustoff.

Neben den vorgenannten Einsatzgebieten ist es möglich, „selbstständige“ Bauteile aus textilbewehrtem Beton herzustellen, die eine tragende oder nichttragende Funktion ausüben können.

Verglichen mit herkömmlichen Stahlbetonbauteilen, aber auch mit anderen Verstärkungsmethoden, bietet der textilbewehrte Beton Vorteile:

- große Effizienz verglichen mit dem Einsatz von Kurzfasern
- keine Korrosionsanfälligkeit als Vorteil gegenüber stahlbewehrtem Spritzbeton, deshalb
- geringe Schichtdicken im Vergleich zu Spritzbeton
- leichte Konstruktion
- unproblematische Formgebung - Herstellung und Verstärkung profilierter Bauteile ist unkompliziert möglich
- feinere Risseverteilung und geringere Rissbreiten gegenüber Stahlbetonbauteilen
- geringere Durchbiegung biegeverstärkter Bauteile gegenüber dem unverstärkten Bauteil
- deutlich höhere Festigkeit von Bewehrungen aus Carbon-Gelegen verglichen mit Stahlbewehrung

Der Stand des Wissens im Bereich der Biegeverstärkung mittels textilbewehrtem Beton wurde hauptsächlich innerhalb der Sonderforschungsbereiche aufgebaut. Für diese Arbeit relevante, spezielle Fragestellungen werden an gegebener Stelle in den anschließenden Kapiteln behandelt.

3.5.2 Anwendungsbeispiele

Als Motivation zum interessierten Lesen der folgenden Kapitel folgen nun einige bereits ausgeführte Anwendungsbeispiele. Die Kapazitäten des textilbewehrten Betons reichen von Verstärkungsmaßnahmen über neue Bauteile mit filigranen Abmessungen bis hin zu Objekten des täglichen Gebrauchs und sogar zu Kunstobjekten.

Bisher gibt es schon einige Pilotprojekte, deren Ausführung die Grundlagenforschung bereichert und innerhalb derer Erfahrungen gesammelt werden konnten.

3.5.2.1 Verstärkung und Instandsetzung einer Hyparschale

Im Jahr 2006 wurde in Schweinfurt eine 8 cm dicke Stahlbeton-Hyparschale über dem großen Hörsaal der FH Schweinfurt mit textilbewehrtem Beton verstärkt. Bei einer Bestandsaufnahme und statisch-konstruktiven Untersuchungen an der TU Dresden wurde im Bereich der Hochpunkte zwischen den Stützen die Überschreitung zulässiger Spannungen festgestellt. Die 38×39 m weit gespannte Schale wurde daraufhin in diesen Bereichen mit 3 Lagen Carbontextil in Feinbetonmatrix verstärkt. Dazu wurde eine Zustimmung im Einzelfall erteilt. Das Eigengewicht der Schale erhöhte sich mit dieser Maßnahme unwesentlich, das Textil passte sich wunderbar der Schalenkrümmung an (CURBACH ET AL. [12]). Die Anwendungstechnologie wurde im Vorfeld im Otto-Mohr-Labor der TU Dresden erprobt. Die Ähnlichkeit der Applikation von Feinbeton mit der von herkömmlichen modernen Putzen ist vorteilhaft, auch der Bewehrungseinbau erinnert an das Einbringen von Putzgewebe, welches bereits langjährig praktiziert wird.

3.5.2.2 Instandsetzung einer Stütze

An der Alten Mensa der TU Dresden wurden 2005/2006 teilweise außenliegende Stützen instandgesetzt. Der der Witterung ausgesetzte Teilquerschnitt der Stützen war durch Carbonatisierung angegriffen. Nach der Entfernung der Betondeckung in diesem Bereich, siehe Bild 3.31, und einer Repassivierung⁵ wurde textilbewehrter Beton aufgebracht. Durch die geringe Schichtdicke sind selbst nach dem Aufbringen einer Wärmedämmung Stützenabmessungen möglich, die dem Originalzustand der Stütze entsprechen (CURBACH ET AL. [13]).

Die Möglichkeiten der Stützenverstärkung befinden sich derzeit in laufenden Untersuchungen.

⁵Bei der Repassivierung wird auf der Stahlbewehrungsfläche durch das Auftragen zementgebundener Instandsetzungsstoffe erneut eine Passivschicht gebildet.

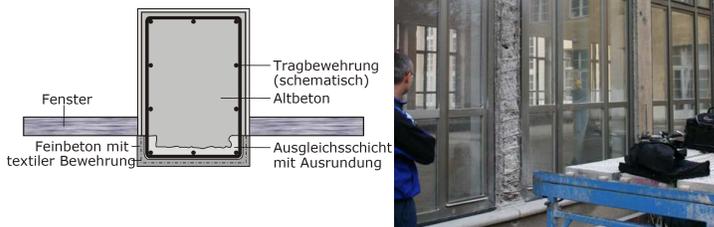


Bild 3.31: Stützeninstandsetzung Alte Mensa TU Dresden (entnommen aus CURBACH ET AL. [13])

3.5.2.3 Pilotprojekt einer Fußgängerbrücke

Ebenfalls 2006 wurde auf der Landesgartenschau in Oschatz eine Geh- und Radwegbrücke aus textilbewehrtem Beton über die Döllnitz aufgestellt. Diese Brücke erhielt im gleichen Jahr in Neapel, wo der weltweite Verband der Betonbauer bemerkenswerte Bauwerke würdigte, den Innovationspreis „Awards for Outstanding Structures 2006“.

Es ist die weltweit erste Brücke aus textilbewehrtem Beton. Die für die Landesgartenschau 2006 von WEILAND und D. JESSE an der TU Dresden geplante Brücke in Form einer U-Schale hat eine Wandstärke von nur 3 cm und eine Überbaubreite von 3,08 m. Der Überbauquerschnitt ist nach oben leicht aufgeweitet. Um Herstellung und Transport zu erleichtern, wurden für die 9 m lange Brücke 10 Trogquerschnitt-Segmente von 90 cm Länge im Betonwerk Oschatz vorgefertigt. Ein weiterer Vorteil kleiner Segmente war die Optimierungsmöglichkeit von Schalung und Bewehrung während der Herstellung eines Prototypen. Zusammengefügt wurden die Brückensegmente durch interne Stahllitzen-Vorspannung ohne Verbund. Als Hüllrohre dienten in Rahmenecken und Handläufe eingelegte Leerrohre. Sowohl Einzelsegmente als auch die erste fertig montierte Brücke - der Prototyp - wurden im Otto-Mohr-Labor der TU Dresden Belastungsversuchen unterzogen, siehe Bild 3.32. Bei allen Prüfungen wurden die Soll-Werte deutlich übertroffen (VAN STIPRIAAN [68]) und damit die erforderliche Tragfähigkeit des Brückenüberbaus nachgewiesen.

Nach erfolgreichem Abschluss der Versuche wurde eine zweite baugleiche Brücke unter Ausnutzung der bereits gesammelten Erfahrungen hergestellt und in Oschatz aufgebaut. Seit April 2006 können Besucher von Oschatz über die erste textilbewehrte Brücke gehen (CURBACH ET AL. [11]).

Die Landesstelle für Bautechnik erteilte für die Brücke eine Zustimmung im Einzelfall, die 5 Jahre gültig ist.

Wäre die gleiche Brücke traditionell aus Stahlbeton hergestellt worden, würde sie etwa 25 Tonnen wiegen. Im Vergleich dazu wiegt die Brücke in Oschatz ein Fünftel: 5 Tonnen.

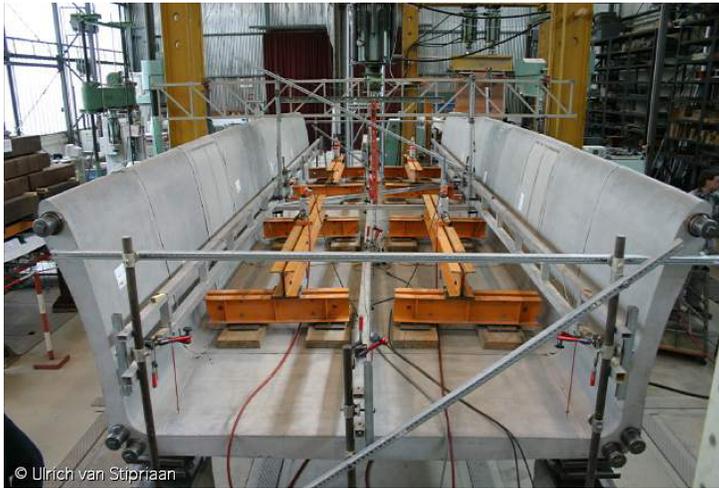


Bild 3.32: Versuchsaufbau bei Prüfung des Prototypen im Otto-Mohr-Labor der TU Dresden (entnommen aus VAN STIPRIAAN [68])

3.5.2.4 Textilbetonfassaden

Sichtbetonfassaden wurden in den vergangenen Jahrzehnten üblicherweise aus Stahlbeton gefertigt, doch ihr Ansehen schwand immer mehr. Plumpe Bauteile mit beschränkten Gestaltungsmöglichkeiten, die nach einigen Jahren Korrosionsschäden nicht mehr verbergen können: Das ist die weitläufige Meinung. Das Gewicht der Platten mit Stärken von bis zu 10 cm erfordert aufwändige Ankersysteme und die zu verkleidenden Systeme müssen zur Aufnahme der Lasten dementsprechend massiv ausgebildet werden.

Die Ziele zur Optimierung des Elementes Fassadenplatte wurden mittels Textilbeton erreicht. Nicht nur ihres geringen Gewichtes und der damit verbundenen, unproblematischeren Verankerung wegen, sondern auch aufgrund ihrer verbesserten Eigenschaften (keine Korrosionsanfälligkeit) gegenüber der schweren Stahlbeton-Fassadenplatte überzeugte die Modifizierung dieser Elemente.

Die nur 20 mm dicken Fassadenplatten sind in verschiedenen Farben, ähnlich der Betonwerksteine, erhältlich. Über ihre Leichtigkeit und Farbigeit hinaus bieten sich auch Möglichkeiten vielfältiger Oberflächengestaltung, sei es von glatt bis rau, geschliffen oder gewaschen, gesäuert, gestrahlt, profiliert. Die Entwicklung der Betonrezeptur für die Fassadenplatten wurde wesentlich von den Forschungsarbeiten des Instituts für Baustoffe der TU Dresden bestimmt.

Eine der weltweit ersten allgemeinen bauaufsichtlichen Zulassungen Z-33.1-577 [16] für Bauteile aus textilibewehrtem Beton wurde für eben diese Fassadenelemente erteilt.



Bild 3.33: Sitzbank aus Textilbeton, Entwurf Frank Zeitler FH Coburg, Musterfertigung TU Dresden (entnommen aus CURBACH ET AL. [13])

3.5.2.5 Brüstungsplatten

In Analogie zu den Fassadenplatten wurde an der TU Dresden ein Brüstungselement-Prototyp entwickelt, wie er beispielsweise in Parkhäusern zur Anwendung kommt. Das $1,5 \times 2,5$ m große Element wird von einem umlaufenden Rahmen versteift, der mit stabförmigen Faserverbundkunststoffen bewehrt ist. Innerhalb des Rahmens befindet sich der so genannte Spiegel aus orthogonal textildbewehrtem Beton. Die Stahlbewehrung wurde komplett ersetzt.

Der Prototyp hat eine Spiegelstärke von nur 2 cm, der Rahmen ist 5 cm stark. Weil auf ein Mindestmaß der Betondeckung verzichtet werden kann (Korrosionsschutz der Bewehrung ist nicht nötig), sind die Brüstungselemente schlank und leicht. Sie können unproblematisch geladen und transportiert und unkomplizierter als Stahlbeton-Brüstungsplatten montiert werden.

Die Herstellung von Dach- und Balkonbauteilen, Lärmschutzwänden, Behältern und Rohren aus textildbewehrtem Beton ist ebenfalls möglich.

3.5.2.6 Verbrauchs- und Konsumgüter

Der Textilbeton ist ein beinahe in jeder beliebigen Form herstellbares Baumaterial. Sehr gute statische Eigenschaften bieten beste Voraussetzungen zur kreativen Gestaltung von Gebrauchsgütern. Möbel herzustellen oder Wohn-Accessoires wie Blumentöpfe sind durchaus realistische Vorstellungen, die zum Teil schon in die Tat umgesetzt wurden. So entwarf ein Diplomand der FH Coburg im Studiengang Integriertes Produktdesign ein Sitzmöbel (siehe Bild 3.33), dessen Musterfertigung im Otto-Mohr-Labor der TU Dresden stattfand. Weitere Versuche waren die Herstellung eines Schrankes aus textildbewehrtem Beton an der TU Dresden oder der Entwurf und Bau einer Duschkabine an der FH Coburg. Die genannten Objekte seien exemplarisch für das große Potential des Textilbetons aufgeführt.



Bild 3.34: Gabe des Wassers von Jackie Brookner (entnommen aus BROOKNER [8])



Bild 3.35: Skulptur aus textilbewehrtem Beton von Hans Hoge vor dem Haupteingang der Fakultät Bauingenieurwesen der TU Dresden (Foto von ULRICH VAN STIPRIAAN)

3.5.2.7 Kunstobjekte

Die vielfach genannten Vorteile von textilbewehrtem Beton überzeugen auch Künstler und Inspirierte.

JACKIE BROOKNER aus New York kreierte für die Landesgartenschau in Großenhain im Jahr 2002 ein Wasser schöpfendes Händepaar namens „Die Gabe des Wassers“. Die Hände aus Textilbeton sind mit ca. 90 cm Höhe, 150 cm Breite und 270 cm Länge überdimensional groß.

BROOKNER bezeichnet ihr Kunstwerk selbst als „lebende Skulptur“ durch die Ansiedlung ausgewählter Pflanzen - wie Moose oder Farne - auf der Oberfläche der zur Hälfte im Wasser liegenden Hände, siehe Bild 3.34. Da diese Pflanzen in der Lage sind, Wasser zu filtern, wird hier, in der Symbiose zwischen Natur und Kunstwerk, gleichzeitig ökologisch die Wasserqualität verbessert.

Der Künstler HANS HOGE aus Quedlinburg schuf 2003 eine ca. 1,0 m hohe Figur mit zwei Köpfen aus textilbewehrtem Beton, der zu diesem Zweck rotbraun eingefärbt wurde. Die Figur stand zu Ehren der Eröffnung der Ulrich-Müther-Ausstellung „Kühne Solitäre“ vor dem Haupteingang der Fakultät Bauingenieurwesen der TU Dresden, siehe Bild 3.35.

4 Experimentelle Untersuchungen

4.1 Zielstellung der Versuche

Mit der vorliegenden Arbeit wird das Ziel verfolgt, den Einsatz von textilbewehrtem Beton im Sinne einer Technik zur Querschnittsergänzung zu untersuchen. Die Untersuchung umfasst speziell die Erhöhung der Biegetragfähigkeit von Bauteilen im GZT durch das Aufbringen von textilbewehrtem Beton¹ auf der Zugseite von Beton- und Stahlbetonbauteilen.

Aus diesem Grund wurden experimentelle Untersuchungen durchgeführt, bei denen einaxial gespannte Platten und Balken (zunächst ohne Belastungsgeschichte) im unverstärkten und im verstärkten Zustand auf ihre Biegetragfähigkeit geprüft wurden. Die Wirkungsweise der Verstärkung wurde im Versuch beobachtet und ausgewertet. Ziel war die Entwicklung eines Bemessungsmodells für die beschriebene Verstärkungsmaßnahme. Basis dafür war vornehmlich die Klärung der folgenden Fragen:

- Sichert die bei anderen Verstärkungsverfahren angewendete Untergrundbehandlung mittels Sandstrahlen auch bei textiler Verstärkung einen ausreichenden Verbund?
- Wie muss die Endverankerung der Verstärkung erfolgen?
- Welche Textilien sind zur Verstärkung geeignet?
- Welchen Einfluss haben der Stahlbewehrungsgrad und die statischen Nutzhöhen auf die Verstärkungswirkung?
- Ist weiterhin die bei Stahlbetonbauteilen zu verzeichnende und gewollte Versagensankündigung vorhanden?

Für die Ankündigung des Versagens eines Bauteils und für die Umlagerung von Schnittkräften ist das plastische Rotationsvermögen des Bauteils im Bruchzustand von Bedeutung. Duktile Bauteile, deren drohendes Versagen durch große Verformungen und/oder Risse erkennbar ist, können für eine geringere Sicherheit bemessen werden als Bauteile, die spröde versagen. Aus diesem Grund war es notwendig, das Rotationsvermögen im verstärkten und

¹Der Begriff „textilbewehrter Beton“ benennt in diesem Zusammenhang die Art der Verstärkung. Als Zusatzbewehrung zur Aufnahme von Zugkräften wird lediglich das in den textilbewehrten Beton eingelegte Textil wirksam.

unverstärkten Zustand zu ermitteln, siehe auch SFB 528, Arbeits- und Ergebnisbericht für die Periode II/1999-I/2002 [63].

Um eine Tendenz abzuleiten, in welcher Größenordnung bei bestehenden Bauteilen eine wirksame Verstärkung erfolgen kann, wurden Bauteile mit differierendem Stahlbewehrungsgrad geprüft. Gleichmaßen wurden Bauteile mit unterschiedlichem Verhältnis der Nutzhöhen von Stahl und Textil untersucht, um mögliche Auswirkungen auf die Traglaststeigerung zu erkennen.

Die einaxial gespannten Bauteile - Platten und Balken - wurden im Vier-Punkt-Biegeversuch geprüft. Um die Verstärkungswirkung im Versuch ablesen zu können, waren verstärkten Bauteilen jeweils unverstärkte Referenzbauteile mit identischem Stahlbewehrungsgrad zugeordnet. Eine Serie wurde jeweils ohne Stahlbewehrung, aber mit textiler Bewehrung, geprüft.

4.2 Verwendete Materialien

Bei den experimentell durchgeführten Untersuchungen wurden die Materialien Beton, Betonstahl, Feinbeton und textile Bewehrung verwendet. In den folgenden Kapiteln werden die verwendeten Materialien hinsichtlich ihrer Zusammensetzung und Eigenschaften beschrieben.

4.2.1 Beton (Altbeton)

Die Altbetonrezeptur wurde für einen Beton B 25 nach DIN 1045-1:1988 [17] entwickelt, der nach jetziger Normenlage einer Betonfestigkeitsklasse C 20/25 entspricht (siehe DIN1045-2 [19] und DINEN206-1 [24]). Diese Festigkeitsklasse wurde gewählt, um einen möglichst realistischen Bezug zur Praxis zu gewährleisten.

Der Altbeton besteht aus Zement CEM I 32,5 R, Zuschlägen mit einem Größtkorn von 8 mm (bei Platten) und 16 mm (bei Balken) sowie Wasser ($w/z < 0,7$ lt. Walz-Kurve). Der Altbeton wurde mit Zuschlägen aus Ottendorf/Okrilla bei Dresden im Otto-Mohr-Labor, der Versuchshalle des Lehrstuhls für Massivbau der TU Dresden, selbst zusammengestellt.

Die Betonprüfungen umfassten eine Überprüfung des E-Moduls und der Druckfestigkeit an Zylindern ($\varnothing 150$ mm, $l = 300$ mm), der Biegezugfestigkeit an Prismen ($100 \times 100 \times 500$ mm) und der Würfeldruckfestigkeit (Kantenlänge 150 mm) 28 Tage nach Betonherstellung und in der Regel zum Prüftag. Die geprüften E-Moduli und Festigkeiten sind für alle Bauteile im Anhang E aufgelistet.

Dokumentiert wurden gleichermaßen das Ausbreitmaß des Frischbetons, die Temperatur in der Versuchshalle am Tag der Herstellung, die Temperatur der Mischung, die Dichte des Frischbetons, die Dichte des Betons nach 7, 28 und 56 Tagen bzw. zum Tag der Prüfung des Altbetons, die Lagerungsbedingungen der Platten und der Probekörper.

4.2.2 Feinbeton

Textile Bewehrung und Feinbeton werden abwechselnd lagenweise zu Verstärkungszwecken auf den Altbeton aufgebracht. Dabei übernimmt der Feinbeton Volumenanteile zwischen 90 % und 99 %, meist 95 % (JESSE [34]).

Die Zusammensetzung des Feinbetons wurde im Rahmen des Sonderforschungsbereiches 528 von JESSE [34] maßgeblich entwickelt. In seiner Dissertation stellt er ausführlich die Rahmenbedingungen der Entwicklung dar, die sehr stark von den Nutzungsanforderungen bestimmt waren. JESSE [34] bezeichnet den Feinbeton als „Beton nach Anforderungen“.

Feinbeton besteht aus den Beton-üblichen Bestandteilen Zuschlag, Bindemittel, Zusatzstoffen, Zusatzmitteln und Wasser. Grundsätzlich wird Feinbeton deshalb als „Beton“ bezeichnet. Wegen des verwendeten Größtkorns von nur 1 mm (Normalbeton bis 32 mm) und des Bindemittel-Zuschlag-Verhältnisses von 1:1 (Normalbeton ca. 6:1) - was doch einen wesentlichen Unterschied zum Normalbeton ausmacht - gleicht die Matrix augenscheinlich eher einem Mörtel.

Die Anforderungen an die Eigenschaften von Feinbeton nach JESSE [34] sind:

- Die **Verarbeitungseigenschaften des Frischbetons** sollen sich optimal an den Einsatz als Komponente der Verstärkungsschicht anpassen. Um in einer lagenweise aufgetragenen Verstärkung geringe Schichtdicken von maximal 1 mm zu gewährleisten, ergibt sich für den Zuschlag ein Größtkorn von 1 mm.
JESSE strebt eine geringe Entmischungsneigung während der Verarbeitung der Feinbetonmatrix an, um die Unterschiede der Eigenschaften des ausgehärteten Betons zwischen Schalseite und Betonierseite so gering wie möglich zu halten.
Die Verarbeitbarkeit des Frischbetons soll ausreichend sein (ca. 1 h).
- Die **Eigenschaften des jungen Betons** kennzeichnet ein ziemlich großes (nachteiliges) Fröhschwinden. Bedingt durch das Verhältnis von Zuschlag und Bindemittel ist das Fröhschwinden in den ersten Stunden nach der Betonage nicht vermeidbar.
- Die **Festbetoneigenschaften** werden bedingt durch eine geforderte Handhabbarkeit der Probekörper, wie Schalungsentnahme, Versuchsvorbereitung und Prüfmaschineneinbau festgelegt.
Die Mindestzugfestigkeit wird aus Erfahrungswerten von DUGAS und WEISE [25] mit 3 N/mm^2 gewählt. Sie soll nicht größer als 10 N/mm^2 sein, da die Tragfähigkeit der Fasern deutlich über der Zugtragfähigkeit des Betons liegen soll.
Für die Druckfestigkeit und den Elastizitätsmodul werden keine bestimmten Grenzen festgelegt, da die Druckfestigkeit, die zum Einleiten von Kräften in die Zugprobe vonnöten war, leicht erreicht werden konnte.

Bei der Biegeverstärkung von Bauteilen muss die Feinbetonmatrix Kräfte aus dem Altbeton über die Verbundfuge übertragen und direkt an die textile Bewehrung weiterleiten.

Tabelle 4.1: Rezeptur des verwendeten Feinbetons nach Masseteilen, entnommen aus JESSE [34]

Bestandteil	Mass.-Teile	Menge
	[-]	[kg/m ³]
Zement CEM III/B 32,5 NW/HS/HA	0,6667	628,0
Steinkohlenflugasche	0,2820	265,6
Elkem Mikrosilica (Suspension)	0,1067	100,5
Sand 0/1	1,0000	942,0
Wasser	0,2278	214,6
Fließmittel Woerment FM 30 (FM)	0,0112	10,5

Tabelle 4.2: Mechanische Eigenschaften des verwendeten Feinbetons (entnommen aus JESSE [34])

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

* Mittelwert aus zwei Prüfungen

Die Rezeptur, bei der auch Widersprüche zu vereinbaren waren², wurde durch eine Variation des Zuschlag-Bindemittel-Verhältnisses, dem Anteil der Zusatzstoffe (Flugasche, Mikrosilika) und durch die Verwendung alternativer Zemente zum Portlandzement sorgfältig erarbeitet. In Tabelle 4.1 kann die Rezeptur des Feinbetons detailliert abgelesen werden. Als Vorteile der verwendeten Rezeptur nennt JESSE [34]:

- Da Mikrosilika für einen guten Zusammenhalt der Mischung mit geringer Entmischungsneigung sorgt, eignet sich der Frischbeton für eine lagenweise Verstärkung mit Hand ebenso wie für eine Verstärkung mittels Sprühverfahren durch gute Hafteigenschaften.
- Schwindverformungen erreichen die Größenordnung derjenigen von Normalbeton, da ein geringer Wasser/Zement-Wert und der Anteil an Zuschlagkörnern dem Schwinden entgegenwirken.

² gute Verarbeitbarkeit erfordert einen hohen Anteil an Bindemittel, dieser steht in direktem Widerspruch zu dem angestrebten geringen Schwindmaß

Tabelle 4.3: Eigenschaften des verwendeten Betonstahls, geprüft nach DIN 488

Eigenschaft	Einheit	Ø 6*	Ø 8*	Ø 10*	R 513**
Elastizitätsmodul E_s	N/mm ²	193160	194637	194600	201000
Spannung an der Streckgrenze f_{yk}	N/mm ²	550,7	545,0	545,2	556,8
Dehnung an der Streckgrenze ε_{yd}	‰	2,85	2,80	2,80	2,77
Bruchspannung f_{tk}	N/mm ²	663,3	617,2	631,6	608,3
Bruchdehnung ε_{su}	‰	70	40	196	33

* Betonstabstahl

** Betonstahlmatten

Als Nachteil sieht JESSE das autogene Schwinden, also Schrumpfen und Selbstaustrocknung durch Mikrosilika beim jungen Beton. Umfassende Aussagen zur Herstellung und Lagerung des Frischbetons sowie zur Ermittlung der Festbetoneigenschaften können bei JESSE [34] nachgelesen werden. Die Festbetoneigenschaften des Feinbetons selbst sind in Tabelle 4.2 aufgelistet.

4.2.3 Stahl

Bei der Herstellung der zu verstärkenden Stahlbetonbauteile wurde als Stahlbewehrung üblicher Betonstahl nach DIN 488 [21] eingebaut. Es wurden Betonstahlstäbe BSt 500 S (A) mit Durchmessern von 6, 8 und 10 mm und Betonstahlmatten BSt 500 R 513 (A) als Bewehrung für die Zugzone der Altbetonbauteile eingesetzt.

Um die Verformungsfähigkeit von Stählen zu beurteilen, wird unter Zugbeanspruchung die bleibende Verformung einer Strecke gemessen, die dem 10fachen Stahldurchmesser entspricht. Diese Strecke enthält zum einen den Anteil aus der Einschnürung an der Stelle des Stahlbruchs und zum anderen den Anteil aus der plastischen Dehnung im restlichen Messbereich. Letzteres wird als „Gleichmaßdehnung“ bezeichnet. Die Gleichmaßdehnung entspricht in etwa der Dehnung bei Erreichen der Zugfestigkeit. Allgemeingültig beträgt die Gleichmaßdehnung, abhängig von der Stahlsorte, zwischen 40 und 200 ‰ nach LEONHARDT [39].

Die Zugversuche an den eingesetzten Stählen wurden im Otto-Mohr-Labor der TU Dresden durchgeführt³. Die Ergebnisse sind in Tabelle 4.3 aufgelistet.

Die genaue Bezeichnung der Betonstahlmatten kennzeichnet den Bewehrungsquerschnitt in Bemessungsrichtung (Längsbewehrung) in mm²/m. Die verwendete Matte BSt 500 R 513 hat eine Stahlquerschnittsfläche von 513 mm²/m mit Doppelstäben Ø 7 mm im Abstand von 15 cm als Längsbewehrung.

³Tatsächlich wurden die Stähle im Otto-Mohr-Labor der TU Dresden aus Gründen des Versuchsaufbaus mit einer Messlänge von 100, 200 und 222 mm geprüft. Dadurch erhält man zum Teil eine über einen größeren Bereich gemittelte Dehnung, als nach Definition der Gleichmaßdehnung vorgesehen. Da letztendlich wieder eine Berechnung bzw. Bemessung unter Zuhilfenahme von Normwerten angestrebt wird, wird auf eine erneute Durchführung der Zugversuche am Stahl mit der Messlänge von $10d_s$ verzichtet.

4.2.4 Textile Bewehrung

Aufbauend auf den allgemeinen Beschreibungen der AR-Glasfaserrovings und -gelege in den Kapiteln 3.2.4 und 3.2.5 zeigt Tabelle B.3 in Anhang B den Aufbau der Bewehrungsstrukturen, die bei den experimentellen Untersuchungen zum Einsatz kamen. Die Textilien sind mittels einer innerhalb des Sonderforschungsbereiches 528 etablierten Nomenklatur bezeichnet, aus der sofort der Garnhersteller, der Typ der Nähwirkmaschine und das Herstellungsjahr ablesbar sind.

Im Anhang B sind Eigenschaften der in den Textilien verwendeten Fasern und Garne aufgeführt. Anhang C enthält Angaben zur Nomenklatur der Textilien und Fotografien der innerhalb dieser Arbeit eingesetzten Bewehrungsstrukturen aus unbeschichtetem⁴ AR-Glas.

Auf gar keinen Fall sollte der Umstand unerwähnt bleiben, dass nach Herstellung und Prüfung der ersten Platten und der Balken der Rovinghersteller gewechselt wurde. Der Grund dafür waren sehr starke Streuungen der Rovingmaterial-Eigenschaften. Die Entscheidung wurde innerhalb des Sonderforschungsbereiches 528 getroffen. SFB-intern wird von den Rovings und Gelegen der 1. Generation und der 2. Generation gesprochen.

Die Rovings der 1. Generation sind in der Nomenklatur mit den Anfangsbuchstaben des Herstellers Nippon Electric Glass Co. - NEG - gekennzeichnet. Das aus diesen Rovings produzierte und anfangs für die Untersuchungen innerhalb dieser Arbeit verwendete Gelege heißt NWM3-022-00.

Die Garne der 2. Generation beginnen ebenfalls mit den Anfangsbuchstaben des Herstellers Saint-Gobain Vetrotex Deutschland GmbH - VET. Das zugehörige, innerhalb dieser Arbeit verwendete Gelege heißt NWM4-011-03.

⁴Eine nachträgliche Beschichtung von Textilien mit einem Polymeranteil bis zu 30% verursacht eine Verklebung der Einzelfilamente im Roving. Zum Zeitpunkt der Versuchsplanung standen nur unbeschichtete Strukturen zur Verfügung.

4.3 Platten

4.3.1 Definition der Serien

Begriffserklärung: Eine **Plattenfolge** bezeichnet die chronologische Reihenfolge der Plattenprüfung und zeigt die Weiterentwicklung der Versuche. Während der Bearbeitungszeit wurde die Bezeichnung „Plattenfolge“ als Arbeitsbezeichnung genutzt und ist nicht mit dem Begriff **Plattenserie** zu verwechseln. Die Zuordnung in Plattenserien wurde aus Gründen der besseren Vergleichbarkeit der Bauteile eingeführt.

Die allgemein verständliche Bezeichnung einzelner Platten (wie auch einzelner Balken) wird im fortführenden Text, vor allem bei vergleichenden Betrachtungen, bei Bedarf folgendermaßen sein:

000_0L_Arbeitstitel, Textilbezeichnung

Dabei bedeuten:

000	Stahlbewehrungsgrad/100 %
0L	Anzahl der textilen Lagen in der Verstärkungsschicht
Arbeitstitel	Kurzbezeichnung der Platten oder Balken wie bisher angegeben, zum Beispiel P-2-1. Die Angabe P-2-1...3 als Arbeitstitel meint alle Platten der genannten Plattenfolge, in diesem Fall P-2-1, P-2-2 und P-2-3.
Textilbezeichnung	NWM3-022-00: Textil der 1. Generation mit einer Garnfeinheit von 1100 tex in Bemessungsrichtung und einem Achsabstand von 7,2 mm NWM4-011-03: Textil der 2. Generation mit einer Garnfeinheit von 2400 tex in Bemessungsrichtung und einem Achsabstand von 10,8 mm

4.3.2 Geometrie und Lastannahmen

Insgesamt wurden 38 Platten einem Vierpunkt-Biegeversuch unterzogen. Platten innerhalb einer Folge besaßen einen identischen Stahlbewehrungsgrad und wurden mit dem gleichen Textil beschichtet.

Die noch unbeschichteten Platten (Altbetonplatten) hatten Abmessungen von 1,60 m Stützweite, 0,60 m Breite und 0,10 m Dicke. Sie stellen einen typischen Stützbereich-Ausschnitt einer über mehrere Felder durchlaufenden Stahlbeton-Deckenplatte eines durchschnittlichen älteren Gebäudes dar. Die Stützweite der Altbetonplatten entspricht etwa dem Abstand zweier Momentennullpunkte im Ausgangssystem, siehe dazu Bild 4.1. Die Stützkraft wurde zum Zwecke der Versuchsdurchführung in 2 Einzellasten aufgeteilt, um den mittleren Bereich der Platte ohne Querkrafteinfluss betrachten zu können. Die Breite des Ausschnitts war durch die lichten Abmessungen der Prüfmaschine begrenzt.

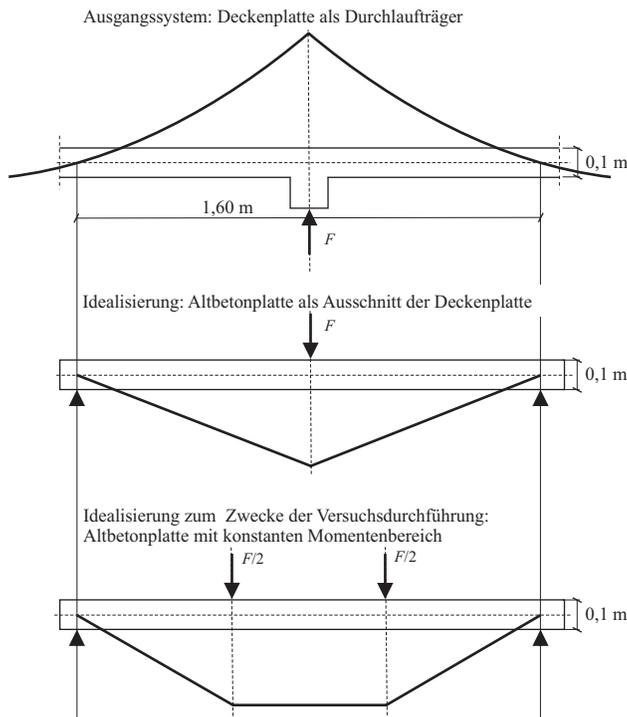


Bild 4.1: Darstellung des Ausgangssystems zur Ableitung der Maße von Altbetonplatten für die spätere Verstärkung, System und Momentenlinien

Zu Beginn der experimentellen Untersuchungen wurden die ersten Platten für eine Belastung - entsprechend der Gebäudedecke eines Wohnhauses - von $1,5 \text{ kN/m}^2$ infolge Verkehrslast und $3,5 \text{ kN/m}^2$ infolge Eigengewicht einschließlich Fußbodenaufbau ohne Sicherheitsfaktor bemessen. Die für diese Belastung erforderliche Stahlbewehrung wurde mit einer Betondeckung der Längsbewehrung von $1,5 \text{ cm}$ eingelegt. Der Stahlbewehrungsgrad $\rho = A_s/A_c$ dieser Platten beträgt $0,5 \%$.

Die angenommene Verkehrslasterhöhung durch Umnutzung betrug $2,5 \text{ kN/m}^2$. Das zusätzliche Biegemoment sollte von einer textilen Verstärkung aufgenommen werden.

Dazu wurde ein Textilgelege gewählt. Zum Zeitpunkt der Planung der ersten Plattenfolgen standen noch keine Ergebnisse hinsichtlich Zugfestigkeit des verwendeten Materials aus Dehnkörperversuchen von JESSE [34] zur Verfügung. Mit Hilfe eines vereinfachten additiven Bemessungsmodells (siehe Kapitel 5) wurde die Anzahl von benötigten Verstärkungsschichten abgeschätzt. Dazu wurde auf Dehnkörperversuche zurückgegriffen, die mit ähnlichem Längsbewehrungs-Material geprüft wurden. Die Anzahl der textilen Lagen sowie die Länge der Verstärkungsschicht wurden variiert. Die Bruchlast der Platten wurde im Versuch ermittelt.

Im Laufe der Bearbeitung dieses Themas wurde die Dringlichkeit, den Einfluss des Stahlbewehrungsgrades zu kontrollieren, immer eindeutiger. So wurden auch Platten ohne Betonstahl und Platten mit einem Betonstahl-Bewehrungsgehalt von $0,2 \%$ und $0,34 \%$ hergestellt und unverstärkt sowie textil verstärkt geprüft.

4.3.3 Beschichtungstechnologie

Anfänglich fehlten im Bereich der Beschichtungstechnologie jegliche Erfahrungen, so dass Tastversuche an Test-Platten gleicher Geometrie durchgeführt wurden. Auch in der Versuchseinrichtung sollten mit diesen Test-Platten Probeläufe absolviert werden.

Entsprechend den Erfahrungen aus dem Bereich der Spritzbetonverstärkung wurde die Unterseite jeder Platte mittels Sandstrahlen bearbeitet, so dass die Feinkornanteile bis zu 1 mm Größtkorn entfernt waren und das Korngerüst frei lag.

Direkt vor Beginn der Beschichtung wurde der Altbeton angenässt, um so nicht zu schnell das Wasser aus dem Feinbeton zu saugen. Auf die Verwendung einer Haftbrücke wurde vorerst verzichtet, nach Abschluss der Untersuchungen stellte sich dieser Verzicht als gerechtfertigt heraus.

Zum Aufbringen der Verstärkungsschicht wurden drei verschiedene Verfahren an jeweils 2 bis 3 Test-Platten untersucht, wobei der sichere Verbund zwischen Altbeton und Verstärkungsschicht das entscheidende Kriterium für eine brauchbare Beschichtungstechnologie darstellte:

1. Laminieren von Hand

Beim Handlaminieren werden abwechselnd Feinbeton und textile Struktur auf die vorbereitete Altbetonoberfläche aufgebracht. Die Matrix wird mit Hilfe einer Glätt- oder Abziehkelle glatt und möglichst gleichmäßig so gezogen, dass geringe Schichtdicken von 1 bis 2 mm entstehen. Das zugeschnittene Textil wird aufgelegt und mittels Rolle leicht angedrückt. Beginn und Abschluss der Beschichtung bildet jeweils eine Schicht Feinbeton.

Die Platte wird zu diesem Zweck so gedreht, dass die als Zugzone bewehrte Seite zwischenzeitlich oben liegt. So härtet die Verstärkungsschicht 28 Tage lang aus.

Nachteil: Die Schichtdicke variiert, abhängig vom Geschick des Beschichtenden.

Vorteil: Verstärkung ist in relativ kurzer Zeit möglich.

2. Verwendung einer höhenverstellbaren Schalung

Die prinzipielle Vorgehensweise entspricht der des Laminierens von Hand. Um das Bauteil wird eine Schalung gebaut, die nach jeder vollendeten Verstärkungsschicht 1 bis 2 mm höher geschraubt wird, so dass bei einer neuen Schicht die Matrix exakt mit einer Aluschiene oder vergleichbarem Werkzeug abgezogen werden kann. Auch hier liegt die spätere Zugseite der Platte vorerst oben.

Nachteil: Der Aufwand für die Schalung ist sehr hoch.

Vorteil: Die Schichtdicken werden exakt eingehalten.

3. Verwendung einer Anpressschalung

Die Verstärkungsschicht wird separat in eine am Boden liegende Schalung eingebracht. Anschließend wird die Platte mit Hilfe eines Krans auf die Schicht aus Textilbeton abgelassen und mit dem Vielfachen ihrer Eigenlast angepresst. Die bewehrte Seite liegt unten.

Nachteil: Der Aufwand für die Schalung, das Ablassen der Platte und die zusätzliche Beschwerung der Platte ist sehr hoch.

Vorteil: Die Schichtdicken werden eingehalten.

Nach dem Aushärten der Verstärkungsschicht (28 Tage nach dem Beschichten) wurden die so beschichteten Platten im Vierpunkt-Biegeversuch analog zu den später geplanten Plattenversuchen geprüft, nur dass auf einen großen Teil der später vorgesehenen Messtechnik verzichtet wurde.

In den Drittelpunkten der frei aufliegenden Platte standen Doppel-T-Profile auf einer Ausgleichsschicht aus Sand. Die Profile waren durch eine Traverse verbunden, um die aufgebrachte Last zu gleichen Teilen auf die Doppel-T-Profile zu verteilen (Bild 4.2).

Neben der augenscheinlichen Prüfung (Löst sich die Verstärkungsschicht weit vor dem Erreichen der Bruchlast?) wurden die Stauchung der Biege-Druckzone und die Durchbiegung in Plattenmitte gemessen, um Unterschiede im Effekt der Beschichtungsverfahren auch auf diesem Wege feststellen zu können.

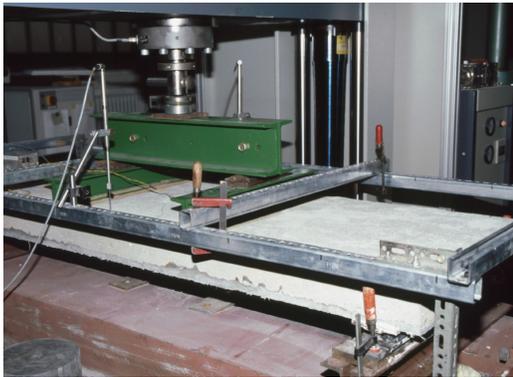


Bild 4.2: Versuchsaufbau der Tastversuche

Das Ergebnis der Tastversuche zeigte, dass bei Verwendung der Anpressschalung kein ausreichender Verbund zwischen dem Altbeton und der Verstärkungsschicht erreicht werden konnte. Die Verstärkung löste sich schon bei einem Lastniveau, das unter dem Gebrauchslastniveau lag. Durch das Anpressen waren Lufteinschlüsse zwischen Altbeton und Textilbeton entstanden, die auch bei erneuten Tastversuchen mit stärkerer Belastung der Platte beim Anpressen nicht zu entfernen waren. Bei erhöhter Anpresslast wurde die Matrix an den Schalseiten herausgequetscht, doch die Luftblasen blieben erhalten.

Die beiden anderen Beschichtungsverfahren, Handlaminieren und Beschichten mit höhenverstellbarer Schalung, zeigten bis auf übliche Streuungen keine Unterschiede bei den erreichten Bruchlasten. Wegen des geringeren Aufwandes bei der Herstellung der Beschichtung wurde in der weiteren Verfahrensweise die Variante des Laminierens ohne Schalung bevorzugt. Das Laminieren ohne Schalung ist zudem ein praxisgerechtes Verfahren.

4.3.4 Planung der Versuchsreihen und Verstärkungskriterien

Die Planung von insgesamt 12 Plattenfolgen basierte zunächst auf den auf Eigenlast und Verkehrslast bemessenen Platten nach Kapitel 4.3.2.

Es wurden anfangs 5 Plattenfolgen (P-1 bis P-5) mit den in Abschnitt 4.3.2 angegebenen Abmessungen hergestellt und entsprechend den Erfordernissen der Bemessung mit Matenstahl BSt 500 R 513 bewehrt. Das entspricht einem Stahlbewehrungsgrad von 0,5%.

Für die Verstärkung der Platten wurde das Gelege NWM3-022-00 (siehe Kapitel 4.2.4 und Anhang C) gewählt, um mit einer vergleichsweise großen textilen Querschnittsfläche in Längsrichtung (1100 tex mit einem Achsabstand von 7,2 mm) die gewünschte Verstärkungswirkung zu erreichen.

- Mit einer möglichst geringen Anzahl textiler Lagen sollte eine möglichst große Verstärkungswirkung eintreten.

- Dadurch war eine geringe Dicke der Verstärkungsschicht zu erreichen.
- Der anfangs recht ungeübte Arbeitsgang „Verstärken“ durfte nicht zu lange dauern⁵. Da die Anzahl textiler Verstärkungsschichten später noch erhöht werden sollte, fiel dieser Aspekt um so mehr ins Gewicht.

In der Querrichtung der Platten sollten, wie bei der Stahlbewehrung üblich, mindestens 20 % der Hauptbewehrung liegen. Gewählt wurden Rovings mit 620 tex (Maschenweite 14,4 mm), was einem Querbewehrungsgrad von etwa 25 % entspricht.

Prinzipiell soll eine Verstärkung folgende Kriterien erfüllen:

1. Sie muss eine gesteigerte Tragfähigkeit für den Biegemomentenzuwachs infolge einer erhöhten Verkehrslast aus Umnutzung erzielen.
2. Die eingebrachte textile Bewehrung muss zusammen mit der Stahlbewehrung das Kriterium der Mindestbewehrung erfüllen, d. h. die Zugkraft, die bei der Erstrissbildung frei wird, muss aufgenommen werden können.
3. Zur Übertragung der Zugkräfte von der textilen Verstärkung auf den Altbeton ist eine ausreichende Verankerungslänge zu gewährleisten.

Von den 5 hergestellten Plattenfolgen wurden die ersten vier verstärkt. Die Plattenfolge 5 blieb ohne Beschichtung, um die Tragfähigkeit der unverstärkten Stahlbetonplatte zu prüfen. Dadurch konnte die Zunahme des aufnehmbaren Biegemoments verstärkter Platten gegenüber der unverstärkten Referenzplatte direkt aus dem Versuch abgelesen werden.

Je zwei Plattenfolgen wurden mit der selben Anzahl von Lagen bewehrt. Bei einer der beiden Plattenfolgen wurde die Verstärkung bis über die Auflagerlinie hinaus geführt, bei der anderen endete die Verstärkung ohne zusätzliche Maßnahmen zur Verankerung vor dem Auflager. Durch diese Variation sollte getestet werden, ob die Verankerung vor dem Auflager zur Schubübertragung in der Fuge zwischen Altbeton und Verstärkungsschicht ausreicht.

Um den Einfluss des Stahlbewehrungsgrades auf die Verstärkungswirkung zu untersuchen, wurden nach Prüfung der ersten 5 Plattenfolgen noch weitere betoniert. Die äußeren Abmessungen der Platten blieben dabei unverändert.

Die Plattenfolge 6 enthielt keine Stahlbewehrung. An dieser Folge sollte die Traglaststeigerung durch die textile Bewehrung NWM3-022-00 ohne den Einfluss der Stahlbewehrung im Biegeversuch beobachtet und eingeschätzt werden. Eine der Platten war die unverstärkte Referenzplatte, die Textilfläche wurde variiert.

Zu diesem Zeitpunkt war in vorangegangenen Versuchen erkennbar geworden, dass die Verankerungslänge auch dann ausreicht, wenn die textile Verstärkungsschicht vor dem

⁵Der Feinbeton durfte während der Verarbeitung nicht anziehen. Die Verarbeitbarkeit ist mit etwa einer Stunde konzipiert.

Auflager endet. Alle nach den ersten 5 Plattenfolgen betonierten Platten wurden auf diese Weise verstärkt: Die textile Verstärkungsschicht endete vor den Auflagern.

In der Plattenfolge 7 wurde jede der Platten mit Stabstahl BSt 500 4 Ø 6 mm bewehrt. Der Stahlbewehrungsgrad wurde damit im Vergleich zu den ersten 5 Plattenfolgen von 0,5 % auf 0,2 % reduziert. Außer der unverstärkten Referenzplatte wurden auch diese Platten mit dem Textil NWM3-022-00 beschichtet. Die Textilfläche wurde innerhalb der Versuche mit Stahlbewehrungsgrad 0,2 % ebenfalls verändert.

Nach Prüfung dieser Plattenfolgen, die alle mit Textilien der 1. Generation verstärkt waren, wurden die Textilien der 2. Generation eingeführt (siehe Kapitel 4.2.4). Gleichzeitig begann WEILAND von der TU Dresden im Rahmen des weiterführenden Programms des Sonderforschungsbereiches 528 Untersuchungen an Stahlbetonplatten, die zum Zeitpunkt der Verstärkung ein abgeschlossenes Rissbild aufwiesen (Vorschädigung). WEILAND musste dazu an die hier beschriebenen Versuche anknüpfen, hatte jedoch ein nicht kompatibles Verstärkungsmaterial zur Verfügung.

Daraufhin wurden Platten mit einem Stahlbewehrungsgrad von 0,34 % hergestellt, die den Bereich zwischen den bereits untersuchten Bewehrungsgraden mittig erschließen sollten. Diese Platten waren mit Betonstabstahl BSt 500 4 Ø 8 mm in Längsrichtung bewehrt und wurden anschließend mittels Textilbeton verstärkt. Es wurden unverstärkte Referenzplatten und mit dem Textil NWM4-011-03 verstärkte Platten ohne Vorschädigung geprüft. Der Textilbewehrungsgrad wurde - wie in den vorangegangenen Versuchen - variiert.

Um ein Bindeglied zwischen den mit Textilien der 1. Generation und den mit Textilien der 2. Generation beschichteten Platten zu schaffen, wurden zusätzlich je eine Platte mit einem Stahlbewehrungsgrad von 0,2 % und eine mit einem Stahlbewehrungsgrad von 0,5 % mit dem Textil der 2. Generation - NWM4-011-03 - beschichtet und ohne Vorschädigung geprüft. An Stelle eines Mattenstahls R 513 wurde die hochbewehrte Platte (0,5 %) mit Betonstabstahl BSt 500 5 Ø 8 mm gleichwertig bewehrt.

Die Betonstahlbewehrung in Querrichtung wurde in allen Plattenfolgen entsprechend den konstruktiven Erfordernissen mit ca. 20 % der Längsbewehrung gewählt.

In Tabelle 4.4 sind alle Plattenfolgen detailliert aufgeführt und die zugehörigen Platten werden kurz erläutert und bezeichnet. Damit ist die Serienzugehörigkeit (die ersten drei Ziffern der Plattenbezeichnung) ablesbar. In Anhang E sind weitere Eigenschaften der Bauteile wie Geometrie, Stahlbewehrung, Textilbewehrung sowie die Baustoffeigenschaften des verwendeten Altbetons und der Bewehrungen tabellarisch aufgelistet.

4.3.5 Versuchsaufbau und Versuchsdurchführung

Die Serienversuche wurden als Vierpunkt-Biegeversuche geplant. Im Bereich des mittleren Drittels der Plattenstützweite ist damit kein Querkrafteinfluss vorhanden. Das Moment infolge Biegung ist in diesem Bereich konstant, was aufgrund der Bereichsgröße für die spätere Auswertung der Versuche als vorteilhaft betrachtet wurde.

Tabelle 4.4: Plattenfolgen mit Erläuterung und Plattenbezeichnungen

Plattenfolge Nummer	Erläuterung	Plattenbezeichnung
1	0,5 % Stahlbewehrungsgehalt	050_3L_P-1-1, NWM3-022-00
	3 Lagen Textil der 1. Generation	050_3L_P-1-2, NWM3-022-00
		050_3L_P-1-3, NWM3-022-00
2*	0,5 % Stahlbewehrungsgehalt	050_3L_P-2-1, NWM3-022-00
	3 Lagen Textil der 1. Generation	050_3L_P-2-2, NWM3-022-00
		050_3L_P-2-3, NWM3-022-00
3*	0,5 % Stahlbewehrungsgehalt	050_5L_P-3-1, NWM3-022-00
	5 Lagen Textil der 1. Generation	050_5L_P-3-2, NWM3-022-00
		050_5L_P-3-3, NWM3-022-00
4	0,5 % Stahlbewehrungsgehalt	050_5L_P-4-1, NWM3-022-00
	5 Lagen Textil der 1. Generation	050_5L_P-4-2, NWM3-022-00
		050_5L_P-4-3, NWM3-022-00
5	0,5 % Stahlbewehrungsgehalt	050_0L_P-5-1
	ohne textile Verstärkung	050_0L_P-5-1
		050_0L_P-5-1
6	0 % Stahlbewehrungsgehalt	
	ohne textile Verstärkung	000_0L_P-6-1
	4 Lagen Textil der 1. Generation	000_4L_P-6-2, NWM3-022-00
		000_4L_P-6-3, NWM3-022-00
	8 Lagen Textil der 1. Generation	000_8L_P-6-4, NWM3-022-00
	000_8L_P-6-5, NWM3-022-00	
7	0,2 % Stahlbewehrungsgehalt	
	ohne textile Verstärkung	020_0L_P-7-1
	4 Lagen Textil der 1. Generation	020_4L_P-7-2, NWM3-022-00
		020_4L_P-7-3, NWM3-022-00
		020_4L_P-7-4, NWM3-022-00
	8 Lagen Textil der 1. Generation	020_8L_P-7-5, NWM3-022-00
		020_8L_P-7-6, NWM3-022-00
	020_8L_P-7-7, NWM3-022-00	
8	0,34 % Stahlbewehrungsgehalt	034_3L_PL-3/1, NWM4-011-03
	3 Lagen Textil der 2. Generation	034_3L_PL-3/2, NWM4-011-03
		034_3L_PL-3/3, NWM4-011-03
9	0,34 % Stahlbewehrungsgehalt	034_6L_PL-6/1, NWM4-011-03
	6 Lagen Textil der 2. Generation	034_6L_PL-6/2, NWM4-011-03
		034_6L_PL-6/3, NWM4-011-03
10	0,34 % Stahlbewehrungsgehalt	034_0L_PL-0/1
	ohne textile Verstärkung	034_0L_PL-0/2
		034_0L_PL-0/3
11	0,2 % Stahlbewehrungsgehalt 3 Lagen Textil der 2. Generation	020_3L_PL02-3, NWM4-011-03
12	0,5 % Stahlbewehrungsgehalt 6 Lagen Textil der 2. Generation	050_3L_PL05-3, NWM4-011-03

* Bei diesen Platten wurde die Verstärkungsschicht über die Auflager gezogen.

Plattenfolgen 1 bis 7

Analog zu den schon durchgeführten Tastversuchen (Kapitel 4.3.3) wurden die ersten 7 Plattenfolgen im Otto-Mohr-Labor der TU Dresden mittels Rahmenkonstruktion in die Prüfmaschine Zwick Z250 eingebaut. Mit dieser Prüfmaschine kann eine Maximallast von insgesamt 250 kN aufgebracht werden. Zwei rechts und links von der Längsseite der zu prüfenden Platte angeordnete Spindeln waren durch ein Querhaupt verbunden. Durch Drehung der Spindeln kam es zu einer Wegänderung, aus der eine Kraft resultierte. Diese Kraft wurde über einen in der Mitte des Querhauptes angebrachten Kraftaufnehmer auf eine Traverse aufgebracht. Zwischen Kraftaufnehmer und Traverse war eine Kalotte angeordnet, durch deren sphärische Lagerung eine eventuell vorhandene minimale Schrägstellung des Prüfkörpers ausgeglichen werden konnte.

Der Traverse verband zwei Lasteintragungsprofile (Doppel-T-Profile 100 mm), die bei 1/3 und bei 2/3 der Plattenstützweite gelagert waren, um zu gleichen Teilen die auf sie aufgebrachte Last in die Platte weiterzuleiten. Die Endauflagerung der Platten war gelenkig, was durch fixierte, liegende Zylinder ($\varnothing 50$ mm) an der Auflagerlinie unter der Platte realisiert wurde.

Während der Versuchsdurchführung wurden die Durchbiegung der Platte in den Sechstelspunkten der Stützweite sowie die Dehnungen an der Plattenober- und -unterseite gemessen. Die Anordnung der Messeinrichtung ist in Bild 4.3 dargestellt.

An der Plattenoberseite kamen zur Durchbiegungsmessung induktive Wegaufnehmer (IWA) der Firma Hottinger Baldwin Messtechnik (HBM) zum Einsatz: W5TK (IWA Nummer 1 und 2), W10TK (IWA Nummer 3 und 4) und W20TK (IWA Nummer 5 bis 10). Die Ziffer in der Bezeichnung der Wegaufnehmer gibt dabei den Messweg in \pm [mm] an.

Zur Stauchungsmessung wurden Dehnmessstreifen der Firma HBM mit einer Messlänge von 55 mm mittels 2-Komponenten-Kleber X 60 aufgeklebt.

Die Dehnungen an der Plattenunterseite wurden mit induktiven Wegaufnehmern WETA1/2 (Messweg ± 1 mm) und WETA5/10 (Messweg ± 5 mm) ebenfalls von HBM gemessen. Die Wegaufnehmer maßen dabei Verformungen in einem Plattenbereich von 50 mm bzw. 100 mm, siehe dazu Bild 4.3.

Ziel der Verformungsmessung war es, angenähert die Biegelinie der Platten im Bruchzustand zu bestimmen und aus dem Anstieg der Tangenten an die Biegelinie im Auflager die Gesamttotation der Platte ermitteln zu können.

Die Dehnungsmessungen auf der Plattenunterseite sollten der Dokumentation der Rissentwicklung dienen. Zusammen mit den gemessenen Stauchungen an der Oberseite kann bei der Annahme eines eben bleibenden Querschnitts die Dehnungsverteilung - bereichsweise gemittelt - über den Querschnitt ermittelt werden.

Die Belastung der Platten im Versuch wurde in Laststufen bis 25 %, 50 %, 65 %, 85 % und 100 % der rechnerischen Bruchlast weggesteuert aufgebracht. Bei den verstärkten Platten der Plattenfolgen 1 bis 5 wurde als Bezugsgröße die Bruchlast der unverstärkten Platten verwendet. Für das zu entwickelnde Bemessungsmodell gab es noch zu viele unbekannte

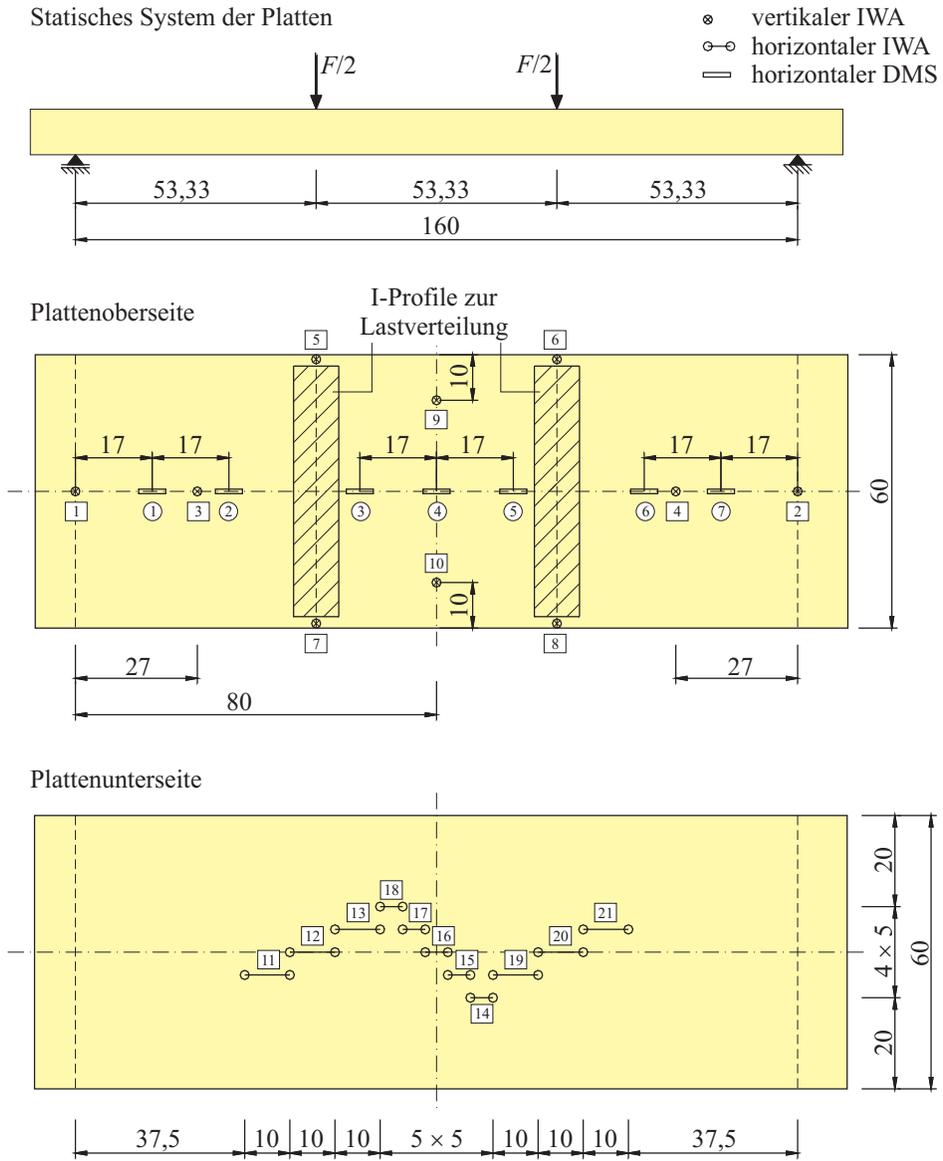


Bild 4.3: Messstellenanordnung bei Platten der Plattenfolgen 1 bis 7



Bild 4.4: Risse an der Seitenfläche einer verstärkten Platte

Parameter auf der Materialseite. Bei den Plattenfolgen 6 und 7 wurde die Bruchlast der verstärkten Platten bereits mit einem anfänglich vereinfachten additiven Bemessungsmodell überschlagen.

Die Belastungsgeschwindigkeit der Wegsteuerung betrug $0,1 \text{ mm/s}$. Zwischen den einzelnen Laststufen wurde die Platte nach einer konstanten Belastung von jeweils 2 min Dauer⁶ wieder bis auf $1,4 \text{ kN}$ entlastet, um die plastischen Verformungen der Platte zu verfolgen. Zu jeder Platte wurde ein Rissprotokoll angefertigt.

Die feinen Risse in der Verstärkungsschicht an der Plattenunterseite konnten mit der üblichen Kalkung nicht sichtbar gemacht werden. Aus diesem Grund wurden die Zugseiten der Platten mit einer dünnen farblosen Lackschicht versehen. Nach dem beendeten Versuch und dem Ausbau der Platten war durch das Anfeuchten der Unterseite auch dort eine Rissaufnahme möglich.

Plattenfolgen 8 bis 12

Die Plattenfolgen, die mit dem Textil der 2. Generation beschichtet waren, wurden mit einem größeren zeitlichen Abstand zu den ersten 7 Plattenfolgen von WEILAND geprüft. An der Art des Versuchs war aufgrund von Neuanschaffungen im Otto-Mohr-Labor folgendes verändert: Anstelle der Prüfung in der Zwick Z250 konnten die Platten nun in ein Prüfportal eingebaut werden, das einen großen Platzvorteil gegenüber der Zwick Z250 bot. Die Kraft wurde über einen Hydraulikzylinder (VEB Werkstoffprüftechnik Leipzig mit einer Maximallast von 200 kN) auf die Traverse eingebracht. Auch hier befand sich zwischen Zylinder und Traverse eine Kraftmessdose. Da mit Hydraulikzylindern durch den erzeugten Öldruck eigentlich nur eine kraftgesteuerte Prüfung möglich ist, kam ein Linearpotentiometer zum Einsatz. Durch ein Signal an das Steuergerät Digicon 2000 von walter+bai und das Servoventil wurde eine Wegsteuerung trotz Hydraulikzylinder möglich.

Der Versuchsaufbau hinsichtlich Lagerung der Platten und Lasteinleitung wurde beibehalten. Die Durchbiegung der Platten wurde auch hier wieder in den Sechstelspunkten der Stützweite mittels IWA erfasst. Die Stauchungen an der Plattenoberseite wurden laut

⁶Die Haltezeit von 2min war dazu bestimmt, um an den Seitenflächen der Platten eine Rissaufnahme zu ermöglichen. Dafür waren die Seitenflächen der Platten vor Versuchsbeginn gekalkt worden (Bild 4.4).

Bild 4.5 hauptsächlich im Bereich des konstanten Momentes in Plattenmitte gemessen⁷, dort aber auf die Plattenbreite verteilt. Dabei wurden einige Dehnmessstreifen (DMS) dorthin geklebt, wo unterhalb Bewehrungsstahl angeordnet war. Andere DMS wurden an Stellen geklebt, wo kein Stahl darunter lag. Für Ergebnisse dieser Auswertung soll auf die Arbeit von WEILAND [69] verwiesen werden.

In diesen Versuchen wurden aus Kostengründen DMS der Firma TML verwendet, die mit Schnellklebstoff Z70 aufgeklebt wurden. Ihre Messlänge betrug ca. 60 mm. In Korrelation mit den Stauchungsmessungen an der Oberseite wurden an der Plattenunterseite gegenüber den DMS induktive Wegaufnehmer angebracht.

Die Laststufen im weggesteuerten Versuch wurden auf Grundlage der berechneten Erstrisslast der unverstärkten Platte festgelegt. Die ersten Laststufen waren dabei bei 60 %, 80 %, 100 %, 140 % und 160 % der rechnerischen Erstrisslast festgelegt. Die Platten wurden dabei bis zur Laststufe belastet, auf diesem Niveau ca. 2 min gehalten - um die Rissentwicklung verfolgen zu können - und dann bis zur nächsthöheren Laststufe belastet.

Die nach Abschluss der Rissbildung (ca. 160 % der rechnerischen Erstrisslast) folgenden Laststufen hatten zusätzlich einen Bezug zur rechnerischen Bruchlast. Sie wurden mit 20 %, 40 %, 60 %, 80 % und 100 % (Bruchlast - Erstrisslast) + Erstrisslast festgelegt. Oberhalb der 100 %-Grenze wurden weitere Laststufen in Schritten von 10 kN gewählt.

Nach Abschluss der Rissbildung entlastete WEILAND die Platten nach jedem höheren angefahrenen Lastniveau bis auf das Niveau „Abschluss der Rissbildung“ und fuhr von dort die Last zur nächsthöheren Laststufe. Bei jeder Laststufe wurde die Last ca. 8 bis 10 min gehalten, um eine Protokollierung des Rissbildes vorzunehmen.

4.4 Balken

4.4.1 Definition der Serie

Die Bezeichnung der Balken erfolgt analog zu der Seriendefinition in Kapitel 4.3.1. Die geprüften Balken gehören der Serie 050 an.

4.4.2 Geometrie und Lastannahmen

Die Balkenversuche haben gegenüber den Plattenversuchen einen untergeordneten Status, da hier hauptsächlich der Einfluss einer vergrößerten Nutzhöhe kontrolliert werden sollte. Insgesamt wurden 7 Balken geprüft.

Um die Maße der Balken festlegen zu können, mussten die Rastermaße der Prüfportale der Versuchshalle beachtet werden. Da die Versuche aber auf dem ansonsten freien Prüffeld

⁷WEILAND ordnete die Messstellen hauptsächlich in der Plattenmitte (bezogen auf die Längsrichtung) an. Er vermutete Störbereiche nahe der Lasteinleitungsstellen.

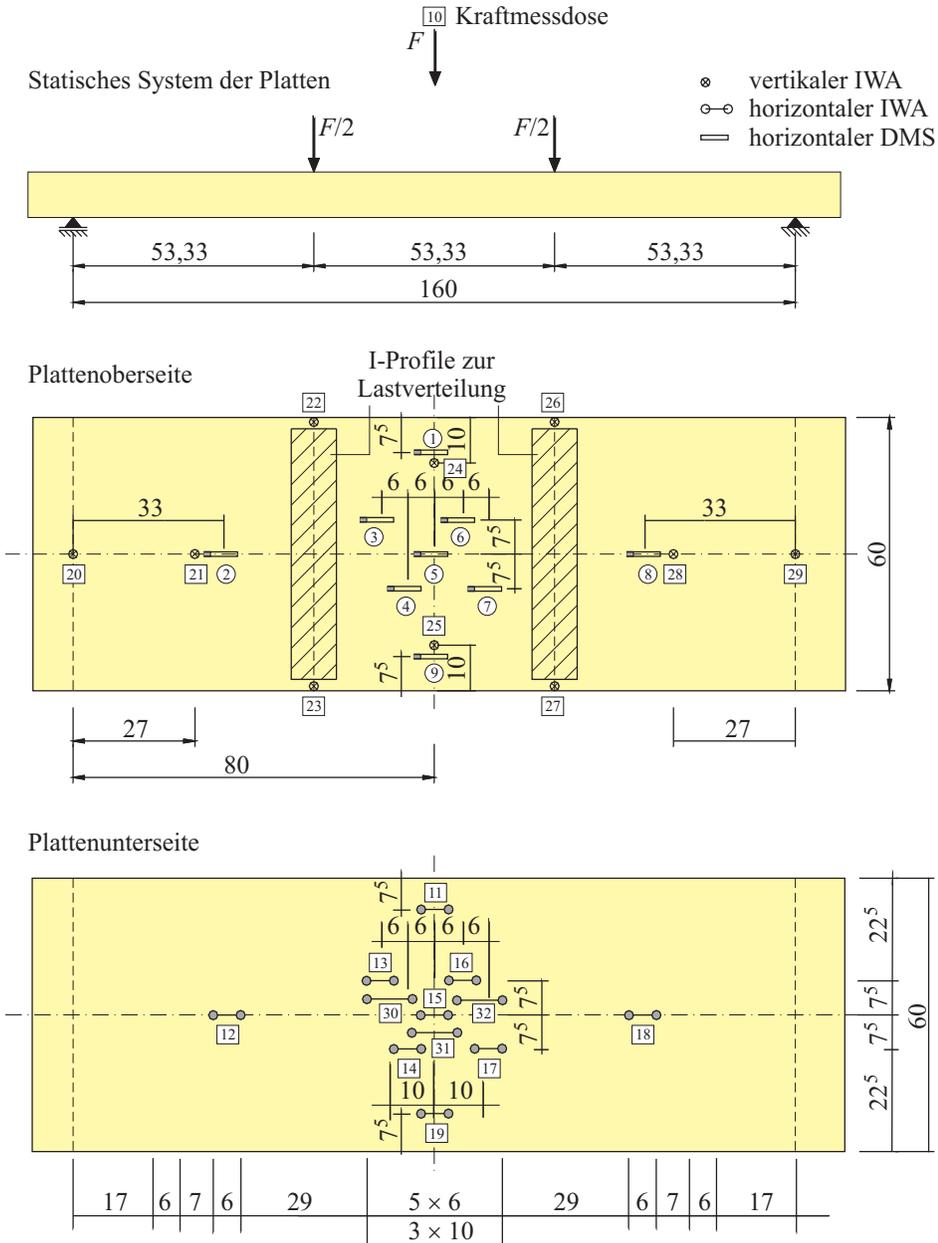


Bild 4.5: Messstellenanordnung bei Platten der Plattenfolgen 8 bis 12

gefahren werden konnten, gab es keine weiteren Beschränkungen. Es wurden realitätsnahe Balken mit einer Breite von 15 cm, einer Höhe von 30 cm und einer Länge von 4,90 m betoniert. Die tatsächliche Stützweite im Versuch betrug 4,50 m. Gewählt wurden diese Abmessungen, um Maßstabeffekte, die bei vergleichsweise kleinen Versuchskörpern auftreten, gering zu halten.

Der unverstärkte Balken wurde für eine Belastung aus Eigengewicht, einen Aufbau (Decke und Sperrung) von $1,85 \text{ kN/m}^2$ und eine Verkehrslast von $1,5 \text{ kN/m}^2$ bei einem gewählten Balkenabstand von 1,60 m bemessen. Ein solcher Balken könnte z. B. den Unterzug eines Garagendaches darstellen. Der entsprechende Stahlbewehrungsgrad der Längsbewehrung beträgt 0,5 %. Die später für ein erhöhtes Biegemoment verstärkten Balken enthielten den gleichen Stahlbewehrungsgrad.

4.4.3 Beschichtungstechnologie

Beim Beschichten der Balken wurden die Erfahrungen aus den Plattenversuchen genutzt, d. h. die Balken wurden zunächst gewendet. Anschließend wurde die obenliegende Zugzone durch Sandstrahlen (Größtkorn 1 mm) von Feinkornanteilen befreit und vor dem Beschichten angeätzt. Das Beschichten selbst erfolgte von Hand ohne Schalung. Hier wurde der Feinbeton mittels eines handelsüblichen Mörtel-Sprüngerätes aufgesprüht. Abwechselnd wurde eine Schicht Feinmörtel aufgebracht und das Textilgelege entlang der Bauteiloberfläche in den Feinmörtel eingedrückt, bis die gewünschte Lagenanzahl erreicht war. Den Abschluss bildete auch hier eine Schicht aus Feinbeton. Die Verstärkungsschicht endete vor den Auflagern.

4.4.4 Planung der Versuchsreihen und Verstärkungskriterien

Die Bemessung des unverstärkten Balkens erforderte in der Zugzone 3 $\emptyset 10 \text{ mm}$ BSt 500 S und in der Druckzone 2 $\emptyset 12 \text{ mm}$ BSt 500 S als konstruktive Bewehrung. Die Bügelbewehrung mit $\emptyset 8 \text{ mm}$ BSt 500 S wurde im Abstand von 24 cm angeordnet.

Die Verstärkungskriterien unterscheiden sich nicht von den bereits bei den Platten benannten, wie auch die Art der Abschätzung der Bruchlast.

Zur Verstärkung der Balken wurde das Gelege der 1. Generation - NWM3-022-00 - genutzt. Andere textile Bewehrungsstrukturen der 1. Generation wurden nicht verwendet, um zu den Plattenversuchen vergleichbare Ergebnisse zu erhalten. Textilien der 2. Generation waren noch nicht eingeführt.

4.4.5 Versuchsaufbau und Versuchsdurchführung

Auch die Prüfung der Balken wurde im Vierpunkt-Biegeversuch durchgeführt, um eine Überlagerung von Moment- und Querkraftbeanspruchung in Feldmitte zu vermeiden. Das

Aufbringen der Belastung erfolgte direkt über zwei Prüfzylinder, die in den Drittelpunkten der Stützweite von 4,50 m auf dem Balken standen. An den Auflagern waren die Balken analog zu den Platten gelenkig gelagert.

Die Steuerung der Belastung erfolgte kraftgesteuert per Hand in vier Laststufen bis 30 %, 60 %, 80 % und 100 % der rechnerischen Bruchlast des jeweiligen Balkens mit bzw. ohne Verstärkung. Eine Wegsteuerung war nicht realisierbar, da die Technik dafür noch nicht vorhanden war. Die Haltezeit von 3 min Dauer bei Erreichen einer jeden Laststufe wurde zum Anzeichnen der Risse an den gekalkten Seitenflächen genutzt. Die Unterseite war - wie bei den Platten - für die nachträgliche Rissaufnahme mit einer farblosen Lackschicht versehen. Nach jeder Laststufe wurde der Balken bis auf eine Laststufe von 5 kN entlastet und dann bis zur nächsten Laststufe belastet.

Die verwendete Messtechnik wurde entsprechend der Erfahrungen der Plattenversuche reduziert. Auf Dehnungsmessungen mittels IWA auf der Balkenunterseite konnte verzichtet werden, da bei den Platten wegen der großen Rissabstände im Vergleich zur Messlänge der IWA die Dehnung der textilen Verstärkung nicht zu bestimmen war. Gemessen wurden die Betonstauchungen in Feldmitte mit 2 parallel zueinander aufgeklebten Dehnmessstreifen auf der Balkenoberseite. Außerdem wurde in Feldmitte die Durchbiegung der Balken mit 2 nebeneinander angeordneten induktiven Wegaufnehmern gemessen. Die Messbereiche der Wegaufnehmer betragen ± 25 mm bzw. ± 50 mm, um sowohl im Bereich der geringen Verformungen als auch bei den großen Verformungen kurz vor dem Versagen der Balken eine möglichst genaue Aufnahme der Messwerte zu ermöglichen. Aufgezeichnet wurden die Messwerte mit einer Messrate von 1/s.

In Anhang E sind alle Balken detailliert aufgeführt, bezeichnet und hinsichtlich Serienzugehörigkeit, Stahlbewehrung und Textilbewehrung charakterisiert. Baustoffeigenschaften des verwendeten Altbetons und der Bewehrungen sind tabellarisch aufgelistet.

4.5 Ergebnisse und Auswertung der Versuche

4.5.1 Versuchsergebnisse (Bruchlast, Verformungen, Dehnungen, Rissentwicklung)

Neben den nachfolgend tabellarisch aufgeführten, ausgewählten Versuchsergebnissen sind im Anhang F alle Ergebnisse - wie Bruchlast, Verformung bei Maximallast und Dehnungen - aller geprüften Bauteile zu finden.

4.5.1.1 Serie 050

Plattenfolgen P-1 bis P-5

Die unverstärkten Platten wiesen im Bereich des konstanten Momentes gleichmäßige Rissabstände mit einer von Laststufe zu Laststufe relativ gleichmäßig zunehmenden Rissbreite auf. Die ersten Risse wurden in der 2. Laststufe (bis 50 % der rechnerischen Bruchlast) sichtbar. Der Rissabstand an der Unterseite betrug maximal 14 cm, im Mittel ca. 8 cm⁸. Beim Erreichen der Maximallast hatten sich die unverstärkten Platten in Feldmitte durchschnittlich 41 mm durchgebogen. Kurz zuvor waren die vorhandenen Risse bis auf eine Breite von ca. 0,5 mm, teilweise auch weit darüber, aufgegangen.

Bei den verstärkten Platten trat der erste sichtbare Riss erst in der 3. Laststufe (bis 65 % der rechnerischen Bruchlast) auf. Die Rissbreiten waren kleiner als bei den unverstärkten Platten. Sie lagen bis zum Erreichen des Bruchzustandes unter 0,1 mm. Erst kurz vor Erreichen der Maximallast vergrößerte sich einer der Risse, aus dem sich dann der Bruchquerschnitt entwickelte. Die beiden benachbarten Risse wurden ebenfalls geringfügig größer. Der mittlere Rissabstand betrug bei den mit 3 Lagen verstärkten Platten zwischen 5 und 7 cm und bei den mit 5 Lagen verstärkten Platten zwischen 4 und 6 cm. Die Durchbiegungen bei Maximallast betrugen im Schnitt 19 mm bei den 3-lagig verstärkten Platten und durchschnittlich 13 mm bei den 5-lagig verstärkten Platten (vgl. Tabelle 4.6).

Die angegebenen Zylinderdruckfestigkeiten dieser Tabelle wurden aus dem Mittelwert der Würfeldruckfestigkeitsprüfung dreier Würfel (Kantenlänge 150 mm) zum Prüftag errechnet. Die Berechnung der Druckfestigkeit geschah nach [41] mit der Formel Gl. 4.1:

$$f_{ck} = 0,82 \cdot f_{ck,cube,150} \quad (4.1)$$

Die in den Tabellen angegebenen Textilflächen wurden nach Gleichungen 4.4 und 4.5 berechnet. Mittels Angaben zu Garnfeinheit und Dichte wurde zunächst die Fläche eines Rovings bestimmt. Die Angaben zur Dichte der Filamentgarne werden von ABDKADER und OFFERMANN im Rahmen des SFB 528 zur Verfügung gestellt.

Beim Roving NEG-ARG-1100-01 (aus dem Gelege NWM3-022-00) ist die SOLL-Feinheit (Herstellerangabe) 1100 tex, die tatsächlich nachgeprüfte Feinheit ist 1114 tex und die

⁸Der rechnerische mittlere Rissabstand ergibt sich zu 10,7 cm.

Dichte $\varrho_r = 2,80 \text{ g/cm}^3$. Die SOLL-Feinheit des Rovingmaterials VET-ARG-2400-02 (aus dem Gelege NWM4-011-03) ist 2400 tex, tatsächlich ist sie 2356 tex. Die Dichte beträgt $2,75 \text{ g/cm}^3$.

$$A_r = \frac{\text{tex}}{\varrho_r} \quad (4.2)$$

Der Bezug zum SI-Einheitensystem ergibt sich durch:

$$1 \text{ tex} = 1 \frac{\text{g}}{100.000 \text{ cm}} \quad (4.3)$$

Die Textilfläche A_t wird wie folgt berechnet:

$$A_t = A_r \cdot n_r \cdot n_{tL} \quad (4.4)$$

$$n_r = \frac{b}{b_r} \quad (4.5)$$

In den Gleichungen 4.4 und 4.5 bedeuten:

A_t Fläche des Textils

A_r Fläche des Einzelrovings

n_r Anzahl von Rovings in einer Lage des Textils, abgerundet auf eine Zahl ohne Dezimalstellen

n_{tL} Anzahl der textilen Lagen in der Verstärkungsschicht

b Breite des verstärkten Querschnitts

b_r Achsabstand der Rovings in Bemessungsrichtung

Tabelle 4.6: Ergebnisse der Serienversuche Serie 050 (P-1 bis P-5 und P-12)

Pl.- folge Nr.	Plattenbezeichnung	Zylinder- druck- festigkeit [N/mm ²]	Textil- fläche [mm ²]	err. Max.- last [kN]	Mitten- durch- biegung [mm]	Traglast- steige- rung um ... [%]
1	050_3L_P-1-1, NWM3-022-00	27,4	99,07	54,45	23,5	4,1
	050_3L_P-1-2, NWM3-022-00	33,0	99,07	52,00	17,5	-0,5
	050_3L_P-1-2, NWM3-022-00	21,3	99,07	52,45	16,5	0,3
2*	050_3L_P-2-1, NWM3-022-00	27,4	99,07	52,68	16,0	2,7
	050_3L_P-2-2, NWM3-022-00	33,0	99,07	52,80	16,0	1,0
	050_3L_P-2-3, NWM3-022-00	22,1	99,07	51,70	28,0	-1,1
3*	050_5L_P-3-1, NWM3-022-00	31,1	165,11	67,13	14,5	28,4
	050_5L_P-3-2, NWM3-022-00	21,3	165,11	59,00	14,0	12,8
	050_5L_P-3-3, NWM3-022-00	22,1	165,11	56,83	12,3	8,7
4	050_5L_P-4-1, NWM3-022-00	21,3	165,11	56,90	13,0	8,8
	050_5L_P-4-2, NWM3-022-00	31,1	165,11	55,78	14,5	6,7
	050_5L_P-4-3, NWM3-022-00	33,0	165,11	57,93	12,5	10,8
5	050_0L_P-5-1	27,4	/	51,65	49,5	/
	050_0L_P-5-2	31,1	/	54,90	36,0	/
	050_0L_P-5-3	22,1	/	50,30	37,5	/
12	050_3L_PL05-3, NWM4-011-03	31,9	141,36	66,98	24,4	28,1

* Hier wurde die Verstärkungsschicht über die Auflager gezogen.

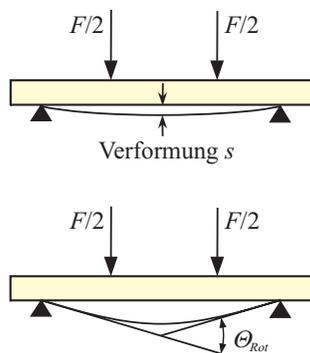


Bild 4.6: Prinzipskizze für die Darstellung der Verformung und der Gesamttrotation in den nachfolgenden Diagrammen

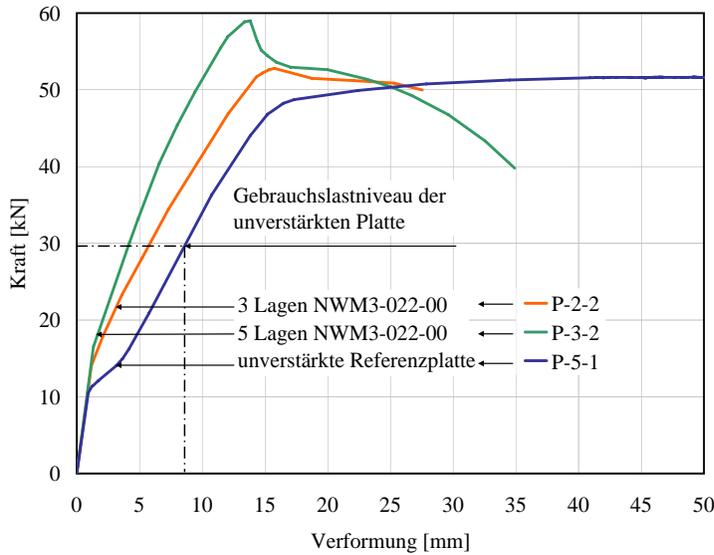


Bild 4.7: Kraft-Verformungs-Kurven unverstärkter und verstärkter Platten aus Serie 050 (P-1 bis P-5)

Das vor den Auflagern unverankert endende Textil löste sich an keiner Stelle vom Altbeton ab. Es gab keine Unterschiede zwischen den aufnehmbaren Lasten von Platten mit textiler Bewehrung, die durch das Auflager hindurchführte, und Platten, deren Bewehrung vor dem Auflager endete (vgl. Tabelle 4.6). Daraus wurde geschlossen, dass auch für weitere Versuche dieser Art zur Erhöhung der Biegetragfähigkeit auf gesonderte Maßnahmen zur Verankerung der Bewehrung vor dem Auflager verzichtet werden kann.

An den Kraft-Verformungs-Kurven (Prinzipiskizze siehe Bild 4.6, Bild 4.7) ausgewählter Platten ist eine Traglaststeigerung infolge textiler Verstärkung gegenüber einer unverstärkten Referenzplatte zu erkennen. Der etwas steilere Anstieg der Kurven der beschichteten Platten im ungerissenen Zustand ist neben der größeren Zugfestigkeit der Verstärkungsschicht im Vergleich zum Altbeton auf das erhöhte Trägheitsmoment der Querschnitte zurückzuführen. Bei einer Plattendicke von 10 cm vergrößert sich das Trägheitsmoment bei einer Dicke der Verstärkung von ca. 8 mm (3 Lagen) bzw. 12 mm (5 Lagen) um 26 % bzw. 40 %. Diese Steigerung ist auch Ursache für die spätere Erstrissbildung bei den verstärkten Platten, deutlich am Neigungswechsel der Kurven erkennbar. Der Knick in der Last-Verformungs-Kurve ist bei den 3-lagig verstärkten Platten ca. bei 15 kN und bei den 5-lagig verstärkten Platten ca. bei 18 kN erkennbar.

Nach der Rissbildung verläuft der Anstieg der Last-Verformungs-Kurve durch die verringerte Steifigkeit bei allen Platten wesentlich flacher als im ungerissenen Zustand. Im Vergleich zur unverstärkten Platte ist aber auch im gerissenen Zustand der Anstieg bei

den verstärkten Platten größer. Daraus lässt sich schließen, dass das Textil neben dem Stahl an der Aufnahme der Zugkräfte beteiligt ist.

Nach Erreichen der Bruchlast kommt es bei den verstärkten Platten zu einem relativ plötzlichen Lastabfall bis auf das Niveau der unverstärkten Platte. Auf Grund der im Bruchzustand gemessenen Dehnungen an der Plattenoberseite von durchschnittlich 1,6 ‰ und einer rechnerischen Stahldehnung zwischen 3 und 6 ‰, die unter Annahme von ebenen Querschnitten aus den Messwerten ermittelt wurde, ist zu schließen, dass das Versagen infolge des Versagens der textilen Verstärkung eintrat. Die Stauchungen in der Betondruckzone sind für ein Druckversagen zu gering.

Neben der Steigerung der Tragfähigkeit werden auch die Gebrauchseigenschaften durch die textile Verstärkung positiv beeinflusst. Bezogen auf das Gebrauchslastniveau⁹ der unverstärkten Referenzplatte sind die Verformungen deutlich reduziert und die Risse gleichmäßiger verteilt. Gegenüber der unverstärkten Platte wurden die Durchbiegungen in Plattenmitte um bis zu 30 % (3 Lagen) bzw. sogar um ca. 45 % (5 Lagen) reduziert (Bild 4.7).

Die geringeren Verformungen der verstärkten Platten spiegeln sich auch im Momenten-Rotations-Diagramm (Prinzipiskizze siehe Bild 4.6, Bild 4.8) wider.

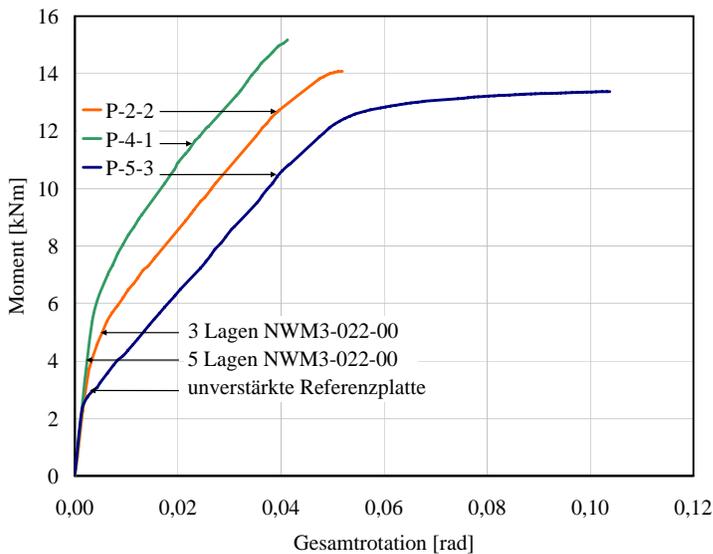


Bild 4.8: Momenten-Rotations-Diagramm unverstärkter und verstärkter Platten aus Serie 050 (P-1 bis P-5)

⁹Als Gebrauchslastniveau wird hier die rechnerische Bruchlast der unverstärkten Platte geteilt durch einen Sicherheitsfaktor 1,75 definiert. Damit sind bei einem festgelegten Lastniveau Reserven bei der Durchbiegung ablesbar. Ebenso könnte man als Vergleichsgrundlage eine Durchbiegung von $l/200$ (8 mm) als Niveau angeben und die zugehörigen Kräfte, die bei dieser Durchbiegung aufgebracht werden müssen, vergleichen. Beide Vorgehensweisen führen zum gleichen positiven Ergebnis für die verstärkten Platten.

Aufgetragen sind das Moment zwischen den beiden Lasteinleitungsstellen und die Gesamttrotation der Platte, ermittelt aus den Tangentenanstiegen in beiden Auflagern. Zu deren Ermittlung wurden die gemessenen Verformungen der Platte in den Sechstelspunkten über die Plattenlänge aufgetragen. In Bild 4.8 ist eine deutlich geringere Gesamttrotation der verstärkten Platten gegenüber der unverstärkten zu erkennen.

Bei unverstärkten Platten mit einem Stahlbewehrungsgrad von 0,5 % werden Rotationswinkel von durchschnittlich 0,11 rad erreicht. Die Rotationswinkel der verstärkten Platten liegen zwischen 0,04 rad und 0,05 rad.

Plattenfolge P-12

Die Platte 050_3L_PL05-3, NWM4-011-03 war mit einem Textil der 2. Generation (siehe Kapitel 4.2.4) verstärkt. Verglichen mit den vorangegangenen Versuchen waren bei dieser Platte 42,7 % mehr Textil als in den 3-lagig (mit dem Textil der 1. Generation) verstärkten Platten und 14,4 % weniger als in den 5-lagig (mit dem Textil der 1. Generation) verstärkten Platten mit gleichem Stahlbewehrungsgehalt enthalten.

Die ersten 3 Haarrisse traten ungefähr bei einer eingetragenen Last von 16 kN zwischen den Lasteinleitungsstellen auf, die sich bis zu einer Last von 20 kN mehr als verdreifachten. Mit jeder weiteren Laststufe (26 kN, 30 kN, 35 kN und 40 kN) kamen wenige Risse dazu, die Risse wuchsen immer ein wenig höher in Richtung der Betondruckzone. Rissöffnungen von anfänglich 0,05 mm wurden breiter. In der letzten geplanten Laststufe von 40 kN waren die Risse bis 0,2 mm geöffnet. Nach dieser Laststufe wurde die Platte bis zum Versagen belastet (siehe Bild 4.9). Im Endzustand gab es 15 Risse, davon 8 im Bereich des konstanten Moments. Mittlere Rissabstände waren 6,8 mm bei einer restlichen Druckzonenhöhe von durchschnittlich 4,3 cm.

Die Platte konnte bei einer Mittendurchbiegung von 24,4 mm eine Maximallast von 66,98 kN aufnehmen (Kraft-Verformungs-Kurve siehe Bild 4.10). Danach kam es zu einem Lastabfall auf rund 54 kN entsprechend der unverstärkten Referenzfolge von Serie 050. Bei einer Last von 62 kN waren die Risse ca. 0,4 mm weit geöffnet. Im Endzustand öffneten sich 2 Risse im Mittelteil der Platte nahe einer Lasteinleitung.

Im Vergleich zum Mittelwert der Traglast von 52,3 kN der unverstärkten Plattenfolge dieser Serie ist das eine Traglaststeigerung um 28 %.

Durch eine im Vergleich zu den Platten der Plattenfolgen 1 und 2 um 43 % erhöhte Textilfläche von Platte 050_3L_PL05-3, NWM4-011-03 ergibt sich eine Traglaststeigerung um 27 % gegenüber dem Mittelwert der Traglast aus beiden genannten Folgen.

Obwohl Platte 050_3L_PL05-3, NWM4-011-03 ca. 14,4 % weniger Textil als die Platten der Plattenfolgen 3 und 4 enthielt, war deren Traglast um 14 % höher als die der beiden Plattenfolgen 3 und 4.

In Bild 4.11 ist das Momenten-Rotations-Diagramm von Platte P-12 aus Serie 050 im Vergleich zu einer unverstärkten Platte (P-5-3) und einer Platte mit ähnlicher Textilfläche (P-4-1) dieser Serie dargestellt.

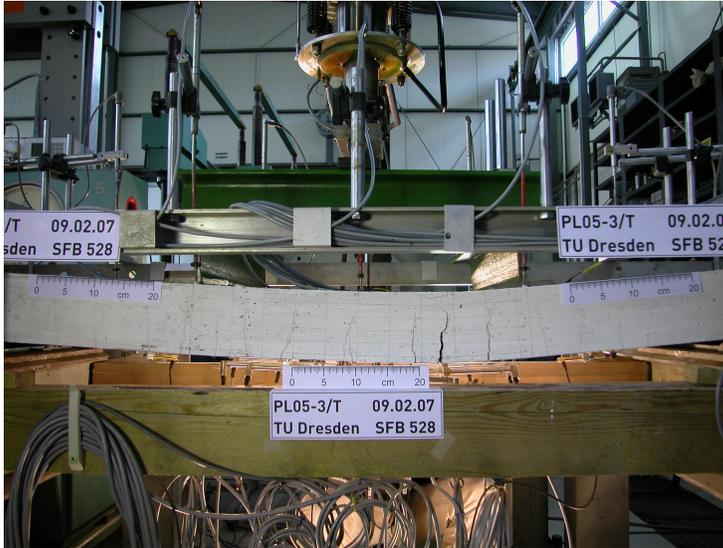


Bild 4.9: Platte 050_3L_PL05-3, NWM4-011-03, Nachbruchverhalten nach dem Überschreiten der Maximallast

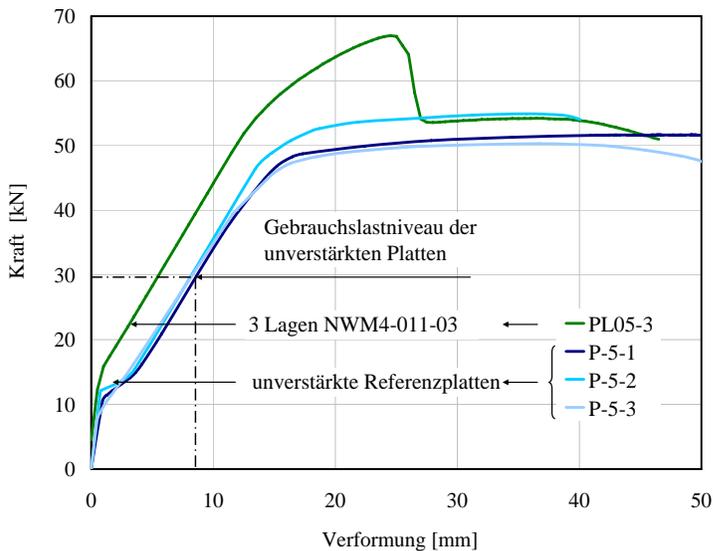


Bild 4.10: Kraft-Verformungs-Kurven von Platte 050_3L_PL05-3, NWM4-011-03 im Vergleich zu den unverstärkten Platten der Serie 050 (P-5-1 ... 3)

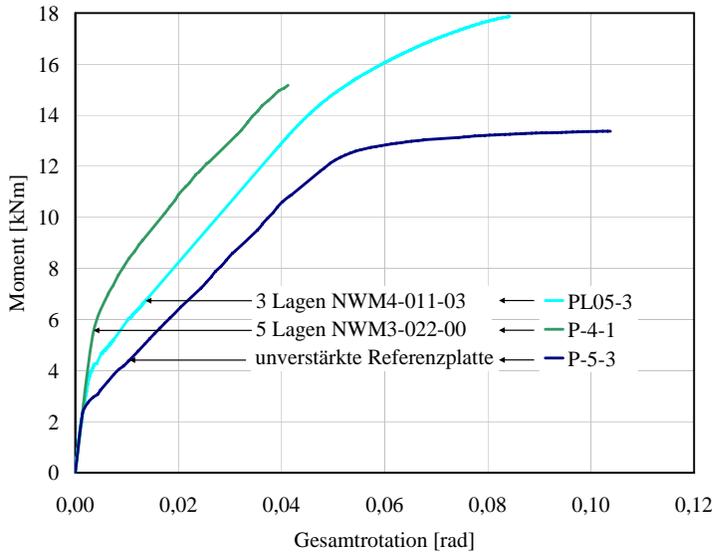


Bild 4.11: Momenten-Rotations-Diagramm von Platte 050_3L_PL05-3, NWM4-011-03 im Vergleich zu einer unverstärkten Platte (050_0L_P-5-3) und einer Platte mit ähnlicher Textilfläche (050_5L_P-4-1, NWM3-022-00)

4.5.1.2 Serie 000

Plattenfolge P-6

In der 6. Plattenfolge, die gleichzeitig Serie 000 darstellt, wurden ausschließlich Platten ohne Stahlbewehrung geprüft. Diese Serie sollte für die Aufstellung des Bemessungsmodells hilfreich sein, da hier das Textil als einzige Bewehrung deutlich die Arbeitslinie der Bauteile beeinflusst. Eine Übersicht der Ergebnisse ist in Tabelle 4.7 aufgelistet.

Die Prüfungen wurden abweichend von den Platten aller anderen Serien ohne Entlastung bis zum Bruch mit einer Prüfgeschwindigkeit von anfänglich 0,1 mm/s und ab Platte 000_8L_P-6-4, NWM3-022-00 mit einer Geschwindigkeit von 0,04 mm/s durchgeführt.

Die unverstärkte Platte versagte bei einer Last von 9,5 kN (Bild 4.12), d. h. die Biegezugfestigkeit des Altbetons war bei einer Spannung von 2,5 N/mm² überschritten. Der Bruch geschah plötzlich durch Ausbrechen des Mittelstücks der Platte zwischen den Lasteinleitungsstellen. Kurz vor Eintreten des Bruchs hatte sich die Platte in ihrer Mitte nur 0,8 mm nach unten verschoben. Die Betonstauchungen an der Plattenoberseite betragen nur 0,12‰.

Bei den mit 4 Textillagen verstärkten Platten begann die Rissbildung bei einer Belastung von ca. 20 kN. Danach war kaum noch eine Laststeigerung zu erkennen. Der Riss entwickelte sich zum Endriss. Kurz vor dem Bruch waren die beiden Platten im Durchschnitt 4,5 mm vertikal in Plattenmitte in Krafrichtung verschoben.

Tabelle 4.7: Ergebnisse der Serienversuche Serie 000 (P-6)

Pl.- folge Nr.	Plattenbezeichnung	Zylinder- druck- festigkeit [N/mm ²]	Textil- fläche [mm ²]	err. Max.- last [kN]	Mitten- durch- biegung [mm]	Traglast- steige- rung um ... [%]
6	000_0L_P-6-1	22,7	/	9,53	0,8	/
6	000_4L_P-6-2, NWM3-022-00	22,7	132,09	21,81	3,3	128,7
	000_4L_P-6-3, NWM3-022-00	23,1	132,09	22,71	5,5	138,3
6	000_8L_P-6-4, NWM3-022-00	23,1	264,18	38,94	9,2	308,4
	000_8L_P-6-5, NWM3-022-00	23,1	264,18	40,29	9,0	322,7

Bei den mit 8 Lagen verstärkten Platten ist nach der Rissbildung eine weitere Laststeigerung zu erkennen. Nach der Erstrissbildung konnte die Belastung weiter gesteigert werden. Bezogen auf die Bruchlast der unverstärkten Platte von 9,5 kN entspricht das einer Laststeigerung um über 300 %. Dabei traten im Laufe der Belastungsgeschichte bis zu 10 feine Haarrisse auf, die sich fast ausschließlich zwischen den Lasteinleitungsstellen bildeten. Sie verliefen von der Unterseite der Platten in Richtung der Betondruckzone in einem Abstand von 4 bis 11 cm und waren zwischen 2 und 7,5 cm hoch. Die durchschnittliche Risshöhe betrug 5 cm mit einem durchschnittlichen Rissabstand von 8,5 cm. Auf der Plattenunterseite bildete sich zwischen gegenüberliegenden Rissen an beiden Plattenseiten ein feines Netz verzweigter Haarrisse auf der Oberfläche der Beschichtung, die zum Riss hin wieder zusammengefasst waren.

Die Betonstauchung auf der Oberseite der Platten bei aufgebrachtener Maximallast betrug bei beiden Platten rund 1 ‰. Die Durchbiegung dieser Platten betrug mittig ca. 9 mm.

Die Gesamtrotation der verstärkten Platten ohne Stahlbewehrung (Bild 4.13) liegt mit durchschnittlich 0,027 rad weit unter den Werten, die bei den verstärkten Stahlbetonplatten erreicht wurden (Bild 4.8).

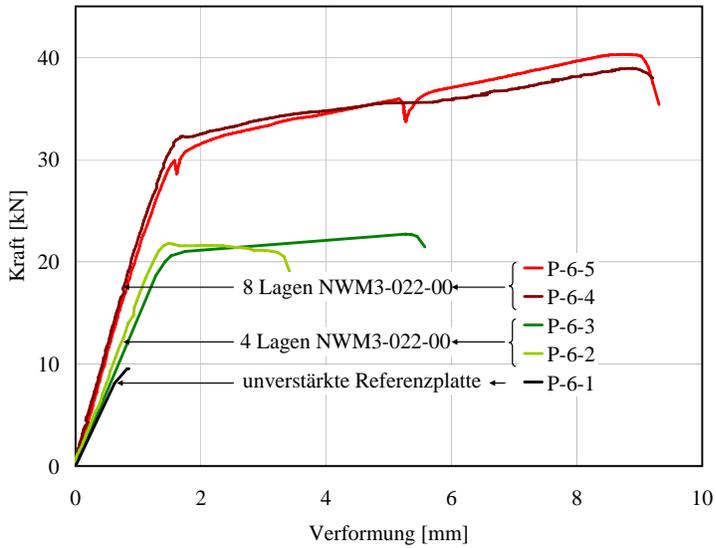


Bild 4.12: Kraft-Verformungs-Kurven der Platten aus Serie 000

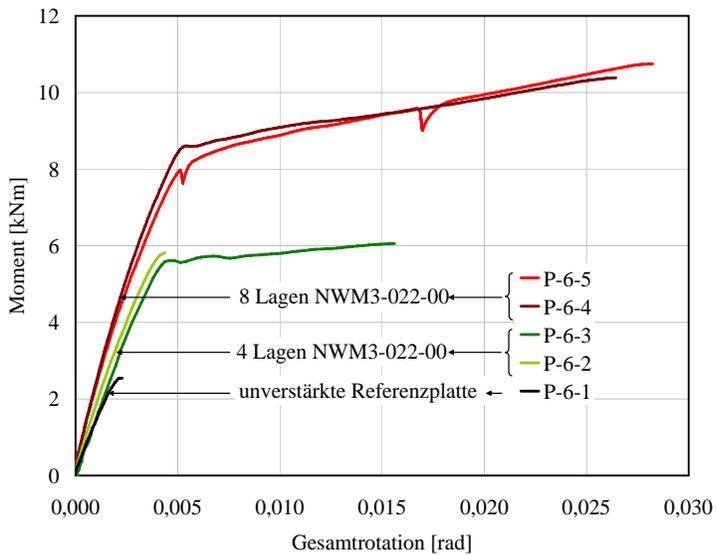


Bild 4.13: Momenten-Rotations-Diagramm der Platten aus Serie 000

4.5.1.3 Serie 020

Plattenfolge P-7

Die Rissentwicklung der Platten dieser Serie bestätigt die Erfahrungen aus den vorangegangenen Versuchen:

Erste Risse traten bei der unbeschichteten Platte 020_0L_P-7-1 bereits in der 2. Laststufe (bis 10 kN) auf, die Risse im abgeschlossenen Versuch hatten einen Abstand von durchschnittlich 11,3 cm und eine Höhe in Richtung der Betondruckzone von 7 cm im Mittel.

Bei den verstärkten Platten begann die Rissbildung erst sehr spät in der 4. bzw. 5. Laststufe (ca. 30 kN). Die mit 4 Lagen verstärkten Platten hatten im Durchschnitt einen Rissabstand von 8,1 cm bei einer Risshöhe von 5,7 cm. Die Platten mit einer 8-lagigen Verstärkungsschicht aus textilbewehrtem Beton hatten im Endzustand mittlere Rissabstände von 7,1 cm. Die Risse verliefen als Mikrorisse bis auf eine Höhe von 5,4 cm. Die feinere Risseverteilung bei Platten mit textiler Verstärkungsschicht wird hier deutlich ablesbar. Dabei spielt die Anzahl der Lagen eine Rolle. Je mehr textile Lagen aufgebracht werden, desto kleinere Rissabstände treten auf.

Bei den verstärkten Platten konnte gegenüber der unverstärkten Referenzplatte 020_0L_P-7-1 eine sehr deutliche Traglaststeigerung erreicht werden. Nach dem Erreichen der Maximallast fiel die Last auf das Niveau der unverstärkten Platte ab.

Während die unverstärkte Platte schon bei einer Belastung von 20,1 kN versagte (Bild 4.14), konnte bei den mit 4 Lagen verstärkten Platten die Belastung bis durchschnittlich 38,6 kN gesteigert werden. Bei den mit 8 Lagen verstärkten Platten lag die Bruchlast sogar bei ca. 57,9 kN. Diese Steigerung um 92 % (4 Lagen) bzw. um 188 % (8 Lagen) liegt deutlich über der erreichten Traglaststeigerung bei den Plattenfolgen aus Serie 050. Die gemessenen Stauchungen der Betondruckzone zwischen den Lasteinleitungsstellen blieben im Mittel unter 1 %.

Die Durchbiegung in Plattenmitte auf Gebrauchslastniveau der unverstärkten Referenzplatte 020_0L_P-7-1 ist auch bei den verstärkten Platten der Plattenfolge 7 deutlich reduziert. Im Vergleich zur unverstärkten Platte mit einer Verformung von 3,2 mm wurden bei den mit 4 Lagen verstärkten Platten Verformungen von nur 0,9 mm bzw. bei den mit 8 Lagen verstärkten Platten von nur 0,6 mm gemessen.

Die Verformungen im Bruchzustand hingegen sind - im Unterschied zu den Ergebnissen der Serie 050 - bei den verstärkten Platten der Serie 020 gegenüber der unverstärkten kaum verändert (Tabelle 4.8).

Gleiches ist am Momenten-Rotations-Diagramm zu erkennen (Bild 4.15). Der Vergleich innerhalb der Serie 020 zeigt, dass sich der rechnerische Rotationswinkel der verstärkten Platten im Bruchzustand gegenüber der unverstärkten Platte kaum geändert hat. Wie in den Versuchen mit den verstärkten Platten aus Serie 050 liegen auch die Rotationswinkel der verstärkten Platten aus Serie 020 zwischen 0,04 und 0,05 rad.

Es zeigt sich, dass der niedrige Stahlbewehrungsgrad des Altbetons auf die Gesamtrotation der verstärkten Platten keinen negativen Einfluss hat.

Tabelle 4.8: Ergebnisse der Serienversuche Serie 020 (P-7 und P-11)

Pl.- folge Nr.	Plattenbezeichnung	Zylinder- druck- festigkeit [N/mm ²]	Textil- fläche [mm ²]	erreichte Maximal- last [kN]	Mitten- durch- biegung [mm]	Traglast- steige- rung um ... [%]
7	020_0L_P-7-1	29,7	/	20,13	14,8	/
7	020_4L_P-7-2, NWM3-022-00	29,7	132,09	45,75	15,5	127,2
	020_4L_P-7-3, NWM3-022-00	29,7	132,09	39,61	9,4	96,8
	020_4L_P-7-4, NWM3-022-00	22,5	132,09	30,32	6,8	50,6
7	020_8L_P-7-5, NWM3-022-00	22,5	264,18	58,66	12,1	191,4
	020_8L_P-7-6, NWM3-022-00	22,5	264,18	57,26	12,5	184,4
	020_8L_P-7-7, NWM3-022-00	22,7	264,18	57,66	13,5	186,4
11	020_3L_PL02-3, NWM4-011-03	31,7	141,40	41,78	24,4	107,5

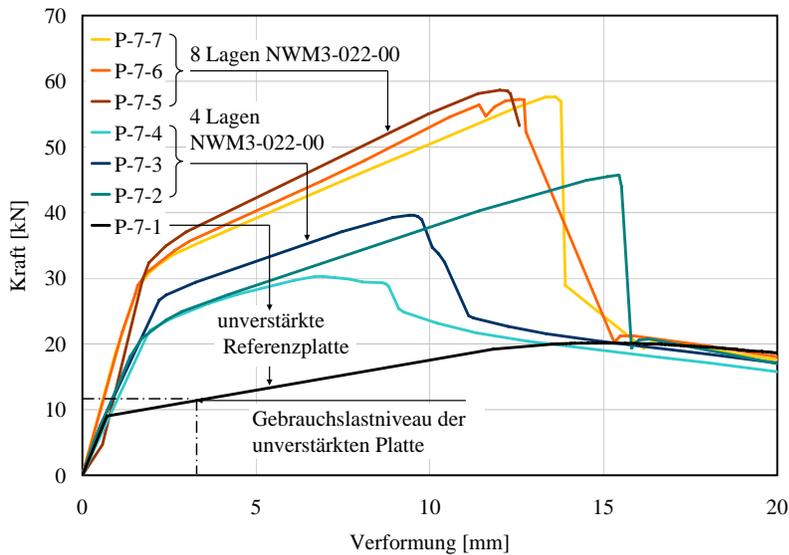


Bild 4.14: Kraft-Verformungs-Kurven der Platten aus Plattenfolge 7 aus Serie 020 (P-7)

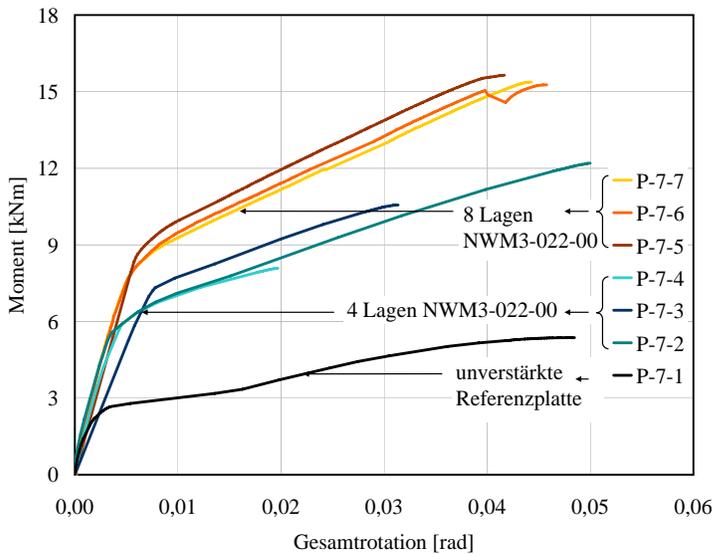


Bild 4.15: Momenten-Rotations-Diagramm der Plattenfolge 7 aus Serie 020 (P-7)

Die Rotation der unverstärkten Stahlbetonplatte aus Serie 020 bei Maximallast ist durch den geringen Stahlbewehrungsgrad von 0,2% mit 0,05 rad deutlich geringer als die der unverstärkten Plattenfolge aus Serie 050 mit durchschnittlich 0,11 rad.

Plattenfolge P-11

Die Platte 020_3L_PL02-3, NWM4-011-03 war mit einem Textil der 2. Generation (siehe Kapitel 4.2.4) verstärkt. Der textile Bewehrungsgehalt ist in etwa vergleichbar mit dem der Platten 020_4L_P-7-2... 4, NWM3-022-00.

Der Versuchsverlauf soll exemplarisch für die verstärkten Platten etwas detaillierter beschrieben werden:

Ab einer Last von 10 kN konnte eine Rissentwicklung an den Seitenflächen der Platte beobachtet werden. Beginnend mit einem Riss in Plattenmitte entwickelten sich bis zur Laststufe von 16 kN 3 Haarrisse mit Öffnungsweiten von 0,05 mm. Bei einer Belastung von 20 kN gab es 10 Risse mit Rissbreiten bis zu 0,1 mm hauptsächlich zwischen den Lasteinleitungsstellen und auch an der Plattenunterseite zeichnete sich ein deutliches Rissbild ab. Anschließend entstanden noch Risse außerhalb des Bereiches mit konstantem Moment, Risse im mittleren Bereich begannen sich zu verzweigen und wuchsen in Richtung Druckzone.

Bei 26 kN waren 14 Risse zu sehen, die Druckzone im mittleren Plattendrittel war im Durchschnitt nur noch ca. 2,5 cm hoch¹⁰. Die 0,1 mm breiten Risse hatten einen Abstand

¹⁰Die Druckzonenhöhe wurde als Abstand der Risswurzel vom gedrückten Bauteilrand gemessen.

von 7,3 cm. In weiteren Laststufen verfeinerte sich das Rissbild, Risse gingen weiter auf und wanderten höher.

Bei 30 kN weggesteuert angefahrener Last hatte sich die Druckzone schon auf 2,1 cm reduziert und die Risse waren bis 0,25 mm breit. Die Laststufe 35 kN bescherte Rissbreiten von 0,3 mm und mittlere Druckzonenhöhen von 1,7. Bei 40 kN waren Rissbreiten von 0,4 mm erkennbar und die Druckzone war 1,6 cm hoch. Einige Risse verzweigten sich, andere Risse sammelten sich wieder. Allgemein wanderten in der letzten beschriebenen Stufe nur 3 Risse höher zur Druckzone. Nach der Entlastung und der erneuten Belastung, wie schon bei den vorausgegangenen Laststufen ab 20 kN, wurde die Platte bis zum Bruch bei 41,8 kN gefahren. Der Riss in Plattenmitte entwickelte sich zum Endriss.

Im Vergleich zur unverstärkten Platte 020_0L_P-7-1 ergibt sich eine Traglaststeigerung um 108 %. Einer im Vergleich zu den Platten 020_4L_P-7-2...4, NWM3-022-00 um 7 % erhöhten Textilfläche in der Platte 020_3L_PL02-3, NWM4-011-03 steht eine Traglaststeigerung gegenüber, die den Traglast-Mittelwert der vorher geprüften Platten 020_4L_P-7-2...4, NWM3-022-00 um 17 % übersteigt.

Im Vergleich zu den 8-lagig textil verstärkten Platten 020_8L_P-7-5...7, NWM3-022-00 hatte die Platte 020_3L_PL02-3, NWM4-011-03 eine um 46 % verminderte Textilfläche. Die Traglaststeigerung gegenüber den benannten Platten aus Serie 020 war um 54 % vermindert, siehe Tabelle 4.8.

In Bild 4.16 ist der Verlauf der Last-Verformungs-Kurve der Platte 020_3L_PL02-3, NWM4-011-03 im Vergleich zur unverstärkten Platte 020_0L_P-7-1 dargestellt.

Auf dem Gebrauchslastniveau der unverstärkten Platte ist eine deutlich kleinere Durchbiegung der verstärkten Platte verglichen mit derjenigen der unverstärkten Platte zu verzeichnen. Auf dem Niveau der maximal aufnehmbaren Last der unverstärkten Platte ist die Durchbiegung der verstärkten Platte ebenfalls wesentlich geringer.

Der Verlauf der Momenten-Rotations-Kurve von Platte 020_3L_PL02-3, NWM4-011-03 wird in Bild 4.17 dem der unverstärkten Platte 020_0L_P-7-1 gegenübergestellt.

Ebenfalls dargestellt sind die mit einer ähnlichen Textilfläche verstärkten Platten 020_4L_P-7-2...4, NWM3-022-00. Dabei ist eine höhere Gesamtrotation der mit dem Textil der 2. Generation verstärkten Platte bei maximal aufnehmbarer Last festzustellen.

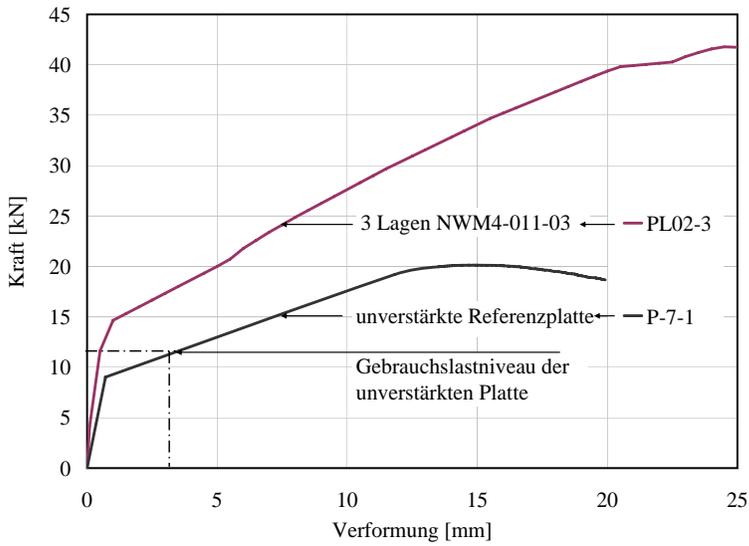


Bild 4.16: Kraft-Verformungs-Kurve der Platte 020_3L_PL02-3, NWM4-011-03 im Vergleich zur unverstärkten Platte 020_0L_P-7-1

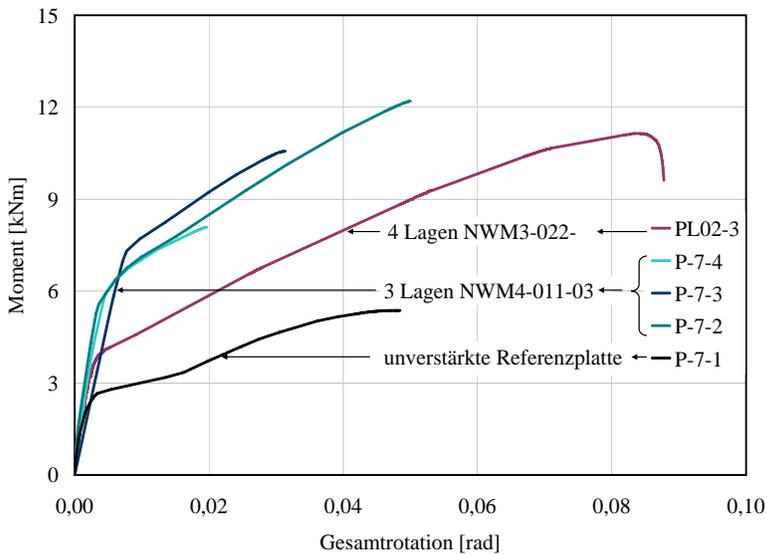


Bild 4.17: Momenten-Rotations-Diagramm der Platte 020_3L_PL02-3, NWM4-011-03 im Vergleich zur unverstärkten Platte 020_0L_P-7-1 und den mit ähnlicher Textilfläche verstärkten Platten 020_4L_P-7-2... 4, NWM3-022-00

Tabelle 4.9: Ergebnisse der Serienversuche Serie 034 (P-8 bis P-10)

Pl.- folge Nr.	Plattenbezeichnung	Zylinder- druck- festigkeit [N/mm ²]	Textil- fläche [mm ²]	err. Max.- last [kN]	Mitten- durch- biegung [mm]	Traglast- steige- rung um ... [%]
8	034_3L_PL-3/1, NWM4-011-03	28,7	141,36	53,25	19,7	49,1
	034_3L_PL-3/2, NWM4-011-03	29,5	141,36	51,06	20,4	42,9
	034_3L_PL-3/3, NWM4-011-03	31,8	141,36	51,64	19,0	44,5
9	034_6L_PL-6/1, NWM4-011-03	31,2	282,72	71,72	20,6	100,8
	034_6L_PL-6/2, NWM4-011-03	29,4	282,72	71,62	19,5	100,5
	034_6L_PL-6/3, NWM4-011-03	34,3	282,72	75,34	20,0	110,9
10	034_0L_PL-0/1	30,6	/	36,26	49,2	/
	034_0L_PL-0/2	30,9	/	35,10	50,4	/
	034_0L_PL-0/3	29,2	/	35,82	49,6	/

4.5.1.4 Serie 034

Die Ergebnisse der Serienversuche 034 sind in Tabelle 4.9 aufgelistet.

Die unverstärkten Platten dieser Serie haben einen mittleren Rissabstand von ca. 10 cm. Bei einer mit 3 Lagen verstärkten Platte ist ein mittlerer Rissabstand von ca. 7 cm zu verzeichnen und bei einer mit 6 Lagen verstärkten Platte von ca. 4,5 cm. Für eine detaillierte Beschreibung der Versuchsverläufe und -ergebnisse sei auf WEILAND [69] verwiesen, der diese Versuche durchführte.

Die Traglaststeigerung innerhalb der Serie 034 liegt in einer Größenordnung von 43 % bis 111 % und damit - bei einer zu Serie 020 vergleichbaren Textilfläche - zum Teil deutlich unter der in Serie 020 erreichten Traglaststeigerung. Trotzdem ist die Erhöhung des aufnehmbaren Biegemoments durch die textile Verstärkung sehr zufriedenstellend.

Bild 4.18 zeigt den Verlauf der Kraft-Verformungs-Kurven der Platten aus Serie 034. Die Darstellung zeigt Mittelwerte aus jeweils 3 geprüften Platten. In Bild 4.19 sind die Momenten-Rotations-Kurven, ebenfalls als Mittelwerte, dargestellt. Die Gesamtrotation der unverstärkte Platte ist wesentlich größer als die der verstärkten Platten. Bilder 4.20(a), 4.20(b) und 4.20(c) verdeutlichen dazu Rissbreiten und Rissabstände bei aufgebrachtener Maximallast. Bei der unverstärkten Platte sind Rissöffnungen zu erkennen. Bei der mit 6 Lagen textil verstärkten Platte liegen die Rissbreiten unter 0,25 mm. Damit sind sie so fein, dass sie kaum erkennbar sind. Die Phänomene der Rissbildung werden derzeit von WEILAND [69] untersucht.

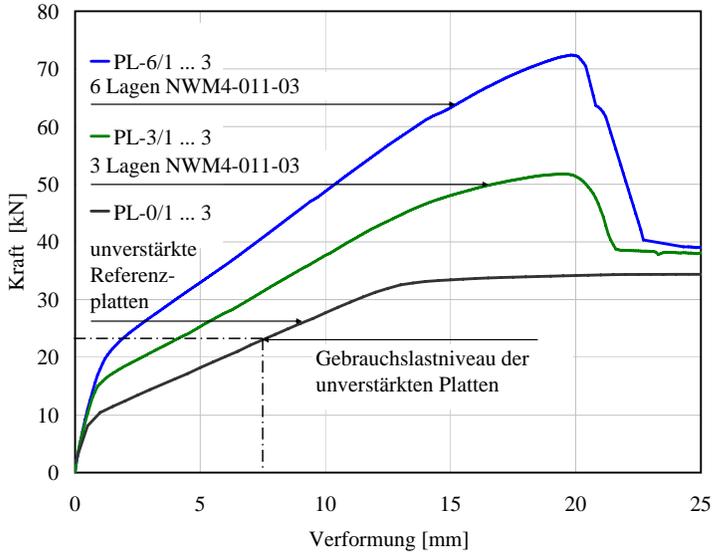


Bild 4.18: Kraft-Verformungs-Kurven der Platten aus Serie 034, Mittelwerte aus jeweils 3 geprüften Platten

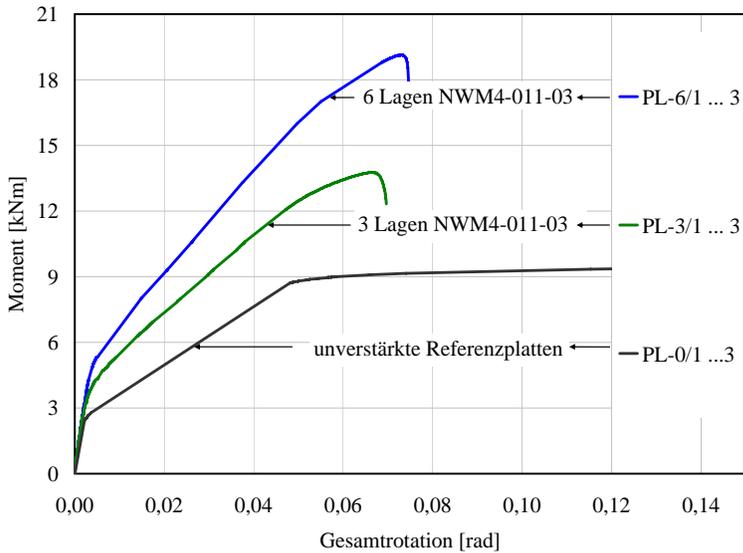
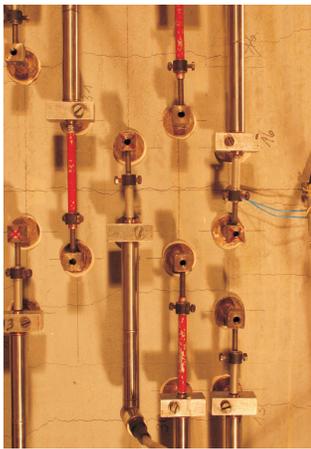


Bild 4.19: Momenten-Rotations-Diagramm der Platten aus Serie 034, Mittelwerte aus jeweils 3 geprüften Platten



(a) Platte 034_0L_PL-0/1

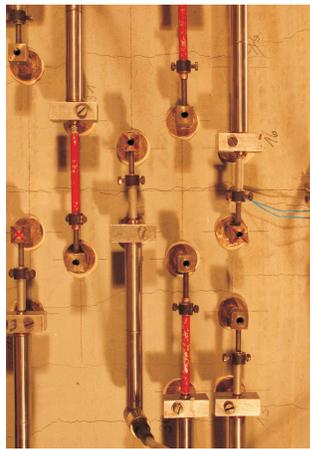
(b) Platte 034_3L_PL-3/2,
NWM4-011-03(c) Platte 034_6L_PL-6/1,
NWM4-011-03

Bild 4.20: Rissbilder ausgewählter Platten aus Serie 034 - Plattenunterseiten bei aufgebrachtener Maximallast

Tabelle 4.10: Ergebnisse der Balken-Biegeversuche

Balkenbezeichnung	Zylinder- druck- festigkeit [N/mm ²]	Textil- fläche [mm ²]	err. Max.- last [kN]	Mitten- durch- biegung [mm]	Traglast- steige- rung um ... [%]
050_0L_B5-M/0	31,5	/	51,90	> 70,0	/
050_10L_B4-M/10, NWM3-022-00	33,4	79,57	56,37	41,8	8,6
050_10L_B6-M/10, NWM3-022-00	36,1	79,57	59,04	45,9	13,8
050_10L_B7-M/10, NWM3-022-00	30,2	79,57	56,21	44,0	8,3
050_16L_B8-M/16, NWM3-022-00	33	127,31	64,84	43,8	24,9
050_16L_B9-M/16, NWM3-022-00	33,1	127,31	61,17	40,5	17,9
050_16L_B10-M/16, NWM3-022-00	34,9	127,31	69,03	45,1	33,0

4.5.1.5 Balken 050

Bei allen Balken begann die Rissbildung in der 1. Laststufe (bis 30 % der anhand von Berechnungen erwarteten Bruchlast) mit 1 bis 5 Rissen im Bereich des konstanten Momentes. Die weitere Rissentwicklung unterschied sich stark.

Beim unverstärkten Balken 050_0L_B5-M/0 bildeten sich Risse im Abstand von 10 bis 20 cm. Im Verlauf der Belastung kamen einige Risse neu hinzu, hauptsächlich wurden jedoch die in der 2. Laststufe (bis 60 % der berechneten Bruchlast) entstandenen Risse breiter und höher. Kurz vor dem Bruch war die Druckzonenhöhe auf ca. 8 cm verkleinert.

Bei den verstärkten Balken entstanden weitaus mehr Risse. So wiesen die Balken mit 10 Textillagen im Schnitt 70 Biegerisse mit einem Abstand von 3 bis 5 cm auf, die bis 8 cm unter die Balkenoberkante reichten. In jeder Laststufe kamen bis zum Versagen der Balken neue, haarfeine Risse hinzu.

Bei den Balken mit 16 Textillagen öffneten sich bis zum Bruch ca. 95 Biegerisse mit Abständen von 1,5 bis 3 cm, die bis 4 cm unter der Balkenoberkante zu sehen waren. Einige Risse verliefen auch zwischen Auflager und Lasteinleitung und waren in Richtung der eingeleiteten Einzellasten geneigt.

Im Kraft-Verformungs-Diagramm (Bild 4.21) ist analog zu den Platten eine höhere Anfangssteifigkeit der verstärkten Balken im Vergleich zum unverstärkten Balken ersichtlich. Auch nach dem Übergang in Zustand II ist der steilere Anstieg der Kraft-Verformungs-Kurven wieder deutlich erkennbar. Bei der Prüfung des unverstärkten Balkens kam es bei einem Lastniveau von ca. 40 kN zu einem Ausfall in der Verformungsmessung. Die Last-Verformungs-Kurve ist von da an gestrichelt - jedoch nicht bis zur Höhe der maximal aufnehmbaren Kraft¹¹ - dargestellt.

Die 16-lagig verstärkten Balken waren erwartungsgemäß steifer als die 10-lagig verstärkten. Beim unverstärkten Balken ist kurz vor Erreichen der Höchstlast ein weiterer Steifigkeits-

¹¹Die maximal aufnehmbare Kraft wurde trotz Ausfall der Verformungsmessung ermittelt.

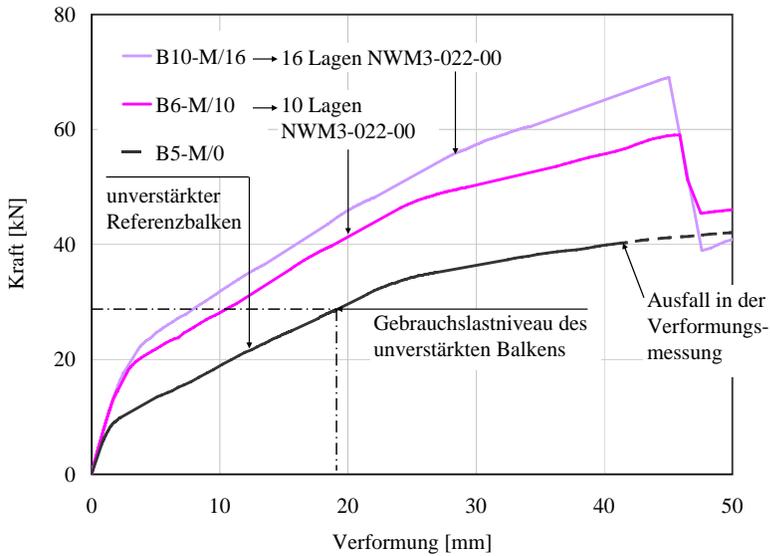


Bild 4.21: Kraft-Verformungs-Kurven der biegeverstärkten Balken im Vergleich zum unverstärkten Referenzbalken

abfall und das Eintreten in einen ausgedehnten Stahlfließbereich erkennbar. Danach ist nur noch eine geringe Laststeigerung möglich.

Bei den verstärkten Balken flacht der Anstieg der Kurve analog zum unverstärkten Balken vor dem Erreichen der maximal aufnehmbaren Last ein weiteres Mal ab. In diesem Bereich beginnt vermutlich auch in den verstärkten Balken das Stahlfließen. Anschließend fällt die Kraft plötzlich bis auf das Niveau des unverstärkten Balkens ab. Der Kraftabfall wird auf das Versagen der textilen Verstärkung zurückgeführt, die nach Beginn des Stahlfließens im Wesentlichen jede weitere Laststeigerung aufnehmen muss. Nach dem Abfall der Kraft versagt der Stahl wie beim unverstärkten Balken.

Insgesamt wurde die Traglast des unverstärkten Balkens (51,9 kN) durch das Aufbringen von 10 Textillagen um 10,2% und durch das Aufbringen von 16 Textillagen um ca. 25,3% gesteigert. Diese Verstärkungswirkung korrespondiert gut mit der Größenordnung der Ergebnisse aus den Plattenfolgen mit gleichem Stahlbewehrungsgehalt.

Die Durchbiegung der verstärkten Balken in Feldmitte war analog zu den Plattenversuchen deutlich geringer. Verglichen auf dem Gebrauchslastniveau des unverstärkten Bauteils betrug die Mittendurchbiegung des Balkens ohne Verstärkung ca. 16 mm, bei den mit 10 Lagen verstärkten Balken war die Durchbiegung im Mittel 8 mm und bei den mit 16 Textillagen verstärkten Balken 6 mm.

Beim unverstärkten Balken wurde eine Betonstauchung von 3,2‰ gemessen, bei den verstärkten Balken hingegen nur 1,6 bis 1,7‰.

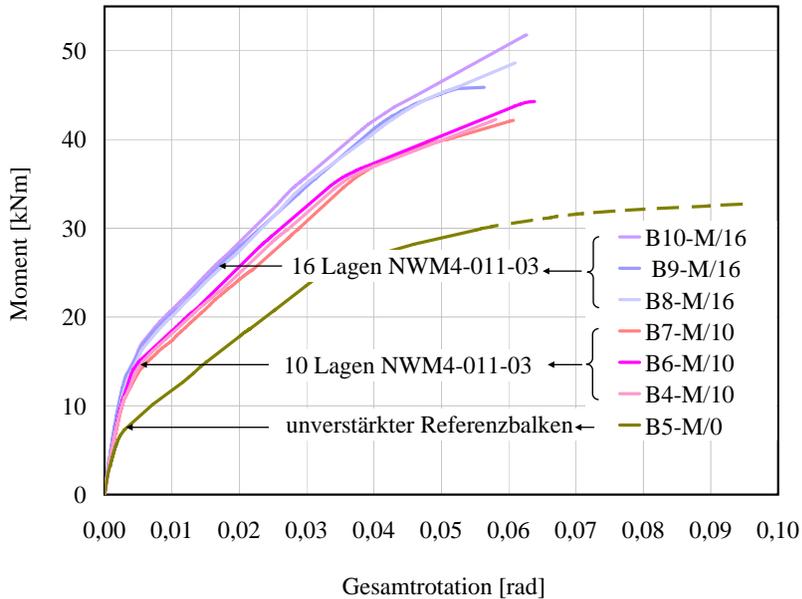


Bild 4.22: Momenten-Rotations-Kurven der biegeverstärkten Balken im Vergleich zum unverstärkten Referenzbalken

Die Gesamtrotation der Balken wurde aus der Integration der Momentenlinie ermittelt. Im Bild 4.22 ist zu erkennen, dass sich die Gesamtrotation sowohl der 10-lagig als auch der 16-lagig biegeverstärkten Balken beim Erreichen der Maximallast in einer vergleichbaren Größenordnung von durchschnittlich 0,06 rad bewegt. Die Gesamtrotation des unverstärkten Balkens ist mit 0,096 rad wesentlich größer. Die Grenzwerte der erforderlichen plastischen Rotation werden eingehalten, siehe Bild 4.30.

4.5.2 Qualitative Aussagen zu den Versuchsergebnissen

Bei allen geprüften Biegebauteilen sind unabhängig vom vorhandenen Stahlbewehrungsgrad bzw. unabhängig von der Dicke der textilen Verstärkung folgende Tendenzen erkennbar:

- Die Untergrundbehandlung „Sandstrahlen“ ist bei den gegebenen Randbedingungen ausreichend, um einen sicheren Verbund zwischen Altbeton und Verstärkungsschicht zu gewährleisten.
- Die Verankerung der Verstärkungsschicht vor den Auflagern ist - ebenfalls bei den gegebenen Randbedingungen - ausreichend zur Einleitung der Zugkraft in den Altbeton ausreichend. Ein negativer Einfluss auf die Verstärkungswirkung war bei keinem der Versuche festzustellen. Ebenso wenig war ein positiver Einfluss zu spüren, wenn die Verstärkungsschicht über das Auflager hinweg geführt wurde. Siehe dazu auch die Untersuchungen von ORTLEPP [45].
- Mit der gleichen Bewehrungsmenge des gleichen Textils können die aufnehmbaren Momente der verstärkten Bauteile um den annähernd gleichen Momenten-Absolutwert gesteigert werden, siehe Bild 4.23.
- Die Mittendurchbiegungen der verstärkten Stahlbetonbauteile sind (verglichen auf dem Maximallastniveau der unverstärkten Platten bzw. Balken) wesentlich geringer als die Verformungen der jeweiligen Referenzbauteile, siehe Bilder 4.26, 4.25 und 4.27.
- Der plastische Anteil der Gesamttrotation von Platten (Bild 4.29) und Balken (Bild 4.30) liegt in allen Fällen über der geforderten Mindestrotation nach CEB bzw. Eurocode, d. h. die verstärkten Bauteile sind für eine eventuelle Schnittkraftumlagerung immer noch ausreichend rotationsfähig (EIBL ET AL [26]) Die in den Bildern 4.29 und 4.30 auf der Abszisse aufgetragene bezogene Druckzonenhöhe wird unter Annahme ebener Querschnitte aus den gemessenen mittleren Dehnungen an Bauteilober- und -unterseite ermittelt. Die im Versuch ermittelte mittlere Druckzonenhöhe wird auf die statische Nutzhöhe der Stahlbewehrung bezogen.

In Bild 4.23 sind für unverstärkte und verstärkte Platten jedes geprüften Stahlbewehrungsgrades die jeweiligen aufnehmbaren Momente als Mittelwerte dargestellt. Zusätzlich ist die textile Bewehrungsmenge angegeben. Die aufnehmbaren Momente verstärkter Bauteile sind größer als die der unverstärkten Referenzbauteile. Betrachtet man die Differenzmomente¹², dann ist an den eingezeichneten Tendenzgeraden recht deutlich zu erkennen, dass mit der gleichen textilen Bewehrungsmenge des gleichen Textils ein ungefähr gleiches Differenzmoment zu erreichen ist. Das bedeutet für Bauteile mit vergleichsweise hohem Stahlbewehrungsgrad (die im unverstärkten Zustand schon große Momente aufnehmen

¹²Differenzmomente stellen die Differenz von aufnehmbaren Momenten verstärkter Bauteile und denen unverstärkter Bauteile mit gleichem Stahlbewehrungsgrad dar.

können), dass durch eine Verstärkung prozentual eine geringere Traglaststeigerung bezogen auf das unverstärkte Bauteil möglich ist. Die Differenzmomente sind jedoch vergleichbar mit denen von Platten mit einem niedrigeren Stahlbewehrungsgrad, wenn die gleiche textile Bewehrungsmenge des gleichen Textils appliziert wird.

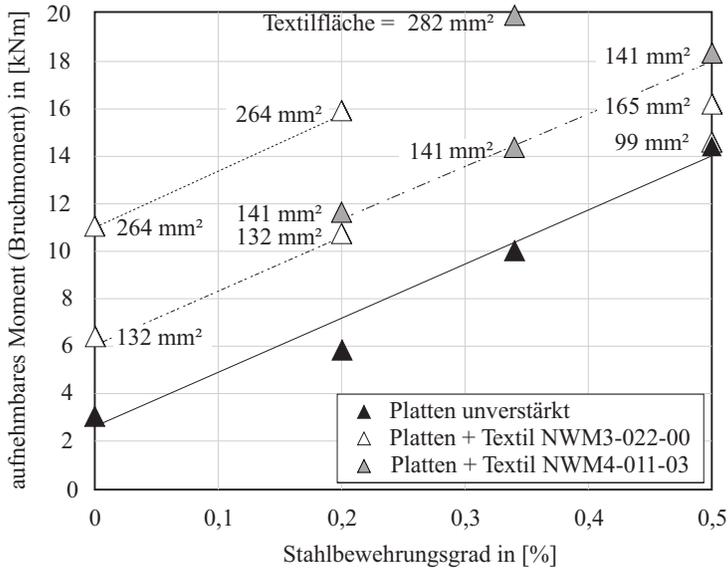


Bild 4.23: Mittelwerte aufnehmbarer Momente verstärkter und unverstärkter Platten

Bezogen auf die Traglast des Referenzbauteils stellt die Größenordnung der Verstärkungswirkung damit einen wesentlichen Unterschied zwischen den Serien dar. Bei Serie 050 konnte die Traglast um 1 % bis 28 % gesteigert werden, bei Serie 034 um 45 % bis 104 % und bei Serie 020 um 92 % bis 188 %. In Bild 4.24 ist die in den Versuchen ermittelte Traglaststeigerung in Abhängigkeit vom Stahlbewehrungsgrad aufgetragen. Daraus lässt sich ein Trend - abnehmende Traglaststeigerung bei zunehmendem Stahlbewehrungsgrad - ablesen, der allerdings nur für die gewählten Versuchsparameter wie Bewehrungs- und Verstärkungsverhältnisse gilt. Die Platten, die mit Textilien der 2. Generation beschichtet wurden, fügen sich gleichermaßen harmonisch ein; genau so die Balken mit einer deutlich größeren statischen Nutzhöhe verglichen mit der Nutzhöhe der Platten.

Werden die Mittendurchbiegungen der verstärkten Stahlbetonbauteile auf dem Maximallastniveau der zugehörigen unverstärkten Referenzbauteile betrachtet (Prinzipiskizze Bild 4.25), kann eine erhebliche Reduzierung der Verformung festgestellt werden. Mit steigendem Stahlbewehrungsgehalt fällt die Reduzierung der Verformungen bezogen auf die des unverstärkten Referenzbauteils geringer aus. Bei Serie 020 sind die mit dem Textil der 1. Generation verstärkten Bauteile auf dem Maximallastniveau des Referenzbauteils am geringsten verformt. Die Verformungen betragen ca. 10 % der Verformung des Referenzbauteils. Dort ist der Stahl noch nicht im Fließbereich (vgl. auch Bild 4.14). Das kann hier

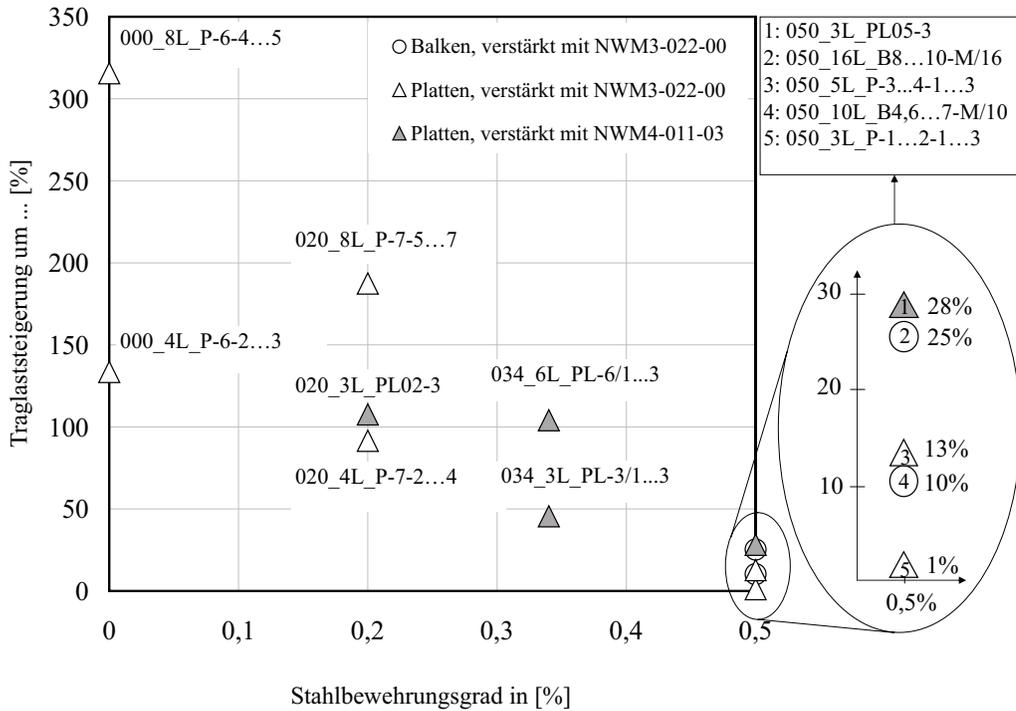


Bild 4.24: Abhängigkeit der Verstärkungswirkung vom Stahlbewehrungsgrad

offensichtlich durch die aufgebraute textile Bewehrungsschicht erreicht werden. Mit steigendem Stahlbewehrungsgehalt und damit geringerem Unterschied zwischen Maximallast der unverstärkten und der verstärkten Bauteile steigen die Verformungen bis auf ca. 50 % der Verformungen unverstärkter Bauteile an, siehe Bild 4.27. Hier ist in den entsprechenden Kraft-Verformungs-Kurven erkennbar, dass bereits das Stahlfließen eingesetzt hat. Folglich ist die Mittendurchbiegung der Bauteile größer.

Bei den reinen Betonbauteilen stellt die Verformung unverstärkter Bauteile bei Maximallast den Übergang von Zustand I zu Zustand II dar. Die verstärkten Bauteile befinden sich auf diesem Lastniveau durch ihr erhöhtes Trägheitsmoment (Querschnittserhöhung durch Beschichtung) noch im Zustand I. Die Verformung der verstärkten Bauteile beträgt dort im Mittel ca. 70 % der des unverstärkten Bauteils.

In Bild 4.28 ist die Gesamtrotation unter Maximallast für alle geprüften Bauteile dargestellt.

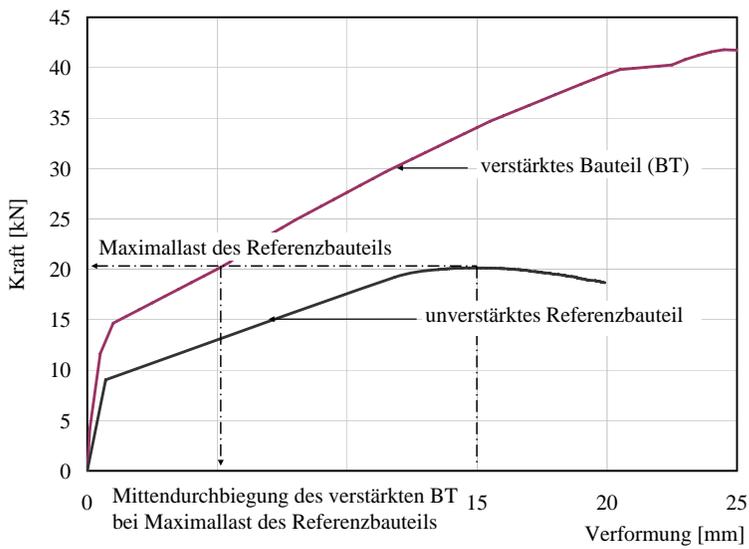


Bild 4.25: Mittendurchbiegung eines verstärkten Bauteils auf dem Maximallastniveau eines unverstärkten Referenzbauteils - Prinzipdarstellung

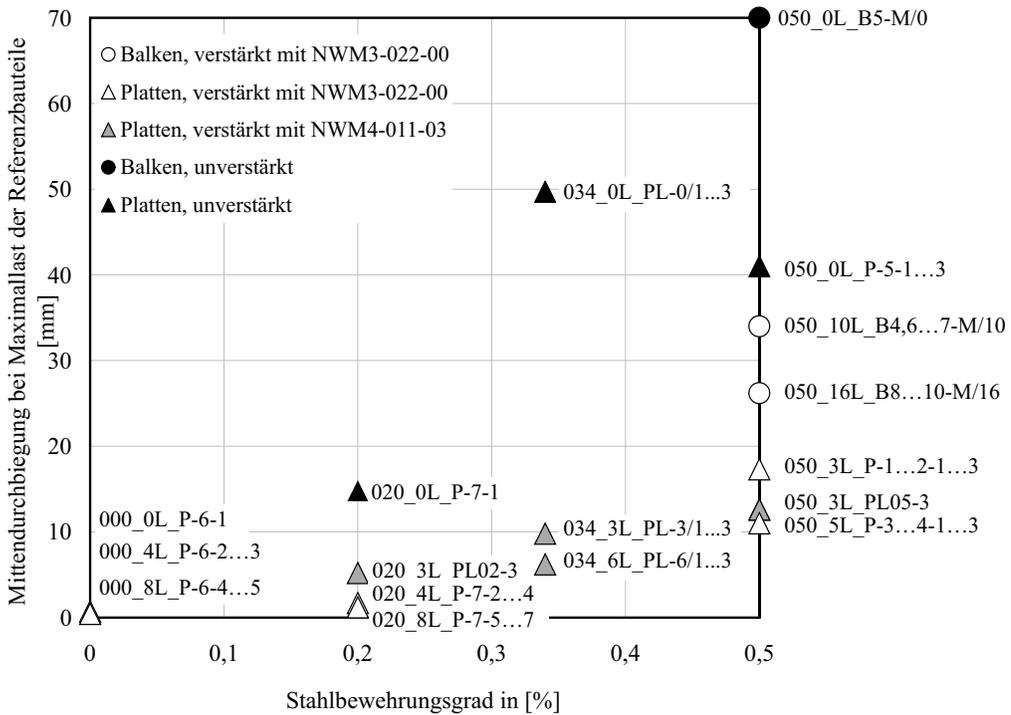


Bild 4.26: Mittendurchbiegung der Bauteile auf dem Maximallastniveau der jeweils zugehörigen unverstärkten Referenzbauteile

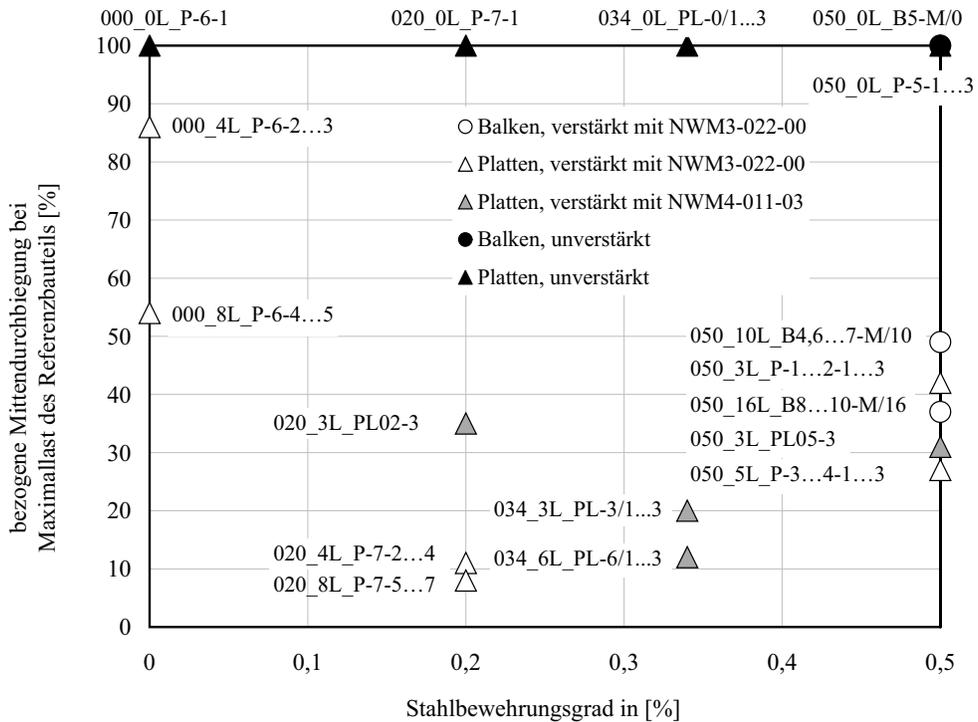


Bild 4.27: auf die Mittendurchbiegung unverstärkter Referenzbauteile bezogene Verformungen verstärkter Bauteile, Lastniveau: Maximallast unverstärkter Referenzbauteile

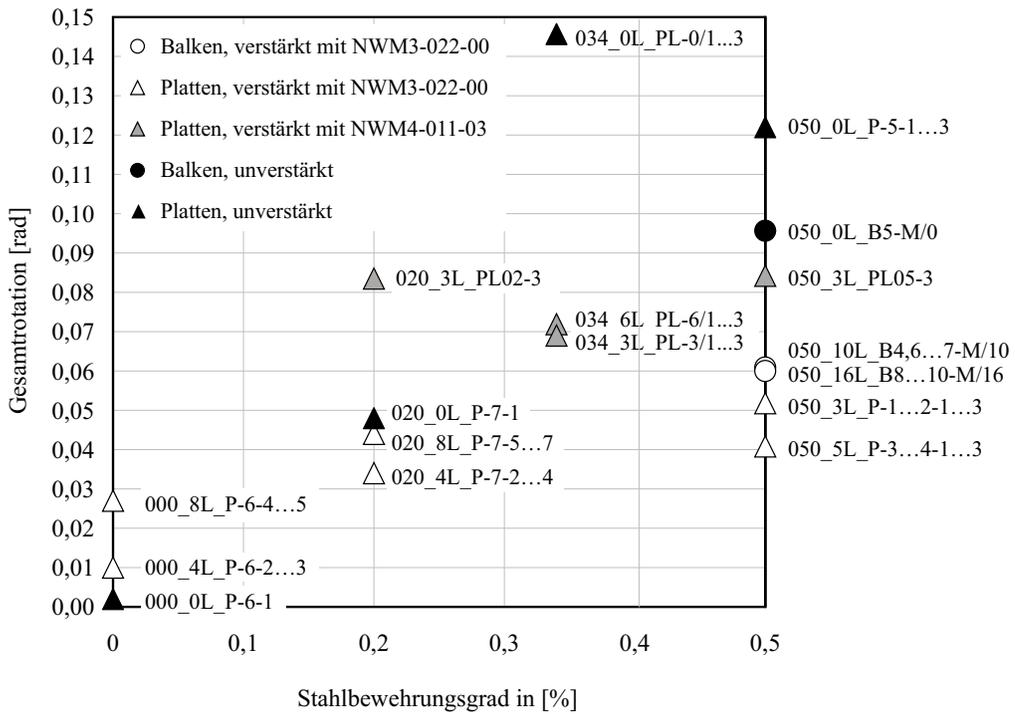


Bild 4.28: Gesamtrotation verstärkter und unverstärkter Bauteile bei Maximallast

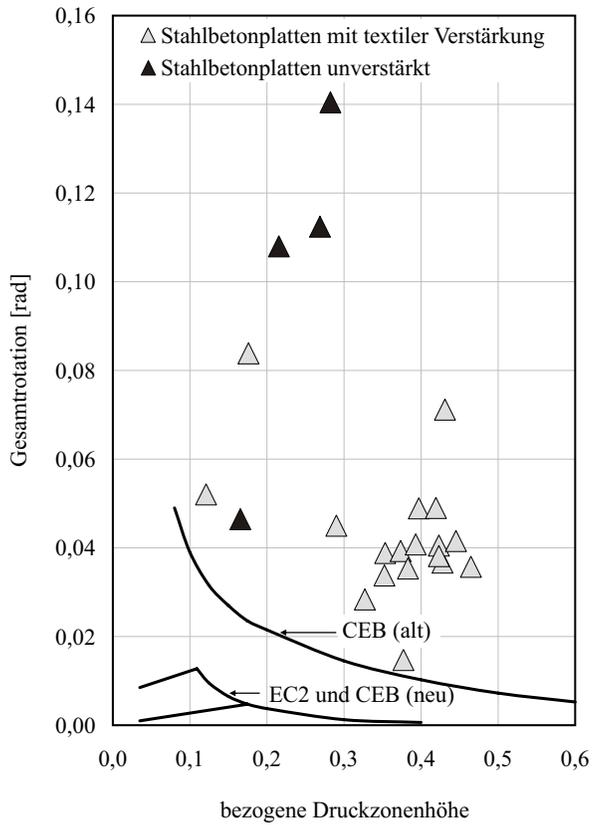


Bild 4.29: Gemessene plastische Rotation der Platten abhängig von der bezogenen Druckzonenhöhe

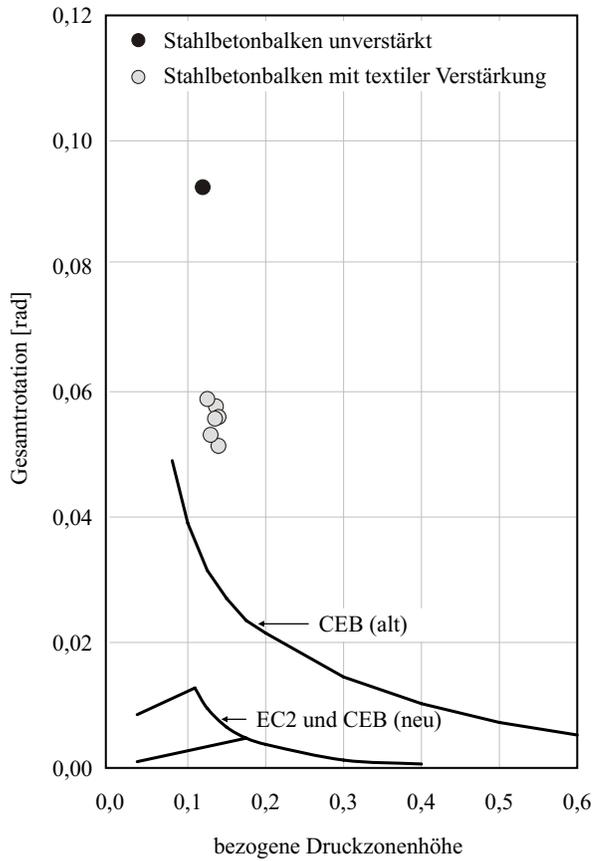


Bild 4.30: Gemessene plastische Rotation der Balken abhängig von der bezogenen Druckzonenhöhe

Qualitative Aussagen zur möglichen Steigerung der Traglast - Einfluss des Stahlbewehrungsgrades

In Serie 050 (Plattenfolgen P-1 bis P-5 und P-12) konnte die Traglast der Bauteile durch das Aufbringen von Zusatzbewehrung aus textilen Bewehrungsstrukturen - siehe Bild 4.24 - im Vergleich zu den anderen geprüften Serien nur gering gesteigert werden.

Bei der zur Serie 050 gehörenden unverstärkten Plattenfolge wurden im Bruchzustand auf der Plattenoberseite mittlere Betonstauchungen bis 3,8 ‰ gemessen. Die Ausnutzung der Betondruckzone ist hoch und bietet wenig Reserven zur Aufnahme einer erhöhten Druckkraft.

***Fazit:** Wenn durch einen hohen Stahlbewehrungsgrad schon im unverstärkten Zustand eine hohe Ausnutzung der Betondruckzone für die Aufnahme des maximalen Biegemoments notwendig wird, dann ist durch das Aufbringen einer Zusatzbewehrung nur eine geringe Traglaststeigerung möglich.*

Bei der Serie 020 (Plattenfolgen P-7 und P-11) war eine bedeutende Traglaststeigerung möglich. Ein Grund für die deutlich gesteigerte aufnehmbare Maximallast ist die geringe Ausnutzung der Betondruckzone bei den gering stahlbewehrten Platten. Die gemessenen Betonstauchungen zwischen den beiden Lasteinleitungen lagen bei der unverstärkten Platte unter 1‰.

Die textile Verstärkung ist besonders wirksam bei gering ausgenutzter Betondruckzone im unverstärkten Zustand.

Serie 034 (Plattenfolgen P-8 bis P-10) zeigt trotz einer hohen Ausnutzung der Betondruckzone im unverstärkten Zustand eine sehr deutliche Erhöhung der Tragfähigkeit im verstärkten Zustand. In dieser Serie wurde ein Textil der 2. Generation zu Verstärkungszwecken eingesetzt.

Die Vermutung liegt nahe, dass die speziellen Eigenschaften des eingesetzten Textils maßgeblich an der erreichbaren Erhöhung des aufnehmbaren Biegemoments durch Verstärkung beteiligt sind.

5 Rechenmodell für textil verstärkte Stahlbetonbauteile

5.1 Entwicklung des Berechnungsmodells zur Ermittlung der Biegetragfähigkeit

5.1.1 Grundsätzliches

Bei der Entwicklung des Berechnungsmodells zur Ermittlung der Biegetragfähigkeit textil verstärkter Bauteile wurde das Modell der Stahlbetonbemessung aus DIN 1045-1, siehe Kapitel 3.3.3, als Grundlage herangezogen. Das verstärkte Bauteil stellt eine Erweiterung des Stahlbetonbauteils durch eine zusätzliche Bewehrung dar.

Die Ermittlung der Biegetragfähigkeit basiert - im Unterschied zu einer herkömmlichen Biegebemessung im GZT - auf einem vorgegebenen Stahlbetonquerschnitt und im Fall der verstärkten Versuchskörper zusätzlich auf einer vorgegebenen textilen Bewehrung. Dazu wird das maximal aufnehmbare Moment ermittelt. Zur Versuchsnachrechnung werden anstelle von genormten Materialkennwerten die im Labor ermittelten Kennwerte von Stahl, Beton und Textilbeton eingesetzt, Sicherheitsfaktoren entfallen.

Die Annahmen, die dem Modell der Stahlbetonbemessung zu Grunde liegen, wurden bereits in Kapitel 3.3.2 erläutert und werden nun durch den Anteil des Textilbetons erweitert.

- Es gilt vorerst die Hypothese von BERNOULLI vom Ebenbleiben der Querschnitte. Die Dehnungen verlaufen linear über die Querschnittshöhe.
- Im GZT wird die Beton- und Feinbetonzugfestigkeit vernachlässigt. Zugkräfte werden vom Stahl und von dem Textil in der Verstärkungsschicht aufgenommen.
- Querschnittsfasern, die im gleichen Abstand von der Nulllinie liegen, haben die gleiche Dehnung.
- Der Querschnitt hat die Grenze seiner Tragfähigkeit erreicht, wenn entweder die Stahldehnung, die Textildehnung oder die Betonstauchung ihre Grenze erreicht.

Die Grundlage zur Berechnung der Biegetragfähigkeit sind die jeweiligen materialspezifischen Spannungs-Dehnungs-Linien. Die tatsächlichen Arbeitslinien der verwendeten Materialien (außer Altbeton) wurden im Versuch ermittelt und anschließend idealisiert.

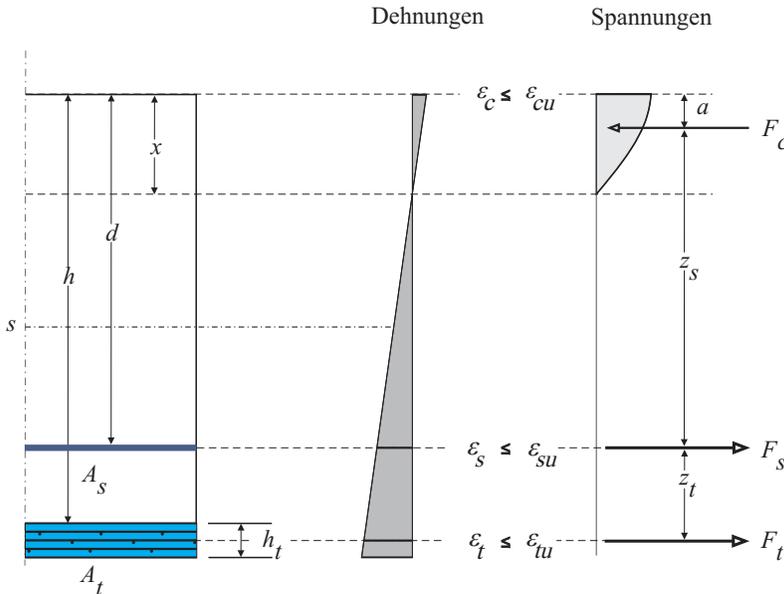


Bild 5.1: Linearer Dehnungsverlauf über die Querschnittshöhe eines textil verstärkten Stahlbetonquerschnitts mit Angabe möglicher Grenzdehnungen

Die ermittelten Grenzdehnungen der Materialien begrenzen die möglichen Dehnungsverteilungen über den Querschnitt im GZT, siehe Bild 5.1.

5.1.2 Prinzip des additiven Berechnungsmodells

Die prinzipielle Vorgehensweise im gewählten additiven Bemessungsmodell basiert für den textil verstärkten Baukörper in Anlehnung an die Stahlbetonbemessung auf dem Gleichgewicht von äußeren und inneren Schnittgrößen. Die inneren Schnittgrößen resultieren aus der Integration der Spannungen über den Querschnitt. Für den gesuchten Dehnungszustand gelten die Bedingungen analog Kapitel 3.3.3. Bei der Aufstellung des Gleichgewichts der inneren Kräfte wird als zusätzliche (additive) Zugkraftkomponente eine Textilzugkraft berücksichtigt. Bei der Versuchsnachrechnung wird ein aufnehmbares Moment ermittelt und mit dem im Versuch erreichten Moment + dem Moment infolge Eigengewicht verglichen.

Bild 5.2 gibt einen Überblick über verwendete Bezeichnungen der Dehnungen, Spannungen, Kräfte, Querschnittsbezeichnungen und verwendete Bezugshöhen bei textil verstärkten Bauteilen.

5.1.3 Ermittlung der Betondruckkraft

Für die Versuchsnachrechnung sollen realistische Bruchstauchungen verwendet werden. Nach RÜSCH [52] und RÜSCH ET AL. [54], die Festigkeit und Verformung von zentrisch

Der Spannungswert am Ende des zweiten, ansteigenden Astes stellt den Mittelwert der maximalen Spannungen aller geprüften Stahlproben eines Durchmessers dar. Die zugehörige Dehnung - die in der Nachrechnung der zugelassenen Maximaldehnung entspricht - wurde an der Stelle definiert, an welcher die Dehnungen ohne weiteren Spannungszuwachs ansteigen. Diese Dehnung entspricht der Gleichmaßdehnung.

Die Ermittlung der Stahlzugkraft wird mittels Gleichung 3.14 oder Gleichung 3.15 aus Kapitel 3.3.3.2 durchgeführt, sie lauten:

$$F_{sd} = A_s \cdot \varepsilon_s \cdot \frac{f_{yd}}{\varepsilon_{yd}} = A_s \cdot \varepsilon_s \cdot E_s \quad \text{für } 0 \leq \varepsilon_s \leq \varepsilon_{yd}$$

$$F_{sd} = A_s \cdot \left[\frac{\varepsilon_s - \varepsilon_{yd}}{\varepsilon_{su} - \varepsilon_{yd}} \cdot (f_{td,cal} - f_{yd}) + f_{yd} \right] \quad \text{für } \varepsilon_{yd} < \varepsilon_s \leq \varepsilon_{su}$$

5.1.5 Ermittlung der Druckkraft in der Druckbewehrung

Im Anhang A ist die vereinfachte Spannungs-Dehnungs-Linie für den für die Druckbewehrung eingesetzten Stahl zu finden.

Sollte eine Druckbewehrung zu berücksichtigen sein, wird die Druckkraft in dieser Bewehrung mit der in Kapitel 3.3.3.3 erläuterten - hier wiederholten - Gleichung 3.17 berechnet:

$$F_{s2d} = A_{s2} \cdot (\sigma_{s2d} - \sigma_{cd,s2})$$

5.1.6 Ermittlung der Textilzugkraft - 1. Annahme

Einen ersten Ansatzpunkt für die Ermittlung der Textilzugkraft in der Schwereachse der Textilbetonschicht stellen die trilinearen Spannungs-Dehnungs-Linien aus den Dehnkörperversuchen von JESSE dar.

Als Ergebnis dieser Versuche entstehen Arbeitslinien des Verbundbaustoffs Textilbeton, die vorerst auf die Querschnittsfläche von ca. 100 mm * 8 mm des JESSE'schen Probekörpers bezogen sind und über den Messbereich von 200 mm verschmierte Dehnungen des Verbundbaustoffs wiedergeben.

Die Berechnung der Traglast findet jedoch im Riss statt, verschmierte Dehnungen des Textilbetons liefern somit keine ausreichenden Informationen über das Verhalten des Textils im Riss. Für die Traglastberechnung im Riss wird eine Arbeitslinie der zusätzlichen textilen Zugbewehrung benötigt. Um diese so realitätsnah wie möglich abzubilden, müssen die Phänomene, die sich bei der Herstellung und Belastung eines verstärkten Biegebauteils im Textil der Verstärkungsschicht abspielen, möglichst vollständig in der Arbeitslinie interpretiert werden:

- Schon bei der Herstellung des Textils und des Textilbetons kommt es zu Schädigungen des Einzelrovings. Durch das Schwinden des Feinbetons kommt es zu Faserstauchungen, die bei beginnender Belastung zunächst wieder ausgeglichen werden müssen. Zu Beginn der Zugbelastung werden sich einzelne, wellig liegende Fasern und Rovings gerade ziehen, bevor sie sich am Lastabtrag beteiligen. Am Dehnkörper werden so schon Dehnungen gemessen, die das Textil noch nicht in voller Höhe tangieren.
- Bei Erreichen der Biegezugfestigkeit des Feinbetons reißt dieser auf, in der Spannungs-Dehnungs-Linie nach JESSE wird der Übergang von Zustand I in Zustand IIa sichtbar. Randfasern der Rovings werden beim Reißen der zum Teil in die Rovings eingedrunghenen Matrix ebenfalls zerrissen. Ein Mitwirken des Feinbetons zwischen den Rissen wird in den trilinearen Arbeitslinien mit erfasst. Nach abgeschlossener Rissbildung beginnt Zustand IIb, in dem nur noch die Kernfasern des Textils (im Inneren des Faserbündels gelegen) an der Zugkraftaufnahme beteiligt sind.
- Wird die Textilbetonschicht auf den Altbeton aufgebracht, entsteht quasi ein homogener Betonquerschnitt mit vergrößerter Querschnittsfläche. Ein unbekannter Anteil des Altbetons könnte an der Tragwirkung des Textilbetons beteiligt sein. Die Spannung für das Textil sollte nicht auf eine umgebende Verstärkungsschicht-Betonfläche bezogen sein (wie in der Arbeitslinie für den Dehnkörper), sondern auf die Faserfläche in der Verstärkungsschicht.

Die Diskussion zum Ansatz der Arbeitslinie soll anhand des Textils NWM3-022-00 konkretisiert werden. Zunächst werden die Spannungen fortan auf die Brutto-Faserfläche bezogen. Es handelt sich dabei um „bezogene Spannungen“. Sie basieren auf den Angaben der Spannungs-Dehnungs-Beziehung im Dehnkörper nach JESSE [34] und bilden nicht die realen Textilspannungen ab. Die Spannungen im Textil sind größer als die bezogenen Spannungen, da im abgeschlossenen Zustand IIa nur noch die Kernfasern Spannungen aufnehmen.

Als Konsequenz der Annahme bezogener Spannungen wird im Zustand I der trilinearen Spannungs-Dehnungs-Linie die bezogene Spannung zu hoch angenommen (Feinbeton und ein unbekannter Anteil des Altbetons bei Biegeverstärkung wirken mit). Mit fortschreitendem Zustand IIa wird die zu hoch eingeschätzte bezogene Spannung zu gering eingeschätzt.

Im Zustand IIb, nach abgeschlossenem Rissbild, werden die Spannungen weiterhin auf die Bruttofaserfläche bezogen, was aus folgenden Gründen legitim sein mag:

- Es wird davon ausgegangen, dass im Dehnkörperversuch annähernd die gleiche Anzahl von Randfasern versagt hat, die auch bei Belastung eines biegeverstärkten Bauteils bis zum Zustand IIb versagt.
- Tatsächlich wird zur Berechnung des aufnehmbaren Moments die von den Rovings der Längsbewehrung aufgenommene Zugkraft benötigt. Da die bezogene Spannung

letztendlich in eine Zugkraft umgerechnet wird, kürzen sich die Anteile der Flächen heraus.

Grundlage der Diskussion sind diejenigen trilinearen Spannungs-Dehnungs-Linien der Dehnkörper, bei denen der geprüfte Faservolumengehalt der Realität der verstärkten Bauteile am besten entspricht. Bei der Verstärkung von Bauteilen entsteht im Mittel eine Schichtdicke von 2 mm pro Verstärkungslage. Als Basis für die Arbeitslinie des Textils werden dementsprechend Versuche von JESSE ausgewählt, in denen 4 Lagen des entsprechenden Textils im Dehnkörper eingebracht waren. Damit werden interne Verbundprobleme im Dehnkörper ausgeschlossen, die durch eine hohe Anzahl (größer 4) von Lagen in einem nur 8 mm starken Prüfkörper durch fehlende Feinbetonummantelung entstehen könnten.

In den Bildern 5.3 und 5.4 werden für die im Rahmen dieser Arbeit verwendeten Textilien Spannungs-Dehnungs-Beziehungen diskutiert.

Verschiedene Annahmen für die Spannungs-Dehnungs-Beziehungen:

- **Modell 1**, trilineare Spannungs-Dehnungs-Linie nach JESSE:

Vorteile: Die unterschiedlichen Einflüsse auf die Textildehnung, wie Stauchung durch Feinbetonschwinden, Glattziehen von Rovings bei Belastungsbeginn und unterschiedliche Dehnung einzelner Filamente werden in der Arbeitslinie berücksichtigt. Auch Probleme, wie das plötzliche Versagen eines Rovings, nachdem eine bestimmte Anzahl einzelner Filamente ausgefallen ist, sind in dieser Spannungs-Dehnungs-Linie enthalten. Ebenso enthalten ist der Anteil ausgefallener Randfasern bis zum Erreichen von Zustand IIb, der Filamentausfall durch Beschädigung der Rovings während der Verarbeitung zu Textilien und beim Einbau in die Verstärkungsschicht. Der Effekt dieser Einflüsse wird im Dehnkörperversuch mit einer geringeren aufnehmbaren, bezogenen Spannung spürbar. Ein geprüfter Einzelroving wäre bei gleicher Dehnung noch in der Lage, wesentlich größere Spannungen aufzunehmen.

Die Problematik der Rissbildung mit einer Bündelung einzelner Risse zum Endriss oder auch ein plötzliches Versagen nach Ausfall zu vieler Filamente in einem Rissquerschnitt werden abgebildet.

Nachteile: Die Dehnungsannahme ist ein verschmierter Ansatz über die Messlänge von 200 mm. Damit wird die Mitwirkung des Betons zwischen den Rissen einbezogen und es handelt sich nicht um die Arbeitslinie des nackten Textilmaterials im Riss. Die Traglastberechnung findet jedoch im Riss statt. Die notwendige Textildehnung wird zu gering eingeschätzt.

- **Modell 2**, lineare Spannungs-Dehnungs-Linie der Form $y = mx$, die durch Parallelverschiebung von Zustand IIb der Arbeitslinie aus den Dehnkörperversuchen (Modell 1) in den Koordinatenursprung entsteht:

Hier wird die Bruchspannung nach Modell 1 als maßgebende bezogene Spannung angesetzt. Die Bruchdehnung wird mittels des bekannten Anstiegs m (analog dem Anstieg von Zustand IIb, Modell 1) dementsprechend ermittelt.

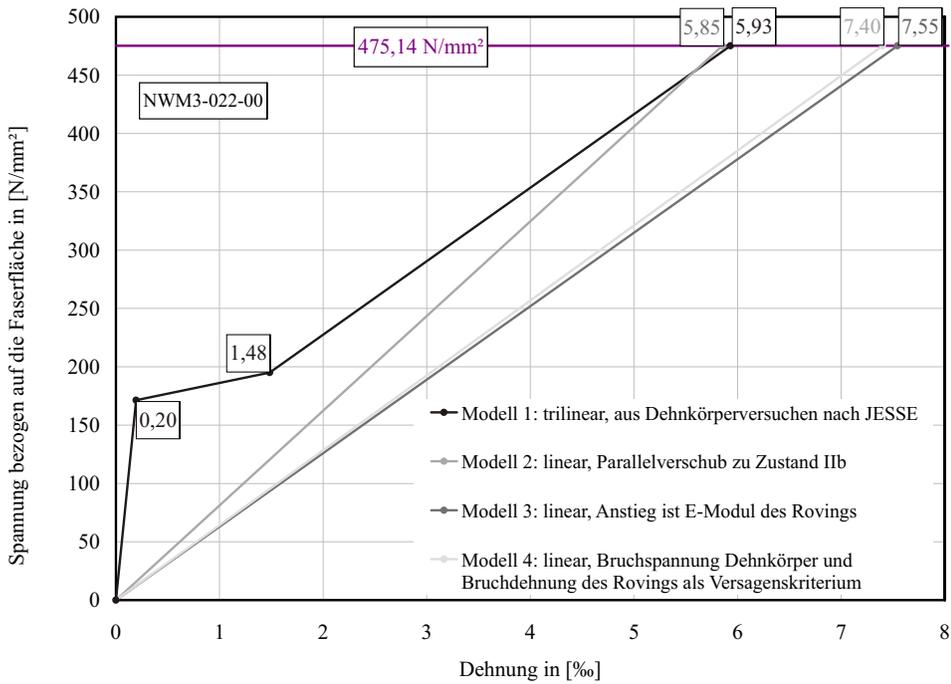


Bild 5.3: Spannungs-Dehnungs-Linien zur Diskussion des Bemessungsansatzes für die Traglastberechnung, Textil NWM3-022-00

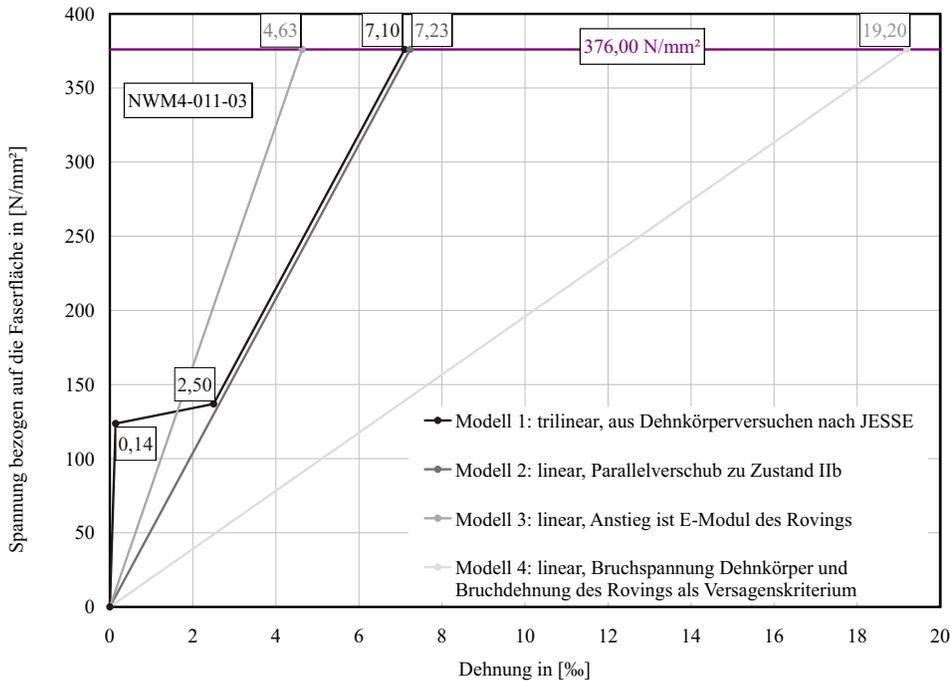


Bild 5.4: Spannungs-Dehnungs-Linien zur Diskussion des Bemessungsansatzes für die Traglastberechnung, Textil NWM4-011-03

Vorteile: Die Mitwirkung des Betons zwischen den Rissen wird damit eliminiert und alle anderen Parameter des Verbundwerkstoffs werden nun bezogen auf das Textil realitätsentsprechend abgebildet (siehe *Vorteile* Modell 1).

Nachteile: Die Dehnung verkörpert auch hier einen Mittelwert über die Messlänge. Dieses Modell der Spannungs-Dehnungs-Linie wird nur im GZT bzw. ab einer Spannung möglich, bei der ein abgeschlossener Zustand IIa vorliegt. Die tatsächlichen Dehnungen im Riss werden unterschätzt.

- **Modell 3**, lineare Spannungs-Dehnungs-Linie der Form $y = E_f x$:

Im Ergebnis einer Rovingprüfung (siehe Bild 3.10) wird der E-Modul des Rovings aus dem Anstieg der linearen Arbeitslinie ermittelt. In Modell 3 fungiert dieser E-Modul als Anstieg der Arbeitslinie. Die maximal aufnehmbare Spannung wird von der bezogenen Bruchspannung des Dehnkörpers $\sigma_{bu,DK}$ nach JESSE vorgegeben. Die zugehörige Bruchdehnung des Textils wird berechnet aus $\varepsilon_{tu} = \sigma_{bu,DK} / E_f$.

Vorteile: Diese Arbeitslinie spiegelt ohne Zweifel diejenige des reinen Rovings wider. Durch die Annahme der bezogenen Bruchspannung als maximal aufnehmbare Spannung werden auch hier der Ausfall von Randfasern und Rovingschädigungen berücksichtigt.

Nachteile: Die Phänomene vor Beginn der eigentlichen Zugkraftaufnahme durch das Textil und Vorgänge in der Verstärkungsschicht, die durch den Verbund mit dem umgebenden Feinbeton stattfinden, werden unterschlagen.

- **Modell 4**, lineare Spannungs-Dehnungs-Linie der Form $y = (\sigma_{bu,DK} / \varepsilon_{tu,g})x$:

Diese Arbeitslinie beginnt wie die vorher beschriebenen im Koordinatenursprung und endet beim Wertepaar $(\varepsilon_{tu,g}; \sigma_{bu,DK})$. Der Bruchzustand gilt als erreicht, wenn die Bruchdehnung der Rovingprüfung $\varepsilon_{tu,g}$ erreicht ist. Bei dieser Dehnung wird die bezogene Bruchspannung aus Modell 1 im Textil als erreicht angenommen. Der Roving versagt nach dieser Annahme bei einer Dehnung laut der reinen Materialprüfung. Worauf die Dehnungen beruhen, ist ohne Belang.

Vorteile: Wie bei Modell 3 werden Schädigungen berücksichtigt. Gleichzeitig wird hier angenommen, dass das Dehnungsverhalten des Textils im Riss dem der Rovingprüfung entspricht: Das Textil kann sich im Riss frei dehnen und es werden tatsächlich maximale Dehnungen für das Textil im Riss angenommen, reelle Garndehnungen impliziert.

Nachteile: Auch wie bei Modell 3 wird die Verbundproblematik nicht berücksichtigt. Es wird unterstellt, dass der Verbund - ähnlich dem Betonstahlverbund - starr ist.

- **Fazit: Zur Berechnung der Traglast in biegeverstärkten Bauteilen wird in der 1. Annahme das Modell 4 zur Berechnung der Textilizugkraft zu Grunde gelegt.**

In den Modellen 1 und 2 werden die Dehnungen des Textils im Riss unterschätzt. Modell 4 stellt zunächst die beste Annahme des Textilverhaltens im Riss dar. In Bild 5.4 wird deutlich, dass Modell 3 nicht geeignet ist. Die Bruchdehnung ist dort noch geringer als die im Dehnkörperversuch ermittelte Bruchdehnung.

Die in der 1. Annahme linear vereinfachten Arbeitslinien der verwendeten Textilien sind in Anhang D als Bilder D.3 und D.4 zu finden.

Die resultierende Textilizugkraft ergibt sich nach Gleichung 5.1 zu:

$$F_{td} = \frac{\sigma_{tu}}{\varepsilon_{tu,g}} \cdot \varepsilon_t \cdot A_t \tag{5.1}$$

Die Textilizugkraft greift in der Schwereachse der Verstärkungsschicht an. Dabei liegt die Annahme einer gleichmäßigen Verteilung der textilen Lagen zu Grunde.

5.1.7 Überprüfung des Gleichgewichts der inneren Kräfte $\sum H =! 0$

Nach der Ermittlung aller horizontalen Kräfte wird analog zu Kapitel 3.3.3.4 die Gleichung 3.20 um den Anteil der Textilizugkraft erweitert und das Gleichgewicht der inneren Kräfte überprüft:

$$\sum H = F_{sd} + F_{td} + F_{cd} + F_{s2d} - N =! 0 \tag{5.2}$$

Parallel zu der Erfüllung der Gleichgewichtsbedingung nach Gleichung 5.2 muss das innere Moment maximal sein.

5.1.8 Überprüfung der Größe des inneren Moments

Das innere Moment berechnet sich zu:

$$M_{Rd} = M_{Rd,s} = F_{td} \cdot z_t + F_{cd} \cdot z + F_{s2d} \cdot (z_{s,s2}) - N \cdot (z_{s1}) \quad (5.3)$$

In Bild 5.5 wird das Berechnungsmodell zur Ermittlung der Biegetragfähigkeit textil verstärkter Bauteile übersichtlich dargestellt.

5.1.9 Vergleich des inneren und äußeren Moments

Bei der Verifizierung der Versuchsergebnisse wird das berechnete, maximal aufnehmbare Moment M_{Rd} (inneres Moment) mit dem tatsächlich aufgenommenen Moment verglichen. Das aufgenommene Moment M_{Ed} (äußeres Moment) ist die Summe aus dem im Versuch ermittelten Moment M_V und dem Moment infolge Platteneigengewicht M_g :

$$M_{Ed} = M_V + M_g = \frac{P_V \cdot l}{6} + b \cdot (h + h_t) \cdot \gamma_{Stahlbeton} \cdot \frac{l^2}{8} \quad (5.4)$$

Gleichermaßen kann der Vergleich auf der Basis von Lasten stattfinden. Dabei wird das errechnete aufnehmbare Moment in zwei in den Drittelpunkten des Bauteils angreifende Einzellasten $P/2$ umgerechnet, die zu einer aufnehmbaren Gesamtlast P_{Rd} zusammengefasst werden:

$$P_{Rd} = M_{Rd} \cdot \frac{6}{l} \quad (5.5)$$

Die Linienlast aus Eigengewicht wird ebenfalls in zwei einwirkende Einzellasten $P_g/2$ umgerechnet. Es gilt:

$$P_{Ed} = P_V + P_g = P_V + q \cdot l \cdot \frac{3}{4} \quad (5.6)$$

Die Lasten aus äußerer Einwirkung P_{Ed} werden mit der aufnehmbaren Last P_{Rd} verglichen.

M_V	im Versuch ermittelter Anteil des einwirkenden Moments
M_g	Anteil des einwirkenden Moments infolge Bauteileigengewicht
M_{Ed}	einwirkendes (äußeres) Moment
g	einwirkende Linienlast infolge Eigengewicht des Bauteils
l	Stützweite des Bauteils

$\gamma_{Stahlbeton}$	Wichte von Stahlbeton
P_{Rd}	aufnehmbare Last des Bauteils
P_g	Anteil der aufgenommenen Last infolge Bauteileigengewicht
P_V	im Versuch ermittelter Anteil der aufgenommenen Last des Bauteils
P_{Ed}	aufgenommene Last des Bauteils

5.1.10 Vergleich der Versuchsergebnisse mit den Rechenergebnissen

Der Vergleich zwischen tatsächlich aufgenommenen und errechneten aufnehmbaren Schnittgrößen soll einen Aufschluss über die Qualität des Berechnungsmodells geben. Gewisse Abweichungen können dabei durch Modellunsicherheiten, Fehler im Bereich der Messtechnik, Ungenauigkeiten im Versuchsaufbau und durch Streuung der Materialkenngrößen (z. B. Festigkeiten) auftreten. Angestrebt wird eine Genauigkeitsschranke von $\pm 10\%$. Diese Genauigkeit orientiert sich an der hier ermittelten Abweichung bei der Berechnung maximal aufnehmbarer Lasten von Stahlbetonbauteilen im Vergleich zu den entsprechenden experimentell ermittelten Maximallasten unter Nutzung des Stahlbetonbemessungsmodells nach DIN 1045-1 (siehe dazu auch Bild 5.6).

Die prozentuale Abweichung der rechnerisch ermittelten aufnehmbaren Schnittgrößen von den im Versuch unter Berücksichtigung des Eigengewichts nachgewiesenen aufgenommenen Schnittgrößen wird folgendermaßen ermittelt:

$$\Delta = \frac{S_{Rm} \cdot 100\%}{S_{Em}} - 100\% \tag{5.7}$$

- Δ Abweichung von rechnerisch aufnehmbarer zu aufgenommener Schnittgröße in [%]
- S_{Rm} rechnerisch ermittelte aufnehmbare Schnittgröße
- S_{Em} vom Bauteil tatsächlich aufgenommene Schnittgröße

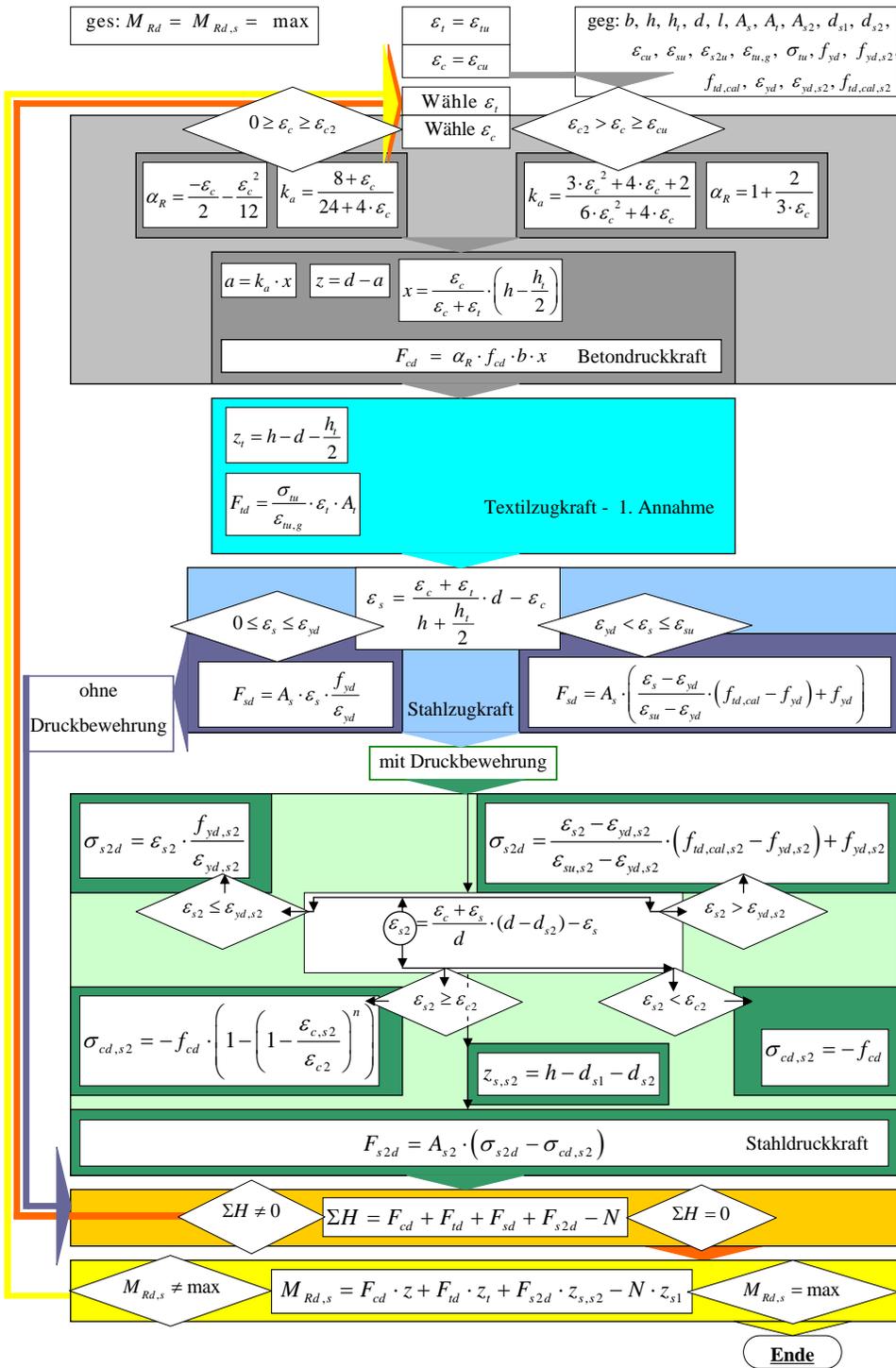


Bild 5.5: Iterative Ermittlung des aufnehmbaren Moments textilbetonverstärkter Bauteile mit Rechteckquerschnitt bis zur Betonfestigkeitsklasse einschließlich C50/60 unter Berücksichtigung eventuell vorhandener Druckbewehrung (Ansatz der Betonnettofläche) und einer äußeren Normalkraft, Ermittlung der Textilzugkraft unter Verwendung der 1. Annahme für eine lineare Spannungs-Dehnungs-Linie; Teilsicherheitsbeiwerte und der Beiwert zur Berücksichtigung von Langzeiteinwirkungen auf den Beton werden zu 1 gesetzt

5.2 Nachrechnung der Versuchsergebnisse

Nach der Aufstellung aller Randbedingungen wird das Rechenmodell anhand der vorliegenden Versuchsergebnisse verifiziert. Begonnen wird dabei mit den unverstärkten Versuchskörpern. Eingangsgrößen sind die geprüften Materialkennwerte.

5.2.1 Unverstärkte Versuchskörper

5.2.1.1 Ermittlung der Biegetragfähigkeit

Die Ergebnisse der errechneten Biegetragfähigkeit werden unter Angabe der errechneten Querschnittsdehnungen, der rechnerisch aufnehmbaren Bruchlast P_{Rd} und der tatsächlich aufgenommenen Last P_{Ed} in Bild 5.6 abgebildet. Δ zeigt die Abweichung der Rechnung vom Versuch in %. Ein negatives Vorzeichen symbolisiert eine rechnerische Unterschätzung der tatsächlichen Traglast.

Die Rechenwerte der Betonstauchungen korrespondieren gut mit den gemessenen Stauchungen auf der Bauteiloberseite (siehe Bild F.2 in Anhang F). Die gemessenen Betonstauchungen stellen jedoch Mittelwerte dar und wurden meist nicht direkt im Rissquerschnitt ermittelt. Daher ist ein direkter Vergleich der Rechenwerte mit den Messwerten der Stauchung nicht sinnvoll. Vorausberechnungen beruhen auf der Annahme einer Dehnungsverteilung, nicht auf deren Kenntnis. Eine Diskussion der Ergebnisse folgt in Kapitel 5.3.

In Bild 5.6 bedeuten:

P_{Rd}	Rechenwert der aufnehmbaren Maximallast f. 4-Pkt.-Biegeversuch
ε_c	Rechenwert der Betonstauchung
ε_s	Rechenwert der Stahldehnung
ε_{s2}	Rechenwert der Stahlstauchung in der Druckzone
a	Abstand der resultierenden Betondruckkraft vom oberen Bauteilrand
x	Druckzonenhöhe
P_v	im Versuch aufgenommene Maximallast
P_{Ed}	im Versuch aufgenommene Maximallast zuzüglich Eigengewicht
M_{Rd}	Rechenwert des aufnehmbaren Moments
M_{Ed}	im Versuch aufgenommenes Maximalmoment zuzüglich dem Moment aus Eigengewicht
Δ	prozentuale Abweichung des rechnerisch aufnehmbaren Moments zum aufgenommenem Moment

Die Biegetragfähigkeit des unverstärkten Balkens wird unter Berücksichtigung der Druckbewehrung mit dem Ansatz der Betonnettofläche ermittelt.

	P_{Rd} [kN]	ε_c [‰]	ε_s [‰]	ε_{s2} [‰]	a [mm]	x [mm]	P_v [kN]	$P_{Ed} =$ $P_v + P_g$ [kN]	M_{Rd} [kNm]	M_{Ed} [kNm]	Δ [%]
Unverstärkte Versuchskörper											
050_0L_B5-M/0	48,88	3,50	25,40	0,42	13,70	32,94	51,90	55,69	36,66	41,77	-12,5
050_0L_P-5-1	51,04	3,50	17,66	-	5,61	13,48	51,65	53,45	13,61	14,25	-4,5
050_0L_P-5-2	51,16	3,50	18,01	-	5,52	13,26	54,90	56,70	13,64	15,12	-9,8
050_0L_P-5-3	49,63	3,50	13,80	-	6,86	16,49	50,30	52,10	13,23	13,89	-4,7
034_0L_PL-0/1	40,29	3,50	26,73	-	3,90	9,38	36,26	38,06	10,74	10,15	5,9
034_0L_PL-0/2	40,35	3,50	27,00	-	3,87	9,29	35,10	36,90	10,76	9,84	9,4
034_0L_PL-0/3	40,04	3,50	25,47	-	4,07	9,79	35,82	37,62	10,68	10,03	6,4
020_0L_P-7-1	21,57	3,50	54,02	-	2,08	4,99	20,13	21,93	5,75	5,85	-1,6
000_0L_P-6-1	13,50	-	-	-	-	-	9,53	11,33	3,60	3,02	19,1

Bild 5.6: Ergebnisse der Versuchsnachrechnung unverstärkter Bauteile

5.2.2 Textil verstärkte Bauteile

5.2.2.1 Verifizierung des Berechnungsmodells durch Ermittlung der Biegetragfähigkeit verstärkter Bauteile

Die Ergebnisse der Versuchsnachrechnung der verstärkten Bauteile sind wie bei den unverstärkten in Bild 5.7 dargestellt. Bei den verstärkten Bauteilen sind Angaben zur Textildehnung enthalten:

$$\varepsilon_t \quad \text{Rechenwert der Textildehnung}$$

Die Diskussion der Ergebnisse wird in Kapitel 5.3 geführt.

Die Biegetragfähigkeit der verstärkten Balken wird ebenfalls unter Berücksichtigung der Druckbewehrung mit dem Ansatz der Betonnettofläche ermittelt.

	P_{Rd} [kN]	ε_c [‰]	ε_s [‰]	ε_{s2} [‰]	ε_t [‰]	a [mm]	x [mm]	P_v [kN]	$P_{Ed} = P_v + P_g$ [kN]	M_{Rd} [kNm]	M_{Ed} [kNm]	Δ [%]
Verstärkte Versuchskörper												
050_10L_B4-M/10, NWM3-022-00	56,68	1,44	6,29	7,40	0,61	18,20	50,62	56,37	60,17	42,51	45,13	-5,8
050_10L_B6-M/10, NWM3-022-00	56,83	1,38	6,30	7,40	0,56	17,54	48,95	59,04	62,84	42,62	47,13	-9,6
050_10L_B7-M/10, NWM3-022-00	56,49	1,51	6,28	7,40	0,68	19,10	52,84	56,21	60,01	42,37	45,01	-5,9
050_16L_B8-M/16, NWM3-022-00	65,42	1,55	6,13	7,40	0,73	19,88	54,87	64,84	68,63	49,06	51,47	-4,7
050_16L_B9-M/16, NWM3-022-00	65,42	1,55	6,13	7,40	0,73	19,85	54,80	61,17	64,97	49,07	48,73	0,7
050_16L_B10-M/16, NWM3-022-00	65,54	1,50	6,14	7,40	0,69	19,34	53,54	69,03	72,83	49,15	54,62	-10,0
050_3L_P-1-1, NWM3-022-00	64,80	1,86	5,40	7,40	-	7,74	20,87	54,45	56,25	17,28	15,00	15,2
050_3L_P-1-2, NWM3-022-00	64,60	1,92	5,38	7,40	-	7,97	21,41	52,00	53,80	17,23	14,35	20,1
050_3L_P-1-3, NWM3-022-00	63,46	2,26	5,31	7,40	-	9,34	24,36	52,45	54,25	16,92	14,47	17,0
050_3L_P-2-1, NWM3-022-00	64,80	1,86	5,40	7,40	-	7,74	20,87	53,68	55,48	17,28	14,79	16,8
050_3L_P-2-2, NWM3-022-00	64,60	1,92	5,38	7,40	-	7,97	21,41	52,80	54,60	17,23	14,56	18,3
050_3L_P-2-3, NWM3-022-00	63,69	2,19	5,32	7,40	-	9,06	23,78	51,70	53,50	16,98	14,27	19,1
050_5L_P-3-1, NWM3-022-00	76,02	2,00	5,23	7,40	-	8,45	22,53	67,13	68,93	20,27	18,38	10,3
050_5L_P-3-2, NWM3-022-00	74,10	2,50	5,11	7,40	-	10,46	26,77	59,00	60,80	19,76	16,21	21,9
050_5L_P-3-3, NWM3-022-00	74,41	2,42	5,13	7,40	-	10,14	26,10	56,83	58,63	19,84	15,63	26,9
050_5L_P-4-1, NWM3-022-00	74,10	2,50	5,11	7,40	-	10,46	26,77	56,90	58,70	19,76	15,65	26,2
050_5L_P-4-2, NWM3-022-00	76,02	2,00	5,23	7,40	-	8,45	22,53	55,78	57,58	20,27	15,35	32,0
050_5L_P-4-3, NWM3-022-00	75,64	2,10	5,21	7,40	-	8,84	23,40	57,93	59,73	20,17	15,93	26,6
050_3L_PL05-3, NWM4-011-03	67,89	3,14	13,98	19,20	-	6,07	14,86	66,98	68,78	18,10	18,34	-1,3
034_3L_PL-3/1, NWM4-011-03	51,90	2,75	14,60	19,20	-	5,11	12,83	53,25	55,05	13,84	14,68	-5,7
034_3L_PL-3/2SD, NWM4-011-03	52,06	2,68	14,55	19,20	-	4,99	12,59	51,06	52,86	13,88	14,10	-1,5
034_3L_PL-3/3, NWM4-011-03	52,23	2,52	14,60	19,20	-	4,67	11,92	51,64	53,44	13,93	14,25	-2,3
034_6L_PL-6/1, NWM4-011-03	71,18	3,19	14,20	19,20	-	6,09	14,87	71,72	73,52	18,98	19,61	-3,2
034_6L_PL-6/2, NWM4-011-03	70,76	3,38	14,22	19,20	-	6,43	15,56	71,62	73,42	18,87	19,58	-3,6
034_6L_PL-6/3SD, NWM4-011-03	71,62	2,94	14,25	19,20	-	5,58	13,85	75,34	77,14	19,10	20,57	-7,2
020_4L_P-7-2, NWM3-022-00	41,57	1,20	5,52	7,40	-	5,19	14,67	45,75	47,55	11,09	12,68	-12,6
020_4L_P-7-3, NWM3-022-00	41,57	1,20	5,52	7,40	-	5,19	14,67	39,61	41,41	11,09	11,04	0,4
020_4L_P-7-4, NWM3-022-00	41,13	1,43	5,46	7,40	-	6,13	17,04	30,32	32,12	10,97	8,56	28,1
020_8L_P-7-5, NWM3-022-00	64,89	1,85	5,11	7,40	-	8,07	21,80	58,66	60,46	17,30	16,12	7,3
020_8L_P-7-6, NWM3-022-00	64,89	1,85	5,11	7,40	-	8,07	21,80	57,26	59,06	17,30	15,75	9,9
020_8L_P-7-7, NWM3-022-00	64,92	1,84	5,11	7,40	-	8,02	21,68	57,66	59,46	17,31	15,86	9,2
020_3L_PL02-3, NWM4-011-03	38,67	1,95	15,03	19,20	-	3,51	9,41	41,78	43,58	10,31	11,62	-11,3
000_4L_P-6-2, NWM3-022-00	23,75	0,93	-	7,40	-	4,09	11,72	21,81	23,61	6,33	6,29	0,6
000_4L_P-6-3, NWM3-022-00	23,76	0,92	-	7,40	-	4,05	11,62	22,71	24,51	6,34	6,54	-3,1
000_8L_P-6-4, NWM3-022-00	48,42	1,38	-	7,40	-	6,12	17,08	38,94	40,74	12,91	10,86	18,9
000_8L_P-6-5, NWM3-022-00	48,42	1,38	-	7,40	-	6,12	17,08	40,29	42,09	12,91	11,23	15,0

Bild 5.7: Ergebnisse der Versuchsnachrechnung textil verstärkter Bauteile

5.2.3 Vergleich der Ergebnisse der Rechnungen mit den Versuchsergebnissen

Die Nachrechnung der Versuchsergebnisse (Bilder 5.6 und 5.7) ergab folgende Ergebnisse:

I. Unverstärkte Bauteile

- A. Die aufgenommenen Momente der unverstärkten Stahlbetonplatten konnten mit einer Genauigkeit von $\pm 10\%$ nachgerechnet werden. Die tatsächliche Traglast wurde innerhalb einer Serie entweder bei allen Platten leicht überschätzt oder jeweils leicht unterschätzt. Grund hierfür könnte die Annahme der Stahlkennlinien sein, die die wirklichen Spannungs-Dehnungs-Linien vereinfacht darstellt.
- B. Der unverstärkte Stahlbetonbalken wurde mit einer Unterschätzung der tatsächlichen Traglast von $12,5\%$ nachgerechnet. Die Rechnung liegt bei der Vorhersage einer aufnehmbaren Last auf der sicheren Seite. Da nur ein Balken unverstärkt geprüft wurde, wird die Größe der Abweichung nicht überbewertet.
- C. Die erreichte Genauigkeit spiegelt die allgemein zu erwartende Exaktheit von Versuchsnachrechnungen wider, da die Ermittlung der Biegetragfähigkeit von Stahlbetonbauteilen dem Stand der Technik entspricht.

II. Verstärkte Bauteile

- A. Die Ergebnisse der Nachrechnung der verstärkten Platten (siehe Bild 5.7) zeigen folgende Tendenzen:
 - i. Platten der Serie 050, die mit dem Textil der 1. Generation verstärkt wurden (NWM3-022-00), werden in der Rechnung mit einer Abweichung von 10 bis 32% - im Mittel 21% - überschätzt. Das heißt, die berechnete Traglast ist höher als die tatsächliche. Damit wird die Traglast und gleichzeitig die Verstärkungswirkung auf der unsicheren Seite liegend berechnet.
 - ii. Bei allen 8 Platten, die mit dem Textil der 2. Generation beschichtet wurden (NWM4-011-03), wird die Plattentragfähigkeit in der Rechnung auf der sicheren Seite liegend mit Abweichungen von $-1,3\%$ bis $-11,3\%$ - im Mittel $-4,5\%$ - abgeschätzt. Es handelt sich um die Serie 034 und jeweils eine Platte aus der Serie 020 und 050. Eine Nachrechnung dieser Platten mit dem Querschnittsberechnungsprogramm INCA2 (Interactive Nonlinear Cross Section Analysis Biaxial, entwickelt an der Technischen Universität Hamburg-Harburg) zur Berechnung beliebiger Massivbauquerschnitte ergab Abweichungen von $\pm 5\%$. In INCA2 ist es möglich,

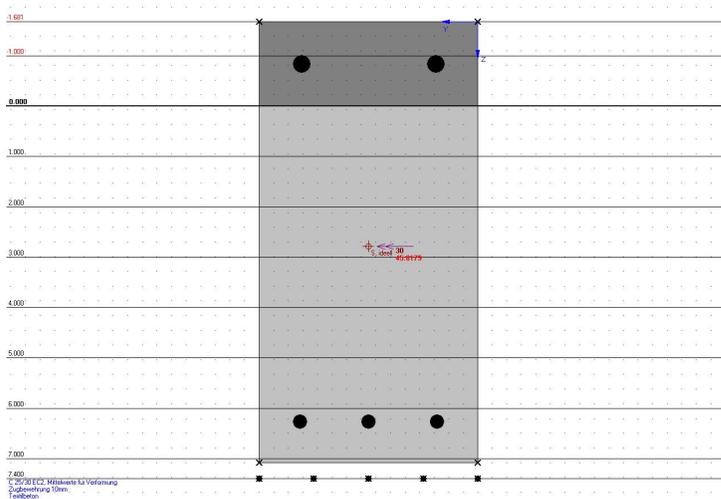


Bild 5.8: Ergebnisse der Nachrechnung des verstärkten Balkens B4-M/10 mit INCA2

die tatsächlichen Stahlkennlinien aus der Stahlzugprüfung zur Berechnung der Stahlzugkraft zu verwenden.

- iii. Die Platten der Serien 000 und 020, die mit dem Textil NWM3-022-00 verstärkt wurden, zeigen bis auf 2 Ausnahmen auch Abweichungen ähnlich denen der Serie 050. Die Größe der Differenz von der Rechnung zum Versuch war jedoch viel geringer, im Mittel 10,5%.
- iv. Tendenziell ist die Abweichung der Rechnung vom Versuch innerhalb einer Plattenfolge in ähnlichen Größenordnungen anzufinden.

B. Die Nachrechnung der verstärkten Balken lieferte auf der sicheren Seite liegende Ergebnisse, bei denen die tatsächliche Bruchlast bis auf 10% genau nachgerechnet werden konnte. Durch die Verwendung von INCA2 verschieben sich die Differenzen zu $\pm 5\%$.

Bilder 5.9 und 5.10 zeigen die Tendenz der Abweichungen der Rechenergebnisse von den Versuchsergebnissen in je einem Diagramm für Bauteile, die mit dem Textil der 1. Generation beschichtet waren (NWM3-022-00) und für Bauteile, die mit dem Textil der 2. Generation beschichtet waren (NWM4-011-03). Bild 5.11 zeigt die Mittelwerte der Abweichungen für Bauteile in Abhängigkeit vom Stahlbewehrungsgrad.

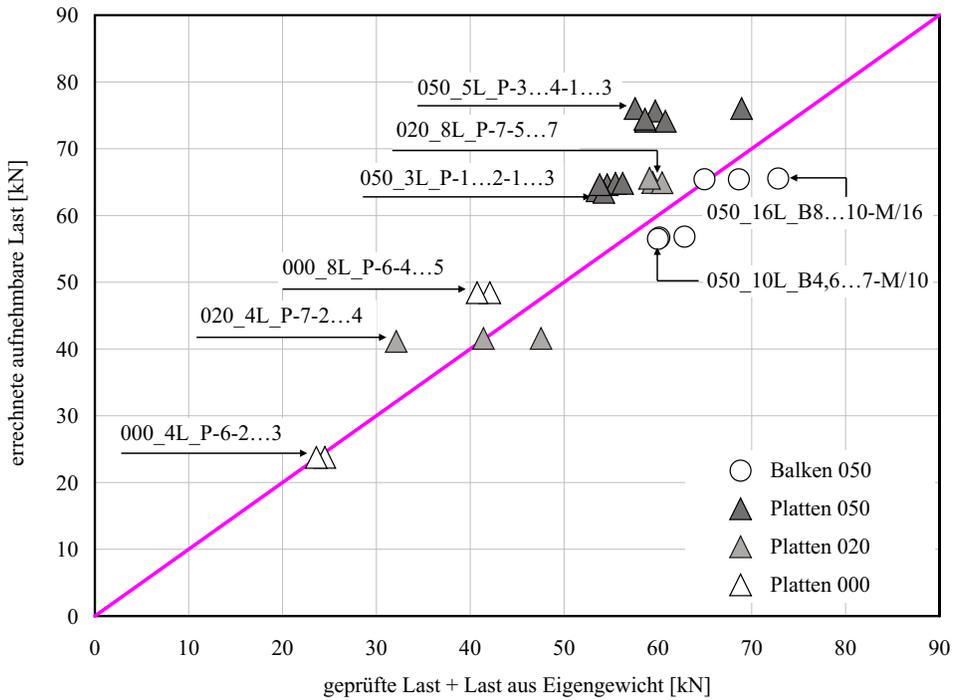


Bild 5.9: Tendenz zwischen Versuchsergebnissen und Versuchsnachrechnungen, Bauteile verstärkt mit NWM3-022-00

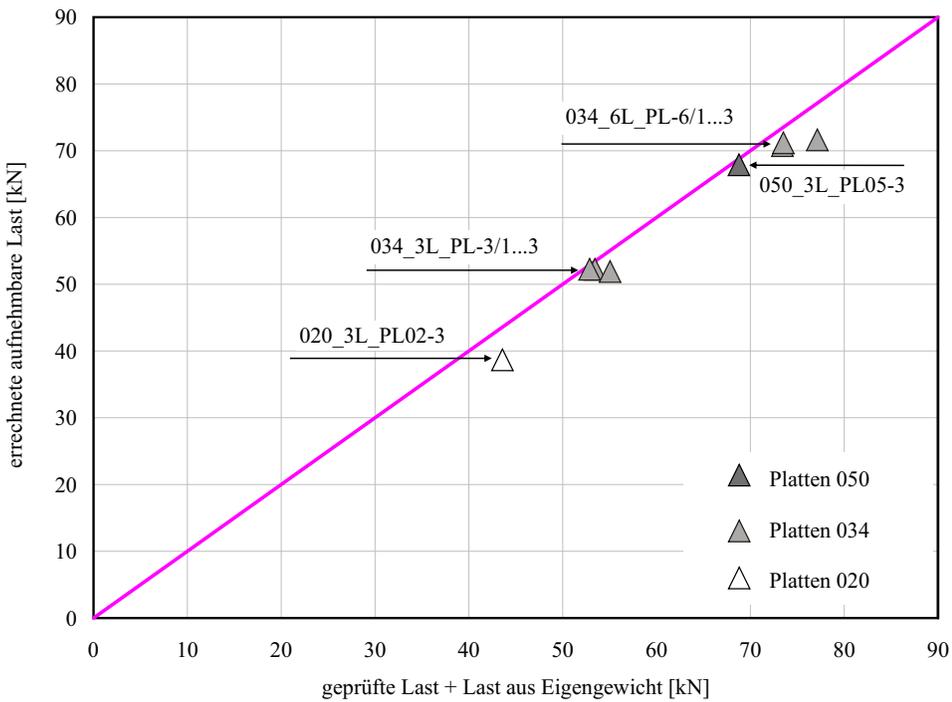


Bild 5.10: Tendenz zwischen Versuchsergebnissen und Versuchsnachrechnungen, Bauteile verstärkt mit NWM4-011-03

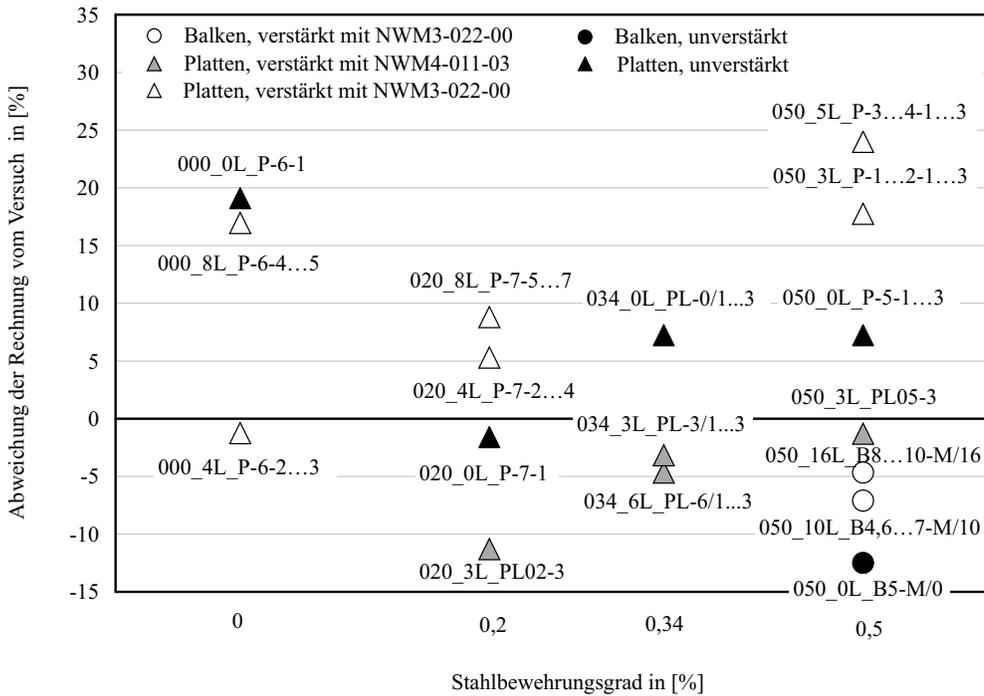


Bild 5.11: Mittelwerte der prozentualen Abweichung der Rechnung vom Versuch für verstärkte und unverstärkte Bauteile

5.3 Diskussion der Ergebnisse

Die Ergebnisse dieser ersten Rechnung sind nur teilweise befriedigend, ist doch auffällig, dass nicht in jedem Fall die erreichte Verstärkungswirkung widerspiegelt werden kann.

5.3.1 Deutung der Ergebnisse

Zunächst ist eine eindeutige **Abhängigkeit** der Rechenergebnisse **vom verwendeten Textil** erkennbar.

Der Stahlbewehrungsgrad zeigt zwar im Versuch Auswirkungen auf die mögliche Verstärkungswirkung, diese kann aber gerade bei den Platten der Serie 050 (0,5 % Stahlbewehrungsgrad), NWM3-022-00 durch eine Nachrechnung nicht realistisch abgebildet werden. Die Balkenserie 050 - mit dem selben Stahlbewehrungsgrad und gleichem Textil - ist jedoch eine der Serien, deren Rechenergebnisse sehr gut mit den Versuchsergebnissen übereinstimmen. Zur Erinnerung: Die Platten der Serie 050 waren trotz einer Verstärkung kaum dazu in der Lage, ein größeres Moment als im unverstärkten Zustand aufzunehmen, wohl aber die Balken.

Eine Auflistung der Eigenschaften aller geprüften Bauteile (siehe Bild 5.12) liefert interessante Verhältnisse und erste Hinweise. Querschnittsbezeichnungen sind Bild 5.2 zu entnehmen. Weiterhin bedeuten:

E_s	E-Modul des Bewehrungsstahles
E_f	E-Modul des Textils aus der Rovingprüfung
$E_s A_s$	Dehnsteifigkeit des Bewehrungsstahles
$E_f A_t$	Dehnsteifigkeit des Textils

Die Lösung verbirgt sich in Bild 5.6: Bei der unverstärkten Plattenserie 050 sind die rechnerischen Dehnungen des Stahls im Bruchzustand¹ mit durchschnittlich 16,5 ‰ wesentlich geringer als bei den restlichen Serien. Bei Serie 034 wird der Stahl rechnerisch bis zu 26,4 ‰ ausgenutzt. Der unverstärkte Balken liegt in einem vergleichbaren Bereich mit 25,4 ‰ Ausnutzung und bei Serie 020 wird der Stahl sogar auf 54,2 ‰ gedehnt. Bei allen Bauteilen wird das rechnerische Bruchmoment durch ein Erreichen der Grenzdehnung des Betons von 3,5 ‰ erreicht.

Da in den Versuchen bei den verstärkten Platten der Serie 050 keine wesentliche Traglaststeigerung gegenüber den unverstärkten Platten erkennbar ist, **kann das Textil NWM3-022-00 bei einer Stahldehnung von ca. 16,5 ‰ (dann ist rechnerisch die Grenzdehnung des Betons an der Plattenoberseite erreicht) noch nicht voll aktiviert sein.**

¹Als Bruchzustand wird der Zustand des Bauteils beschrieben, bei dem das maximale Moment (beim Erreichen der Grenzdehnung eines im Bauteil-Querschnitt zur Bemessung berücksichtigten Materials) aufgenommen wird.

Bauteilbezeichnung	A_t	A_s	d_s	h_t	Stahl	Textil			$E_t A_s$	$E_f A_t$	$E_s A_s / E_f A_t$	A_s / A_t	E_s / E_f	d_s / d_t	z_t
	[mm ²]	[mm ²]	[mm]	[mm]	E_s [N/mm ²]	σ_{tu} [N/mm ²]	ϵ_{tu} [%]	E_f [N/mm ²]	[kN]	[kN]					[mm]
050_3L_P-1-1, NWM3-022-00	99,1	307,9	81,5	8	201000	475,1	7,4	81170	61883	8042	7,7	3,1	2,5	0,8	23
050_3L_P-1-2, NWM3-022-00	99,1	307,9	81,5	8	201000	475,1	7,4	81170	61883	8042	7,7	3,1	2,5	0,8	23
050_3L_P-1-3, NWM3-022-00	99,1	307,9	81,5	8	201000	475,1	7,4	81170	61883	8042	7,7	3,1	2,5	0,8	23
050_3L_P-2-1, NWM3-022-00	99,1	307,9	81,5	8	201000	475,1	7,4	81170	61883	8042	7,7	3,1	2,5	0,8	23
050_3L_P-2-2, NWM3-022-00	99,1	307,9	81,5	8	201000	475,1	7,4	81170	61883	8042	7,7	3,1	2,5	0,8	23
050_3L_P-2-3, NWM3-022-00	99,1	307,9	81,5	8	201000	475,1	7,4	81170	61883	8042	7,7	3,1	2,5	0,8	23
050_5L_P-3-1, NWM3-022-00	165,1	307,9	81,5	12	201000	475,1	7,4	81170	61883	13402	4,6	1,9	2,5	0,8	25
050_5L_P-3-2, NWM3-022-00	165,1	307,9	81,5	12	201000	475,1	7,4	81170	61883	13402	4,6	1,9	2,5	0,8	25
050_5L_P-3-3, NWM3-022-00	165,1	307,9	81,5	12	201000	475,1	7,4	81170	61883	13402	4,6	1,9	2,5	0,8	25
050_5L_P-4-1, NWM3-022-00	165,1	307,9	81,5	12	201000	475,1	7,4	81170	61883	13402	4,6	1,9	2,5	0,8	25
050_5L_P-4-2, NWM3-022-00	165,1	307,9	81,5	12	201000	475,1	7,4	81170	61883	13402	4,6	1,9	2,5	0,8	25
050_5L_P-4-3, NWM3-022-00	165,1	307,9	81,5	12	201000	475,1	7,4	81170	61883	13402	4,6	1,9	2,5	0,8	25
050_0L_P-5-1	-	307,9	81,5	0	201000	-	-	-	61883	-	-	-	-	-	-
050_0L_P-5-2	-	307,9	81,5	0	201000	-	-	-	61883	-	-	-	-	-	-
050_0L_P-5-3	-	307,9	81,5	0	201000	-	-	-	61883	-	-	-	-	-	-
050_3L_PL05-3, NWM4-011-03	141,4	301,6	81	11,4	194637	324,8	19,2	74960	58701	10596	5,5	2,1	2,6	0,8	25
000_0L_P-6-1	-	-	0	0	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
000_4L_P-6-2, NWM3-022-00	132,1	-	0	10	-	475,1	7,4	81170	-	10722	-	-	-	-	-
000_4L_P-6-3, NWM3-022-00	132,1	-	0	10	-	475,1	7,4	81170	-	10722	-	-	-	-	-
000_8L_P-6-4, NWM3-022-00	264,2	-	0	18	-	475,1	7,4	81170	-	21443	-	-	-	-	-
000_8L_P-6-5, NWM3-022-00	264,2	-	0	18	-	475,1	7,4	81170	-	21443	-	-	-	-	-
020_0L_P-7-1	-	113,1	82	0	193160	-	-	-	21846	-	-	-	-	-	-
020_4L_P-7-2, NWM3-022-00	132,1	113,1	82	10	193160	475,1	7,4	81170	21846	10722	2,0	0,9	2,4	0,8	23
020_4L_P-7-3, NWM3-022-00	132,1	113,1	82	10	193160	475,1	7,4	81170	21846	10722	2,0	0,9	2,4	0,8	23
020_4L_P-7-4, NWM3-022-00	132,1	113,1	82	10	193160	475,1	7,4	81170	21846	10722	2,0	0,9	2,4	0,8	23
020_8L_P-7-5, NWM3-022-00	264,2	113,1	82	18	193160	475,1	7,4	81170	21846	21443	1,0	0,4	2,4	0,8	27
020_8L_P-7-6, NWM3-022-00	264,2	113,1	82	18	193160	475,1	7,4	81170	21846	21443	1,0	0,4	2,4	0,8	27
020_8L_P-7-7, NWM3-022-00	264,2	113,1	82	18	193160	475,1	7,4	81170	21846	21443	1,0	0,4	2,4	0,8	27
020_3L_PL02-3, NWM4-011-03	141,4	113,1	82	4,27	194637	324,8	19,2	74960	22013	10596	2,1	0,8	2,6	0,8	20
034_3L_PL-3/1, NWM4-011-03	141,4	201,1	81	4,9	194637	324,8	19,2	74960	39134	10596	3,7	1,4	2,6	0,8	21
034_3L_PL-3/2SD, NWM4-011-03	141,4	201,1	81	5,78	194637	324,8	19,2	74960	39134	10596	3,7	1,4	2,6	0,8	22
034_3L_PL-3/3, NWM4-011-03	141,4	201,1	81	5,47	194637	324,8	19,2	74960	39134	10596	3,7	1,4	2,6	0,8	22
034_6L_PL-6/1, NWM4-011-03	282,8	201,1	81	8,56	194637	324,8	19,2	74960	39134	21196	1,8	0,7	2,6	0,8	23
034_6L_PL-6/2, NWM4-011-03	282,8	201,1	81	7,86	194637	324,8	19,2	74960	39134	21196	1,8	0,7	2,6	0,8	23
034_6L_PL-6/3SD, NWM4-011-03	282,8	201,1	81	8,63	194637	324,8	19,2	74960	39134	21196	1,8	0,7	2,6	0,8	23
034_0L_PL-0/1	-	201,1	81	0	194637	-	-	-	39134	-	-	-	-	-	-
034_0L_PL-0/2	-	201,1	81	0	194637	-	-	-	39134	-	-	-	-	-	-
034_0L_PL-0/3	-	201,1	81	0	194637	-	-	-	39134	-	-	-	-	-	-
050_0L_B5-M/0	-	235,6	272	0	194600	-	-	-	45852	-	-	-	-	-	-
050_10L_B4-M/10, NWM3-022-00	79,6	235,6	272	22	194600	475,1	7,4	81170	45852	6459	7,1	3,0	2,4	0,9	39
050_10L_B6-M/10, NWM3-022-00	79,6	235,6	272	22	194600	475,1	7,4	81170	45852	6459	7,1	3,0	2,4	0,9	39
050_10L_B7-M/10, NWM3-022-00	79,6	235,6	272	22	194600	475,1	7,4	81170	45852	6459	7,1	3,0	2,4	0,9	39
050_16L_B8-M/16, NWM3-022-00	127,3	235,6	272	34	194600	475,1	7,4	81170	45852	10334	4,4	1,9	2,4	0,9	45
050_16L_B9-M/16, NWM3-022-00	127,3	235,6	272	34	194600	475,1	7,4	81170	45852	10334	4,4	1,9	2,4	0,9	45
050_16L_B10-M/16, NWM3-022-00	127,3	235,6	272	34	194600	475,1	7,4	81170	45852	10334	4,4	1,9	2,4	0,9	45

Bild 5.12: Auflistung von bauteilcharakteristischen Eigenschaften zu Vergleichszwecken

Rechnerisch wird als Versagenkriterium das Erreichen der Grenzdehnung des Textils von 7,4 ‰ (nach Bild D.3) maßgebend (siehe Bild 5.7). Es werden mit dem bisherigen Modell also wesentlich größere aufnehmbare Momente errechnet, als im Versuch zu verzeichnen sind, die Verstärkungswirkung wird überschätzt.

Tatsächlich wird jedoch das maximal aufnehmbare Moment weiterhin beim Erreichen der maximalen Betonstauchung erreicht. Das Textil erhält nur einen Teil seiner Dehnung, bevor durch eine hohe Ausnutzung der Betondruckzone keine Laststeigerung mehr möglich ist.

Die stark abweichenden Ergebnisse der berechneten aufnehmbaren Momente von den geprüften Maximalmomenten der verstärkten Platten 050 sprechen für diese Annahmen. Auch die Rissabstände der unverstärkten und der mit dem Textil NWM3-022-00 verstärkten Platten 050 zeigen im Bruchzustand keine wesentlichen Unterschiede. Bei der vollständigen Aktivierung des Textils müssten sich die Rissabstände jedoch verkleinern.

Bei Platten, die mit dem Textil NWM4-011-03 verstärkt wurden, sind die Abweichungen der Versuchsnachrechnungen von den -ergebnissen gering. Mit einer - im Vergleich zum Textil NWM3-022-00 - höheren Grenzdehnung des Textils NWM4-011-03 von 19,2 ‰ (nach Bild D.4) wird rechnerisch ebenfalls das Versagen durch das Erreichen der Textil-Grenzdehnung eingeleitet (siehe Bild 5.7). Das zugehörige aufnehmbare Moment stimmt mit dem maximal aufgenommenen Moment aus dem Versuch gut überein. Durch die Höhe der Grenzdehnung sind die Abweichungen der Berechnungen zu den Versuchen bei Platten, die mit dem Textil NWM4-011-03 verstärkt wurden, in einem vertretbaren Rahmen.

Es ergibt sich also weiterhin eine **Abhängigkeit** der Rechenergebnisse von der **Stahldehnung im Bruchzustand im unverstärkten Zustand**.

Die erreichte Verstärkungswirkung im Versuch ist ebenfalls von den Eigenschaften des Textils und der Stahldehnung des unverstärkten Bauteils im Bruchzustand abhängig.

Fazit:

Bisher wurde ein starrer Verbund zwischen Stahl und Altbeton, Altbeton und Feinbeton sowie Feinbeton und Textil angenommen. Dehnungen infolge eines verschieblichen Verbundes (Berücksichtigung von Schlupf) innerhalb des Textils wurden bislang nicht berücksichtigt. Die Ausführungen dieses Kapitels zeigen, dass die Annahme eines starren Verbundes innerhalb der Rovings offensichtlich eine nicht angemessene Vereinfachung darstellt. Die Bruchdehnung eines Textils wird im Versuch offensichtlich nicht in jedem Fall erreicht (Platten 050, Textil NWM3-022-00), rechnerisch wird sie jedoch maßgebend für den Bruchzustand. Vielmehr ist die hohe Ausnutzung der Betondruckzone ein mögliches (und in einigen Versuchen dokumentiertes) Versagenkriterium, das mit den bisherigen Annahmen für die Textil-Arbeitslinien analytisch nicht umgesetzt werden kann. Die Annahme der Bruchspannung der Textilien scheint passend.

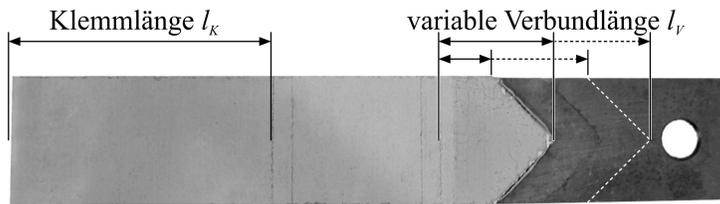


Bild 5.13: Probekörper für die Auszugsversuche (entnommen aus ORTLEPP [45])

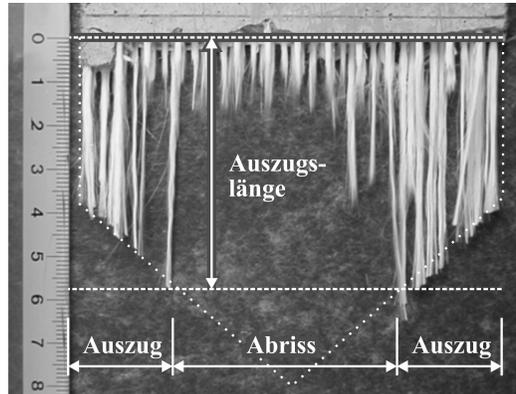


Bild 5.14: Ermittlung der Auszugslänge von Filamentgarnen (entnommen aus ORTLEPP [45])

5.3.2 Das spezifische Textilverhalten - vornehmliche Gründe und Einflüsse

Verbundproblematik

Bei den innerhalb dieser Arbeit verwendeten Verstärkungsmaterialien handelt es sich um unbeschichtete Textilien aus AR-Glas-Rovings. Diese haben zwar einerseits den Vorteil einer großen scheinbaren Duktilität, andererseits spielt sich aber innerhalb des Rovings zwischen Kernfasern und Randfasern und an der Verbundfläche zwischen Randfasern und Matrix ein extrem nichtlineares Verbundverhalten ab, das bisher noch nicht allgemeingültig beschrieben werden kann.

Bei unbeschichteten Garnen ist nach dem Versagen der Randfasern die Möglichkeit gegeben, dass sich die Kernfasern über eine sehr große Länge - wie in einem Tunnel aus Randfasern - dehnen können, vergleichbar mit einem Spannglied beim Vorspannvorgang. Der Verbund zwischen Randfasern und Kernfasern basiert dabei auf Reibung.

ORTLEPP [45] führte innerhalb ihrer Dissertation 2007 am Lehrstuhl für Massivbau der TU Dresden Versuche zum Filamentgarnauszug durch. Dabei wurden Probekörper - ähnlich denen der Dehnkörperversuche - an einem Ende pfeilförmig in einem Winkel von 45° zugesägt, was es ermöglichte, einen Verbundlängenbereich von 5 cm zu untersuchen, der wiederum variabel war, siehe Bild 5.13.

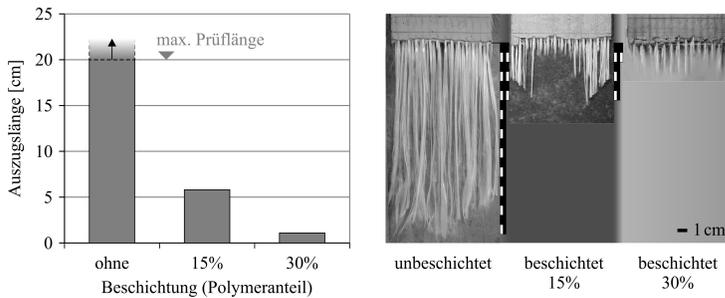


Bild 5.15: Auszugslängen von Filamentgarnen in Abhängigkeit von einer Beschichtung (entnommen aus ORTLEPP [45])

Die Lasteinleitung im Messbereich erfolgte mittels aufgeklebter Bleche, Details siehe ORTLEPP [45]. Die Auszugslänge gibt Aufschluss darüber, welche Länge zur Übertragung der Kraft aus dem Textil auf die umgebende Matrix benötigt wird, siehe Bild 5.14.

Die Filamentgarne der unbeschichteten Textilien wurden dabei in voller Länge aus der Matrix herausgezogen. Ein Teil der Randfasern versagte unter Zugbeanspruchung. Die maximal prüfbare Auszugslänge war 20 cm. Unbeschichtete Textilien haben eine größere Verankerungslänge, die mit diesem Versuchsaufbau nicht mehr messbar war. Der Effekt des Kernfaserauszugs wird nach ORTLEPP durch größere Feinheiten der Filamentgarne verstärkt, d. h. dickere Filamentgarne benötigen eine größere Verbundlänge.

Diese Aussage bestätigt die in der Ergebnisdiskussion getroffenen Annahmen.

ORTLEPP schlägt eine Beschichtung der Materialien mit 15 % Polymeranteil vor, da sich die Verbundeigenschaften innerhalb der Fasern damit verbessern, die Auszugslängen sich damit erheblich verkürzen und die scheinbare Duktilität² noch immer gewahrt bleibt, siehe Bild 5.15. Die nachteilige Erhöhung der Biegesteifigkeit, die eine Beschichtung mit sich bringt, ist bei einer solchen Beschichtung vernachlässigbar gering. Da die Beschichtung nach der Herstellung des Textils aufgebracht wird, wirkt die Erhöhung der Biegesteifigkeit günstig für die Handhabbarkeit der gesamten Struktur beim Einbau auf der Baustelle oder im Fertigteilwerk.

Der Nähfaden beeinflusst ebenfalls die Verbundeigenschaften des Textils. Die negative Beeinflussung der Verbundeigenschaften durch den Nähfaden beim unbeschichteten Textil kehrt sich bei einer Beschichtung um, da der Nähfaden dann eine Rippenwirkung zeigt.

RICHTER untersucht im Rahmen des Sonderforschungsbereiches 528 an der TU Dresden mechanische Modelle zur analytischen Beschreibung der Materialeigenschaften von textildbewehrtem Feinbeton. Er entwickelte auf der Mesoebene ein schlupfbasiertes Verbundmodell, bei dem der Querschnitt eines Rovings als homogen und linear-elastisch angenommen wird [49]. Die einzelnen Filamente eines Rovings werden nicht explizit abgebildet.

²Glas an sich ist ein spröder Werkstoff. Durch das Zusammenwirken vieler Einzelfilamente entsteht ein Versagensmechanismus, bei dem zunächst Einzelfilamente versagen. Damit wird eine Duktilität vorge-täuscht, die Pseudoduktilität oder scheinbare Duktilität genannt wird.

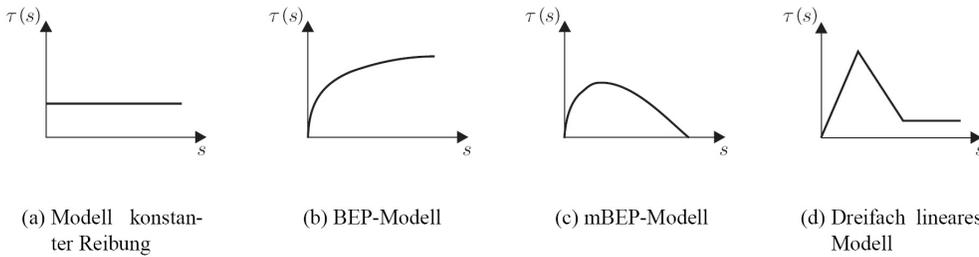


Bild 5.16: Ausgewählte Schubspannungs-Schlupf-Beziehungen (entnommen aus RICHTER [49])

Zur Beschreibung des Verbundverhaltens zwischen Glasfaser und Feinbetonmatrix sind nach RICHTER das modifizierte BEP-Modell (BERTERO/ELIGEHAUSEN/POPOV) und das dreifach lineare Modell geeignet, da sie Adhäsion und Schädigung des Verbundes bis hin zum vollständigen Versagen berücksichtigen, siehe Bild 5.16.

Die Approximation des Rovings unter Vernachlässigung der Vielzahl loser Einzelfilamente stellt eine grobe Näherung der physikalischen Verhältnisse dar. Ein genauerer Ansatz ist derzeit nicht möglich, da zusätzliche, modellspezifische Annahmen für bisher unbekannte Parameter noch nicht getroffen werden können. Die elastischen Materialparameter der einzelnen Bestandteile sind oft zeit- und belastungspfadabhängig. Der Verbund hängt ebenfalls von der Klebewirkung der Filamente untereinander ab, die schichtabhängig ist und durch eine Beschichtung verstärkt werden kann.

Zur numerischen Untersuchung von Rovingmodellen mit mehreren inneren Verbundflächen wurde in RICHTER ET AL. [50] ein Interface-Schädigungsgesetz nach SOH [62] implementiert.

KONRAD [37] modelliert eine kontinuierlich abnehmende Qualität des Verbundes zum Inneren des Rovings hin. Diese kann linear, quadratisch oder kubisch angenommen werden. SCHORN [61], LEPENIES ET AL. [40] und BANHOLZER [5] greifen für einen analytischen Ansatz ein Modell auf, in welchem der Verbund zwischen Einzelfasern und zur Matrix durch Haftbrücken modelliert wird, die zum Inneren des Rovings hin abnehmen (entsprechend des Eindringens von Zementleim).

Allein diese Ausführungen zeigen die Komplexität der Verbundbeziehungen. Zusätzlich muss bei der Modellierung des Verbundes die Streuung der Materialparameter beachtet werden (Rovingabmessung, -festigkeit u. a.).

RICHTER [49] schlägt als vereinfachten Ansatz ein Verbundgesetz in Form einer multilinearen Schubspannungs-Schlupf-Beziehung³ vor, die mittels Einzelfilamentauszugsversuchen verifiziert wird. Die Einführung eines dehnungsabhängigen Elastizitätsmoduls für den Roving soll das Bündelverhalten der Filamente widerspiegeln. Unter Kenntnis der Ergebnisse des Auszugsversuchs ist es möglich, eine multilineare Schubspannungs-Schlupf-Beziehung mittels bereichsweise geschlossener analytischer Formulierungen zu bestimmen,

³Die Schubspannungs-Schlupf-Beziehung entspricht im Kontext einer Verbundspannungs-Schlupf-Beziehung.

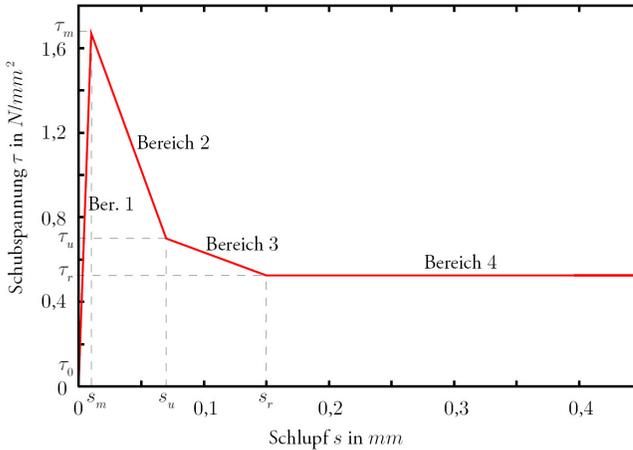


Bild 5.17: Schubspannungs-Schlupf-Beziehung mit vier linearen Bereichen (entnommen aus RICHTER [49])

siehe Bild 5.17. Mit zunehmendem Schlupf zwischen Filament und Matrix reduziert sich die Rauigkeit beider Oberflächen und die übertragbare Schubspannung nimmt bis zu einem Endwert ab, der dann konstant bleibt.

Sind die Rissabstände und -höhen der geprüften Bauteile bekannt, können nach RICHTER und LEPENIES Kraft-Rissbreiten-Beziehungen für die Textilbetonschicht aufgestellt werden. Da die Rissbreite in Höhe des Bewehrungsstahls direkt von der Rissbreite in Höhe des Textils abhängig ist⁴, kann mit der bekannten Schubspannungs-Schlupf-Beziehung für Stahlbeton ebenfalls eine Kraft-Rissbreiten-Beziehung aufgestellt werden. Daraus ist für den Stahl und das Textil je eine Spannungs-Dehnungs-Beziehung ableitbar.

5.3.3 Hypothesen des Einflusses der Verbundproblematik auf eine Berechnung des inneren Moments verstärkter Bauteile

In voranstehenden Kapitel wurde die Vielschichtigkeit des Verbundes innerhalb eines Rovings und auch zwischen den Randfasern des Rovings und der Matrix aufgezeigt.

Zwei Hypothesen, die abhängig von den Verbundeigenschaften nebeneinander ihre Berechtigung haben, kristallisieren sich heraus:

- I. Im Extremfall ist der innere Verbund wie bei den geprüften unbeschichteten Textilien ein sehr schlechter. Der Schlupf innerhalb eines Rovings ist nach dem Versagen der Randfasern vergleichbar mit einem Spannglied ohne Verbund. Die Verankerungslängen dieser textilen Materialien sind demzufolge sehr groß, siehe ORTLEPP [45].

⁴Für die Rissbreite an einer Stelle oberhalb oder unterhalb der bisher betrachteten Stelle im Riss kann entweder eine lineare oder eine quadratische Abhängigkeit angenommen werden.

Im Falle einer Biegeverstärkung mit einem solchen Material hat der Stahl bereits eine hohe Dehnung erreicht, bevor das Textil zur Aufnahme von Zugkräften voll aktiviert werden kann.

- II. Der Extremfall in entgegengesetzter Richtung ist ein Textilmaterial mit einem sehr guten Verbund zwischen Rand- und Kernfasern und der Matrix. Die Verankerungslänge eines solchen Materials könnte unter Umständen kleiner als die des Stahls sein. Würden Bauteile mit einem solchen Textil verstärkt, wären die Rissabstände in der Verstärkungsschicht im Vergleich zu den Rissabständen des unverstärkten Bauteils kürzer. Die im unverstärkten Bauteil entstehenden Risse werden nachfolgend als Hauptrisse bezeichnet.

Durch nun zusätzlich entstehende Risse, verursacht durch die Überschreitung der Risszugkraft in der textilen Verstärkungsschicht, entstehen teilweise auch bis auf Höhe des Stahls Nebenrisse, in denen es zu Dehnungsumlagerungen vom Beton auf die Bewehrungsmaterialien kommt. Die Dehnung des Stahls im Nebenriss wird sich erhöhen, jedoch nicht bis zu dem Wert im Hauptriss. Das Textil erreicht in jedem Haupt- und Nebenriss ein Dehnungsmaximum. Bemessungsrelevant ist also der Hauptriss. In Bild 5.18 ist eine mögliche Rissituation zwischen 2 Hauptrissen in einem textil verstärkten Stahlbetonbauteil dargestellt, bei dem die Nebenrisse nicht bis in die Höhe der Stahlbewehrung verlaufen.

Die Kompatibilitätsbedingung der Verträglichkeit der Rissbreiten im Hauptriss wird vorausgesetzt:

$$w_s = w_t \quad (5.8)$$

Die mittleren Dehnungen des Stahls und des Textils zwischen zwei Hauptrissen können durch Integration des jeweiligen Dehnungsverlaufs, geteilt durch den Rissabstand der Hauptrisse ermittelt werden. Mit Gleichung 5.8 ergibt sich auch, dass die mittleren Stahl- und die mittleren Textildehnungen gleich sein müssen.

Die Rissbreite ist vor allem abhängig von der so genannten Lasteinleitungslänge der Verbundspannungen, welche dem 0,5- bis einfachen Rissabstand entspricht. Ein Textil mit gutem Verbund hat eine wesentlich geringere Lasteinleitungslänge als der Bewehrungsstahl. Durch das Textil wird im Hauptriss deshalb eine deutlich geringere Rissbreite erzwungen als bei reinen Stahlbetonbauteilen, was zu einer Reduzierung der maximalen Stahldehnung im Hauptriss verstärkter Bauteile führt.

Näherungsweise kann die maximale Dehnung im Stahl über dessen Einzugslänge s_s (von einem Hauptriss zum nächsten) in Abhängigkeit von der maximalen Dehnung des Textils über der Einzugslänge des Textils s_t (von einem Hauptriss zum benachbarten Nebenriss) wie folgt dargestellt werden:

$$\varepsilon_{s,max} = \varepsilon_{t,max} \cdot \frac{s_t}{s_s} \quad (5.9)$$

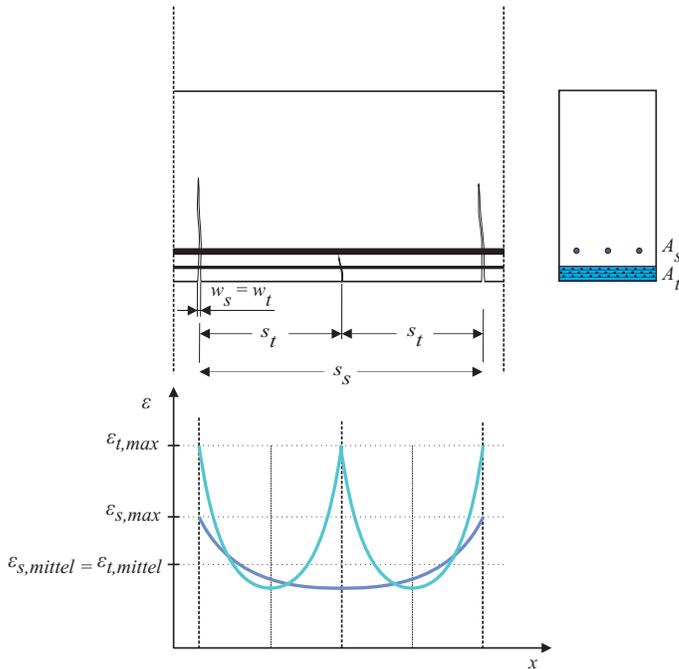


Bild 5.18: Möglicher Dehnungsverlauf in einem textil verstärkten Bauteil infolge Biegebeanspruchung bei Verwendung eines Textils mit sehr guten Verbundeigenschaften

Dieser Ansatz beinhaltet vier Vereinfachungen:

- Es wird eine Rissöffnung gleicher Breite vorausgesetzt.
- Es wird ein affiner Verlauf der Textil- und Stahldehnungen über ihrer jeweiligen Einzugslänge vorausgesetzt.
- Die mögliche Erhöhung der Stahldehnung in den Nebenrissen wird vernachlässigt.
- Es werden in der Ebene des Textils und in der Ebene des Stahls gleiche mittlere Dehnungen im Beton angenommen. Diese Annahme scheint gerechtfertigt, wenn die Zugfestigkeiten und damit die Bruchdehnungen von Altbeton und Feinbeton gleich sind. Ist dies nicht der Fall, ist ein Faktor der Bruchdehnungen zu berücksichtigen.

Die maximale Stahldehnung „hinkt“ der maximalen Textildehnung um den Faktor s_t/s_s hinterher. Zur Berechnung des aufnehmbaren Momentes könnte die aus einer linearen Dehnungsverteilung über den Querschnitt ermittelte Stahldehnung um diesen Faktor abgemindert werden (Gl. 5.9).

Zwischen den beiden Extremfällen eines sehr schlechten und eines sehr guten Verbundes ist beinahe jede Nuance möglich. Abgesehen von der Komplexität der Dehnungsverteilung

über den Querschnitt spielt zusätzlich - ähnlich wie bei den gemischt bewehrten Querschnitten Spannstahl/Betonstahl - die Aufteilung der Zugkraft in den Rissen eine große Rolle.

Diese ist bei Querschnitten mit unterschiedlichem Bewehrungsmaterial nach ZILCH ET AL. [71] abhängig von

- dem Verhältnis der Dehnsteifigkeiten,
- den Verbundsteifigkeiten und Verbundfestigkeiten der Bewehrungsstränge,
- dem Verhältnis vom für den Verbund wirksamen Umfang zur Querschnittsfläche und
- dem Rissbild.

Der Bewehrungsanteil mit einem steiferen Verbundverhalten gegenüber der zweiten beteiligten Bewehrung (mit z. B. schwächer profilierter Oberfläche) übernimmt höhere Zugkraftanteile.

Die vorangegangenen Ausführungen sind ein Annäherungsversuch an die Verbundproblematik der unterschiedlichen Bewehrungsmaterialien im Querschnitt. Für die im Rahmen dieser Arbeit verwendeten unbeschichteten Materialien mit schlechten Verbundeigenschaften - entsprechend Hypothese I - werden nun in den folgenden Kapiteln verbesserte Annahmen für ein Berechnungsmodell entwickelt und erläutert.

5.4 Verbesserung des Berechnungsmodells

„Zwei Dinge sind zu unserer Arbeit nötig: Unermüdliche Ausdauer und die Bereitschaft, etwas, in das man viel Zeit und Arbeit gesteckt hat, wieder wegzuwerfen.

ALBERT EINSTEIN

5.4.1 Verbesserte Annahme einer bilinearen Spannungs-Dehnungs-Linie für das Textil

Welche Auswirkungen haben die Erkenntnisse auf das entwickelte Berechnungsmodell?

Das Prinzip des additiven Berechnungsmodells wird aufrecht erhalten. Die - der Ermittlung der Textiltzugkraft aus einer Dehnung zu Grunde liegende - Arbeitslinie des Textils wird geändert. Die bisherigen Untersuchungen haben gezeigt, dass die Spannungs-Dehnungs-Beziehung für das Textil besser approximiert werden muss. Der verschiebliche Verbund innerhalb eines Rovings muss Berücksichtigung finden, um die Tragfähigkeit eines textil verstärkten Bauteils rechnerisch erfassen zu können.

Folgende Grundgedanken liegen der verbesserten Annahme der Textil-Arbeitslinie zugrunde:

- Die Arbeitslinie verläuft **bilinear**.
- Im **ersten, flach ansteigenden Ast** werden die Zustände I und IIa - bis zum abgeschlossenen Rissbild - aus den JESSEschen Dehnkörperversuchen zusammengefasst (verschmiert). Der Ansatz ist insofern gerechtfertigt, da im GZT ohnehin eine hohe Ausnutzung des Textils (Zustand IIb nach JESSE [34]) angestrebt wird. Die Gerade endet, wenn die Spannung σ_{ty} (abgeschlossener Zustand IIa nach JESSE) erreicht wird.
- Bei der zur Spannung σ_{ty} gehörigen Dehnung werden berücksichtigt:
 - I. ein Dehnungsanteil, der Randfaserausfälle und Einflüsse auf die Textildehnung (siehe Modell 1, Kapitel 5.1.6) beinhaltet und
 - II. ein weiterer Dehnungsanteil, der zum Strecken wellig liegender Rovings über eine Länge, größer als die des Dehnkörpers, nötig ist und in dem ein Schlupf berücksichtigt wird, der bei JESSE aufgrund des Versuchsaufbaus nicht auftreten konnte (ähnlich einem Spannglied beim Vorspannvorgang, siehe Kapitel 5.3.2).

Der Dehnungsanteil I. wird aus der Spannungs-Dehnungs-Linie des Zugversuchs am Roving abgeleitet (näheres dazu im nachfolgenden Beispiel). Der zusätzliche Dehnungsanteil II. wird vorerst aus den durchgeführten Biegeversuchen ermittelt (siehe Beispiel).

Die Auswertung der Versuchsergebnisse in Kapitel 5.3.1 zeigt, dass bei Belastungsbeginn zunächst große Dehnungen nötig sind, um Spannungen im Textil zu erzeugen. Dieser Effekt wird für die verwendeten Textilien im ersten Ast der bilinearen Arbeitslinie beschrieben.

- Der **zweite, steiler ansteigende Ast** der Textil-Arbeitslinie repräsentiert das Verhalten des Textils in der Verstärkungsschicht nach Abschluss der Straffungs- und Schlupfeffekte (Spannungen $> \sigma_{ty}$). Nun beteiligen sich nur noch die Kernfasern der Rovings an der Zugkraftaufnahme, dementsprechend verläuft der zweite Ast mit dem Anstieg entsprechend der Rovingprüfung bis zur Bruchspannung σ_{tu} , die von JESSE für das entsprechende Textil im Dehnkörperversuch ermittelt wurde.
- Die Dehnung $\varepsilon_{tu,g}$ beim Erreichen der Bruchspannung σ_{tu} ist mindestens so groß wie die Bruchdehnung aus der Rovingprüfung, sie erhöht sich um den zusätzlichen Dehnungsanteil nach II..

Die Aufstellung der Arbeitslinie soll am Beispiel des Textils NWM3-022-00 detailliert beschrieben werden. Anschließend werden für das Textil NWM4-011-03 die Ergebnisse, die zur Ermittlung der bilinearen Arbeitslinie führen, angegeben. Zur Unterstützung der nachfolgenden Ausführungen sei auf Bilder 5.19 und 5.20 verwiesen.

Die verwendeten Formelzeichen bedeuten:

σ_{tu}	auf die Bruttofaserfläche bezogene Bruchspannung des Dehnkörpers (siehe Kapitel 5.1.6)
σ_{ty}	am Dehnkörper ermittelte, auf die Bruttofaserfläche bezogene Spannung beim Übergang von Zustand IIa zu Zustand IIb (siehe Kapitel 5.1.6)
ε_{ty}	Dehnung der Textil-Arbeitslinie am Ende des ersten und Beginn des zweiten linearen Astes
ε_{tu}	Dehnung der Textil-Arbeitslinie am Ende zweiten linearen Astes
$\sigma_{ty,g}$	am Dehnkörper ermittelte Spannung beim Übergang von Zustand IIa zu Zustand IIb umgerechnet auf eine Garnspannung
$\sigma_{tu,g}$	Bruchspannung des Rovings
$\varepsilon_{tu,g}$	Bruchdehnung des Garns
$\varepsilon_{I+IIa,g}$	Dehnung im Garn bei der Spannung $\sigma_{ty,g}$
ε_{WS}	Dehnung aus dem Glattziehen von welligen Rovings und Schlupf innerhalb der Rovings
$\varepsilon_{IIb,g}$	Dehnungsbereich der bilinearen Textil-Arbeitslinie von σ_{ty} bis σ_{tu}
m_g	Anstieg der linearen Spannungs-Dehnungs-Linie der Rovingprüfung

- I. Aus den Dehnkörperversuchen von JESSE ergeben sich vereinfachte trilineare Arbeitslinien, aus denen auf die Bruttofaserfläche bezogene Spannungen ermittelt wurden (siehe Kapitel 5.1.6).

Daraus werden die Bruchspannung σ_{tu} und die Spannung an der Stelle des Übergangs von Zustand IIa zu Zustand IIb σ_{ty} als feste Größe für das untersuchte Textil weiterverwendet. Zustand I und Zustand IIa werden mit der Begründung der Vernachlässigung der Betonzugfestigkeit verschmiert. Die dazugehörigen Dehnungen werden nicht verwendet, da sie nur mittlere Dehnungswerte über einen Messbereich von 200 mm darstellen. In die Berechnung müssen die lokalen Dehnungen im Riss (Maximalwerte im Dehnungsverlauf über die Bauteillängsachse) einfließen.

Für das Textil NWM3-022-00 gilt:

$$\sigma_{tu} = 475 \text{ N/mm}^2$$

$$\sigma_{ty} = 195 \text{ N/mm}^2$$

- II. Der erste linear ansteigende Ast der verbesserten Arbeitslinie des Textils beginnt im Koordinatenursprung. Er endet bei einer Dehnung ε_{ty} und der Spannung σ_{ty} .

ε_{ty} setzt sich aus dem Dehnungsanteil $\varepsilon_{I+IIa,g}$ nach I. (siehe Grundgedanken zur Textil-Arbeitslinie in diesem Kapitel) und einem Dehnungsanteil ε_{WS} nach II. (siehe Grundgedanken zur Textil-Arbeitslinie) zusammen. ε_{ty} ist mindestens so groß wie $\varepsilon_{I+IIa,g}$.

Mit dem Übergang von Zustand IIa zu Zustand IIb nach JESSE [34] wird angenommen, dass sich die verbleibenden Kernfasern des Textils analog zum Roving in der

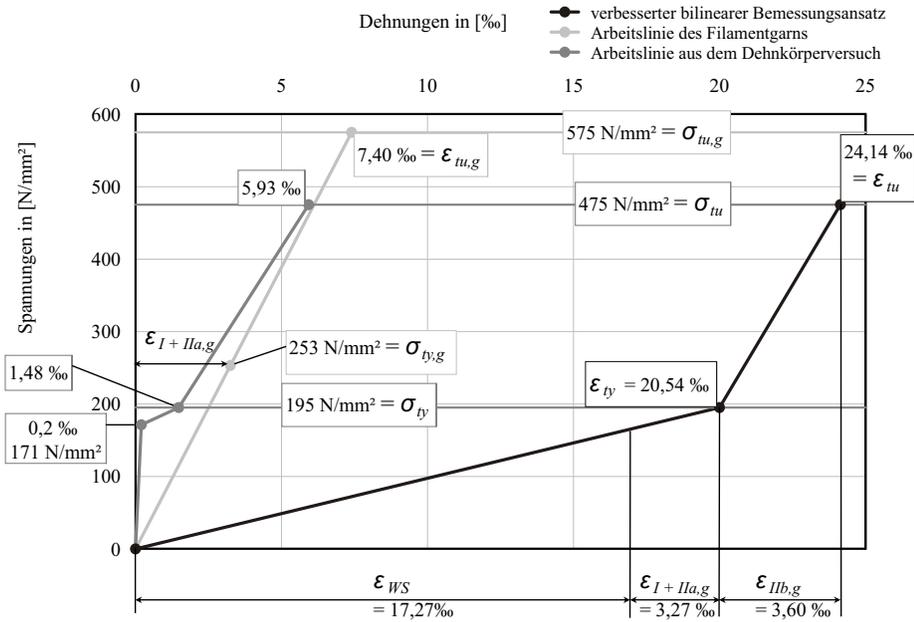


Bild 5.19: Ableitung des verbesserten Bemessungsansatzes für die Traglastberechnung, Textil NWM3-022-00

Zugprüfung verhalten. Die Dehnung $\epsilon_{I+IIa,g}$ an der Übergangsstelle könnte deshalb in Abhängigkeit von σ_{ty} nach JESSE anhand der Spannungs-Dehnungs-Linie der Rovingprüfung ermittelt werden. Die von JESSE angegebenen Spannungen sind jedoch auf die Bruttofaserfläche bezogen. Tatsächlich steht im Zustand IIb aber nur noch die Kernfaserfläche (Nettofläche) zur Verfügung.

Deshalb stellt JESSE einen k_b -Wert für jedes untersuchte Textil zur Verfügung, der als Steifigkeitsdefizit im Zustand IIb definiert ist. Der k_b -Wert sagt aus, welcher Anteil der Faserfläche im Zustand IIb tatsächlich noch zur Aufnahme von Spannungen zur Verfügung steht. Die auf die Bruttofaserfläche bezogene Spannung σ_{ty} wird mittels dem k_b -Wert (<1) auf die Kernfaserfläche bezogen, wodurch der Bezug zur Arbeitslinie des Garns hergestellt wird:

$$\sigma_{ty,g} = \frac{\sigma_{ty}}{k_b} \tag{5.10}$$

Für das Textil NWM3-022-00 ergibt sich:

$$k_b = 0,77$$

$$\sigma_{ty,g} = 253 \text{ N/mm}^2$$

Die zugehörige Dehnung $\varepsilon_{I+IIa,g}$ wird durch Lösen der Geradengleichung für die lineare Garn-Arbeitslinie ermittelt. m_g bezeichnet den Anstieg dieser Geraden:

$$\varepsilon_{I+IIa,g} = \sigma_{ty,g} \cdot \frac{1}{m_g} \quad (5.11)$$

$$m_g = \frac{\sigma_{tu,g}}{\varepsilon_{tu,g}} \quad (5.12)$$

Für das Textil NWM3-022-00 ergibt sich danach:

$$\varepsilon_{tu,g} = 7,4 \text{ ‰}$$

$$\sigma_{tu,g} = 575 \text{ N/mm}^2$$

$$m_g = 77,7$$

$$\varepsilon_{I+IIa,g} = 3,3 \text{ ‰}$$

Die Größe von ε_{WS} wurde für die verwendeten Textilien anhand der Nachrechnung der durchgeführten Biegeversuche ermittelt⁵. Dabei wurde eine möglichst geringe Abweichung der Rechenergebnisse insgesamt von den Versuchsergebnissen angestrebt (Summe der kleinsten Fehlerquadrate). Der Verlauf des zweiten Astes der bilinearen Textil-Arbeitslinie muss dazu bekannt sein. Nach der Ermittlung von ε_{WS} ergibt sich:

$$\varepsilon_{ty} = \varepsilon_{I+IIa,g} + \varepsilon_{WS} \quad (5.13)$$

III. Der zweite, steiler ansteigende Ast der verbesserten Arbeitslinie des Textils beginnt bei σ_{ty} und endet bei der Bruchspannung des Dehnkörpers σ_{tu} nach JESSE. Der Anstieg zwischen den beiden Spannungen wird entsprechend dem Anstieg m_g der Rovingprüfung angenommen (siehe Gleichung 5.12).

Aus der Geradengleichung für den zweiten Ast der Textil-Arbeitslinie ergibt sich eine Dehnung $\varepsilon_{IIb,g}$, die den Dehnungsbereich der bilinearen Textil-Arbeitslinie von σ_{ty} bis σ_{tu} charakterisiert: Das Textil nimmt Spannungen von σ_{ty} bis σ_{tu} auf und dehnt sich dabei um $\varepsilon_{IIb,g}$ nach Gleichung 5.14.

$$\varepsilon_{IIb,g} = \frac{\sigma_{tu} - \sigma_{ty}}{m_g} \quad (5.14)$$

⁵Einen Anhaltspunkt für die Größe von ε_{WS} beim Textil NWM3-022-00 gab die Stahldehnung der unverstärkten Platten 050 und die dort erreichte Verstärkungswirkung: Die größte Stahldehnung einer unverstärkten Platte war 18 ‰. Durch die beinahe ausgebliebene Verstärkungswirkung war eine Mitwirkung des Textils in voller Höhe bei diesem Dehnungszustand (bei dem die Betonstauchung ihr zulässiges Maximum erreichte) ausgeschlossen.

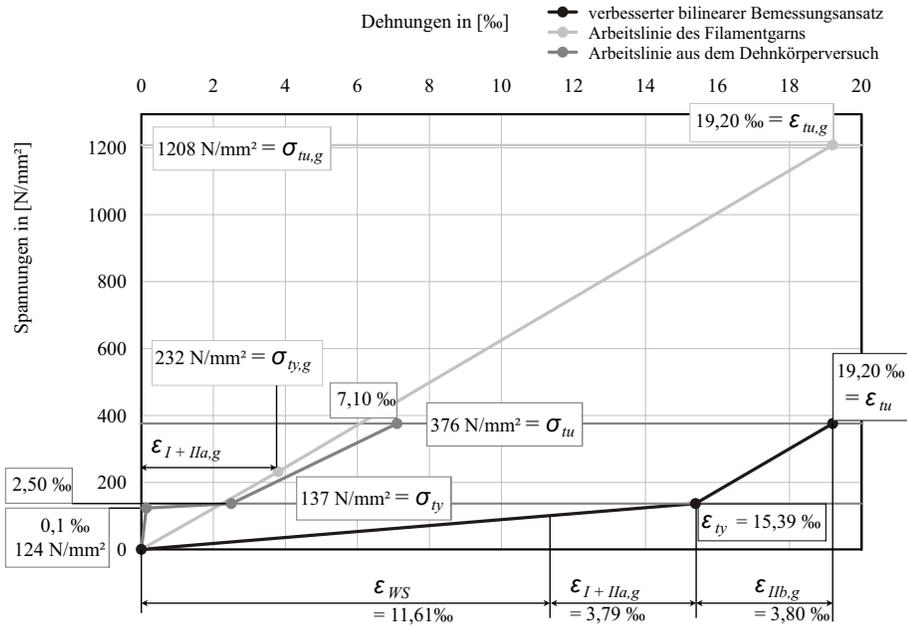


Bild 5.20: Ableitung des verbesserten Bemessungsansatzes für die Traglastberechnung, Textil NWM4-011-03

Die Dehnung ϵ_{tu} ergibt sich nun zu:

$$\epsilon_{tu} = \epsilon_{ty} + \epsilon_{IIb,g} \geq \epsilon_{tu,g} \tag{5.15}$$

Für das Textil NWM3-022-00 ergibt sich:

$$\epsilon_{IIb,g} = 3,6 \text{ ‰}$$

$$\epsilon_{WS} = 17,3 \text{ ‰}$$

$$\epsilon_{ty} = 20,5 \text{ ‰}$$

$$\epsilon_{tu} = 24,1 \text{ ‰}$$

Für die Aufstellung der bilinearen Textilarbeitslinie ergeben sich allgemeingültig folgende Wertepaare:

$$(0; 0)$$

$$(\epsilon_{ty}; \sigma_{ty})$$

$$(\epsilon_{tu}; \sigma_{tu})$$

Für das Textil NWM3-022-00 ergeben sich die Wertepaare:

(0; 0)

(20,5 ‰; 195 N/mm²)

(24,1 ‰; 475 N/mm²)

IV. Aufstellung der bilinearen Textil-Arbeitslinie für das Textil NWM4-011-03:

$$\sigma_{tu} = 376 \text{ N/mm}^2$$

$$\sigma_{ty} = 137 \text{ N/mm}^2$$

$$k_b = 0,59$$

$$\sigma_{ty,g} = 232 \text{ N/mm}^2$$

$$\varepsilon_{tu,g} = 19,2 \text{ ‰}$$

$$\sigma_{tu,g} = 1208 \text{ N/mm}^2$$

$$\varepsilon_{I+IIa,g} = 3,8 \text{ ‰}$$

$$m_g = 62,9$$

$$\varepsilon_{IIb,g} = 3,8 \text{ ‰}$$

$$\varepsilon_{WS} = 11,6 \text{ ‰}$$

$$\varepsilon_{tu} = 19,2 \text{ ‰}$$

Wertepaare:

(0; 0)

(15,4 ‰; 137 N/mm²)

(19,2 ‰; 376 N/mm²)

5.4.1.1 Ermittlung der Textilzugkraft

Mit der bilinearen Spannungs-Dehnungs-Linie des Textils wird die Textilzugkraft in Abhängigkeit von der Textildehnung nach Gleichung 5.16 bzw. Gleichung 5.17 ermittelt. Die Erklärung verwendeter Formelzeichen sind im Kapitel 5.4.1 zu finden:

$$F_{td} = A_t \cdot \varepsilon_t \cdot \frac{\sigma_{ty}}{\varepsilon_{ty}} \quad (5.16)$$

$$\text{für } 0 \leq \varepsilon_t \leq \varepsilon_{ty}$$

$$F_{td} = A_t \cdot [m_g \cdot \varepsilon_t + n(\varepsilon_{ty})] \quad (5.17)$$

$$\text{für } \varepsilon_{ty} < \varepsilon_t \leq \varepsilon_{tu}$$

Im Bild 5.21 ist die Vorgehensweise bei der Ermittlung des aufnehmbaren Moments unter Berücksichtigung des verbesserten Ansatzes der Arbeitslinie des Textils dargestellt. Der Ausdruck $n(\varepsilon_{ty})$ bei der Ermittlung der Textilzugkraft nach Gleichung 5.17 zeigt die Abhängigkeit von n^6 von der Größe ε_{ty} .

$$n(\varepsilon_{ty}) = \sigma_{tu} - m_g \cdot \varepsilon_{tu} \quad (5.18)$$

Die verbesserten Annahmen der bilinearen Spannungs-Dehnungs-Linien sind in Anhang D als Bilder D.5 und D.6 zu finden.

5.4.1.2 Abgrenzungskriterien

Der vorgestellte verbesserte Berechnungsansatz durch die Annahme einer bilinearen Spannungs-Dehnungs-Linie für das Textil ist für die im Rahmen der Versuche zu dieser Arbeit verwendeten unbeschichteten Textilien geeignet. Sie sind durch große Verankerungslängen und einen großen Schlupf (schlechter Verbund innerhalb der Rovings) gekennzeichnet. Für Textilien dieser Art, die denen aus Hypothese I in Kapitel 5.3.3 entsprechen, ist der prinzipielle Ansatz übertragbar. Auch für die Textilien, die Hypothese II entsprechen, könnte der Ansatz einer bilinearen Arbeitslinie des Textils verwendet werden. Die Einflüsse aus den Verbundeigenschaften von Betonstahl und Textil können hier zu einer verringerten Dehnung im Stahl verglichen mit der Dehnung im Textil führen. In jedem Fall wird für andere Textilien als die im Rahmen dieser Arbeit verwendeten, ein experimenteller Aufwand zur Bestimmung von Parametern nötig sein.

⁶ n ist der Schnittpunkt der Gerade, die den 2. Ast der bilinearen Spannungs-Dehnungs-Linie beschreibt, mit der y -Achse.

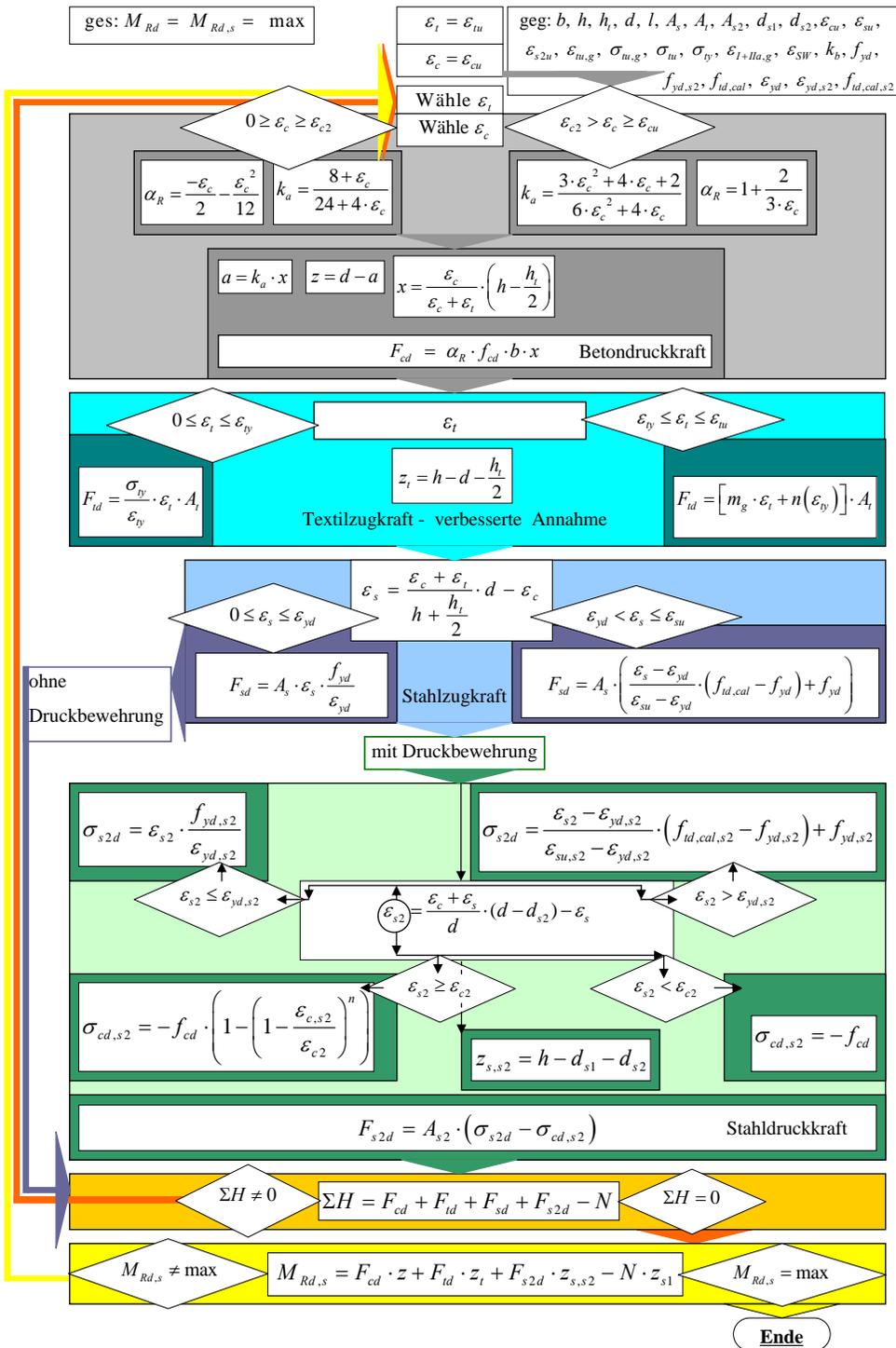


Bild 5.21: Iterative Ermittlung des aufnehmbaren Moments textilbetonverstärkter Bauteile unter Ansatz einer bilinearen Spannungs-Dehnungs-Linie für das verwendete Textil

5.4.1.3 Verifizierung des verbesserten Berechnungsmodells und Vergleich der Rechnungen mit den Versuchsergebnissen

Mit dem im Kapitel 5.3.3 begründeten und im Kapitel 5.4.1 beschriebenen verbesserten Ansatz für die Arbeitslinie des Textils werden die Nachrechnungen der Versuche erneut durchgeführt. Die Ergebnisse sind in Bild 5.22 zusammengestellt, Bezeichnungen nach Kapiteln 5.2.1.1 und 5.2.2.1.

Die tatsächlich aufgenommenen Momente können rechnerisch sehr gut nachvollzogen werden. Die Verbesserung der Textil-Arbeitslinie wirkt sich dabei stark positiv auf die Ergebnisse der Nachrechnung von Platten aus Serie 050 aus, die mit dem Textil NWM3-022-00 verstärkt waren. Die positive Auswirkung zeigt sich in geringen Abweichungen von Rechenergebnissen zu Versuchsergebnissen. Bei den Nachrechnungen aller anderen mit NWM3-022-00 verstärkten Bauteile ist die Änderung des Modellansatzes (bilinare Textil-Arbeitslinie) in den Ergebnissen nur geringfügig spürbar. Bei den mit NWM4-011-03 verstärkten Platten ändern sich die Rechenergebnisse gegenüber denen nach dem ersten Modellansatz (lineare Textil-Arbeitslinie) nicht, da Bruchdehnung und Bruchspannung der textilen Bewehrung sich nicht geändert haben und das Erreichen der Textil-Bruchdehnung bei allen Platten maßgebend für das jeweils maximal aufnehmbare Moment war.

Die Abweichungen Δ der Mittelwerte liegen in der Regel bei Größenordnungen von $\pm 5\%$. Platte 020_3L_PL02-3, NWM4-011-03 ist mit einer Abweichung von über 10% auf der sicheren Seite liegend berechnet worden. Da nur eine Platte in dieser Konstellation geprüft wurde, kann die Abweichung ein Ergebnis der Versuchswertstreuung darstellen.

Die Platten der Serie 000 (ohne Stahlbewehrung) können bei niedrigen Lasten gut nachgerechnet werden. Verdoppelt sich die aufnehmbare Last durch die doppelte Textilfläche rechnerisch, dann liegt das Ergebnis der Rechnung auf der unsicheren Seite außerhalb der angestrebten Genauigkeitsschranke von 10%.

Das Berechnungsmodell ist prinzipiell auch für Bauteile ohne Stahlbewehrung gültig. Im Unterschied zu den zusätzlich mit Stahl bewehrten Platten fehlen jedoch hier Kraft-Umlagerungsmöglichkeiten vom Textil zum „gutmütigen“ Stahl. Das heißt, wenn durch eine lokale Vorschädigung ein Roving oder Teile des Rovings versagen, müssen zunächst intakte Filamente bzw. intakte Rovings die freiwerdende Kraft mit aufnehmen. Das System reagiert damit empfindlich auf derartige Erscheinungen.

Ist die Möglichkeit einer Umlagerung von Kräften auf den Stahl nicht gegeben, spielen die Versagensmechanismen innerhalb eines Rovings eine noch größere Rolle. Beispielhaft seien die lokale Vorschädigung des Rovings genannt und das zufällig erscheinende Versagen einiger Filamente innerhalb eines Rovings (dadurch, dass diese straff liegen, Dehnungen aufnehmen, jedoch benachbarte Filamente noch nicht). Dadurch kommt es zu lokalem Versagen. Die Extremwertbetrachtung möglicher Versagensmechanismen im Faserbündelmodell wird derzeit von SCHICKTANZ an der TU Dresden untersucht.

	P_{Rd}	ε_c	ε_s	ε_t	a	x	$P_{Ed} =$	M_{Rd}	M_{Ed}	Δ
	[kN]	[‰]	[‰]	[‰]	[mm]	[mm]	$P_v + P_g$ [kN]	[kNm]	[kNm]	[‰]
Verstärkte Versuchskörper - bilineare Arbeitslinie zur Ermittlung der Textilzugkraft										
050_10L_B4-M/10, NWM3-022-00	57,92	3,14	20,72	24,14	14,60	35,77	60,17	43,44	45,13	-3,7
050_10L_B6-M/10, NWM3-022-00	58,23	3,02	20,73	24,14	14,02	34,59	62,84	43,67	47,13	-7,3
050_10L_B7-M/10, NWM3-022-00	57,57	3,29	20,70	24,14	15,36	37,31	60,01	43,18	45,01	-4,1
050_16L_B8-M/16, NWM3-022-00	66,52	3,35	20,24	24,14	15,93	38,59	68,64	49,89	51,48	-3,1
050_16L_B9-M/16, NWM3-022-00	66,53	3,34	20,24	24,14	15,90	38,54	64,97	49,90	48,73	2,4
050_16L_B10-M/16, NWM3-022-00	66,72	3,25	20,25	24,14	15,47	37,66	72,83	50,04	54,62	-8,4
050_3L_P-1-1, NWM3-022-00	58,70	3,50	15,36	20,56	6,29	15,13	56,25	15,65	15,00	4,4
050_3L_P-1-2, NWM3-022-00	57,18	3,50	14,93	20,01	6,44	15,48	53,80	15,25	14,35	6,3
050_3L_P-1-3, NWM3-022-00	54,42	3,50	11,89	16,14	7,71	18,53	54,25	14,51	14,47	0,3
050_3L_P-2-1, NWM3-022-00	58,70	3,50	15,36	20,56	6,29	15,13	55,48	15,65	14,79	5,8
050_3L_P-2-2, NWM3-022-00	57,18	3,50	14,93	20,01	6,44	15,48	54,60	15,25	14,56	4,7
050_3L_P-2-3, NWM3-022-00	54,90	3,50	12,41	16,80	7,46	17,93	53,50	14,64	14,27	2,6
050_5L_P-3-1, NWM3-022-00	62,79	3,50	14,71	20,19	6,51	15,66	68,93	16,74	18,38	-8,9
050_5L_P-3-2, NWM3-022-00	57,67	3,50	11,19	15,61	8,08	19,42	60,80	15,38	16,21	-5,2
050_5L_P-3-3, NWM3-022-00	58,29	3,50	11,66	16,22	7,83	18,81	58,63	15,54	15,63	-0,6
050_5L_P-4-1, NWM3-022-00	57,67	3,50	11,19	15,61	8,08	19,42	58,70	15,38	15,65	-1,8
050_5L_P-4-2, NWM3-022-00	62,79	3,50	14,71	20,19	6,51	15,66	57,58	16,74	15,35	9,1
050_5L_P-4-3, NWM3-022-00	61,19	3,50	13,95	19,20	6,80	16,34	59,73	16,32	15,93	2,5
050_3L_PL05-3, NWM4-011-03	67,89	3,14	13,98	19,20	6,07	14,86	68,78	18,10	18,34	-1,3
034_3L_PL-3/1, NWM4-011-03	51,90	2,75	14,60	19,20	5,11	12,83	55,05	13,84	14,68	-5,7
034_3L_PL-3/2SD, NWM4-011-03	52,06	2,68	14,55	19,20	4,99	12,59	52,86	13,88	14,10	-1,5
034_3L_PL-3/3, NWM4-011-03	52,23	2,52	14,60	19,20	4,67	11,92	53,44	13,93	14,25	-2,3
034_6L_PL-6/1, NWM4-011-03	71,18	3,19	14,20	19,20	6,09	14,87	73,52	18,98	19,61	-3,2
034_6L_PL-6/2, NWM4-011-03	70,76	3,38	14,22	19,20	6,43	15,56	73,42	18,87	19,58	-3,6
034_6L_PL-6/3SD, NWM4-011-03	71,62	2,94	14,25	19,20	5,58	13,85	77,14	19,10	20,57	-7,2
020_4L_P-7-2, NWM3-022-00	42,92	2,49	18,31	24,14	3,83	9,81	47,55	11,45	12,68	-9,7
020_4L_P-7-3, NWM3-022-00	42,92	2,49	18,31	24,14	3,83	9,81	41,41	11,45	11,04	3,6
020_4L_P-7-4, NWM3-022-00	42,39	3,13	18,17	24,14	4,91	12,04	32,12	11,30	8,57	32,0
020_8L_P-7-5, NWM3-022-00	55,38	3,50	16,04	22,47	6,11	14,69	56,25	14,77	15,00	-1,6
020_8L_P-7-6, NWM3-022-00	55,38	3,50	16,04	22,47	6,11	14,69	59,06	14,77	15,75	-6,2
020_8L_P-7-7, NWM3-022-00	55,79	3,50	16,08	22,53	6,10	14,65	59,46	14,88	15,86	-6,2
020_3L_PL02-3, NWM4-011-03	38,67	1,95	15,03	19,20	3,51	9,41	43,58	10,31	11,62	-11,3
000_4L_P-6-2, NWM3-022-00	24,08	1,80	-	24,14	2,70	7,30	23,61	6,42	6,30	2,0
000_4L_P-6-3, NWM3-022-00	24,08	1,78	-	24,14	2,66	7,22	24,51	6,42	6,54	-1,7
000_8L_P-6-4, NWM3-022-00	49,08	2,91	-	24,14	4,73	11,74	40,74	13,09	10,86	20,5
000_8L_P-6-5, NWM3-022-00	49,08	2,91	-	24,14	4,73	11,74	42,09	13,09	11,22	16,6

Bild 5.22: Rechen- (Index Rd, Dehnungen ε , Abstand a und Druckzonenhöhe x) und Versuchsergebnisse (Index Ed) unter Ansatz bilinearer Spannungs-Dehnungs-Linien für die verwendeten Textilien

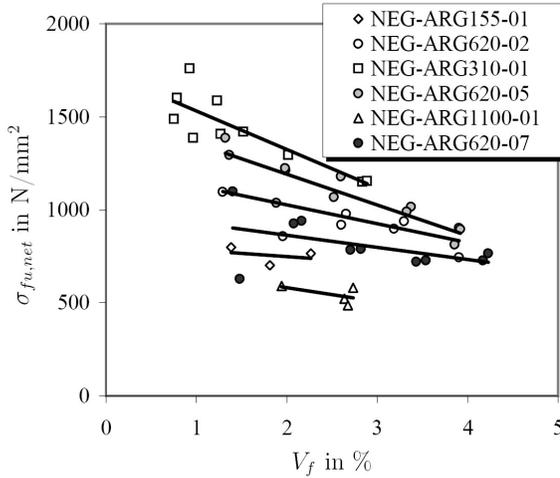


Bild 5.23: Netto-Faserbruchspannung von Dehnkörpern mit verschiedenen Rovings und Faservolumengehalten (entnommen aus JESSE [34])

JESSE [34] zeigt in seinen Dehnkörperversuchen auf, dass bei einem steigenden Faservolumengehalt die Netto-Faserbruchspannung abnimmt, siehe Bild 5.23. Die Ursache dafür könnte in der Wahrscheinlichkeit einer Anhäufung von zufällig auftretenden verschiedenen Versagensmechanismen auf Filamentebene durch eine erhöhte Faserfläche begründet sein, die sich bei den Platten ohne Stahlbewehrung viel deutlicher zeigt als in den gemischt bewehrten Bauteilen.

Bilder 5.24 und 5.25 zeigen graphisch die Tendenz zwischen Versuchsergebnissen und -nachrechnungen. Bild 5.26 zeigt die prozentualen Abweichungen als Mittelwerte einer Plattenfolge in Abhängigkeit vom Stahlbewehrungsgrad der Bauteile. Es ist eine sehr gute Übereinstimmung der Ergebnisse von Rechnung und Versuch bei den verstärkten Stahlbetonbauteilen innerhalb der festgesetzten Genauigkeitsschranke von $\pm 10\%$ festzustellen.

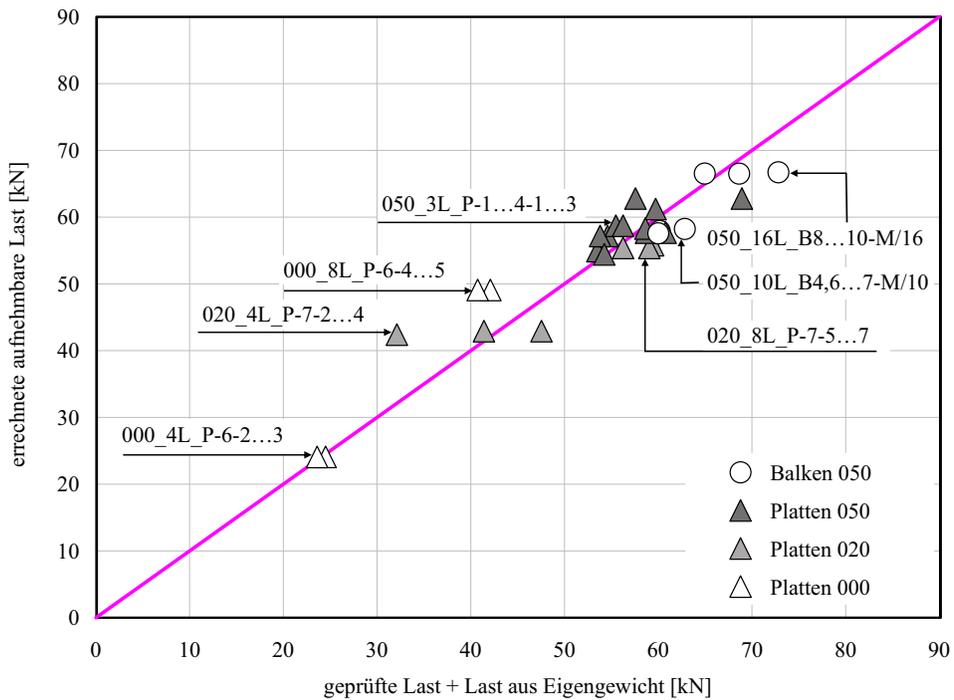


Bild 5.24: Tendenz zwischen Versuchsergebnissen und Versuchsnachrechnungen mit verbessertem Ansatz, Bauteile verstärkt mit NWM3-022-00

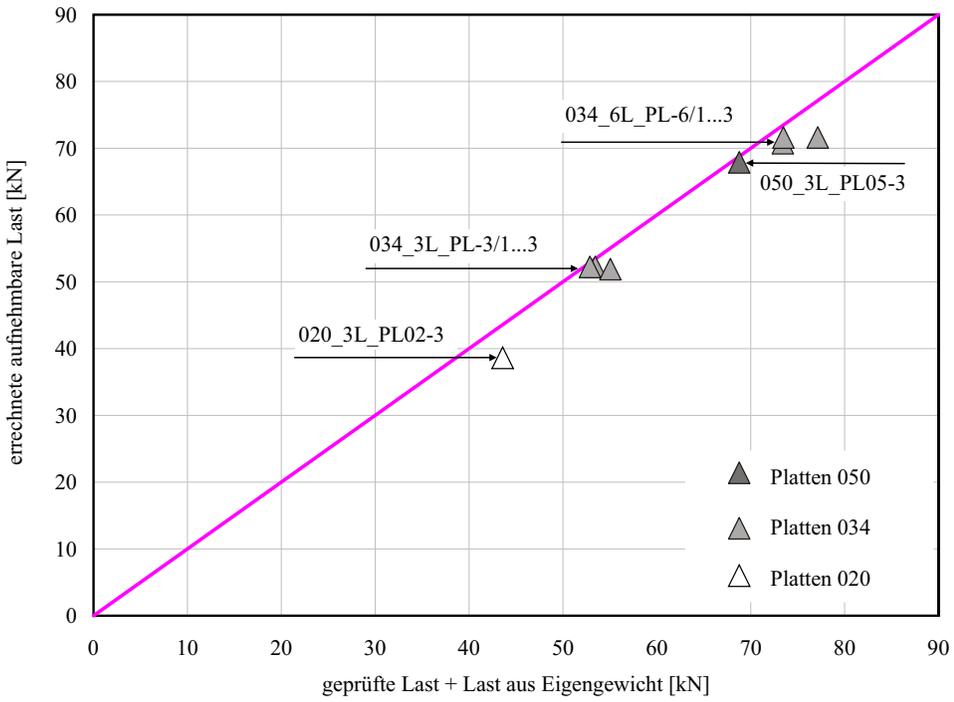


Bild 5.25: Tendenz zwischen Versuchsergebnissen und Versuchsnachrechnungen mit verbessertem Ansatz, Bauteile verstärkt mit NWM4-011-03

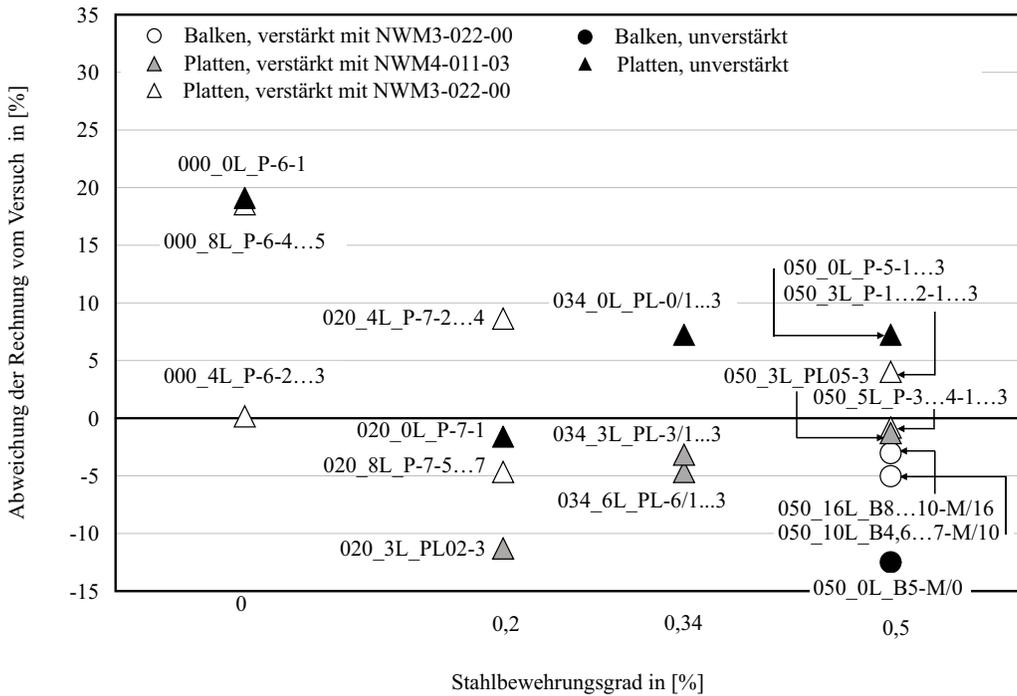


Bild 5.26: Mittelwerte der prozentualen Abweichung der Rechnung mit verbessertem Ansatz vom Versuch für verstärkte und unverstärkte Bauteile

6 Bemessungsvorschlag für textil verstärkte Biegebauteile

6.1 Allgemeines

Das Ergebnis der Bemessung textil verstärkter Biegebauteile ist die Beantwortung der Frage, wieviel und welches Textil aufgebracht werden muss, um einen vorgegebenen Stahlbetonquerschnitt für eine vorgegebene Nutzungsänderung mit erhöhten Nutzlasten tragfähig zu machen.

6.2 Gültigkeitsgrenzen

Die folgenden Ausführungen gelten für Bauteile, in denen Biegeversagen maßgebend wird. Das Verfahren legt die Annahmen zu Grunde, dass ein Delaminationsversagen in der textilen Bewehrungsebene sowie ein Verbundversagen im Altbetonuntergrund ausgeschlossen werden können. Von ORTLEPP [45] durchgeführte Parameterstudien zeigen, dass ein Versagen in der Verbundfuge zwischen Altbeton und Feinbeton der textilen Verstärkungsschicht ausgeschlossen werden kann, so lange eine gewisse Mindestrautiefe des Altbetons gewährleistet wird. ORTLEPP schlägt dafür 1 mm vor.

Einflüsse aus den unterschiedlichen Verbundeigenschaften einerseits von Stahl und Textil, andererseits innerhalb eines Rovings werden berücksichtigt. Quantitative Aussagen in Form eines Verbundspannungs-Schlupf-Gesetzes sind derzeit nicht möglich, da die Entwicklungen des Faserbündelmodells „Roving“ und von Verbundgesetzen zur Berücksichtigung der gemischten Bewehrung Betonstahl/Textil und insbesondere für das Textil selbst noch nicht abgeschlossen sind.

6.3 Grundsätzliches

In Kapitel 5.1.1 wurden Annahmen, auf denen das Berechnungsmodell beruht, erläutert. Sie gelten in gleichem Maße für das Bemessungsmodell.

Kurz zusammengefasst waren das

- die Hypothese vom Ebenbleiben der Querschnitte (BERNOULLI),
- die Vernachlässigung der Beton- und Feinbetonzugfestigkeit im Grenzzustand der Tragfähigkeit,
- linear über den Querschnitt verteilte Dehnungen und
- die Definition der Grenze der Querschnittstragfähigkeit beim Erreichen entweder der Stahlbruchdehnung, der Textilbruchdehnung oder der Betonbruchstauchung.

6.4 Rechenwerte der Materialkenngrößen und erste Vorüberlegungen zur Einführung eines Teilsicherheitsbeiwertes für Textilbeton

Bei der Bemessung im Grenzzustand der Tragfähigkeit (GZT) werden im Unterschied zum Nachrechnungsverfahren die charakteristischen Materialkennwerte der Normenreglung nach DIN 1045 [18] für Betonstahl und Beton angesetzt. Zusätzlich werden die bekannten Teilsicherheitsbeiwerte für beide Materialien verwendet.

6.4.1 Charakteristischer Wert der Betondruckfestigkeit und Klassifizierung

Betone werden in Abhängigkeit von ihrer Druckfestigkeit in Betonfestigkeitsklassen eingeteilt. Der Klassifizierung der Betondruckfestigkeit liegt der charakteristische Wert der Betondruckfestigkeit f_{ck} (5 %-Quantil) zu Grunde, der an einem Zylinder ($\varnothing 150$ mm, $h = 300$ mm) 28 Tage nach dessen Herstellung geprüft wird. Alternativ zur Zylinderdruckfestigkeit kann die Druckfestigkeit im Rahmen einer Konformitätsprüfung auch an einem Würfel (150 mm Kantenlänge) ermittelt werden. Die Würfeldruckfestigkeit $f_{ck,cube}$ ist deshalb ebenfalls in der Klassifizierung angegeben, die in der allgemeinen Form $C f_{ck}/f_{ck,cube}$ mit vorangestelltem C für Normalbeton dargestellt werden kann. Festigkeitskennwerte und Formänderungskennwerte, also auch Bruchstauchungen und die Stauchungen, bei denen der Übergang von der Parabel (bis C55/57) zum Rechteck im bereits in Kapitel 3.2.1 beschriebenen Parabel-Rechteck-Diagramm stattfindet, sind DIN 1045-1 zu entnehmen.

6.4.2 Bemessungswert der Betondruckfestigkeit

Der Bemessungswert der Betondruckfestigkeit ist nach DIN 1045-1:

$$f_{cd} = \alpha \cdot \frac{f_{ck}}{\gamma_c} \quad (6.1)$$

Durch den Beiwert $\alpha = 0,85$ werden Langzeiteinwirkungen auf die Druckfestigkeit berücksichtigt. γ_c stellt den Teilsicherheitsbeiwert für Beton dar.

$$\begin{aligned} \gamma_c &= 1,50 && \text{für die ständige und vorübergehende Bemessungssituation} \\ \gamma_c &= 1,30 && \text{für die außergewöhnliche Bemessungssituation} \end{aligned}$$

Für Betone mit Festigkeitsklassen ab C55/67 muss γ_c derzeit mit einem Faktor zur Berücksichtigung einer größeren Streuung von Materialeigenschaften multipliziert werden, siehe dazu DIN 1045-1 [18].

6.4.3 Rechnerische Spannungs-Dehnungs-Linie für Beton

In der Bemessung wird das Parabel-Rechteck-Diagramm nach Bild 3.22 verwendet. Die Kenngrößen zu dessen Charakterisierung sind DIN 1045-1 zu entnehmen. Für Betone bis zur Festigkeitsklasse C50/60 ist eine detaillierte Beschreibung im Kapitel 3.3.3.1 zu finden.

Es könnten ersatzweise auch die bilineare Spannungs-Dehnungs-Linie und der Spannungsblock angewendet werden, siehe 3.2.1.

6.4.4 Charakteristische Werte des Betonstahls und Duktilitätsklassen

DIN 488 regelt gerippte Betonstähle BSt 500 der Duktilitätsklassen A (normalduktil) und B (hochduktil).

Die verwendeten charakteristischen Kennwerte für die Bemessung im GZT sind:

$f_{yk} = 500 \text{ N/mm}^2$	charakteristischer Wert der Streckgrenze
$f_{tk,cal} = 525 \text{ N/mm}^2$	charakteristischer Wert der Zugfestigkeit für die Bemessung
$E_s = 200.000 \text{ N/mm}^2$	E-Modul
$\epsilon_{yd} = (f_{yk}/E_s)/\gamma_s$	Dehnung an der Streckgrenze
$\epsilon_{su} = 25 \text{ ‰}$	rechnerische Bruchdehnung

6.4.5 Bemessungswerte des Betonstahls

Die Bemessungswerte der Streckgrenze und der Zugfestigkeit des Betonstahls werden mittels Teilsicherheitsbeiwert γ_s berechnet zu:

$$f_{yd} = \frac{f_{yk}}{\gamma_s} \tag{6.2}$$

$$f_{td,cal} = \frac{f_{tk,cal}}{\gamma_s} \tag{6.3}$$

$\gamma_s = 1,15$ für die ständige und vorübergehende Bemessungssituation
 $\gamma_s = 1,00$ für die außergewöhnliche Bemessungssituation

6.4.6 Rechnerische Spannungs-Dehnungs-Linie für Betonstahl

Als rechnerische Spannungs-Dehnungs-Linie wird die bilineare Linie mit dem Anstieg $m = \arctan E_s$ bis zum Bemessungswert der Streckgrenze für den ersten Ast angesetzt. Der zweite Ast kann vereinfacht horizontal bis zum Erreichen der rechnerischen Bruchdehnung angenommen werden, im Folgenden wird jedoch mit ansteigendem Ast bis zur rechnerischen Bruchdehnung und zum Bemessungswert der Zugfestigkeit gearbeitet.

6.4.7 Charakteristische Werte des Textils

Die angesetzten Werte der aufnehmbaren Spannungen für Textilien als zusätzliche Biegebewehrung ergeben sich bisher aus Ergebnissen von Dehnkörperversuchen und aus denen der Garnprüfung. Außerdem liegen die Ergebnisse von Biegeversuchen zu Grunde, aus denen die Größe der Dehnung infolge Schlupf abgeleitet wurde. Die Aufstellung aus diesen Eingangsgrößen entwickelter bilinearer Arbeitslinien für das Textil ist in Kapitel 5.4.1 ausführlich beschrieben.

Für die hier verwendeten Textilien sind die bilinearen Arbeitslinien in Bildern D.5 und D.6 (Anhang D) dargestellt. Es kann von diesen Linien nicht automatisch auf ein beliebiges anderes Textil geschlossen werden, da das Schlupfverhalten noch eine Unbekannte darstellt, ebenso wie das Zusammenspiel des Verbundverhaltens Stahl/Textil nach Kapitel 5.3.3, Hypothese II.

Der Ansatz charakteristischer Werte ist derzeit aufgrund der fehlenden Anzahl von Versuchen noch nicht möglich. Zukünftig müssen die 5%-Quantilwerte der Spannungen als charakteristische Werte angenommen werden. Der Index k kennzeichnet charakteristische Werte. Derzeit wird mit einem Ansatz von Mittelwerten gearbeitet.

6.4.8 Überlegungen zum Teilsicherheitsbeiwert für Textilbeton - Bemessungswerte des Textils

Zur Einführung eines Teilsicherheitsfaktors für textildbewehrten Beton geben PROSKE ET AL. einen ersten Anhaltspunkt [46]. Unter Verwendung verschiedener statistischer Methoden schlägt er vorerst einen Teilsicherheitsbeiwert von maximal 2,2 vor¹. Ein Sicherheits-

¹Bei einer Anpassung des Faktors für die Ermüdungsfestigkeit in Abhängigkeit von der Art der auf-gebrachten Last könnte der Teilsicherheitsbeiwert verringert werden. Auch durch eine mögliche Anpassung anderer in der Formel zur Ermittlung des Teilsicherheitsbeiwertes beinhalteter Faktoren - wie Bruchspannung des Textilbetons, Bruchspannung der Fasern, Anzahl der Filamente und den jeweiligen Faktoren zur Berücksichtigung der Dauerhaftigkeit der Fasern und zur Berücksichtigung des Verhältnisses der Bruchspannung der Randfasern zu derjenigen der Kernfasern - ist nach PROSKE ET AL. eine Verringerung des Teilsicherheitsbeiwertes von $\gamma_t = 2,2$ möglich.

beiwert von 1,7 erscheint PROSKE ET AL. plausibel verglichen mit dem Teilsicherheitsbeiwert für Beton von 1,5.

Auch bei der Ermittlung des Teilsicherheitsbeiwertes wird ausdrücklich auf die Vorläufigkeit der Ergebnisse hingewiesen, da einige Einflüsse, wie die Zusammensetzung von Feinbetonmatrix und Fasermaterialien, die Beschaffenheit des Textils und die Herstellungsbedingungen von Textil und Matrix, bisher nicht berücksichtigt wurden.

Die Bemessungswerte des Textils werden in allgemeiner Form mit Gleichung 6.4 beschrieben:

$$f_{ttd} = \frac{f_{ttk}}{\gamma_t} \quad (6.4)$$

γ_t Teilsicherheitsfaktor für das Textil im textilbewehrten Beton für die ständige und vorübergehende Bemessungssituation

6.5 Biegebemessung

Die Größe des äußeren Momentes ist bekannt und die Querschnittswerte des zu verstärkenden Stahlbetonquerschnitts sind vorgegeben. Zu Beginn wird ein Dehnungszustand mittels ε_c und ε_t gewählt und eine Höhe h_t der Verstärkungsschicht angenommen.

Die den Dehnungen zugeordneten Kräfte werden für den Beton mit Gleichung 3.8, für den Stahl in der Zugzone in Abhängigkeit vom Dehnungsbereich mit Gleichung 3.14 oder 3.15 ermittelt. Die erforderliche Textilzugkraft $F_{t,erf}$ wird basierend auf Gleichung 5.3 ermittelt. Anstelle von M_{Rd} wird das bekannte äußere Moment M_{Ed} eingesetzt und die Gleichung entsprechend nach $F_{td} = F_{t,erf}$ umgestellt.

Es ergibt sich Gleichung 6.5 zur Ermittlung der erforderlichen Kraft im Textil, bei der eine eventuell angreifende äußere Normalkraft und eventuell vorhandene Druckbewehrung (siehe auch Bild 6.1) berücksichtigt sind:

$$F_{t,erf} = \frac{M_{Ed} - F_{cd} \cdot (z) - F_{s2d} \cdot (z_{s,s2}) + N \cdot z_{s1}}{z_t} \quad (6.5)$$

Nach der Überprüfung des Gleichgewichts der inneren Kräfte wird entweder die Wahl eines neuen Dehnungszustandes nötig, oder - bei Erfüllung der Gleichgewichtsbedingung $\sum H = 0$ - die Ermittlung der benötigten Textilfläche basierend auf Gleichungen 5.16 und 5.17 (siehe auch Bild 6.1).

Anschließend wird überprüft, ob die gewählte Höhe der Verstärkungsschicht ungefähr der Verstärkungsschichtdicke bei gewähltem Textil entspricht. Dabei wird nach jetzigem Stand der Anwendungserfahrung eine Dicke von 2 mm pro Verstärkungsschicht plus 2 mm für die abschließende Feinbetonschicht angenommen.

Bild 6.1 gibt einen Überblick über die Vorgehensweise in der Biegebemessung verstärkter Bauteile.

Zukünftig sollten quantitativ Verbundspannungs-Schlupf-Beziehungen für Textil(beton) entwickelt und berücksichtigt werden, in denen die verschiedenen Verbundspannungs-Schlupf-Beziehungen (von Stahl im Beton und von Textil im Feinbeton), (damit) die unterschiedlichen Steifigkeiten der Bewehrungen sowie die verschiedenen Lasteinleitungslängen von Stahl und Beton berücksichtigt werden. Auch die Beziehungen aus dem verschieblichen Verbund innerhalb eines Rovings müssen in eine Verbundspannungs-Schlupf-Beziehung einfließen.

Bei sehr steifen Textilien wird die Berücksichtigung einer Verbundspannungs-Schlupf-Beziehung bei der Biegebemessung im Rissquerschnitt vermutlich eine Abminderung der Stahldehnung (siehe Kapitel 5.3.3) zur Folge haben. Begründet ist diese Annahme durch die viel kleineren Lasteinzugslängen von steifen Textilien im Vergleich zu denen des Stahlbetons.

Die oben genannten Einflüsse auf das Verbundspannungs-Schlupf-Verhalten müssen auch für die hier verwendeten Textilien noch genau untersucht werden. Derzeit werden Schlupfefeekte im Textil durch die verbesserte Annahme einer bilinearen Spannungs-Dehnungs-Linie approximiert.

Bei Bemessungsmodellen für bereits etablierte Verstärkungsmaßnahmen sind die oben beschriebenen Einflüsse nicht relevant. Zum einen weil die Zusatzbewehrung mit dem gleichen Baustoff wie im Altbeton ausgeführt wird (z. B. Betonstahl und Stahllamellen, mit dem Vorteil gleicher Materialeigenschaften und im Fall von Betonstahl in Spritzbeton mit dem Vorteil gleicher Verbundgesetze). Zum anderen weil diese Zusatzbewehrungen (Betonstahl, Stahllamellen und CFK-Lamellen) in der Betrachtungsweise eines Bauingenieurs homogene Baustoffe darstellen. Diese Modelle sind deshalb nicht auf die Verstärkung mit textilbewehrtem Beton übertragbar.

Mindestbewehrung

Auch bei textil verstärkten Bauteilen muss eine Mindestbewehrung vorhanden sein, die beim Auftreten des ersten Risses (durch Überschreitung der Betonzugfestigkeit) in der Lage ist, die freiwerdende Zugkraft aufzunehmen. Die Mindestbewehrung kann sich hier aus einer Kombination von Betonstahl und textiler Bewehrung zusammensetzen.

Zugkraftdeckung

Auf der Basis des gegenwärtigen Erkenntnisstandes sollte eine textile Verstärkungsschicht zum Zwecke der Biegeverstärkung auf der sicheren Seite liegend auf der gesamten Bauteillänge mit gleicher Textilfläche aufgebracht werden. Nach Vorliegen gesicherter Erkenntnisse zum Verbundverhalten sind Bewehrungsabstufungen analog einer Zugkraftdeckung für betonstahlbewehrte Bauteile möglich.

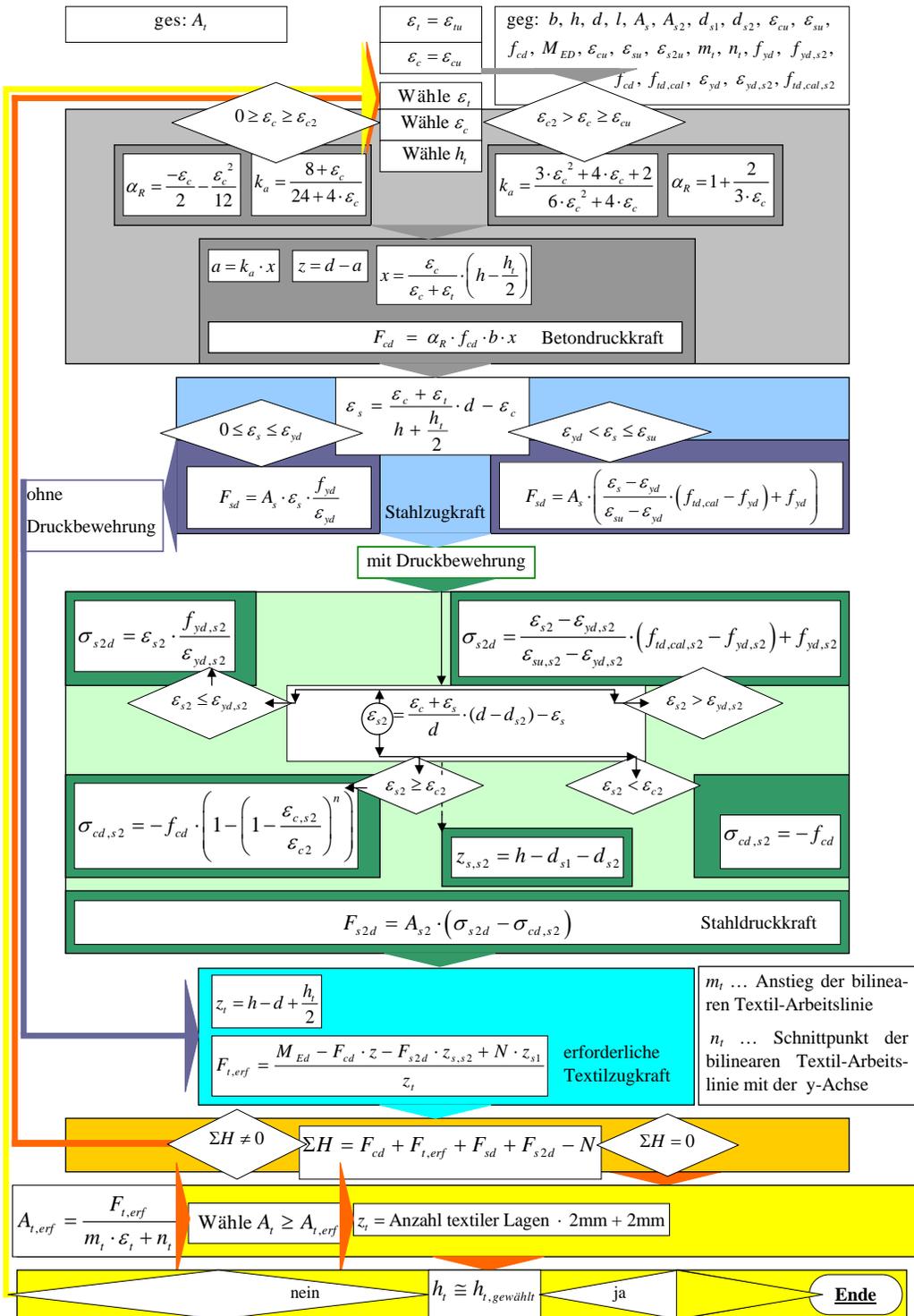


Bild 6.1: Iterative Ermittlung der erforderlichen Textilfläche zu verstärkender Bauteile mit Rechteckquerschnitt bis zur Betonfestigkeitsklasse einschließlich C50/60 unter Berücksichtigung eventuell vorhandener Druckbewehrung (Ansatz der Betonnettofläche) und einer äußeren Normalkraft

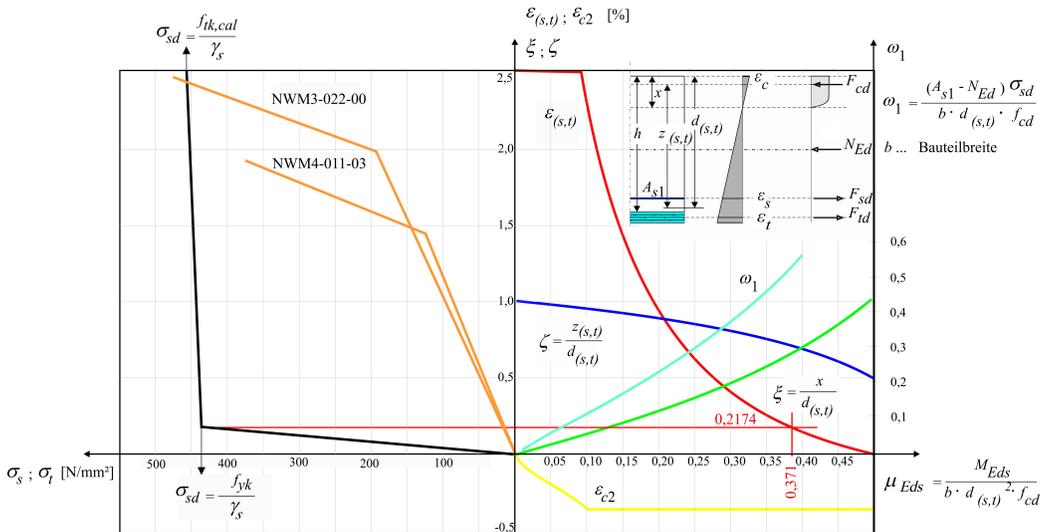


Bild 6.2: Erweiterung des allgemeinen Bemessungsdiagramms für Stahlbetonbauteile

6.5.1 Anhaltspunkte für die Beurteilung der Möglichkeiten und Grenzwerte für die Verstärkung von Stahlbetonbauteilen

6.5.1.1 Allgemeines Bemessungsdiagramm

Auf der Basis der bisher vorliegenden Erkenntnisse zum Materialverhalten der untersuchten Textilien wurde das „Allgemeine Bemessungsdiagramm für Querschnitte mit rechteckiger Druckzone“ erweitert, um während der Planung der Verstärkungsmaßnahmen deren Effektivität, aber auch deren Grenzen abschätzen zu können.

Bild 6.2 stellt die Ergänzung des allgemeinen Bemessungsdiagramms dar. Auf der linken Seite werden zur besseren Veranschaulichung die übliche bilineare Spannungs-Dehnungs-Beziehung des Betonstahls² sowie die Arbeitslinien der bisher untersuchten textilen Verstärkungsmaterialien ergänzt. In Ermangelung eines konkreten Teilsicherheitsbeiwertes und verwertbarer charakteristischer Kenngrößen sind die Spannungs-Dehnungs-Linien der Textilien zunächst als Mittelwerte dargestellt. Die Nutzhöhen für Betonstahl und Verstärkung wurden in erster Annäherung zu einem mittleren Hebelarm zusammengefasst, wodurch sich für beide Bewehrungsmaterialien die gleiche Dehnung ergibt. Jedem bezogenen Moment (μ_{Eds} , dimensionslose Darstellung) ist eine optimale Dehnungsverteilung zugeordnet.

Nach einer Präzisierung der Textil-Eingangsparameter ist die Verwendung des Diagramms zur Vorbemessung, eventuell sogar zur Bemessung von Verstärkungsmaßnahmen denkbar. Anhand des bezogenen Tragemomentes des unverstärkten Querschnitts ($\mu_{Eds} = \mu_{Ed,0}$) sind Verstärkungsmöglichkeiten und Grenzwerte direkt ablesbar.

²Im allgemeinen Bemessungsdiagramm wird die bilineare Arbeitslinie des Betonstahls hier mit Berücksichtigung der Verfestigung, d. h. mit ansteigendem zweiten Ast, verwendet.

Qualitative Auswertung des Diagramms:

- Um die Möglichkeit der **Verstärkung von Stahlbetonbauteilen allgemein** (auch unabhängig von der Anwendung von Textil) abzuschätzen, wird das bezogene Tragmoment des unverstärkten Querschnitts ($\mu_{Ed,0}$) betrachtet, welches Auskunft über die Ausnutzung der Betondruckzone gibt. Bei kleinen Werten - $\mu_{Ed,0} = 0 \dots 0,1$ - ist nur eine kleine Druckzonenhöhe (x , abgeleitet aus ξ nach Bild 6.2) zur Gewährleistung des Kriteriums $\sum H = 0$ erforderlich. Soll durch eine Verstärkung das Tragmoment und damit das bezogene Moment μ_{Eds} erhöht werden, kann nach Erreichen der Betongrenzdehnung die notwendige Vergrößerung der Betondruckkraft durch eine Verringerung der Dehnungen in der Zugzone realisiert werden. Dabei wirkt sich die gleichzeitig zu verzeichnende Verkleinerung des Hebelarms der inneren Kräfte (z , abgeleitet aus ζ nach Bild 6.2) zunehmend nachteilig auf das aufnehmbare Momentes aus.

Prinzipiell ist festzustellen:

Je größer das bezogene Tragmoment des unverstärkten Querschnitts $\mu_{Eds} = \mu_{Ed,0}$ ist, desto geringer ist die mögliche Tragfähigkeitssteigerung bei gleichem Materialeinsatz. Eine Steigerung auf bezogene Tragmomente $\mu_{Eds} > 0,371$ sollte vermieden werden, da neben der uneffizienten Ausnutzung des Betonstahls ein duktileres Tragwerksverhalten durch das Unterschreiten der Fließgrenze des Betonstahls unterbunden wird.

- Bei einer Verstärkung mit Textil müssen **zusätzliche Phänomene** beachtet werden, wie das grundsätzlich verschiedene Spannungs-Dehnungs-Verhalten der gemeinsam wirkenden Baustoffe Betonstahl und Textil in der Zugzone. Der Betonstahl weist im Fließbereich zwischen ca. 2,2 ‰ und 25 ‰ ein nahezu unverändertes Tragverhalten auf. Die Bruchdehnung der hier verwendeten Textilien ist jedoch geringer als die zugelassene Grenzdehnung des Betonstahls. Dadurch, und durch den bilinearen Verlauf der Textil-Arbeitslinien mit einem flach ansteigenden ersten Ast, ist der für eine mögliche Verstärkung wirtschaftliche Dehnungsbereich der Textilien stark eingeschränkt.

Prinzipiell ist zusätzlich zu den oben genannten Grundsätzen festzustellen:

Bei der Biegeverstärkung sollten die Textilien im GZT bis nahe der Bruchdehnung ausgenutzt werden. Die Verstärkung für Tragmomente, die eine kleinere Dehnung bedingen, führt zu einer unwirtschaftlichen Ausnutzung des Textils. Das optimale Verstärkungsziel wäre bei einem bezogenen Tragmoment ($\mu_{Ed,Ziel,opt}$) anzusiedeln, bei dem die zugehörige Stahldehnung der Bruchdehnung des Textils entspricht. Grundsätzlich müssen Verstärkungsziele vermieden werden, bei denen das Textil sich noch in dem schwer zu definierenden „Schlupf“-bereich befindet (erster Ast der bilinearen Textil-Arbeitslinie).

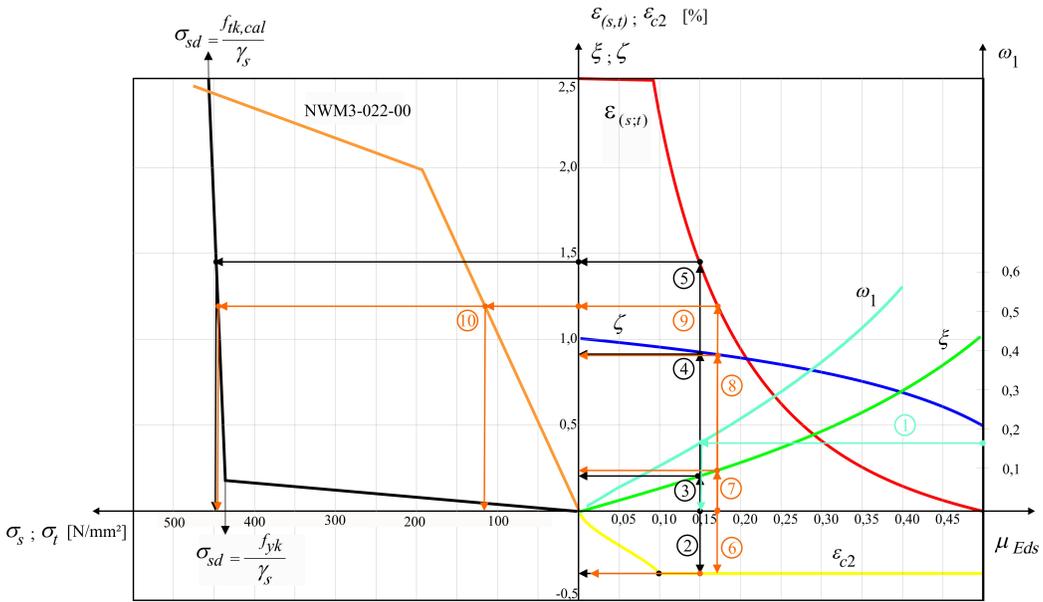


Bild 6.3: Erweiterung des allgemeinen Bemessungsdiagramms für Stahlbetonbauteile

Anwendungsbeispiel 1 anhand des ergänzten allgemeinen Bemessungsdiagramms:

Beispielhaft folgt eine Abschätzung der möglichen Verstärkung für ein Stahlbetonbauteil mit dem Textil NWM3-022-00, dessen Biegetragfähigkeit erhöht werden soll. Um den Bezug zu den Versuchen der vorliegenden Arbeit herzustellen, wird dazu eine Platte der Serie 050 verwendet. Bild 6.3 dient der Verdeutlichung der Vorgehensweise.

Materialien

Betonstahl BSt 500 M 513

$$\rightarrow A_{s1} = 308 \text{ mm}^2$$

$$\rightarrow f_{yk} = 500 \text{ N/mm}^2$$

$$\rightarrow f_{yd} = f_{yk} / \gamma_s = 500 / 1,15 = 434,8 \text{ N/mm}^2$$

Betonfestigkeitsklasse C25/30

$$\rightarrow f_{ck} = 25 \text{ N/mm}^2$$

$$\rightarrow f_{cd} = \alpha \cdot f_{ck} / \gamma_c = 0,85 \cdot 25 / 1,5 = 14,2 \text{ N/mm}^2$$

Abmessungen

$$\rightarrow h = 100 \text{ mm}$$

$$\rightarrow b = 600 \text{ mm}$$

Mit einer statischen Nutzhöhe des Bewehrungsstahls von 81,5 mm und einer angenommenen Dicke der Verstärkungsschicht von 6 mm ergibt sich eine mittlere statische Nutzhöhe

von Bewehrungsstahl und textiler Bewehrung:

→ $d_s, t = 94 \text{ mm}$ (vorläufige Annahme³)

Ermittlung von $\mu_{Ed,0}$

Zunächst wird das bezogene Tragemoment im unverstärkten Zustand $\mu_{Ed,0}$ in Abhängigkeit vom mechanischen Bewehrungsgrad ω_1 aus dem allgemeinen Bemessungsdiagramm ermittelt. Die mögliche Traglasthöhung durch eine Verstärkung kann dann abgeschätzt werden.

$$\omega_1 = \frac{(A_{s1} - N_{Ed}) \cdot \sigma_{sd}}{b \cdot d_{s,t} \cdot f_{cd}} \quad (6.6)$$

In Gleichung 6.6 sind alle Querschnittskenngrößen bis auf σ_{sd} bekannt. Für eine ingenieurmäßige Abschätzung ist die Annahme gerechtfertigt, dass sich der Stahl im Fließbereich befindet. Wird die Stahlverfestigung auf der sicheren Seite liegend vernachlässigt, ergibt sich:

$$\sigma_{sd} = f_{yd} = \frac{f_{yk}}{\gamma_s} = 434,8 \text{ N/mm}^2 \quad (6.7)$$

ω_1 wird nach Gleichung 6.6 berechnet zu:

$$\omega_1 = \frac{(308 - 0) \cdot 435}{600 \cdot 94 \cdot 14,2} = 0,167$$

Für $\omega_1 = 0,167$ wird aus dem Bemessungsdiagramm ein $\mu_{Ed,0}$ von 0,153 abgelesen (siehe ① Bild 6.3). Gleichwertig können die Beiwerte auch der Bemessungstabelle nach Bild 6.4 entnommen werden, dabei entspricht ε_{s2} der Tabelle $\varepsilon_{s,t}$ im modifizierten allgemeinen Bemessungsdiagramm. $\varepsilon_{s,t}$ beschreibt die mittlere Dehnung von Bewehrungsstahl und Textil in der Zugzone.

Aus dem allgemeinen Bemessungsdiagramm lässt sich bereits im unverstärkten Zustand eine hohe Ausnutzung der Betondruckzone ablesen. Dabei ist die Druckzonenhöhe gering. Der Hebelarm der inneren Kräfte beträgt ca. 92% der statischen Nutzhöhe. Die Betonstauchung erreicht den zugelassenen Grenzwert:

$$\textcircled{2} \rightarrow \varepsilon_{c2} = -3,5 \text{ ‰}$$

$$\textcircled{3} \rightarrow \xi = 0,206$$

$$\textcircled{4} \rightarrow \zeta = 0,915$$

Der Bewehrungsstahl ist im Fließbereich:

$$\textcircled{5} \rightarrow \varepsilon_s = 13,46 \text{ ‰}$$

Optimal wäre eine Verstärkung auf ein bezogenes Tragemoment bis ca. 0,11, was in diesem Fall nicht möglich ist ($\mu_{Ed,0} = 0,153$). Bei größeren bezogenen Tragemomenten werden

³ d_s, t muss nach der Bemessung eventuell modifiziert werden.

μ_{Eds}	ω_1	$\xi = x/d$	$\zeta = z/d$	ε_{c2} [‰]	ε_{s1} [‰]	σ_{sd} [MN/m ²]
0,01	0,0101	0,030	0,990	-0,77	25,00	456,5
0,02	0,0203	0,044	0,985	-1,15	25,00	456,5
0,03	0,0306	0,055	0,980	-1,46	25,00	456,5
0,04	0,0410	0,066	0,976	-1,76	25,00	456,5
0,05	0,0515	0,076	0,971	-2,06	25,00	456,5
0,06	0,0621	0,086	0,967	-2,37	25,00	456,5
0,07	0,0728	0,097	0,962	-2,68	25,00	456,5
0,08	0,0836	0,107	0,957	-3,01	25,00	456,5
0,09	0,0946	0,118	0,951	-3,35	25,00	456,5
0,10	0,1058	0,131	0,946	-3,50	23,29	454,9
0,11	0,1170	0,145	0,940	-3,50	20,71	452,4
0,12	0,1285	0,159	0,934	-3,50	18,55	450,4
0,13	0,1401	0,173	0,928	-3,50	16,73	448,6
0,14	0,1519	0,188	0,922	-3,50	15,16	447,1
0,15	0,1638	0,202	0,916	-3,50	13,80	445,9
0,16	0,1759	0,217	0,910	-3,50	12,61	444,7
0,17	0,1882	0,233	0,903	-3,50	11,56	443,7
0,18	0,2007	0,248	0,897	-3,50	10,62	442,8
0,19	0,2134	0,264	0,890	-3,50	9,78	442,0
0,20	0,2263	0,280	0,884	-3,50	9,02	441,3
0,21	0,2395	0,296	0,877	-3,50	8,33	440,6
0,22	0,2529	0,312	0,870	-3,50	7,71	440,1
0,23	0,2665	0,329	0,863	-3,50	7,13	439,5
0,24	0,2804	0,346	0,856	-3,50	6,61	439,0
0,25	0,2946	0,364	0,849	-3,50	6,12	438,5
0,26	0,3091	0,382	0,841	-3,50	5,67	438,1
0,27	0,3239	0,400	0,834	-3,50	5,25	437,7
0,28	0,3391	0,419	0,826	-3,50	4,86	437,3
0,29	0,3546	0,438	0,818	-3,50	4,49	437,0
0,30	0,3706	0,458	0,810	-3,50	4,15	436,7
0,31	0,3869	0,478	0,801	-3,50	3,82	436,4
0,32	0,4038	0,499	0,793	-3,50	3,52	436,1
0,33	0,4211	0,520	0,784	-3,50	3,23	435,8
0,34	0,4391	0,542	0,774	-3,50	2,95	435,5
0,35	0,4576	0,565	0,765	-3,50	2,69	435,3
0,36	0,4768	0,589	0,755	-3,50	2,44	435,0
0,37	0,4968	0,614	0,745	-3,50	2,20	434,8
0,38	0,5177	0,640	0,734	-3,50	1,97	394,5
0,39	0,5396	0,667	0,723	-3,50	1,75	350,1
0,40	0,5627	0,695	0,711	-3,50	1,54	307,1

Bild 6.4: Bemessungstabelle mit dimensionslosen Beiwerten für Querschnitte mit rechteckiger Druckzone ohne Druckbewehrung, anwendbar für Betonfestigkeitsklassen C12/15 bis C50/60 nach DIN 1045-1 und DIN EN 1992-1-1 (entnommen aus ZILCH ET AL. [71])

Dehnungsverteilungen erreicht, mit denen nur der erste, flache Ast der bilinearen Textil-Arbeitslinie ausgenutzt wird. Die Verstärkung ist unwirtschaftlich. Bei einem bezogenen Moment $< 0,10$ wird die Bruchdehnung des verwendeten Textils überschritten.

Um dies zu verdeutlichen, wird die Bemessung der Verstärkung auf ein bezogenes Tragmoment von $\mu_{Ed,Ziel} = 0,17$ dargestellt. Aus dem Diagramm können folgende Kennwerte abgelesen werden:

$$\textcircled{6} \rightarrow \varepsilon_{c2} = -3,5 \text{‰}$$

$$\textcircled{7} \rightarrow \xi = 0,233$$

$$\textcircled{8} \rightarrow \zeta = 0,903$$

$$\textcircled{9} \rightarrow \varepsilon_{s,t} = 11,56 \text{‰}$$

Daraus ergibt sich ein mittlerer Hebelarm der inneren Kräfte von Bewehrungsstahl und textiler Bewehrung:

$$z_{s,t} = \zeta \cdot d_{s,t} = 0,903 \cdot 94 = 84,9 \text{ mm} \quad (6.8)$$

Es gilt:

$$M_{Eds} = A_{s1} \cdot \sigma_{sd} \cdot z_{s,t} + A_t \cdot \sigma_t \cdot z_{s,t} \quad (6.9)$$

Sowie:

$$M_{Eds} = \mu_{Eds} \cdot b \cdot d_{s,t}^2 \cdot f_{cd} \quad (6.10)$$

Also ist:

$$A_t = \frac{\mu_{Eds} \cdot b \cdot d_{s,t}^2 \cdot f_{cd} - A_{s1} \cdot \sigma_{sd} \cdot z_{s,t}}{\sigma_t \cdot z_{s,t}} \quad (6.11)$$

σ_{sd} und σ_t werden aus dem erweiterten allgemeinen Bemessungsdiagramm in Abhängigkeit von $\varepsilon_{s,t}$ abgelesen:

$$\textcircled{10} \rightarrow \sigma_{sd} = 443,7 \text{ N/mm}^2$$

$$\sigma_t = 109,8 \text{ N/mm}^2$$

Mit den bekannten Eingangsgrößen ergibt sich aus Gleichung 6.11:

$$A_t = \frac{0,17 \cdot 600 \cdot 94^2 \cdot 14,2 - 308 \cdot 443,7 \cdot 84,9}{109,8 \cdot 84,9}$$

$$A_t = 128 \text{ mm}^2$$

Die zur Verstärkung benötigte Textilfläche beträgt 128 mm^2 . Das entspricht beim verwendeten Textil NWM3-022-00 4 Lagen (Berechnung der Textilfläche nach Kapitel 4.5.1.1).

Mit

$\mu_{Ed,Ziel} = 0,18$ ergeben sich \rightarrow 8 Lagen Textil

$\mu_{Ed,Ziel} = 0,19$ ergeben sich \rightarrow 12 Lagen Textil

$\mu_{Ed,Ziel} = 0,20$ ergeben sich \rightarrow 16 Lagen Textil.

Eine Verstärkung mit mehr als 8 Lagen ist in der Praxis nicht sinnvoll. Das maximal erreichbare bezogene Moment ist damit auf $\mu_{Ed,Ziel} = 0,18$ begrenzt. Das entspricht einer Erhöhung des bezogenen Momentes gegenüber dem der unverstärkten Platte um 20 % und einer Erhöhung des aufnehmbaren Momentes rechnerisch um 18 %.

Bei $\mu_{Ed,Ziel} = 0,17$ kann das aufnehmbare Moment gegenüber dem der unverstärkten Platte rechnerisch um 11 % erhöht werden. Der tatsächliche Mittelwert der Traglasterrhöhung bei den mit 5 Lagen verstärkten Platten der Serie 050 beträgt 13 %.

Das tatsächlich aufgenommene Moment bei einem Biegeversuch wird bei der Nutzung des allgemeinen Bemessungsdiagramms unterschätzt, da die charakteristischen Materialkenngrößen bei der Berechnung mit Teilsicherheitsbeiwerten abgemindert werden. Versuchsnachrechnungen sind unter Anpassung der Material-Eingangsgrößen in das Bemessungsdiagramm möglich.

Anwendungsbeispiel 2 anhand des ergänzten allgemeinen Bemessungsdiagramms:

Folgendes Bemessungsbeispiel zeigt die Bemessung einer Verstärkung mit dem Textil NWM3-022-00 im wirtschaftlichen Bereich. Es wird ein Bauteil entsprechend der Serie 020 gewählt.

Materialien

Betonstahl BSt 500 S 4 Ø 6 mm

$\rightarrow A_{s1} = 113 \text{ mm}^2$

$\rightarrow f_{yk} = 500 \text{ N/mm}^2$

$\rightarrow f_{yd} = f_{yk}/\gamma_s = 500/1,15 = 434,8 \text{ N/mm}^2$

Betonfestigkeitsklasse C25/30

$\rightarrow f_{ck} = 25 \text{ N/mm}^2$

$\rightarrow f_{cd} = \alpha \cdot f_{ck}/\gamma_c = 0,85 \cdot 25/1,5 = 14,2 \text{ N/mm}^2$

Abmessungen

$\rightarrow h = 100 \text{ mm}$

$\rightarrow b = 600 \text{ mm}$

$\rightarrow ds, t = 94 \text{ mm}$ (vorläufige Annahme)

Ermittlung von $\mu_{Ed,0}$

Nach Gleichung 6.6 ergibt sich:

$$\omega_1 = \frac{(113 - 0) \cdot 435}{600 \cdot 94 \cdot 14,2} = 0,061$$

$$\rightarrow \mu_{Ed,0} = 0,059$$

In diesem Beispiel soll das Textil optimal ausgenutzt werden. Dessen Grenzdehnung wird bei

$$\rightarrow \mu_{Ed,Ziel} = 0,095 \text{ erreicht.}$$

Aus dem Diagramm können für $\mu_{Ed,Ziel} = 0,095$ folgende Kennwerte abgelesen werden:

$$\rightarrow \varepsilon_{c2} = -3,5 \text{ ‰}$$

$$\rightarrow \xi = 0,125$$

$$\rightarrow \zeta = 0,948$$

$$\rightarrow \varepsilon_{s,t} = 24,14 \text{ ‰}$$

Daraus ergibt sich der mittlere Hebelarm der inneren Kräfte nach Gleichung 6.8 zu:

$$z_{s,t} = 0,948 \cdot 94 = 89 \text{ mm}$$

Die Betonstahl- und Textilspannungen sind:

$$\sigma_{sd} = 455,7 \text{ N/mm}^2$$

$$\sigma_t = 475,1 \text{ N/mm}^2$$

Die erforderliche Textilfläche wird nach Gleichung 6.11 berechnet zu:

$$A_t = \frac{0,095 \cdot 600 \cdot 94^2 \cdot 14,2 - 113 \cdot 455,7 \cdot 89}{475,1 \cdot 89}$$

$$A_t = 168 \text{ mm}^2$$

Die zur Verstärkung benötigte Textilfläche beträgt 168 mm^2 . Das entspricht 5 Lagen des Textils NWM3-022-00.

Bei $\mu_{Ed,Ziel} = 0,095$ kann die Traglast gegenüber der des unverstärkten Bauteils rechnerisch um 61 % erhöht werden.

Die beiden Anwendungsbeispiele zeigen, dass die Möglichkeiten der wirtschaftlichen Traglasterhöhung mittels des Textils NWM3-022-00 auf einen engen Bereich eingeschränkt sind. Bei bereits im unverstärkten Zustand hoch bewehrten Bauteilen ist eine Erhöhung der Tragfähigkeit durch textile Verstärkung kaum möglich.

7 Zusammenfassung

Diese Arbeit basiert auf einer Vielzahl von Versuchen, bei denen Stahlbetonplatten und -balken durch das Aufbringen einer textilen Bewehrung verstärkt wurden. Damit sollte eine erhöhte Biegetragfähigkeit erreicht werden. Die Bauteile beinhalteten unterschiedliche Stahlbewehrung. Zur Verstärkung wurden zwei verschiedene, unbeschichtete AR-Glasfasergelege genutzt. Für die bessere Sichtbarkeit des Textilverhaltens wurden auch unbewehrte Platten textil verstärkt.

Der Vergleich verschiedener Techniken zur Querschnittsergänzung (zusätzlicher Bewehrungsstahl + Spritzbeton, Lamellen-Bewehrungen) zeigt, dass sich der textilbewehrte Beton durch eine Reihe vorteilhafter Eigenschaften von anderen Techniken abhebt: So ist er ein beinahe jeder beliebigen Form anpassbares Baumaterial von geringer Dicke. Eine Korrosionsgefahr ist nicht gegeben. Die maximale Dehnung des Textils muss nicht, wie bei der Verstärkung mit Klebe-Lamellen, auf einen bestimmten Wert begrenzt werden, da der Verbund zwischen Feinbeton und Altbeton gegeben ist¹. Eine weitere Abgrenzung zu anderen Verstärkungsverfahren ist die deutlich nachgewiesene feine Risseverteilung bei einem niedrigen Lastniveau (ca. dem Gebrauchslastniveau entsprechend).

Die Bemessungsverfahren für die vorgestellten etablierten Verstärkungstechniken sind additiv und basieren auf der Bemessung für Stahlbetonbauteile. In den Modellen wird die Annahme vom Ebenbleiben der Querschnitte (BERNOULLI) aufrechterhalten. Das hier entwickelte additive Bemessungsmodell basiert ebenfalls auf der Stahlbetonbemessung, jedoch ist als wesentlicher Unterschied zu den bisher gebräuchlichen Verstärkungsverfahren das komplexe, stark nichtlineare Materialverhalten von textilbewehrtem Beton zu verzeichnen. Deshalb lag das Hauptaugenmerk auf der Entwicklung von Textil-Arbeitslinien (Spannungs-Dehnungs-Linien) für die Bemessung.

Die Auswertung des sich stark verändernden Materialverhaltens mit zunehmendem Verarbeitungsgrad - von der Einzelfaser über das Roving bis hin zum Textil - und bei zunehmender Belastung zeigt die Komplexität des inhomogenen Baustoffs textilbewehrter Beton. Die Eingangsparameter für die Textil-Arbeitslinien basieren u. a. auf Ergebnissen der Dehnkörperversuche von JESSE [34], Ergebnissen der Rovingprüfung und Untersuchungen von ORTLEPP [45] zu Verbundeigenschaften der Textilmaterialien, die jedoch nach dem derzeitigen Kenntnisstand noch keine erschöpfenden Aussagen zu einer Verbundspannungs-Schlupf-Beziehung für das Verstärkungsmaterial Textil zulassen.

¹Bei den Lamellen ist eine Begrenzung der Dehnungen notwendig, um eine Delamination in der Schicht des Klebers zu vermeiden.

Anhand der eigenen Ergebnisse aus Biegeversuchen an unbeschichteten und textil verstärkten Bauteilen wurde das entwickelte Bemessungsmodell verifiziert und die Textil-Arbeitslinie im Laufe der weitergehenden Untersuchungen verbessert. In der verbesserten bilinearen Arbeitslinie wird ein Schlupfanteil - abgeleitet aus den Biegeversuchen - berücksichtigt, der bei den unbeschichteten Textilien für die Effektivität der eingesetzten Textilbewehrung wesentlich ist. Es wird festgestellt, dass sich unbeschichtete Textilien mit einem hohen Dehnungsanteil aus Schlupf zur Verstärkung nur bedingt eignen und damit kein wirtschaftliches Verstärkungsmaterial darstellen. Die Möglichkeiten und Grenzen der Traglastserhöhung werden aufgezeigt. So ist eine Traglaststeigerung von stark bewehrten Stahlbetonbauteilen kaum möglich. Bei schwach bewehrten Stahlbetonbauteilen kann die Traglast bis um 200 % gesteigert werden. Im Laufe der Untersuchung wird deutlich, dass jedes Textil - abhängig von Rovingmaterial, Beschichtungsgrad, Bindungsart - einmalig ist und einzeln untersucht werden muss. Es sind weitere Materialuntersuchungen notwendig, um präzisierte Grundlagen zur Entwicklung der Verbundspannungs-Schlupf-Beziehung bereitzustellen.

Die Ergebnisse der Biegeversuche zeigten auch, dass die notwendige plastische Gesamttrotation verstärkter Bauteile gegeben ist. Damit ist die Ausbildung plastischer Gelenke auch bei textilverstärkten Bauteilen möglich.

Nach der detaillierten Erläuterung des Bemessungsmodells, mit dem Versuchsnachrechnungen mit einer Genauigkeitsschranke von $\pm 10\%$ möglich sind, wird ein „Allgemeines Bemessungsdiagramm für Rechteckquerschnitte“ erweitert und als zukünftiges Bemessungshilfsmittel vorgeschlagen.

Die vorliegende Arbeit erhebt keinen Anspruch auf Vollständigkeit. Sie soll vielmehr einen Beitrag dazu leisten, Themen für zukünftige Forschungsarbeiten heraus zu kristallisieren.

8 Ausblick

Im Rahmen dieser Arbeit konnte gezeigt werden, dass textile Verstärkungen bei entsprechenden Randbedingungen gut zur Biegeverstärkung von Stahlbetonbauteilen geeignet sind. Zu beachten ist das spezifische Materialverhalten der unterschiedlichen textilen Verstärkungsmaterialien. Das hier angegebene Berechnungsverfahren basiert auf einer Auswertung der bisher vorliegenden Materialuntersuchungen sowie der selbst durchgeführten Versuche zu speziellen Textilmaterialien. Vor einer Verallgemeinerung der angegebenen Methoden im Sinne eines Bemessungsverfahrens sind noch folgende ergänzende Untersuchungen zu den entscheidenden Eingangsparametern notwendig:

- erweiterte detaillierte Untersuchung des Verbundverhaltens und
- umfangreiche Materialuntersuchungen zur Definition von charakteristischen Kenngrößen sowie Teilsicherheitsbeiwerten für das Textil. Die Einführung von Welligkeitsbeiwerten ist denkbar.

Zur besseren Darstellung realistischerer Spannungs-Dehnungs-Linien für Textilien wird eine Veränderung der Probekörper für Zugversuche angeregt. Diese sollten wesentlich länger und dicker als die Dehnkörper nach JESSE [34] sein. Damit soll ein Skalierungseffekt ausgeschlossen werden. Die Textilien können sich dann, entsprechend ihrem Einsatz bei Verstärkungsmaßnahmen, über eine große Länge dehnen und selbst im Beton verankern. Die Dehnungsmessung sollte lokal an einer vorgegebenen Sollbruchstelle durchgeführt werden.

Zu Beginn der vorliegenden Forschungsarbeit standen lediglich unbeschichtete Textilmaterialien für Verstärkungszwecke zur Verfügung. Das Textil NWM3-022-00 mit Trikot-Bindung war ein sehr weiches, welliges Textil, wie im Bild C.1, Anhang C gut zu erkennen ist. Beim Einbau der Verstärkung war es nicht möglich, diese Welligkeit komplett durch händisches Glattziehen der einzelnen Rovings zu beseitigen. Das Textil NWM4-011-03 war durch die Bindung Trikot-gegenlegig (siehe Bild 3.12) weniger wellig. Die Rovings in Kettrichtung wurden durch den eng anliegenden Nähfaden in ihrer Richtung gehalten.

Nach jetzigem Kenntnisstand lassen sich folgende qualitative Anforderungen an ein Textil ableiten:

- Jede Welligkeit verursacht einen zusätzlichen Schlupf beim Glattziehen der Textilien, der nicht erwünscht ist. Garne im Textil sollten beim Einbau also möglichst glatt liegen. Das kann einerseits durch die Bindung unterstützt werden, andererseits durch das Garnmaterial, was zu diesem Zweck etwas steifer sein sollte.

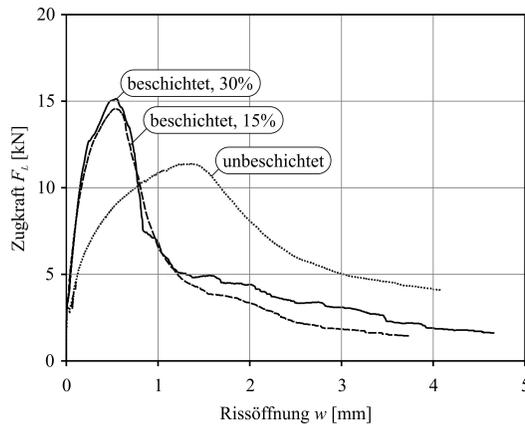


Bild 8.1: Einfluss einer Beschichtung auf die Rissbreiten (entnommen aus [45])

- Das Garn sollte trotz allem so biegeweich sein, dass ein flexibler Einbau (um Ecken) noch möglich ist.
- Die Verbundeigenschaften innerhalb des Textils und am Interface Textil-Matrix sollten zum Beispiel durch eine Beschichtung des Textils mit 15 % Polymeranteil nach ORTLEPP [45] dahingehend verbessert werden, dass einerseits die scheinbare Duktilität noch gegeben ist und andererseits geringere Auszugslängen (und damit geringere Lasteinleitungslängen) gewährleistet werden können. Die Beschichtung hat damit gleichzeitig Einfluss auf die Größe der Rissöffnung. Nach ORTLEPP ist die im Auszugsversuch gemessene Rissöffnung an einem Probekörper mit beschichtetem Textil auf dem Niveau der maximal aufnehmbaren Kraft des Probekörpers mit dem unbeschichteten Textil um ein Vielfaches geringer, siehe Bild 8.1.
- Ein zu steifes Textil wird unter Umständen seine scheinbare Duktilität einbüßen. Das Versagen wäre dann ein sprödes. Ausgehend von Hypothese II in Kapitel 5.3.3 könnte eine zu geringe Mitarbeit des Stahls (wenn dieser sich durch die Abminderung der Dehnung in einem Bereich unterhalb der Fließgrenze befindet) eine Verstärkungswirkung in Frage stellen.
- Die Bruchdehnung der Garne sollte so hoch wie möglich sein und mindestens 10 % erreichen. Die zugehörige Spannung sollte der Verstärkungsaufgabe entsprechend hoch sein.
- Unbeschichtete Textilien sind offensichtlich nicht zur Verstärkung von Bauteilen geeignet. Es wäre sinnvoll, ein Textil mittels Beschichtung, Bindung, Abstand der Querräden, Garnmaterial und Rovingdurchmesser usw. dahingehend zu konfigurieren, dass es ein ähnliches Verbundspannungs-Schlupfverhalten wie das des Stahls aufweist, ohne dabei seine Pseudoduktilität einzubüßen, siehe Bild 8.2.

Sind detailliertere Eingangsparameter bekannt, sollte neben dem Bemessungsmodell auch das erweiterte allgemeine Bemessungsdiagramm als sinnvolles Hilfsmittel für die Bemessung

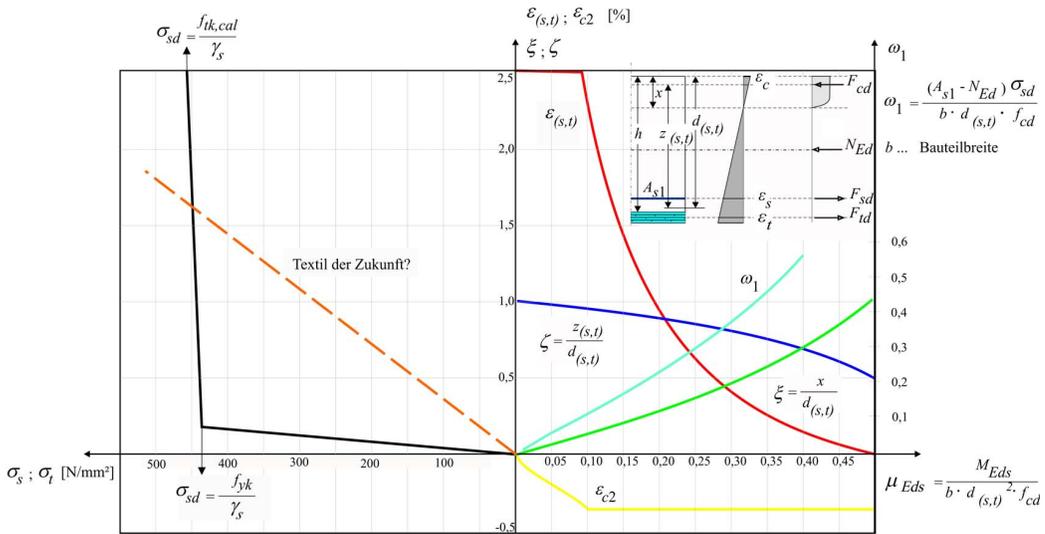


Bild 8.2: Textil der Zukunft?

sung modifiziert werden. Eine detailliertere Darstellung der Dehnungen und der statischen Nutzhöhen für die einzelnen Bewehrungsmaterialien ist wünschenswert.

Ähnlich wie bei reinen Stahlbetonbauteilen ist es denkbar, bei Verstärkungsmaßnahmen, die größere textile Bewehrungsmengen erfordern, diese entsprechend dem Biegemomentenverlauf zu staffeln.

Eine Aussage darüber, welche Bewehrungsgrade für eine textile Verstärkung relevant sind, könnte eine umfangreiche Recherche über bestehende Betonkonstruktionen liefern, die in der Zeit von der Jahrhundertwende 1900 bis zur Einführung von DIN- und TGL-Normung errichtet wurden. An Hand der Zusammenstellung von konstruktiven Mängeln der Bauwerke und der Bewehrungsregeln in den Anfängen des Stahlbetonbaus könnten potentielle Anwendungsgebiete für eine textile Verstärkung herausgearbeitet werden.

9 Literaturverzeichnis

- [1] ABDKADER, A.: *Charakterisierung und Modellierung der Eigenschaften von AR-Glasfilamentgarnen für die Betonbewehrung*. Dresden, Institut für Textil- und Bekleidungstechnik, Technische Universität Dresden, Dissertation, 2004
- [2] ABDKADER, A. ; OFFERMANN, P.: Textile Werkstoffe und Flächengebilde zur bautechnischen Verstärkung und Instandsetzung: Teil 3: Deformationskennwerte von AR-Glasfilamentgarnen. In: *Technische Textilien* 45 (2002), Nr. 1, S. 21–23
- [3] ABDKADER, A. ; OFFERMANN, P. ; JESSE, F. ; CURBACH, M.: Korrelation zwischen den Kennwerten von AR-Glasfilamentgarnen und den Festigkeitseigenschaften von textilbewehrtem Beton. In: *Industrial Fabrics Bulletin* (2003), Nr. 3
- [4] ACI 440.2R-02: *Guide for the Design and Construction of Externally Bonded FRP Systems for Strengthening Concrete Structures*. Farmington Hills (Michigan, USA) : ACI American Concrete Institute Committee 440. 2002. – pp. 1–45
- [5] BANHOLZER, B.: *Bond behaviour of a multi-filament yarn embedded in a cementitious matrix*. Aachen, RWTH Aachen, Dissertation, 2004
- [6] BERGMEISTER, K.: Verwendung von Kohlenstofffasern im Betonbau. In: G. KÖNIG, G., HOLSCHEMACHER K., DEHN F. (Hrsg.): *Innovationen im Bauwesen: Faserbeton*. Berlin : Bauwerk Verlag, 2002, S. 221 – 235
- [7] BERGMEISTER, K.: *Kohlenstofffasern im Konstruktiven Ingenieurbau*. Berlin : Ernst & Sohn, 2003. – ISBN 3-433-02847-8
- [8] BROOKNER, J.: *Biosculptures - The Gift of Water*. Internetquelle. 2002. – <http://www.jackiebrookner.net/biosculpture.htm>, Abruf: 9. Januar 2007. Digitalbild
- [9] BUTLER, M.: *Betonbootbau an der TU Dresden - eine beispielhafte Verknüpfung von Forschung und Lehre*. Internetquelle. 2005. – http://www.betonkanuregatta.de/fileadmin/betonkanu/tu_dresden_betonboote_05.pdf, Abruf: 9. Januar 2007. Digitalbild
- [10] CURBACH, M. [u. a.]: Sachstandbericht zum Einsatz von Textilien im Massivbau. In: *Deutscher Ausschuss für Stahlbeton, Heft 488*. Berlin : Beuth Verlag, 1998
- [11] CURBACH, M. ; GRAF, W. ; SICKERT, J.-U. ; JESSE, D. ; WEILAND, S.: Segmentbrücke aus textilbewehrtem Beton - Konstruktion, Fertigung, numerische Berechnung. In: *Beton- und Stahlbetonbau* 102 (2007), Nr. 6

- [12] CURBACH, M. ; HAUPTENBUCHNER, B. ; ORTLEPP, R. ; WEILAND, S.: Textilbewehrter Beton zur Verstärkung eines Hyparschalentragwerks in Schweinfurt. In: *Beton- und Stahlbetonbau* 102 (2007), Nr. 6
- [13] CURBACH, M. ; WEILAND, S.: Textilbewehrter Beton - ein innovativer Verbundwerkstoff in der praktischen Anwendung. In: *Architekturreader* (2005)
- [14] CZICHOS, H. (Hrsg.): *Die Grundlagen der Ingenieurwissenschaften*. 30. Aufl. Berlin/Heidelberg : Springer-Verlag, 1996
- [15] DETROIT PUBLISHING CO. & DETROIT PHOTOGRAPHIC COMPANY: *Reichstag in Berlin um 1900*. – <http://de.wikipedia.org/wiki/Bild:Reichstag-1870.jpg>, Abruf: 2. Mai 2006. Digitalbild
- [16] DIBT-ZULASSUNG: *Allgemeine bauaufsichtliche Zulassung für Fassadenplatten aus Betonwerkstein mit rückseitig einbetonierten Befestigungselementen bei hinterlüfteten Außenwandbekleidungen*. Zulassungs-Nr. Z-33.1-577. Berlin : DIBt Deutsches Institut für Bautechnik. Juli 2006. – Antragsteller: Hering Bau GmbH & Co. KG
- [17] DIN 1045. *Beton und Stahlbeton: Bemessung und Ausführung*. Berlin : DIN Deutsches Institut für Normung e.V. Juli 1988
- [18] DIN 1045-1. *Tragwerke aus Beton, Stahlbeton und Spannbeton*. Berlin : DIN Deutsches Institut für Normung e.V. Juli 2001
- [19] DIN 1045-2. *Tragwerke aus Beton, Stahlbeton und Spannbeton – Teil 2: Beton - Festlegung, Eigenschaften, Herstellung und Konformität. Anwendungsregeln zu DIN EN 206-1*. Berlin : DIN Deutsches Institut für Normung e.V. Juli 2001
- [20] DIN 18551. *Spritzbeton - Anforderungen, Herstellung, Bemessung und Konformität*. Berlin : DIN Deutsches Institut für Normung e.V. Januar 2005
- [21] DIN 488. *Betonstahl*. Berlin : DIN Deutsches Institut für Normung e.V. September 1984 - Juni 1986
- [22] DIN EN 14487. *Spritzbeton – Teil 1: Begriffe, Festlegungen und Konformität; Spritzbeton – Teil 2: Ausführung*. Berlin : DIN Deutsches Institut für Normung e.V. Teil 1: März 2006, Teil 2: April 2006
- [23] DIN EN 1992-1-1 EUROCODE 2. *Planung von Stahlbeton- und Spannbetontragwerken – Teil 1-1: Allgemeine Bemessungsgrundlagen und Regeln für den Hochbau*. Berlin : DIN Deutsches Institut für Normung e.V. April 2004
- [24] DIN EN 206-1. *Beton – Festlegung, Eigenschaften, Herstellung und Konformität. Deutsche Fassung EN 206-1 (Juli 2001)*. Berlin : DIN Deutsches Institut für Normung e.V. Juli 2001
- [25] DUGAS, M. ; WEISE, St.: *Textilbewehrter Beton*. Dresden, Technische Universität Dresden, Institut für Tragwerke und Baustoffe, Lehrstuhl für Massivbau, Diplomarbeit Nr. D763, 1997

- [26] EIBL, J. ; CURBACH, M. ; STEMPNIEWSKI, L.: *Mögliche plastische Rotationen bei Platten im Hochbau - Traglastversuche und Rechnungen*. Karlsruhe : Univ. Karlsruhe: Institut für Massivbau und Baustofftechnologie, 1986
- [27] EIBL, J. ; STEMPNIEWSKI, L.: Finite Elemente im Stahlbeton. In: *Betonkalender 1996, Teil 2*. Berlin : Ernst & Sohn, 1996, S. 577–648
- [28] FRIEDRICH, Th.: Vom Werkstoff zum Produkt dank innovativer Produktionstechnologie. In: *Beton- und Stahlbetonbau* 99 (2004), Nr. 6, S. 476 – 481
- [29] HEGGER, J. [u. a.]: Neue Bauteile aus textilbewehrtem Beton. Anwendungspotential und Ausführungsbeispiele. In: *Beton- und Stahlbetonbau* 99 (2004), Nr. 6, S. 482 – 487
- [30] HOLSCHMACHER, K. ; KLUG, Y. ; DEHN, F. ; WÖRNER, J.-D.: Faserbeton. In: *Betonkalender 2006* (2006), Nr. Teil 1, S. 587–663
- [31] HOLZENKÄMPFER, P.: Ingenieurmodelle des Verbundes geklebter Bewehrung für Betonbauteile. In: *Deutscher Ausschuss für Stahlbeton, Heft 473*. Berlin : Beuth Verlag, 1997. – zusammen mit C. Hankers: Zum Verbundtragverhalten laschenverstärkter Bauteile unter nicht vorwiegend ruhender Belastung, S. 109 – 209
- [32] HUBERTI, G.: *Vom Caementum zum Spannbeton - Die erneuerte Bauweise - Teil B*. Bd. 1. Bauverlag Gmbh Wiesbaden/Berlin, 1964
- [33] IVÁNYI, G.: Verstärken von Betonbauteilen - Ziele, Verfahren, Techniken. In: *Beton- und Stahlbetonbau* 89 (1994), S. 21–23
- [34] JESSE, F.: *Tragverhalten von Filamentgarnen in zementgebundener Matrix*. Dresden, Institut für Massivbau, Technische Universität Dresden, Dissertation, 2004
- [35] JÜRGES, T.: *Die Entwicklung der Biege-, Schub- und Verformungsbemessung im Stahlbetonbau und ihre Anwendung in der Tragwerklehre*. Aachen, Fakultät für Architektur, Rheinisch-Westfälische Technische Hochschule Aachen, Dissertation, 2000
- [36] KÖNIG, G. ; TUE, N.: *Grundlagen des Stahlbetonbaus: Einführung in die Bemessung nach Eurocode 2*. Leipzig : B. G. Teubner Stuttgart, 1998
- [37] KONRAD, M. ; CHUDOBA, R. ; MESKOURIS, K. ; MOMBARTZ, M.: Numerical Simulation of Yarn and Bond Behaviour at Micro- and Meso-Level. 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. 399–410
- [38] KULAS, Ch.: *Untersuchung zur Biegeverstärkung von Deckenplatten aus Stahlbeton mit textilbewehrtem Beton*, Technische Universität Dresden, Diplomarbeit, 2006
- [39] LEONHARDT, F. ; MÖNNIG, E.: *Vorlesungen über Massivbau - Erster Teil: Grundlagen zur Bemessung im Stahlbetonbau*. Berlin - Heidelberg - New York : Springer-Verlag, 1973

- [40] LEPENIES, I. ; MEYER, C. ; SCHORN, H. ; ZASTRAU, B.: Modeling of Load Transfer Behavior of AR-Glass- Rovings in Textile Reinforced Concrete. In: *ACI Journal SP-244* (2006), S. 1–19
- [41] LOHMEYER, G.: *Stahlbetonbau*. Stuttgart : B. G. Teubner Stuttgart, 1990
- [42] MARX, S.: *Anwendung der mathematischen Optimierung bei der geometrisch und physikalisch nichtlinearen Analyse von Stahlbetontragwerken*. Weimar, Fakultät Bauingenieurwesen, Bauhaus-Universität Weimar, Dissertation, 2000
- [43] NOISTERNING, J. F. ; REINHARDT, H.-W.: Faserverbundkunststoffe als Bewehrungs- und Verstärkungselemente. In: CURBACH, M. (Hrsg.) [u. a.]: *Deutscher Ausschuss für Stahlbeton, Heft 488: Sachstandsbericht zum Einsatz von Textilien im Massivbau*. Berlin : Beuth Verlag, 1998, S. 42–60
- [44] OFFERMANN, P. ; ABDKADER, A. ; ENGLER, Th. ; SCHIERZ, M.: Grundlagen textiler Bewehrungsstrukturen zur Verstärkung bestehender Bauwerke. In: CURBACH, M. (Hrsg.): *Arbeitsbericht des Sonderforschungsbereiches 528*. Technische Universität Dresden, 01062 Dresden : Sonderforschungsbereich 528, 2001, S. 25–73
- [45] ORTLEPP, R.: *Untersuchungen zur Verbundverankerung textilbewehrter Feinbetonverstärkungsschichten für Betonbauteile*. Dresden, Institut für Massivbau, Technische Universität Dresden, Dissertation, 2007
- [46] PROSKE, D. ; JESSE, F. ; CURBACH, M.: Partial Safety Factor for Textile Reinforced Concrete. In: COROTIS, R.B., SCHUELLER G.I., SHINOZUKA, M. (Hrsg.): *Structural Safety and Reliability: Proceedings of the 8th International Conference on Structural Safety and Reliability (ICOSSAR 01), Newport Beach, California, USA, 17.6.-22.6.2001*, A.A. Balkema Publishers, 2001, S. 63
- [47] RASCH, C.: Spannungs-Dehnungs-Linien des Betons und Spannungsverteilung in der Biegedruckzone bei konstanter Dehngeschwindigkeit. In: *Deutscher Ausschuss für Stahlbeton, Heft 154*. Berlin : Verlag Wilhelm Ernst & Sohn, 1962
- [48] REINHARDT, H.-W.: Beton. In: *Betonkalender 2005* (2005), Nr. Teil 2, S. 1 – 141
- [49] RICHTER, M.: *Entwicklung mechanischer Modelle zur analytischen Beschreibung der Materialeigenschaften von textilbewehrtem Feinbeton*. Dresden, Institut für Mechanik und Flächentragwerke, Technische Universität Dresden, Dissertation, 2005
- [50] RICHTER, M. ; LEPENIES, I. ; ZASTRAU, B.: On the Influence of the Bond Behaviour between Fiber and Matrix on the Material Properties of Textile Reinforced Concrete. Kraków, 2002, S. 1–24
- [51] ROSTÁSY, F.S. ; HOLZENKÄMPFER, P. ; HANKERS, C.: Geklebte Bewehrung für die Verstärkung von Betonbauteilen. In: *Betonkalender 1996* (1996), Nr. Teil 2, S. 547–576

- [52] RÜSCH, H.: Versuche zur Festigkeit der Biegedruckzone - Festigkeit und Verformung des exzentrisch gedrückten Rechteckquerschnittes aus unbewehrtem Beton bei kurzzeitiger Lasteinwirkung. In: *Deutscher Ausschuss für Stahlbeton, Heft 120*. Berlin : Verlag Wilhelm Ernst & Sohn, 1955
- [53] RÜSCH, H. ; SELL, R. ; RACKWITZ, R.: Statistische Analyse der Betonfestigkeit. In: *Deutscher Ausschuss für Stahlbeton, Heft 206*. Berlin : Verlag Wilhelm Ernst & Sohn, 1969
- [54] RÜSCH, H. ; SELL, R. ; RASCH, C. ; GRASSER, E. ; HUMMEL, A. ; WESCHE, K. ; FLATTEN, H.: Festigkeit und Verformung von unbewehrtem Beton unter konstanter Dauerlast - Versuchsergebnisse für zentrische und exzentrische Belastung. In: *Deutscher Ausschuss für Stahlbeton, Heft 198*. Berlin : Verlag Wilhelm Ernst & Sohn, 1968
- [55] RUFFERT, G.: *Spritzbeton*. Düsseldorf : Beton-Verlag GmbH, 1991
- [56] SASSE, H. R.: Korrosionsschutz. In: SCHÄFER, H. G. (Hrsg.): *Deutscher Ausschuss für Stahlbeton, Heft 467: Verstärken von Betonbauteilen - Sachstandsbericht*. Berlin : Beuth Verlag, 1996, S. 9 – 10
- [57] SCHÄFER, H. G. [u. a.]: Verstärken von Betonbauteilen, Sachstandsbericht. In: *Deutscher Ausschuss für Stahlbeton, Heft 467*. Berlin : Beuth Verlag, 1996
- [58] SCHLAICH, J. ; MENZ, W.: Untersuchungen an Glasfaserbeton in Zusammenhang mit einem Versuchsaufbau - Zwischenbericht für die Forschungsgemeinschaft Bauen und Wohnen. In: *Bauforschungsbericht: Glasfaserbeton-Schale auf dem Bundesgartenschau Gelände in Stuttgart, Fassung A. TI. 1*. Stuttgart : Fraunhofer IRB Verlag, 1977
- [59] SCHLEICHER, F.: Leipziger Baumesse im Zeichen des Vierjahresplans. In: *Der Bauingenieur* 18 (1937), Februar, Nr. 5/6, S. 72–73
- [60] SCHOLZ, G.: Festigkeit der Biegedruckzone - Theoretische Auswertung von Heft 120. In: *Deutscher Ausschuss für Stahlbeton, Heft 139*. Berlin : Verlag Wilhelm Ernst & Sohn, 1960
- [61] SCHORN, H.: Ein Verbundmodell für Glasfaserbewehrungen im Beton. In: *Bautechnik* 80 (2003), Nr. 3, S. 174–180
- [62] SOH, C. ; CHIEW, S. ; DONG, Y.: Damage model for concrete-steel interface. In: *Journal of Engineering Mechanics* 125 (1999), S. 979 – 983
- [63] SONDERFORSCHUNGSBEREICH 528: *Arbeits- und Ergebnisbericht für die Periode II/1999–I/2002*. Sonderforschungsbereich 528: Textile Bewehrungen zur bautechnischen Verstärkung und Instandsetzung, Technische Universität Dresden, 2001
- [64] SPOFFORD, Ch. M.: Thaddeus Hyatt, Amerikas ältester Eisenbetonfachmann. In: *Beton & Eisen* 16 (1917), Januar, Nr. 1, S. 1–2

- [65] STAHLTON AG: *Technische Merkblätter und Verarbeitungsrichtlinien, Ausführungen zu Avenit-Stahllamellen, Avenit CFK-Lamellen Typ B, C und D.* – <http://stahlton.ch>, Abruf: 23. Oktober 2006
- [66] STAHLTON AG: *Verstärkung von Tragkonstruktionen.* – <http://stahlton.ch>, Abruf: 23. Oktober 2006
- [67] VAN STIPRIAAN, U.: *Dresdener Bauingenieurstudenten wieder erfolgreich bei Betonboot-Wettbewerb.* Internetquelle. 2005. – <http://www.tu-dresden.de/biw/news/2005/drehsdensieg.htm>, Abruf: 9. Januar 2007. Digitalbild
- [68] VAN STIPRIAAN, U.: *Weltneuheit vorgestellt: Brücke aus textilbewehrtem Beton, Presseinformationen der Fakultät Bauingenieurwesen der TU Dresden.* Internetquelle. 2005. – <http://www.tu-dresden.de/biw/news/2005/textilbruecke.htm>, Abruf: 1. November 2006. Digitalbild
- [69] WEILAND, S.: *Zur Biegeverstärkung von Stahlbetonbauteilen mit textilbewehrtem Beton – Experimentelle und analytische Betrachtungen.* Dresden, Institut für Massivbau, Technische Universität Dresden, Dissertation in Vorbereitung, 2007
- [70] WENDE, A. ; MOEBES, W. ; MARTEN, H.: *Glasfaserverstärkte Plaste.* Leipzig : Deutscher Verlag für Grundstoffindustrie Leipzig, 1963
- [71] ZILCH, K. ; ZEHETMAIER, G.: *Bemessung im konstruktiven Betonbau.* Berlin/Heidelberg : Springer-Verlag, 2006
- [72] ZTV-ING. *Zusätzliche Technische Vertragsbedingungen und Richtlinien für Ingenieurbauten, Sammlung Brücken- und Ingenieurbau, Baudurchführung - Verkehrsblatt-Sammlung Nr. S 1056.* Bundesanstalt für Straßenwesen (bast), Verkehrsblatt-Verlag. Januar 2003

A Kennwerte aus der Stahlzugprüfung

Die folgenden Diagramme zeigen die zur Versuchsnachrechnung verwendeten bilinearen Spannungs-Dehnungs-Linien, die aus Stahlzugversuchen abgeleitet wurden.

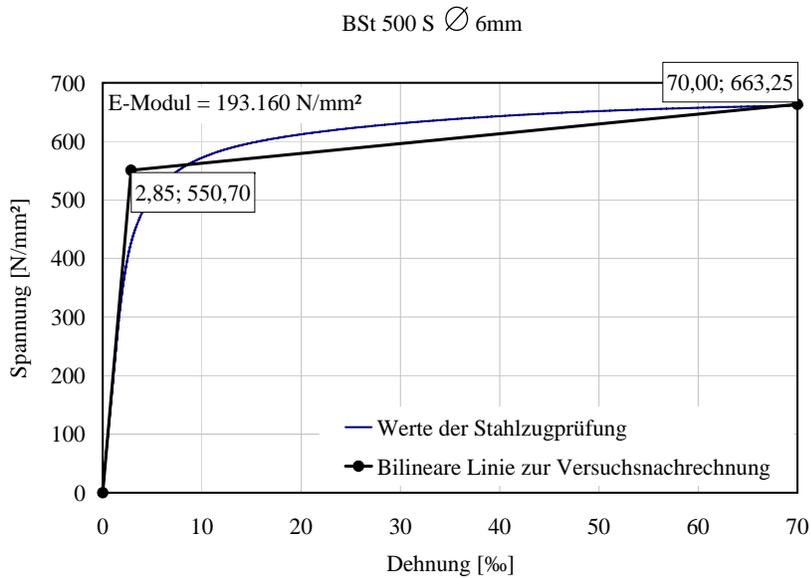


Bild A.1: Spannungs-Dehnungs-Linie aus Stahlzugprüfung und die daraus abgeleitete bilineare Linie als Ansatz für die Traglastberechnung, BSt 500 S, Durchmesser 6mm

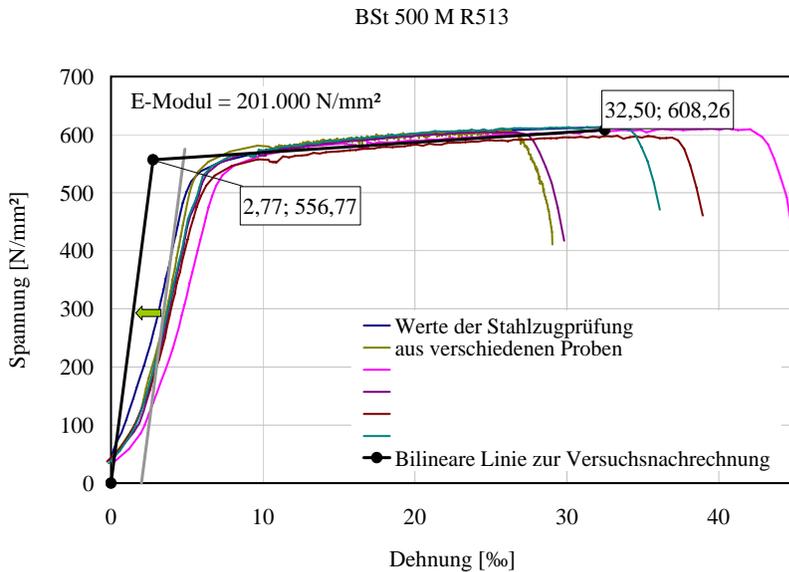


Bild A.2: Spannungs-Dehnungs-Linien aus Stahlzugprüfung und die daraus abgeleitete bilineare Linie als Ansatz für die Traglastberechnung, BSt 500 M, R513, Durchmesser 7mm (Doppelstäbe)

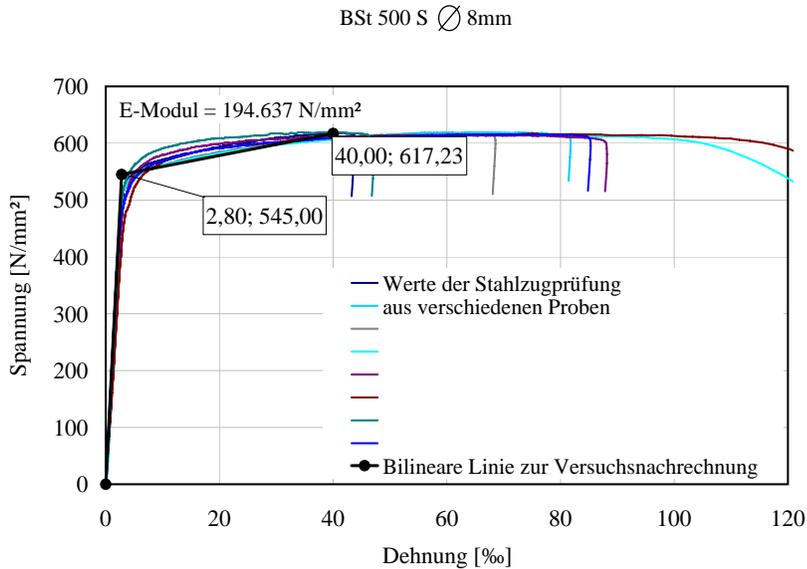


Bild A.3: Spannungs-Dehnungs-Linien aus Stahlzugprüfung und die daraus abgeleitete bilineare Linie als Ansatz für die Traglastberechnung, BSt 500 S, Durchmesser 8mm

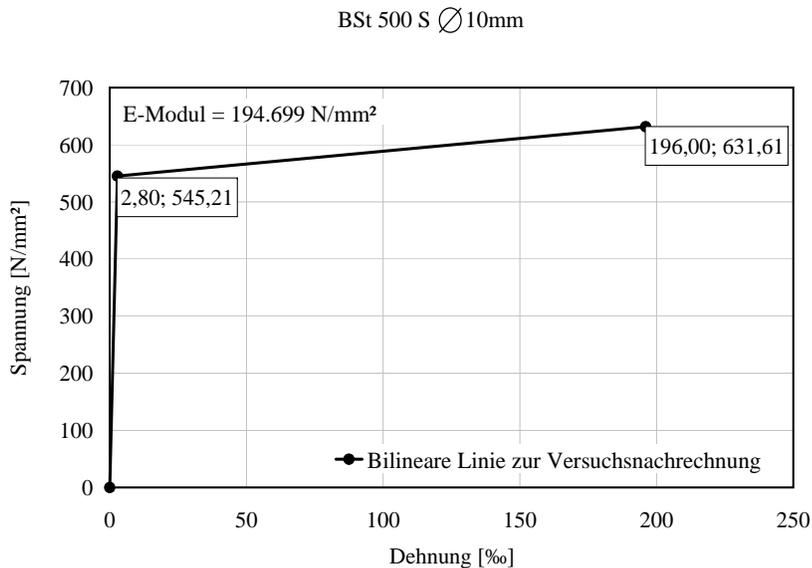


Bild A.4: Bilineare Spannungs-Dehnungs-Linie, vereinfacht aus Stahlzugprüfung als Ansatz für die Traglastberechnung, BSt 500 S, Durchmesser 10mm

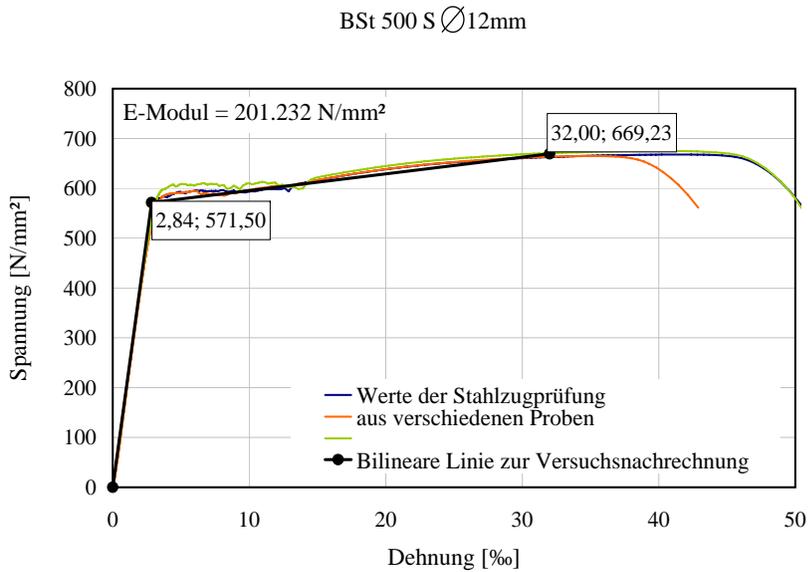


Bild A.5: Spannungs-Dehnungs-Linien aus Stahlzugprüfung und die daraus abgeleitete bilineare Linie als Ansatz für die Traglastberechnung, BSt 500 S, Durchmesser 12mm

B Technische Angaben zu verwendeten Fasern, Garnen und Textilien

In folgenden Tabellen sind die Eigenschaften der verwendeten Fasern und Garne (Filamente und Rovings) aufgelistet. Die verwendete, SFB 528 übliche Nomenklatur, lautet:

HHH-MMM111-22-B

Dabei bedeuten:

HHH Hersteller

NEG: Nippon Electric Glass Co., Ltd (Abkürzung: NEG)

VET: Saint-Gobain Vetrotex Deutschland GmbH (Abkürzung: VET)

MMM Material

ARG: Alkaliresistentes Glasfilamentgarn

111 Garnfeinheit in tex

22 Fortlaufende Nummer für Liefercharge

B Beschichtung

Es gibt weitere Hersteller und Materialien, die im Rahmen dieser Arbeit jedoch nicht zur Verwendung kamen. Bei weitergehendem Interesse sei auf die Veröffentlichungen des SFB 528 verwiesen, z. B. [63].

Nach JESSE entsprechen die Kennwerte der Filamente dem Mittelwert von 100 Messwerten von einer Spule und deren E-Modul dem Sekantenmodul zwischen 0,5 und 1,0 % Dehnung.

Die Filamentgarnkennwerte sind Mittelwerte aus jeweils 20 Messwerten von mehreren Spulen. Der E-Modul der Garne ist ein Sekantenmodul bzw. 0,25 und 0,5 % Dehnung (JESSE [34]).

Tabelle B.1: Eigenschaften von Filamenten aus Filamentgarnen

Bezeichnung	Durchmesser [μm]	mechan. Eigenschaften		
		ε_{fu} [‰]	σ_{fu} [N/mm ²]	E_f [N/mm ²]
NEG-ARG620-01	12,76	27,8	2076	79000
NEG-ARG1100-01	15,14	27,3	2061	79510
VET-ARG640-03	13,59	25,8	1917	75770
VET-ARG2400-02	26,20	22,5	1710	76320

Tabelle B.2: Eigenschaften von Filamentgarnen

Bezeichnung	Feinheit		Anzahl Filamente [Stck.]	mechan. Eigenschaften			Dichte ρ_f [g/cm ³]
	Soll [tex]	Ist [tex]		ε_{fu} [‰]	σ_{fu} [N/mm ²]	E_f [N/mm ²]	
NEG-ARG620-01	620	614	1600	18,1	1341	82380	2,79
NEG-ARG1100-01	1100	1114	2000	7,4	574	81170	2,80
VET-ARG640-03	640	665	1600	21,8	1445	74100	2,75
VET-ARG2400-02	2400	2356	1600	19,2	1208	74960	2,75

Tabelle B.3: Eigenschaften verwendeter Textilien

Nummer	Wirkfaden	Bindung	Stichlänge	Flächengewicht
			[mm]	[g/m ²]
	Lage	Material	Winkel [°]	Achsabstand [mm]
NWM3-022-00	PP	Trikot	2,5	208,52
	1	NEG-ARG620-01	90	14,4
	2	NEG-ARG1110-01	0	7,2
NWM4-011-03	PP-t	Trikot gegenlegig	3,6	292,00
	1	VET-ARG640-03	90	10,8
	2	VET-ARG2400-02	0	10,8

In Tabelle B.3 bedeuten:

PP Polypropylen
PP-t texturiertes Polypropylen

Beim Texturieren werden die glatten Filamente eines Garns mechanisch-thermisch verändert (gekräuselt), um dessen Gesamtvolumen und Elastizität zu erhöhen.

C Technische Angaben zu verwendeten Textilien

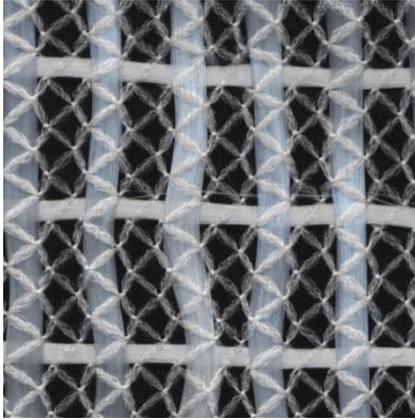
Die Nomenklatur zur Kennzeichnung der textilen Strukturen lautet folgendermaßen:

NWM1	001	00
Maschinentyp	fortlaufende Nummer	Jahr

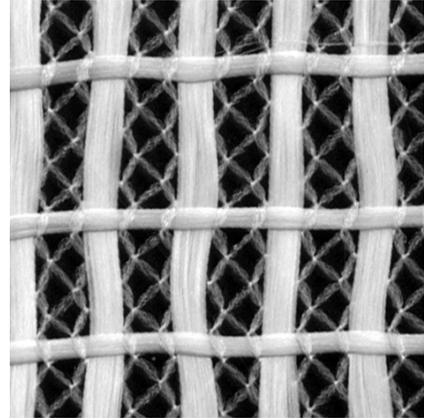
NWM3	Nähwirkmaschine Typ Malimo 14024	Multiaxial
------	----------------------------------	------------

NWM4	Nähwirkmaschine Typ Malimo 14022	Parallelschuss
------	----------------------------------	----------------

Auch hier werden nur für verwendete textile Strukturen Angaben gemacht. Es folgen Bilder der Strukturen.

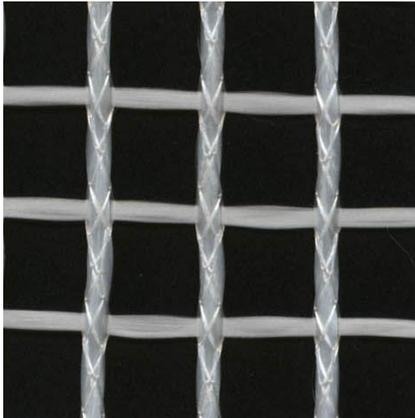


(a) vorne

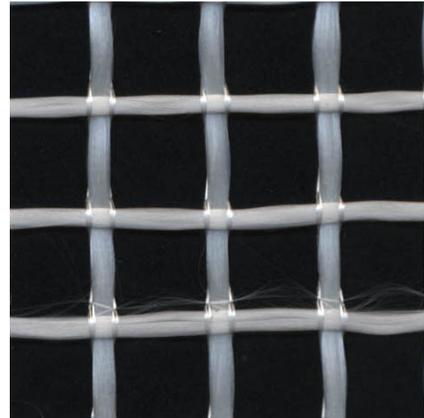


(b) hinten

Bild C.1: NWM3-022-00



(a) vorne



(b) hinten

Bild C.2: NWM4-011-03

D Spannungs-Dehnungs-Linien von Dehnkörpern und Arbeitslinien der Textilien

Die nachfolgenden Diagramme zeigen die aus Zugversuchen an mehreren Dehnkörpern gemittelten Spannungs-Dehnungs-Linien für die in dieser Arbeit verwendeten textilen Verbundbaustoffe und die daraus abgeleiteten Spannungs-Dehnungs-Linien des Textils, die zur Traglastberechnung verstärkter Bauteile angesetzt werden.

Die Spannung bezieht sich auf die Faserfläche.

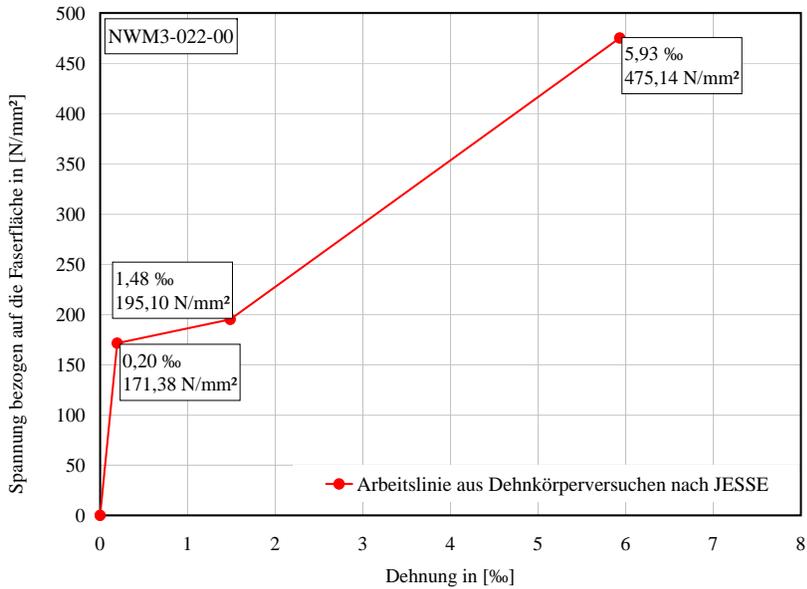


Bild D.1: Spannungs-Dehnungs-Linie des textilbewehrten Betons, Mittelwert aus den Dehnkörperversuchen, Textil NWM3-022-00

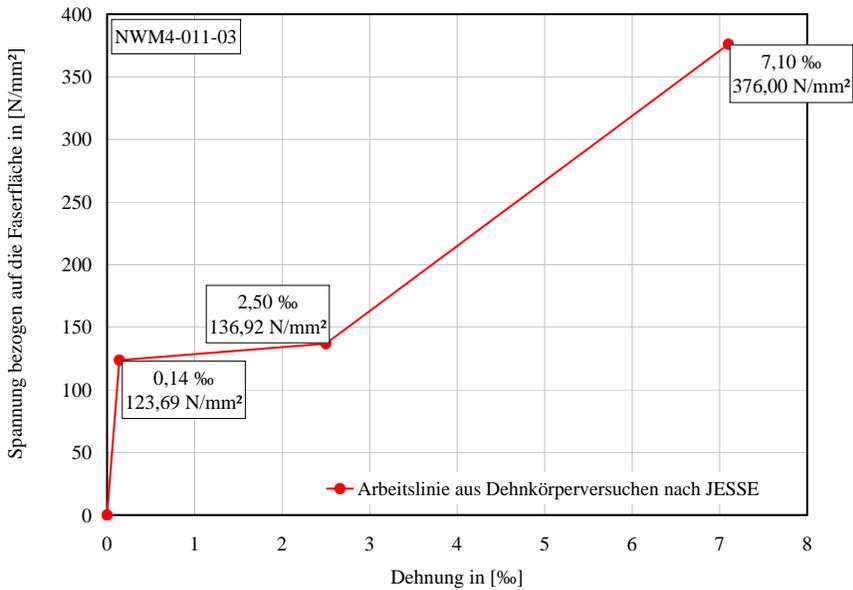


Bild D.2: Spannungs-Dehnungs-Linie des textilbewehrten Betons, Mittelwert aus den Dehnkörperversuchen, Textil NWM4-011-03

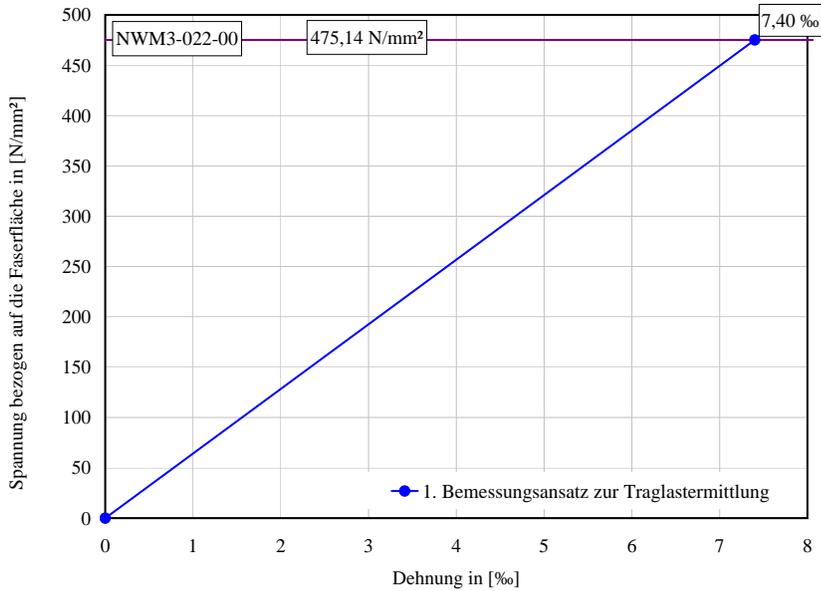


Bild D.3: Spannungs-Dehnungs-Linie der textilen Bewehrung, 1. Bemessungsansatz für die Traglastberechnung, Textil NWM3-022-00

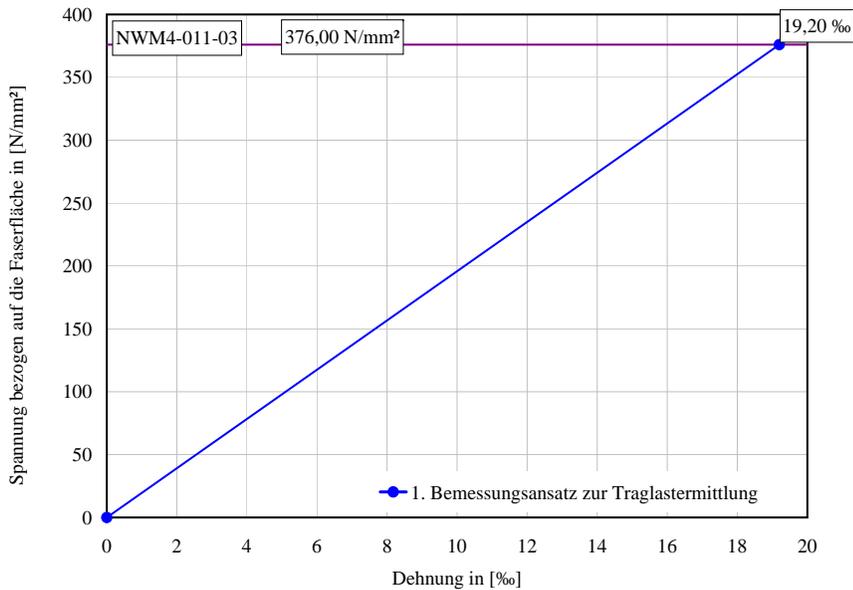


Bild D.4: Spannungs-Dehnungs-Linie der textilen Bewehrung, 1. Bemessungsansatz für die Traglastberechnung, Textil NWM4-011-03

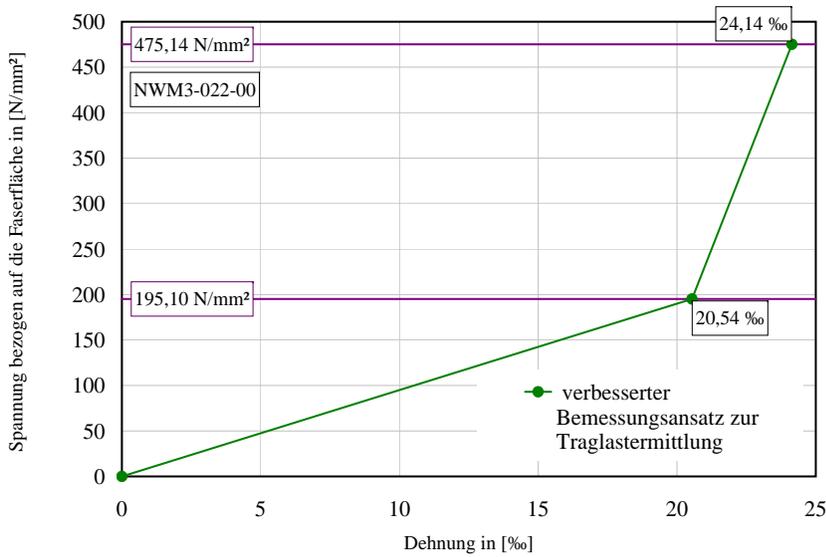


Bild D.5: Spannungs-Dehnungs-Linie der textilen Bewehrung, Verbesserter Bemessungsansatz für die Traglastberechnung nach Kapitel 5.4.1, Textil NWM3-022-00

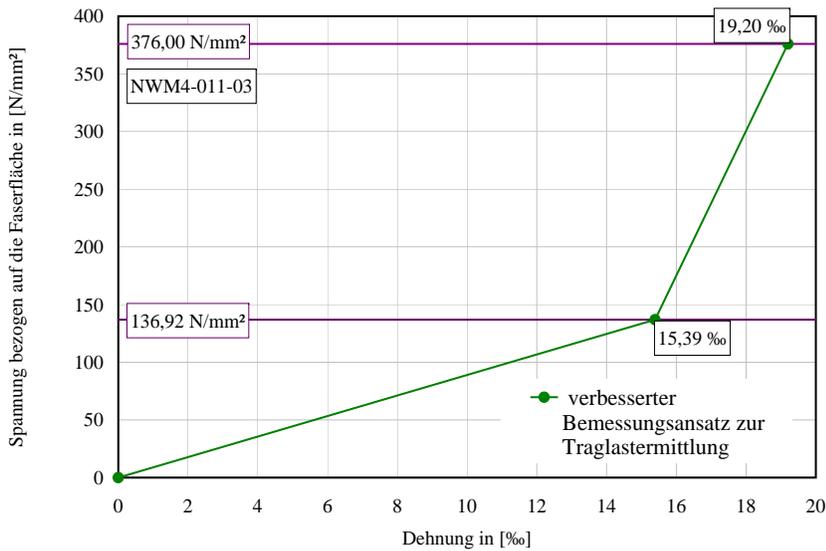


Bild D.6: Spannungs-Dehnungs-Linie der textilen Bewehrung, Verbesserter Bemessungsansatz für die Traglastberechnung nach Kapitel 5.4.1, Textil NWM4-011-03

E Übersicht über Eingangsgrößen zur Versuchsnachrechnung

Bauteilbezeichnung	Stützweite	Breite	Höhe	Stahl	Stahlfläche	Nutzhöhe	Dicke Verstärkung	Textilfläche
	[mm]	[mm]	[mm]	BSt 500	[mm ²]	[mm]	[mm]	[mm ²]
050_3L_P-1-1, NWM3-022-00	1600	600	100	M R 513	307,9	81,5	8	99,1
050_3L_P-1-2, NWM3-022-00	1600	600	100	M R 513	307,9	81,5	8	99,1
050_3L_P-1-3, NWM3-022-00	1600	600	100	M R 513	307,9	81,5	8	99,1
050_3L_P-2-1, NWM3-022-00	1600	600	100	M R 513	307,9	81,5	8	99,1
050_3L_P-2-2, NWM3-022-00	1600	600	100	M R 513	307,9	81,5	8	99,1
050_3L_P-2-3, NWM3-022-00	1600	600	100	M R 513	307,9	81,5	8	99,1
050_5L_P-3-1, NWM3-022-00	1600	600	100	M R 513	307,9	81,5	12	165,1
050_5L_P-3-2, NWM3-022-00	1600	600	100	M R 513	307,9	81,5	12	165,1
050_5L_P-3-3, NWM3-022-00	1600	600	100	M R 513	307,9	81,5	12	165,1
050_5L_P-4-1, NWM3-022-00	1600	600	100	M R 513	307,9	81,5	12	165,1
050_5L_P-4-2, NWM3-022-00	1600	600	100	M R 513	307,9	81,5	12	165,1
050_5L_P-4-3, NWM3-022-00	1600	600	100	M R 513	307,9	81,5	12	165,1
050_0L_P-5-1	1600	600	100	M R 513	307,9	81,5	0	-
050_0L_P-5-2	1600	600	100	M R 513	307,9	81,5	0	-
050_0L_P-5-3	1600	600	100	M R 513	307,9	81,5	0	-
050_3L_PL05-3, NWM4-011-03	1600	600	100	S 6Ø8mm	301,6	81	11,39	141,4
000_0L_P-6-1	1600	600	100	-	-	0	0	-
000_4L_P-6-2, NWM3-022-00	1600	600	100	-	-	0	10	132,1
000_4L_P-6-3, NWM3-022-00	1600	600	100	-	-	0	10	132,1
000_8L_P-6-4, NWM3-022-00	1600	600	100	-	-	0	18	264,2
000_8L_P-6-5, NWM3-022-00	1600	600	100	-	-	0	18	264,2
020_0L_P-7-1	1600	600	100	S 4Ø6mm	113,1	82	0	-
020_4L_P-7-2, NWM3-022-00	1600	600	100	S 4Ø6mm	113,1	82	10	132,1
020_4L_P-7-3, NWM3-022-00	1600	600	100	S 4Ø6mm	113,1	82	10	132,1
020_4L_P-7-4, NWM3-022-00	1600	600	100	S 4Ø6mm	113,1	82	10	132,1
020_8L_P-7-5, NWM3-022-00	1600	600	100	S 4Ø6mm	113,1	82	18	264,2
020_8L_P-7-6, NWM3-022-00	1600	600	100	S 4Ø6mm	113,1	82	18	264,2
020_8L_P-7-7, NWM3-022-00	1600	600	100	S 4Ø6mm	113,1	82	18	264,2
020_3L_PL02-3, NWM4-011-03	1600	600	100	S 4Ø6mm	113,1	82	4,27	141,4
034_3L_PL-3/1, NWM4-011-03	1600	600	100	S 4Ø8mm	201,1	81	4,9	141,4
034_3L_PL-3/2SD, NWM4-011-03	1600	600	100	S 4Ø8mm	201,1	81	5,78	141,4
034_3L_PL-3/3, NWM4-011-03	1600	600	100	S 4Ø8mm	201,1	81	5,47	141,4
034_6L_PL-6/1, NWM4-011-03	1600	600	100	S 4Ø8mm	201,1	81	8,56	282,8
034_6L_PL-6/2, NWM4-011-03	1600	600	100	S 4Ø8mm	201,1	81	7,86	282,8
034_6L_PL-6/3SD, NWM4-011-03	1600	600	100	S 4Ø8mm	201,1	81	8,63	282,8
034_0L_PL-0/1	1600	600	100	S 4Ø8mm	201,1	81	0	-
034_0L_PL-0/2	1600	600	100	S 4Ø8mm	201,1	81	0	-
034_0L_PL-0/3	1600	600	100	S 4Ø8mm	201,1	81	0	-
050_0L_B5-M/0	4500	150	300	S 3Ø10mm	235,6	272	0	-
050_10L_B4-M/10, NWM3-022-00	4500	150	300	S 3Ø10mm	235,6	272	22	79,6
050_10L_B6-M/10, NWM3-022-00	4500	150	300	S 3Ø10mm	235,6	272	22	79,6
050_10L_B7-M/10, NWM3-022-00	4500	150	300	S 3Ø10mm	235,6	272	22	79,6
050_16L_B8-M/16, NWM3-022-00	4500	150	300	S 3Ø10mm	235,6	272	34	127,3
050_16L_B9-M/16, NWM3-022-00	4500	150	300	S 3Ø10mm	235,6	272	34	127,3
050_16L_B10-M/16, NWM3-022-00	4500	150	300	S 3Ø10mm	235,6	272	34	127,3
Druckbewehrung:				S 2Ø12mm	226,2			

Bild E.1: Übersicht über Querschnittsangaben zur Nachrechnung von Versuchen

Bauteilbezeichnung	E-Modul		Zylinderdruckfestigkeit (Ø150,l=300mm)		Würfeldruckfestigkeit [w150]		Würfeldruckfestigkeit [w200]	
	[N/mm ²]		[N/mm ²]		[N/mm ²]		[N/mm ²]	
	28 d	56 d o. Prüftag	28 d	Prüftag	28 d	56 d o. Prüftag	28 d	56 d o. Prüftag
050_3L_P-1-1, NWM3-022-00	29600	-	-	-	30,6	33,4	29,1	31,7
050_3L_P-1-2, NWM3-022-00	26000	-	-	-	32,0	-	30,4	-
050_3L_P-1-3, NWM3-022-00	28200	-	-	-	27,7	26,0	26,3	24,7
050_3L_P-2-1, NWM3-022-00	29600	-	-	-	30,6	33,4	29,1	31,7
050_3L_P-2-2, NWM3-022-00	26000	-	-	-	32,0	-	30,4	-
050_3L_P-2-3, NWM3-022-00	27900	-	-	-	25,5	27,0	24,2	25,7
050_5L_P-3-1, NWM3-022-00	28300	-	-	-	32,7	34,0	31,1	32,3
050_5L_P-3-2, NWM3-022-00	28200	-	-	-	27,7	26,0	26,3	24,7
050_5L_P-3-3, NWM3-022-00	27900	-	-	-	25,5	27,0	24,2	25,7
050_5L_P-4-1, NWM3-022-00	28200	-	-	-	27,7	26,0	26,3	24,7
050_5L_P-4-2, NWM3-022-00	28300	-	-	-	32,7	34,0	31,1	32,3
050_5L_P-4-3, NWM3-022-00	26000	-	-	-	32,0	-	30,4	-
050_0L_P-5-1	29600	-	-	-	30,6	33,4	29,1	31,7
050_0L_P-5-2	28300	-	-	-	32,7	34,0	31,1	32,3
050_0L_P-5-3	27900	-	-	-	25,5	27,0	24,2	25,7
050_3L_PL05-3, NWM4-011-03	-	26016	-	31,9	29,2	36,3	27,7	34,5
000_0L_P-6-1	22600	23200	-	22,7	21,1	23,5	20,0	22,3
000_4L_P-6-2, NWM3-022-00	22600	23200	-	22,7	21,1	23,5	20,0	22,3
000_4L_P-6-3, NWM3-022-00	21400	23033	-	23,1	23,6	25,8	22,4	24,5
000_8L_P-6-4, NWM3-022-00	21400	23033	-	23,1	23,6	25,8	22,4	24,5
000_8L_P-6-5, NWM3-022-00	21400	23033	-	23,1	23,6	25,8	22,4	24,5
020_0L_P-7-1	22000	24000	-	29,7	29,4	32,0	27,9	30,4
020_4L_P-7-2, NWM3-022-00	22000	24000	-	29,7	29,4	32,0	27,9	30,4
020_4L_P-7-3, NWM3-022-00	22000	24000	-	29,7	29,4	32,0	27,9	30,4
020_4L_P-7-4, NWM3-022-00	20700	21000	-	22,5	18,0	21,9	17,1	20,8
020_8L_P-7-5, NWM3-022-00	20700	21000	-	22,5	18,0	21,9	17,1	20,8
020_8L_P-7-6, NWM3-022-00	20700	21000	-	22,5	18,0	21,9	17,1	20,8
020_8L_P-7-7, NWM3-022-00	22600	23200	-	22,7	21,1	23,5	20,0	22,3
020_3L_PL02-3, NWM4-011-03	-	27374	-	31,7	29,2	38,9	27,7	37,0
034_3L_PL-3/1, NWM4-011-03	24700	23300	28,3	28,7	34,8	40,8	33,1	38,8
034_3L_PL-3/2SD, NWM4-011-03	24300	22400	28,9	29,5	31,5	33,2	29,9	31,5
034_3L_PL-3/3, NWM4-011-03	26000	25200	28,1	31,8	33,7	38,0	32,0	36,1
034_6L_PL-6/1, NWM4-011-03	24700	23300	28,9	31,2	34,3	40,2	32,6	38,2
034_6L_PL-6/2, NWM4-011-03	25600	22400	28,2	29,4	32,6	35,7	31,0	33,9
034_6L_PL-6/3SD, NWM4-011-03	23500	25900	28,7	34,3	35,6	39,4	33,8	37,4
034_0L_PL-0/1	24200	22300	29,7	30,6	34,4	36,8	32,7	35,0
034_0L_PL-0/2	23000	25300	26,5	30,9	36,4	37,1	34,6	35,2
034_0L_PL-0/3	23000	21200	26,5	29,2	36,4	38,2	36,4	36,3
050_0L_B5-M/0	-	29100	-	31,5	35,1	35,2	33,4	33,4
050_10L_B4-M/10, NWM3-022-00	-	30300	-	33,4	36,4	34,5	36,9	35,1
050_10L_B6-M/10, NWM3-022-00	-	28400	-	36,1	39,6	42,5	37,7	40,4
050_10L_B7-M/10, NWM3-022-00	-	27200	-	30,2	36,6	37,3	34,7	35,4
050_16L_B8-M/16, NWM3-022-00	-	27900	-	33,0	36,2	36,4	34,4	34,6
050_16L_B9-M/16, NWM3-022-00	-	27600	-	33,1	34,9	37,4	33,2	35,5
050_16L_B10-M/16, NWM3-022-00	-	27800	-	34,9	36,5	38,9	34,6	37,0

Bild E.2: Übersicht über zur Versuchsnachrechnung relevante Kennwerte des verwendeten Altbetons

Bauteilbezeichnung	Kennwerte Stahl					Kennwerte Textil		
	E-Modul	Streckgrenze		Bruchgrenze		Bruchgrenze		
		f_{yk}	ϵ_{yk}	f_{tk}	ϵ_{su}	σ_{tu}	1. Ann.	2. Ann.
	[N/mm ²]	[N/mm ²]	[‰]	[N/mm ²]	[‰]	[N/mm ²]	[‰]	[‰]
050_3L_P-1-1, NWM3-022-00	201000	556,8	2,77	608,26	32,5	475,14	7,4	24,1
050_3L_P-1-2, NWM3-022-00	201000	556,8	2,77	608,26	32,5	475,14	7,4	24,1
050_3L_P-1-3, NWM3-022-00	201000	556,8	2,77	608,26	32,5	475,14	7,4	24,1
050_3L_P-2-1, NWM3-022-00	201000	556,8	2,77	608,26	32,5	475,14	7,4	24,1
050_3L_P-2-2, NWM3-022-00	201000	556,8	2,77	608,26	32,5	475,14	7,4	24,1
050_3L_P-2-3, NWM3-022-00	201000	556,8	2,77	608,26	32,5	475,14	7,4	24,1
050_5L_P-3-1, NWM3-022-00	201000	556,8	2,77	608,26	32,5	475,14	7,4	24,1
050_5L_P-3-2, NWM3-022-00	201000	556,8	2,77	608,26	32,5	475,14	7,4	24,1
050_5L_P-3-3, NWM3-022-00	201000	556,8	2,77	608,26	32,5	475,14	7,4	24,1
050_5L_P-4-1, NWM3-022-00	201000	556,8	2,77	608,26	32,5	475,14	7,4	24,1
050_5L_P-4-2, NWM3-022-00	201000	556,8	2,77	608,26	32,5	475,14	7,4	24,1
050_5L_P-4-3, NWM3-022-00	201000	556,8	2,77	608,26	32,5	475,14	7,4	24,1
050_0L_P-5-1	201000	556,8	2,77	608,26	32,5	-	-	-
050_0L_P-5-2	201000	556,8	2,77	608,26	32,5	-	-	-
050_0L_P-5-3	201000	556,8	2,77	608,26	32,5	-	-	-
050_3L_PL05-3, NWM4-011-03	194637	545	2,80	617,23	40,0	376,00	19,2	19,2
000_0L_P-6-1	-	-	-	-	-	-	-	-
000_4L_P-6-2, NWM3-022-00	-	-	-	-	-	475,14	7,4	24,1
000_4L_P-6-3, NWM3-022-00	-	-	-	-	-	475,14	7,4	24,1
000_8L_P-6-4, NWM3-022-00	-	-	-	-	-	475,14	7,4	24,1
000_8L_P-6-5, NWM3-022-00	-	-	-	-	-	475,14	7,4	24,1
020_0L_P-7-1	193160	550,7	2,85	663,25	70,0	-	-	-
020_4L_P-7-2, NWM3-022-00	193160	550,7	2,85	663,25	70,0	475,14	7,4	24,1
020_4L_P-7-3, NWM3-022-00	193160	550,7	2,85	663,25	70,0	475,14	7,4	24,1
020_4L_P-7-4, NWM3-022-00	193160	550,7	2,85	663,25	70,0	475,14	7,4	24,1
020_8L_P-7-5, NWM3-022-00	193160	550,7	2,85	663,25	70,0	475,14	7,4	24,1
020_8L_P-7-6, NWM3-022-00	193160	550,7	2,85	663,25	70,0	475,14	7,4	24,1
020_8L_P-7-7, NWM3-022-00	193160	550,7	2,85	663,25	70,0	475,14	7,4	24,1
020_3L_PL02-3, NWM4-011-03	193160	550,7	2,85	663,25	70,0	376,00	19,2	19,2
034_3L_PL-3/1, NWM4-011-03	194637	545	2,80	617,23	40,0	376,00	19,2	19,2
034_3L_PL-3/2SD, NWM4-011-03	194637	545	2,80	617,23	40,0	376,00	19,2	19,2
034_3L_PL-3/3, NWM4-011-03	194637	545	2,80	617,23	40,0	376,00	19,2	19,2
034_6L_PL-6/1, NWM4-011-03	194637	545	2,80	617,23	40,0	376,00	19,2	19,2
034_6L_PL-6/2, NWM4-011-03	194637	545	2,80	617,23	40,0	376,00	19,2	19,2
034_6L_PL-6/3SD, NWM4-011-03	194637	545	2,80	617,23	40,0	376,00	19,2	19,2
034_0L_PL-0/1	194637	545	2,80	617,23	40,0	-	-	-
034_0L_PL-0/2	194637	545	2,80	617,23	40,0	-	-	-
034_0L_PL-0/3	194637	545	2,8	617,23	40,0	-	-	-
050_0L_B5-M/0	194600	545,21	2,8	631,61	196,0	-	-	-
050_10L_B4-M/10, NWM3-022-00	194600	545,21	2,8	631,61	196,0	475,14	7,4	24,1
050_10L_B6-M/10, NWM3-022-00	194600	545,21	2,8	631,61	196,0	475,14	7,4	24,1
050_10L_B7-M/10, NWM3-022-00	194600	545,21	2,8	631,61	196,0	475,14	7,4	24,1
050_16L_B8-M/16, NWM3-022-00	194600	545,21	2,8	631,61	196,0	475,14	7,4	24,1
050_16L_B9-M/16, NWM3-022-00	194600	545,21	2,8	631,61	196,0	475,14	7,4	24,1
050_16L_B10-M/16, NWM3-022-00	194600	545,21	2,8	631,61	196,0	475,14	7,4	24,1
Druckzone:	201232	571,5	2,84	669,23	32,0			

Bild E.3: Übersicht über zur Versuchsnachrechnung relevante Kennwerte des verwendeten Stahls, des Feinbetons und der Textilien

F Übersicht über Versuchsergebnisse

Bauteilbezeichnung	Bruchlast	Traglaststeigerung	Mittendurchbiegung
	im Versuch [kN]	um [%]	Mittelwert [mm]
050_3L_P-1-1, NWM3-022-00	54,45	4,1	23,5
050_3L_P-1-2, NWM3-022-00	52,00	-0,5	17,5
050_3L_P-1-3, NWM3-022-00	52,45	0,3	16,5
050_3L_P-2-1, NWM3-022-00	53,68	2,7	16,0
050_3L_P-2-2, NWM3-022-00	52,80	1,0	16,0
050_3L_P-2-3, NWM3-022-00	51,70	-1,1	28,0
050_5L_P-3-1, NWM3-022-00	67,13	28,4	14,5
050_5L_P-3-2, NWM3-022-00	59,00	12,8	14,0
050_5L_P-3-3, NWM3-022-00	56,83	8,7	12,3
050_5L_P-4-1, NWM3-022-00	56,90	8,8	13,0
050_5L_P-4-2, NWM3-022-00	55,78	6,7	14,5
050_5L_P-4-3, NWM3-022-00	57,93	10,8	12,5
050_0L_P-5-1	51,65	-	49,5
050_0L_P-5-2	54,90	-	36,0
050_0L_P-5-3	50,30	-	37,5
050_3L_PL05-3, NWM4-011-03	66,98	28,1	24,4
000_0L_P-6-1	9,53	-	0,8
000_4L_P-6-2, NWM3-022-00	21,81	128,7	3,3
000_4L_P-6-3, NWM3-022-00	22,71	138,3	5,5
000_8L_P-6-4, NWM3-022-00	38,94	308,4	9,2
000_8L_P-6-5, NWM3-022-00	40,29	322,7	9,0
020_0L_P-7-1	20,13	-	14,8
020_4L_P-7-2, NWM3-022-00	45,75	127,2	15,5
020_4L_P-7-3, NWM3-022-00	39,61	96,8	9,4
020_4L_P-7-4, NWM3-022-00	30,32	50,6	6,8
020_8L_P-7-5, NWM3-022-00	58,66	191,4	12,1
020_8L_P-7-6, NWM3-022-00	57,26	184,4	12,5
020_8L_P-7-7, NWM3-022-00	57,66	186,4	13,5
020_3L_PL02-3, NWM4-011-03	41,78	107,5	24,4
034_3L_PL-3/1, NWM4-011-03	53,25	49,1	19,7
034_3L_PL-3/2SD, NWM4-011-03	51,06	42,9	20,4
034_3L_PL-3/3, NWM4-011-03	51,64	44,5	19,0
034_6L_PL-6/1, NWM4-011-03	71,72	100,8	20,6
034_6L_PL-6/2, NWM4-011-03	71,62	100,5	19,5
034_6L_PL-6/3SD, NWM4-011-03	75,34	110,9	20,0
034_0L_PL-0/1	36,26	-	49,2
034_0L_PL-0/2	35,09	-	50,4
034_0L_PL-0/3	35,82	-	49,6
050_0L_B5-M/0	51,90	-	> 70,0
050_10L_B4-M/10, NWM3-022-00	56,37	8,6	41,8
050_10L_B6-M/10, NWM3-022-00	59,04	13,8	45,9
050_10L_B7-M/10, NWM3-022-00	56,21	8,3	43,6
050_16L_B8-M/16, NWM3-022-00	64,84	24,9	43,8
050_16L_B9-M/16, NWM3-022-00	61,17	17,9	40,1
050_16L_B10-M/16, NWM3-022-00	69,03	33,0	45,0

Bild F.1: Ergebnisse der durchgeführten Versuche

Bauteilbezeichnung	Stauchung oben				Dehnung unten, Abstand der IWA vom unteren Bauteilrand 32mm								
	[%]	[%]	[%]	[%]	[%]	[%]	[%]	[%]	[%]	[%]	[%]	[%]	[%]
	Mittel												Mittel
	3.DMS	4.DMS	5.DMS		13.IWA	14.IWA	15.IWA	16.IWA	17.IWA	18.IWA	19.IWA		
050_3L_P-1-1, NWM3-022-00	-1,5	-1,9	-2,2	-1,9	2,8	2,1	11,9	11,7	-0,1	13,6	4,9		6,7
050_3L_P-1-2, NWM3-022-00	-1,6	-1,6	-1,6	-1,6	4,0	0,1	10,7	6,5	83,4	79,1	7,2		27,3
050_3L_P-1-3, NWM3-022-00	-1,6	-1,7	-1,6	-1,6	5,3	8,5	4,2	9,4	12,4	-0,9	8,2		6,7
050_3L_P-2-1, NWM3-022-00	-1,8	-1,7	-1,9	-1,8	5,8	6,0	0,0	8,8	3,6	10,4	6,7		5,9
050_3L_P-2-2, NWM3-022-00	-1,7	-1,4	-1,7	-1,6	6,2	-2,4	12,7	0,2	12,7	1,7	6,6		5,4
050_3L_P-2-3, NWM3-022-00	-2,1	-1,3	-1,9	-1,8	17,6	6,4	18,7	0,0	2,0	81,6	3,4		18,5
050_5L_P-3-1, NWM3-022-00	-1,5	-1,5	-1,6	-1,6	4,8	5,4	5,2	5,5	4,7	5,6	4,6		5,1
050_5L_P-3-2, NWM3-022-00	-1,5	-1,3	-1,5	-1,4	3,1	7,1	4,9	-0,1	8,2	2,0	7,6		4,7
050_5L_P-3-3, NWM3-022-00	-1,4	-1,4	-1,3	-1,4	3,8	4,4	7,0	2,5	5,4	5,6	2,4		4,4
050_5L_P-4-1, NWM3-022-00	-1,5	-1,6	-1,7	-1,6	7,1	5,7	1,4	9,1	4,9	2,6	5,3		5,2
050_5L_P-4-2, NWM3-022-00	-1,5	-1,6	-1,4	-1,5	6,4	8,9	2,1	1,8	18,5	1,3	6,1		6,5
050_5L_P-4-3, NWM3-022-00	-1,3	-1,3	-1,2	-1,3	4,8	1,9	15,8	2,6	3,7	3,9	3,6		5,2
050_0L_P-5-1	-3,3	-4,8	-3,3	-3,8	17,3	44,3	0,3	56,8	-4,8	19,5	11,9		20,8
050_0L_P-5-2	-2,6	-2,2	-2,9	-2,6	8,3	41,9	0,1	39,2	0,7	32,0	15,8		19,7
050_0L_P-5-3	-2,9	-3,3	-2,6	-2,9	14,1	35,7	28,6	0,2	27,7	11,5	5,8		17,6
050_3L_PL05-3, NWM4-011-03	1.DMS	5.DMS	9.DMS		11.IWA	15.IWA	19.IWA	30.IWA	31.IWA	32.IWA		IWA11,15,19	
	-2,4	-2,5	-2,4	-2,5	18,1	15,6	16,2	16,4	9,8	12,3	-		16,6
000_0L_P-6-1	3.DMS	4.DMS	5.DMS		13.IWA	14.IWA	15.IWA	16.IWA	17.IWA	18.IWA	19.IWA		
	-0,1	-0,1	-0,2	-0,1	0,2	0,3	0,1	0,5	0,2	0,2	0,3		0,3
000_4L_P-6-2, NWM3-022-00	-0,3	-0,3	-0,3	-0,3	0,4	0,4	0,4	0,5	0,4	0,4	0,4		0,4
000_4L_P-6-3, NWM3-022-00	-0,7	-0,6	-0,8	-0,7	2,5	0,5	4,4	1,6	5,4	0,7	3,1		2,6
000_8L_P-6-4, NWM3-022-00	-1,1	-1,0	-1,0	-1,0	4,8	7,4	6,0	3,9	3,9	5,7	4,0		5,1
000_8L_P-6-5, NWM3-022-00	-1,1	-1,1	-1,1	-1,1	5,1	5,8	4,9	4,3	3,7	4,5	3,8		4,6
020_0L_P-7-1	3.DMS	4.DMS	5.DMS		13.IWA	14.IWA	15.IWA	16.IWA	17.IWA	18.IWA	19.IWA		
	-1,1	-0,6	-0,7	-0,8	12,8	0,1	13,5	0,2	0,3	16,0	5,7		6,9
020_4L_P-7-2, NWM3-022-00	-1,2	-1,5	-1,3	-1,3	7,3	6,1	6,2	6,9	9,3	4,8	8,2		7,0
020_4L_P-7-3, NWM3-022-00	-0,9	-1,1	-0,9	-1,0	3,9	5,8	3,5	5,7	1,4	6,0	4,7		4,4
020_4L_P-7-4, NWM3-022-00	-0,8	-0,8	-0,9	-0,8	2,1	3,2	2,6	3,9	4,8	3,3	3,3		3,3
020_8L_P-7-5, NWM3-022-00	-1,6	-1,6	-1,5	-1,6	5,7	6,3	5,3	5,9	5,6	5,7	5,4		5,7
020_8L_P-7-6, NWM3-022-00	-1,6	-1,5	-1,6	-1,6	6,1	6,6	6,0	5,9	6,1	6,8	6,1		6,2
020_8L_P-7-7, NWM3-022-00	-1,5	-1,7	-1,6	-1,6	7,1	7,5	6,6	5,1	7,6	6,1	6,6		6,6
020_3L_PL02-3, NWM4-011-03	1.DMS	5.DMS	9.DMS		11.IWA	15.IWA	19.IWA	30.IWA	31.IWA	32.IWA		IWA11,15,19	
	-2,2	-2,0	-2,2	-2,1	21,9	21,7	21,1	10,5	12,8	9,8	-		21,6
034_3L_PL-3/1, NWM4-011-03	-1,8	-1,4	-1,4	-1,5	13,4	2,7	6,0	10,5	9,5	7,2	-		7,4
034_3L_PL-3/2SD, NWM4-011-03	-1,8	-1,8	-1,8	-1,8	11,6	11,0	13,0	9,8	9,5	6,8	-		11,9
034_3L_PL-3/3, NWM4-011-03	-1,8	-1,6	-1,7	-1,7	9,4	8,4	10,3	13,7	6,3	6,1	-		9,3
034_6L_PL-6/1, NWM4-011-03	-1,7	-1,9	-2,0	-1,9	5,7	9,5	12,3	11,7	6,6	9,3	-		9,1
034_6L_PL-6/2, NWM4-011-03	-2,0	-2,0	-2,1	-2,0	10,3	8,6	9,4	9,6	9,0	7,8	-		9,4
034_6L_PL-6/3SD, NWM4-011-03	-1,8	-1,9	-1,8	-1,8	9,6	6,2	6,6	7,6	8,2	8,7	-		7,5
034_0L_PL-0/1	-	-3,7	-	-3,7	-	55,6	-	32,4	33,8	34,3	-		55,6
034_0L_PL-0/2	-1,3	-1,6	-2,8	-1,9	0,2	0,4	5,0	40,2	18,3	94,8	-		1,8
034_0L_PL-0/3	-2,7	-3,9	-4,6	-3,7	61,2	59,7	79,4	34,5	48,3	38,7	-		66,7
050_0L_B5-M/0	1.DMS	2.DMS											
	-3,3	-3,2	-	-3,2	-	-	-	-	-	-	-		-
050_10L_B4-M/10, NWM3-022-00	-1,5	-1,5	-	-1,5	-	-	-	-	-	-	-		-
050_10L_B6-M/10, NWM3-022-00	-1,7	-1,7	-	-1,7	-	-	-	-	-	-	-		-
050_10L_B7-M/10, NWM3-022-00	-1,6	-1,7	-	-1,6	-	-	-	-	-	-	-		-
050_16L_B8-M/16, NWM3-022-00	-1,7	-1,7	-	-1,7	-	-	-	-	-	-	-		-
050_16L_B9-M/16, NWM3-022-00	-1,3	-1,3	-	-1,3	-	-	-	-	-	-	-		-
050_16L_B10-M/16, NWM3-022-00	-1,6	-1,8	-	-1,7	-	-	-	-	-	-	-		-

Bild F.2: Dehnungen der Bauteile aus den durchgeführten Versuchen im Bereich des konstanten Moments, Bezeichnung der Messstellen an Platten nach Bildern 4.3 und 4.5

G Formelzeichen

Abkürzungen

ACI	American Concrete Institute Committee
AR	alkaliresistent
ARG	alkaliresistentes Glas
CF	Kohlenstofffaser
CFK	kohlenstofffaserverstärkter Kunststoff
DIN	Deutsches Institut für Normung
DMS	Dehnmessstreifen
FVK	Faserverstärkter Kunststoff
GFK	Glasfaserverstärkter Kunststoff
GZT	Grenzzustand der Tragfähigkeit
IWA	induktiver Wegaufnehmer
NEG	Nippon Electric Glass Co., Ltd.
NWM3	Nähwirkmaschine Malimo 14024 (multiaxial)
NWM4	Nähwirkmaschine Malimo 14022 (biaxial)
PP	Polypropylen
PP-t	texturiertes Polypropylen
VET	Saint-Gobain Vetrotex Deutschland GmbH

Lateinische Großbuchstaben

A_l	Lamellenfläche
A_r	Fläche des Einzelrovings
A_s, A_{s1}	Betonstahlfläche in der Zugzone
A_{s2}	Betonstahlfläche in der Druckzone
A_t	Fläche des Textils
E_c	E-Modul von Beton
E_f	E-Modul eines Rovings
E_s	E-Modul des Betonstahls
E_{s2}	E-Modul des Betonstahls in der Druckzone
E	E-Modul
F_{cd}	Bemessungswert der Betondruckkraft
F_{sd}	Bemessungswert der Stahlzugkraft
F_{s2d}	Bemessungswert der Stahlruckkraft in der Druckbe- wehrung
F_{td}	Bemessungswert der Textilzugkraft

H	Horizontalkraft
I	Trägheitsmoment eines Querschnittes
I_c	Trägheitsmoment eines Betonquerschnittes
M_{cr}	Rissmoment
M_{Ed}	Bemessungswert eines einwirkenden (äußeren) Biegemoments
M_g	Biegemomenten-Anteil infolge Bauteileigengewicht am einwirkenden Gesamt-Biegemoment
M_{Rd}	Bemessungswert des aufnehmbaren (inneren) Biegemoments
$M_{Rd,s}$	Bemessungswert des aufnehmbaren Biegemoments, bezogen auf die Schwereachse des Betonstahls in der Zugzone
M_{u0}	aufnehmbares Moment vor der Verstärkungsmaßnahme
M_{Vl}	aufnehmbares Moment nach der Verstärkungsmaßnahme
M_V	im Versuch ermittelter Anteil am einwirkenden Gesamt-Biegemoment
N	Normalkraft
P_{Ed}	aufgenommene Gesamt-Last des Bauteils
P_g	Last-Anteil infolge Bauteileigengewicht an der aufgenommenen Gesamt-Last
P_{Rd}	Bemessungswert der aufnehmbaren Last des Bauteils
P_V	im Versuch ermittelter Last-Anteil an der aufgenommenen Gesamt-Last des Bauteils
S_{Em}	vom Bauteil tatsächlich aufgenommene Schnittgröße
S_{Rm}	rechnerisch ermittelte aufnehmbare Schnittgröße
W	Widerstandsmoment

Lateinische Kleinbuchstaben

a	Abstand der resultierenden Druckspannung vom stärker gestauchten Rand
b	Bauteilbreite
b_r	Achsabstand der Rovings in Bemessungsrichtung
d	statische Nutzhöhe
d_l	statische Nutzhöhe von Lamellen
d_s	Durchmesser eines Betonstahlstabes in der Zugzone des Querschnitts
$d_{s,s2}$	Durchmesser eines Betonstahlstabes in der Druckzone des Querschnitts
ds, t	mittlere statische Nutzhöhe von Bewehrungsstahl und textiler Bewehrung

d_{s1}	Abstand der Zugbewehrung vom unteren Stahlbetonbauteil-Rand
d_{s2}	statische Nutzhöhe vom Bewehrungsstahl in der Druckzone
f_{cd}	Bemessungswert der Betondruckfestigkeit
f_{ck}	charakteristische Zylinderdruckfestigkeit des Betons nach 28 Tagen
f_{ct}	Betonzugfestigkeit
$f_{td,cal}$	Bemessungswert der Zugfestigkeit des Betonstahls
$f_{td,cal,s2}$	Bemessungswert der Zugfestigkeit des Betonstahls in der Druckzone
f_{tk}	charakteristischer Wert der Zugfestigkeit des Betonstahls
$f_{tk,cal}$	charakteristischer Wert der Zugfestigkeit des Betonstahls für die Bemessung
$f_{tk,cal,s2}$	charakteristischer Wert der Zugfestigkeit des Betonstahls in der Druckzone für die Bemessung
$f_{tk,s2}$	charakteristischer Wert der Zugfestigkeit des Betonstahls in der Druckzone
f_{ttd}	Bemessungswert der Zugfestigkeit des Textils
f_{ttk}	charakteristischer Wert der Zugfestigkeit des Textils
f_{yd}	Bemessungswert der Streckgrenze des Betonstahls
$f_{yd,s2}$	Bemessungswert der Streckgrenze des Betonstahls in der Druckzone
f_{yk}	charakteristischer Wert der Streckgrenze des Betonstahls
$f_{yk,s2}$	charakteristischer Wert der Streckgrenze des Betonstahls in der Druckzone
g	Linienlast infolge Eigengewicht des Bauteils
h	Höhe eines Stahlbetonbauteils
h_t	Höhe einer Verstärkungsschicht
k	charakteristischer Wert des Verhältnisses zwischen Zugfestigkeit und Streckgrenze
k_a	Höhenbeiwert
k_b	Bündelfaktor nach JESSE [34]
k_x	bezogene Druckzonenhöhe
k_{zl}	bezogener Hebelarm der inneren Kräfte
l	Stützweite, Bauteillänge
m	Anstieg einer Gerade
m_g	Anstieg der linearen Spannungs-Dehnungs-Linie der Rovingprüfung
n	Exponent zur Beschreibung des ansteigenden Astes des Parabel-Rechteck-Diagramms

$n(\varepsilon_{ty})$	Schnittpunkt der Gerade, die den 2. Ast der bilinearen Textil-Arbeitslinie beschreibt, mit der y -Achse
n_r	Anzahl von Rovings in einer Lage des Textils
n_s	Anzahl der Betonstahlstäbe in der Zugzone des Querschnitts
n_{s2}	Anzahl der Betonstahlstäbe in der Druckzone des Querschnitts
n_{tL}	Anzahl der textilen Lagen in der Verstärkungsschicht
s	Rissabstand, Schwereachse
w	Rissbreite
x	Druckzonenhöhe
z	Hebelarm der inneren Kräfte
z_{s1}	Hebelarm von der Schwereachse des ungerissenen Querschnitts zur Schwereachse des Bewehrungsstahls in der Zugzone
z_{s2}	Hebelarm von der Schwereachse des ungerissenen Querschnitts zur Schwereachse des Bewehrungsstahls in der Druckzone
$z_{s,s2}$	Hebelarm der Druckkraft der Druckbewehrung zur Schwereachse des Bewehrungsstahls in der Zugzone
z_t	Hebelarm der Textilzugkraft zur Schwereachse des Bewehrungsstahls in der Zugzone

Griechische Buchstaben

α	Beiwert zur Berücksichtigung von Langzeiteinwirkungen auf den Beton
α_R	Völligkeitsbeiwert
γ_c	Teilsicherheitsbeiwert für Beton
γ_s	Teilsicherheitsbeiwert für Betonstahl
$\gamma_{\text{Stahlbeton}}$	Wichte von Stahlbeton
γ_t	Teilsicherheitsbeiwert für das Textil
ε	Dehnung
ε_c	Dehnung des Betons
ε_{c2}	Dehnung des Betons beim Übergang von der Parabel zum Rechteck, im allgemeinen Bemessungsdiagramm die Dehnung des Betons allgemein
$\varepsilon_{c,s2}$	Dehnung des Betons auf der Höhe der Druckbewehrung
ε_{cu}	Bruchdehnung des Betons
ε_{lgr}	Laschengrenzdehnung
ε_s	Dehnung des Betonstahls
ε_{s2}	Dehnung des Betonstahls in der Druckzone

$\varepsilon_{s,t}$	mittlere Dehnung von Bewehrungsstahl und Textil in der Zugzone
ε_{su}	rechnerische Bruchdehnung des Betonstahls
$\varepsilon_{su,s2}$	rechnerische Bruchdehnung des Betonstahls in der Druckzone
ε_t	Dehnung des Textils
$\varepsilon_{tu,g}$	Bruchdehnung des Textilgarns aus der Zugprüfung
ε_{ty}	Dehnung der Textil-Arbeitslinie am Ende des ersten und Beginn des zweiten linearen Astes
ε_{tu}	rechnerische Bruchdehnung des Textils - Dehnung der Textil-Arbeitslinie am Ende zweiten linearen Astes
ε_{WS}	Dehnung aus dem Glattziehen von welligen Rovings und Schlupf innerhalb der Rovings
ε_{yd}	Bemessungswert der Dehnung des Betonstahls an der Streckgrenze
$\varepsilon_{yd,s2}$	Bemessungswert der Dehnung des Betonstahls in der Druckzone an der Streckgrenze
$\varepsilon_{I+IIa,g}$	Dehnung im Garn bei der Spannung $\sigma_{ty,g}$
$\varepsilon_{IIb,g}$	Dehnungsbereich der bilinearen Textil-Arbeitslinie von σ_{ty} bis zur Bruchspannung
ζ	bezogener Hebelarm der inneren Kräfte
η_{Vb}	Verstärkungsgrad
μ_{Eds}	bezogenes Moment
ξ	bezogene Druckzonenhöhe
σ	Spannung
$\sigma_{bu,DK}$	auf die Bruttofaserfläche bezogene Bruchspannung des Dehnkörpers
σ_c	Betonspannung
$\sigma_{cd,s2}$	Bemessungswert der Betonspannung in Höhe der Druckbewehrung
σ_{cm}	mittlere Betonspannung
σ_{lr}	Spannungsänderung eines laschenverstärkten Bauteils beim Übergang von Zustand I in Zustand II
σ_{sd}	Bemessungswert der Stahlspannung
σ_{s1d}	Bemessungswert der Stahlspannung in der Zugbewehrung
σ_{s2d}	Bemessungswert der Stahlspannung in der Druckbewehrung
σ_{tu}	Bruchspannung des Textils
$\sigma_{tu,g}$	Bruchspannung des Rovings
σ_{ty}	am Dehnkörper ermittelte, auf die Bruttofaserfläche bezogene Spannung beim Übergang von Zustand IIa zu Zustand IIb

$\sigma_{ty,g}$	am Dehnkörper ermittelte Spannung beim Übergang von Zustand IIa zu Zustand IIb umgerechnet auf eine Garnspannung
ω_1	mechanischer Bewehrungsgrad
Δ	Abweichung von rechnerisch aufnehmbarer zu aufgenommener Schnittgröße

Indizes

<i>c</i>	Beton
<i>cal</i>	Rechenwert
<i>d</i>	Bemessungswert
<i>DK</i>	Dehnkörper
<i>Ed</i>	Bemessungswert einer Beanspruchung
<i>erf</i>	erforderlicher Wert
<i>f</i>	Faden
<i>g</i>	Garn
<i>k</i>	charakteristisch
<i>max</i>	Maximalwert
<i>mittel, m</i>	Mittelwert
<i>r</i>	Roving
<i>Rd</i>	Bemessungswiderstand
<i>s</i>	Stahl
<i>S</i>	Schlupf
<i>t</i>	Textil, Zug
<i>u</i>	Bruchzustand
<i>W</i>	Welligkeit
<i>y</i>	Fließ-, Streckgrenze
<i>Ziel</i>	Zielwert
0	unverstärkt
1	Ebene der Zugbewehrung
2	Ebene der Druckbewehrung