

Die Bemessung von mit TFC[®]-Gewebe
verstärkten Betonbauteilen
Modellbetrachtungen auf der Basis
von Versuchsergebnissen

Vom Fachbereich Bauingenieurwesen und Geodäsie
der Technischen Universität Darmstadt
zur Erlangung des akademischen Grades eines
Doktor-Ingenieurs (Dr.-Ing.)
genehmigte Dissertation

von

Dipl.-Ing. Fatima Laïssoub

aus Oran, Algerien

D 17

Darmstadt 2004

Referent:
Korreferent:

Prof. Dr.-Ing. Johann-Dietrich Wörner
Prof. Dr.-Ing. Peter Grübl

Tag der Einreichung:
Tag der mündlichen Prüfung:

06. August 2003
22. April 2004

Vorwort

Die vorliegende Arbeit entstand während meines Aufenthalts in Deutschland. Für die finanzielle Unterstützung danke ich meinen Eltern und der französischen Firma Freyssinet, die einen Teil meiner Arbeit für die Vorbereitung und die Durchführung der Versuche finanziert hat.

Die Voraussetzung für das Gelingen meiner Arbeit war mein wissenschaftliches Interesse und mein starker Wille, dieses Ziel zu erreichen.

Mein Dank gilt Herrn Professor Dr.-Ing. Wörner und Herrn Professor Dr.-Ing. Grübl.

Meine Familie und meine lieben Freunde halfen mir mit viel Geduld, Verständnis und grosser Unterstützung. Ihnen gilt mein besonderer Dank.

Schmittgen, im Mai 2004

Fatima Laïssoub

Vertrauen ist eine Oase des Herzens,
die von der Karavane des Denkens
nie erreicht wird.

Khalil Gibran

„Geduld ist der Schlüssel zur Freude“
« La Patience est la clé au Bonheur »

Gewidmet meinen Eltern.

A mes parents

Überblick

Zur Erhöhung der Biege- und Schubtragfähigkeit können Betonbauteile durch Aufkleben von Bewehrung aus Stahl oder Kohlenfaserverbundwerkstoffen verstärkt werden. Die Schubtragfähigkeit von Stahl- und Spannbetonbauteilen, die mit geklebter Armierung verstärkt werden, ist bisher sehr eng begrenzt bzw. konservativ eingeschätzt worden. Dies wird durch die Einschränkungen in mehreren Allgemeinen bauaufsichtlichen Zulassungen des Deutschen Instituts für Bautechnik (DIBt) bezüglich äußerer Verstärkung deutlich. Für die korrekte Erfassung des Tragverhaltens ist die Kenntnis des Verbunds und der Versagensmechanismen der Bauteile von großer Bedeutung.

Eine mehrjährige Recherche zum Verbundverhalten verstärkter Betonbauteile durch aufgeklebte Bewehrung unter Schubbeanspruchung wird mit der Entwicklung eines Modells abgeschlossen. Für eine wirtschaftliche Ausführung von geklebter Bewehrung ist es von entscheidender Bedeutung, dass die aufwendige Verankerung der Schublaschen in der Druckzone entfallen kann.

Die vorliegende Arbeit wird zunächst auf die Biege- und Schubbemessung sowie die Verankerung des aufgeklebten TFC[®]-Gewebes eingegangen. Dabei werden ein für die Bemessungspraxis entwickeltes Entwurfsmodell und ein Biegebemessungsprogramm dargelegt.

Anschließend gibt die Arbeit einen Überblick über die Modellierung des Verbundverhaltens und zeigt, dass mit Hilfe der Differentialgleichung des verschieblichen Verbundes handhabbare Modelle zur Beschreibung des Verbundverhaltens gewonnen werden können. Zunächst werden der bilineare und der nichtlineare Ansatz als die am besten geeigneten ausgewählt und damit ein Rechenmodell zur Vorhersage der Verbundtragfähigkeit hergeleitet und durch Versuchsergebnisse verifiziert. Die Arbeit wird die bislang in den Richtlinien festgelegten Grenzen erweitern und anhand eines einfachen Modells zeigen, dass die Druckzonenanbindung in bestimmten Fällen entfallen kann.

Versuche aus Braunschweig und München werden mit Hilfe dieser erarbeiteten und entwickelten Rechenmodelle nachgerechnet.

Synopsis

Reinforced concrete members can in many instances be strengthened by externally bonded plates of steel or fiber-reinforced plastics (FRP). Till now shear capacity of reinforced concrete and prestressed concrete components which have been strengthened by externally bonded reinforcement has been considered very restrictedly. The limitations in various technical approvals (DIBt) show this clearly. An important condition for a correct evaluation of the load-bearing behaviour is the knowledge of the bond between the glued reinforcement and the concrete.

Several years of investigation on the bond behaviour of concrete members strengthened with externally bonded steel and FRP under shear loading have been completed with the development of a structural model.

Firstly, the design for bending and shear and the verification of anchorage of externally bonded reinforcement is discussed. Some structural models and calculation programs which have been developed are presented.

Secondly, this paper presents an overview over the modelling of bond behaviour and shows that, on the basis of the differential equation of bond slip, practical models of the bond behaviour can be derived. Initially, a non-linear and a bilinear elastic – decaying plastic bond law were chosen. Then a model of bond strength was derived and verified by test results from Freyssinet. On the basis of this rather simple model it can be demonstrated that in many cases anchorage of externally bonded shear reinforcement in the compression zone is no longer necessary. From the economic point of view this is an important aspect.

Tests from Braunschweig and Munich are recalculated on the basis of these derived models and programs.

Préface

La capacité portante des membres en béton armé sous l'effet de la flexion et du cisaillement peut être augmentée par collage d'armatures en acier ou en matériaux à base de fibres en carbone. La capacité portante des éléments en béton armé et précontraint renforcés par le principe des tôles collées a été jusqu'à maintenant très peu étudiée. En Allemagne les règles de calcul, fixées par plusieurs recommandations suivant les réglementations de renforcement d'après l'institut technique du bâtiment à Berlin (Allemagne : DIBt), sont très restrictives.

Afin de pouvoir analyser le comportement porteur des éléments de construction, il est nécessaire de connaître le comportement d'adhérence entre la plaque collée et le béton.

Un travail de recherche de plusieurs années sur le comportement d'adhérence d'éléments en béton armé renforcés par les armatures collées et sous l'effet de l'effort tranchant a abouti au développement d'un modèle. Pour une utilisation d'ordre économique des armatures collées, il est très important de supprimer le procédé très compliqué d'ancrage des étriers dans la table de compression.

Cette thèse présente dans une première partie les méthodes de calcul pour la flexion, le cisaillement et l'ancrage pour le dimensionnement des membres en béton armé renforcés seront présentés.

Une vue générale sur la modélisation d'adhérence et prouve que l'équation différentielle d'adhérence, dans le cas des tissus en fibres carbone TFC[®], facilite aussi le développement de modèles réalisables. Tout d'abord, deux modèles sont choisis, la loi non linéaire et la loi d'adhérence élasto-plastique, qui ont été développés et vérifiés à base de résultats d'essais déjà effectués par Freyssinet.

Théoriquement, il sera prouvé qu'il est possible, dans certains cas, de se passer d'un ancrage dans la table de compression. Enfin Finalement les essais de Braunschweig et Munique seront recalculés à l'aide de ces modèles et programmes de calcul.

1. EINLEITUNG	1
1.1 Allgemeines	1
1.2 Problemstellung	2
1.3 Aufbau der vorliegenden Arbeit.....	4
1.4 Ziel der Arbeit.....	7
2. Biegetragfähigkeit von durch äußere Klebebewehrung verstärkten Stahlbetonbauteilen	9
2.1 Allgemeines	9
2.2 Biegebemessung von durch äußere Klebebewehrung verstärkten Stahlbetonbauteilen - Stand der Technik	10
2.2.1 Bemessungsgrundlagen und –ansätze für Stahllaschen und CFK-Lamellen	10
2.2.2 Vorgehensweise der Bemessung	13
2.3 <i>Erarbeitung eines Bemessungsverfahrens für TFC®-Gewebe nach Euro Code und vereinfachter Bemessungshilfen</i>	15
2.3.1 <i>Bemessungsverfahren</i>	15
2.3.2 <i>Bemessungshilfen</i>	18
2.4 Durchgeführte Biegeversuche an mit TFC® - Gewebe verstärkten Balken der französischen Firma Freyssinet.....	23
2.4.1 Überblick.....	23
2.4.2 Versuchskörper und Versuchsdurchführung nach der französischen Literatur	26
2.4.3 Darstellung der Versuchsergebnisse	28
2.5 <i>Biegeversuche am Institut für Massivbau der TU Darmstadt</i>	28
2.5.1 <i>Überblick</i>	28
2.5.2 <i>Versuchskörper und Bemessung – Erste Versuchsreihe</i>	29
2.5.3 <i>Versuchsablauf - Belastung</i>	30
2.5.4 <i>Auswertung und Vergleich der Ergebnisse aus Darmstadt mit denen der französischen Untersuchungen – Erste Versuchsreihe</i>	31
2.5.5 <i>Zweite Versuchsreihe</i>	32
2.5.6 <i>Auswertung und Vergleich der Ergebnisse mit den französischen Untersuchungen Zweite Versuchsreihe</i>	33
2.5.7 <i>Zusammenfassende Beurteilung der durchgeführten Biegeversuche</i>	34
3. Schubtragfähigkeit von durch äußere Klebebewehrung verstärkten Stahlbetonbauteilen	37
3.1 Allgemeines	37
3.2 Versagensmechanismen von Stahlbetonbauteilen auf Schub-Literaturübersicht	39
3.2.1 Biegeschubversagen	40
3.2.2 Scherversagen.....	40

3.2.3	Schubdruckbruch.....	41
3.2.4	Schubzugbruch.....	42
3.3	Berechnungsmethoden zum Schubtragverhalten - Stand der Technik	43
3.3.1	Übersicht	43
3.3.2	Fachwerkanalogien.....	44
3.3.3	Kammmodelle.....	46
3.3.4	Ingenieurmodell von Specht und Scholz.....	48
3.3.5	Anmerkungen	50
3.4	Bemessungskonzepte bzw. Vorschriften im Vergleich.....	50
3.4.1	Schubbemessung nach DIN 1045:1988-07	50
3.4.2	Schubbemessung nach EC 2	53
3.4.3	Schubbemessung nach DIN 1045-1	55
3.4.5	Zusammenfassung	60
3.5	Anwendung von DIN 1045:1988-07 auf die mit Schublaschen (aus Stahl bzw. CFK- Lamellen) verstärkten Balken (bisherige Bemessungsregeln nach den Allgemeinen bauaufsichtlichen Zulassungen des DIBt)	60
3.6	<i>Übertragung der dem Stand der Technik entsprechenden Bemessungskonzepte auf mit TFC[®]-Gewebe verstärkte Bauteile – Eigene Überlegungen</i>	<i>64</i>
3.6.1	<i>Übertragbarkeit der bisherigen Bemessungskonzepte</i>	<i>64</i>
3.6.2	<i>Standardverfahren (EC 2).....</i>	<i>66</i>
3.6.3	<i>Verfahren mit veränderlicher Druckstrebenneigung (DIN 1045-1:2001-07).....</i>	<i>68</i>
3.6.4	<i>Eigene Überlegungen zur konstruktive Durchbildung der TFC[®]-Gewebe (Verankerung).....</i>	<i>69</i>
3.6.4.1	<i>Einführung</i>	<i>69</i>
3.6.4.2	<i>Rechteckquerschnitte</i>	<i>70</i>
3.6.4.3	<i>Plattenbalken.....</i>	<i>73</i>
4.	Verbund äußerer Klebebewehrung	79
4.1	Allgemeines	79
4.2	Zusammenfassung der Ergebnisse bisher durchgeführte experimentelle Untersuchungen.....	80
4.2.1	Überblick.....	80
4.2.2	Stahllaschen	82
4.2.3	Lamellen aus Kohlefaserkunststoffen (CFK-Lamellen).....	82
4.2.4	CFK-Folien	83
4.2.5	TFC [®] -Gewebe	84
4.2.6	Verstärkungsmaterialien im Vergleich	87
4.3	Bisherige Verbundansätze bzw. Bemessungsregeln für den Verbund äußerer Klebebewehrung	90
4.3.1	Allgemeines	90
4.3.2	Linear-elastischer Ansatz	92
4.3.3	Nichtlinearer Ansatz.....	93
4.3.4	Bilinearer Ansatz.....	95
4.3.5	Zusammenfassende Beurteilung der verschiedenen Verbundansätze.	103

4.4	<i>Bestimmung des Verbundverhaltens von TFC[®]-Gewebe</i>	105
4.4.1	<i>Allgemeines</i>	105
4.4.2	<i>Angaben der Firma Freyssinet über die Klebeverbundverankerung der TFC[®]-Gewebe</i>	106
4.4.3	<i>Nichtlinearer Ansatz</i>	108
4.4.4	<i>Bilinearer Ansatz</i>	118
4.4.5	<i>Beurteilung der erarbeiteten Verbundgesetze</i>	125
5.	<i>Verankerung von TFC[®]-Gewebe</i>	129
5.1	<i>Allgemeines</i>	129
5.2	<i>Endverankerung von TFC[®]-Gewebe bei Biegeverstärkung - Eigene Überlegungen</i>	129
5.2.1	<i>Empfehlungen der Firma Freyssinet</i>	129
5.2.2	<i>Nachweisgleichungen auf der Grundlage des nichtlinearen Verbundgesetzes</i>	130
5.2.3	<i>Nachweisgleichung auf der Grundlage des bilinearen Verbundgesetzes</i>	133
5.3	<i>TFC[®] - Gewebe als äußere Schubbewehrung</i>	135
5.3.1	<i>Nachweiskonzept gemäß den französischen Richtlinien [119]</i>	135
5.3.2	<i>Neue Nachweiskonzepte</i>	137
6.	<i>Berechnungsbeispiel für eine Verstärkung durch TFC[®]-Gewebe und Vergleich mit anderen äußeren Verstärkungsmaterialien</i>	145
6.1	<i>Vorgehensweise</i>	145
6.2	<i>Biegetragfähigkeit</i>	145
6.3	<i>Deckung der Zugkraftlinie, Endverankerungsnachweis</i>	146
6.4	<i>Schubtragfähigkeit einschließlich Schubverankerungsnachweis</i>	147
6.5	<i>Nachgerechnete Beispiele aus der Literatur</i>	148
6.5.1	<i>Übersicht</i>	148
6.5.2	<i>Versuchsplatte Braunschweig [93]</i>	149
6.5.3	<i>Versuchsbalken Braunschweig 1987 [92]</i>	158
6.5.4	<i>Plattenbalken München 2000 [106]</i>	167
6.5.5	<i>Beispielbalken Braunschweig CFK-Lamellen [68]</i>	176
6.6	<i>Versuchsvorschlag zur Bestätigung des theoretischen Schubnachweises (Schubbemessung und Schubverankerungsnachweis)</i>	189
6.6.1	<i>Allgemeines</i>	189
6.6.2	<i>Versuchskörper und Versuchsaufbau</i>	189
6.6.3	<i>Messtechnische Ausrüstung</i>	192
6.6.4	<i>Versuchsdurchführung</i>	192
7.	<i>Zusammenfassung und Ausblick</i>	195
7.1	<i>Zusammenfassung</i>	195
7.2	<i>Ausblick</i>	198
7.3	<i>Summary and outlook</i>	199

Literatur	203
Anhang	209
A Durchgeführte Versuche in Frankreich (Freyssinet)	211
B Durchgeführte Biegeversuche in Darmstadt	223
C Dehnungsverläufe und Bemessungshilfen	231
C.I <i>Dehnungsverläufe nach Versuch und Verbundmodelle</i>	232
A) <i>Dehnungsverläufe nach der Versuche in Frankreich</i>	232
B) <i>Vergleich Dehnungsverläufe Versuch-nichtlineares Model</i>	238
C) <i>Vergleich Dehnungsverläufe Versuch - bilinearer Modell</i>	244
D) <i>Vergleich zwischen den Versuch und die zwei Modelle</i>	250
C.II <i>Erarbeiteten vereinfachter Bemessungshilfen</i>	256
D Versuchsnachrechnung und Beispielrechnungen für mit TFC[®]-Gewebe verstärkte Bauteile	281
D.1 <i>Versuchsplatte Braunschweig</i>	284
D.2 <i>Versuchsbalken Braunschweig</i>	288
D.3 <i>Plattenbalken München 2000</i>	299
D.4 <i>Beispiel CFK-Lamellen</i>	309

1. EINLEITUNG

1.1 Allgemeines

In den letzten Jahrzehnten sind einige Verfahren entwickelt worden, mit denen Betonbauteile nachträglich verstärkt werden können. Die am häufigsten angewendeten Verfahren sind das Auftragen von Spritzbeton, das Anbringen von zusätzlichen Stahlträgern oder das Aufbringen einer externen Vorspannung sowie das Verstärken mit in Schlitzten eingelegter Bewehrung. Diese Verfahren haben aber einige Nachteile. Einerseits sind sie in ihrer Ausführung sehr aufwendig, und andererseits entsteht durch ihr hohes Eigengewicht eine zusätzliche Belastung für das zu verstärkende Bauteil.

Seit 1960 beschäftigte sich der Franzose B. L'Hermite [53] mit einer anderen Methode, die diese Nachteile nicht in dem Maße mit sich bringt. Sie wurde anschließend durch J. Bresson in den Jahren 1964/1965 für die Verstärkung von Stahl- und Spannbetonkonstruktionen genutzt und hat sich seitdem in einigen Ländern erfolgreich bewährt [3, 98, 99]. Es handelt sich um das Verstärken von Bauteilen durch eine nachträglich aufgeklebte Bewehrung. Mit einem Zweikomponentenkleber aus Epoxidharz werden Stahllaschen auf die vorbehandelte Betonoberfläche geklebt und durch Dübel oder Anker an den Enden der aufgeklebten Stahllaschen konstruktiv befestigt.

Seit 1979 wird diese Methode in einzelne Verfahren in Deutschland vom DIBt (Deutsches Institut für Bautechnik) [18 - 25, 81 - 84] zugelassen. Die Verstärkung durch aufgeklebte Stahllaschen wird seit Jahren mit Erfolg angewendet. Dennoch ergeben sich auch bei diesem Verfahren Nachteile. Beispielsweise müssen die Stahlteile mit einem Korrosionsschutz versehen werden. Zudem erschwert das hohe Eigengewicht der Stahllaschen deren Montage.

Seit einigen Jahren werden zunehmend auch Kohlenfaserlamellen (CFK-Lamellen) eingesetzt [7, 23, 24, 82]. Die Vorteile der CFK-Lamellen gegenüber den Stahllaschen liegen auf der Hand: Sie sind dünner, leichter, einfacher in ihrer Handhabbarkeit, besitzen eine höhere Zugfestigkeit, einen höheren Elastizitätsmodul sowie ein günstigeres statisches und dynamisches Langzeitverhalten. Faserverbundwerkstoffe müssen auch nicht vor Korrosion geschützt werden, allerdings muss das Einwirken von UV-Strahlung verhindert werden.

1.2 Problemstellung

Die Verstärkung der Zugzone von Stahlbeton- und Spannbetonbauteilen mittels aufgeklebter CFK-Lamellen und -Folien gehört zum Stand der Technik. In der Vergangenheit sind mehrere mechanische Modelle zur Lastübertragung zwischen Lamelle und Untergrund entwickelt worden, die nun der Ingenieurpraxis als Berechnungsgrundlage zur Verfügung stehen.

Es gibt verschiedene Verstärkungsmethoden, um die Biegetragfähigkeit eines Bauteils zu erhöhen. Hierzu erfolgten zahlreiche Biegeversuche an Stahlbetonbalken, die mittels Stahllaschen bzw. CFK-Lamellen verstärkt wurden [36, 63, 64, 89, 95, 102].

An Hand der Ergebnisse von statischen Biegeversuchen wurden mehrere Theorien und Ansätze entwickelt, die Aufschluss über das Verbundverhalten zwischen geklebter Bewehrung und Beton, die Verankerungskraft, die Verbundentkoppelung, die Verankerungslänge etc. geben.

Für die Verstärkungen mit CFK-Lamellen existieren Bemessungsregeln, die auf den Arbeiten von Ranisch [74] und Holzenkämpfer [38] basieren. Es wurden lamellenverstärkte Balken in allen Zonen der Verbundbeanspruchung untersucht. Die Verbundmodelle und Bemessungskonzepte sind ständig weiterentwickelt und verbessert worden (siehe z.B. [63, 64] und [65, 66, 107, 108, 109, 111]).

Dagegen liegt für das Schubtragverhalten verstärkter Bauteile nur eine begrenzte Anzahl von Versuchsergebnissen vor [101, 106, 110]. Die Querkrafttragfähigkeit von Stahlbetonbauteilen mit Klebearmierung wurde im Rahmen vieler Arbeiten bislang nicht untersucht. Es sind nur spärliche Informationen und Untersuchungsergebnisse über den Wirksamkeitsgrad und die Verankerung von aufgeklebter Schubverstärkungen vorhanden.

Die herkömmliche Verstärkungsmethode für die Erhöhung der Querkrafttragfähigkeit nach der „Richtlinie für das Verstärken von Betonbauteilen durch Ankleben von Stahllaschen vom deutschen Institut für Bautechnik (DIBt) [21] besteht aus zusätzlichen äußeren Stahllaschen, die in geringem gegenseitigem Abstand an den Seiten des Steges angeklebt werden. Die Laschen müssen die Zugzone umschließen und sind in der Druckzone zu verankern. Bei Bauteilen, die von oben nicht zugänglich sind, darf die Verankerung der Laschen in der Druckzone durch zugelassene Klebeanker erfolgen [19, 22] (vgl. Bild 1.1).

Bisher sind in Deutschland für die Erhöhung der Querkrafttragfähigkeit nur Stahlbügel vorgesehen. Solange die Verstärkung der Biegetragfähigkeit auch aus Stahl besteht, gibt es keine Schwierigkeiten. Der Einsatz von CFK-Lamellen führt zu einer Materialkombination der Verstärkung. Konsequenterweise ist daher die Entwicklung von Schublaschen aus CFK oder die Verwendung eines neuen Materials, das aus Kohlefasern besteht (CFK-Gewebe oder -Sheets) [66, 65, 28]. Vorteilhaft wäre es, wenn diese Schublaschen als Zug- und Schubbewehrung ohne Verankerung in der Druckzone eingesetzt werden könnten.

Anhand der durchgeführten Verbund- und Biegeversuche von Freyssinet [2, 9-13, 34, 29, 30, 113] wird ein Berechnungsmodell auf der Grundlage der Verbundgesetze entworfen. Ziel ist es, für durch aufgeklebte TFC[®]-Gewebe verstärkte Bauteile, eine sichere und einfache Bemessung durchführen zu können.

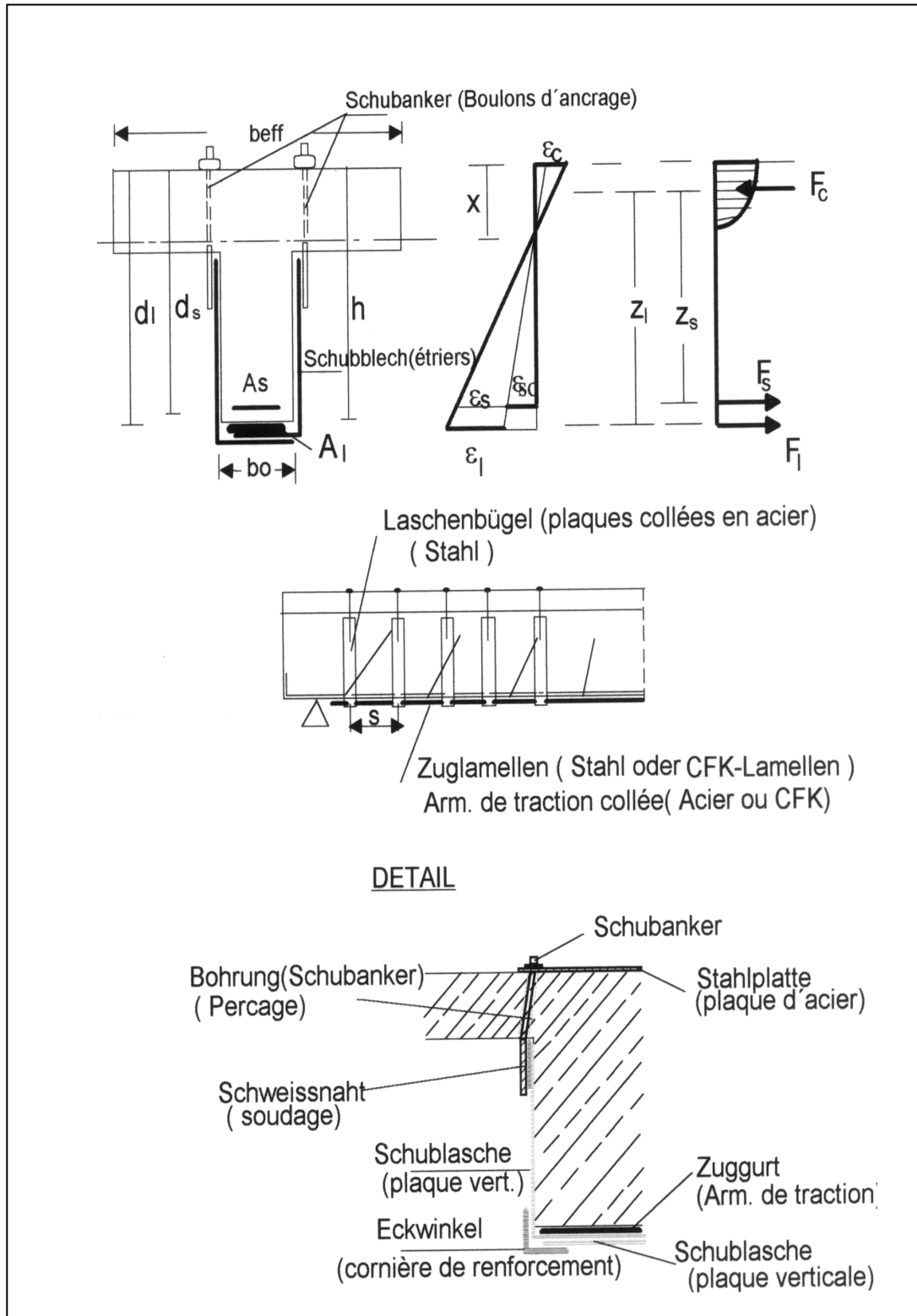


Bild 1.1: Verankerungssystem nach den Richtlinien und Zulassungen des DIBt [25]

Fig. 1.1: Anchorage system according to German guidelines and technical approvals [25]

Fig. 1.1: Système d'ancrage d'après les normes allemandes [25]

1.3 Aufbau der vorliegenden Arbeit

Im Kapitel 2 werden zunächst die bisherigen Bemessungsgrundlagen und –ansätze für durch Stahllaschen bzw. CFK-Lamellen und -Gelege verstärkte Stahlbetonträger erläutert. Das Bemessungsverfahren wird anschließend auf mit TFC[®]-Gewebe verstärkte Balken angewendet. Hierzu wird ein eigenes einfaches Bemessungsmodell zur Berechnung des erforderlichen Querschnittes des TFC[®]-Gewebes entwickelt, und es werden Bemessungshilfen in Form tabellarischer Hilfwerte für rechteckige Druckzonen bereitgestellt.

Danach werden die Ergebnisse von Biegeversuchen der Firma Freyssinet an mit TFC[®]-Gewebe verstärkten Balken zusammengefasst. Im Anschluss daran werden die am Institut für Massivbau der TU-Darmstadt durchgeführten Biegebalkenversuche besprochen, ihre Ergebnisse denen der Firma Freyssinet gegenübergestellt und vergleichend beurteilt.

Kapitel 3 gibt einleitend einen Überblick über Modellvorstellungen und Versagensmechanismen von Stahlbeton infolge Schub. Außerdem werden die wichtigsten Grundlagen der Schubsicherung aus der Literatur erläutert. Die verschiedenen Varianten werden gegenübergestellt, um die Übertragbarkeit der Ansätze und Modelle auf verstärkte Bauteile einzuschätzen.

Das hieraus entwickelte, auf den Prinzipien von EC 2 und DIN 1045-1:2001-07 basierende und damit dem Stand der Technik entsprechende Bemessungskonzept wird danach auf mit TFC[®]-Gewebe verstärkte Bauteile übertragen und angewendet. Die Verankerung des zur Schubverstärkung eingesetzten Gewebes wird untersucht und sowohl für rechteckige Querschnitte als auch für Plattenbalken durch Beispiele belegt. Anschließend wird sowohl mit Hilfe eines eigenen vereinfachten als auch eines genaueren Verfahrens überprüft, ob eine Verankerung der TFC[®]-Gewebe-Verstärkung nur im Steg erforderlich ist bzw. ob auf eine Verankerung im Druckflansch verzichtet werden kann.

Kapitel 4 gibt einen Überblick über den Stand der Technik bezüglich der nachträglichen Verstärkung durch Stahllaschen, CFK-Lamellen, CFK-Folien und TFC[®]-Gewebe. Die Gesamtproblematik des Lamellenverbundes wird kurz dargestellt.

Mehrere Versuchsergebnisse an aufgeklebten laschen- und lamellenverstärkten Biegebauteilen sowie deren Versagensarten werden diskutiert. Zudem werden die bisherigen Kenntnisse über Verbundansätze bzw. Bemessungsregeln für den Verbund äußerer Klebebewehrung wiedergegeben.

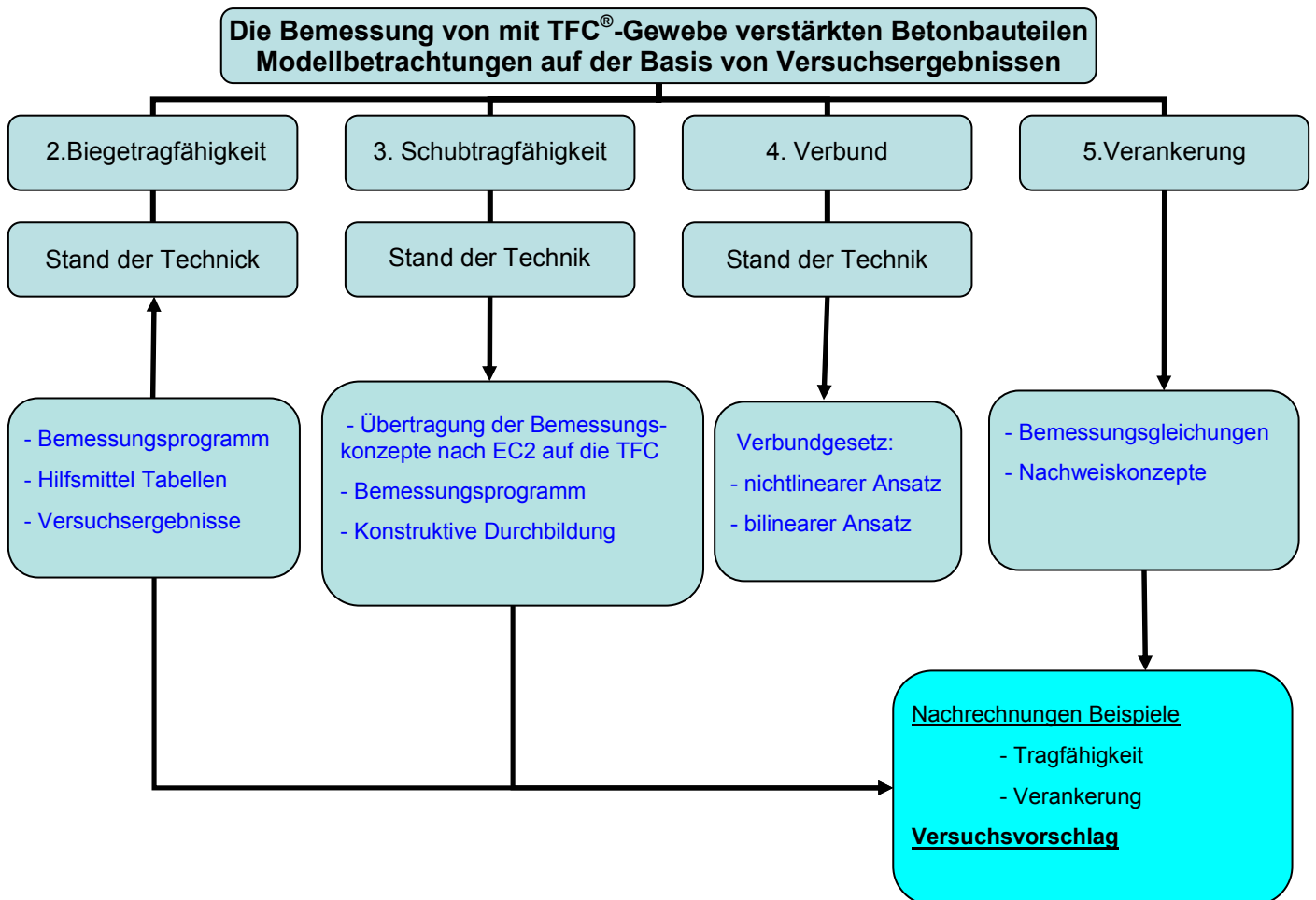
Im Anschluss wird das Verbundgesetz, das die Wechselwirkung zwischen TFC[®]-Gewebe und Betonbauteil beschreibt, unter Verwendung von zwei verschiedenen Ansätzen (nichtlinear und bilinear) hergeleitet. Ausgangspunkt dieser eigenen Herleitung ist die mittlere Verbundspannung, die aus den Ergebnissen von in Frankreich durchgeführten Versuchen ermittelt wurde.

In Kapitel 5 wird die Verankerung der äußeren Klebebewehrung in der Zugzone anhand eines eigenen Nachweiskonzepts des Klebeverbundes für TFC[®]-Gewebe dargestellt. Nach einer Präsentation der Empfehlungen der Firma Freyssinet für die Klebeverbundverankerung von TFC[®]-Zuggewebe bzw. TFC[®]-Gewebe zur Schubverstärkung folgt eine Erläuterung der eigenen Nachweisgleichungen für die Verankerung auf der Grundlage der in Kapitel 4 ermittelten eigenen Verbundparameter des nichtlinearen bzw. bilinearen Verbundgesetzes. Hierzu wird die Verankerung von TFC[®]-Gewebe als äußere Schubverstärkung in Abhängigkeit von der Verbundlänge und dem Rissverlauf untersucht und berechnet.

In **Kapitel 6** werden einige der in Braunschweig und München durchgeführten Versuche an Bauteilen, die mit Stahllaschen und CFK-Lamellen verstärkt waren, sowie einen Bemessungsbeispiel nachgerechnet und die Versuchsergebnisse bzw. Beispielergebnisse mit den Berechnungen gegenübergestellt. Es soll gezeigt werden, dass in einigen Fällen auf eine Verankerung der Schublaschen in der Druckzone, aufgrund der Mitwirkung des TFC[®]-Gewebes an den Stegseiten, verzichtet werden kann. Die Versuchs- und Berechnungsergebnisse sollen als Grundlage dafür dienen, Empfehlungen und Verbesserungen zur Bemessung von mit TFC[®]-Gewebe verstärkten Betonbauteilen unter Biege- und Schubbeanspruchung herauszuarbeiten. Anschliessend wird ein Versuchsvorschlag gemacht um die eigene theoretische Schub- und Verankerungsnachweise zu bestätigen.

Kapitel 7 gibt eine Zusammenfassung der vorliegenden Arbeit und einen Ausblick über die noch notwendigen Arbeiten und den Forschungsbedarf hinsichtlich der Verstärkung von Stahl- und Spannbetonbauteilen mit äußerer geklebter Bewehrung aus TFC[®]-Gewebe.

Vorgehensweise der Arbeit



1.4 Ziel der Arbeit

Ziel dieser Arbeit ist, die Eignung von TFC[®]-Gewebe als Verstärkungsmaterial nachzuweisen. Um dazu eine Aussage zu ermöglichen, werden die herkömmlichen Bemessungsverfahren für Stahlbetonbauteile im Grenzzustand der Tragfähigkeit für Biegung und Querkraft für die Bemessung von durch angeklebte TFC[®]-Gewebe verstärkte Bauteile angewendet.

Hierzu wird zuerst die dem Stand der Technik entsprechenden Bemessungskonzepte für Biegung und Querkraft nach EC 2 und DIN 1045-1:2001-07 auf Stahlbetonbauteile mit einer Verstärkung durch aufgeklebte TFC[®]-Gewebe übertragen. Hierzu werden vereinfachte Bemessungshilfen und Bemessungsgleichungen erarbeitet. Ferner werden Möglichkeiten der konstruktiven Durchbildung des TFC[®]-Gewebes als Schubbewehrung diskutiert. Es wird gezeigt, dass man auf eine Verankerung des TFC[®]-Gewebes in der Druckzone in vielen Fällen verzichten kann.

Danach wird das Verbundverhalten der TFC[®]-Gewebe durch Bestimmung der zugehörigen Verbundparameter des nichtlinearen bzw. bilinearen Verbundgesetzes beschrieben.

Anschließend werden Nachweisgleichungen für die Verankerung des als Zuggewebe bzw. als äußere geklebte Schubbewehrung eingesetzten TFC[®]-Gewebes hergeleitet.

2 Biegetragfähigkeit von durch äußere Klebebewehrung verstärkten Stahlbetonbauteilen

2.1 Allgemeines

Für das Verstärken von Tragkonstruktionen aus Stahlbeton stehen heute verschiedene Methoden zur Verfügung. Die Tragsicherheit von Stahlbetontragwerken kann mittels Maßnahmen wie zum Beispiel das Anbringen einer zusätzlichen äußeren aufgeklebten Bewehrung erhöht bzw. verbessert werden. Seit 1967 ist zudem eine Verstärkung von zugbeanspruchten Zonen [6, 17, 39, 40, 43, 44, 45, 55, 60, 61, 65, 66, 68, 70, 79, 106-111] durch Aufkleben von Stahllamellen möglich. Auch einige neuere Werkstoffe, wie z.B. CFK-Lamellen, CFK-Laminat und TFC[®]-Gewebe, finden für diesen Zweck Anwendung.

Die Bemessung von konventionellen Stahlbetonträgern verfolgt das Ziel, die Querschnittsabmessungen und die Bewehrung derart festzulegen, dass im Grenzzustand der Tragfähigkeit eine ausreichende Sicherheit gegen Querschnittsversagen besteht. Hierzu werden die mit Teilsicherheitsbeiwerten multiplizierten charakteristischen Einwirkungswerte, also die Bemessungswerte der Einwirkungen, mit der Querschnittstragfähigkeit unter Berücksichtigung von Materialstreuungen (Rechenwerte der Baustofffestigkeiten) verglichen.

$$S_d = \sum \gamma_E \cdot S_{K,i} \leq R_d = \sum \frac{R_{K,i}}{\gamma_M} \quad (2.1)$$

Hierbei sind:

- S_d Bemessungswert der einwirkenden Schnittkraft;
- R_d Bemessungswert des Tragwiderstandes;
- γ_E Teilsicherheitsbeiwert für Einwirkungen;
- $S_{k,i}$ charakteristischer Wert der Einwirkung;
- $R_{k,i}$ charakteristischer Wert des Tragwiderstandes;
- γ_M Teilsicherheitsbeiwert für Baustoffe.

Mit $S_d = R_d$ können Beziehungen für den erforderlichen Bewehrungsquerschnitt und den Nachweis der Druckzone gegen Betonversagen bestimmt werden. Die bisherigen Untersuchungen haben gezeigt, dass der Biege- und Druckwiderstand eines durch äußere geklebte Bewehrung verstärkten Stahlbetontragwerks nach den üblichen Stahlbetonbemessungsregeln bestimmt werden kann.

In diesem Kapitel wird zuerst versucht, die bisherigen Bemessungsgrundlagen und –ansätze für die durch Stahllaschen bzw. CFK-Lamellen und CFK-Lamine verstärkten Stahlbetonträger zu erläutern. Dann wird das Bemessungsverfahren auf TFC[®]-Gewebe angewendet, so dass ein Bemessungsmodell zur Berechnung des erforderlichen TFC[®]-Querschnitts entsteht. Danach werden von der Firma Freyssinet und am Institut für Massivbau der Technischen Universität Darmstadt durchgeführte Biegeversuche an mit TFC[®]-Gewebe verstärkten Balken vorgestellt.

2.2 Biegebemessung von durch äußere Klebebewehrung verstärkten Stahlbetonbauteilen - Stand der Technik

2.2.1 Bemessungsgrundlagen und –ansätze für Stahllaschen und CFK-Lamellen

Ähnlich wie bei konventionellen Stahlbetonträgern [27, 49] müssen bei der Ermittlung der Biegetragfähigkeit von verstärkten Stahlbetonträgern folgende Annahmen vorausgesetzt werden:

Dehnungsverteilung über die Querschnittshöhe

Bei der Bemessung wird stets von einem Ebenbleiben des Querschnitts ausgegangen, auch wenn sich das Bauteil unter der Belastung verformt (Hypothese von Bernoulli). Aus der Annahme folgt, dass die Dehnungen einzelner Querschnittsfasern linear über die Querschnittshöhe verteilt sind (siehe Bild 2.1)

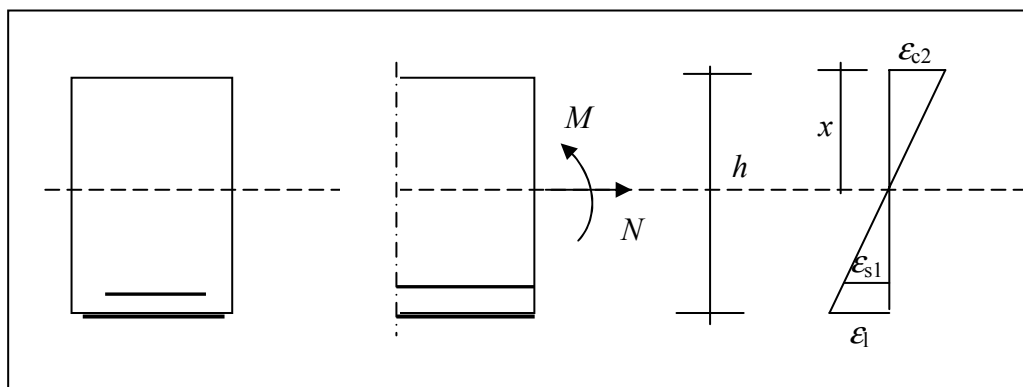


Bild 2.1: Dehnungsverteilung in verstärkten Stahlbetonbalken unter Momentenbeanspruchungen

Fig. 2.1: Strain distributions in strengthened concrete beams due to bending moment

Fig. 2.1: Répartition des élongations d'une poutre renforcée sous l'action du moment de flexion

Verbund zwischen den verschiedenen Werkstoffen

Voraussetzung für die obige Annahme ist der vollkommene Verbund zwischen den Querschnittselementen Stahl bzw. Lamellen und Beton, d.h. es darf keine Gleitung in der Verbundfuge auftreten. Dies bedeutet, dass Querschnittsfasern aus Stahl bzw. Lamelle und Beton die gleichen Dehnungen aufweisen, wenn sie in gleichem Abstand zur Nulllinie liegen.

$$\varepsilon_c(z) = \varepsilon_s(z)$$

bzw.
$$\varepsilon_c(z) = \varepsilon_f(z)$$

Vernachlässigung der Betonzugfestigkeit

Die an sich schon geringe Betonzugfestigkeit ist eine stark streuende, mit großen Unsicherheiten behaftete Größe. Die Betonzugfestigkeit kann bereits durch geringe Temperatur- oder Eigenspannungen erreicht werden.

Bei der Bemessung der Tragfähigkeit im Grenzzustand wird daher stets von einem gerissenen Querschnitt im Zustand II ausgegangen. Die auftretenden Zugkräfte werden allein dem Stahl und den Zuglamellen zugewiesen.

Werkstoffgesetze

Für die Bemessung ist es ausreichend, mit stark vereinfachten (idealisierten) Materialkennlinien zu arbeiten. Für Beton und Betonstahl erfassen die idealisierten Spannungs- Dehnungs-Linien wirklichkeitsnah das Tragverhalten im Grenzzustand der Tragfähigkeit. Für den Beton wird das Parabel-Rechteck-Diagramm gewählt. Für den Betonstahl bzw. die Stahllaschen wird ein linear elastisches Verhalten bis zum Erreichen der Streckgrenze und ein konstanter Verlauf bis zum Erreichen einer Grenzdehnung angenommen. Die Spannungs-Dehnungs-Linie der CFK-Lamellen wird linear elastisch angenommen.

Die verschiedenen Materialkennlinien sind im Bild 2.2 dargestellt.

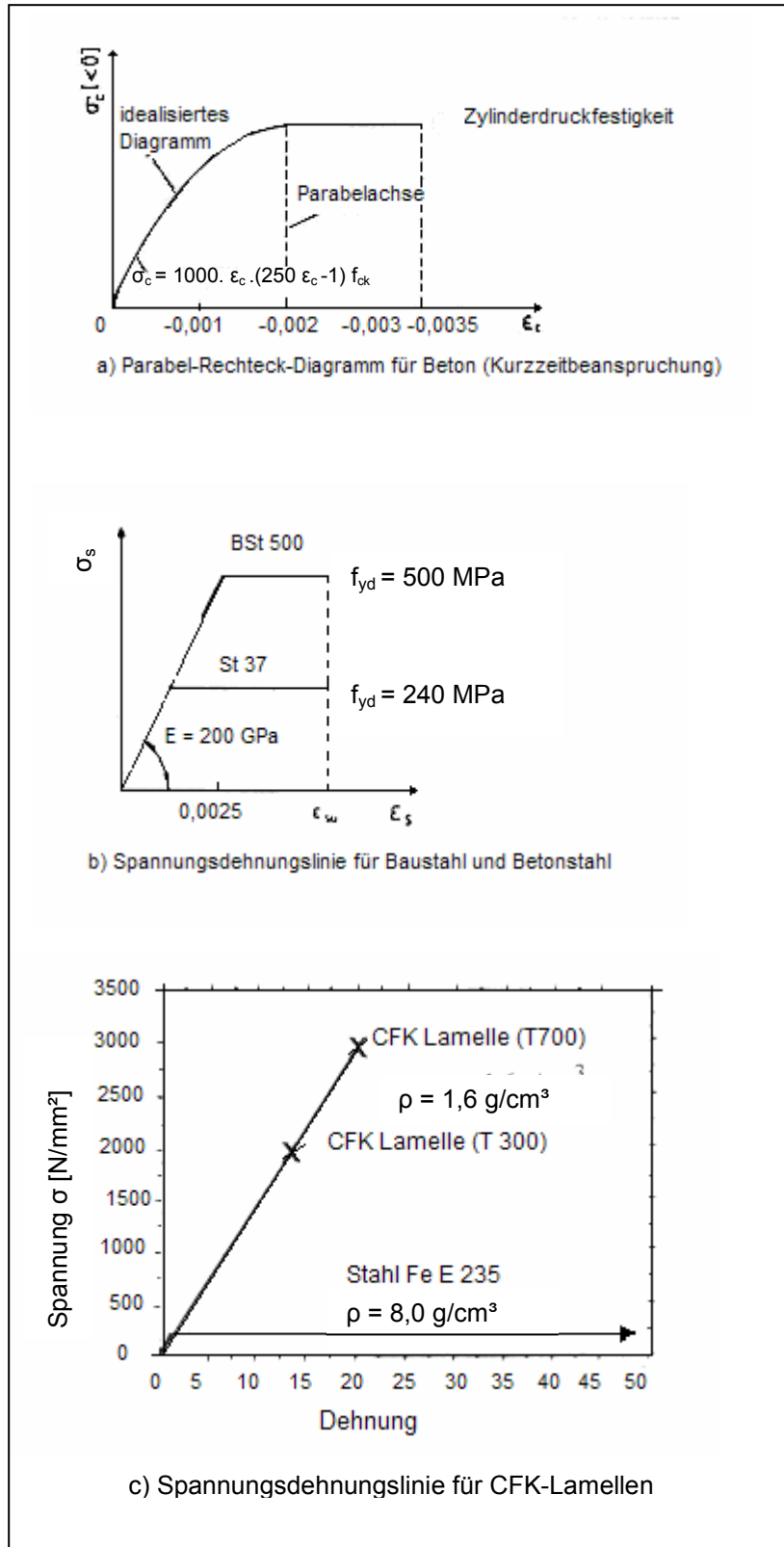


Bild 2.2: Spannungs-Dehnungs-Linien von Beton, Betonstahl und CFK-Lamellen [37, 49]

Fig. 2.2: Stress-strain-diagrams of concrete, reinforcement and CFRP [37, 49]

Fig. 2.2: Courbe contraintes-élongations du béton, acier et les CFRP [37, 49]

2.2.2 Vorgehensweise der Bemessung

Bei der Bemessung müssen drei Zustände unterschieden werden:

Bauteil im unverstärkten Zustand

Zunächst müssen für die Berechnung die Schnittgrößen im Bruchzustand für das unverstärkte Bauteil bestimmt werden. Die Dehnungen der inneren Bewehrung und des Betons werden durch eine Vorgabe gewählt. Anschließend wird über die Gleichgewichtsbedingung (siehe Bild 2.3) $\sum H = 0$ möglichst genau (über ein Computerprogramm) iteriert.

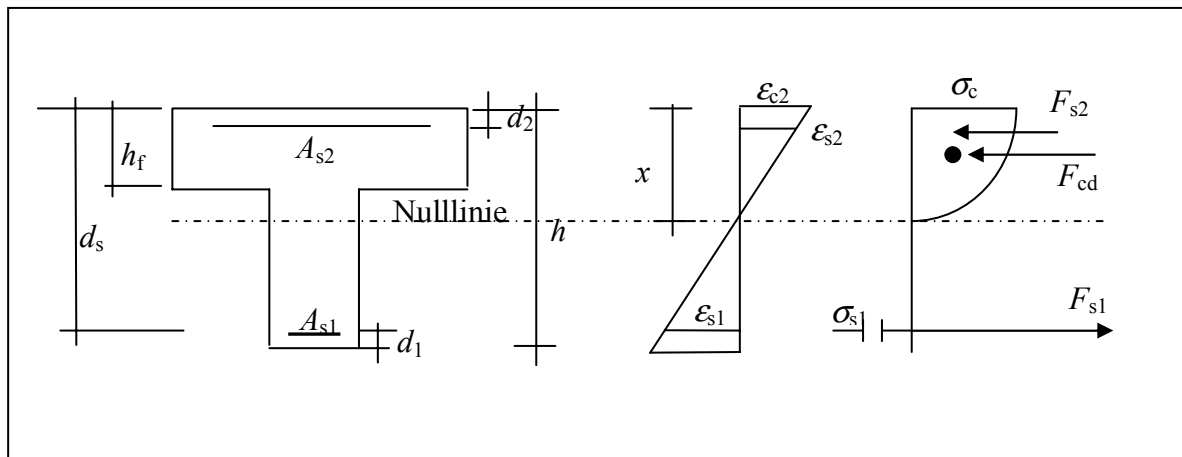


Bild 2.3: Dehnungs- und Spannungsverläufe eines Plattenbalkens im unverstärkten Zustand

Fig. 2.3: Elongation and stress distributions of a T-beam in non-strengthened state

Fig. 2.3: Courbe d'élongations – contraintes d'une poutre en T sans renforcement

Auf diese Weise erhält man das Bruchmoment im unverstärkten Zustand M_{u0} , die maximale Zugkraft in der inneren Bewehrung und die aufnehmbare Betondruckkraft.

Um eine Verstärkungsmaßnahme mit Zuglamellen durchführen zu können, muss sichergestellt sein, dass die Betondruckzone noch nicht voll ausgenutzt wird, so dass Reserven noch vorhanden sind. Wenn dies nicht der Fall ist, muss man die Betondruckzone, z.B. mit Spritzbeton, vergrößern.

Bauteil im Zustand der Baudurchführung

Zur Berechnung der Schnittgrößen im Bruchzustand für das verstärkte Bauteil ist es notwendig, die vorhandene Dehnung im Beton und in der Bewehrung zum Zeitpunkt der Applikation der Verstärkung ermittelt zu haben. Dabei ist als Belastung in der Regel nur das Eigengewicht der Konstruktion selbst zu berücksichtigen.

Bauteil im verstärkten Zustand

Die Berechnungen der Dehnungen und Schnittgrößen des verstärkten Bauteils im Bruchzustand werden genauso wie im unverstärkten Zustand durchgeführt. Dabei wird die außen angebrachte Zuglasche bzw. Lamelle wie eine innere Bewehrung (nur mit einem größeren Hebelarm) behandelt. Hierbei ist der im Bauteil bei Applikation der geklebten Bewehrung herrschende Dehnungszustand in der Berechnung zu berücksichtigen (siehe Bild 2.4).

In Fällen, in denen das Bauteil in unverstärkten Zustand keine Risse aufweist, kann der Vordehnungszustand vernachlässigt und der Nachweis unter Annahme eines linearen Dehnungsverlaufs für das rechnerische Bruchmoment durchgeführt werden.

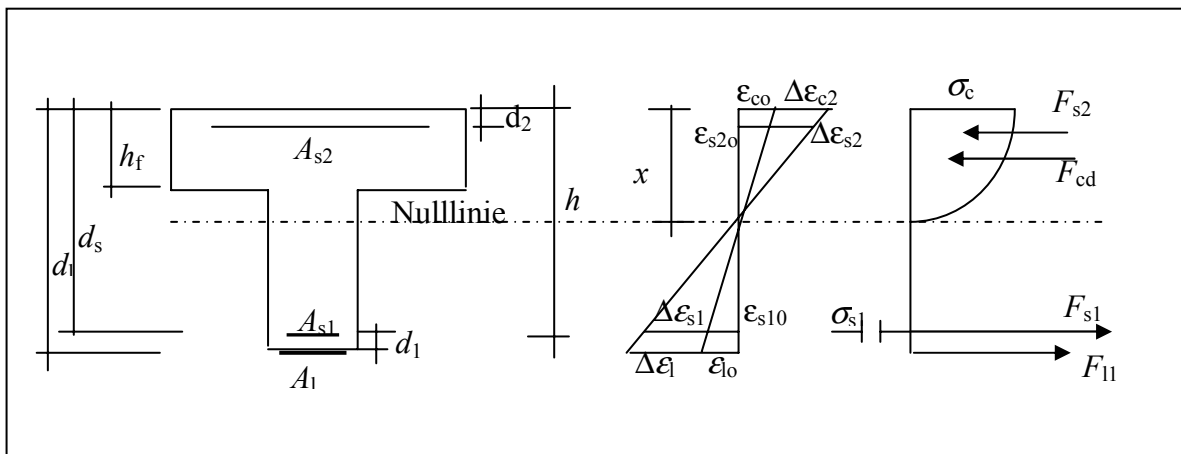


Bild 2.4: Dehnungs- und Spannungsverläufe eines verstärkten Plattenbalkens

Fig. 2.4: Elongation and stress distributions of a strengthened T-beam

Fig. 2.4: Courbe d'élongations-contraintes d'une poutre en T renforcée par plaques collées

Die Erhöhung der Biegetragfähigkeit ist möglich, wenn sichergestellt ist, dass die Querkrafttragfähigkeit nicht vorher erreicht wird, und außerdem ein vorzeitiges Verbundversagen ausgeschlossen wird. Die Erhöhung der Biegetragfähigkeit ist durch den maximal zulässigen Verstärkungsgrad η auf

$$\eta = \frac{M_{uv}}{M_{u0}} \leq 2 \quad (2.2)$$

begrenzt.

Hierbei sind:

M_{uv} das rechnerische Bruchmoment im verstärkten Zustand;

M_{u0} das rechnerische Bruchmoment im unverstärkten Zustand.

Durch geeignete Wahl der Laschendehnung bzw. der Betonstahldéhnung wird sichergestellt, dass das Bauteil bei spródem Verbundversagen im Katastrophenfall nicht ohne Vorankündigung kollabiert. Bei der Ermittlung der rechnerischen Bruchmomente wird die Laschendehnung auf 2 ‰ begrenzt. Diese Begrenzung wurde zur Vermeidung der Entkoppelung des Klebverbundes bei Fließen der Bewehrung eingefúhrt. In den Zulassungen wird festgelegt, dass die anzusetzende Grenzdehnung für die CFK-Lamelle 8 ‰ bzw. die Hálfte der Zugbruchdehnung ε_u der Lamelle nicht überschreiten darf.

2.3 *Erarbeitung eines Bemessungsverfahrens für TFC[®]-Gewebe nach Euro Code und vereinfachter Bemessungshilfen*

2.3.1 *Bemessungsverfahren*

Wie im vorigen Abschnitt erläutert wurde, kann das Bemessungsverfahren für konventionelle Stahlbetonträger auch für verstärkte Stahlbetonträger verwendet werden. Dies gilt auch im Falle einer Verstärkung mit TFC[®]-Gewebe. Ein konventionell bewehrter Träger wird in der Regel so bemessen, dass ein Betonbruch erst nach Einsetzen des Stahlflieens auftritt. Diese „duktile“ Bruchart kündigt sich durch große Risse und Verformungen an. Der Biegewiderstand kann mit einfachen Gleichgewichtsbetrachtungen berechnet werden; durch entsprechende Wahl des Bewehrungsgehaltess werden unerwünschte, „spróde“ Brucharten ausgeschlossen. Der Bruchwiderstand eines mit einem TFC[®]-Gewebe verstärkten Querschnittes kann nicht auf dieselbe Art berechnet werden. Im Zugversuch zeigt das TFC[®]-Gewebe bis zum Bruch ein nahezu linear-elastisches Verhalten (siehe Bild 2.5).

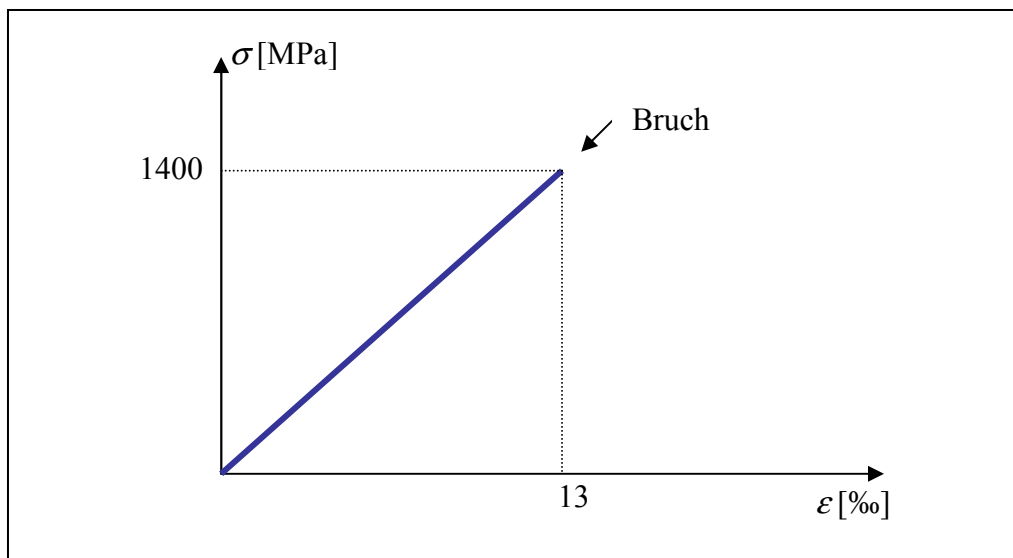


Bild 2.5: Spannungs-Dehnungs-Diagramm von TFC®-Gewebe [33]

Fig. 2.5: Stress-strain-diagram of TFC® sheets [33]

Fig. 2.5: Courbe contrainte-élongation du TFC® [33]

Der Werkstoff weist keine plastischen Verformungen auf. Daher wird der größte Biegezugwiderstand dann erreicht, während der Stahl fließt und bevor Betonbruch eintritt. Jedoch können auch andere Kombinationen vorkommen, die aber zu einem geringeren Biegezugwiderstand führen.

Bei dem Nachweis im verstärkten Bruchzustand wird in den französischen Versuchen für TFC®-Gewebe eine Grenzdehnung von 10 ‰ und ein Teilsicherheitsbeiwert von 1,2 zur Ermittlung des Bemessungswertes der Spannung σ_{fd}

in dem TFC®-Gewebe empfohlen (grenz $\varepsilon_f = 10 \text{ ‰}$, $\sigma_{fd} = \frac{\sigma_f}{\gamma_f}$ mit $\gamma_f = 1,2$).

Aus dem Bemessungswert der Spannung σ_{fd} ergibt sich für den hier zu verwendenden Bemessungswert der Grenzdehnung des TFC®-Gewebes

$$\varepsilon_{fd} = \frac{\text{grenz } \varepsilon_f}{\gamma_f} = \frac{10}{1,2} = 8,33 \text{ ‰}.$$

In Deutschland wurden dagegen für CFK-Lamellen zwei Grenzwerte für die Lamellendehnung festgelegt [23, 24]:

$$\varepsilon_l \leq \frac{\varepsilon_{lu}}{2} \quad (\varepsilon_{lu} : \text{Zugbruchdehnung der Lamelle}) \quad (2.3)$$

$$\text{bzw. } \text{grenz } \varepsilon_l \leq 8 \text{ ‰} \quad (2.4)$$

Normalerweise werden Grenzdehnungen für Verstärkungswerkstoffe mit Hilfe von Versuchen festgelegt. Bis Versuchsergebnisse in Deutschland für TFC[®]-Gewebe vorliegen, wird vorgeschlagen, die in Frankreich empfohlene zulässige Grenzdehnung zu übernehmen ($grenz \varepsilon_f = 10 \text{ ‰}$ bzw. $grenz \varepsilon_{fd} = 8,33 \text{ ‰}$).

Zur Ermittlung der Schnittgrößen im Bruchzustand für das mit TFC[®]-Gewebe verstärkte Bauteil (Rechteckquerschnitt) sind die wirkenden inneren und äußeren Kräfte im Bild 2.6 dargestellt. Am Querschnitt müssen folgende Gleichgewichtsbedingungen erfüllt sein:

$$\sum H = 0 \quad \text{und} \quad \sum M = 0$$

$$\sum H = F_{CD} + F_{S2} - F_{S1} - F_f = 0 \quad (2.5)$$

$$\sum M = F_{S1} \cdot z_1 + F_f \cdot z_f + F_{S2} \cdot z_2 \quad (2.6)$$

$$\sum M = \text{äußeres Moment} - \text{inneres Moment}$$

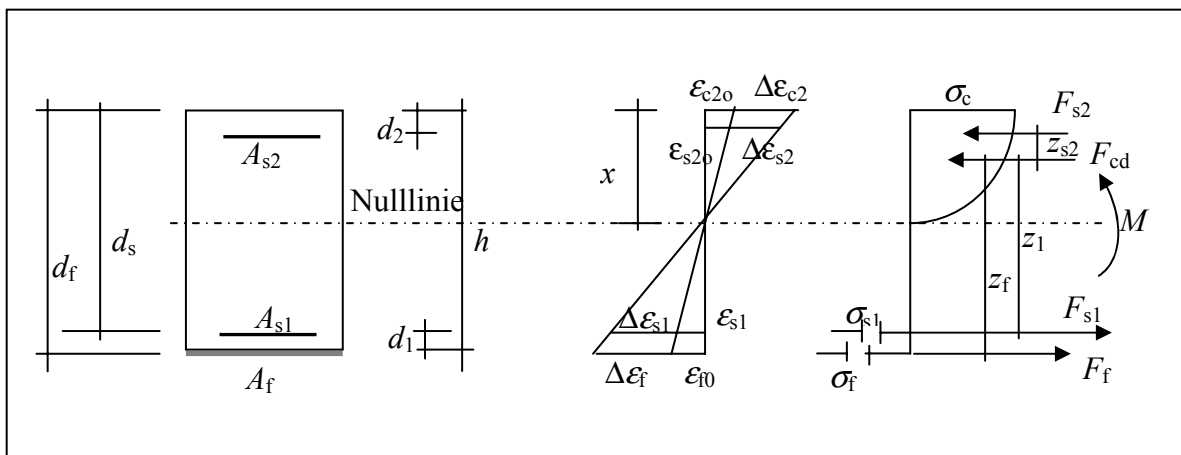


Bild 2.6: Dehnungs- und Spannungsverläufe bei einem Rechteckquerschnitt im verstärkten Zustand

Fig. 2.6: Strain and stress distributions of a rectangular section in st state

Fig. 2.6: Contraintes-élongations d'une section rectangulaire renforcée

Um das Gleichgewichtsproblem zu lösen, muss die Dehnungsebene iteriert werden. Dabei wird die Dehnungsebene gesucht, die das Gleichgewicht zwischen den im Querschnitt vorhandenen Zugkräften des TFC[®]-Gewebes und des Stahls sowie die Druckkräfte des Betons und der Druckbewehrung beschreibt. In jedem Iterationsschritt wird eine Dehnungsebene vorgegeben und dann werden entsprechende Spannungen bzw. innere Kräfte bestimmt. Anschließend wird das Gleichgewicht überprüft.

Mit den Dehnungen:

$$\varepsilon_{C2} = \varepsilon_{C2,0} + \Delta\varepsilon_{C2} \quad \text{wobei} \quad \varepsilon_{C2} \geq -3,5 \text{ ‰} \quad (2.7)$$

$$\varepsilon_{S1} = \varepsilon_{S10} + \Delta\varepsilon_{S1} \quad \text{wobei} \quad \varepsilon_{S1} \leq \varepsilon_{Su} \quad (2.8)$$

$$\varepsilon_f = \varepsilon_{f0} + \Delta\varepsilon_f \quad \text{wobei} \quad \varepsilon_f \leq \text{grenz}\varepsilon_{fd} = 8,33 \text{ ‰} \quad (2.9)$$

können die inneren Kräfte bestimmt werden.

Hierbei sind $\varepsilon_{C2,0}$, $\varepsilon_{S1,0}$ Vordehnungen. Das sind allfällige Dehnungen, die eventuell bereits vor dem Anbringen des Gewebes vorhanden sind. Im üblichen Fall sind dies Dehnungen infolge von Eigengewicht.

Eine Vordehnung des TFC[®]-Gewebes infolge der Spannkraft wird zum Zeitpunkt $t = 0$ mit ε_{f0} berücksichtigt. Ansonsten ist $\varepsilon_{f0} = 0$, z.B. infolge von Eigengewicht. Im Falle des Gleichgewichts zwischen inneren und äußeren Kräften kann der zugehörige TFC[®]-Gewebequerschnitt ermittelt werden.

Anhand der o.g. Vorgehensweise lässt sich erahnen, dass ein Großteil der Schwierigkeiten bei einer Bemessung von angeklebten TFC[®]-Geweben durch die notwendige Iteration zur Erhaltung der Dehnungsebene zur Berechnung der Schnittkräfte im Bauteil entsteht (Anhang D). Diese Berechnung kann ohne ein Rechenprogramm nur mit erheblichem Aufwand durchgeführt werden. Dagegen kann sowohl die daran anschließende Berechnung der Verbundbruchkraft und der Verankerungslänge sowie die Schubbemessung auch „von Hand“ auf der Baustelle durchgeführt werden.

Im nachfolgenden Abschnitt wird der Versuch unternommen, über eine Aufstellung tabellarischer Hilfwerte auch die erforderliche Fläche des TFC[®]-Gewebes für eine vorgegebene Belastung ohne Computerprogramm zu bemessen.

2.3.2 Bemessungshilfen

Basierend auf den Grundlagen der bekannten Gleichgewichtsbedingungen [49, 55, 63.] am Querschnitt werden vereinfachte Bemessungshilfen für mit TFC[®]-Gewebe verstärkte Biegebauteile mit rechteckiger Druckzone erarbeitet. Sie gelten für rechteckige Balkenquerschnitte und für Plattenbalken, bei denen die Nulllinie im Flansch liegt. Bei der nachfolgenden Herleitung wird zur Vereinfachung eine mögliche Druckbewehrung vernachlässigt.

Aus dem Gleichgewicht nach Bild 2.6 ergibt sich:

$$\sum H = 0 \Rightarrow F_{CD} = F_{S1} + F_f \Rightarrow F_f = F_{CD} - F_{S1} \quad (2.10)$$

$$\sum M = 0 \Rightarrow M = F_{CD} \cdot z_1 + F_f \cdot (z_f - z_1) \Rightarrow F_f = \frac{M - F_{CD} \cdot z_1}{C_{1f}} = F_{CD} - F_{S1} \quad (2.11)$$

mit $C_{1f} = z_f - z_1$

Nach Umformen der Gleichung (2.11) bekommt man:

$$M + F_{S1} \cdot C_{1f} = F_{CD} \cdot z_1 + F_{CD} \cdot C_{1f} \quad (2.12)$$

Die Betondruckkraft F_{CD} lässt sich wie folgt schreiben:

$$F_{CD} = b \cdot d_f \cdot \xi \cdot \alpha \cdot f_c \cdot \alpha_R \quad (2.13)$$

Hierbei sind:

$$\xi = \frac{x}{d_f} = \frac{\varepsilon_{C2}}{\varepsilon_{C2} + \varepsilon_{f0} + \Delta\varepsilon_f} \quad (2.14)$$

$\alpha = 0,85$ Abminderungsbeiwert zur Berücksichtigung von Langzeiteinwirkungen;

f_c Betondruckfestigkeit;

α_R Völligkeitsbeiwert der Betondruckspannungsverteilung.

$$\text{wenn } \varepsilon_{C2} \leq 2\text{‰} \quad \alpha_R = \frac{1}{2} \cdot \varepsilon_{C2} - \frac{1}{12} \cdot \varepsilon_{C2}^2 \quad (2.15)$$

$$\text{wenn } 2 < \varepsilon_{C2} \leq 3,5\text{‰} \quad \alpha_R = 1 - \frac{2}{3 \cdot \varepsilon_{C2}} \quad (2.16)$$

Wenn man F_{CD} in die obige Gleichung (3.12) einsetzt, ergibt sich:

$$M + F_{S1} \cdot C_{1f} = \alpha_R \cdot \alpha \cdot f_c \cdot b \cdot \xi \cdot d_f \cdot z_1 + \alpha_R \cdot \alpha \cdot f_c \cdot b \cdot \xi \cdot d_f \cdot C_{1f} \quad (2.17)$$

mit $z_1 = \zeta \cdot d_f = \left(1 - \frac{C_{1f}}{d_f} - k_a \cdot \xi\right) \cdot d_f \quad (2.18)$

wenn $\varepsilon_{C2} \leq 2\text{‰}$ $k_a = \frac{8 - \varepsilon_{C2}}{4 \cdot (6 - \varepsilon_{C2})} \quad (2.19)$

$2 < \varepsilon_{C2} \leq 3,5$ $k_a = \frac{\varepsilon_{C2} \cdot (3 \cdot \varepsilon_{C2} - 4) + 2}{2 \cdot \varepsilon_{C2} \cdot (3 \cdot \varepsilon_{C2} - 2)} \quad (2.20)$

Nach Umformen bekommt man:

$$\frac{M + F_{S1} \cdot C_{1f}}{b \cdot d_f^2 \cdot f_c} = \alpha_R \cdot \alpha \cdot \xi \cdot \zeta + \alpha_R \cdot \alpha \cdot \xi \cdot \frac{C_{1f}}{d_f} \quad (2.21)$$

Die linke Seite kann ohne weitere Rechnung bei gegebener Belastung, gegebener Betonfestigkeitsklasse, bekannter Bewehrung ($F_{S1} = A_{S1} \cdot \sigma_{S1}$, $\sigma_{S1} = f_y$, Stahl fließt) und gegebener Geometrie berechnet werden.

Die rechte Seite hängt von den unbekanntem Dehnungen ε_{C2} und ε_{f0} (vorausgesetzt $\Delta\varepsilon_f = \text{grenz}\varepsilon_{fd} = 8,33\text{‰}$) ab.

Der erforderliche TFC[®]-Gewebequerschnitt A_f lässt sich mit folgenden Gleichungen ermitteln:

$$A_f = \frac{F_f}{\sigma_f} = \frac{1}{\sigma_f} \cdot \frac{M - F_{CD} \cdot z_1}{C_{1f}} = \frac{1}{\sigma_f} \cdot \frac{M + F_{S1} \cdot C_{1f} - F_{S1} \cdot C_{1f} - F_{CD} \cdot z_1}{C_{1f}} \quad (2.22)$$

$$A_f = \frac{1}{\sigma_f} \cdot \left[\frac{b \cdot d_f^2 \cdot f_c \cdot \left(\frac{M + F_{S1} \cdot C_{1f}}{b \cdot d_f^2 \cdot f_c} \right) - F_{CD} \cdot z_1}{C_{1f}} - F_{S1} \right] \quad (2.23)$$

$$A_f = \frac{1}{\sigma_f} \cdot \left[\frac{b \cdot d_f \cdot f_c \cdot \left(\left(\frac{M + F_{S1} \cdot C_{1f}}{C_{1f} / d_f} \right) - \alpha_R \cdot \alpha \cdot \xi \cdot \zeta \right)}{C_{1f} / d_f} - F_{S1} \right] \quad (2.24)$$

Folgende Abkürzungen werden verwendet:

$$\mu_{Sdf} = \frac{M + F_{S1} \cdot C_{1f}}{b \cdot d_f^2 \cdot f_c} = \alpha_R \cdot \alpha \cdot \xi \cdot \zeta + \alpha_R \cdot \alpha \cdot \xi \cdot \frac{C_{1f}}{d_f} \quad (2.25)$$

$$\omega_f = \frac{\mu_{Sdf} - \alpha_R \cdot \alpha \cdot \xi \cdot \zeta}{C_{1f} / d_f} = \alpha_R \cdot \alpha \cdot \xi \quad (2.26)$$

$$\omega_f = \alpha_R \cdot \alpha \cdot \xi \quad (2.27)$$

Damit ist die erforderliche Querschnittsfläche:

$$A_f = \frac{1}{\sigma_f} \cdot [\omega_f \cdot b \cdot d_f \cdot f_c - F_{S1}] \quad (2.28)$$

Für verschiedene Dehnungszustände können die Beiwerte μ_{Sdf} und ω_f tabellarisch aufgelistet werden.

Für die Bemessung wird normalerweise das TFC[®]-Gewebe bis zur Dehnung $\text{grenze}\varepsilon_{fd}$ und der Stahl bis zur Fließgrenze ausgenutzt.

$$\sigma_{fd} = E_f \cdot \Delta\varepsilon_f = E_f \cdot \text{grenze}\varepsilon_{fd} \quad (2.29)$$

$$F_{S1} = A_{S1} \cdot f_{yd} \quad (2.30)$$

Die Druckfestigkeit des Betons ist dann $f_c = f_{cd}$. Für verschiedene Werte von $\frac{C_{1f}}{d} = \frac{z_f - z_1}{d}$ können Bemessungstabellen aufgestellt werden.

Ein Beispiel dafür ist Tabelle 2.1. Weitere Tabellen sind im Anhang C, Tabellen C 31 – C 69 zu finden.

μ_{sdf}	ω_f	$\xi = x/d$	$\zeta_s = z_1/d_f$	ε_{c2}	ε_{f0}	$\Delta\varepsilon_f$	ε_s	σ_{fd}	σ_s
0,158	0,1774	0,2433	0,7905	3,5	2,55	8,33	9,40	874,65	435
0,160	0,1799	0,2468	0,7889	3,5	2,35	8,33	9,26	874,65	435
0,163	0,1838	0,2521	0,7865	3,5	2,05	8,33	9,00	874,65	435
0,165	0,1864	0,2557	0,7850	3,5	1,85	8,33	8,82	874,65	435
0,168	0,1903	0,2610	0,7825	3,5	1,58	8,33	8,56	874,65	435
0,170	0,1930	0,2646	0,7809	3,5	1,40	8,33	8,40	874,65	435
0,173	0,1969	0,2700	0,7784	3,5	1,13	8,33	8,20	874,65	435
0,175	0,1996	0,7337	0,7768	3,5	0,95	8,33	8,00	874,65	435
0,177	0,2022	0,2773	0,7752	3,5	0,78	8,33	7,85	874,65	435
0,179	0,2050	0,2810	0,7735	3,5	0,62	8,33	7,70	874,65	435
0,180	0,2062	0,2828	0,7727	3,5	0,54	8,33	7,64	874,65	435
0,183	0,2103	0,2884	0,7702	3,5	0,30	8,33	7,42	874,65	435
0,185	0,2122	0,2921	0,7685	3,5	0,15	8,33	7,30	874,65	435
0,186	0,2143	0,2939	0,7677	3,5	0,07	8,33	7,21	874,65	435

Tab. 2.1: Tabelle für das ω -Verfahren [$C_{1f}/d_f = 0,1$; $\varepsilon_{fd} = 8,33 \text{ ‰}$]

Tab. 2.1: Table of ω -Method [$C_{1f}/d_f = 0,1$; $\varepsilon_{fd} = 8,33 \text{ ‰}$]

Tab. 2.1: Tableau pour ω -procédure [$C_{1f}/d_f = 0,1$; $\varepsilon_{fd} = 8,33 \text{ ‰}$]

2.4 Durchgeführte Biegeversuche an mit TFC[®] - Gewebe verstärkten Balken der französischen Firma Freyssinet

2.4.1 Überblick

In Zusammenarbeit mit verschiedenen französischen Forschungsinstituten hat Freyssinet International seit 1994 mehrere Versuche an mit TFC[®]-Gewebe verstärkten Stahlbetonbauteilen durchgeführt [9-13, 34, 113]. Die Zielsetzung bestand darin, das Material- und Verbundverhalten dieser Bauteile zu ergründen und ein Vergleich mit konventionell verstärkten Bauteilen (CFK- oder Stahllaschen) zu ermöglichen.

Im Einzelnen wurden untersucht:

- das Biegetragverhalten bei ruhender Belastung;
- die Wirkung des bidirektionalen Gewebes im Vergleich mit CFK-Lamellen und Stahllaschen;
- die verschiedenen Brucharten;
- der Einfluss von Dauerschwingbelastungen;
- die Effizienz der unterschiedlichen Verstärkungsmaterialien in Bezug auf die Höhe der Beanspruchbarkeit;
- das Verhalten und die Anwendbarkeit unterschiedlicher Verstärkungsmaterialien;
- das Tragverhalten einer mit TFC[®] verstärkten Wand unter seismischer Beanspruchung.

In 3- und 4-Punkt-Biegeversuchen wurden insbesondere

- der Einfluß der Geometrie des TFC[®]-Gewebes;
- die Wirkung einer seitlichen Verstärkung;
- und die Wirkung von bidirektionalem Gewebe ;

untersucht. Zudem wurden auch Versuche unter zyklischer und seismischer Beanspruchung vorgenommen.

Es wird angestrebt, die Versuchsergebnisse der Freyssinet International speziell für die Biegeversuche zu nutzen und entsprechend einzuarbeiten (siehe Anhang A).

Seit 1996 wird das TFC[®]-Gewebe als Verstärkungsmaterial erfolgreich in Frankreich, Europa und den USA eingesetzt. Zusammenfassend wird nachfolgend das Anbringen von TFC[®]-Gewebe an einem Bauteil erläutert:

- Flächenbehandlung, Entfettung:

Vor dem Anbringen des TFC[®] müssen die zu verstärkenden Bauteile gesäubert und vorhandene Kanten abgerundet werden (Rundungsradius ≥ 10 cm). Lokale Gefügestörungen, Abplatzungen oder Löcher sind mit Epoxydharz zu füllen.

- Aufbringen der ersten Harzschicht:

Die erste Schicht des Klebers wird unter Zuhilfenahme einer speziellen Kurzhaarrolle aufgetragen. Die aufzubringende Menge sollte ca. 650 bis 750 g/m² betragen. Durch diese erste Schicht soll die Aufnahmefähigkeit gesteigert und das Eindringen des Harzes in die Fasern verbessert werden.

- Verarbeitung des TFC[®]-Gewebes:

Das Gewebe wird immer in Längsrichtung geschnitten. Die Verlegung der Fasern erfolgt auf der noch feuchten ersten Harzschicht. Hierbei ist das Gewebe durch Anklopfen faltenfrei anzubringen, um sicherzustellen, dass die Fasern vollständig mit Kleber benetzt ist und vorhandene Luftblasen leicht entfernt werden können.

- Aufbringen der zweiten Harzschicht:

Die zweite Harzschicht (Versiegelungsschicht) sorgt für eine vollständige Durchtränkung des Gewebes mit Harz. Im Anschluss an das Verlegen des TFC[®]-Gewebes (nicht erst nach dem Erhärten der ersten Schicht) wird unmittelbar die zweite Schicht aufgebracht. Die notwendige Harzmenge liegt im Bereich von ca. 650 bis 750 g/m². Sie wird mit Hilfe einer Glättscheibe in Faserrichtung ohne Druck aufgetragen.

Harz-Kleber

Die Fa. ATOFINDLEY entwickelte zur Befestigung des TFC[®]-Gewebes einen zweikomponentigen Epoxydharzkleber (Bezeichnung: XEP 3935 A / 2919 B). Dieses synthetische Harz wird in Fertigpackungen von 1, 2 und 5 kg geliefert. Die Verarbeitungstemperatur liegt im Bereich zwischen 5° und 30° C. Es eignet sich für Oberflächen aus Stahl, Holz und Beton.

Materialeigenschaften des Klebers

Der Epoxydharzkleber wird aus folgenden Komponenten zusammengesetzt:

XEP 3935 A	dickflüssig, beige
	Dichte : 1,32 - 1,36 kg/m ³
XEP 2919 B	dickflüssig, bernsteinfarben
	Dichte : 1,00 - 1,04 kg/m ³
Mischungsverhältnis:	100/40 Massenanteile
	2/1 Volumenanteile

Verschiedene Prüfversuche wurden von der französische Firma ATOFINDLEY durchgeführt und ergaben nach einer Erhärtungszeit von 7 Tagen bei einer Temperatur von 23 °C die folgenden Materialwerte:

Zug	Zugfestigkeit [MPa]	29,30 ± 1,2
	Bruchdehnung [%]	2,40 ± 0,3
	E-Modul 0,2 % [MPa]	2.300± 120
Druck	Druckfestigkeit [MPa]	56,3 ± 0,7
	Bruchstauchung [%]	4,7 ± 0,1
	E-Modul [MPa]	2.000 ± 100

Tab. 2.2: Eigenschaften des Klebers [33]

Tab. 2.2: Resin properties [33]

Tab. 2.2: Propriétés caractéristiques de la colle [33]

Für die Haftung mit dem Beton ergeben sich nach 7 Tagen und einer Temperatur von 20 °C folgende Werte:

- Oberfläche sandgestrahlt (Trockenverfahren): Betonversagen 2,5 MPa
- Oberfläche sandgestrahlt (Nassverfahren): Betonversagen 2,0 MPa

Der mittlere Klebverbrauch (Kleber: XEP 3 93 5 A/2919 B) beträgt für ein 800 g/m² schweres Gewebe je Schicht ca. 1,2 bis 1,5 kg/m². Der genaue Verbrauch ist abhängig von der Art und den äußeren Bedingungen des zu verstärkenden Bauteils.

2.4.2 Versuchskörper und Versuchsdurchführung nach der französischen Literatur

Die folgenden von Freyssinet International durchgeführten Versuche dienen dem Vergleich und der Bewertung verschiedener Verstärkungsmaterialien [9-13]. Darüber hinaus wird auch im Anhang A ein Überblick über den Stand der TFC[®]-Gewebe-Technik in Frankreich gegeben.

- Referenzbalken
- Balken mit Stahllaschen verstärkt
- Balken mit CFK-Lamellen verstärkt
- Balken mit TFC[®] M40 verstärkt
- Balken mit TFC[®]-Gewebe bidirektional

TFC[®] M40: E -Modul = 100 GPa, σ = 900 MPa, L = 1,90 m, b = 0,25 m, t = 0,8 mm

Siehe Bild 2.7 und Bild 2.8

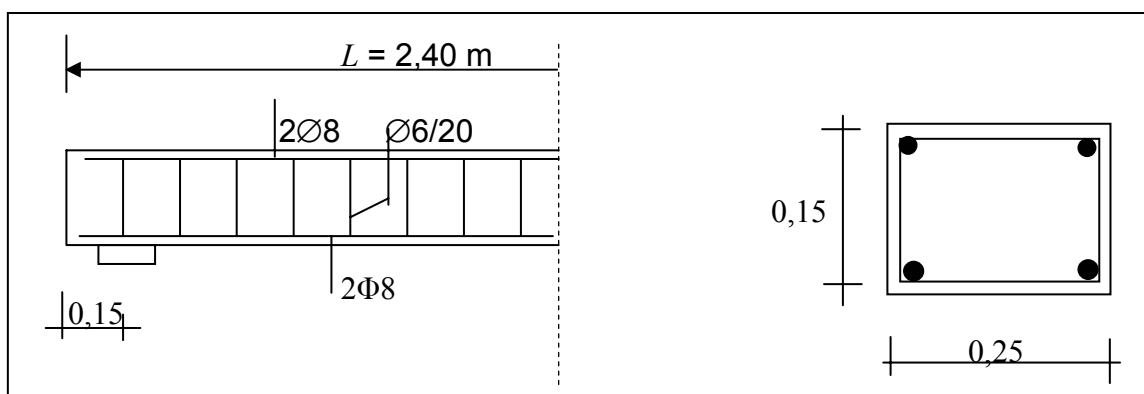


Bild 2.7: Querschnitt und Bewehrung [12, 13]

Fig. 2.7: Cross section and reinforcement [12, 13]

Fig. 2.7: Coupe transversale et ferrailage [12, 13]

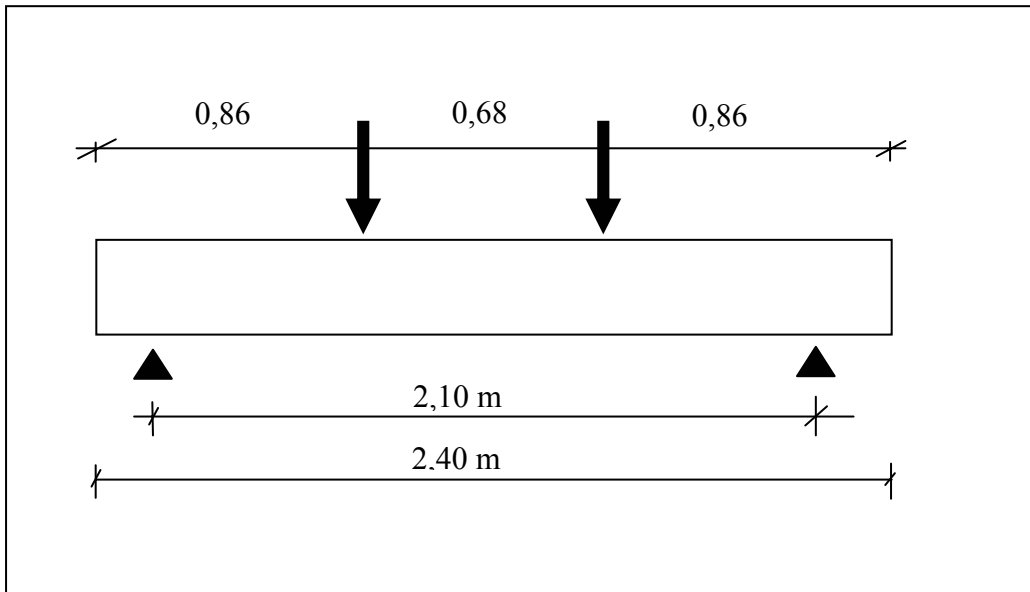


Bild 2.8: 4-Punkt-Biegeversuch, Belastung vor Verstärkung
 Fig. 2.8: 4 point bending test, loading before application of strengthening
 Fig. 2.8: Chargement avant renforcement

TFC[®]-Gewebe bidirektional: E -Modul = 105 GPa, $\sigma = 1\,400$ MPa, $L = 1,90$ m, $b = 0,15$ m, $t = 0,43$ mm. Siehe Bilder 2.2 und 2.3.

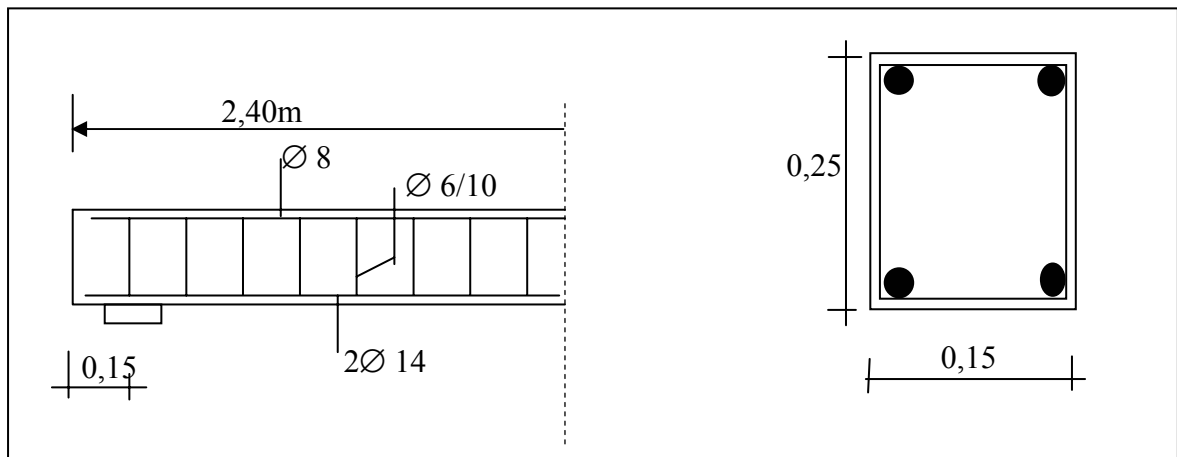


Bild 2.9 : Querschnitt und Bewehrung [12, 13]
 Fig. 2.9: Cross section and reinforcement [12, 13]
 Fig. 2.9: Coupe transversale et ferrailage [12, 13]

- Die Biegeversuche werden nach ISO 527-4 durchgeführt
- Dehnungsgeschwindigkeit 2 mm/min
- Messung der Dehnung (Anhang A, Bilder A5, A7, A11, A12, A13 und A14)
- Belastung bis zum Bruch

2.4.3 Darstellung der Versuchsergebnisse

Gegenstand der Prüfungen waren Stahlbetonbalken, die durch ein rhombusförmiges TFC[®]-Gewebe verstärkt worden waren [9-13]. Die gewählte Form führt zu einer Spannungskonzentration an den Enden der Lamelle. Mit Hilfe verschiedener Messinstrumente wurden die Durchbiegung, die Verschiebung und die Delaminierungspunkte der Lamelle lokalisiert.

Die Ergebnisse dieser Untersuchung zeigen, dass die gewählte Lamellenform eine Verringerung der aufnehmbaren Bruchlast bewirkt. Jeweils fünf Balken wurden im Dreipunkt-Biegeversuch (d.h. eine Einzellast in der Mitte der Stützweite) geprüft. Der Balken I dient als unverstärkter Referenzbalken. Der Balken H war in der Zugzone mit T300 UD verstärkt. Der Balken M war mit T300 BD in der Zugzone und seitlich verstärkt. Im Anhang A sind die Last-Durchbiegungslinien dargestellt.

Die verschiedenen Versuche zeigen, dass das Konzept einer Verstärkung mit TFC[®]-Gewebe geeignet ist. Es wurden auch Untersuchungen mit TFC[®]-verstärkten Stahlbalken im Vierpunktbiegeversuch durchgeführt (siehe Anhang A, Bild A8). Dabei konnten die mechanischen Eigenschaften um bis zu 15 % verbessert werden. Noch weitaus günstigere Ergebnisse wurden mit Stahlbetonbalken erreicht. Die Nutzlast konnte um mehr als das Fünffache gesteigert werden. Alle Versuche in Frankreich haben zu ähnlichen Ergebnissen geführt. Der Bruch trat jedesmal im Beton ein, das Gewebe hielt Stand. Der Grund ist, dass das TFC[®]-Gewebe sehr duktil und flexibel ist.

2.5 Biegeversuche am Institut für Massivbau der TU Darmstadt

2.5.1 Überblick

Dieser Abschnitt gibt einen Einblick in die bisher am Institut für Massivbau in Darmstadt durchgeführten Versuche zur „Nachträglichen Biegeverstärkung mit TFC[®]-Gewebe“ [79, 112]. Die Versuche sollten dazu dienen, nachzuweisen, dass mit Kohlefasergewebe verstärkte Rechteckbalken sich zur Verstärkung von Stahlbetonkonstruktionen eignen. Dadurch sollte eine Zulassung dieses Materials für die Praxis erreicht werden.

Im Jahre 2000 wurden in Darmstadt die gleichen Versuche wie vorher bei der Firma Freyssinet International, mit denselben Abmessungen und Bewehrungen, durchgeführt [9-13]. Die Versuche in Darmstadt sollten die Ergebnisse der französischen Versuche bestätigen, siehe Anhang B.

2.5.2 Versuchskörper und Bemessung – Erste Versuchsreihe

Für die Biegeverstärkung mit TFC[®]-Gewebe wurden zwei identische Stahlbetonbalken, B1 als Referenzbalken und B2, in der Biegezugzone mit TFC[®]-Gewebe verstärkt, hergestellt (siehe Anhang B, Bild B1). Die Rechenwerte der Materialeigenschaften sind der Tabelle 2.3 zu entnehmen.

Die Biegebemessung im unverstärkten und verstärkten Zustand wurde nach DIN 1045:1988-07 und EC 2 durchgeführt. Bei beiden Bemessungsverfahren wurde ein Betondruckversagen als Ursache ausgeschlossen.

Für den verstärkten Zustand erfolgte die Biegebemessung, da in Deutschland keine zulässige Richtlinie für TFC[®]-Gewebe vorliegt, nach zwei Verfahren. Das erste basiert auf dem Bemessungsverfahren für CFK-Lamellen, das zweite, unter Beachtung der Bernoulli-Hypothese, benutzt eine Iterationsrechnung.

Der Balken wurde so bewehrt, dass ein Schubversagen in diesem Fall ausgeschlossen wird. Ein Versagen der Betondruckstrebe ist nicht zu erwarten. Dieses Versagen wird, nach der Berechnung gemäß EC 2, bei einer Querkraft von $V \geq 78,5$ kN bzw. bei einem Biegemoment von 55,23 kNm auf Schub folgen.

Die Zugkraftdeckung wurde zuerst aus der vom TFC[®]-Querschnitt maximal aufnehmbaren Zugkraft berechnet. Das zweite Verfahren wird aus einem Verfahren der Fa. SIKA Limited für CFK-Lamellen abgeleitet [7], da für TFC[®]-Gewebe noch keine Richtlinie für die Bemessung verfügbar ist. Dies kann aber zu Fehlern führen. Die ungünstigste verankerbare Verbundbruchkraft T ergibt sich nach dem zweiten Verfahren, und der ungünstigste Wert für die am Faserende zu verankernde Faserzugkraft F ist dem ersten Verfahren zu entnehmen

	Einheit	Beton	Betonstahl	TFC [®] -Gewebe
E-Modul	MPa	36.000 ¹	200.000	105.00
Zugfestigkeit	MPa	3	500	1.400
Schubfestigkeit	MPa	0,34		
Druckfestigkeit	MPa	48 ¹		
Dicke	mm			0,43
Fließdehnung	‰		2,17	
Fließstauchung	‰	2,0		
Bruchdehnung	‰		10 ²	13
Bruchstauchung		3,5		
Fließgrenze	‰		3	
Sicherheitsbeiwert		1	1	1

Tab. 2.3: Materialeigenschaften bei den in Darmstadt durchgeführten Versuchen.

Tab. 2.3: Material features of the tests carried out in Darmstadt

Tab. 2.3: Propriétés des matériaux d'essais réalisés à Darmstadt

¹ Wert aus Werkstoffprüfung nach 28 Tagen

² nach DIN 1045

2.5.3 Versuchsablauf - Belastung

Die Balken B1 und B2 wurden im Vier-Punkt-Biegeversuch belastet (siehe Anhang B, Bild B1). Zum besseren Vergleich der Ergebnisse wurden beide Balken demselben Lastprogramm unterzogen. Die Lastaufbringung erfolgte über eine hydraulische Presse. Der erste Belastungszyklus bestand aus 100 Lastspielen zwischen dem Gebrauchslastniveau und dem Eigengewicht der Balken und der für die Lasteinleitung aufgegipften Stahlprofile. Am Ende dieses Belastungsprogramms, bei dem der Balken B2 noch nicht verstärkt worden war, wurden die Träger langsam bis zum Bruch belastet.

Folgende Messwerte wurden erfasst(siehe Bild 2.10, Bild 2.11):

- aufgebrachte Kraft;
- Durchbiegung in Feldmitte;
- Betondehnung und –stauchung in Feldmitte;
- Stahldehnung der Zugbewehrung;
- Dehnung des TFC[®] über die Gewebelänge;
- Verschiebung des TFC[®] gegenüber dem Beton am Auflager.

Die Daten wurden über eine speziell Software erfasst und ausgewertet. Ausführliche und detaillierte Daten sind in [112] zu finden.

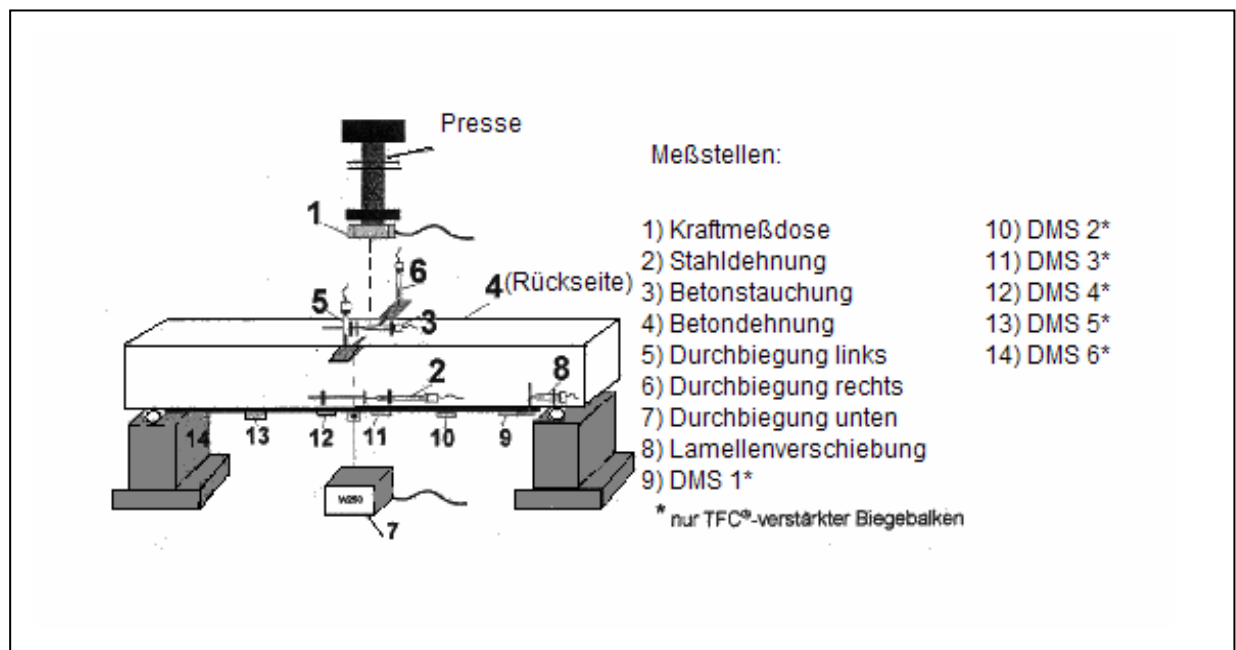
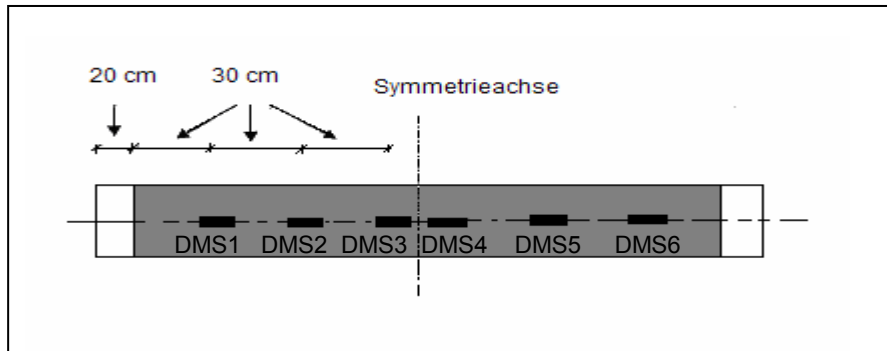


Bild 2.10: Übersicht der Messstellen [112]

Fig. 2.10: Overview of the measurement points [112]

Fig. 2.10: Vue de placement d'instruments de mesures [112]

Bild 2.11: Messungen an der TFC[®]-Gewebe – Unterseite [112]Fig. 2.11: Measurement at the bottomside of the TFC[®] sheets [112]Fig. 2.11: Points de mesures pour le TFC[®] sur la face inférieure [112]

2.5.4 Auswertung und Vergleich der Ergebnisse aus Darmstadt mit denen der französischen Untersuchungen – Erste Versuchsreihe

Das rechnerische Biegebruchmoment der unverstärkten Stahlbetonbalken liegt im Bereich von (32 – 35) kNm. Während der Versuche begann die innenliegende Bewehrung der Biegezugzone der Referenzbalken bei einem Moment von 33 kNm zu fließen. Die Verformungen nahmen zu, ohne dass das Moment gesteigert wurde. Das Versagemoment stimmte in diesem Fall mit dem rechnerischen Bruchmoment überein. Bei den französischen Versuchen (Balken I, Versuch D, siehe Anhang A, Bild A10) wies der geprüfte Referenzbalken eine Biegetragfähigkeit von 36,7 kNm auf. Die französischen Ergebnisse stimmen mit den am Balken B1 der Darmstädter Versuchsreihe gewonnenen gut überein.

In Darmstadt wurde der nach Abschnitt 2.4.3 vorbeanspruchte Balken zuerst gesandstrahlt, um einen besseren Verbund zu erhalten, und anschließend durch einen Freyssinet-Mitarbeiter mit einer Lage TFC[®]-Gewebe verstärkt (Balken B2). Zur Applikation wie auch zum Aushärten des Klebers wurde der Balken gedreht (unter Eigengewicht angebracht). Drei Tage nach dem Verstärken wurde der Balken geprüft. Die Ergebnisse zeigen, dass das Biegebruchmoment im verstärkten Zustand zwischen 49 – 52 kNm lag und ein vorzeitiges Versagen der Betondruckzone nicht zu erwarten war. Während des Versuchs versagte der verstärkte Balken B2 bei einem Bruchmoment von etwa 27 kNm schlagartig. Dieser Wert liegt 18 % unterhalb des Bruchmoments des Referenzbalkens B1.

Zu den französischen Versuchsserien des Jahres 1997 ist anzumerken, dass der Balken H der Serie D sich in der Art des verwendeten TFC[®]-Gewebes unterscheidet, ein unidirektional T300 wurde in der Zugzone appliziert. Dieser Balken diente als Referenz für die am Institut für Massivbau (TUD) durchgeführten Versuche.

Als Versagensart der Referenzbiegebalken auf französischer Seite wurde Stahlfließen festgestellt. Dieses Verhalten konnte bestätigt werden. Der Verlauf der Messwerte des Referenzbalkens B1 (Darmstadt) stimmte mit dem entsprechenden Verlauf bei den französischen Versuchen überein. Die Dehnungen entsprachen weitgehend den theoretischen Überlegungen überein. Das Ergebnis ist daher zufriedenstellend.

Als Ursache für das Versagen des verstärkten Balkens B2 (TU Darmstadt) kann das vorzeitige Delaminieren des TFC[®]-Gewebes angenommen werden. Rechnerisch war ein vorzeitiges Versagen nicht zu erwarten. Die Lamelle hat sich im Randbereich gelöst.

Bei den französischen Vergleichsversuchen wurden zwei Balken mit TFC[®]-Gewebe verstärkt, der Balken H der Serie D und der zweite Balken erhielten ein bidirektionales TFC[®]-Gewebe in der Zugzone sowie eine seitliche Verstärkung bis zu einer Höhe von 17 cm (siehe Anhang A, Bild A-11).

Die Bruchlast lag beim Balken H bei 52,50 kN und beim zweiten Balken bei 47,25 kN. Eindeutig ist, dass das bidirektionale Gewebe eine niedrige Bruchlast hat. Der Balken brach durch Delaminierung des Gewebes beim ersten Balken, beim zweiten jedoch nicht.

Die erste durchgeführte Versuchsserie in Darmstadt konnte die hohen Erwartungen nicht erfüllen. Der Balken versagte frühzeitig, die Tragfähigkeit wurde erheblich vermindert. Die Ergebnisse und Kurven sind Anhang B, Bilder B2 – B6, zu entnehmen. Die Gründe können vielfältig sein, aber es ist davon auszugehen, dass ein mangelhafter Verbund zwischen TFC[®]-Gewebe und Beton die Ursache ist (ein Adhäsionsbruch). U.U hatte der Kleber nicht die richtige Temperatur gehabt oder die Aushärtungszeit war nicht lang genug.

Möglicherweise sind aber auch Unebenheiten der unterseitigen Betonoberfläche die Ursache gewesen, da die Lamelle sich genau an einer Stelle mit Unebenheiten ablöste.

Eine dritte Ursache könnte ein Biegeriss im Bereich der Lasteinleitungsstelle sein, an welcher die Querkraft sehr groß ist. Dort erreicht die Zugspannung die Betonzugfestigkeit, und das Gewebe schert vom Riss bis zum Gewebeende ab. In [112] werden weitere Gründe für das vorzeitige Versagen aufgeführt.

2.5.5 Zweite Versuchsreihe

Da die erste Versuchsreihe nicht die erwarteten Ergebnisse brachte, war es notwendig, eine Wiederholung vorzunehmen. Im Jahr 2001 wurden erneute Versuche durchgeführt [79]. Die Balken hatten die gleichen Abmessungen wie in der ersten Versuchsreihe, jedoch wurde die Druckzonenbewehrung mit einem Stabdurchmesser von 8 mm (vorher nur 6 mm) vorgenommen. Für diese erneute Versuchsreihe wurde der größere Stabdurchmesser deshalb gewählt, weil die Druckzone stärker beschädigt war als die Zugzone. Hiermit sollte verhindert werden, dass die Druckzone vor der Biegezugzone versagt.

Zusätzlich wurde ein Steckbügel in der Mitte angeordnet, um das Ausknicken der Bewehrung in Balkenmitte zu vermeiden. Der Beton sollte nach wie vor der Festigkeitsklasse C 30/37 entsprechen (siehe Anhang B, Bild B7).

Im Gegensatz zu der ersten am Institut für Massivbau der TU Darmstadt durchgeführten Versuchsreihe wurde der Biegebalken mit einer Lage TFC[®]-Gewebe verstärkt, die dieses Mal seitlich über eine Höhe von 7,5 cm angebracht wurde. Anzumerken ist, dass der Einfluss dieses Gewebes bei den Berechnungen unberücksichtigt blieb.

Das TFC[®]-Gewebe wurde am Betonbalken B2 angebracht, wobei ein Rundungsradius der Kanten in der Biegezone von 1 cm sicherzustellen war.

Die aufgebrachte Pressenkraft wurde wie bei der ersten Reihe mittels einer 200-kN-Kraftmessdose erfasst. Für die Messung der Betonstauchung und der Durchbiegung des Balkens wurden induktive Wegaufnehmer eingesetzt. Dehnmessstreifen dienten zur Ermittlung der Dehnungen des Zugstahles und des TFC[®]-Gewebes. Bild B8 und Bild B9 im Anhang B stellen die Anordnung der Messinstrumente dar. Die Daten des unverstärkten sowie des verstärkten Balkens wurden durch zwei Software Programme erfasst und bearbeitet.

Die Lasteintragung erfolgte über eine hydraulische Presse, wie in Anhang B, Bild B9, gezeigt. Das Lastprogramm wurde in zwei Teile geteilt. Zunächst erfolgte die Vorschädigung des Referenzbalkens, dann wurde die Last bis zum Versagen des Balkens gesteigert.

Nachdem der Referenzbalken und der verstärkte Balken belastet worden waren, war erkennbar, dass die rechnerischen Ergebnisse mit den Versuchsergebnissen gut übereinstimmen. Der nachträglich verstärkte Betonbalken übersteht eine Laststeigerung von ca. 70 %. Damit wurden die dokumentierten Ergebnisse aus Frankreich bestätigt.

2.5.6 Auswertung und Vergleich der Ergebnisse mit den französischen Untersuchungen Zweite Versuchsreihe

Im Gegensatz zur ersten Versuchsreihe versagte der Referenzbalken nicht in der Betondruckzone, sondern die einbetonierte Zugbewehrung begann zu fließen. Das bedeutet, dass der Balken durch ein Biegezugversagen zerstört wurde. In Darmstadt wurde, im Gegensatz zu den französischen Vierpunkt-Biegeversuchen, ein Dreipunkt-Biegeversuch durchgeführt.

Die dokumentierten Ergebnisse der Versuchsbalken (Frankreich) liegen in der Größenordnung der Ergebnisse der in Darmstadt durchgeführten Versuche. Der Zugstahl der unverstärkten Balken fängt bei einer Biegebelastung durch die mittig aufgebrachte Einzellast von 102 kN zu fließen an. Somit sind die Ergebnisse identisch.

Der verstärkte Balken wurde nach einer Woche belastet. Bei den Versuchen in Frankreich waren die Balken einmal mit unidirektionalem und einmal mit bidirektionalem TFC[®] verstärkt. Das TFC[®]-Gewebe [9-13] (siehe Anhang A, Bild A13 – A14), wurde an den Seiten bis zu 17 cm hoch geklebt.

Als Vorteil des bidirektionalen TFC[®]-Gewebes erwies sich, dass die Durchbiegung des Balkens beim Bruch um 3,7 cm kleiner war als beim unidirektionalem TFC[®], und es wurde auch keine Delaminierung des Gewebes wie bei der Versuchsreihe I in Darmstadt beobachtet. Der Versuchsbalken versagte durch einen Betondruckbruch. Die aufgeklebte Lamelle löst sich jedoch nicht ab. Die Darstellung der Durchbiegung und der Stahl- und Gewebedehnung des Versuchsbalkens ist Anhang B zu entnehmen.

Die Auswirkungen des über eine Höhe von 7,5 cm angeklebten TFC[®]-Gewebes wurde messtechnisch nicht beobachtet, so dass man nicht genau weiss, was die Auswirkungen sind. Es fehlten auch Messungen in Höhe der Lasteintragungsstelle und in vertikaler Richtung, um dort mögliche Einflüsse des TFC[®]-Gewebes zu beobachten. Somit kann die Dehnung der Gewebe nicht miteinander verglichen werden.

Die Frage, ob das Hochkleben an den Seiten sinnvoll ist, insbesondere wenn dies bei der Durchführung der Berechnungen nicht berücksichtigt wurde, ist noch zu klären. Erste Vermutungen legen nahe, dass das Hochkleben des TFC[®]-Gewebes keinen Einfluss auf die Zugzone hat, sondern lediglich ein Schubversagen der Balken verhindert.

Die Ergebnisse und Kurven sind Anhang B, Bilder B10 - B14, zu entnehmen. Die Ergebnisse bestätigen die theoretischen Überlegungen und die praktischen Erfahrungen bei den französischen Versuchen.

2.5.7 Zusammenfassende Beurteilung der durchgeführten Biegeversuche

Die erste Versuchsreihe zur nachträglichen Verstärkung mit TFC[®] am Institut für Massivbau konnte die Erwartungen nicht erfüllen. Aufgrund der Ergebnisse wird davon ausgegangen, dass kein ausreichender Verbund zwischen der Lamelle und dem Beton durch die Klebeschicht vorhanden war.

Die Versuche an den Referenzbalken mit Biegeverstärkungen waren ein Erfolg. Die erwartete Versagensart trat in beiden Fällen ein. Die Ergebnisse der ersten Versuchsreihe dienen als Basis für die zweite Versuchsreihe.

Die Ergebnisse der zweiten Versuchsreihe entsprachen den Ergebnissen der von der Firma Freyssinet International durchgeführten Versuche. Die TFC[®]-Gewebe können für die Biegeverstärkung genutzt werden.

Alle Versuche in Frankreich haben gezeigt, dass eine Verstärkung mit TFC[®]-Gewebe einen sehr positiven Einfluss sowohl auf das Trag- als auch auf das Durchbiegungsverhalten von Balken hat. Bei der zweiten Versuchsreihe in Darmstadt wurden sogar höhere Belastungen erzielt als erwartet. Im Vergleich zum unverstärkten Balken konnte die Tragfähigkeit um 70 % gesteigert werden.

In Frankreich wurden nur wenige Verbundversuche durchgeführt. Dieser Bereich gilt somit als nicht ausreichend erforscht. Die einzige Versuchsreihe der französischen Dokumentation über die Verbundkraft und Verankerungslänge wird in Kapitel 4 erläutert. Deshalb wären weitere Versuche sinnvoll, damit das Verbundverhalten von TFC[®]-Gewebe besser beschrieben werden kann.

3 Schubtragfähigkeit von durch äußere Klebebewehrung verstärkten Stahlbetonbauteilen

3.1 Allgemeines

Nachfolgend soll auf das Problem des Querkrafttragverhaltens eingegangen werden. Ein Überblick über die verschiedenen Arbeiten zum Thema Schubtragverhalten von Stahlbetonbauteilen befindet sich in [46]. In diesem Kapitel werden zuerst einige Modelle und Versagensmechanismen zum Schubtragverhalten von Betonbauteilen vorgestellt [50, 97].

In der Literatur [46, 48, 50, 52, 58, 59, 62, 77, 97, 103] finden sich viele Modellvorstellungen, die das Schubtragverhalten von Betonbauteilen mit und ohne Schubbewehrung beschreiben. Eine vollständige Zusammenstellung sämtlicher Modelle soll hier nicht erfolgen.

Im zweiten Abschnitt werden Bemessungsregeln zum Thema Schub zusammengestellt. In den beiden genannten Abschnitten wird nur ein kurzer Einblick geboten, um die Übertragbarkeit der Ansätze und Modelle auf verstärkte Bauteile einzuschätzen. Die beiden Abschnitte sollen als Grundlage zur Beurteilung der Übertragbarkeit von herkömmlichen Bemessungskonzepten und Ingenieurmodellen auf Stahlbetonbauteile dienen, die durch aufgeklebte Kohlefasergewebe verstärkt werden sollen.

In der Regel kann zur Ermittlung der Schubtragfähigkeit das Schubproblem im Stahlbeton auf den zweiachsigen Spannungszustand zurückgeführt werden. Dieser kann durch die drei Spannungen σ_x , σ_y und τ_{xy} beschrieben werden [62], und die Hauptspannungen können damit wie folgt berechnet werden:

$$\sigma_{1,2} = \frac{\sigma_x + \sigma_y}{2} \pm \sqrt{\left(\frac{\sigma_x - \sigma_y}{2}\right)^2 + \tau_{xy}^2} \quad (3.1)$$

Im Zustand I (ungerissener Querschnitt) kann der Schubspannungsverlauf mit der sogenannten Dübelformel berechnet werden. Für einen Rechteckquerschnitt gilt die Beziehung:

$$\tau(z) = Q(z) \cdot \frac{S_y(z)}{I_y \cdot b} = 1,5 \cdot \frac{Q_z}{h \cdot b} \cdot \left[1 - \frac{z}{h/2}\right]^2 \quad (3.2)$$

Es ergibt sich somit einen parabelförmigen Verlauf, wie im Bild (3.1) dargestellt, mit dem Höchstwert:

$$\tau(z) = 1,5 \cdot \frac{Q_z}{h \cdot b} \quad (3.3)$$

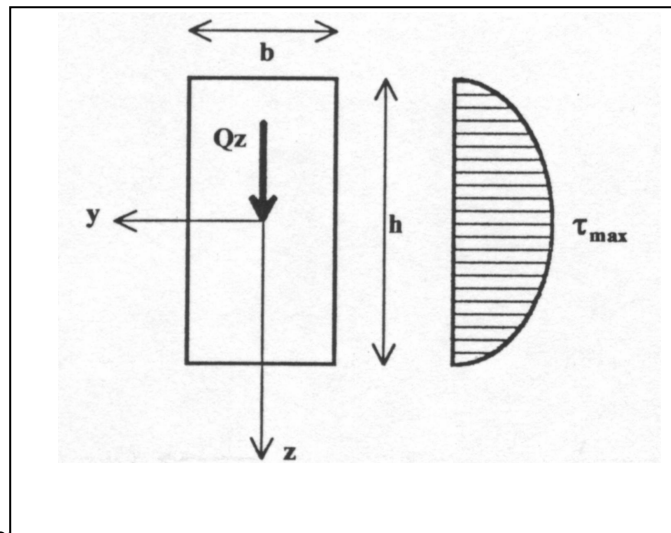


Bild 3.1: Schubspannungen im Zustand I nach DIN 1045:1988-07 [62]

Fig. 3.1: Shear stresses in the uncracked state according to DIN 1045:1988-07 [62]

Fig. 3.1: Etat I de contraintes de cisailment d'après la norme DIN 1045:1988-07 [62]

Die Rissbildung erfolgt entlang der Hauptdruckspannungstrajektorien, wird dann aber von den Bedingungen in Zustand II (gerissener Querschnitt) beeinflusst. In diesem Fall gilt die Formel (3.2) nicht mehr. Der Schubspannungsverlauf vom oberen Rand bis zur Nulllinie wird mit dieser Annahme durch Gleichung (3.4) beschrieben:

$$\tau = \frac{Q \cdot (x^2 - \nu^2)}{b \cdot x^2 \cdot \left(h - \frac{x}{3} \right)} \quad (3.4)$$

Darauf folgt der Maximalwert der Schubspannung im Zustand II für $\nu = 0$ zu

$$\tau_{\max} = \frac{Q}{b \cdot z} \quad (3.5)$$

Der Verlauf ist im Bild 3.2 dargestellt. Bei Plattenbalken ist in Gleichung (3.4) die Stegbreite b_0 anstelle von b einzusetzen.

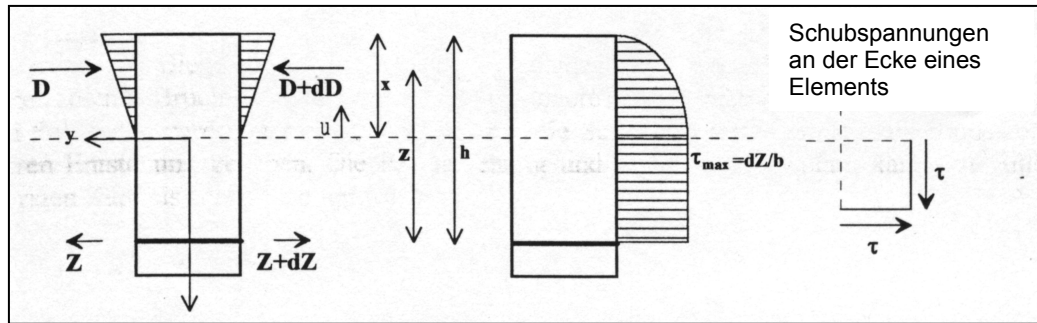


Bild 3.2: Schubspannungen im Zustand II nach DIN 1045:1988-07 [62]

Fig. 3.2: Shear stresses in the cracked state according to DIN 1045:1988-07 [62]

Fig. 3.2: Etat II de contraintes de cisaillement d'après la norme DIN 1045:1988-07 [62]

Zahlreiche Versuche haben ergeben, dass die Schubtragfähigkeit eines Stahlbetonbalkens von mehreren unterschiedlichen Einflussgrößen abhängig ist. Die wesentlichen Einflüsse sind die Schubschlankheit, die Abmessungen, die Längsbewehrung, die Querschnittsform, die Auflagerungsart und die Belastungsart.

3.2 Versagensmechanismen von Stahlbetonbauteilen auf Schub-Literaturübersicht

Dem Versagen infolge Querkraft kommt in Bezug auf die Sicherheit von Stahlbetonbauteilen eine große Bedeutung zu. Das Ziel einer Querkraftbemessung sollte sein, das Bauteil so zu bemessen, dass es zuerst aufgrund von Biegung versagt. Die maßgebende Versagensursache infolge Biege- oder Schubbeanspruchung ist das Erreichen der maximalen Betondruckspannung oder das Überschreiten der Streckgrenze des Betonstahls. Nachfolgend werden die verschiedenen Schubbrucharten aufgezählt und im Einzelnen erläutert:

- Biegeschubversagen;
- Scherversagen;
- Schubdruckversagen;
- Schubzugversagen.

3.2.1 Biegeschubversagen

In diesem Fall erreicht die Längsbewehrung ihre Streckgrenze nicht in der Feldmitte, sondern in Bereichen, wo Querkräfte und Biegemomente gleichzeitig wirken.

Es entstehen Biegerisse, die andere Schrägrisse anwachsen lassen, die sich wegen des Fließens der Bewehrung schnell verlängern und sich in die Biegedruckzone des Bauteils ausbreiten. Die Druckfestigkeit des Betons wird überschritten und ist damit, weil die Biegedruckzone sehr verkleinert ist, insbesondere bei kurzen Balken mit nicht ausreichender Biegebewehrung, der Grund für das Versagen (siehe Bild 3.3).

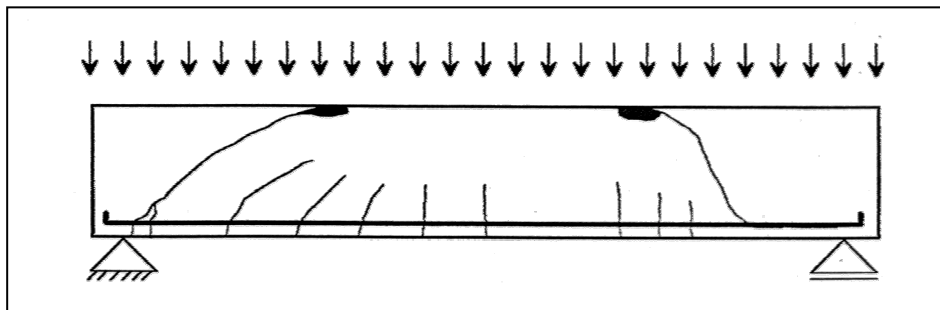


Bild 3.3: Biegeschubversagen [50]

Fig. 3.3: Bending shear failure [50]

Fig. 3.3: Rupture combinée par flexion et cisaillement [50]

3.2.2 Scherversagen

Diese Bruchart tritt meist bei Bauteilen mit geringer Schubschlankheit ($ald \leq 1,5$) auf (siehe Bild 3.4). Nach dem Erreichen der Betonzugfestigkeit entwickelt sich aus einem der Biegerisse ein Schubriss längs der Verbindungslinie (1) 'Lastangriffspunkt-Auflager'. Auch nach der Schrägrissbildung ist der Balken noch in der Lage, Lasten aufzunehmen.

Nach zusätzlicher Laststeigerung versagen Bauteile ohne oder mit nur geringer Schubbewehrung entweder durch das Überschreiten der Verbundspannung im Verankerungsbereich der Längsbewehrung (2) oder durch das Abscheren der Druckzone direkt neben der Lasteinleitungsstelle (3) [50].

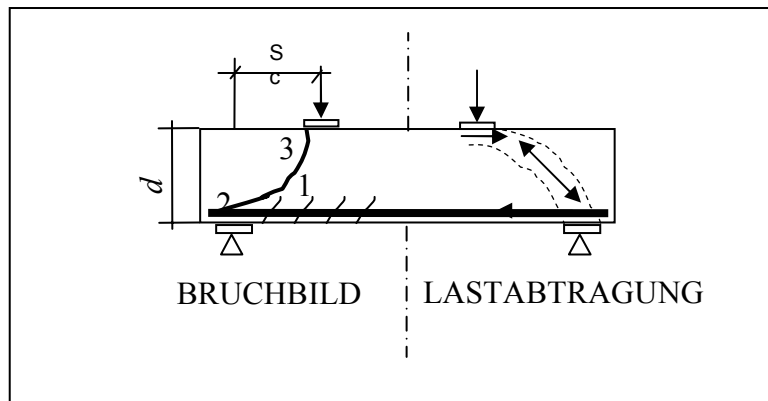


Bild 3.4: Scherschubversagen [50]

Fig. 3.4: Shear failure [50]

Fig. 3.4: Rupture par cisaillement [50]

3.2.3 Schubdruckbruch

Diese Versagensart tritt vorwiegend bei Balken mit starken Druckgurten, schwachen Stegen und gleichzeitig hoher Schubbewehrung auf. Im Steg entstehen zunächst schräg verlaufende Risse, die sich aufgrund der ausreichend vorhandenen Schubbewehrung nur wenig öffnen. Der Trägersteg versagt entweder dadurch, dass die Druckspannungen die Betondruckfestigkeit erreichen (Bild 3.5) oder durch das Erreichen der Betonzugfestigkeit infolge schräger Hauptzugspannungen (Bild 3.6). Eine gute Verankerung der Längsbewehrung ist notwendig, damit kein Verankerungsbruch zum Versagen des Bauteils führt. Die Stahlspannung der Biegebewehrung bleibt dabei immer unter der Streckgrenze, so dass eine Vorankündigung des Bauteilversagens nicht erfolgt. Das Versagen tritt plötzlich und unerwartet ein.

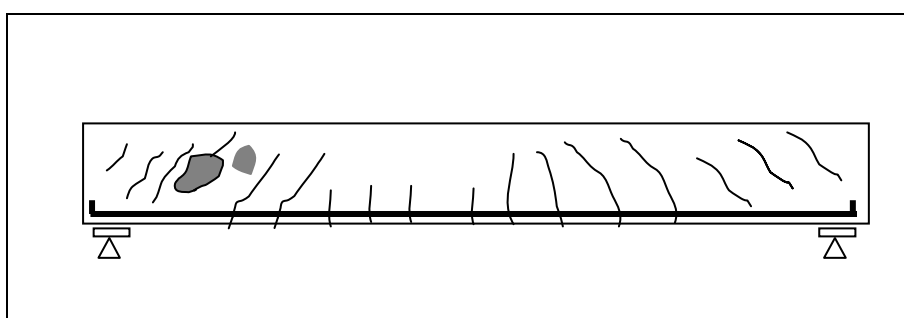


Bild 3.5: Druckstrebenbruch [50]

Fig. 3.5: Failure in diagonal struts [50]

Fig 3.5: Rupture des diagonales comprimées [50]

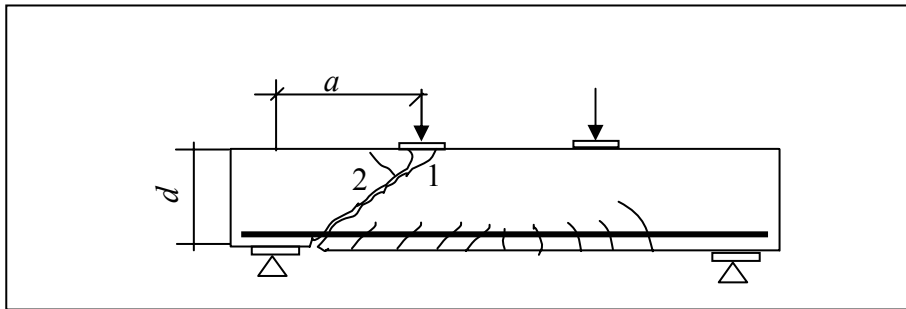


Bild 3.6: Schubdruckbruch [50]

Fig. 3.6: Shear-compression failure [50]

Fig. 3.6: Rupture combinée par compression et cisaillement [50]

3.2.4 Schubzugbruch

Der Schubzugbruch tritt bei schubslanken Trägern ($ald \geq 3,0$) in Erscheinung (Bild 3.7). Aus einem der zahlreich gebildeten Biegerisse, die die Zugzone des Balkens in eine Vielzahl von Betonzähnen unterteilen, entwickelt sich ein maßgebender, schräger Schubriss. Dieser folgt der Richtung der Hauptdruckspannungen und setzt sich bis hin zur Stegmitte fort.

Bei Balken ohne Schubbewehrung ist danach ein Gleichgewicht nicht mehr möglich und es tritt Versagen ein. Der Bruch wird durch Überlastung der Dübelwirkung der Längsbewehrung eingeleitet. Dies führt zu einem Sekundärriss (1) und zum Verbundversagen. Die nicht mehr übertragbare Querkraft muss auf die Biegedruckzone umgelagert werden. Diese Umlagerung führt zur Rissverlängerung (2). Mit der Reduzierung der Druckzonenhöhe ist dann das Tragvermögen erschöpft. Der Sekundärriss breitet sich entlang der Längsbewehrung aus (3), was zum Versagen führt. Eine weitere Laststeigerung ist nur möglich, wenn eine Schubbewehrung angeordnet wird. Das Versagen tritt ein, wenn die Fließgrenze der Schubbewehrung erreicht wird.

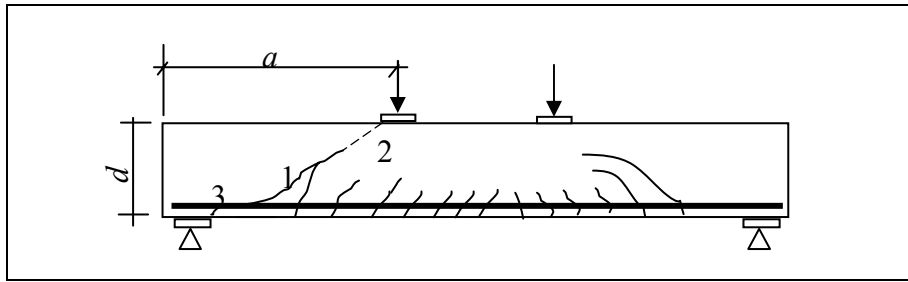


Bild 3.7: Schubzugbruch [50]

Fig. 3.7: Shear tension failure (diagonal tension) [50]

Fig. 3.7: Rupture combinée par traction et cisaillement (diagonales tendues) [50]

Die Beschreibung der wichtigsten Versagensmechanismen macht deutlich, dass eine gute konstruktive Durchbildung der Bewehrung sehr wichtig ist. Geringe Abstände und kleine Bügeldurchmesser verhindern breite Schubrisse und erhöhen den Verbund zwischen Stahl und Beton, so daß die Rissausbreitung verringert wird.

3.3 Berechnungsmethoden zum Schubtragverhalten - Stand der Technik

3.3.1 Übersicht

Im Laufe der letzten Jahre wurde in Kenntnis der beschriebenen Versagensmechanismen eine Reihe von Ingenieurmodellen entwickelt. Die folgenden Ausführungen sollen einen Überblick über die wichtigsten Überlegungen zu diesem Thema geben, die für das Verstärken von Bauteilen durch nachträgliche Maßnahmen relevant sind. Detaillierte Beschreibungen der verschiedenen Arbeiten finden sich in [46, 48, 50,62].

In [97] sind sieben verschiedene Ansätze und Berechnungsmethoden, die für Tragwerke mit und ohne Schubbewehrung gelten, erläutert:

- Fachwerkanalogien;
- Kammmodelle;
- lastabtragende Druckbögen;
- Bruchhypothesen für die Betondruckzone;
- Plastizitätstheorie;
- empirische Rechenansätze;
- Finite-Elemente-Methode.

Die bekanntesten der oben aufgeführten Modelle, die Fachwerkanalogien und das Zahnmodell von Reineck, werden nachfolgend kurz vorgestellt. Das Ingenieurmodell von Specht und Scholz ist eines der neuesten und interessantesten seiner Art und wird deshalb ebenfalls erläutert [97].

3.3.2 Fachwerkanalogien

Anhand eines Fachwerks, bestehend aus parallelen Gurten, Druckdiagonalen unter 45° und Zugdiagonalen unter einem beliebigen Winkel, sowie durch die Beobachtung von den in vielen Versuchen aufgetretenen Rissbildern hat Mörsch versucht, das Schubtragverhalten von Stahlbetonbauteilen zu beschreiben (siehe Bild 3.8). Eine "volle Schubsicherung nach Mörsch" bedeutet, dass die Schubbewehrung die gesamte Querkraft übernimmt. Die in zahlreichen Versuchen festgestellten Widersprüche zu dieser Modellvorstellung haben einerseits bewiesen, dass die Berechnung nach der klassischen Fachwerkanalogie von Mörsch zu überdimensionierten Stahlquerschnitten und zu einer Modifizierung des Fachwerkmodells führt. "Leonhardt [58] führte nach dem Prinzip der geringsten Formänderungsarbeit geneigte Druckgurte, Kupfer [52] hingegen flacher geneigte Druckstreben ein." [97].

Im Rahmen der "Stuttgarter Schubversuche" kamen Leonhardt und Walther [58] zu dem Ergebnis, dass das Tragverhalten gerissener Stahlbetonbalken nur eingeschränkt durch ein statisch bestimmtes Fachwerk mit parallelen Gurten zu beschreiben ist. Die Annahme eines übersteifen Fachwerks mit krummlinigem Druckgurt dürfte wirklichkeitsnäher sein. Die Versuchsergebnisse konnten bestätigen, dass die gemessenen Bügelspannungen umso geringer waren, je breiter der Steg wurde. Von daher schlugen Leonhardt und Walther ein idealisiertes Ersatzfachwerk (siehe Bild 3.9) vor.

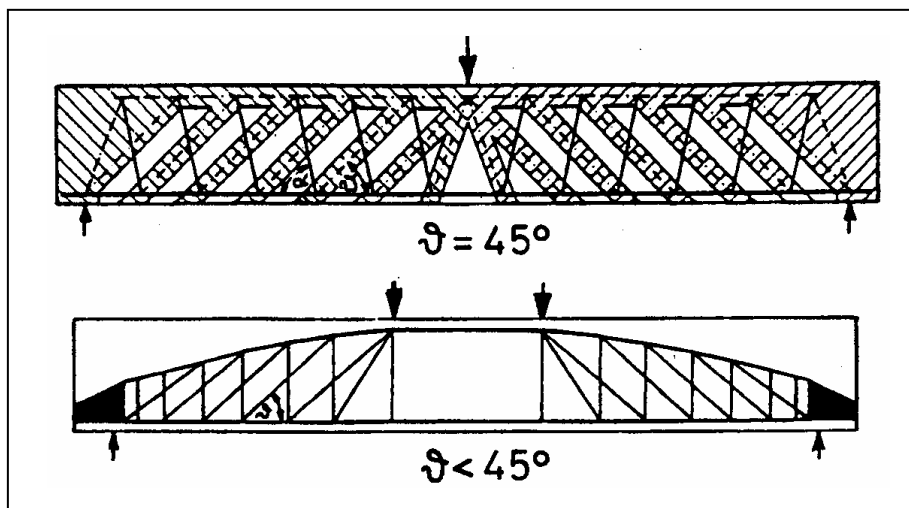


Bild 3.8: Fachwerkmodelle nach Mörsch und Leonhardt [58]

Fig. 3.8: Truss-model from Mörsch and Leonhardt [58]

Fig. 3.8: Poutre à treillis d'après Mörsch et Leonhardt [58]

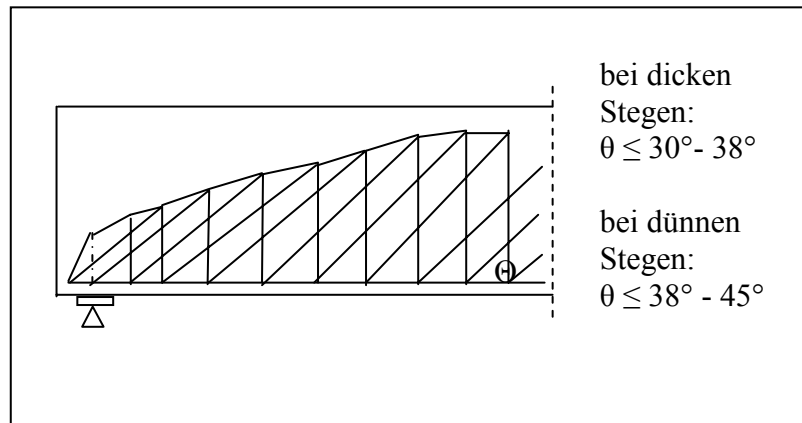


Bild 3.9: Ersatzfachwerk nach Leonhardt und Walther [97]

Fig. 3.9: Equivalent truss-model from Leonhardt and Walther [97]

Fig. 3.9: Poutre à treillis équivalente d'après Leonhardt und Walther [97]

Vergleicht man diese Theorie mit den Versuchsergebnissen, wird deutlich, dass das reale Schubtragvermögen der Stahlbetonbauteile unterschätzt wird. Einerseits hat sich gezeigt, dass der Druckgurt in der Nähe der Auflager nicht mehr parallel zum Untergurt verläuft, und flachere Druckstrebenneigungen als 45° stellen sich ein. Folglich lässt sich das Schubtragverhalten besser beschreiben, wenn man es in zwei Anteile aufteilt: in einen Betonanteil (B) und einen Fachwerkanteil (F). Die vereinfachte Darstellung des Tragverhaltens nach der erweiterten Fachwerkanalogie zeigt Bild 3.10.

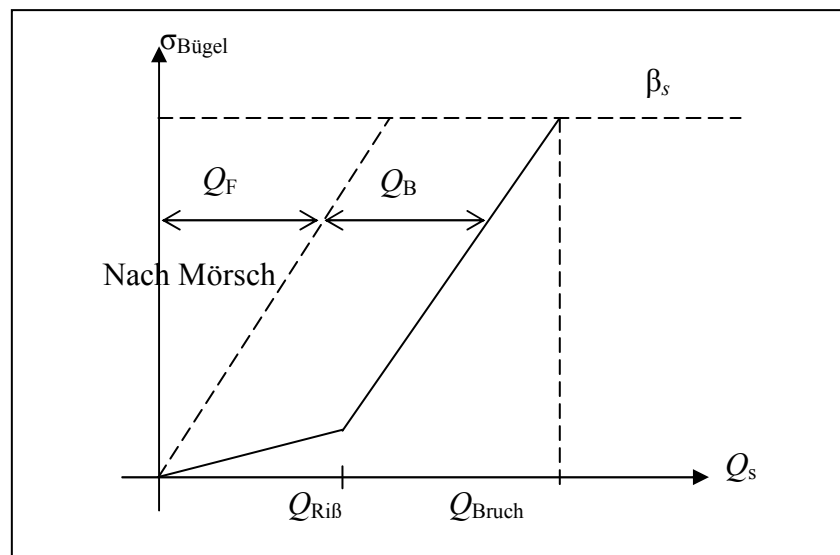


Bild 3.10: Erweiterte Fachwerkanalogie

Fig. 3.10: Extended truss model

Fig. 3.10: Poutre à treillis étendu

Grundlage der in den Normen verwendeten Formeln für die Querkraftbemessung bilden die Fachwerkanalogie von Morsch sowie deren erweiterte Modellvariante. Beide Fachwerkanalogien führen zu einer auf der sicheren Seite liegenden Bemessung.

3.3.3 Kammmodelle

Auf der Basis von Versuchsergebnissen entwickelte Kani seine Theorie der Schubtragfähigkeit von Stahlbetonbalken mit konstantem Querschnitt ohne Schubbewehrung [118]. Das Riss- und Bruchbild der Probekörper ließ ein Kammschema erkennen (siehe Bild 3.11). Die Auswertung seiner Versuchsergebnisse brachte Kani zu der Erkenntnis, dass die Schubtragfähigkeit für Betonfestigkeiten von 17 bis 35 MPa von der Betonfestigkeit unabhängig ist.

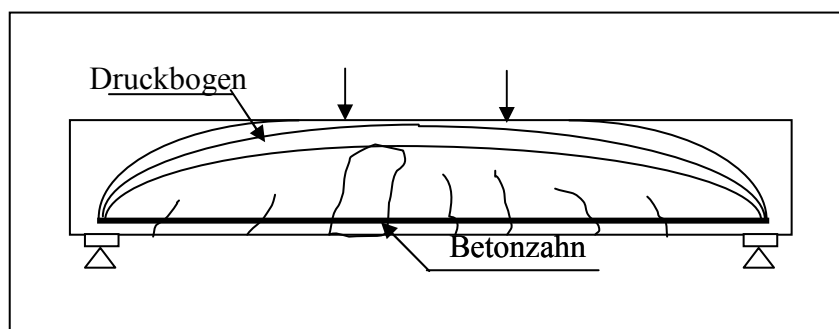


Bild 3.11: Kammschema [118]
Fig. 3.11: Cam scheme [118]
Fig. 3.11: Schema en denture [118]

Das jüngste entwickelte mechanische Modell für Stahlbetonbauteile ohne Schubbewehrung stammt von Reineck [77]. In diesem Modell erfolgt die Abtragung der Querkraft durch Schubspannungen in der Druckzone, über die Biegeeinspannung des Zahns in den Druckgurt, die Rissreibung und die Dübelwirkung der Längsbewehrung. Das Modell ist in Bild 3.12 dargestellt.

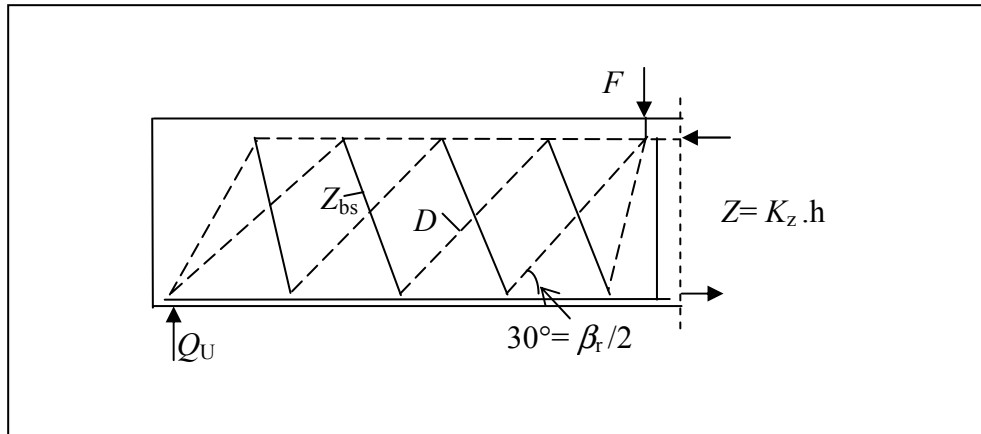


Bild 3.13: Fachwerkmodell mit parallelen Gurten [77]

Fig. 3.13: Truss-model with parallel chords [77]

Fig. 3.13: Poutre à treillis à membrures parallèles [77]

3.3.4 Ingenieurmodell von Specht und Scholz

Zur Bestimmung der Querkrafttragfähigkeit eines Stahlbetonträgers haben Specht und Scholz ein neues Ingenieurmodell entwickelt [97], in dem eine additive Korrektur des Fachwerks nach Mörsch vorgenommen wird. Ausgehend von vorangegangenen Erkenntnissen sowie aus den nachfolgend aufgeführten Versuchsbeobachtungen entwickelten sie ein eigenes Tragmodell, das jeden vektoriellen Teilbetrag einzeln berücksichtigt (siehe Bild 3.14).

- Die Bügel eines schlanken Stahlbetonbalkens arbeiten nach dem Erreichen von Zustand II gemäß dem Fachwerkmodell mit unter 45° geneigten Druckstreben.
- Die Schubslankheit ald bei Einzellasten und die Slankheit lld bei Streckenlasten haben einen großen Einfluss auf den Querkrafttragwiderstand eines Balkens.
- Balken mit Schubbewehrung haben eine andere Druckstrebenneigung als solche ohne Schubbewehrung.

Aus den experimentellen Untersuchungen ergab sich die Schlußfolgerung, dass der Gesamtwiderstand eines Stahlbetonbalkens gegenüber einer Querkraftbeanspruchung aus der Summe von drei Teilwiderständen besteht [97]:

$$V_R = V_{R,C} + V_{R,P} + V_{R,W} \quad (3.6)$$

Hierbei sind :

- V_R Gesamtwiderstand des Stahlbetonbalkens;
- $V_{R,C}$ Teilwiderstand des nur längsbewehrten Betonquerschnittes;
- $V_{R,P}$ Teilwiderstand der Spannglieder;
- $V_{R,W}$ Teilwiderstand der Schubbewehrung.

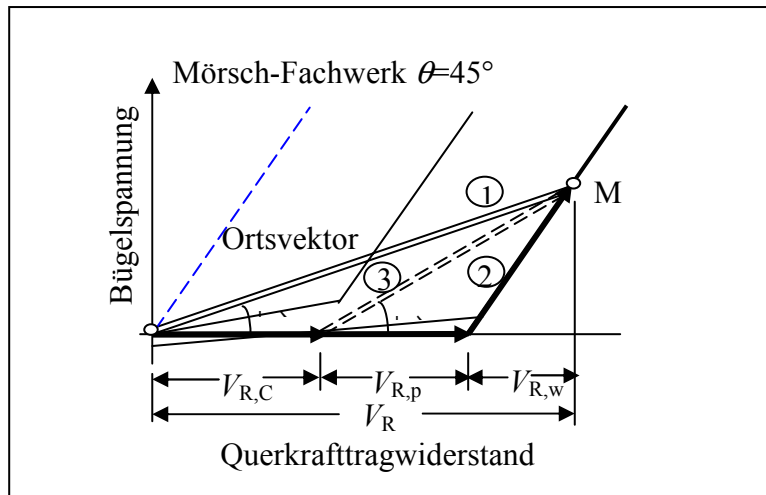


Bild 3.14: Zusammenhang zwischen Querkrafttragwiderstand und BÜgelspannung [97]

Fig. 3.14: Relationship between shear capacity and stirrup-stresses [97]

Fig. 3.14: Relation entre l'effort tranchant et les contraintes dans les etriers [97]

In Bild 3.14 lässt sich der Punkt M (Spannungslinie eines BÜgels) auf zwei verschiedenen Wegen erreichen:

- Weg 1: über einen Ortsvektor mit der Neigung α_1 (bekanntes Fachwerkmodell mit veränderlicher Neigung der Druckstreben) oder
- Weg 2: über zwei Vektoren, einen Vektor entlang der Abszisse und einen Vektor parallel zur MÖrsch-Linie (dreiteiliges Querkrafttragmodell)
- Weg 3: wäre ein denkbarer vektorieller Pfad, der bisher jedoch keine Bedeutung hat.

Die Ergebnisse von umfangreichen Versuchen [50] zeigen, dass die Querkrafttragfähigkeit sich am besten durch die Summe der drei Anteile der Gleichung (3.6) beschreiben lässt. Dazu muss angemerkt werden, dass EC 2 [31] dieser Vektorkette und auch dem Weg 1 folgt. Deswegen spricht man im EC 2 einerseits vom Standardverfahren und andererseits von Verfahren mit veränderlicher Druckstrebenneigung.

Nach Reineck [77] ist der erste Weg eine multiplikative Korrektur, der zweite eine Korrektur des Mörsch'schen Fachwerkes. In unserem Fall ist die Tragfähigkeit des Betonquerschnitts $V_{R,C}$ stets vorhanden.

3.3.5 Anmerkungen

Die hier vorgestellten Modelle dienen dazu, das Schubtragverhalten von Stahlbetonbauteilen so realistisch wie möglich zu beschreiben. Dabei ist die wichtigste Zielsetzung, stets einen ausreichenden Sicherheitsabstand zwischen der berechneten Tragfähigkeit und dem tatsächlichen Bauteilwiderstand einzuhalten.

Die Annahme von unter 45° geneigten Druckstreben trifft nur bei Balken mit großen Verhältnissen b/b_0 zu. Alle genannten Modelle zur Beschreibung der Schubtragfähigkeit beziehen sich auf Balken, in denen die Schubbewehrungen in der Druckzone verankert sind.

Somit sind die Modelle nicht ohne weiteres auf einen Plattenbalken übertragbar, der im Stegbereich durch aufgeklebtes Kohlefasergewebe verstärkt wird. Im Gegensatz zu den Verhältnissen bei einem Rechteckbalken spielen die Art der Lastaufbringung, die Verankerung und die Dicke des Gewebes und das statische System eine entscheidende Rolle.

Bei der Erarbeitung des Bemessungskonzeptes für TFC[®]-Gewebe müssen die o.g. Sachverhalte berücksichtigt werden.

3.4 Bemessungskonzepte bzw. Vorschriften im Vergleich

3.4.1 Schubbemessung nach DIN 1045:1988-07

Bei diesem Bemessungskonzept [26] werden den einwirkenden Spannungen die aufnehmbaren Spannungen unter Berücksichtigung eines globalen Sicherheitsbeiwertes gegenübergestellt. Der für die Bemessung maßgebende Grundwert ist die nominelle Schubspannung τ_0 . Abhängig von der Art des Bauteils (Balken oder Platte) und von der Größe des Grundwertes erfolgt die Zuordnung zu einem der Schubbereiche. Bei der Bemessung nach DIN 1045:1988-07 wird das Schubtragverhalten in drei Schubbereiche eingeteilt. Die Grenzwerte für die unterschiedlichen Schubbereiche können der Tabelle 13 dieser Norm entnommen werden.

Nachfolgend werden die drei Bereiche ausführlich erläutert:

Bereich I: Mindestschubdeckung $\tau_0 < \tau_{011}$ für Platten (3.7)

$\tau_0 < \tau_{012}$ für Balken (3.8)

Bei Balken muss eine Mindestschubbewehrung angeordnet werden, die eine rechnerische Schubspannung von:

$$\tau = 0,4 \cdot \tau_0 \quad (3.9)$$

aufnehmen kann.

Bei Platten darf auf eine Schubbewehrung verzichtet werden.

Bereich II: Verminderte Schubdeckung

$\tau_{011} < \max \tau_0 < \tau_{02}$ für Platten (3.10)

$\tau_{012} < \max \tau_0 < \tau_{02}$ für Balken (3.11)

Bereich III: Volle Schubdeckung

$\tau_{02} < \max \tau_0 < \tau_{03}$ (3.12)

Bei gelenkig gelagerten Balken mit direkter Stützung darf die maßgebende Querkraft im Abstand von $0,5 h$ vom Auflagerrand ermittelt werden.

Die in DIN 1045:1988-07 vorgesehener Unterscheidung zwischen Platten und Balken ist in den unterschiedlichen Lastabtragungseigenschaften der beiden Bauteile begründet. Platten haben gegenüber Balken den Vorteil, dass sie Umlagerungsmöglichkeiten besitzen. Im Falle einer Schubspannung kleiner als τ_{011} darf bei Platten auf eine Schubbewehrung verzichtet werden. Aufgrund der begrenzten Stegbreite ist eine Umlagerung der Kräfte in Balken kaum möglich, und somit wird stets eine Mindestschubbewehrung gefordert.

Ist die Schubspannung so groß, dass eine Schrägrissbildung auftritt, muss sowohl bei Platten als auch bei Balken eine Schubbewehrung angeordnet werden. Es werden zwei Fälle unterschieden:

1. Fall: $\tau_0 < \tau_{02}$ Die Querkraft soll zum Teil von der Schubbewehrung und zum Teil vom Beton aufgenommen werden. DIN 1045 verlangt einen Schubdeckungsgrad von

$$\eta = \frac{\text{vorh} \tau_0}{\tau_{02}} \quad (3.13)$$

Damit ergibt sich die maßgebende Schubspannung zu

$$\tau = \eta \cdot \text{vorh} \tau_0 \quad (3.14)$$

2. Fall: $\tau_0 > \tau_{02}$ Die Querkraft muss alleine von der Bewehrung aufgenommen werden (volle Schubdeckung).

Die Bemessung der Bügel wird nach DIN 1045:1988-07 wie folgt durchgeführt:

$$a_{sbü} = \frac{\tau_{b0}}{\sin \alpha + \cos \alpha} \cdot \frac{1,75}{\beta_s} \quad (3.15)$$

Hierbei ist β_s die Streckgrenze des Betonstahls.

DIN 1045:1988-07 geht für die Begrenzung der Spannungen in den Druckstreben strikt von einem Fachwerk mit 45° Strebenneigung und senkrechter Schubbewehrung aus. Der Einfluss geneigter Bügel oder Schrägstäbe findet keine Berücksichtigung, obwohl die Druckspannungen im Steg durch ein Fachwerk mit schrägen Zugstreben reduziert werden.

Es ist immer eine Mindestbewehrung anzuordnen, um ein schlagartiges Versagen von Balken zu verhindern. Nach DIN 1045:1988-07 ist die Mindestbewehrung von den vorhandenen Schubspannungen abhängig. Im Schubbereich II erlaubt die Norm eine Reduzierung des Druckstrebenwinkels bei gleichzeitiger Beschränkung der zulässigen Schubspannung auf $\tau_0 = 0,6 \cdot \tau_{03}$. Gleichzeitig muss nicht mehr mit der vollen Schubdeckung nach Mörsch gerechnet werden.

Die übliche Schubbemessung nach DIN 1045:1988-07 lässt sich nur mit bestimmten Einschränkungen auf nachträglich verstärkte Bauteile übertragen.

3.4.2 Schubbemessung nach EC 2

Ähnlich wie in DIN 1045:1988-07 wird auch im EC 2 [31] [14-16,67] zwischen direkter und indirekter Lagerung unterschieden. Der maßgebliche Schnitt für die Ermittlung der maximalen Querkraft in Auflagernähe ergibt sich bei der

- direkten Lagerung im Abstand vom $1,0 \cdot d$ vom Auflagerrand ($0,5 \cdot d$ nach DIN 1045:1988-07). d ist die statische Höhe des Querschnittes.
- indirekten Lagerung am Auflagerrand. (wie DIN 1045:1988-07)

Für das Verständnis des Schubtragverhaltens ist es wichtig, zwischen Bauteilen mit und ohne Schubbewehrung zu unterscheiden. Bei Bauteilen ohne Schubbewehrung bildet sich ein Druckbogen-Zugband aus. Im Zustand II bilden sich in der Zugzone zwischen den Rissen mehrere Betonzähne. Das Versagen des Trägers tritt ein, wenn die am Betonzahn auftretende Zugspannung die Betonzugfestigkeit überschreitet. Das Schubtragverhalten wird durch mehrere Einflussgrößen bestimmt:

- **Betonfestigkeit:** Sie beeinflusst die Rissbildung und damit die Versagensart.
- **Schubbewehrung:** Durch die Anordnung einer Schubbewehrung kann die Querkrafttragfähigkeit gesteigert und können die Breiten der Schubrisse gesteuert werden.
- **Querschnittsform**
- **Bauteilhöhe:** Die Biegezugfestigkeit eines Bauteils ist abhängig von dessen Höhe. Je kleiner die Bauteilhöhe, desto größer die Biegezugfestigkeit.
- **Lastanordnung:** Auflagernahe Einzellasten ($x/d < 2,5$) können bei der Bemessung der Schubbewehrung vernachlässigt werden, allerdings sind sie für den Nachweis der Druckstrebentragfähigkeit zu berücksichtigen.

In EC 2 werden den einwirkenden die aufnehmbaren Kräfte gegenübergestellt. Der Bemessungswert V_{sd} muss kleiner gleich dem kleineren der drei Werte V_{Rd1} , V_{Rd2} und V_{Rd3} sein. V_{sd} ist der Bemessungswert der einwirkenden Querkraft. V_{Rd1} ist der Bemessungswert der aufnehmbaren Querkraft eines Bauteils ohne Schubbewehrung (Traganteil des Betons). V_{Rd2} ist der Querkrafttragwiderstand bei Erreichen der Grenztragfähigkeit der Druckstreben (Druckstrebenwiderstand). V_{Rd3} ist der Bemessungswert der aufnehmbaren Querkraft eines Bauteils mit Schubbewehrung.

$$V_{sd} \leq \begin{cases} V_{Rd1} \\ V_{Rd2} \\ V_{Rd3} \end{cases} \quad (3.16)$$

Für den Nachweis der Schubtragfähigkeit werden drei Bemessungspfade unterschieden:

- Bauteile ohne Schubbewehrung
- Bauteile mit Schubbewehrung (Standardverfahren)
- Bauteile mit Schubbewehrung (Verfahren mit veränderlicher Druckstrebenneigung)

Im Falle von $V_{sd} < V_{Rd1}$ ist rechnerisch keine Schubbewehrung erforderlich, allerdings wird auch im Eurocode eine Mindestbewehrung gefordert. Nur bei Platten und Bauteilen von untergeordneter Bedeutung (z.B. bei Stürzen mit Spannweiten < 2 m) darf auf die Anordnung einer Mindestbewehrung verzichtet werden.

Die Forderung nach einer Mindestbewehrung bei Balken liegt darin begründet, dass bei Balken im Gegensatz zu Platten keine Umlagerungsmöglichkeiten bestehen. Die Mindestwerte für den Schubbewehrungsgrad sind von der Festigkeitsklasse des Betons und des Betonstahls abhängig.

Für den Nachweis von Bauteilen ohne rechnerisch erforderliche Schubbewehrung ergibt sich der Bemessungswert V_{Rd1} wie folgt:

$$V_{Rd1} = [\tau_{rd} \cdot k \cdot (1,2 + 40 \cdot \rho_l) + 0,15 \cdot \sigma_{cp}] \cdot b_w \cdot d \quad (3.17)$$

Auch in diesem Fall ist ein Nachweis der Druckstreben durchzuführen ($V_{sd} < V_{Rd2}$):

$$V_{Rd2} = \frac{1}{2} \cdot v \cdot f_{cd} \cdot b_w \cdot 0,9 \cdot d \quad (3.18)$$

Im Falle von $V_{sd} > V_{Rd1}$ wird eine Schubbewehrung rechnerisch erforderlich. Es kann zwischen dem Standardverfahren und dem Verfahren mit veränderlicher Druckstrebenneigung gewählt werden [31]. Dabei darf V_{sd} den Wert V_{Rd3} nicht überschreiten.

Bei der klassischen Fachwerkanalogie von Morsch wird von unter 45° geneigten Druckstreben ausgegangen. Im Gegensatz zu der klassischen Fachwerkanalogie haben manche Versuche kleinere Neigungswinkel der Druckstreben gezeigt. Durch diese Beobachtungen lässt sich eine Reduzierung der erforderlichen Bewehrung erzielen, was zu einer wirtschaftlicheren Bemessung der Schubbewehrung führt. Eine flachere Druckstrebenneigung im Sinne der erweiterten Fachwerkanalogie wird den Traganteil des Betons erhöhen.

Beim Standardverfahren geht man von einer unter 45° geneigten Druckstrebe aus. Der Traganteil des Betons wird nach EC 2 über $V_{cd} = V_{Rd1}$ definiert. Der Nachweis des Druckstrebenversagens erfolgt wie bei Bauteilen ohne erforderliche Schubbewehrung mittels V_{Rd2} .

Bei dem Verfahren mit veränderlicher Druckstrebenneigung darf die Neigung innerhalb bestimmter Grenzen frei gewählt werden:

- bei Balken mit konstanter Längsbewehrung: $0,4 < \cot \theta < 2,5$
- bei Balken mit gestaffelter Längsbewehrung: $0,5 < \cot \theta < 2,0$
- nach Anwendungsrichtlinie des DAfStb: $\frac{4}{7} < \cot \theta < \frac{7}{4}$

wobei θ der Winkel zwischen den Druckstreben und der Längsachse ist.

Aus praktischen Gründen werden meist vertikale Bügel als Schubbewehrung verwendet.

Die Grundwerte der Bemessungsschubfestigkeit und der Festigkeitsklassen sind im EC 2 festgelegt. Abweichend davon gelten in Deutschland für die nominellen Schubspannungen konservativere Werte.

3.4.3 Schubbemessung nach DIN 1045-1

Der Deutsche Ausschuss für Stahlbeton (DAfStb) hat im Jahre 1996 die Überarbeitung der deutschen Normen für den Beton-, Stahlbeton- und Spannbetonbau, die auf dem Kenntnisstand der 60er Jahre beruhen, beschlossen. Die neue deutsche Normung soll auf den europäischen Normen aufbauen und deren Konzepte übernehmen.

Im Juli 2001 wurde die neue DIN 1045 "Tragwerke aus Beton, Stahlbeton und Spannbeton" als deutsche Norm für den Massivbau eingeführt [27, 80]. Die Normenreihe besteht aus den folgenden Teilen:

- DIN 1045-1:2001-07 Tragwerke aus Beton, Stahlbeton und Spannbeton - Teil 1: Bemessung und Konstruktion
- DIN 1045-2:2001-07 Tragwerke aus Beton, Stahlbeton und Spannbeton - Teil 2: Beton, Festlegung, Eigenschaften, Herstellung und Konformität
- DIN 1045-3:2001-07 Tragwerke aus Beton, Stahlbeton und Spannbeton - Teil 3: Bauausführung
- DIN 1045-4: 2001-07 Tragwerke aus Beton, Stahlbeton und Spannbeton - Teil 4: Ergänzende Regeln für die Herstellung und die Konformität von Fertigteilen

Die Querkraftbemessung von Stahlbetonbauteilen erfolgt bis heute auf der Grundlage der von Mörsch entwickelten Fachwerkanalogie. In der DIN 1045-1:2001-07 wurde ein einheitliches Nachweisverfahren zur Querkraftbemessung von Stahlbeton- und Spannbetonbauteilen für alle Schubbeanspruchungen und Betonarten bereitgestellt. "Eine von der Beanspruchungshöhe abhängige Neigung der Schubrisse geht in die Bemessung explizit ein. Sie wird nicht mehr in Form von Schubbereichen verschlüsselt und trägt somit zum besseren Verständnis der zu führenden Nachweise bei". [80]

Der Nachweis der Querkrafttragfähigkeit ist nur im Grenzzustand der Tragfähigkeit zu führen. Die allgemeine Nachweisformel lautet:

$$V_{Ed} \leq V_{Rd} \quad (3.19)$$

V_{Ed} Bemessungswert der einwirkenden Querkraft
 V_{Rd} Bemessungswert der aufnehmbaren Querkraft

Die Querkrafttragfähigkeit wird durch verschiedene Versagensmechanismen begrenzt. Nach DIN 1045-1 wird der Bemessungswert der aufnehmbaren Querkraft V_{Rd} durch einen der drei nachfolgenden Werte bestimmt:

$V_{Rd,ct}$ aufnehmbare Querkraft eines Bauteils ohne Schubbewehrung;
 $V_{Rd,st}$ aufnehmbare Querkraft eines Bauteils mit Schubbewehrung, die sich aus der Tragfähigkeit der Zugsbewehrung ergibt (Zugstrebenversagen);
 $V_{Rd,max}$ aufnehmbare Querkraft, die sich aus der Tragfähigkeit des Stegbetons ergibt (Druckstrebenversagen).

Ist die einwirkende Querkraft V_{Ed} kleiner als $V_{Rd,ct}$, dann ist rechnerisch keine Schubbewehrung erforderlich. Bei stabförmigen Bauteilen muss jedoch stets eine Mindestschubbewehrung angeordnet werden. Ist die einwirkende Querkraft V_{Ed} größer als $V_{Rd,ct}$, dann ist eine Schubbewehrung vorzusehen. Die einwirkende Querkraft darf in keinem Querschnitt des Bauteils den Wert $V_{Rd,max}$ überschreiten.

Die Schubtragfähigkeit eines biegebewehrten Bauteils ohne Schubbewehrung kann wie folgt ermittelt werden:

$$V_{Rd,ct} = \left[\eta_1 \cdot 0,10 \cdot k \cdot (100 \cdot \rho_1 \cdot f_{ck})^{\frac{1}{3}} - 0,12 \cdot \sigma_{cd} \right] \cdot b_w \cdot d \quad (3.20)$$

Hierbei sind:

$\eta_1 = 1,0$	Normalbeton;
$\eta_1 = 0,40 + \frac{0,60 \cdot \rho}{2.200}$	Leichtbeton;
$k = 1 + \sqrt{\frac{200}{d}} \leq 2,0$	Maßstabsfaktor zur Berücksichtigung der Bauteilhöhe;
A_{s1}	Querschnittsfläche der Zugbewehrung;
$\rho_1 = \frac{A_{s1}}{b_w \cdot d} \leq 0,02$	Längsbewehrungsgrad;
$\sigma_{cd} = \frac{N_{Ed}}{A_c}$	Bemessungswert der Betonlängsspannung in der Schwerlinie des Querschnittes [MPa];
N_{Ed}	Bemessungswert der Längskraft im Querschnitt infolge äußerer Einwirkung oder Vorspannung;
b_w	kleinste Querschnittsbreite innerhalb der Zugzone.

Der Maßstabsfaktor berücksichtigt die abnehmende Schubtragfähigkeit des Betonquerschnittes mit zunehmender Querschnittshöhe. Ein Vergleich hat gezeigt, dass die Schubtragfähigkeiten nach DIN 1045-1:2001-07 niedriger ausfallen, als dies nach DIN 1045:1988-07 der Fall ist [62].

Die Querkraftbemessung von Bauteilen mit Querkraftbewehrung erfolgt auf der Grundlage des Fachwerkmodells (siehe Bild 3.15). Die Zugkräfte werden der Biegezug- und Querkraftbewehrung zugewiesen.

Nach DIN 1045-1:2001-07 ist für Bauteile mit Querkraftbewehrung die Tragfähigkeit der Betondruckstrebe und die der Zugstrebe des Fachwerkes nachzuweisen:

$$V_{Ed} \leq V_{Rd, sy} \quad \text{Tragfähigkeit der Zugstrebe}$$

$$V_{Ed} \leq V_{Rd, max} \quad \text{Tragfähigkeit der Betondruckstrebe}$$

Mit den im Bild 3.15 dargestellten Beziehungen lassen sich die nachstehenden Gleichungen aufstellen. Im Fall von Bauteilen mit geneigter Querkraftbewehrung ergibt sich mit den gewählten Neigungswinkeln α und θ die Querkrafttragfähigkeit $V_{Rd, sy}$ zu:

$$V_{Rd, sy} = \frac{A_{sw}}{s_w \cdot f_{yd} \cdot z} \cdot (\cot \theta + \cot \alpha) \cdot \sin \alpha \quad (3.21)$$

$$V_{Rd, max} = b_w \cdot z \cdot \alpha_c \cdot f_{cd} \cdot \left[\frac{\cot \theta + \cot \alpha}{1 + \cot^2 \theta} \right] \quad (3.22)$$

(Versagen der Druckstrebe)

Bei Bauteilen mit vertikaler Querkraftbewehrung ($\alpha = 90^\circ$) vereinfachen sich obige Gleichungen zu:

$$V_{Rd, sy} = \frac{A_{sw}}{s_w \cdot f_{yd} \cdot z \cdot \cot \theta} \quad (3.23)$$

und

$$V_{Rd, max} = \frac{b_w \cdot z \cdot \alpha_c \cdot f_{cd}}{\cot \theta + \tan \theta} \quad (3.24)$$

In diesem Fall dürfen die folgenden Werte angesetzt werden:

reine Biegung	$\cot \theta = 1,2;$
Biegung mit Längsdruckkraft	$\cot \theta = 1,2;$
Biegung mit Längszugkraft	$\cot \theta = 1,0.$

Dabei ist:

α_c Abminderungsbeiwert für die Druckstrebenfestigkeit

$$\alpha_c = 0,75 \cdot \eta_1$$

mit $\eta_1 = 1,0$ Normalbeton
 η_1 nach Tabelle 10 Leichtbeton (9.1.7 von DIN 1045-1: 2001-7)

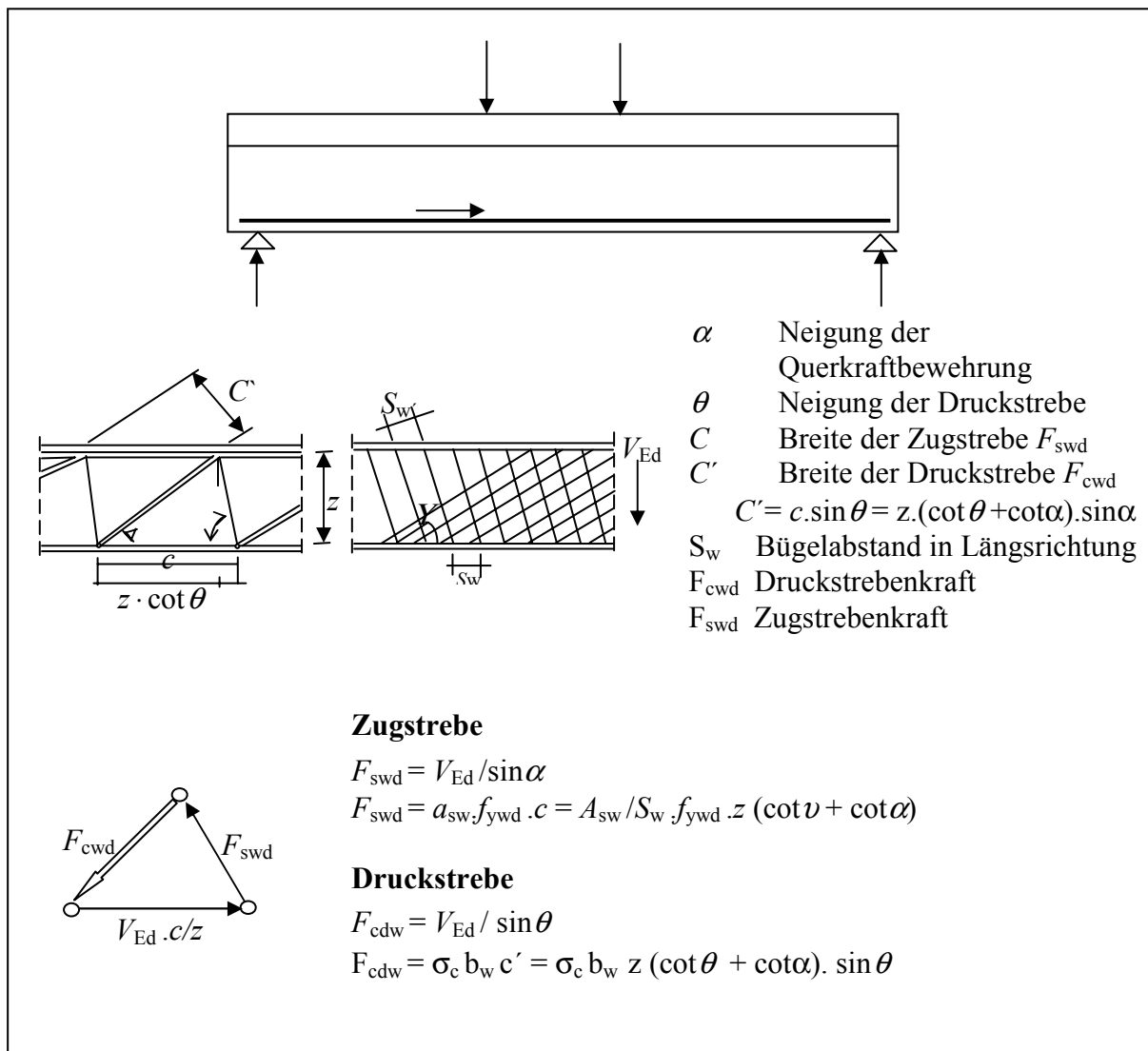


Bild 3.15: Fachwerkmodell für Bauteile mit Querkraftbewehrung [80]

Fig. 3.15: Truss model for structural member with stirrups [80]

Fig. 3.15: Modèle en treillis d'éléments de constructions avec étriers [80]

3.4.5 Zusammenfassung

Nach einer Literaturstudie, die einen Vergleich zwischen den drei Normen [26, 27, 31] ermöglicht, erfolgte eine kurze Beschreibung der Bemessungsnormen, die sich in erster Linie auf Balken bezieht. Da die Normen als bekannt vorausgesetzt werden können, wurde nicht auf sie eingegangen. Hervorzuheben ist, dass eine Bemessung gemäß EC 2 nach dem Verfahren mit veränderlicher Druckstrebenneigung in der Regel wirtschaftlicher ist als die nach DIN 1045:1988-07. Die DIN 1045-1:2001-07 ist stark an den EC 2 angelehnt und vereinfacht zudem die Schubbemessung. Bezüglich der in allen Normen zwingend vorgeschriebenen Mindestbewehrung, die ein sprödes Bauteilversagen verhindern soll, scheint das Konzept von EC 2 die wirtschaftlichere Bemessungsmethode zu sein.

Das Fachwerkmodell stellt für alle Normen die gemeinsame Grundlage für die Schubbemessung dar. Die Erkenntnisse der erweiterten Fachwerkanalogie werden teilweise berücksichtigt. Demnach resultiert die die Traglast steigernde Wirkung aus einem geneigten Druckgurt sowie aus flacher geneigten Druckstreben in Abhängigkeit von b/b_0 .

Nach EC 2 darf innerhalb der vorgeschriebenen Grenzwerte ein beliebiger Winkel für die Neigung der Druckstreben angenommen werden. Insgesamt betrachtet stellt das Eurocode-Verfahren mit veränderlicher Druckstrebenneigung eine wesentliche Verbesserung gegenüber DIN 1045:1988-07 dar.

Hinsichtlich der aus den Versagensmechanismen abgeleiteten Maßnahmen zur konstruktiven Durchbildung der Bauteile (z.B. maximaler Bügelabstand, Verankerung, Rissbreitenbeschränkung, Versatzmaß) sind keine Unterschiede vorhanden.

Im Gegensatz zum EC 2 und zur DIN 1045:1988-07 erfolgt in DIN 1045-1:2001-07 eine sehr genaue Beschreibung der verwendeten Fachwerkanalogie (siehe Bild 3.15). In der DIN 1045:1988-07 wird die Entlastung der Zugpfosten bei niedriger Beanspruchung durch die sogenannte "verminderte Schubdeckung" in den Schubbereichen 1 und 2 berücksichtigt. Im Schubbereich 3 wird eine "volle Schubdeckung" vorgeschrieben.

3.5 Anwendung von DIN 1045:1988-07 auf die mit Schublaschen (aus Stahl bzw. CFK- Lamellen) verstärkten Balken (bisherige Bemessungsregeln nach den Allgemeinen bauaufsichtlichen Zulassungen des DIBt)

Für die Schubbemessung gelten die Regelungen der DIN 1045:1988-07 bzw. der DIN 4227-1:1988-07, die durch die bauaufsichtliche Zulassungen verschärft werden [18-25].

Schubbereich 3 ($\tau_{ov} \leq \tau_{0,3}$) darf nicht angewendet werden, da ein vorzeitiges Schubversagen bzw. ein Versagen des Klebeverbunds vermieden werden muss.

Ungeachtet des verwendeten Werkstoffes der Zuglaschen (Stahl oder CFK), werden die Schublaschen in der Regel aus Baustahl gefertigt, in einigen Fällen aus CFK-Laminat [28].

Bei der Bemessung ist zwischen Platten und Balken zu unterscheiden. Im Gebrauchszustand kann τ_{ov} für Vollplatten (verstärktes Bauteil) mit

$$\tau_{ov} = \frac{Q_v}{\text{erf } \eta_B \cdot b \cdot z_m} \cdot \left[1 + (\text{erf } \eta_B - 1) \cdot \frac{s_l}{b_l + 2(h_l - x)} \right] \leq \tau_{011} \quad (3.29)$$

angegeben werden.

Bei Balken gilt:

$$\tau_{ov} = \frac{Q_v}{b \cdot z_m} \leq \tau_{02} \quad (3.30)$$

Hinsichtlich der Querkraftdeckung Q_v sind zwei Fälle zu unterscheiden:

Fall 1:

$$\text{ged}Q_{vs} < Q_v \quad (3.31)$$

$\text{ged}Q_{vs}$	durch innere Schubbewehrung aufnehmbare Querkraft
Q_v	gesamte Querkraft

Die Laschenbügel sind zu bemessen für:

$$Q_{vl} = Q_v - \text{ged}Q_{vs} \quad (3.32)$$

$$Q_{vl} = \frac{\eta_B - 1}{\eta_B} \cdot Q_v \quad (3.33)$$

Der größere Wert von Q_{vl} ist maßgebend.

Eine äußere Schubbewehrung aus Stahl ist so anzuordnen, dass sie die Zugzone umschließt und in der Druckzone verankert ist.

Fall 2:

$$\text{ged} Q_{vs} \geq Q_v \quad (3.34)$$

Die Laschenbügel sind für die Querkraft nach (3.33) zu bemessen. In den Tabellen 3.1 bis 3.4 ist die Vorgehensweise zur Schubbemessung der mit Schublaschen verstärkten Bauteile gemäß den bisherigen Regelungen (bzw. Zulassungen) dargestellt.

Schubbeanspruchung	Laschenbügel
$\tau_{0v} \leq \tau_{011}$	nicht erforderlich
$\tau_{0v} \leq \tau_{012}$	mit Laschenbügeln (ohne Verankerung)

Tab. 3.1: Erforderliche Laschenbügel bei Schubbeanspruchung
 Tab. 3.1: Necessary stirrups in the case of shear loads
 Tab. 3.1: Étriers nécessaires dans le cas de l'effet du cisaillement

$\text{ged } Q_{vs} < Q_v$	
τ_{0v}	$\tau_{0v} \leq \tau_{012}$
bei allen Balken	Umschließung der Längsbewehrung und Verankerung in der Druckzone

Tab. 3.2: Anordnung von Laschenbügeln bei Balken
 Tab. 3.2: Requirements for stirrups in the case of beams
 Tab. 3.2: Disposition des étriers dans le cas des poutres

$\text{ged } Q_{vs} < Q_v$			
τ_{0v}	τ_{011}	τ_{012}	τ_{02}
Längsbewehrung aus CFK- Lamellen	nicht erforderlich	Verklebung über Steghöhe	Umschließung ohne Verankerung

Tab. 3.3: Anordnung von Laschenbügeln in den beiden Schubbereichen nach DIN 1045:1988-07
 Tab. 3.3: Requirements for stirrups in the two shear zones according to DIN 1045:1988-07
 Tab. 3.3: Disposition des étriers (plaques collées) dans les deux zones de cisaillements d'après DIN 1045:1988-07

Fall	Innere Schubbewehrung	Verankerung in der Druckzone
I	<u>nicht ausreichend</u> $Q_{vl} = Q_v - \text{ged } Q_{vs}$	ja
II	<u>Ausreichend</u> a) $\tau_{ov} \leq \tau_{o2}$ b) $\tau_{ov} \leq \tau_{ov} \leq \tau_{o12}$ $Q_{vl} = \frac{\eta_B - 1}{\eta_B} \cdot Q$ c) $\tau_{o12} \leq \tau_{ov} \leq \tau_{o2}$ d) $\tau_{o2} \leq \tau_{ov} \leq \tau_{o3}$	nein nein ja (wie Fall I) nicht zulässig

Tab. 3.4: Anordnung von Laschenbügeln
 Tab. 3.4: Disposition of steel plate stirrups
 Tab. 3.4: Disposition des plaques collées (etriers)

Der derzeitige Stand der Forschung gestattet noch nicht die Aussage, dass man auf die Verankerung in der Druckzone sowie auf die geklebte Schubbewehrung verzichten kann, da die Grenzen in diesem Bereich sehr eng festgelegt und genau zu beachten sind [23, 24, 28]. Das Ziel der aktuellen Forschung muss es sein, diese Aussage zu verifizieren.

Die bisher erforderliche Verankerungstechnik bringt viele Nachteile mit sich:

- Aufwendige Montage;
- Mögliche Beschädigung der Druckzone;
- Unzugänglichkeit des Druckzonenbereichs;
- In den meisten Fällen ist eine Erhöhung der Querkrafttragfähigkeit bisher nur mit Hilfe von Stahllaschen möglich. Bei gleichzeitiger Verwendung von CFK-Lamellen als Zugsbewehrung müssen folglich zwei verschiedene Materialien eingesetzt werden.
- Einschränkung der Berechnung nach DIN 1045:1988-07 bzw. DIN 4227-1:1988-07

Daraus ergeben sich die folgenden Überlegungen:

- a) Der EC 2 bietet für die Schubbemessung der nachträglichen Verstärkung von Bauteilen vorteilhaftere Bemessungsverfahren.
- b) Im Gegensatz zum Werkstoff Stahl verfügen die CFK-Lamellen aufgrund ihrer geringen Dicke über eine geringere Biegesteifigkeit. Demnach muss ein Modell für die Schubtragfähigkeit verstärkter Stahlbetonbalken mit einer einfachen Anordnung von CFK-Lamellen als Schublaschen ohne Verankerung in der Druckzone entwickelt werden. Für bestimmte Sonderfälle wurden bereits Lösungen entwickelt, die eine Schubverstärkung mit CFK-Laminat REPLARK 30 ermöglichen [28].
- c) Eine neue Technologie zur Verstärkung von Stahlbetonbauteilen existiert bereits in Frankreich. Dabei kommt ein neuartiges Material zum Einsatz (TFC[®]-Gewebe). In Frankreich und Japan wurden bisher viele positive Erfahrungen bei der Verwendung von TFC[®]-Gewebe als Verankerungsmittel gesammelt. Insbesondere die einfache Handhabbarkeit beim Aufkleben und das leichte Anpassen des TFC[®]-Gewebes an unterschiedlich geformte Bauteilkonturen seien hier als Vorteile aufgezählt.
- d) Aus Gründen der Wirtschaftlichkeit wäre es wünschenswert, wenn die aufwendigen Schublaschen gar nicht erst verwendet werden müssten oder zumindest die Anbindung in der Druckzone entfallen könnte.

3.6 Übertragung der dem Stand der Technik entsprechenden Bemessungskonzepte auf mit TFC[®]-Gewebe verstärkte Bauteile – Eigene Überlegungen

3.6.1 Übertragbarkeit der bisherigen Bemessungskonzepte

In [106] hat Niedermeier Versuche zur Untersuchung der Querkrafttragfähigkeit von Stahlbetonbalken durchgeführt. Insgesamt wurden 6 Versuchskörper getestet (Sb1, Sb2, Sb3, Sb4, Sb5, Sb6). Die Versuchskörper Sb1, Sb2, Sb3 und Sb4 besaßen keine äußeren geklebten Schublaschen. In der zweiten Versuchsreihe wurden zwei mit Sb1 hinsichtlich Abmessungen und Bewehrungsanordnung identische Versuchskörper betoniert und anschließend mit weiteren im Folgenden beschriebenen Zusatzmaßnahmen verstärkt.

Um die günstige Wirkung von Dübeln (Sb5) und von geklebten Schublaschen (Sb6) beurteilen zu können, wurden für die Versuche Sb5 und Sb6 diese zusätzlichen Elemente verwendet.

Bei der Auswertung der Versuche [106] wurde festgestellt, dass im Vergleich zu den anderen Schubversuchen keine wesentlichen Unterschiede im Rissbild beim Versuch Sb6 (mit Anordnung der Schublaschen) beobachtet werden konnten. Allerdings gab es eine zusätzliche Traglasterhöhung. Diese Traglasterhöhung entsprach dem Traganteil der Schublaschen.

Dieses Ergebnis zeigt, dass die Fachwerkanalogie nach Mörsch auch bei Stahlbetonbauteilen mit geklebten Schublaschen Gültigkeit hat. Da das TFC[®]-Gewebe ähnlich wie die Schublaschen eine äußere geklebte Schubbewehrung ist, kann diese Schlussfolgerung auf TFC[®]-Gewebe erweitert werden.

Um diese Aussage zu untermauern, sind Versuche an Stahlbetonbalken, verstärkt durch TFC[®]-Gewebe als äußere geklebte Schubbewehrung, erforderlich. Leider konnten diese wegen des hohen Aufwandes nicht innerhalb der vorliegenden Arbeit durchgeführt werden.

Im Bild 3.17 wird das Tragverhalten von einem in der Zugzone und durch äußere geklebte Schubbewehrung verstärkten Stahlbetonbalken mit Hilfe eines Fachwerksmodells erläutert. Die Betondruckzone bildet den Druckgurt. Als Zuggurt werden die innere Längszugbewehrung und die äußere aufgeklebte Längszugbewehrung herangezogen. Die Zugstreben des Fachwerks bestehen aus der äußeren geklebten Schubbewehrung und der inneren Schubbewehrung. Wie oben erwähnt gilt auch hier das Prinzip der Superposition der Traganteile.

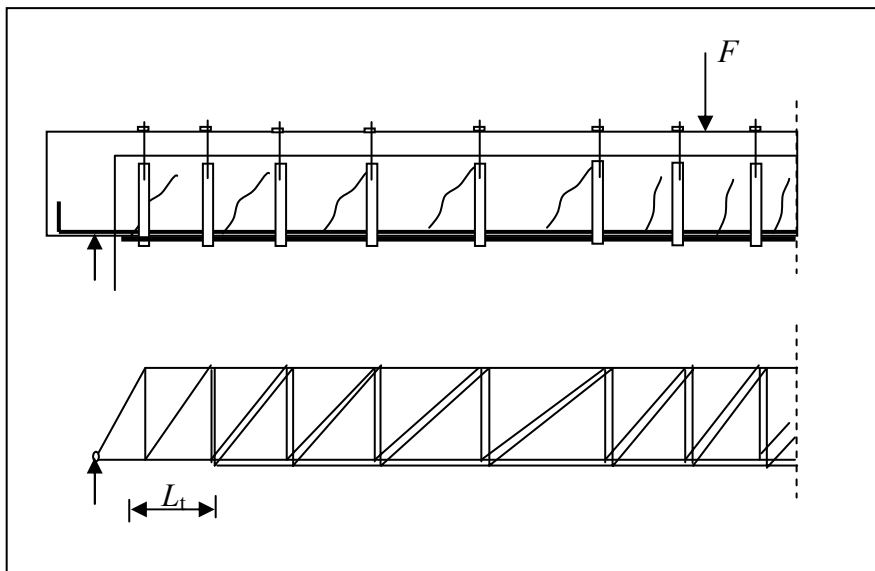


Bild 3.17: Lamellenverankerung und Fachwerkmodell eines lamellenverstärkten Balkens [64]

Fig. 3.17: Anchoring and truss model of a beam strengthened by means of glued plates [64]

Fig. 3.17: Modele des treillis d'une poutre renforcée par plaques collées et leur ancrage [64]

Die drei hier aufgeführten Vorschriften (DIN 1045:1988-07, EC 2, DIN 1045-1:2001-07) können problemlos auf die Verstärkung mit TFC[®]-Gewebe angewandt werden. Aber durch die Standardisierung der Europäischen Vorschriften wurde das Konzept im EC 2 bzw. in DIN 1045-1:2001-07 als das aktuellste erkannt. Diese Konzepte ermöglichen eine genauere Beschreibung der verschiedenen Traganteile, die der Fachwerkanalogie besser entspricht.

Darüber hinaus wird in DIN 1045-1:2001-07 je nach Belastungsstufe eine flache bis steilere Druckstrebenneigung angesetzt. Diese Vorgehensweise deckt indirekt die Schubbereiche der DIN 1045:1988-07 ab. Basierend auf diesen Überlegungen werden in dieser Arbeit die Bemessungsregeln von EC 2 und DIN 1045-1:2001-07 weiter verfolgt.

Hier gilt auch für den Nachweis der Querkrafttragfähigkeit die gleiche Vorgehensweise wie bei üblichen Stahlbetonbauteilen ohne Verstärkung. Unterschiede zu diesen Bauteilen bestehen nur beim Nachweis der Zugstrebe.

3.6.2 Standardverfahren (EC 2)

Beim Standardverfahren wird grundsätzlich von einer Druckstrebenneigung von $\theta = 45^\circ$ ausgegangen. Die Querkrafttragfähigkeit eines schubbewehrten Bauteils mit Schubverstärkung setzt sich dann entsprechend der erweiterten Fachwerkanalogie aus einem Betontraganteil V_{cd} , einem durch die Schubbewehrung aufnehmbaren Querkraftanteil V_{wd} und einem durch die äußere geklebte Schubbewehrung aufnehmbaren Gewebeanteil V_{fd} zusammen. Basierend auf EC 2 ergeben sich nun folgende Gleichungen:

$$V_{Rd3} = V_{cd} + V_{wd} + V_{fd} \quad (3.35)$$

$$= V_{Rd1} + V_{wd} + V_{fd} \quad (3.36)$$

$$V_{Wd} = a_{sw} \cdot f_{ywd} \cdot z \cdot \sin \alpha \cdot (1 + \cot \alpha) \quad (3.37)$$

Hierbei sind:

a_{sw} Querschnitt der inneren Schubbewehrung je Längeneinheit ($a_{sw} = \frac{A_{sw}}{S_w}$);

f_{ywd} Bemessungswert der Streckgrenze des Stahls der inneren Schubbügel;

$z \approx 0,9 \cdot d$ der innere Hebelarm;

α die Neigung der Schubbewehrung;

Der durch das TFC[®]-Gewebe aufnehmbare Querkraftanteil wird nach Gl. (3.38) berechnet.

$$V_{fd} = a_{fw} \cdot \sigma_{fwd} \cdot z \cdot (1 + \cot \alpha_f) \cdot \sin \alpha_f \quad (3.38)$$

Hierbei sind:

$a_{fw} = \frac{A_{fw}}{S_{fw}} = \rho_f \cdot b_w$ die Querschnittsfläche der äußeren aufgeklebten Schubbewehrung je Längeneinheit;

$\sigma_{fwd} = E_f \cdot \varepsilon_{fd}$ der Bemessungswert der wirksamen Spannung in dem äußeren aufgeklebten Schubgewebe;

$z \approx 0,9 \cdot d$ der innere Hebelarm;

α_f der Neigungswinkel der Fasern der Hauptrichtung;

Um den Bemessungswert der wirksamen Spannung σ_{fwd} zu bestimmen, muss die wirksame Dehnung ε_{fd} bekannt sein. Die Dehnung ε_{fd} ist dabei

$$\frac{\varepsilon_{fe}}{\gamma_f} \quad (3.39)$$

Hierbei sind:

$\varepsilon_{fe} \leq \text{grenz}\varepsilon_f$ die Lamellengrenzdehnung, die durch die Zulassung festgelegt ist;

γ_f der Teilsicherheitsbeiwert für das Gewebe bzw. die Lamelle.

Normalerweise muss durch Versuche nachgewiesen werden, ob die wirksame Spannung σ_{fwd} trotz geringerer Verankerungslänge der äußeren geklebten Schubbewehrung aktiviert werden kann.

3.6.3 Verfahren mit veränderlicher Druckstrebenneigung (DIN 1045-1:2001-07)

Bei diesem Verfahren wird die gegenüber einem 45°-Fachwerk durch eine flacher als 45° gewählte Druckstrebenneigung vergrößerte Querkrafttragfähigkeit berücksichtigt. Der Winkel θ darf bei der Bemessung innerhalb gewisse Grenzen frei gewählt werden. Aber die Ausnutzung der Tragfähigkeit der Druckstreben liefert die obere Grenze für θ .

Für Stahlbetonbauteile mit Schubverstärkung muss das Grundprinzip des Verfahrens mit veränderlicher Druckstrebenneigung um das oben erwähnte Superpositionsprinzip erweitert werden.

Das Grundprinzip lautet:

Bei Stahlbetonbauteilen ohne Schubverstärkung wird die Querkraft allein durch die innere Schubbewehrung aufgenommen. Hierbei wird die Mitwirkung des Betons indirekt durch den Ansatz einer flacheren Druckstrebenneigung berücksichtigt.

Da die innere Schubbewehrung und die äußere aufgeklebte Schubbewehrung gleichzeitig wirken, werden nach der Superpositionsmethode die entsprechenden Traganteile getrennt ermittelt und addiert. Die so bestimmte gesamte Querkrafttragfähigkeit des Bauteils soll in der Lage sein, die vorhandene Belastung aufzunehmen.

Hierbei wird wie im Grundprinzip eine flachere Druckstrebenneigung angesetzt. Hier ist anzumerken, dass die Anwendbarkeit des Superpositionsprinzips gemäß den o.g. Versuchsergebnissen anhand der Versuchskörper Sb6 von Niedermeier [66] schlüssig nachgewiesen wird.

Die Querkrafttragfähigkeit $V_{Rd,sy}$ nach DIN 1045-1:2001-07 kann für Stahlbetonbauteile mit einer äußeren Schubverstärkung wie folgt ermittelt werden:

$$V_{Rd,sy} = V_{wd} + V_{fd} \quad (3.40)$$

Hierbei sind:

V_{wd} der durch die innere Schubbewehrung aufnehmbare Querkrafttraganteil

V_{fd} der durch die äußere aufgeklebte Schubbewehrung aufnehmbare Querkrafttraganteil.

$$V_{wd} = a_{sw} \cdot f_{ywd} \cdot z \cdot (\cot \theta + \cot \alpha) \cdot \sin \alpha \quad (3.41)$$

$$V_{fd} = a_{fw} \cdot \sigma_{fwd} \cdot z \cdot (\cot \theta + \cot \alpha_f) \cdot \sin \alpha_f \quad (3.42)$$

Hierbei ist θ die Druckstrebenneigung.

Nachdem das auf den Prinzipien von EC 2 und DIN 1045-1:2001-07 basierende Bemessungskonzept für TFC[®]-Gewebe angewendet wurde, stellt sich nun die Frage der konstruktiven Durchbildung. Das heißt: Wie müssen die TFC[®]-Gewebe ausgebildet bzw. an welcher Stelle müssen sie verankert werden?

Im folgenden Abschnitt wird versucht, diese Frage zu beantworten.

3.6.4 Eigene Überlegungen zur konstruktive Durchbildung der TFC[®]-Gewebe (Verankerung)

3.6.4.1 Einführung

Die Lamellen müssen so aufgebracht bzw. verankert sein, dass sie Gewähr dafür bieten, dass eine einwandfreie kraftschlüssige Verbindung des oberen Druckgurtes mit den Druckdiagonalen, Zugpfosten und Zuggurt im Sinne der Fachwerkanalogie entsteht.

Aus diesem Grund wird in der vorliegenden Arbeit bei der Ausbildung der Verstärkung mit TFC[®]-Gewebe Wert darauf gelegt, wo und wie weit nach unten der Angriffspunkt der Druckkraft der Druckzone des verstärkten Betonquerschnitts liegt.

Je nach Lage dieses Angriffspunktes (Schwerpunktlage des Druckgurtes) ergeben sich die im Folgenden gezeigten Darstellungen. Bild 3.18 und Bild 3.19 geben für Rechteckquerschnitte bzw. Plattenbalkenquerschnitte mögliche Gestaltungen an:

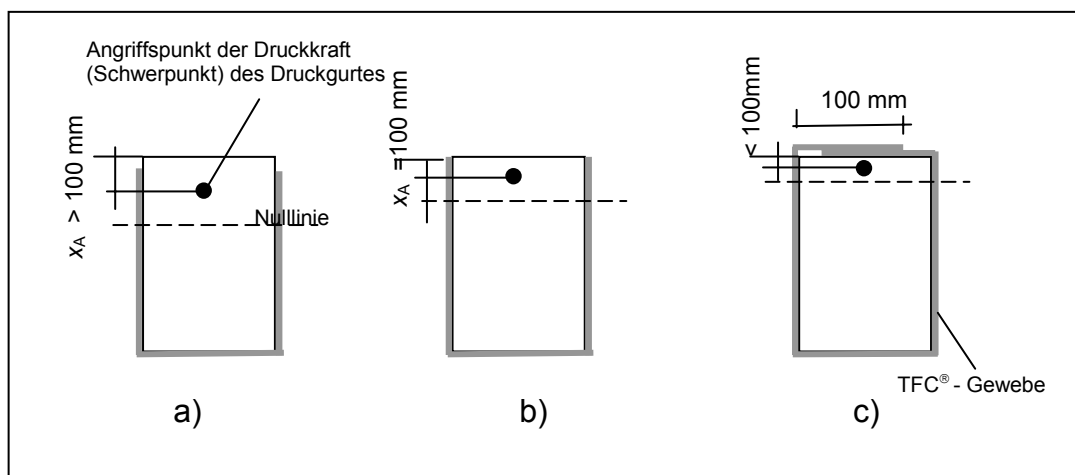


Bild 3.18: Ausbildungsmöglichkeiten der Verstärkung bei Rechteckquerschnitten

Fig. 3.18: Possible design for rectangular sections

Fig. 3.18: Configuration possible de renforcement des sections rectangulaires

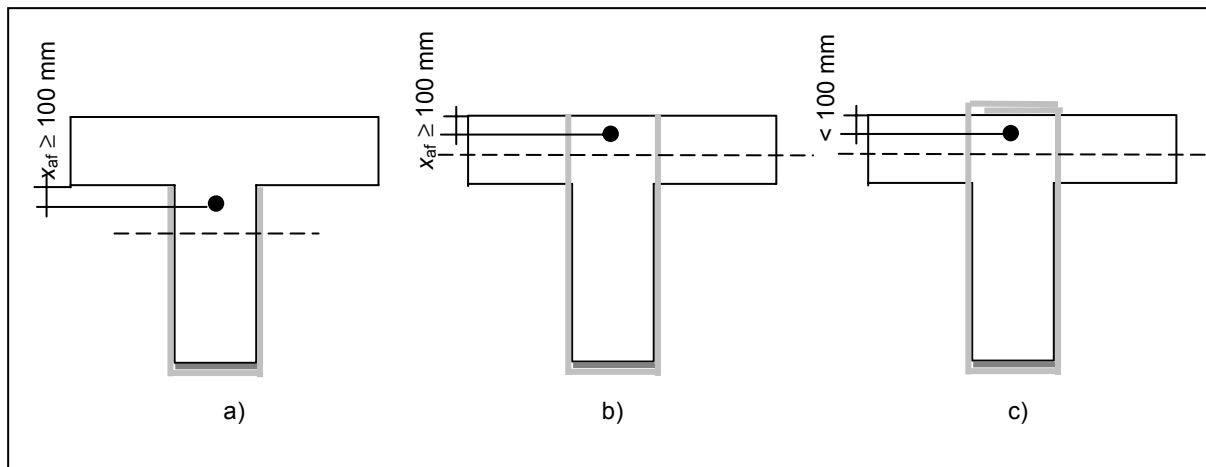


Bild 3.19: Ausbildungsmöglichkeiten der Verstärkung bei Plattenbalken

Fig. 3.19: Possible design for T_e beams

Fig. 3.19: Configuration éventuelle du renforcement de poutres en T_e

3.6.4.2 Rechteckquerschnitte

Im Falle von Rechteckquerschnitten ist eine Führung bzw. eine Verankerung der Verstärkung bis zur oberen Kante des Betonquerschnittes nicht erforderlich, wenn der Angriffspunkt der Betondruckkraft mehr als 100 mm von der Querschnittsoberkante entfernt liegt.

Je nach Größe des Abstandes x_a können in diesem Fall für Rechteckquerschnitte die Abbildungen im Bild 3.18 a) und b) als mögliche Gestaltungen gelten. Wenn der Abstand $x_a < 100$ mm ist, müssen die TFC[®]-Gewebe wie im Bild 18 c) dargestellt verankert werden. Die Zahl 100 mm wurde als effektivste Klebeverbundlänge von TFC[®]-Gewebe in den Versuchen der Firma Freyssinet beobachtet.

Es ist bekannt, dass der innere Hebelarm üblicher Stahlbetonquerschnitte ca. $z = 0,9 \cdot d$ (d = statische Höhe des Querschnitts) beträgt. Dies bedeutet, dass der Abstand zwischen dem Angriffspunkt der Druckgurtkraft und der Querschnittsoberkante $x_a = 0,1 \cdot d$ ist.

Aufgrund dieser Überlegungen kann man Grenzen für Querschnittshöhen abschätzen, für die die Ausbildungen nach Bild 3.18 in Frage kommen. Daraus folgt:

- für Nutzhöhen $d \geq 1.000$ mm gelten die Ausbildungsmöglichkeiten gemäß Bild 3.18 a) bzw. b).
- Für $d < 1.000$ mm gilt das Bild 3.18 c).

Um diese Aussage zu untermauern, wird nachfolgend eine Beispielrechnung an Rechteckquerschnitten mit äußerer Verstärkung in der Druckzone durchgeführt. Die Berechnungen wurden mit Hilfe eines speziell hierfür entwickelten Programmes durchgeführt (Kapitel 6, Abschnitt 6.2 bzw. Anhang D, Bild D.1). Die Ergebnisse sind in der Tabelle 3.5 dargestellt.

Hierbei sind:

$b \cdot h$	Querschnittsabmessungen;
A_s	Querschnittsfläche der innerer Zugbewehrung;
A_{tf}	Querschnittsfläche der äußeren Zugbewehrung (TFC [®] - Gewebe);
n	Lagenzahl;
x	Druckzonehöhe;
z_m	mittlerer innerer Hebelarm;
x_A	Abstand zwischen Angriffspunkt der Druckgurtkraft und der Querschnittsoberkante;
F_{cd}	Druckkraft;
M	aufnehmbares Moment

	$B \cdot h$ [cm*cm]	A_s [cm ²]	(TFC® - Gewebe) A_{ff} [cm ²]	n	x [cm]	z [cm]	x_a [cm]	F_{cd} [kN]	M [kNm]
1	15 * 25	3,08	0,65	1	8,66	19,91	3,60	178,06	36,11
			1,30	2	9,97	19,35	4,15	205,80	40,91
			1,95	3	10,94	18,95	4,55	225,91	44,19
			2,60	4	11,73	18,62	4,88	242,04	46,70
2	30 * 50	18,50	1,29	1	21,06	36,34	8,80	869,24	319,11
			2,58	2	22,40	35,90	9,30	921,85	335,89
			3,87	3	23,40	35,37	9,73	966,04	349,58
			5,16	4					
3	15 * 35	4,62	0,65	1	11,96	26,18	4,97	246,89	66,39
			1,30	2	13,50	25,56	5,60	277,49	73,87
			1,95	3	14,60	25,10	6,10	301,08	79,38
			2,60	4					
4	20*40	9,42	0,86	1	16,51	28,63	6,87	454,47	132,45
			1,72	2	17,75	28,11	7,39	488,66	140,95
			2,58	3	18,77	27,69	7,81	516,75	147,91
			3,44	4	19,64	27,33	8,17	540,60	153,64
5	30*60	12,56	1,29	1					
			2,58	2					
			3,87	3	20,08	46,85	8,35	828,83	401,90
			5,16	4	21,47	46,27	8,93	886,43	426,45
6	30*80	24,64	1,29	1	29,80	62,21	12,40	1230,21	769,60
			2,58	2	31,42	61,53	13,07	1297,06	806,02
			3,87	3	32,82	60,95	13,65	1354,90	836,83
			5,16	4	34,06	60,43	14,20	1406,20	863,61
7	40*100	49,28	1,72	1	40,60	74,11	16,89	2235,08	1664,75
			3,44	2	42,08	73,49	17,51	2316,60	1718,23
			5,16	3	43,41	72,94	18,06	2389,78	1765,39
			6,88	4	44,62	72,50	18,56	2456,00	1807,60
8	40*110	49,28	1,72	1	40,87	84,00	17,00	2249,54	1899,27
			3,44	2	42,56	83,30	17,70	2342,92	1969,58
			5,16	3	44,08	82,67	18,33	2426,24	2031,21
			6,88	4	45,45	82,10	18,90	2501,74	2086,14

Tab. 3.5: Berechnung des Abstands x_a für einen rechteckigen verstärkten Balken

Tab. 3.5: Calculation of x_a for a rectangular strengthened beam

Tab. 3.5: Calcul de la largeur de la zone de compression x_a de poutre rectangulaire renforcée

Aus der Tabelle 3.5 wird ersichtlich, dass bis zur einer Querschnittshöhe von ca. 60 cm der Abstand x_a kleiner als die effektive Klebeverankerungslänge 100 mm ist. In diesen Fällen sollte die Ausbildungsmöglichkeit nach Bild 3.18 c) gewählt werden. Die Ergebnisse zeigen, dass ab einer Querschnittshöhe von 80 cm die Ausbildungsmöglichkeiten nach Bild 3.18 a) und b) zu wählen sind.

3.6.4.3 Plattenbalken

Im Falle von Plattenbalken werden ähnliche Überlegungen bezüglich möglicher Ausbildungsmöglichkeiten wie bei Rechteckquerschnitten vorgenommen:

- a) Die Ausbildung nach Bild 3.19 a) ist möglich, wenn der Abstand zwischen dem Angriffspunkt der Druckgurtkraft und der Unterkante der Flansch $x_a \geq 100$ mm ist.
- b) Die Verankerung des TFC[®]-Gewebes bis zur Oberkante des Querschnitts nach Bild 3.19 b) soll erfolgen, wenn der Abstand $x_{af} \geq 100$ mm ist.
- c) Wenn nicht genügend Platz vorhanden ist, um das TFC[®]-Gewebe zu verankern, gilt Bild 3.19 c) . Dies entspricht dem Fall $x_{af} < 100$ mm .

Bei stark profilierten Querschnitten mit großer Druckgurtbreite ($b_{\text{eff}} \leq 5 \cdot b_w$) liegt in den meisten Fällen die resultierende Betondruckkraft in der Platte. Dies bedeutet, dass bei diesen Querschnitten die TFC[®]-Gewebe an der Querschnittsoberkante verankert werden müssen. Je nach Fall gelten die Ausbildungen nach Bild 3.19 b) bzw. 3.19 c).

Bei Querschnitten mit schwach ausgeprägter Profilierung ($b_{\text{eff}} > 5 \cdot b_w$), bei denen die Dehnungsnulllinie fast immer im Steg liegt, ist manchmal eine Ausbildung nach Bild 3.19 a) günstig.

Um eine endgültige Aussage treffen zu können, ob und wann welche Ausbildungen möglich sind, werden hier Beispiele von Plattenbalken gerechnet. Die Berechnungen wurden mit Hilfe eines speziell hierfür entwickelten Programmes durchgeführt (siehe Anhang D, Bild D.2). Die wichtigsten Ergebnisse sind in der Tabelle 3.6 zusammengestellt.

h/h_f b_{eff}/b_w ¹	$b_{eff}/b_w \leq 5$ $b_{eff}/b_w > 5$	A_s [cm ²]	A_{af} [cm ²]	n	x [cm]	z [cm]	X_A/X_{AF} [cm]	F_{cd} [kN]	M [kNm]
45/17 50/20	2,5 gedrunge ner Balken	12,60	0,86	1					
			1,72	2	7,06	37,90	7,10	867,53	328,88
			2,58	3	7,42	37,75	7,25	942,78	355,94
			3,44	4	8,44	37,30	7,70	1017,8	379,55
			4,30	5	8,90	37,10	7,90	1091,9	405,15
60/15 150/25	6,00 schlanker Balken	14,73	1,075	1	4,43	53,47	6,53	828,42	443,02
			2,150	2	4,70	53,37	6,63	922,50	492,37
			3,225	3	4,95	53,27	6,73	1016,5	541,52
			4,300	4	5,21	53,17	6,87	1114,2	592,50
			5,375	5	5,50	53,08	6,92	1206,9	640,64
150/15 150/38	3,94 gedrunge ner Balken	43,10	1,634	1	13,83	136,30	13,17	2015,6	2746,8
			3,268	2	14,36	136,10	13,90	2156,5	2935,1
			4,902	3	14,87	135,91	14,10	2298,6	3124,2
			6,536	4	15,38	135,75	14,25	2443,5	3317,2
			8,170	5	15,86	135,55	14,45	2586,4	3506,3
74/10 244/50	4,88 gedrunge ner Balken	78,80	2,15	1	13,03	60,26	13,74	3614,6	2178,4
			4,30	2	13,44	60,11	13,89	3803,0	2286,0
			6,45	3	14,58	60,06	13,94	3991,1	2397,2
			8,60	4	15,03	59,90	14,10	4178,2	2502,5
			10,75	5	16,78	59,71	14,29	4366,7	2607,5
50/16 160/24	6,66 schlanker Balken	8,04	1,03	1	3,06	43,99	6,01	425,56	187,23
			2,06	2	3,40	43,87	6,13	518,13	227,32
			3,10	3	3,71	43,75	6,25	606,20	265,26
			4,12	4	4,00	43,65	6,35	697,30	304,37
			5,15	5					

 Tab. 3.6: Berechnung des Abstands x_a für einen verstärkten Plattenbalken

 Tab. 3.6: Calculation of x_a for a reinforced Te beam

 Tab. 3.6: Calcul de la largeur de la zone de compression x_a de poutre en Té renforcée

Hierbei sind:

h/h_f	Querschnittsabmessungen;
b_{eff}/b_w	Querschnittsabmessungen;
$b_{eff}/b_w \leq 5$	gedrungener Plattenbalken;
$b_{eff}/b_w > 5$	schlanker Plattenbalken;
x_a	Abstand zwischen Angriffspunkt der Druckgurtkraft im Steg und der Querschnittsoberkante;
x_{af}	Abstand zwischen Angriffspunkt der Druckgurtkraft im Flansch und der Querschnittsoberkante.

Die Ergebnisse der Beispielrechnung zeigen, dass eine Verankerung der TFC[®]-Gewebe im Flansch, d.h. bis zur Querschnittsoberkante, immer erforderlich ist. Das Verankern der TFC[®]-Gewebe in dem Flansch ist mit Aufwand verbunden. Aus diesem Grund war man immer bemüht, die Verankerung der TFC[®]-Gewebe auf den Stegbereich zu beschränken.

In Frankreich beschränken sich die meisten in der Praxis vorkommenden äußeren Schubverstärkungen auf den Stegbereich. Leider ist für diese Fälle keine fundierte Theorie bekannt. Die Tragfähigkeit dieser Bauteile wurde wahrscheinlich nur experimentell in der Praxis nachgewiesen. Im Folgenden wird versucht, eine theoretische Erklärung zu liefern. Zwei Überlegungen (eine vereinfachte und eine genauere) werden vorgeschlagen.

Vereinfachte Überlegung

Weil die TFC[®]-Gewebe nur im Bereich des Stegs aufgeklebt werden, wird im Rahmen dieser Arbeit für eine vereinfachte Berechnungsmethode eine fiktive Druckzone für den Querschnitt eingeführt. Diese fiktive Druckzone soll dann im Bereich des Stegs liegen. Bild 4.20 zeigt die durch die fiktive Druckzone reduzierte Nutzhöhe des Querschnitts.

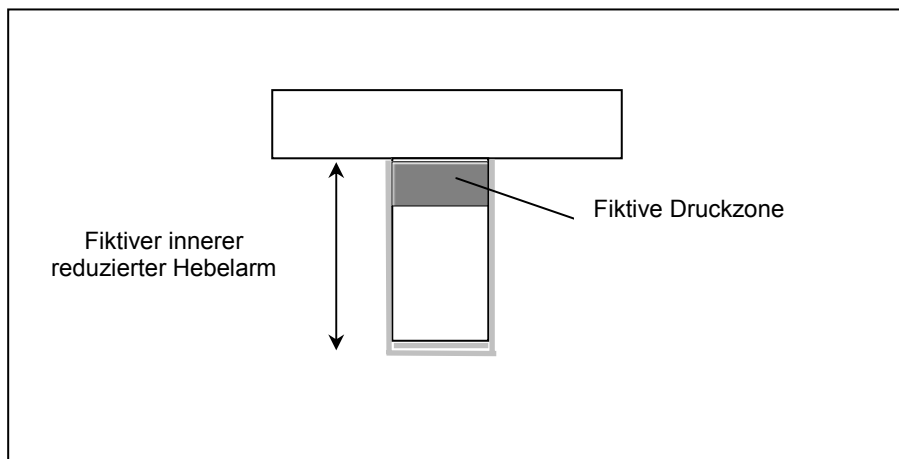


Bild.3.20: Reduzierung der Nutzhöhe durch die Einführung einer fiktiven Druckzone

Fig. 3.20: Reduction of the effective height through induction of a fictitious compression zone

Fig. 3.20: Réduction de la hauteur utile par l'intermédiaire de l'insertion d'une zone de compression fictive

Unter dieser Bedingung wird für die Bemessung des Querschnitts ein fiktiver Rechteckquerschnitt, dessen Abmessung der Stegabmessung entspricht, vorausgesetzt. Entsprechend besitzt dann der verstärkte Querschnitt eine fiktive Biegetragfähigkeit, die etwas kleiner als die tatsächliche Biegetragfähigkeit ist.

Durch die Annahme eines fiktiven Rechteckquerschnitts lässt sich unter Zugrundelegung des Fachwerkmodells die Gleichgewichtsbedingung formulieren. Dabei bilden die fiktive Druckzone den Druckgurt, die innere Schubbewehrung und das TFC[®]-Gewebe die Zugstreben. Es stellt sich dann die Frage, ob die fiktive Biegetragfähigkeit ausreichend ist, um den gewünschten Verstärkungsgrad zu gewährleisten.

Anhand von konkreten Beispielen wird das Verhältnis zwischen dem fiktiven aufnehmbaren Moment bei dem in der Zugzone verstärkten Querschnitt zu dem tatsächlichen aufnehmbaren Moment des Querschnitts ohne äußere geklebte Zugbewehrung ermittelt. Dieses Verhältnis wird als fiktiver Verstärkungsgrad η_f dargestellt.

Eine Zusammenstellung der Ergebnisse der Beispielrechnung findet man in Tabelle 3.7.

h / h_f b_{eff} / b_w]	$b_{eff} / b_w \leq 5$ $b_{eff} / b_w > 5$	A_s [cm ²]	A_f [cm ²]	n	Aufnehmbares Moment		Fiktiver Verstärkungsgrad η_f
					fiktiv verstärkt [kN]	nicht verstärkt[kN]	
45 / 17	2,5 gedrungener Balken	12,60	0,86	1	52,94	51,73	1,02
50 / 20			1,72	2	54,08		1,05
Sb6			2,58	3	55,16		1,07
[106]			3,44	4	56,16		1,09
			4,30	5	57,00		1,11
45 / 17	2,5 gedrungener Balken	6,30	0,86	1	61,58	53,03	1,16
50 / 20			1,72	2	67,14		1,27
Sb6			2,58	3	71,30		1,34
[106]			3,44	4	74,61		1,41
			4,30	5	76,82		1,45

Tab. 3.7: Beispielrechnung des fiktiven Verstärkungsgrads η_f

Tab. 3.7: Calculation example of fictitious strengthening ratio η_f

Tab. 3.7: Exemple de calcul du degré de renforcement fictive η_f

Aus der Tabelle 3.7 wird ersichtlich, dass durch dieses fiktive Berechnungsverfahren in manchen Fällen ein praxisnaher Verstärkungsgrad ermittelt werden kann. In diesen Fällen konnte auf eine Verankerung des TFC[®]-Gewebes in der Druckzone verzichtet werden. Die TFC[®]-Schubbewehrung muss nur so dimensioniert sein, dass der gewünschte Verstärkungsgrad durch die Verankerung an den Stegseiten erreicht wird.

Diese vereinfachte Berechnungsmethode wird dann sehr gefragt, wenn es nicht möglich ist, eine ausreichende Verbundverankerung in der Druckzone anzubringen.

Genauere Überlegung

Die oben beschriebenen Überlegungen gingen von der Notwendigkeit einer Verankerung der äußeren geklebten Schubbewehrung in der Druckzone aus. Diese Notwendigkeit war nur eine theoretische Überlegung, da zur Zeit erst sehr wenige Versuchsergebnisse zum Thema Schubverstärkung zur Verfügung stehen. Aber Niedermeier [106] konnte an seinen Versuchskörper Sb6, bei dem auf die Verankerung in der Druckzone verzichtet wurde, zeigen, dass sich das beobachtete Rissbild nicht wesentlich von dem eines Stahlbetonbauteiles ohne äußere Schubverstärkung unterscheidet.

Außerdem wurde auch festgestellt, dass die Wirksamkeit der Verankerung der Schublaschen ausschließlich an den Stegseiten des Plattenbalkens ganz wesentlich von der Lage der kreuzenden schrägen Schubrisse bestimmt wird. Kreuzt der Schubriss die Schublasche im unteren Bereich des Trägers, dann steht für eine Verankerung der Schublaschenkraft unter Umständen eine ausreichende Verankerungslänge zur Verfügung [42]. Verlaufen die Schubrisse allerdings im oberen Bereich der Schublasche, so reicht die Verankerungslänge nicht mehr aus, und ein schlagartiges Schubversagen kann die Folge sein.

Diese Erkenntnis wird für die Ausbildung der Verstärkung sowohl im Falle von Rechteckquerschnitten als auch bei Plattenbalken verwendet werden. Letztendlich ist die Ausbildung von der vorhandenen Klebeverbundverankerungslänge der äußeren Schubbewehrung abhängig.

Im Versuch von Niedermeier [106] war die innere Schubbewehrung in der Lage, die gesamte Querkraft im verstärkten Zustand aufzunehmen. Daraus kann geschlossen werden, dass auf eine Verankerung der TFC[®]-Gewebe in der Druckzone verzichtet werden kann, wenn die innere Schubbewehrung für den verstärkten Zustand ausreichend ist. Weiterhin hat Niedermeier im Versuch festgestellt, dass die Schublaschen eine Erhöhung der Tragfähigkeit bewirken, obwohl sie ausschließlich an den Stegseiten verankert waren.

Dieser Sachverhalt lässt die Vermutung zu, dass immer auf eine Verankerung im Druckflansch verzichtet werden kann, vorausgesetzt die Klebeverbundverankerung an den Stegseiten wird ausreichend dimensioniert.

Dies bedeutet, dass die Kenntnisse über den Verlauf der schrägen Schubrisse ausschlaggebend sind. Diese Problematik wird im nachfolgenden Kapitel behandelt.

Um die o.g. Erkenntnis zu untermauern, sollten weitere Versuche zu dem Thema Schubverstärkung durchgeführt werden.

