ETH zürich

ETH Library

Tragverhalten von Stahlbetonscheiben mit vorgespannter externer Kohlenstofffaser-Schubbewehrung

Report

Author(s):
Stenger, Frank

Publication date:
2001

Permanent link:
https://doi.org/https://doi.org/10.3929/ethz-a-004273306

Rights / license:
In Copyright - Non-Commercial Use Permitted

Originally published in:
IBK Bericht 262

This page was generated automatically upon download from the ETH Zurich Research Collection.
For more information, please consult the Terms of use.

Tragverhalten von Stahlbetonscheiben mit vorgespannter externer Kohlenstofffaser-Schubbewehrung

Frank Stenger

Institut für Baustatik und Konstruktion
Eidgenössische Technische Hochschule Zürich

Zürich
April 2001

Vorwort

Mit dem vorliegenden, als Promotionsarbeit verfassten Bericht verbindet Herr Stenger zwei Entwicklungen, die in den letzten Jahren vorangetrieben wurden. Dabei handelt es sich einerseits um ein an der EMPA Dübendorf unter der Leitung von Herrn Professor Urs Meier entwickeltes, kohlenstoffaserverstärktes Schlaufenelement, das als externes Spannglied beispielsweise zur Schubverstärkung von Stahlbetonbauteilen eingesetzt werden kann. Andererseits stützt sich Herr Stenger auf das am IBK entwickelte gerissene Scheibenmodell, das die Druckfeldtheorie für Stahlbetonscheiben mit dem Zuggurtmodell für Stahlbetonzugglieder vereint.

Herr Stenger dehnt mit seiner Arbeit den Anwendungsbereich des gerissenen Scheibenmodells auf vorgespannte Scheiben aus. Zudem untersucht er mit Versuchen an fünf grossen Schubwandverbindungsträgern die Übereinstimmung der bereits vorhandenen und der von ihm neu entwickelten theoretischen Modellvorstellungen mit der Wirklichkeit, und er weist die Tauglichkeit der neuartigen Schubverstärkungsmethode nach.

Herrn Stengers Arbeit entstand hauptsächlich an der EMPA Dübendorf. Die fünf Versuchskörper wurden an der EMPA vorbereitet und an der ETH Hönggerberg geprüft. Für die in dieser Art erstmalige und sehr erfreuliche Zusammenarbeit möchte ich allen Beteiligten meinen besten Dank aussprechen, vor allem Herrn Professor Meier, ohne dessen Unterstützung dieses Projekt nicht hätte realisiert werden können.

Zürich, im April 2001 Prof. Dr. Peter Marti

Kurzfassung

Mit der vorliegenden Arbeit soll ein Beitrag zum tieferen Verständnis des Trag- und Verformungsverhaltens von vorgespannten Scheibenelementen unter ebener Belastung geleistet werden. Ein einfaches und konsistentes physikalisches Modell, das die Einflüsse der entscheidenden Parameter erfasst, wird erarbeitet. Zu diesem Zweck wird das zuvor entwickelte *Gerissene Scheibenmodell* auf vorgespannte Elemente erweitert. Auf der Basis dieses Modells können das Verformungsvermögen von vorgespannten Stahlbetonscheiben, die in ihrer Ebene belastet werden, realistisch vorausgesagt und die Grenzen der Anwendbarkeit der Traglastverfahren auf solche Elemente untersucht werden. Weiteres Ziel dieser Arbeit ist es, anhand von grossmassstäblichen Versuchen an Schubträgern die Tauglichkeit einer externen vorgespannten Schubverstärkung aus mit Kohlenstofffasern verstärkten Kunststoffbändern zu ermitteln.

Im ersten Teil werden relevante Eigenschaften der behandelten Materialien untersucht und das Verbundverhalten von Bewehrungsstahl und Beton sowie das Verhalten unbewehrter und bewehrter Betonscheiben unter ebener Beanspruchung beschrieben. Es wird ein Überblick über die Entwicklung der Druckfeldmodelle gegeben und das kürzlich entwickelte *Gerissene Scheibenmodell* in seinen Grundzügen erläutert.

Im zweiten Teil wird das bestehende *Gerissene Scheibenmodell* auf vorgespannte Stahlbetonscheiben erweitert. Die Grundkonzepte der Druckfeldtheorie und eines kürzlich entwickelten *Zuggurtmodells* werden dabei kombiniert. Rissabstände und Zugspannungen zwischen den Rissen werden auf der Basis mechanischer Grundprinzipien ermittelt. Die Verbindung zu Traglastverfahren bleibt erhalten. Im weiteren werden die Grundlagen der Traglastberechnung beschrieben. Auf der Basis des *Gerissenen Scheibenmodells für vorgespannte Elemente* wird eine Parameterstudie durchgeführt, anhand derer der Einfluss wichtiger Parameter auf das Trag- und Verformungsverhalten vorgespannter Stahlbetonscheiben verdeutlicht wird. Die Ergebnisse werden mit den Resultaten aus Traglastberechnungen und vereinfachten Berechnungsmodellen verglichen.

Im dritten Teil werden die im Rahmen dieser Arbeit durchgeführten Versuche an mit einer vorgespannten externen Kohlenstofffaser-Schubbewehrung versehenen Schubträgern ausführlich dokumentiert. Der Versuchsbericht enthält die Kenndaten aller verwendeten Werkstoffe, beschreibt die Versuchseinrichtung und erläutert die Durchführung der Versuche. Grundlegende Resultate aller Versuche werden dargestellt und die Versuche abschliessend verglichen.

Im vierten Teil werden die Versuchsresultate auf plastizitätstheoretischer Grundlage analysiert und Berechnungen auf Basis des *Gerissenen Scheibenmodells für vorgespannte Elemente* gegenübergestellt. Die Bedeutung der Versuchsresultate und insbesondere der Einfluss einer vorgespannten Schubverstärkung werden diskutiert. Die Resultate der Arbeit und die wichtigsten Schlussfolgerungen werden zusammengefasst.

Abstract

It is the aim of this thesis to contribute to a better understanding of the load-carrying and deformational behaviour of prestressed concrete membrane elements. A simple and consistent physical model that correctly reflects the influences of the major parameters is developed. For that purpose the recently developed *cracked membrane model* is generalized and applied to orthogonally prestressed concrete membrane elements. On the basis of this model a realistic assessment of the deformation capacity of prestressed concrete membranes is possible and the limits of applicability of the theory of plasticity to such elements can be investigated. Furthermore, the suitability of carbon fibre reinforced plastics (CFRP) as external prestressed stirrups is explored by means of a series of large-scale tests on coupling beams.

In the first part of this thesis relevant material properties are described. The bond behaviour of reinforcement and concrete as well as the behaviour of plain and reinforced concrete membranes under in-plane stresses are examined. The development of the compression field theory is reviewed and the recently developed *cracked membrane model* is described.

In the second part the *cracked membrane model* is generalized for prestressed concrete membranes, combining the basic concepts of the compression field theory and of a recently developed *tension chord model*. The crack spacings and the tensile stresses between the cracks are determined from first principles. The direct link to limit analysis methods is maintained. Furthermore, the concepts of limit analysis methods are described. Within the context of a parameter study based on the *cracked membrane model for prestressed elements* the influence of important parameters on the load-carrying and deformational behaviour of prestressed concrete membranes is examined. The results are compared with calculations according to limit analysis as well as simplified models.

The third part provides a comprehensive description of the tests performed within the framework of this thesis. Material properties, the test arrangement and test procedures are described. The test results are summarised and compared.

In the forth part the test results are analysed on the basis of the theory of plasticity and compared with calculations according to the *cracked membrane model for prestressed elements*. The significance of the findings and especially the influence of a prestressed shear reinforcement are discussed. The findings of this thesis and the most important conclusions are summarised.

Inhaltsverzeichnis

1 Einleitung 1

1.1 Problemstellung 1

1.2 Zielsetzung 2

1.3 Übersicht 3

1.4 Abgrenzung 4

2 Grundlagen 5

2.1 Stoffgesetze 5

2.2 Verhalten von Beton 6

2.2.1 Einachsiger Zug 6

2.2.2 Einachsiger Druck 8

2.2.3 Ebener Spannungszustand 9

2.3 Verhalten von Stahl 10

2.3.1 Betonstahl 10

2.3.2 Spannstahl 12

2.4 Zusammenwirken von Beton und Stahl 13

2.4.1 Verbund 13

2.4.2 Zugfestigkeit des gerissenen Stahlbetons 15

2.5 Orthogonal bewehrte Stahlbetonscheiben 19

2.5.1 Tragverhalten 19

2.5.2 Einfluss von Querdehnungen 20

2.5.3 Ermittlung der Traglast 22

2.5.4 Fachwerk- und Druckfeldmodelle 26

2.5.5 Das Gerissene Scheibenmodell 31

2.6 Vorspannung der Schubbewehrung 35

2.7 Verhalten von Faserverbundwerkstoffen 37

2.7.1 Fasern und Matrixsysteme 37

2.7.2 Vorgespanntes kohlenstofffaserverstärktes Schlaufenelement 40

3 Berechnungsmodell 43

3.1 Gerissenes Scheibenmodell für vorgespannte Elemente 43
3.1.1 Hintergrund 43
3.1.2 Vorgespannte Zugglieder 43
3.1.3 Vorgespannte Scheibenelemente 46

3.2 Parameterstudie 49
3.2.1 Grundlagen 49
3.2.2 Ergebnisse der Parameterstudie 52

3.3 Berücksichtigung des Schubeinflusses auf Träger 62

4 Versuchsbericht 67

4.1 Versuchsplanung 67

4.2 Versuchskörper 68
4.2.1 Herstellung 68
4.2.2 Baustoffe 68
4.2.2.1 Beton 68
4.2.2.2 Betonstahl 72
4.2.2.3 Vorgespanntes kohlenstofffaserverstärktes Schlaufenelement 74
4.2.3 Geometrie und Bewehrung 74
4.2.3.1 Abmessungen der Träger 74
4.2.3.2 Bewehrung der Träger 75

4.3 Versuchsdurchführung 77
4.3.1 Versuchsanlage 77
4.3.2 Versuchsvorbereitung und –ablauf 77
4.3.3 Messungen 80
4.3.3.1 Manuelle Messungen 80
4.3.3.2 Fest verdrahtete Messungen 83

4.4 Auswertung und Darstellung der Messdaten 84
4.4.1 Bezeichnungen 84
4.4.2 Manuelle Messungen 84
4.4.3 Fest verdrahtete Messungen 86

4.5 Versuchsresultate 87
4.5.1 Versuch *ST 1* 87
4.5.2 Versuch *ST 2* 91
4.5.3 Versuch *ST 3* 95
4.5.4 Versuch *ST 4* 99
4.5.5 Versuch *ST 5* 103
4.5.6 Zusammenfassung 107

5 Diskussion **111**

5.1 Modellierung der Versuchsresultate 111

5.1.1 Versuch *ST 1* 111

5.1.2 Versuch *ST 2* 115

5.2 Interpretation der Versuchsresultate 118

5.3 Einfluss der CFK-Schlaufen auf die Versagensart 122

6 Zusammenfassung und Schlussfolgerungen **125**

6.1 Zusammenfassung 125

6.2 Schlussfolgerungen 127

6.3 Ausblick 128

Anhang **131**

A Mittlere Dehnungen des gerissenen vorgespannten Zugglieds für bilineare Stahlstoffgesetze 131

B Beschreibung der Versuche *ST 1 – ST 5* 138

Literatur 149

Bezeichnungen 153

1 Einleitung

1.1 Problemstellung

Bei der Bemessung von Bauteilen aus Stahl- und Spannbeton soll durch eine angemessene Wahl der Betonabmessungen und eine geeignete Ausbildung der Bewehrung ein ausreichendes Trag- und Verformungsvermögen sichergestellt werden. Das Verformungsvermögen wird jedoch bei den heutzutage üblichen Bemessungen, die mit Hilfe von Traglastverfahren auf Grundlage der Plastizitätstheorie erfolgen, in aller Regel nicht überprüft. Betonversagen wird vorgebeugt, indem konservative Werte für die effektive Betondruckfestigkeit angesetzt werden. Das Versagen der solchermassen unterbewehrten Bauteile erfolgt durch Fliessen der Bewehrungen. Unter der Voraussetzung, dass ausreichend duktile Bewehrungen verwendet werden, lassen sich die mit Traglastverfahren berechneten maximalen Lasten erzielen.

Auch wenn das skizzierte Vorgehen für die meisten Anwendungsfälle sinnvolle Lösungen liefert, kann es aus wissenschaftlicher Sicht nicht befriedigen. In der Praxis herrscht oftmals Unsicherheit, in welchen Fällen und auf welche Art Verformungen zu überprüfen sind. Da bis vor kurzem keine konsistente, auf klaren physikalischen Grundlagen beruhende und experimentell gestützte Theorie zur Verfügung stand, wurde die Anwendung der Plastizitätstheorie zudem vielfach durch unnötige Restriktionen erschwert.

Erst kürzlich konnte mit dem *Gerissenen Scheibenmodell* ein solch konsistentes und experimentell verifiziertes theoretisches Modell zur Bestimmung der Verformungsfähigkeit von ebenen Stahlbetonelementen vorgestellt werden [18,19]. Dieses Modell entstand im Rahmen des Forschungsprojekts „Verformungsvermögen von Massivbautragwerken“. Weitere Arbeiten zu diesem Projekt umfassten mehrere grossmassstäbliche Versuchsserien [2,17,48], die Untersuchung des Verformungsvermögens von Stahlbetonträgern [50] sowie Untersuchungen zum Einfluss des Verbundverhaltens auf die Verformungsfähigkeit von Stahlbeton [3]. Mit den Erkenntnissen dieses Projekts sollen Fragen des Verformungsvermögens von Stahlbeton auf einer physikalisch einwandfreien Grundlage behandelt, die Grenzen der Anwendbarkeit der Plastizitätstheorie erforscht und gegenwärtige Bemessungsvorschriften überarbeitet werden können [29].

Frühere Arbeiten zu diesem Thema umfassen neben zahlreichen Verfahren zur Bestimmung der Traglast [24,35,37,53] Druckfeldmodelle [7,8,33,54,55], mit deren Hilfe vollständige Last-Verformungs-Diagramme berechnet werden können. Prinzipiell können mit ihnen Fragen zur benötigten und vorhandenen Verformungsfähigkeit diskutiert

werden. Jedoch wurde die versteifende Mitwirkung des Betons unter Zugbeanspruchung in diesen Modellen entweder ganz vernachlässigt, was zu weiche Voraussagen des Verformungsverhaltens zur Folge hatte, oder sie wurde mit Hilfe empirischer Gleichungen berücksichtigt, die mittlere Spannungen und mittlere Dehnungen in Beziehung brachten [55]. Mit in solcher Weise modifizierten Modellen konnte zwar eine bessere Übereinstimmung mit experimentellen Ergebnissen erzielt werden, doch ging zugleich die direkte Verbindung zu den Traglastverfahren verloren [18]. Zudem sind die zugrundeliegenden empirischen Beziehungen fragwürdig und liefern weder Aussagen zu den maximalen Spannungen in der Bewehrung und im Beton am Rissquerschnitt noch zu den Dehnungslokalisierungen in der Bewehrung in Rissnähe. Mit Hilfe dieser Modelle kann das Verformungsvermögen von vorgespannten Stahlbetonelementen unter Normal- und Schubspannungen daher nicht zufriedenstellend abgeschätzt werden.

Die im Rahmen der vorliegenden Arbeit vorgenommene Erweiterung des *Gerissenen Scheibenmodells* auf vorgespannte Elemente ermöglicht dagegen eine zutreffende Abschätzung des Trag- und Verformungsverhaltens von Stahlbeton- und Spannbetonelementen auf der Grundlage einfacher und physikalisch einwandfreier Überlegungen.

Der Vormarsch von Faserverbundwerkstoffen im Bereich des Bauingenieurwesens stösst in weiten Kreisen noch immer auf Skepsis, sollen die Faserverbunde tragende Funktionen übernehmen. Bemängelt werden in erster Linie das fehlende plastische Verformungspotential sowie die geringe Bruchdehnung der Fasern. Auch wenn die Funktionstüchtigkeit der Faserverbunde am jeweiligen Gesamtsystem zu beurteilen ist und diese bei zahlreichen Anwendungen bewiesen werden konnte, gilt es, Anwendungen zu finden, bei denen die angeführten Nachteile der Fasern nicht ins Gewicht fallen und ihre Vorteile in hohem Mass ausgenutzt werden können. Ein Beispiel einer solch geeigneten Anwendung von mit Kohlenstofffasern verstärkten Kunststoffbändern [57] wird in dieser Arbeit behandelt.

1.2 Zielsetzung

Diese Arbeit soll einen Beitrag zum besseren Verständnis des Trag- und Verformungsverhaltens von vorgespannten Stahlbetonscheiben leisten, die durch Schub- und Normalspannungen in ihrer Ebene beansprucht werden. Ein einfaches und konsistentes physikalisches Modell, das die Einflüsse der relevanten Parameter erfasst, wird erarbeitet. Zu diesem Zweck wird das zuvor entwickelte *Gerissene Scheibenmodell* auf vorgespannte Elemente erweitert. Auf der Basis dieses Modells kann das Verformungsvermögen von vorgespannten Stahlbetonscheiben unter ebener Beanspruchung realistisch vorausgesagt werden. Die Grenzen der Anwendbarkeit der Traglastverfahren auf solche Elemente können untersucht und aktuelle Bemessungsvorschriften überprüft und gegebenenfalls überarbeitet werden.

Weiteres Ziel dieser Arbeit ist es, die Tauglichkeit einer externen vorgespannten Schubverstärkung aus mit Kohlenstofffasern verstärkten Kunststoffbändern zu untersuchen. Zu diesem Zweck werden grossmassstäbliche Versuche an Schubträgern durchgeführt und die Ergebnisse dargestellt und diskutiert.

1.3 Übersicht

Im ersten Teil dieser Arbeit, Kapitel 2, wird das Verhalten der verwendeten Materialien untersucht, und anerkannte Idealisierungen werden aufgezeigt. Im einzelnen werden das Verhalten von Beton, Bewehrungsstahl, Spannstahl und kohlenstofffaserverstärkten Kunststoffen beschrieben sowie frühere Arbeiten zum Verbundverhalten von Bewehrungsstahl und Beton angeführt. Weiterhin werden eine Einführung zum Tragverhalten von orthogonal bewehrten Betonscheiben sowie ein umfassender Überblick über die Entwicklung der Druckfeldmodelle gegeben. Das *Gerissene Scheibenmodell* wird in seinen Grundzügen erläutert.

Der zweite Teil der Arbeit, Kapitel 3, beschreibt die Erweiterung des *Gerissenen Scheibenmodells* auf vorgespannte Stahlbetonscheiben. Die Zusammenhänge für vorgespannte Zugelemente werden erläutert und auf Scheibenelemente übertragen, Grundlagen und relevante Beziehungen für Scheibenelemente werden aufgeführt. Ebenso werden die Grundlagen der Traglastberechnung beschrieben. Auf der Basis des *Gerissenen Scheibenmodells für vorgespannte Elemente* wird eine Parameterstudie durchgeführt, anhand derer der Einfluss massgeblicher Parameter verdeutlicht wird. Die Ergebnisse werden mit vereinfachten Berechnungsmodellen und mit Traglastberechnungen verglichen.

Im dritten Teil, Kapitel 4, werden die im Rahmen dieser Arbeit durchgeführten Versuche ausführlich dokumentiert. Der Versuchsbericht enthält die Kenndaten aller verwendeten Werkstoffe, beschreibt die Versuchseinrichtung und erläutert die Durchführung der Versuche. Grundlegende Resultate aller Versuche werden dargestellt und die Versuche abschliessend verglichen.

Der vierte Teil, Kapitel 5 und 6, beschliesst die Arbeit. In Kapitel 5 werden die Versuchsresultate mit Hilfe von Spannungsfeldern analysiert und Berechnungen auf Basis des *Gerissenen Scheibenmodells für vorgespannte Elemente* gegenübergestellt. Die Bedeutung der Versuchsresultate und mögliche Auswirkungen auf die Schubbemessung von vorgespannten Scheibenelementen werden diskutiert. Kapitel 6 enthält neben der Zusammenfassung der Arbeit die wichtigsten Schlussfolgerungen, ergänzende Hinweise für die praktische Anwendung des *Gerissenen Scheibenmodells für vorgespannte Elemente* sowie Anmerkungen hinsichtlich des Einsatzes der kohlenstofffaserverstärkten Schubverstärkung.

1.4 Abgrenzung

Es werden kurzzeitige statische Belastungen angenommen. Dynamische und zyklische Effekte sowie das Langzeitverhalten werden nicht betrachtet.

In Kapitel 3 werden ausschliesslich orthogonal bewehrte, vorgespannte Stahlbetonelemente unter der Annahme rotationsfähiger, spannungsfreier und sich senkrecht zu ihrer Richtung öffnender Risse betrachtet. Das ungerissene Verhalten der Elemente wird nicht untersucht. Die betrachteten Elemente weisen konstante Dicken auf und besitzen eine Bewehrung, die in der Lage ist, vom Augenblick des Reissens an die aufgebrachten Lasten im Rissquerschnitt zu übernehmen. Aspekte der Bruchmechanik werden nur im Rahmen der Materialeigenschaften (Kapitel 2) berührt.

Zugspannungen und –dehnungen werden im Rahmen dieser Arbeit als positiv betrachtet.

2 Grundlagen

2.1 Stoffgesetze

Als Grundlage für das ingenieurmässige Erfassen des Trag- und Verformungsverhaltens von Baukonstruktionen ist es zweckmässig, das mechanische Verhalten eingesetzter Materialien in Form von Stoffgesetzen darzustellen. Stoffgesetze werden im Sinne einer kontinuumsmechanischen Betrachtungsweise meist als Spannungs-Dehnungs-Beziehungen dargestellt. Bild 2.1 illustriert einige Grundbegriffe des Materialverhaltens.

Für (nichtlineares) elastisches Materialverhalten (Bild 2.1 (a)) gibt es eine eineindeutige Beziehung zwischen der vorhandenen Spannung und der zugehörigen Dehnung. Die Verformungen sind vollständig reversibel, und die im Beanspruchungsprozess aufgebrachte potentielle Energie wird bei Entlastung zurückerhalten, da keine Energiedissipation stattfindet.

Im Fall elastisch-plastischen Materialverhaltens treten sowohl reversible elastische als auch irreversible plastische Verformungsanteile auf (Bild 2.1 (b)). Entsprechend ist nur ein Teil der im Material gespeicherten Energie wiedergewinnbar, wohingegen der andere Teil der aufgebrachten Energie während des Belastungsprozesses im Material dissipiert wird. Der hinter Punkt A liegende weitere Kurvenverlauf ist durch eine drastische Steifigkeitsabnahme charakterisiert und wird als Verfestigungsbereich bezeichnet. Die in diesem Bereich auftretenden Verformungen sind vorwiegend plastischer Art. Durch vollständige

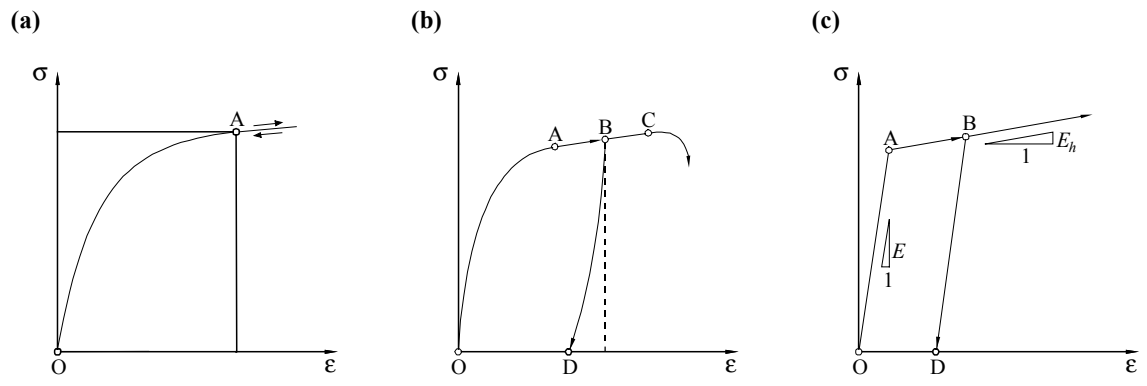


Bild 2.1 - Spannungs-Dehnungs-Beziehungen: (a) elastische Verformung; (b) elastisch-plastische Verformung, verfestigendes und entfestigendes Verhalten; (c) idealisiertes, bilineares Stoffgesetz.

Entlastung – zum Beispiel von Punkt B nach Punkt D - können die einem bestimmten Belastungsniveau entsprechenden elastischen und plastischen Verformungsanteile ermittelt werden. Bei Entlastung wird die Energie unterhalb der Entlastungskurve freigesetzt, während der der Fläche zwischen Be- und Entlastungskurve entsprechende Anteil der Energie dissipiert wird. Nach Erreichen der Festigkeitsgrenze im Punkt C setzt bei weiterer Erhöhung der Verformung die Entfestigung des Materials ein. Auf Grund der dabei auftretenden Verformungslokalisierungen kann die Idealisierung des Gesamtkörpers als Kontinuum nicht mehr aufrechterhalten werden, d. h. das Verhalten des Körpers darf nicht mehr in Form mittlerer Spannungen und Dehnungen ausgedrückt werden.

Bild 2.1 (c) zeigt ein durch einen bilinearen Streckenzug idealisiertes Stoffgesetz. Für den Bereich OA wird vollkommene Elastizität angenommen, wobei das Verformungsverhalten durch den Elastizitätsmodul E charakterisiert wird. Der Punkt A entspricht der Fliessgrenze f_y des Materials. Ab diesem Punkt herrschen plastische Verformungen vor, und die lineare Verfestigung wird durch den Verfestigungsmodul E_h beschrieben. Entlastungen erfolgen stets entlang einer zur Strecke AO parallelen Geraden, wobei der auf der Abszisse erreichte Wert die plastische Verformung darstellt. Bei Vernachlässigung des Verfestigungsvermögens, $E_h \rightarrow 0$, und Annahme eines uneigeschränkten Verformungsvermögens resultiert ein ideal plastisches Materialverhalten. Die zusätzliche Annahme eines unendlich steifen Verformungsverhaltens im elastischen Bereich, $E \rightarrow \infty$, führt zu einem starr – ideal plastischen Stoffgesetz, welches Grundlage für Traglastberechnungen gemäss der Plastizitätstheorie ist.

2.2 Verhalten von Beton

2.2.1 Einachsiger Zug

Die Zugfestigkeit des Betons ist im Vergleich zu seiner Druckfestigkeit relativ gering, unterliegt grossen Streuungen und ist abhängig von zahlreichen Faktoren wie zum Beispiel Eigenspannungen aus Schwinden des Betons. Aus diesem Grund wird die Zugfestigkeit des Betons bei Festigkeitsberechnungen von Stahlbetonelementen meist ausser acht gelassen. Bei der Voraussage von Rissbreiten und –abständen und bei der Beurteilung von Beton- und Stahlspannungen sowie Verformungen spielt sie jedoch eine bedeutende Rolle. Für die meisten Fälle ist es ausreichend, die Zugfestigkeit f_{ct} abzuschätzen. Die Annahme $f_{ct} = 0.3\ (f_{cc})^{2/3}$ (in MPa) mit der Zylinderdruckfestigkeit f_{cc} ergibt für normalfesten Beton realitätsnahe Werte.

Bild 2.2. zeigt das zunächst annähernd linear elastische Spannungs-Dehnungs-Verhalten eines Betonkörpers unter einachsiger Zugbeanspruchung. Bei Annäherung an die Zugfestigkeit wird das Verhalten auf Grund von Mikrorissbildung weicher, und sobald die Zugfestigkeit erreicht ist, bildet sich ein Riss. Bei Verwendung einer gut kontrollierten

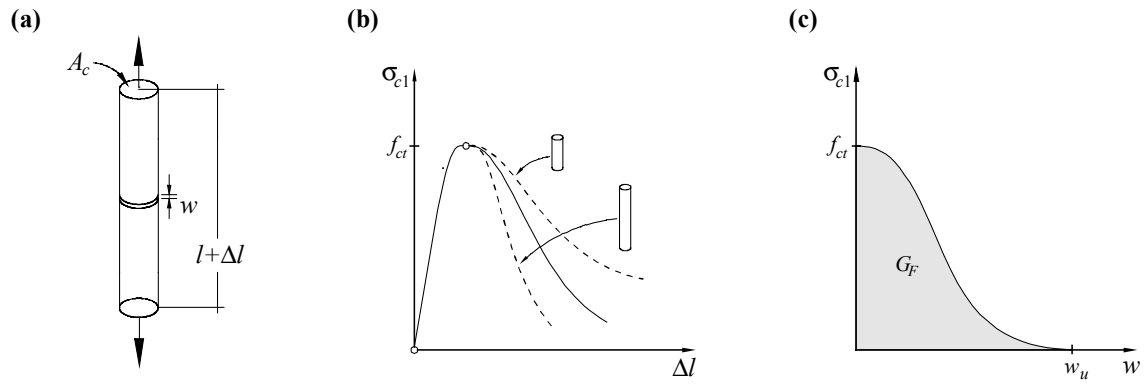


Bild 2.2 – *Fictitious Crack Model*: (a) Probekörper; (b) Einfluss der Probekörperlänge; (c) Spannungs-Rissöffnungs-Beziehung des fiktiven Risses.

Verformungssteuerung kann nach Erreichen der Zugfestigkeit ein entfestigendes Verhalten des Betons beobachtet werden. Die Fähigkeit des Betons, auch nach dem Auftreten eines Risses Zugspannungen übertragen zu können, kommt durch Verzahnung einzelner Betonbestandteile entlang beider Rissufer zustande.

Lange Probekörper weisen ein spröderes Versagensverhalten auf als kurze (Bild 2.2 (b)), was sich nicht durch kontinuumsmechanische Ansätze erklären lässt. Auch linear elastische Bruchmechanik kann nicht zur Lösung dieser Problematik angewendet werden. Hillerborg [13] führte das sogenannte *Fictitious Crack Model* ein, das mit Hilfe einfacher physikalischer Überlegungen den Prozess der Rissbildung beschreibt. Es wird davon ausgegangen, dass die Verlängerung eines auf Zug beanspruchten Betonstabes durch das Verformungsverhalten der Risszone und das des intakten Bereichs beschrieben werden kann. Die Verformungen des Stabes lokalisieren sich in der Risszone bei gleichzeitiger Entlastung des restlichen Bereichs. Wird in dieser Weise ein fiktiver Riss, also eine Risszone mit unendlich kleiner Anfangslänge, betrachtet, kann das Bruchverhalten mittels einer Spannungs-Rissöffnungs-Beziehung beschrieben werden (Bild 2.2 (c)). Die Fläche unterhalb dieser Kurve entspricht der auf die Rissfläche bezogenen spezifischen Bruchenergie G_F. Die spezifische Bruchenergie kann als von den Dimensionen des Betonelements unabhängige Materialkenngrösse aufgefasst werden. Es lässt sich somit die Abhängigkeit des Entfestigungsbereichs von der Länge des Testkörpers darstellen, da die gespeicherte Energie proportional zur Länge des Testkörpers ansteigt, während die zum Zeitpunkt des Bruchs dissipierte Energie $A_c G_F$ konstant bleibt. Die spezifische Bruchenergie ist experimentell zu ermitteln, wobei sie in erster Linie von der Betonfestigkeit sowie der Korngrössenverteilung der Zuschläge abhängt [14].

2.2.2 Einachsiger Druck

Druckversuche an scheibenförmigen Betonelementen ergeben Betondruckfestigkeiten, die ca. 10 bis 20 Prozent unter denen von Standardprüfzylindern mit einer Höhe von 300 mm und einem Durchmesser von 150 mm liegen. Der Grund für dieses Verhalten sind die unterschiedlichen Versagensarten, die bei diesen Tests auftreten (Bild 2.3 (a) und (b)). Das Versagen der Scheibenelemente wird meist durch laminares Aufspalten verursacht, bei dem sich parallel zur Druckrichtung Risse ausbilden. Bei zylinderförmigen Prüfkörpern dagegen wird die Entstehung solcher Risse in den meisten Fällen durch die Lastplatten behindert, so dass das Versagen gewöhnlich durch das Abgleiten zweier Hälften des Körpers entlang einer Gleitebene verursacht wird. Die Tatsache, dass die Druckfestigkeit f_c eines seitlich unbehinderten Betonkörpers niedriger ist als die Zylinderdruckfestigkeit f_{cc}, weist darauf hin, dass der Widerstand des Betons gegen laminares Aufspalten geringer ist als sein Widerstand gegen Gleitversagen. Die Auswertung zahlreicher Versuche legte nahe, die effektive Druckfestigkeit f_c eines seitlich unbehinderten Betonelements unter einachsiger Druckbeanspruchung mit

$$f_c = 2.7(f_{cc})^{2/3} \qquad \text{in MPa,} \quad f_c \leq f_{cc} \tag{2.1}$$

zu beschreiben [36]. Eine mögliche Erklärung der Tatsache, dass die effektive Druckfestigkeit unterproportional mit der Zylinderdruckfestigkeit ansteigt, ergibt sich bei Betrachtung der Versagensarten unterschiedlich fester Betonsorten. Zylinder aus hochfestem Beton versagen trotz der Behinderung durch die Lastplatten oftmals durch laminares Aufspalten. Dies zeigt, dass sich die Differenz der Widerstände gegen Gleitversagen und laminares Aufspalten bzw. der Unterschied zwischen f_{cc} und f_c mit zunehmender Betonfestigkeit vergrössern.

Das Druckspannungs-Dehnungs-Verhalten von Beton unter einachsiger Druckbeanspruchung kann bis zum Erreichen der Bruchlast mit einer Parabel gemäss

$$\frac{\sigma_{c3}}{f_c} = \frac{\varepsilon_3^2 + 2\varepsilon_3\varepsilon_{c0}}{\varepsilon_{c0}^2} \tag{2.2}$$

angenähert werden, wobei ε_{c0} die Betonstauchung bei Erreichen der Druckfestigkeit im Zylinderdruckversuch ist. Für normalfeste Betone ($f_{cc} \leq 30$ MPa) gilt $\varepsilon_{c0} \approx 0.002$, für höhere Druckfestigkeiten ergibt sich ein leichter Zuwachs auf bis zu $\varepsilon_{c0} \approx 0.003$ für $f_{cc} = 100$ MPa. Bei rotationssymmetrischen Prüfkörpern unter einachsiger Druckbeanspruchung verhalten sich die Querdehnungen zunächst annähernd linear elastisch, $\varepsilon_1 = \varepsilon_2 = -\upsilon\varepsilon_3$. Doch bereits bei einer Druckspannung $\sigma_{c3} \approx -f_{cc}/3$ wachsen die Querdehnungen auf Grund von Mikrorissbildung überproportional schnell an, bis bei einer Druckspannung $\sigma_{c3} = -(0.841.0)f_{cc}$ die Volumendehnung $\varepsilon_v = \varepsilon_1 + \varepsilon_2 + \varepsilon_3$ positiv wird, was gleichbedeutend mit einer Dilatation des Prüfkörpers ist. Die Volumendehnung kann dabei

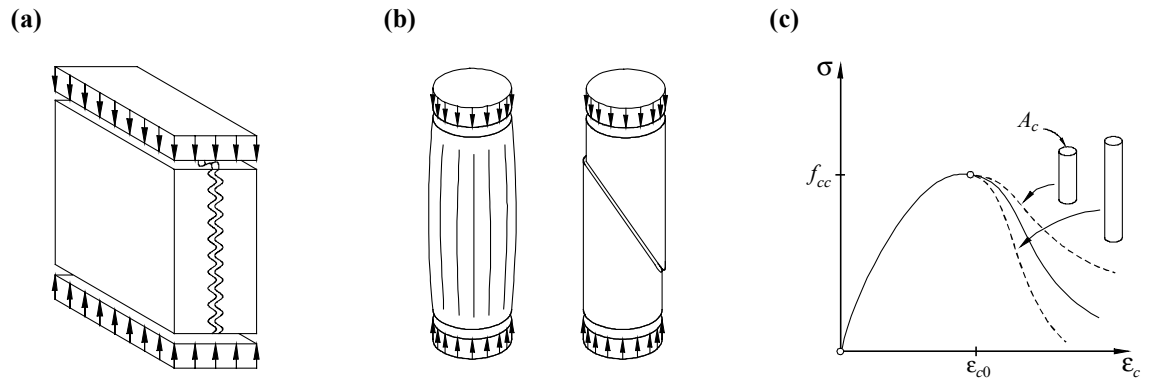


Bild 2.3 - Einachsiger Druck: (a) und (b) Versagensarten von scheiben- und zylinderförmigen Probekörpern; (c) Spannungs-Dehnungs-Beziehung und Einfluss der Probekörperlänge.

als Massstab für die Schädigung des Betonkörpers und somit als entscheidende Zustandsgrösse hinsichtlich des Versagens aufgefasst werden [40]

Das Verhalten des Betons unter einachsiger Druckbeanspruchung nach Erreichen der Maximallast ähnelt dem Verhalten unter einachsigem Zug, da auch hier das Tragvermögen mit steigender Verformung abnimmt (Bild 2.3 (c)). Dem Verhalten unter einer einachsigen Zugbeanspruchung entsprechend stellt sich unter Druckbelastung der Verlauf der Entfestigung bei langen Prüfkörpern steiler ein als bei kurzen, was wiederum auf eine Lokalisierung der Verformungen bei gleichzeitiger Entlastung der übrigen Bereiche während des Versagensprozesses zurückzuführen ist. Das Entfestigungsverhalten von Beton unter Druckbeanspruchung ist jedoch wesentlich komplizierter als das unter Zugbeanspruchung, so dass es noch kein allgemein anerkanntes Modell gibt, das vergleichbar dem *Fictitious Crack Model* die Zusammenhänge auf einfache Weise darstellt. Das Entfestigungsverhalten des Betons hängt neben der Grösse des Testkörpers auch von der Betonfestigkeit ab. So versagen hochfeste Betone deutlich spröder als normalfeste Betone.

2.2.3 Ebener Spannungszustand

Abhängig vom Verhältnis der aufgebrachten Spannungen σ_1 / σ_3 mit $\sigma_1 \geq \sigma_3$ (Druckspannungen negativ) lassen sich mehrere Versagensarten unterscheiden, wobei die Abgrenzungen der einzelnen Versagensarten grossen Streuungen unterworfen sind. Unter zweiachsigem Druck stehende Testkörper versagen bei Verhältnissen $0.3 * \sigma_1 / \sigma_3 * 1$ durch laminares Aufspalten. Laminares Aufspalten verbunden mit parallel zur Hauptdruckspannung σ_3 verlaufenden Rissen tritt bei zweiachsiger Druckbelastung mit $\sigma_1 / \sigma_3 < 0.3$ sowie bei Druck/Zug-Belastungen auf, solange die Zugspannungen niedrig bleiben, $\sigma_1 / \sigma_3 \geq -0.05$. Für Druck/Zug-Beanspruchungen mit grösseren Zugspannungen sowie für zweiachsige Zugspannungen stellt sich Zugversagen ein, wobei sich die Risse in Richtung der Hauptdruckspannung σ_3 ausbilden. Versagen durch Gleiten tritt nur auf, wenn einer Behinderung des Testkörpers durch die Lastplatten vorgebeugt wird.

Bei zweiachsiger Druck/Zug-Beanspruchung werden die Zugspannungen aus der äusseren Belastung durch die gleichzeitig auftretenden Querzugspannungen aus der Druckbelastung überlagert, wodurch die Zugfestigkeit des Betons leicht abgemindert wird. An der Stelle, an der diese Grenze erreicht wird, entfestigt sich der Beton, und es bildet sich quer zur Zugspannung ein Trennriss. Das Betonelement wird in zwei Risskörper geteilt, und die Zugspannungen aus der äusseren Belastung werden vollständig abgebaut. Die Druckbelastung kann in der Regel annähernd bis zur einachsigen Druckfestigkeit gesteigert werden. Die geringen Reduktionen sind auf die Vorschädigung des Betons aus der gegebenen Belastungsgeschichte zurückzuführen.

Sind die Zugbeanspruchungen dagegen so gering, dass sich keine vorzeitigen Trennrisse ergeben, stellen sich wieder eigentliche Druckbrüche ein. Die einachsige Druckfestigkeit des Betons wird jedoch nicht mehr erreicht. Im Stahlbetonbau treten solche Beanspruchungszustände an Stellen auf, an denen auf Druck beanspruchter Beton von einer unter Zugbeanspruchung stehenden Bewehrung gekreuzt wird, und dem Beton durch die Verbundwirkung zwischen Beton und Bewehrung zwischen den entstehenden Rissen Querdehnungen aufgezwungen werden.

2.3 Verhalten von Stahl

2.3.1 Betonstahl

Das Verformungsvermögen von Stahlbetonelementen hängt zu einem grossen Teil von der Duktilität des Betonstahls ab. Generell sollten Stahlbetonstrukturen auf ein Versagen der Bewehrung hin bemessen werden, da dies ein Versagen mit Vorankündigung gewährleistet resp. ein sprödes, unvermitteltes Bauteilversagen durch Bruch des Betons unwahrscheinlich macht. Es können zwei grundlegend unterschiedliche Spannungs-Dehnungs-Verhalten für Betonstähle festgestellt werden. Ein warmgewalzter Stahl mit niedrigem Kohlenstoffgehalt verhält sich unter Zugbeanspruchung zunächst linear elastisch mit $\sigma_s = E_s \varepsilon_s$, bevor er auf Höhe der Fliessgrenze, $\sigma_s = f_{ys}$, ein Fliessplateau erreicht, auf dem die Dehnung bei annähernd konstanter Spannung stark zunimmt (Bild 2.4 (a)). Die Länge dieses Plateaus nimmt dabei mit abnehmender Fliessgrenze des Stahls zu. An das Fliessplateau schliesst sich eine Verfestigungsphase an, die sich bis zum Erreichen der Zugfestigkeit, $\sigma_s = f_{us}$, erstreckt. Kaltgewalzte Stahlsorten und solche mit hohem Kohlenstoffgehalt zeigen einen sanften Übergang von der linear elastischen Phase zum Bereich der Verfestigung (Bild 2.4 (b)). Da sie keine ausgeprägte Fliessgrenze besitzen, wird meist die Spannung, die eine nach Entlastung verbleibende Verformung von 0.2 % erzeugt, als Fliessgrenze bezeichnet.

Nach dem Erreichen der Zugfestigkeit verhalten sich Stähle entfestigend, wobei sich ein Einschnürbereich ausbildet, in dem sich die Verformungen lokalisieren. Der Ein-

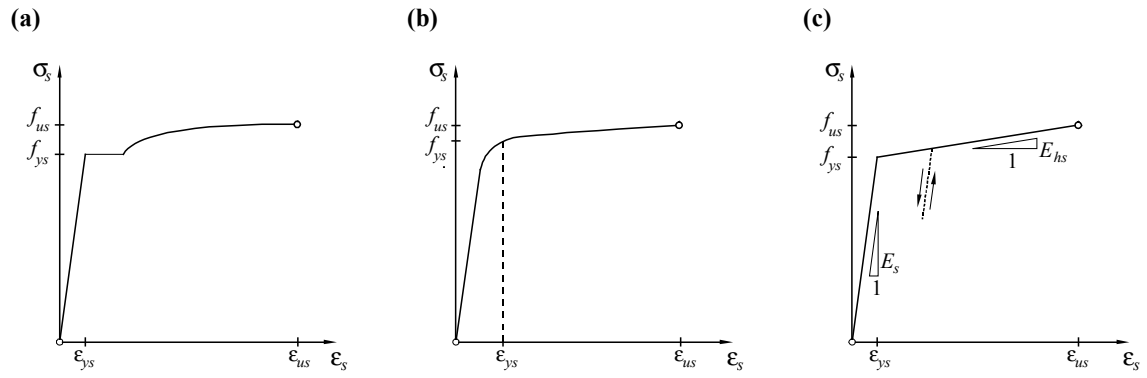


Bild 2.4 - Spannungs-Dehnungs-Beziehungen von Stahl unter einachsiger Zugbeanspruchung: (a) naturharter oder vergüteter Stahl; (b) kaltverformter Stahl; (c) bilineare Idealisierung.

schnürbereich besitzt typischerweise eine Länge, die dem zweifachen Stabdurchmesser entspricht. Die mittlere örtliche Dehnung in dieser Zone erreicht Werte von bis zu 50 %. Die übrigen Bereiche des Stabes werden entlastet, und die dabei freigesetzte elastische Energie wird in der Versagenszone dissipiert. Sobald die elastisch gespeicherte Energie das Dissipationsvermögen der Versagenszone übersteigt, erfolgt die schlagartige Trennung des Stabes in zwei Teile. Die Bruchdehnung ε_{us} und das Verhältnis der Zugfestigkeit zur Fliessspannung f_{us} / f_{ys} beschreiben die Duktilität eines Stahls. Warmgewalzter Stahl weist im Vergleich zu kaltverformtem Stahl typischerweise ein grösseres Verhältnis f_{us} / f_{ys} sowie eine deutlich grössere Bruchdehnung ε_{us} auf.

Die Festigkeitseigenschaften von Stählen lassen sich durch gezielten Einsatz von Vergütung, Wärmebehandlung und Kaltverformung erheblich verbessern, wobei die Duktilität jedoch meist reduziert wird. Stahlspannungen werden in der Regel auf den nominellen Stabquerschnitt bezogen, so dass die realen Spannungen im bei hoher Belastung reduzierten Querschnitt deutlich höher sein können. Die Fliessspannungen von Betonstählen betragen in der Regel 450 bis 600 MPa, der Elastizitätsmodul ist mit rund 205 GPa für alle Stahlsorten gleich gross.

Die bilineare Idealisierung der Spannungs-Dehnungs-Beziehung nimmt das Verhalten des Stahls bis zum Erreichen der Fliessgrenze (Punkt A) als linear elastisch an (Bild 2.4 (c)). Bei höheren Spannungen tritt eine lineare Verfestigung mit $d\sigma = E_{hs} d\varepsilon$ ein, wobei E_{hs} = Verfestigungsmodul (h = hardening).

Mit den Bezeichnungen gemäss Bild 2.4 (c) ergibt sich der Verfestigungsmodul E_{hs} zu

$$E_{hs} = \frac{f_{us} - f_{ys}}{\varepsilon_{us} - \varepsilon_{ys}} \tag{2.3}$$

mit $\varepsilon_{ys} = f_{ys} / E_s$ = Fliessdehnung.

Der Spannungs-Dehnungs-Verlauf einer Entlastung wird parallel zum anfänglich elastischen Verhalten angenommen. Bei geeigneter Wahl der Parameter E_s, E_{hs} und f_{ys} kann das reale Materialverhalten bis zum Erreichen der Tragfähigkeit mit Hilfe bilinearer Spannungs-Dehnungs-Verläufe gut angenähert werden. Die linear elastisch-ideal plastische Idealisierung des Spannungs-Dehnungs-Verhaltens mit $E_{hs} \rightarrow 0$ ist für den Fall geeignet, dass nur Traglasten und Anfangssteifigkeiten eines Materials von Interesse sind. Soll sogar nur die Traglast abgeschätzt werden, liefert oftmals bereits ein starr-ideal plastisches Stoffgesetz, $E_s \rightarrow \infty$ und $E_{hs} \rightarrow 0$, Aussagen ausreichender Genauigkeit. Linear elastisch-ideal plastische sowie starr-ideal plastische Idealisierungen sind somit Spezialfälle eines bilinearen Werkstoffverhaltens.

2.3.2 Spannstahl

Der Einsatz gewöhnlichen Betonstahls für die Spannbetonbauweise wäre nicht sinnvoll. Die maximal erzielbare Vorspannung wäre durch Spannungsverluste aus Kriechen und Schwinden des Betons sowie aus Schlupf der Verankerung in der Regel bereits nach kurzer Zeit abgebaut. Aus diesem Grund müssen die Zugfestigkeiten von Spannstählen deutlich höher liegen als die des Betonstahls. In Betracht kommen Stähle mit Zugfestigkeiten von 900 bis 2200 MPa.

Eine im Vergleich zu Betonstahl höhere Stahlqualität wird durch die Erhöhung des Kohlenstoffgehalts und eine gezielte Wärmebehandlung resp. eine mechanische Nachbehandlung erreicht. Spannstahl ist in unterschiedlichen Erscheinungsformen erhältlich. Stäbe werden warmgewalzt und weisen bei Durchmessern von 12 mm bis 36 mm Stahlgüten von 835 / 1030 bis 1370 / 1570 auf, wobei der erste Wert für die Fliessgrenze, der zweite Wert für die Zugfestigkeit in MPa steht. Drähte mit Durchmessern von 4 mm bis 16 mm sind im allgemeinen kaltgezogen und besitzen Stahlgüten von 835 / 1030 bis 1570 / 1770. Litzen bestehen in der Regel aus sieben Einzeldrähten, die Durchmesser von 3 mm bis 5 mm besitzen. Die Stahlgüten liegen zwischen 1370 / 1570 und 1570 / 1770. Die Elastizitätsmoduli von Stäben und Drähten betragen ca. 205 GPa, von Litzen ca. 195 GPa.

Insbesondere die höherwertigen Spannstähle besitzen weder eindeutig erkennbare Fliessgrenzen noch ausgeprägte Fliessplateaus. Daher wird entsprechend den kaltgezogenen Betonstählen üblicherweise die Spannung, die eine nach Entlastung verbleibende Verformung von 0.2 % erzeugt, als Fliessgrenze bezeichnet. Bild 2.5 zeigt Spannungs-Dehnungs-Beziehungen gängiger Spannstähle im Vergleich zu Betonstahl.

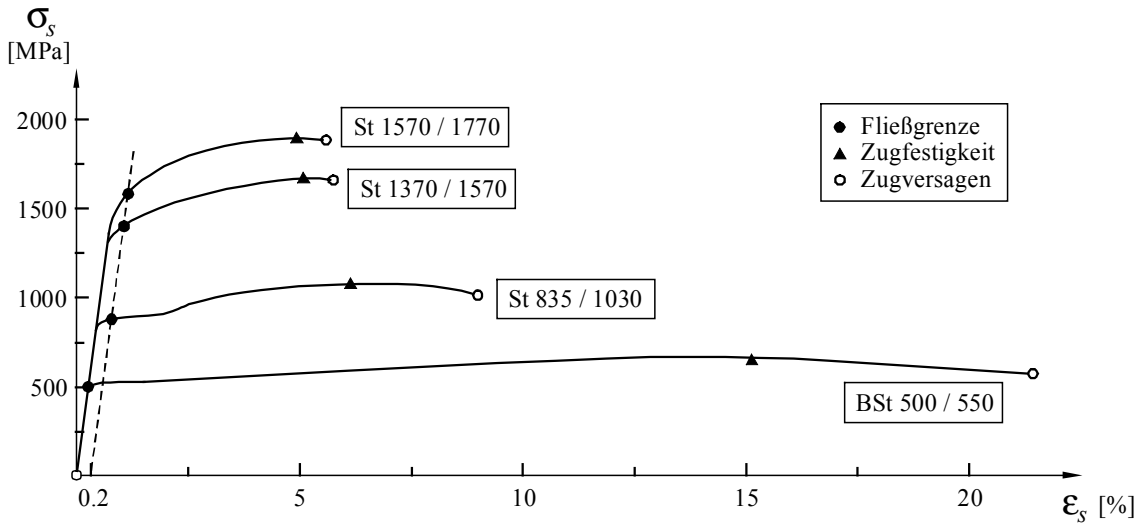


Bild 2.5 - Spannungs-Dehnungs-Beziehungen von Spannstahl unter einachsiger Zugbeanspruchung.

2.4 Zusammenwirken von Beton und Stahl

2.4.1 Verbund

Die einwandfreie Kraftübertragung zwischen Beton und Stahl ist die grundlegende Bedingung für das Zusammenwirken der beiden Komponenten bei der Stahlbetonbauweise. Die Verbundeigenschaften beeinflussen die Rissbildung und somit die globalen Verformungen einer Stahlbetonstruktur. Sigrist [50] und Alvarez [3] gaben ausführliche Darstellungen zu diesem Thema.

Die Verbundwirkung zwischen Beton und Bewehrungsstahl kommt durch die Verzahnung des profilierten Bewehrungsstabes mit dem Beton, Reibungskräfte sowie Adhäsion zustande. Die auf Grund von Adhäsion und Reibung erzeugten Anteile der Verbundwirkung sind jedoch im Vergleich zu dem der mechanischen Verzahnung vernachlässigbar, zumal sie bereits bei sehr geringem Schlupf $\delta = u_s - u_c$ vollständig abgebaut werden, mit u_s, u_c = Verschiebungen des Bewehrungsstabes resp. des ihn umgebenden Betons. Im Gegensatz dazu wird die Wirkung der Verzahnung erst bei auftretendem Schlupf aufgebaut. Die Kräfte werden dabei über geneigte Druckstreben, die von den Rippen des Bewehrungsstabes aus radial in den Beton ausstrahlen, zwischen Stab und Beton übertragen. Dabei verursachen die radialen Komponenten dieser Druckstreben umlaufende Zugspannungen im Beton. Der komplexe Mechanismus der Kraftübertragung wird meist durch die vereinfachende Annahme einer nominellen Verbundschubspannung idealisiert, die über den Umfang des Bewehrungsstabes konstant ist. Die über die Verbundlänge l_b

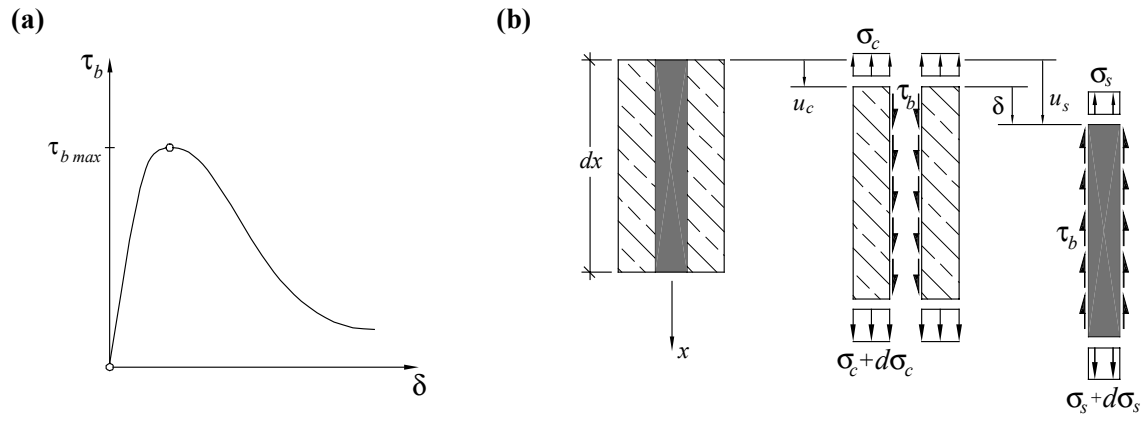


Bild 2.6 - Verbundverhalten: (a) Verbundschubspannungs-Schlupf-Beziehung; (b) differentielles Verbundelement.

konstante durchschnittliche nominelle Verbundschubspannung τ_b wird mit Hilfe von Auszugsversuchen ermittelt zu

$$\tau_b = \frac{F}{\pi Ø_s l_b} \tag{2.4}$$

mit der Auszugskraft F sowie dem Stabdurchmesser $Ø_s$. Die Verbundschubspannung τ_b steigt mit grösser werdendem Schlupf δ an, bis bei einem Schlupf von etwa 0.5 bis 1 mm die Verbundfestigkeit $\tau_{b\,max}$ erreicht wird. Bei weiterer Steigerung des Schlupfes fällt die Verbundschubspannung wieder ab (Bild 2.6 (a)).

Aus Gleichgewichtsgründen muss für jedes Stahlbetonelement unter einachsigem Zug

$$N = A_s \sigma_s + (1-\rho_s) A_c \sigma_c \tag{2.5}$$

gelten. Hierbei sind $\rho_s = A_s / A_c$ der geometrische Bewehrungsgehalt, A_s der Bewehrungsquerschnitt und A_c der Bruttoquerschnitt. Gleichgewicht an einem differentiellen Element der Länge dx ergibt für die über Verbund zwischen Beton und Bewehrungsstab übertragenen Spannungen

$$\frac{d\sigma_s}{dx} = \frac{4\tau_b}{Ø_s}, \qquad \frac{d\sigma_c}{dx} = -\frac{4\tau_b}{Ø_s}\frac{\rho_s}{(1-\rho_s)} \tag{2.6}$$

Aus Bild 2.6 (b) ist für das angenommene Ebenbleiben der Querschnitte die kinematische Bedingung

$$\frac{d\delta}{dx} = \frac{d}{dx}\left(u_s(x) - u_c(x)\right) = \varepsilon_s(x) - \varepsilon_c(x) \tag{2.7}$$

ersichtlich. Differenzieren von Gl. (2.7) nach x und Einsetzen von Gl. (2.6) ergibt für linear elastisches Verhalten von Beton und Stahl mit $n = E_s / E_c$ eine nichtlineare Differentialgleichung 2. Ordnung, die sogenannte Differentialgleichung des verschieblichen Verbundes

$$\frac{d^2\delta}{dx^2} = \frac{4\tau_b}{Ø_s E_s}\left(1 + \frac{n\rho_s}{1-\rho_s}\right) \tag{2.8}$$

die im allgemeinen iterativ auf numerische Weise zu lösen ist.

2.4.2 Zugfestigkeit des gerissenen Stahlbetons

In bei hoher Zugbelastung entstehenden Rissquerschnitten wird die gesamte Zugbeanspruchung von der Bewehrung aufgenommen und über den Rissquerschnitt übertragen. Über den Verbund zwischen Beton und Bewehrung werden jedoch zwischen den Rissen weiterhin Zugspannungen in den Beton eingeleitet, so dass bei steigender Belastung weitere Risse entstehen können. Durch die Übernahme eines Anteils der Zugbelastung besitzt der Beton eine versteifende Wirkung, weshalb ein gerissenes Stahlbetonzugelement eine höhere Steifigkeit als der reine Bewehrungsquerschnitt aufweist. Die versteifende Mitwirkung des Betons bei Querschnitten unter Zug- oder Biegezugbelastung kann anhand eines von zwei benachbarten Rissen begrenzten Risselements anschaulich verdeutlicht werden (Bild 2.7). Die Betonspannungen sind im Bereich der Risse null und werden zwischen den Rissen gemäss Gl. (2.6) mittels Verbundschubspannungen aufgebaut. Für den symmetrischen Fall, d.h. für gleich grosse Zugkräfte auf beiden Seiten des Risselements, verschwinden Verbundschubspannungen und Schlupf genau in der Mitte des Risselements, während die Betonzugspannungen dort maximal sind. Mit Hilfe der Gln. (2.6) und (2.7) kann der Verlauf der Spannungen und Dehnungen über das Risselement für beliebige Verbundschubspannungs-Schlupf- und Spannungs-Dehnungs-Beziehungen ermittelt werden.

Aus der Bedingung, dass die Betonzugspannungen nicht grösser werden können als die Betonzugfestigkeit f_{ct}, erhält man die Gleichung für den maximalen Rissabstand s_{r0} des abgeschlossenen Rissbilds

$$\frac{4}{Ø_s}\frac{\rho_s}{(1-\rho_s)}\int_{x=0}^{s_{r0}/2}\tau_b\,dx \le f_{ct} \tag{2.9}$$

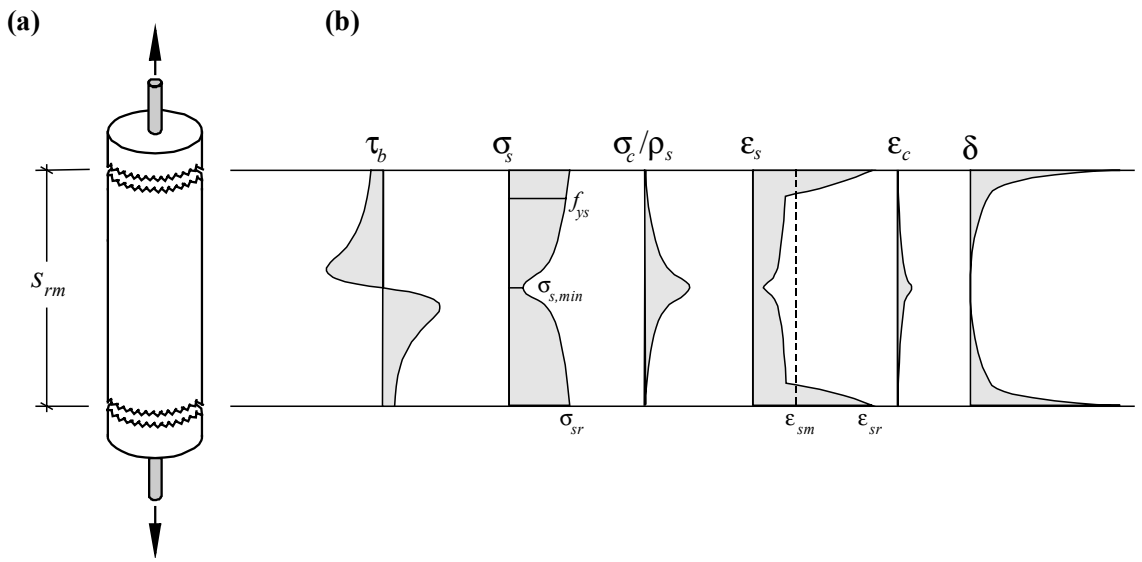


Bild 2.7 - Versteifendes Verhalten des Betons: (a) Symmetrisch belastetes Risselement; (b) qualitative Verteilung von Verbundschubspannung, Stahl- und Betonspannungen und –dehnungen, Schlupf.

Unter Voraussetzung einer konstanten Verbundschubspannung τ_{b0} folgt

$$s_{r0} = \frac{Ø_s (1-\rho_s) f_{ct}}{2\rho_s \tau_{b0}} \tag{2.10}$$

Der minimale Rissabstand beträgt unter Annahme einer konstanten Verbundschubspannung s_{r0} / 2, da die Betonzugspannungen den Wert der Betonzugfestigkeit erreichen müssen, bevor ein neuer Riss entstehen kann. Somit gilt für den Rissabstand s_{rm} des abgeschlossenen Rissbilds mit $\lambda = s_{rm} / s_{r0}$

$$0.5 \leq \lambda \leq 1 \tag{2.11}$$

Für den sich ergebenden Rissabstand können somit nur Grenzwerte bestimmt werden, zwischen denen er sich frei einstellen kann. Auch aus diesem Grund ist die Vorhersage der Verformungen eines Stahlbetonzugelements stets mit einer beträchtlichen Unsicherheit behaftet. Die Grösse des Rissabstands hat einen signifikanten Einfluss sowohl auf das Verformungsverhalten als auch auf das Verformungsvermögen eines Zuggliedes. Mit kleiner werdendem Rissabstand nehmen die Verformungen deutlich zu.

Da in den meisten Fällen in erster Linie die Kenntnis des globalen Verhaltens des Zugelements wichtig ist, die exakten Verläufe der Spannungen und Dehnungen jedoch nur von untergeordnetem Interesse sind, können einfache Spannungs-Dehnungs- sowie Verbundschubspannungs-Schlupf-Beziehungen angewendet werden, soweit die relevanten Einflussgrössen erfasst werden und die Resultate durch Versuchsergebnisse bestätigt werden. Sigrist und Marti [49] schlugen daher ungeachtet der Möglichkeit, beliebig komplexe Stoffgesetze für die Bewehrung zu berücksichtigen, eine bilineare Spannungs-Dehnungs-Beziehung für die Bewehrung sowie eine abgestufte starr – ideal plastische Verbundschubspannungs-Schlupf-Beziehung vor. Auf diesen Überlegungen basierend entwickelte Alvarez [3] das sogenannte *Zuggurtmodell* (Bild 2.8 (b) und (c)) weiter, mit

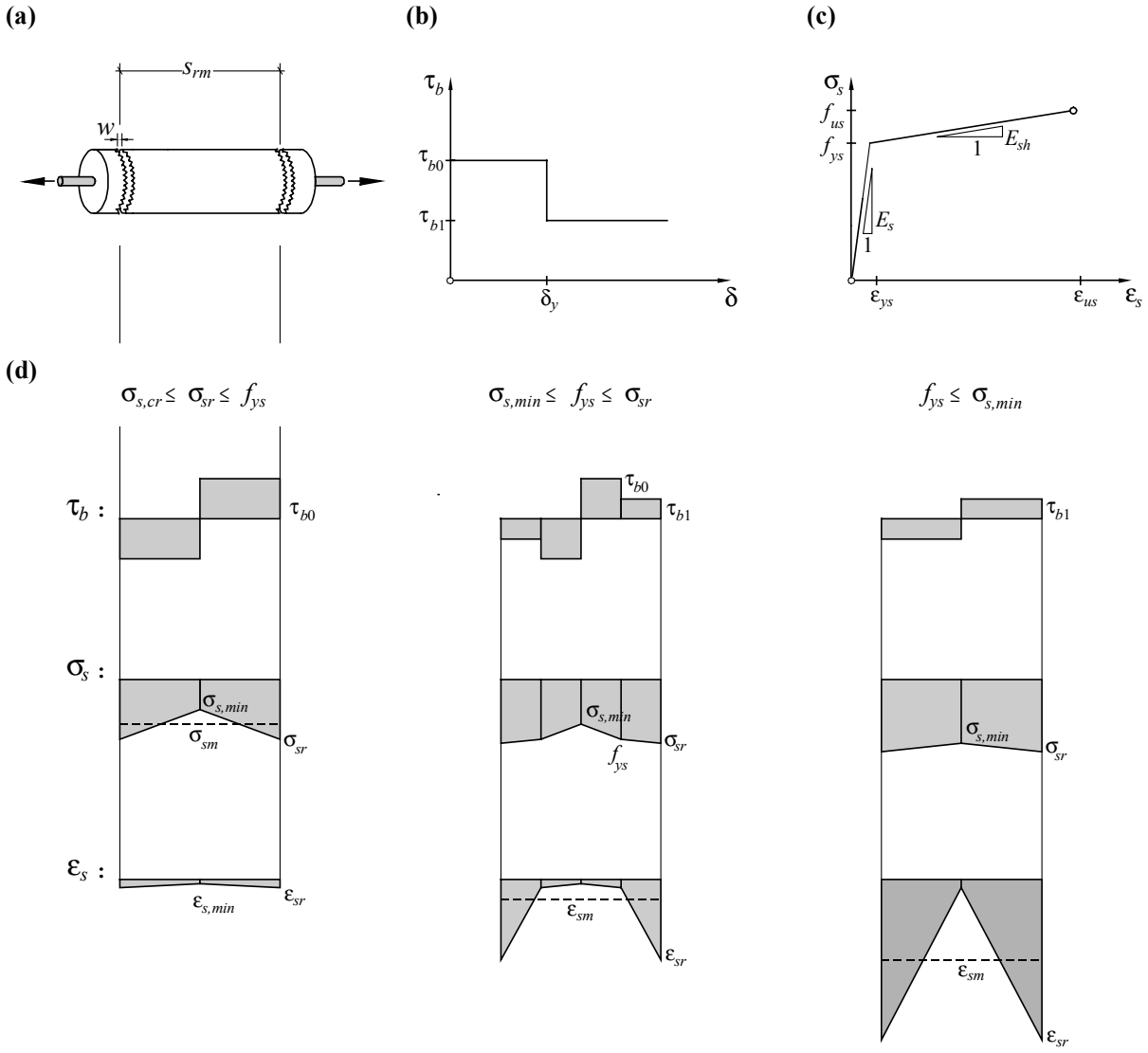


Bild 2.8 - Zuggurtmodell: (a) Symmetrisch belastetes Risselement; (b) Verbundschubspannungs-Schlupf-Beziehung; (c) bilineare Spannungs-Dehnungs-Beziehung für Bewehrungsstahl; (d) Verläufe der Verbundschubspannungen, Stahlspannungen und Stahldehnungen.

dem das Spannungs-Dehnungs-Verhalten des gerissenen Zuggliedes analytisch beschrieben wird. Die Verläufe der Verbundschubspannung, der Stahl- und Betonspannungen sowie die Stahldehnungen können für beliebige Stahlspannungen am Rissquerschnitt bestimmt werden.

Die vorgeschlagene Verbundschubspannungs-Schlupf-Beziehung stellt den einfachst möglichen Ausdruck dar, mit dem die ausgeprägte Reduktion der Verbundschubspannungen zum Zeitpunkt des Fliessbeginns der Bewehrung erfasst werden kann. Die Verbundspannungen werden zu

$$\tau_{b1} = \frac{\tau_{b0}}{2} = f_{ct} = 0.3\left(f_{cc}\right)^{2/3} \quad \text{in MPa} \tag{2.12}$$

angenommen.

Für die maximalen Stahlspannungen σ_{sr} am Riss in Funktion der mittleren Verzerrungen ε_{sm} erhält man anhand der getroffenen Annahmen aus den Spannungs- und Dehnungsverteilungen gemäss Bild 2.8 (d) für einen Stahl mit bilinearem Stoffgesetz

für $\sigma_{s,cr} \leq \sigma_{sr} \leq f_{ys}$ (*Regime* ①: Stahlspannungen über gesamte Risselementlänge im elastischen Bereich):

$$\sigma_{sr} = E_s \varepsilon_{sm} + \frac{\tau_{b0} s_{rm}}{Ø_s} \tag{2.13 a}$$

für $f_{ys} < \sigma_{sr} \leq f_{yy} + 2\,\tau_{b1} s_{rm} / \&_s$ (*Regime* ②: Fliessen der Bewehrung in Rissnähe):

$$\sigma_{sr} = f_{ys} + 2\frac{\dfrac{\tau_{b0} s_{rm}}{Ø_s} - \sqrt{\left(f_{ys} - E_s \varepsilon_{sm}\right)\dfrac{\tau_{b1} s_{rm}}{Ø_s}\left(\dfrac{\tau_{b0}}{\tau_{b1}} - \dfrac{E_s}{E_{hs}}\right) + \dfrac{E_s}{E_{hs}}\tau_{b0}\tau_{b1}\dfrac{s_{rm}^2}{Ø_s^2}}}{\dfrac{\tau_{b0}}{\tau_{b1}} - \dfrac{E_s}{E_{hs}}} \tag{2.13 b}$$

für $f_{ys} + 2\,\tau_{b1} s_{rm} / \&_s < \sigma_{sr} < f_{us}$ (*Regime* ③: Fliessen der Bewehrung über die gesamte Risselementlänge):

$$\sigma_{sr} = f_{ys} + E_{hs}\left(\varepsilon_{sm} - \frac{f_{ys}}{E_s}\right) + \frac{\tau_{b1} s_{rm}}{Ø_s} \tag{2.13 c}$$

mit ε_{sm} = mittlere Stahldehnung.

Das Verhalten des gerissenen Betonzuggliedes wird hierbei in maximalen Stahlspannungen am Riss und mittleren Dehnungen des Elements ausgedrückt, da zum einen die Maximalspannungen im Stahl einen grossen Einfluss auf die Versagenslast eines Bauteils haben, zum anderen die Kenntnis der mittleren Verformungen für Überprüfungen der Gebrauchs- und Verformungsfähigkeit erforderlich ist.

Ein sich über das gesamte Risselement erstreckender plastifizierter Zustand (*Regime* ③) kann nur erreicht werden, wenn f_{us} / f_{ys} $[1 + 2\,\tau_{b1} s_{rm} / (f_{ys} \& s)]$ ist. Im Fall ungünstigerer Verfestigungseigenschaften erfolgt das Zugversagen der Bewehrung bereits in *Regime* ②. Es bleibt zu beachten, dass im Bereich plastischer Stahldehnungen das Verformungsverhalten eines Stahlbetonzugglieds sehr von der Verfestigungscharakteristik der Stahlkennlinie abhängt. Für gleiche Duktilitätskennwerte (Bruchdehnung ε_{us} und Verhältnis f_{us} / f_{ys}) kann sich für den Fall des Versagens der Bewehrung bei Annahme eines bilinearen Stahlstoffgesetzes ein markant grösseres rechnerisches Verformungsvermögen des Stahlbetonelements ergeben als bei Ansatz eines kaltverformten, naturharten oder trilinearen Stahlstoffgesetzes. Dies erklärt sich durch die Nichtberücksichtigung der deutlichen Abnahme der Tangentensteifigkeit im Verfestigungsbereich durch die bilineare Idealisierung [3].

2.5 Orthogonal bewehrte Stahlbetonscheiben

2.5.1 Tragverhalten

Bis zum Zeitpunkt der Rissbildung unterscheidet sich das Tragverhalten von Stahlbetonscheiben unter ebener Beanspruchung nur unwesentlich von demjenigen einer unbewehrten Betonscheibe. Sobald die Hauptzugspannung im Beton σ_{c1} jedoch die Zugfestigkeit f_{ct} erreicht, bilden sich Risse senkrecht zur Hauptzugspannungsrichtung. Dies hat eine Umlagerung der inneren Kräfte resp. eine Änderung der Hauptspannungsrichtungen zur Folge. Unter Voraussetzung einer ausreichenden Bewehrung wird diese zum Zeitpunkt der Rissbildung nur elastisch beansprucht. Die Richtungen der Hauptspannungen bleiben dann bei weiterer Laststeigerung annähernd konstant, bis die Spannung in einer der beiden Bewehrungen deren Fliessgrenze erreicht oder Versagen durch Betonbruch eintritt. Der Fliessbeginn einer Bewehrung ist mit einem ausgeprägten Abfall ihrer Steifigkeit verbunden, so dass sich die inneren Scheibenkräfte in diesem Fall erneut umlagern. Das äusserliche Anzeichen dafür ist das Entstehen neuer Risse, die im Vergleich zu den zu einem früheren Zeitpunkt entstandenen näher zur Richtung der nicht fliessenden Bewehrung verlaufen. Die Scheibe versagt bei weiter zunehmender Beanspruchung durch Fliessen der bis dahin elastischen Bewehrung oder durch Betonbruch. Versagt der Beton, ist das Bruchverhalten der Scheibe spröde, wohingegen ein Versagen durch Fliessen beider Bewehrungen ein duktiles Bruchverhalten nach sich zieht.

Während des Belastungsprozesses entstehen in der Regel Risse mit unterschiedlichen Neigungen, so dass über diejenigen Risse, die nicht in der aktuellen Richtung der Hauptspannung verlaufen, Schubspannungen übertragen werden müssen. Es besteht also die Gefahr des vorzeitigen Versagens durch Gleiten entlang der Rissufer, was sich in der Praxis jedoch nur selten einstellt.

2.5.2 Einfluss von Querdehnungen

Beim Auftreten von Rissen übernimmt in ausreichend bewehrten Stahlbetonelementen die Bewehrung die Zugkräfte im Rissquerschnitt. Zwischen benachbarten Rissen werden Teile dieser Zugkräfte durch Verbundwirkung auf den umliegenden Beton übertragen. Durch diese Querspannungen resp. -dehnungen wird die Druckfestigkeit des Betons, wie in Kapitel 2.2.3 ausgeführt, vermindert. Auf der anderen Seite führt eine in ihrem elastischen Bereich belastete Bewehrung zu einer Querbehinderung des Betons, wodurch die Druckfestigkeit erhöht wird. Da die Dehnungen aus der Scheibenebene heraus unbehindert bleiben, ist dieser Einfluss jedoch deutlich geringer als für den Fall einer dreiachsigen Querbehinderung. Es kann gefolgert werden, dass sich die Druckfestigkeit von orthogonal bewehrten Stahlbetonscheiben unter Querzugbeanspruchung nicht beträchtlich von derjenigen unbewehrter Scheiben unterscheidet, solange die Bewehrung nicht fliesst.

Erfährt der Beton dagegen grosse Querdehnungen durch eine im Verbund wirkende Querbewehrung, die über ihre Fliessgrenze hinaus belastet wird, verringert sich die Druckfestigkeit beträchtlich („Compression Softening“). Zweiachsige Druck/Zug-Versuche zeigen, dass sich die Druckfestigkeit bei grossen Querdehnungen auf weniger als ein Viertel der Zylinderdruckfestigkeit verringern kann [54]. Ein solch signifikanter Rückgang lässt sich nicht auf die durch die grosse Querdehnung entstehenden Risse zurückführen, welche parallel zur Druckbelastung verlaufen und nur einen geringen Einfluss auf die Druckfestigkeit besitzen. Vielmehr spalten die Rippen der Querbewehrung den Beton mit grösser werdender Relativverschiebung zwischen Bewehrung und Beton entlang der Bewehrungsebene auf. Laminares Aufspalten des Betons bei Druckspannungen, die deutlich unterhalb der Zylinderdruckfestigkeit liegen können, ist die Folge.

Die Reduktion der Druckfestigkeit in Folge aufgezwungener Querdehnungen ist von der konstruktiven Durchbildung der Querbewehrung abhängig und stellt somit keine eigentliche Materialeigenschaft dar. Dennoch kann der Einfluss aufgezwungener Querdehnungen auf die Betondruckfestigkeit auf der Grundlage von Versuchen analytisch erfasst werden. In Bild 2.9 sind Versuchskonfigurationen dargestellt, mit denen dieser Einfluss untersucht werden kann. Bild 2.9 (a) zeigt die als Referenz dienende Ermittlung der Druckfestigkeit unter einachsiger Belastung. Das typische Versagen durch laminares Aufspalten kündigt sich durch die stärkere Zunahme der Querdehnung ε_2 senkrecht zur Scheibenebene im Vergleich zur Querdehnung ε_1 in der Scheibenebene an. Bild 2.9 (b) zeigt eine Stahlbetonscheibe, die zunächst einer Querbeanspruchung unterworfen wird. Nach Erreichen der gewünschten Querdehnung ε_1 mit entsprechender Rissbildung wird

die Druckbelastung aufgebracht und bei konstanter Querdehnung bis zum Versagen gesteigert. Sofern die Querdehnung ε_1 grösser ist als im Bruchzustand der einachsigen Druckbelastung, liegt die Druckfestigkeit unterhalb des bei der einachsigen Druckbelastung erzielten Wertes. Das Versagen erfolgt in der Regel auf die gleiche Art wie unter einachsiger Druckbeanspruchung.

Das Schubtragverhalten von Stahlbetonscheiben wird üblicherweise an Elementen mit in beiden Diagonalrichtungen verlaufenden Bewehrungen ermittelt (Bild 2.9 (c)). Für den Fall gleicher Bewehrungen in beiden diagonalen Richtungen sind die Hauptrichtungen aus Symmetriegründen bekannt, und die Spannungen im Beton sowie in der Bewehrung an den Rissen können durch Gleichgewichtsüberlegungen ermittelt werden. Zug/Druck-Beanspruchungen an solchen Elementen ergeben normalerweise leicht geringere Betondruckfestigkeiten als für Versuchskörper mit in Zugrichtung verlaufender Bewehrung, was den Einfluss der Bewehrungsrichtung auf das Tragverhalten aufzeigt. Stehen die aufgebrachten Spannungen im Verhältnis $\sigma_1 = -\sigma_3$, entstehen an den Rissen Betondruckspannungen von $\sigma_{c3} = 2\,\sigma_3$ sowie Stahlspannungen in beiden Bewehrungsrichtungen von $\sigma_s = \sigma_1 / \rho_s$. Bei Steigerung der Beanspruchung nimmt die Querdehnung ε_1 in Abhängigkeit vom Bewehrungsgehalt schneller zu als die Stauchung $-\varepsilon_3$. Das Versagen des Versuchsköpers wird durch Fliessen der Bewehrung oder durch Betonversagen bei noch elastischer Bewehrung verursacht. Die Querdehnung kann bei dieser Versuchskonfiguration maximal $\varepsilon_1 = 2\,\varepsilon_{ys} - \varepsilon_3$ betragen. In Bild 2.9 (c) sind beispielhafte Verläufe von ε_1 für die Fälle (1) Stahlfliessen und (2) Betonversagen dargestellt.

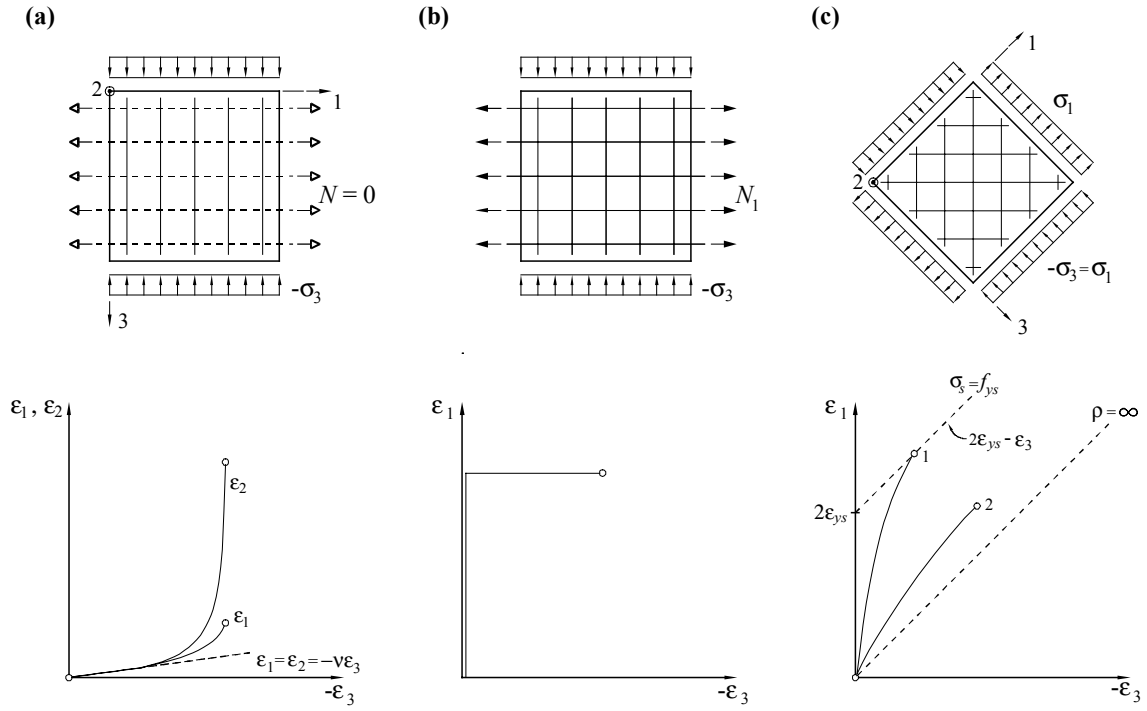


Bild 2.9 - Einfluss von Querdehnungen auf Betondruckfestigkeit, Versuchsanordnungen: (a) einachsiger Druckversuch; (b) sequenzielle Zug/Druckbelastung; (c) Versuch zur Ermittlung des Schubtragverhaltens ($\rho_{sx} = \rho_{sz}$).

Robinson und Demorieux [42] untersuchten bereits 1969 den Einfluss von Querdehnungen auf die Druckfestigkeit des Betons. Vecchio und Collins [7,54] schlugen auf der Grundlage zahlreicher Tests die Gleichung

$$f_c = \frac{f_{cc}}{0.8 + 170\varepsilon_1} \leq f_{cc} \tag{2.14}$$

für die maximale Druckfestigkeit des Betons in Abhängigkeit der Hauptzugdehnung vor. Muttoni [36] brachte für den Fall gemässigter Querdehnungen die Beziehung

$$f_c = 1.6\left(f_{cc}\right)^{2/3} \qquad \text{(in MPa)} \tag{2.15}$$

ein.

2.5.3 Ermittlung der Traglast

Wesentliche Grundlagen der Traglastermittlung orthogonal bewehrter Betonscheiben wurden von Nielsen [37], Müller [35] und Marti [24] gelegt. Die in diesem Kapitel aufgeführten Überlegungen gelten für vorgespannte Scheiben. Bild 2.10 (a) zeigt ein orthogonal bewehrtes, vorgespanntes Betonscheibenelement, das in seiner Ebene durch die Schubspannung τ_{xz} sowie die Normalspannungen σ_x und σ_z beansprucht wird. Der Beton soll als homogenes, isotropes, ideal plastisches Material mit verschwindender Zugfestigkeit, $f_{ct} = 0$, und effektiver Druckfestigkeit f_c angenommen werden (Bild 2.10 (b)), wobei

$$-f_c \leq \sigma_c \leq 0 \tag{2.16}$$

Die Bewehrung wird in starrem Verbund mit dem Beton und als gleichmässig über den Bauteilquerschnitt verteilt angenommen. Es herrschen einachsige Spannungszustände in ihren Längsrichtungen vor, das Materialverhalten des Betonstahls sowie des Spannstahls wird ideal plastisch idealisiert. Die schlaffe und die vorgespannte Bewehrung sollen in den nachfolgenden Formulierungen in den orthogonalen Richtungen gesamthaft betrachtet werden ($\rho_B = \rho_s + \rho_p \cdot f_{yp} / f_{ys}$). In Bild 2.10 (c) ist die rechteckige Fliessfigur für

$$-f'_{yB} \leq \sigma_B \leq f_{yB} \tag{2.17}$$

abgebildet.

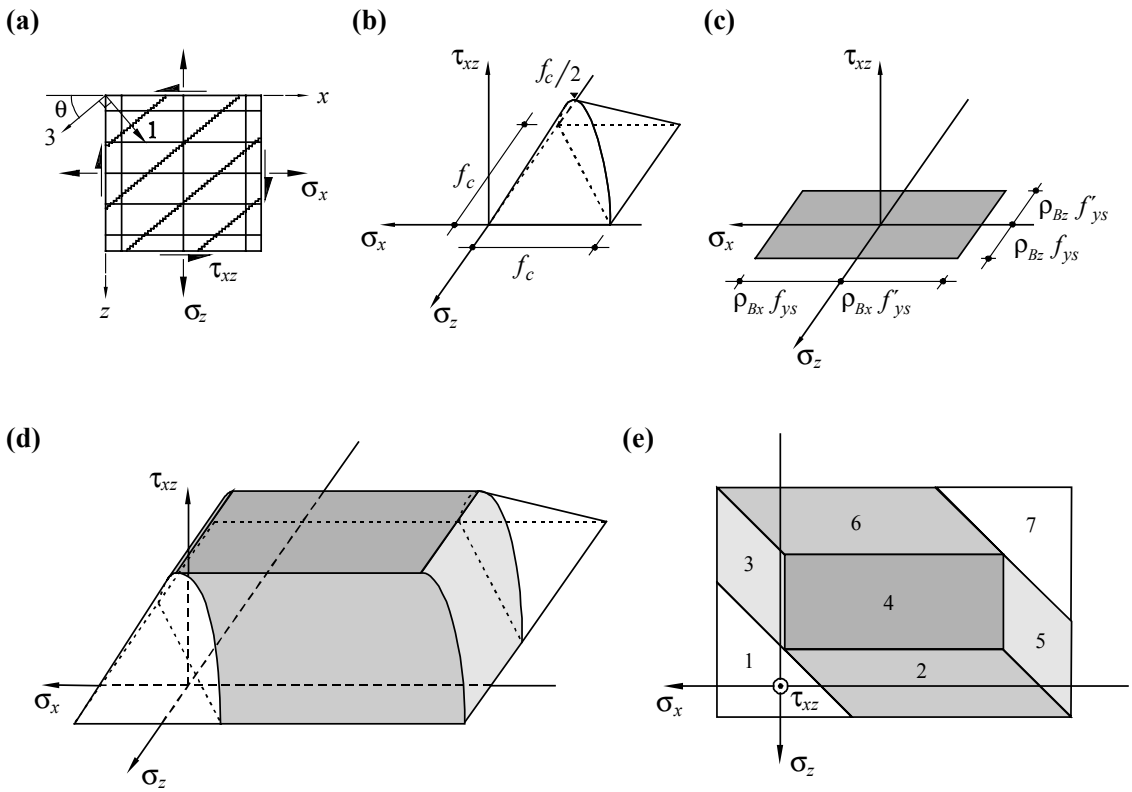


Bild 2.10 - Traglasten orthogonal bewehrter Betonscheiben: (a) Bezeichnungen; (b) Fliessbedingung für Beton; (c) Fliessbedingung für Orthogonalbewehrung; (d) und (e) Fliessbedingung und –regimes für Spannbeton-Scheibenelement.

Die in Bild 2.10 (d) gezeigte Fliessfigur des Stahlbeton-Scheibenelements ergibt sich durch Linearkombination der für den Beton und die Bewehrung möglichen Spannungszustände (Bild 2.10 (b) und (c)). Sie kann geometrisch erzeugt werden, indem der Ursprung der Fliessfigur des Betons entlang der Fliessgrenzen der Bewehrung geschoben wird. Die einzelnen Flächenstücke der Fliessfigur entsprechen den Bedingungen

$$
\begin{aligned}
Y_1 &= \tau_{xz}^2 - (\rho_{Bx} f_{ysx} - \sigma_x)(\rho_{Bz} f_{ysz} - \sigma_z) = 0 \\
Y_2 &= \tau_{xz}^2 - (f_c - \rho_{Bz} f_{ysz} + \sigma_z)(\rho_{Bz} f_{ysz} - \sigma_z) = 0 \\
Y_3 &= \tau_{xz}^2 - (f_c - \rho_{Bx} f_{ysx} + \sigma_x)(\rho_{Bx} f_{ysx} - \sigma_x) = 0 \\
Y_4 &= \tau_{xz}^2 - f_c^2 / 4 = 0 \\
Y_5 &= \tau_{xz}^2 + (f_c + \rho_{Bx} f'_{ysx} + \sigma_x)(\rho_{Bx} f'_{ysx} + \sigma_x) = 0 \\
Y_6 &= \tau_{xz}^2 + (f_c + \rho_{Bz} f'_{ysz} + \sigma_z)(\rho_{Bz} f'_{ysz} + \sigma_z) = 0 \\
Y_7 &= \tau_{xz}^2 - (f_c + \rho_{Bx} f'_{ysx} + \sigma_x)(f_c + \rho_{Bz} f'_{ysz} + \sigma_z) = 0
\end{aligned}
\tag{2.18}
$$

Die Beziehungen 3.15 entsprechen den in Bild 2.10 (e) dargestellten Fliessregimes, die die unterschiedlichen Versagensarten des Scheibenelements charakterisieren. Im Fliessregime 1 tritt Versagen durch Fliessen beider Bewehrungen auf Zug ein, $\sigma_{sx} = \sigma_{sz} = f_{ys}$ und

$\sigma_{px} = \sigma_{pz} = f_{yp}$, bei einer Hauptdruckspannung im Beton $-f_c$ [σ_{c3} [0. Im Regime 2 fliessen die in z-Richtung liegenden Bewehrungen auf Zug, $\sigma_{sz} = f_{ys}$ und $\sigma_{pz} = f_{yp}$, während der Beton auf Druck versagt, $\sigma_{c3} = -f_c$. Die Spannungen in den x-Bewehrungen betragen $-f'_{ys}$ [σ_{sx} [f_{ys} und $-f'_{yp}$ [σ_{px} [f_{yp}. Dementsprechend herrschen im Regime 3 die Spannungen $\sigma_{sx} = f_{ys}$, $\sigma_{px} = f_{yp}$, $\sigma_{c3} = -f_c$ und $-f'_{ys}$ [σ_{sz} [f_{ys} bzw. $-f'_{yp}$ [σ_{pz} [f_{yp} . Im Regime 4 erfolgt ein Druckversagen des Betons, $\sigma_{c3} = -f_c$, ohne dass Fliessen in den Bewehrungen auftritt. Im Regime 5 fliessen die x-Bewehrungen auf Druck, $\sigma_{sx} = -f'_{ys}$ und $\sigma_{px} = -f'_{yp}$, der Beton versagt auf Druck, $\sigma_{c3} = -f_c$, und für die z-Bewehrungen gilt $-f'_{ys}$ [σ_{sz} [f_{ys} sowie $-f'_{yp}$ [σ_{pz} [f_{yp}. Entsprechend gilt im Regime 6 $\sigma_{sz} = -f'_{ys}$, $\sigma_{pz} = -f'_{yp}$, $\sigma_{c3} = -f_c$ und $-f'_{ys}$ [σ_{sx} [f_{ys} bzw. $-f'_{yp}$ [σ_{px} [f_{yp}. Im Regime 7 fliessen alle Bewehrungen auf Druck, $\sigma_{sx} = \sigma_{sz} = -f'_{ys}$ und $\sigma_{px} = \sigma_{pz} = -f'_{yp}$, und der Beton versagt auf Druck, $\sigma_{c3} = -f_c$, wobei die zweite Hauptspannung im Beton ebenfalls negativ ist, $-f_c$ [σ_{c1} [0.

Kaufmann [19] entwickelte Bemessungsgleichungen, die auf den Fliessbedingungen (2.18) basieren, jedoch den Einfluss von Querdehnungen auf die Druckfestigkeit des Betons gemäss (2.31) erfassen. Die Bemessungsgleichungen ergeben sich zu

$$
\begin{aligned}
Y_1 &= \tau_{xz}^2 - (\rho_{sx} f_{ysx} + \rho_{px} f_{ypx} - \sigma_x)(\rho_{sz} f_{ysz} + \rho_{pz} f_{ypz} - \sigma_z) = 0 \\
Y_2 &= \tau_{xz}^2 - \frac{(\rho_{sz} f_{ysz} + \rho_{pz} f_{ypz} - \sigma_z)^2}{2c_2(\varepsilon_x - \varepsilon_3)} \left(\sqrt{(c_1 + c_2\varepsilon_3)^2 + 4c_2(\varepsilon_x - \varepsilon_3)\frac{f_{cc}^{2/3}}{(\rho_{sz} f_{ysz} + \rho_{pz} f_{ypz} - \sigma_z)}} - [c_1 + c_2(2\varepsilon_x - \varepsilon_3)] \right) = 0 \qquad (2.19) \\
Y_4 &= \tau_{xz}^2 - \left[\frac{f_{cc}^{2/3}}{c_1 + c_2(2\varepsilon_x - \varepsilon_3)} \right]^2 / 4 = 0
\end{aligned}
$$

Für c_1 und c_2 sind nach [19] die Werte 0.4 bzw. 30 einzusetzen (siehe auch Gl. 2.34). Die mittlere Dehnung in Richtung der nicht fliessenden Bewehrungen ist unabhängig von deren tatsächlichen Beanspruchungen mit $\varepsilon_x = 0.8 f_{ys} / E_s$ anzusetzen. Diese mittlere Dehnung stellt sich typischerweise bei Fliessbeginn der Bewehrung im Rissquerschnitt ein. Zudem soll gelten $\varepsilon_3 = -\varepsilon_{c0}$. Die Gleichungen (2.19) weisen im Vergleich zu den Fliessbedingungen (2.18) nach Plastizitätstheorie den Vorteil auf, dass unmittelbar auf die bekannte Zylinderdruckfestigkeit f_{cc} des Betons zurückgegriffen werden kann und somit keine Annahme über die effektive Betondruckfestigkeit f_c zu treffen ist.

Die Traglastberechnung für orthogonal bewehrte Betonscheiben unter reiner Schubbeanspruchung unterscheidet in Übereinstimmung mit den Betrachtungen für allgemeine Spannungszustände die drei Versagensarten: 1) Fliessen der Bewehrungen vor Erreichen der effektiven Betondruckfestigkeit, 2) Fliessen der schwächeren Bewehrung bei gleichzeitigem Erreichen der effektiven Betondruckfestigkeit sowie 3) Druckversagen des Betons vor Erreichen der Fliessgrenzen beider Bewehrungen [26,37]. Die Traglasten lassen sich aus den Gleichgewichtsbedingungen

$$\begin{aligned}\sigma_x &= \rho_{sx}\sigma_{sx} + \rho_{px}\Delta\sigma_{px} + \sigma_{c3}\cos^2\theta \\ \sigma_z &= \rho_{sz}\sigma_{sz} + \rho_{pz}\Delta\sigma_{pz} + \sigma_{c3}\sin^2\theta \\ \tau_{xz} &= -\sigma_{c3}\sin\theta\cos\theta\end{aligned} \tag{2.20}$$

ableiten, mit $\Delta\sigma_{px} = \sigma_{px} - \sigma_{p0x}$, $\Delta\sigma_{pz} = \sigma_{pz} - \sigma_{p0z}$ und σ_{p0x}, σ_{p0z} = initiale Spannungen im Spannstahl aus Vorspannung.

Regime 1: Versagen beider Bewehrungen

Für diesen Fall werden $\sigma_{sx} = f_{ysx}$, $\sigma_{sz} = f_{ysz}$, $\sigma_{px} = f_{ypx}$ und $\sigma_{pz} = f_{ypz}$ gesetzt. Es folgt

$$\tan\theta_u = \sqrt{\frac{\rho_{sz}f_{ysz} + \rho_{pz}f_{ypz}}{\rho_{sx}f_{ysx} + \rho_{px}f_{ypx}}} \tag{2.21}$$

sowie

$$-\sigma_{cu} = \rho_{sx}f_{ysx} + \rho_{px}f_{ypx} + \rho_{sz}f_{ysz} + \rho_{pz}f_{ypz} \tag{2.22}$$

Die Traglast berechnet sich zu

$$\tau_{xzu} = \sqrt{(\rho_{sx}f_{ysx} + \rho_{px}f_{ypx})(\rho_{sz}f_{ysz} + \rho_{pz}f_{ypz})} \tag{2.23}$$

Regimes 2 und 3: Versagen der schwächeren Bewehrung sowie des Betons

Unter der Annahme, dass die in z-Richtung liegende Bewehrung schwächer ausgebildet sei als die in x-Richtung liegende, folgt mit $\sigma_{sz} = f_{ysz}$, $\sigma_{pz} = f_{ypz}$, und $\sigma_{c3} = -f_c$

$$\sin\theta_u = \sqrt{\frac{\rho_{sz}f_{ysz} + \rho_{pz}f_{ypz}}{f_c}} \tag{2.24}$$

und

$$\rho_{sx}\sigma_{sx} + \rho_{px}\sigma_{px} = f_c - \rho_{sz}f_{ysz} - \rho_{pz}f_{ypz} \tag{2.25}$$

Die Traglast berechnet sich zu

$$\tau_{xzu} = \sqrt{(f_c - \rho_{sz}f_{ysz} - \rho_{pz}f_{ypz})(\rho_{sz}f_{ysz} + \rho_{pz}f_{ypz})} \tag{2.26}$$

Regime 4: Versagen des Betons

Für diesen Fall werden $\sigma_{c3} = -f_c$ und $\theta_u = 45°$. Es folgt unmittelbar

$$\tau_{xzu} = \rho_{sx}\sigma_{sx} + \rho_{px}\sigma_{px} = \rho_{sz}\sigma_{sz} + \rho_{pz}\sigma_{pz} = \frac{f_c}{2} \tag{2.27}$$

Die Traglasten τ_{xzu} sind für die drei Regimes zu bestimmen. Der niedrigste Wert und das entsprechende Versagensregime sind massgebend.

2.5.4 Fachwerk- und Druckfeldmodelle

Bereits ein kurzer Blick auf verschiedene Arbeiten zum Schubtragverhalten von Stahlbetonelementen macht deutlich, dass zahlreiche, oftmals widersprüchliche Anschauungen zu diesem Thema existieren. Ein Grossteil der unternommenen Forschungsantrengungen befasst sich mit vereinzelten Phänomenen wie der Dübelwirkung der Längsbewehrung, der Verzahnung der Rissufer, der Aufteilung in Fachwerk- und Bogenanteile oder der Fragestellung, ob Schubbelastungen hauptsächlich durch den Druckbereich oder den (gerissenen) Zugbereich eines Trägers aufgenommen werden. Im Rahmen dieser Arbeit hingegen soll vielmehr das globale Trag- und Verformungsverhalten von Schubelementen auf der Basis mechanisch einwandfreier Beziehungen modelliert werden. Erste wertvolle Grundlagen auf diesem Gebiet wurden von Ritter [41] und Mörsch [34] bereits Ende des 19. Jahrhunderts bzw. zu Beginn des 20. Jahrhunderts erarbeitet, indem sie den inneren Kraftfluss von Stahlbetonelementen erstmals in Form von Fachwerkmodellen darstellten. Mörsch konzentrierte sich auf Träger mit Schubbewehrung, da der sinnvolle Nutzen von Trägern ohne Schubbewehrung offensichtlich durch die Entstehung erster Schubrisse begrenzt war. Er erkannte, dass sich der Winkel der Hauptdruckspannungen in Abhängigkeit der Schubbewehrungsmenge änderte und beträchtlich von einem Winkel von 45° abweichen konnte. Jedoch gelang es ihm nicht, eine Beziehung für die Neigung der Hauptdruckspannungen aufzustellen, so dass er in der Folge die Hauptdruckspannungen stets unter einer Neigung von 45° zur Trägerlängsachse annahm.

Das Fachwerkmodell von Ritter und Mörsch mit einer vorgegebenen Neigung der Betondruckstreben von 45º wurde explizit oder implizit von den meisten Normen als Basis ihrer Bemessungsvorschriften für Schub und Torsion übernommen. Da die Bemessung von Bauteilen auf Grundlage eines 45°-Fachwerks augenscheinlich zu sehr konservativen Ergebnissen führte, berücksichtigten bereits zahlreiche frühzeitige Bemessungsvorschriften einen Anteil des Betons am Schubtragvermögen eines Stahlbetonelements. So wurde in den USA traditionellerweise ein konstanter Traganteil des Betons zu der Tragwirkung der Schubbewehrung hinzugerechnet. Die erforderliche Schubbewehrungsmenge wurde mit Hilfe eines 45º-Fachwerkmodells ermittelt. Auch der aktuelle ACI Building Code 318-95 [1] beruht auf einem Fachwerkmodell mit einer Druckstrebenneigung von 45º und berücksichtigt zusätzlich einen Betonanteil, der nur von der Zylinderdruckfestigkeit des Betons, nicht aber von der Belastungshöhe abhängig ist.

DIN 1045 [38] lässt in Abhängigkeit der Beanspruchungshöhe eine abgestufte Bemessung zu. Die Grenzwerte der zulässigen Schubspannungen wurden empirisch ermittelt und für die einzelnen Betonfestigkeitsklassen festgelegt. Im Belastungsbereich der Schubrissbildung darf die vorhandene Schubbelastung für die Bemessung der Schubbewehrung in Abhängigkeit der Belastungshöhe abgemindert werden, da dem Beton ein Traganteil zugerechnet wird. Die Neigung der Druckstreben wird dabei implizit über den Schubdeckungsgrad vorgegeben. Ab Erreichen oberer Grenzwerte der Schubbeanspruchung ist die erforderliche Schubbewehrung für volle Schubdeckung zu bestimmen, da sich die Schrägrisse so weit entwickelt haben, dass die Reservetragfähigkeit des Trägers weitgehend abgebaut ist. Die Berechnung erfolgt ebenfalls auf Basis eines 45º-Fachwerks.

Andere Bemessungsvorschriften haben das Konzept der Fachwerktragwirkung ausgeweitet und nutzen die Möglichkeit einer Umlagerung der inneren Kräfte bei Stahlbetonelementen mit Schubbewehrung aus. Dieses Konzept wird durch Fachwerkmodelle mit veränderlicher Druckstrebenneigung und eventuell einem zusätzlichen, empirisch erfassten Betonanteil dargestellt. Meist werden obere und untere Grenzwerte für die Druckstrebenneigung vorgegeben, um ein Bauteilversagen durch Stegdruckbruch zu verhindern. So bietet EC 2, Teil 1 [47] zwei Verfahren zur Schubbemessung an. Das Standardverfahren ermittelt die erforderliche Schubbewehrungsmenge mit Hilfe eines 45º-Fachwerkmodells, berücksichtigt aber zusätzlich empirisch Traganteile der Biegedruckzone sowie aus der Dübelwirkung der Biegebewehrung. Das zweite Verfahren lässt die Variation der Druckstrebenneigung in vorgegebenen Grenzen zu. Die minimal mögliche Neigung kann dabei aus der Einhaltung des erforderlichen Tragwiderstands der Betondruckstreben abgeleitet werden, wobei implizit die Annahmen der Plastizitätstheorie zugrundegelegt werden. Im Gegensatz zum Standardverfahren dürfen jedoch der Traganteil der Biegedruckzone sowie die Dübelwirkung der Längsbewehrung nicht erfasst werden, was zu Widersprüchen führt, wenn die Druckstrebenneigung zu 45º gewählt wird. Für beide Verfahren ist der Nachweis der Druckstrebenfestigkeit zu führen, die nur in Abhängigkeit der Zylinderdruckfestigkeit, jedoch unabhängig von der Druckstrebenneigung angenommen wird.

CEB-FIP Model Code 1990 [9] ermittelt den Schubwiderstand ebenfalls mit Hilfe eines Fachwerks mit variabler Druckstrebenneigung, lässt dabei jedoch deutlich flachere Druckstrebenneigungen zu als EC 2. Die Druckstrebenfestigkeit wird in Abhängigkeit von der Zylinderdruckfestigkeit sowie der Druckstrebenneigung erfasst und ist nachzuweisen.

SIA 162 [44] berücksichtigte früher einen Betonanteil, der nur von der Druckfestigkeit des Betons abhängig war. Die erforderliche Bewehrungsmenge wurde anhand eines 45º-Fachwerks bestimmt. Seit 1976 erfolgt die Bemessung jedoch mit variabler Druckstrebenneigung ohne zusätzliche Berücksichtigung eines Betonanteils [45]. Die Druckstrebenfestigkeit wird empirisch in Abhängigkeit der Zylinderdruckfestigkeit sowie des Neigungswinkels gesetzt und ist nachzuweisen.

Erst 1964 gelang es Kupfer [20], durch Analysieren eines linear elastischen Fachwerks und unter Vernachlässigung der Betonzugfestigkeit eine Gleichung für die Neigung von diagonalen Rissen in Stegen von Biegeträgern aufzustellen. Baumann [5] leitete eine entsprechende Gleichung für orthogonal bewehrte Scheibenelemente her

$$\tan^2\theta\rho_{sx}(1+n\rho_{sz})+\tan\theta\rho_{sx}\frac{\sigma_z}{\tau_{xz}}=\cot^2\theta\rho_{sz}(1+n\rho_{sx})+\cot\theta\rho_{sz}\frac{\sigma_x}{\tau_{xz}} \tag{2.28}$$

mit θ = Rissneigung zur Trägerlängsachse und $n = E_s / E_c$. Diese Gleichung kann unter Beachtung der aus Bild 2.11 (b) zu entnehmenden Kompatibilitätsbedingung $\cot^2\theta = (\varepsilon_z - \varepsilon_3) / (\varepsilon_x - \varepsilon_3)$ sowie der Gleichgewichtsbedingungen

$$\begin{aligned}\sigma_x &= \sigma_{cx}+\rho_{sx}\sigma_{sx}\\ \sigma_z &= \sigma_{cz}+\rho_{sz}\sigma_{sz}\\ \tau_{xz} &= \tau_{cxz}\end{aligned} \tag{2.29}$$

hergeleitet werden, wobei $\sigma_{cx} = E_c\varepsilon_3 \cos^2\theta$, $\sigma_{cz} = E_c\varepsilon_3 \sin^2\theta$, $\sigma_{sx} = E_s\varepsilon_x$, $\sigma_{sz} = E_s\varepsilon_z$ und $\tau_{cxz} = - E_c\varepsilon_3 \sin\theta \cos\theta$.

Thürlimann und Lüchinger [52] bestimmten anhand ähnlicher Überlegungen und der Anwendung räumlicher Fachwerkmodelle die Verformungen von Trägern unter Torsions- und Biegebelastung. Collins und Mitchell [7,33] entwickelten ein ähnliches, jedoch nicht linear elastisches Modell für Träger unter Torsions- und Schubbeanspruchung.

Beim klassischen Druckfeldmodell nach Baumann und Collins und Mitchell werden fiktive, frei drehbare Risse mit einem verschwindend kleinen Rissabstand angenommen [25]. Die Risse sind spannungsfrei, öffnen sich senkrecht zu ihrer Richtung und verlaufen in Richtung der Hauptdruckspannung. Die Hauptrichtungen von Spannungen und Dehnungen werden somit als identisch angenommen. Da durch Verbundspannungen verursachte lokale Variationen der Spannungen im Beton und in der Bewehrung vernachlässigt werden, kann ein gleichmässiger einachsiger Druckspannungszustand im Beton idealisiert werden. Zudem können Spannungs-Dehnungs-Beziehungen des unbewehrten Betons sowie des reinen Stahls verwendet werden.

Dem klassischen Druckfeldmodell liegt die Überlegung zugrunde, dass unter Beachtung der Gl. (2.29) die Bewehrungen und der Beton die aufgebrachten nominellen Spannungen σ_x, σ_z und τ_{xz} aufnehmen müssen

$$\begin{aligned}\sigma_x &= \rho_{sx}\sigma_{sx}+\sigma_{c3}\cos^2\theta\\ \sigma_z &= \rho_{sz}\sigma_{sz}+\sigma_{c3}\sin^2\theta\\ \tau_{xz} &= -\sigma_{c3}\sin\theta\cos\theta\end{aligned} \tag{2.30}$$

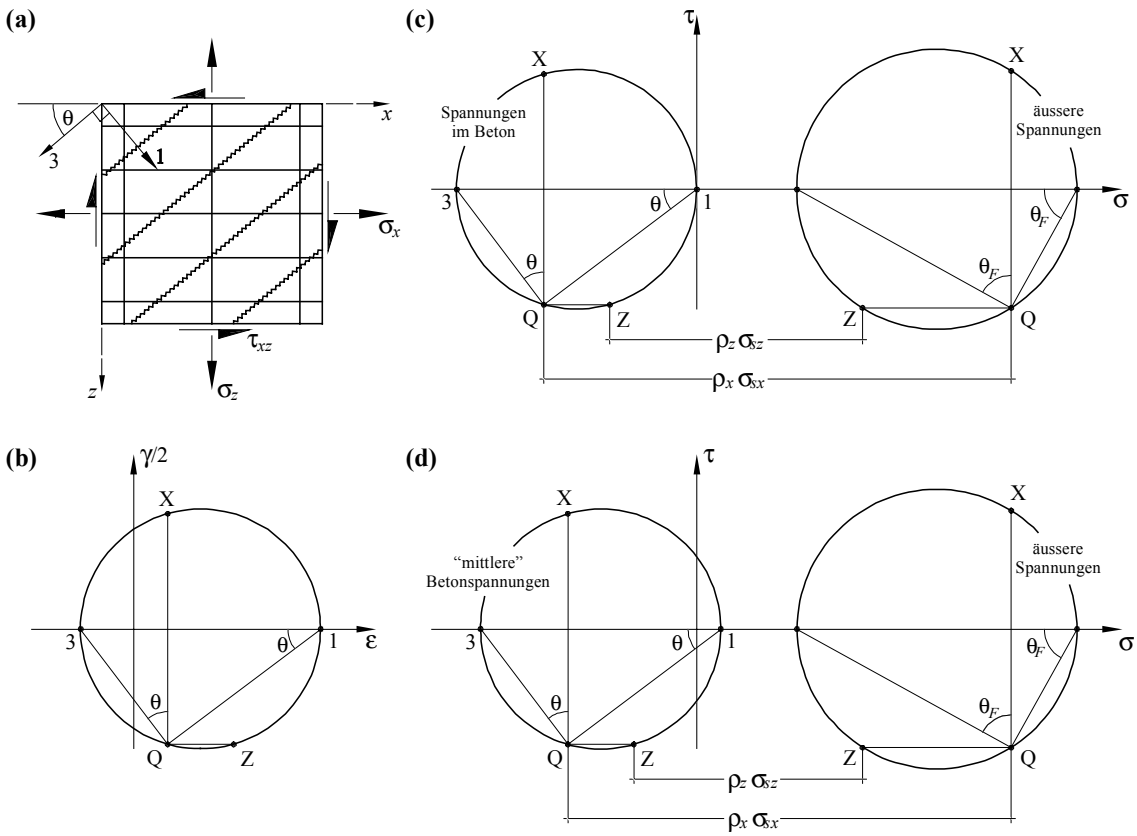


Bild 2.11 - Druckfeldmodelle: (a) Gerissenes Scheibenelement; (b) Dehnungen; (c) Spannungen nach klassischem Druckfeldmodell; (d) Spannungen nach dem modifizierten Druckfeldmodell.

mit θ = Neigung der Hauptdruckspannung im Beton zur Trägerlängsachse.

Werden drei beliebige, nicht kollineare Verformungen als primäre Unbekannte gewählt, z.B. ε_x, ε_z und ε_3, können unter Zuhilfenahme der Verträglichkeitsbedingung $\cot^2\theta = (\varepsilon_z - \varepsilon_3) / (\varepsilon_x - \varepsilon_3)$ und bei Kenntnis der Stoffgesetze von Beton und Bewehrung alle in den Gleichgewichtsbedingungen vorkommenden Grössen in Abhängigkeit der drei unbekannten Verformungen ausgedrückt und diese für jede gegebene Belastung bestimmt werden.

Klassische Druckfeldmodelle sind unmittelbar mit Traglastmethoden (Kap. 2.5.3) verbunden und erlauben das Durchführen ganzer Last-Verformungs-Berechnungen. Auf Grund der Annahme frei drehender Risse sowie der Vernachlässigung der versteifenden Wirkung des Betons zwischen den Rissen werden Verformungen nach dem klassischen Druckfeldmodell jedoch in den meisten Fällen stark überschätzt. Da die Betondruckfestigkeit vom Verformungszustand abhängt, kann auch die Tragfähigkeit nur unzuverlässig berechnet werden. Fortführungen des klassischen Druckfeldmodells berücksichtigen

daher entweder eine Rissverzahnung unter Annahme fixierter Rissrichtungen [21,56] oder den versteifenden Effekt des Betons für Stahlbetonelemente unter Zugbeanspruchung. Beziehungen, die die Verzahnung der Rissufer beschreiben, sind hochgradig nicht-linear und empfindlich gegenüber bereits sehr kleinen Verschiebungen; zudem ist der Spannungszustand entlang eines Rissufers kaum jemals annähernd gleichmässig. Daher lassen sich Druckfeldmodelle, die die Übertragung von Normal- und Schubspannungen über fest stehende Risse hinweg zu erfassen suchen, kaum zur Bauteilbemessung heranziehen.

In ihrem modifizierten Druckfeldmodell (*Modified Compression Field Theory*) nehmen Vecchio und Collins [55] gleiche Hauptrichtungen der Verzerrungen und sogenannter mittlerer Spannungen im Beton über ein Risselement an. Gleichgewichtsbeziehungen werden unter Berücksichtigung von mittleren Zugspannungen ebenfalls in Funktion von mittleren Spannungen zwischen den Rissen formuliert. Die von ihnen aufgestellten Beziehungen zwischen mittleren Verzerrungen und mittleren Spannungen wurden mit Hilfe zahlreicher Versuche ermittelt. Für die Bewehrung verwendeten sie das Stoffgesetz des reinen Stahls. Die mittlere Hauptdruckspannung σ_{c3m} wird im allgemeinen Fall von einer mittleren Hauptzugspannung σ_{c1m} begleitet, so dass bei identischer äusserer Beanspruchung und Hauptrichtung $\theta = \theta_m$ die mittleren Stahlspannungen im Vergleich zu einer Berechnung nach dem klassischen Druckfeldmodell niedriger sind. Auf diese Weise wurde erstmals die Zugversteifung des Betons implizit in einem Druckfeldmodell berücksichtigt. Die Verwendung des Stoffgesetzes des reinen Stahls in Abhängigkeit mittlerer Verzerrungen und Spannungen stellt jedoch einen Schwachpunkt dar, der zur Überschätzung der tatsächlichen Fliess- und Bruchlasten der Bewehrung führt [19]. Die zusätzlich unbekannte mittlere Zugspannung σ_{c1m} zerstört zudem die Verbindung zu den Traglastmethoden, da die unbekannten Grössen im Grenzzustand nicht mehr über Gleichgewichtsbeziehungen bestimmt werden können. Zur Ermittlung der Traglasten müssen vollständige Last-Verformungs-Berechnungen durchgeführt werden.

Das von Hsu entwickelte *Rotating-Angle Softened Truss Model* [15] entspricht in den Grundzügen dem Modell der *Modified Compression Field Theory*. Zwar konnte der erwähnte Schwachpunkt dieses Modells durch geeignetere Formulierung der mittleren Spannungen in Abhängigkeit der mittleren Verformungen gemindert werden, doch beinhaltet auch dieses Modell einige Schwierigkeiten, die in Kapitel 2.5.5 näher erläutert werden.

Mit beiden Modellen können sowohl Versagenslasten abgeschätzt als auch Versagensarten angegeben werden. Keines der angeführten Modelle kann jedoch Angaben über Rissbreiten, Rissabstände oder Verformungslokalisierungen in der Bewehrung in Rissnähe machen, was sie zur Lösung von Problemen des Verformungsvermögens unbrauchbar macht.

2.5.5 Das Gerissene Scheibenmodell

Das *Gerissene Scheibenmodell* stellt ein neues Modell für gerissene, orthogonal bewehrte Betonscheibenelemente unter homogener ebener Belastung dar [18,19]. Die grundlegenden Konzepte des klassischen Druckfeldmodells und des *Zuggurtmodells* nach Kapitel 2.4.2 werden kombiniert. Rissabstände und Zugspannungen zwischen den Rissen werden nach mechanischen Grundprinzipien ermittelt. Da Gleichgewicht an den Rissen formuliert wird, bleibt die Verbindung zu den Traglastverfahren für Stahlbetonscheiben erhalten. Es wird wie beim klassischen Druckfeldmodell von spannungsfreien, drehbaren Rissen ausgegangen, die senkrecht zur Richtung der Hauptzugdehnung verlaufen. Die Neigung der Risse ist somit variabel, und die Richtungen der Hauptdruckspannungen im Beton an den Rissen und der Hauptdehnungen fallen zusammen (Bild 2.12 (a) und (b)). Da die Hauptspannungsrichtung im Beton zwischen den Rissen in aller Regel etwas variiert, ist dies in Realität nur annähernd gegeben. Die Verformungen des Betons haben jedoch an den Gesamtverformungen nur einen geringen Anteil, so dass die Abweichungen vernachlässigbar sind.

Die Verringerung der Betondruckfestigkeit infolge aufgezwungener Querdehnungen wird im wesentlichen in gleicher Weise behandelt wie bei der *Modified Compression Field Theory* resp. beim *Rotating-Angle Softened Truss Model*. Auf Grundlage zahlreicher Versuche sowie der Erkenntnisse gemäss Kapitel 2.2.2 wird jedoch eine andere Beziehung für die Betondruckfestigkeit von Stahlbetonscheiben vorgestellt, die sowohl den Einfluss der Querdehnung ε_1 als auch eine unterproportionale Zunahme der Druckfestigkeit mit steigender Zylinderdruckfestigkeit berücksichtigt

$$f_c = \frac{(f_{cc})^{2/3}}{0.4 + 30\varepsilon_1} \leq f_{cc} \qquad \text{(in MPa)} \tag{2.31}$$

Der Unterschied zu Gl. (2.14) erklärt sich aus der Tatsache, dass im Gegensatz zu den angeführten Modellen maximale Spannungen am Rissquerschnitt, und nicht mittlere Spannungen über das Risselement betrachtet werden. Unter Annahme gleicher Neigungen der Hauptdruckspannungen ergeben sich somit leicht höhere Werte für das *Gerissene Scheibenmodell*. Zudem zeigen Versuche für hochfeste Betone einen grösseren Einfluss von Querdehnungen auf deren Druckfestigkeit, so dass die effektive Druckfestigkeit f_c als proportional zu $(f_{cc})^{2/3}$ angenommen wird. Aus den Gleichgewichtsbedingungen am Rissquerschnitt erhält man mit $\sigma_{cnr} = \tau_{ctnr} = 0$ und den äusseren Spannungen σ_x, σ_z und τ_{xz}

$$\begin{aligned} \sigma_x &= \rho_{sx}\sigma_{srx} + \sigma_{c3r}\cos^2\theta_r \\ \sigma_z &= \rho_{sz}\sigma_{srz} + \sigma_{c3r}\sin^2\theta_r \\ \tau_{xz} &= -\sigma_{c3r}\sin\theta_r\cos\theta_r \end{aligned} \tag{2.32}$$

mit $\sigma_{c3r} = \sigma_{ctr}$ und $\sigma_{c1r} = \sigma_{cnr} = 0$. Diese Gleichungen stimmen bis auf den Index r mit Gl. (2.30) überein. Die Stahl- und Betonspannungen am Riss in Abhängigkeit der Rissneigung und der äusseren Spannungen σ_x, σ_z und τ_{xz} ergeben sich nach Umformen der Gln. (2.32) zu

$$\begin{aligned} \sigma_{srx} &= (\sigma_x + \tau_{xz} \cot\theta_r)/\rho_{sx} \\ \sigma_{srz} &= (\sigma_z + \tau_{xz} \tan\theta_r)/\rho_{sz} \\ \sigma_{c3r} &= -\tau_{xz}/(\sin\theta_r \cos\theta_r) = -\tau_{xz}(\cot\theta_r + \tan\theta_r) \end{aligned} \tag{2.33}$$

Die Stahlspannungen werden gemäss *Zuggurtmodell* berechnet, wobei beliebige Stoffgesetze für die Bewehrung berücksichtigt werden können. Die Verbundspannungen werden gemäss Gl. (2.12) angenommen.

Die Betondruckspannungen σ_{c3r} am Riss werden mit folgender Beziehung idealisiert

$$\sigma_{c3r} = \frac{(f_{cc})^{2/3}}{0.4 + 30\varepsilon_1} \frac{\varepsilon_3^2 + 2\varepsilon_3\varepsilon_{c0}}{\varepsilon_{c0}^2} \tag{2.34}$$

wobei der für eine konstante Druckfestigkeit f_c parabolische Ausdruck Gl. (2.2) in dieser Beziehung mit der Betondruckfestigkeit nach Gl. (2.31) kombiniert wird.

Die Rissabstände s_{rmx} und s_{rmz} in Richtung der Bewehrungen ergeben sich in Abhängigkeit des diagonalen Rissabstands s_{rm} zu

$$s_{rm} = s_{rmx} \sin\theta_r = s_{rmz} \cos\theta_r \tag{2.35}$$

In Bild 2.12 (d) und (e) sind die qualitativen Spannungsverläufe für Beton und Bewehrung in beiden Bewehrungsrichtungen dargestellt. Die durch Verbund übertragenen Zugspannungen im Beton besitzen jeweils in der Mitte zwischen zwei benachbarten Rissen ihre grössten Werte

$$\Delta\sigma_{cx} = \lambda_x f_{ct} \qquad \Delta\sigma_{cz} = \lambda_z f_{ct} \tag{2.36}$$

mit den Beiwerten

$$\lambda_x = \frac{s_{rmx}}{s_{rx0}} \qquad \lambda_z = \frac{s_{rmz}}{s_{rz0}} \tag{2.37}$$

s_{rx0} und s_{rz0} bezeichnen dabei die maximalen Rissabstände für eine Zugbeanspruchung in Bewehrungsrichtung

$$s_{rx0} = \frac{f_{ct} Ø_{sx}}{2\tau_{b0}} \frac{(1-\rho_{sx})}{\rho_{sx}} \qquad s_{rz0} = \frac{f_{ct} Ø_{sz}}{2\tau_{b0}} \frac{(1-\rho_{sz})}{\rho_{sz}} \tag{2.38}$$

Der Verlauf der Hauptspannungen σ_{c1} und σ_{c3} im Beton sowie die Variation von $\cot\theta$ sind in Bild 2.12 (f) aufgezeigt, wobei θ für die Neigung die Hauptdruckrichtung der Betonspannungen bezüglich der x-Achse steht.

Die Hauptzugspannungen im Beton in der Mitte zweier benachbarter Risse können die Betonzugfestigkeit nicht überschreiten, woraus sich unter Annahme eines linear elastischen Verhaltens des Betons unter Zugbeanspruchung folgende Bedingung ergibt:

$$f_{ct} \geq \frac{f_{ct}}{2}(\lambda_x + \lambda_z) - \frac{\tau_{xz}}{2}(\cot\theta_r + \tan\theta_r) + \sqrt{\left[\frac{\tau_{xz}}{2}(\cot\theta_r - \tan\theta_r) - \frac{f_{ct}}{2}(\lambda_x - \lambda_z)\right]^2 + \tau_{xz}^2} \tag{2.39}$$

Nach Einsetzen der Gln. (2.37) und (2.38) kann der maximale diagonale Rissabstand s_{r0} mit Gl. (2.39) numerisch bestimmt werden. Der minimale Rissabstand ergibt sich nahezu exakt zu s_{r0} / 2, so dass der diagonale Rissabstand bei abgeschlossenem Rissbild durch

$$s_{r0}/2 \leq s_{rm} \leq s_{r0} \tag{2.40}$$

begrenzt ist. Die geringe Abweichung des minimalen Rissabstands von s_{r0} / 2 ergibt sich dabei durch die leicht unterschiedlichen Verzerrungszustände auf gleichen Lastniveaus für Berechnungen mit $s_{rm} = s_{r0}$ und $s_{rm} = s_{r0}$ / 2.

Wie in [18] gezeigt wurde, lässt sich s_{r0} durch den folgenden oberen Grenzwert approximieren:

$$s_{r0} \leq \frac{1}{\dfrac{\sin\theta_r}{s_{rx0}} + \dfrac{\cos\theta_r}{s_{rz0}}} \tag{2.41}$$

Mit steigender Beanspruchung durchlaufen die Bewehrungen entsprechend der Gl. (2.13) verschiedene Zustände (*Regimes* ①, ② und ③). Das Versagen einer der orthogonalen Bewehrungen kann je nach deren Verfestigungseigenschaften sowohl in *Regime* ② als auch in *Regime* ③ erfolgen. Die Berechnung der Traglast eines orthogonal bewehrten Scheibenelements erfordert daher im allgemeinen die Ermittlung des vollständigen Last-Verformungs-Verhaltens des Elements.

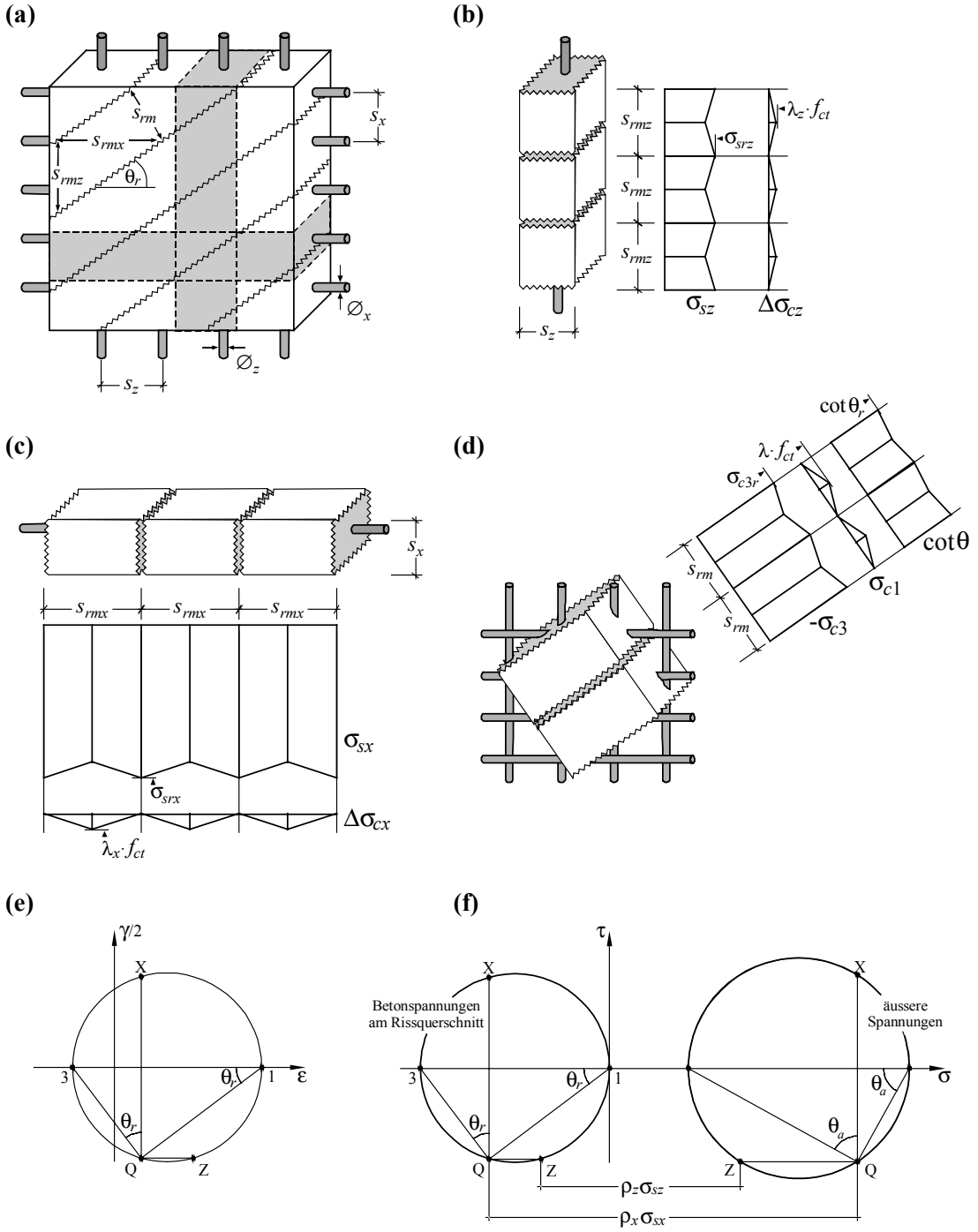


Bild 2.12 - *Gerissenes Scheibenmodell*: (a) Bezeichnungen; (b) vertikale Spannungen; (c) horizontale Spannungen; (d) Hauptspannungen im Beton und Richtung der Hauptdruckspannung; (e) Dehnungen; (f) äussere Spannungen und Betonspannungen am Rissquerschnitt.

Sowohl die *Modified Compression Field Theory* als auch das *Rotating-Angle Softened Truss Model* gehen von einem identischen Einfluss der versteifenden Mitwirkung des Betons unter Zugbeanspruchung auf die orthogonal angeordneten Bewehrungen aus. Beim *Gerissenen Scheibenmodell* dagegen übt die versteifende Wirkung des Betons einen ausgeprägteren Einfluss auf die stärkere Bewehrung aus. Dies liegt in der Tatsache begründet, dass die Risse generell näher zur stärkeren Bewehrung geneigt sind, die Rissabstände jedoch durch die geometrische Anforderung Gl. (2.35) miteinander verknüpft sind. Der Rissabstand in Richtung der stärkeren Bewehrung ist daher in aller Regel grösser als in Richtung der schwächeren Bewehrung. Die Risse neigen sich gemäss des *Gerissenen Scheibenmodells* somit näher zur stärkeren Bewehrung, als dies von den oben angeführten Modellen vorausgesagt wird. Dies wird durch Vergleiche mit Versuchen bestätigt [19].

Mit dem *Gerissenen Scheibenmodell* können Versagenslasten entsprechend den Traglastverfahren [37,53] unmittelbar abgeschätzt werden. Die Berechnung der Schubbelastung τ_{xz} weist bei bekannten äusseren Normalspannungen σ_x und σ_z fünf unbekannte Grössen τ_{xz}, σ_{srx}, σ_{srz}, σ_{c3r} und θ_r auf, von denen im Bruchzustand im Normalfall zwei bekannt sind. Die verbleibenden unbekannten Grössen können daher mit Hilfe der Gleichgewichtsbedingungen Gl. (2.32) ermittelt werden. Durch die zusätzlich unbekannte durchschnittliche Hauptzugspannung im Beton σ_{c1m} geht sowohl bei der *Modified Compression Field Theory* als auch beim *Rotating-Angle Softened Truss Model* diese direkte Verbindung zu den Traglastverfahren verloren, da zusätzlich empirische Zusammenhänge zwischen durchschnittlichen Spannungen und Dehnungen aufgestellt werden müssen.

2.6 Vorspannung der Schubbewehrung

Im Fall hochbeanspruchter Schubscheiben und Trägerstege kommen vertikale Vorspannungen mit dem Ziel zum Einsatz, sowohl in der Gebrauchsphase Schubrisse zu vermeiden als auch in der Bruchphase den Schubwiderstand zu erhöhen. Mit Hilfe einer Vorspannung der Schubbewehrung können Hauptzugspannungen verringert werden. Oftmals bedarf es grosser Bauteilverformungen, um die signifikante Differenz zwischen der Grösse der initialen Vorspannung und der Fliessgrenze des Spannstahls auszunutzen. Dabei ist zu beachten, dass die mit den grossen Verformungen einhergehende Rotation der Druckstreben nicht derartig grosse sekundäre Druckspannungen im Beton erzeugt, dass die Druckstrebenfestigkeit herabgesetzt wird.

Liegt die vorgespannte Bewehrung in Richtung der höheren effektiven Bewehrungsmenge, wird die Umorientierung der inneren Kräfte nach der Rissbildung vermindert, da die Erstrisse näher zur Richtung der Hauptdruckspannung im Bruchzustand geneigt sind. Dies hat verringerte Schädigungen des Betons und somit höhere Bruchlasten zur Folge. Das Vorspannen in Richtung des niedrigeren Bewehrungsgehalts hat demzufolge gegen-

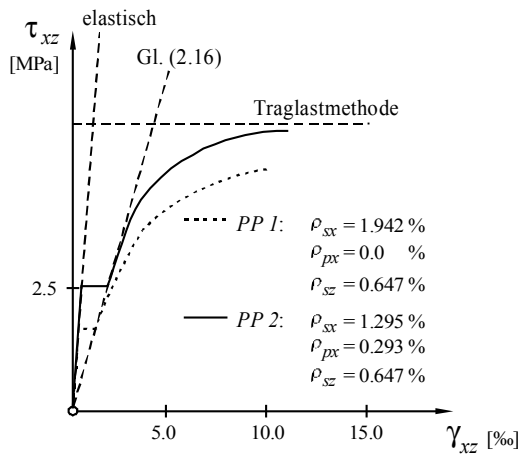


Bild 2.13 - Vorspannung: Einfluss der Vorspannung in einer Richtung [26].

teilige Auswirkungen. Dennoch bewirkt das Vorspannen der Schubbewehrung höhere Riss- und Bruchlasten, da die Zugspannungen im Beton reduziert werden und eine Entfestigung des Betons unter Druckbeanspruchung verzögert wird.

Im Vergleich zur Vorspannung mit Verbund besitzen Tragsysteme mit einer Vorspannung ohne Verbund eine grössere Verformungsfähigkeit. Bei Entstehung eines Risses erfährt die Vorspannbewehrung ohne Verbund im Gegensatz zur im Verbund liegenden Vorspannbewehrung nur geringe Zusatzdehnungen, so dass in vielen Fällen die Druckfestigkeit des Betons vor der Fliessgrenze des Spannstahls erreicht wird. Träger mit Vorspannung ohne Verbund weisen nach Erreichen der Risslast erheblich geringere Steifigkeiten auf als Träger, bei denen die Vorspannbewehrung im Verbund liegt.

Der Einfluss einer Vorspannung ohne Verbund auf orthogonal bewehrte Scheibenelemente unter Schubbeanspruchung wurde erstmals von Marti und Meyboom [26] untersucht. Sie testeten drei grossmassstäbliche Elemente, die in einer Achsrichtung identische nicht vorgespannte Bewehrungen besassen. In der anderen Richtung wiesen die Bewehrungen aller Testkörper gleiche Gesamtzugfestigkeiten auf, doch variierten die Anteile der Spannbewehrung (Bild 2.13).

Marti und Meyboom nahmen das Verformungsverhalten von Beton und Bewehrung bis zur Rissentstehung als linear elastisch an und ermittelten so unter Berücksichtigung der initialen Deformationen aus der Vorspannung die Risslast. Die Modellierung des gerissenen Zustands erfolgte gemäss des klassischen Druckfeldmodells, in das die zusätzlichen Anteile aus der Vorspannung eingearbeitet wurden. Das Stoffgesetz der Bewehrung wurde mit einem linear elastisch-ideal plastischen Verlauf idealisiert und für das Verhalten des Betons die Entfestigung unter Druckbelastung gemäss Gl. (2.14) berücksichtigt. Diese

Beziehung wurde unter Betrachtung mittlerer Spannungen im Beton über ein Risselement festgelegt.

Da das klassische Druckfeldmodell die Betonzugfestigkeit nicht berücksichtigt, ergaben sich folgerichtig zu grosse Verformungsvoraussagen. Die generelle Übereinstimmung mit den Versuchsergebnissen war jedoch zufriedenstellend. Insgesamt erwies sich das Modell als konservativ in Bezug auf die durchgeführten Versuche. Die Versuche zeigten die Auswirkungen einer Vorspannung deutlich auf. Bei dem nicht vorgespannten Versuch PP1 erfolgte ein Betondruckversagen, während bei den teilweise vorgespannten Versuchen PP2 und PP3 die Betondruckfestigkeit so weit gesteigert werden konnte, dass Versagen durch Fliessen aller Bewehrungen eintrat.

Der grösste Teil der zahlreichen Systeme zur nachträglichen Verstärkung von Bauteilen auf Schubbeanspruchung hat den Nachteil, nicht vorgespannt und somit passiv zu sein. Solche Systeme beginnen erst, einen Einfluss auf das Schubtragverhalten des Bauteils auszuüben, wenn bereits grosse Schubrisse aufgetreten sind. Bereits bestehende Risse können nicht überdrückt werden. Das Vorspannen der Schubbewehrung dagegen zögert das Entstehen von Schubrissen hinaus, und Rissweiten entstehender Risse können klein gehalen werden.

2.7 Verhalten von Faserverbundwerkstoffen

2.7.1 Fasern und Matrixsysteme

Fasern bilden die Verstärkungskomponente eines Faserverbundwerkstoffs und bestimmen in hohem Masse seine mechanischen Eigenschaften [12,32]. Sie werden aus verschiedensten Materialien wie zum Beispiel aus Metallen, Bor oder keramischen Werkstoffen hergestellt. Für Faser-Kunststoff-Verbunde werden jedoch in der Regel anorganische Fasern wie Kohlenstoff- und Glasfasern oder synthetische Fasern, wie Aramidfasern oder hochfeste und –steife Polyethylenfasern eingesetzt. Einen Überblick über die wichtigsten mechanischen Eigenschaften dieser Faserarten gibt Tabelle 2.1.

Kohlenstofffasern weisen gesamtheitlich die besten mechanischen Eigenschaften aller Fasertypen auf [16]. Je nach gewünschten Eigenschaften besteht die Kohlenstofffaser zu 92 bis 100 % aus Kohlenstoff. Die einzelne Faser weist einen Durchmesser von ca. 7 µm auf und besteht aus kleinen Graphitkristallen. Die Kohlenstoffatome in einem solchen Kristall sind in miteinander vernetzten Sechserringen angeordnet und werden durch starke kovalente Kräfte zusammengehalten. Zwischen den einzelnen Schichten vernetzter Sechserringe herrschen dagegen nur schwache van-der-Waals-Kräfte, wodurch sich die starke Anisotropie sowohl des Graphits als auch der Kohlenstofffaser erklärt.

Für die Herstellung vor allem der hochmoduligen Kohlenstofffaser dient meist Polyacrylnitril (PAN) als Ausgangsmaterial. Mittels Pyrolyse werden in einem aufwendigen Prozess Wasserstoff- und Stickstoffatome entfernt. Der Herstellungsprozess lässt sich in drei Schritte einteilen: Die Oxidation des PAN bei 200 - 300 C, die Karbonisierung bei 1200 - 1800 C und gegebenenfalls die Graphitierung bei 2500 - 3000 C. In der Oxidationsstufe erfolgt neben der Abspaltung von Wasserstoff eine Vororientierung zu einem Leiterpolymer, woraus durch Zyklisierung eine Kette von Pyridin-Sechserringen entsteht. Während der Karbonisierung lagern sich diese Ketten zu Bändern zusammen. Gleichzeitig erfolgt eine Orientierung in der dritten Dimension, die eine graphitartige Struktur entstehen lässt. Mit steigender Endbehandlungstemperatur nehmen die Ausbildung der Bandstruktur und somit die Fasersteifigkeit zu. Es ist wesentlich, dass die Bänder nicht endlos parallel zur Faserachse verlaufen und keine absolute Graphitstruktur besitzen, da sich in diesem Falle der geringe Schubmodul stark auswirken würde.

Ein alternativer Ausgangsstoff ist Pech, eine Mischung aus mehreren tausend verschiedenartigen Kohlenwasserstoffen und heterozyklischen Molekülen. Bei 350 C entstehen durch Kondensationsreaktionen lange, flache Moleküle, die sich gleichgerichtet aneinanderlagern. Diese oftmals als "Mesophasen-Pech" bezeichnete Zwischenstufe ist zähflüssig und weist lokale Ausrichtungen zahlreicher Moleküle auf. Diese Flüssigkeit wird mit hoher Geschwindigkeit durch eine Spinndüse extrudiert und in ein Garn umgewandelt. Hydrodynamische Effekte an den Öffnungen der Düse bewirken dabei die generelle Ausrichtung der Moleküle. Durch Oxidation des Garns bei Temperaturen unterhalb des Erweichungspunkts wird das Verkleben der einzelnen Precursorstränge verhindert. Die Graphitierung der Faser erfolgt durch Erhitzen auf rund 2000 C.

Kennwerte	Einheit	Glasfaser			Kohlenstofffaser				Aramidfaser	
		E	R/S	C	HT	HST	IM	HM	normal	HM
Zugfestigkeit	GPa	3.4-3.5	4.4-4.6	3.1	2.7-3.5	3.9-7.0	3.4-5.9	2.0-3.2	2.8-3.0	2.8-3.4
E-Modul	GPa	72-73	86-87	71	228-238	230-270	280-400	350-890	58-80	120-186
Bruchdehnung	%	3.3-4.8	4.2-5.4	3.5	1.2-1.4	1.7-2.4	1.1-1.9	0.4-0.8	3.3-4.4	1.9-2.4
Spez. Zugfestigkeit	$GPa.cm^3/g$	1.3-1.35	1.7-1.85	1.3	1.5-2.0	2.2-3.0	2.0-3.1	1.1-1.7	1.9-2.2	1.9-2.3
Spez. E-Modul	$GPa.cm^3/g$	27.7-28.2	34.0-34.9	29	127-134	127-150	160-200	190-260	40-56	83-127
Filamentdurchmesser	µm	3-25	3-25	3-25	7-8	5-7	5-7	6.5-8.0	12	12
Dichte	g/cm^3	2.6	2.5-2.53	2.45	1.75-1.8	1.78-1.83	1.73-1.83	1.79-1.91	1.39-1.44	1.45-1.47

Tabelle 2.1 - Vergleich der Fasereigenschaften.

Die ersten erhältlichen und heutzutage am weitesten verbreiteten Kohlenstofffasern werden als HT(High Tenacity)-Fasern bezeichnet. Mit ihren mechanischen Eigenschaften übertreffen sie die aus anderen Werkstoffen hergestellten Faserarten, liegen jedoch im Vergleich zu den aus ihnen hervorgegangenen weiteren Kohlenstofffaserarten nur im unteren Bereich der Möglichkeiten. Eine Weiterentwicklung der HT-Faser stellt die HM(High Modulus)-Faser dar, die zwar die höchsten erzielbaren Elastizitätsmoduli, aber auch eine nur sehr geringe Bruchdehnung aufweist. HST(High Strain and Tenacity)-Fasern dagegen besitzen eine Bruchdehnung von über 2 %. Einen Kompromiss zwischen HM- und HST-

Fasern stellen IM(Intermediate Modulus)-Fasern dar. Je nach Herstellungsverfahren und insbesondere Endbehandlungstemperatur lassen sich sehr unterschiedliche mechanische Eigenschaften erzielen. Den Einfluss der Endbehandlungstemperatur auf Festigkeit und Steifigkeit von aus PAN hergestellten Kohlenstofffasern zeigt Bild 2.14.

Mit einem E-Modul von 890 GPa einer HM-Kohlenstofffaser ist das theoretisch mögliche Maximum von rund 1000 GPa, welches durch reinen Graphit vorgegeben ist, nahezu erreicht. Die Festigkeit der Kohlenstofffasern beträgt jedoch meist nur einen Bruchteil der theoretisch möglichen 5 - 10 % des Elastizitätsmoduls [11]. Wie die meisten Faserarten versagen auch die Kohlenstofffasern unter Zugbeanspruchung sehr spröde und ohne erkennbare Verjüngung des Querschnitts im Versagensbereich. Sie verhalten sich bis zum Erreichen der Versagenslast nahezu linear elastisch. Relaxationsverluste von kohlenstofffaserverstärkten Faserverbunden sind im Vergleich zu den gemäss SIA 162/1 [46] für Spannstähle zulässigen Spannungsverlusten aus Relaxation gering [43].

Die Matrix stellt die zweite Komponente eines Faserverbundwerkstoffes dar. Ihre wesentlichen Aufgaben sind die Fixierung der Fasern in der gewünschten Anordnung, die Übertragung der Kräfte auf die Fasern, das Stützen der Fasern bei Druckbeanspruchung sowie der Schutz der Fasern vor äusseren Einwirkungen. Versagen einzelne Fasern unter Zugbeanspruchung, gewährleistet der Faser-Matrix-Verbund die Kraftumlagerung auf ungerissene Fasern und den raschen Wiederaufbau der Kraft in gerissenen Fasern. Da die Zugfestigkeit von Einzelfasern beträchtlich streuen kann, ist eine grosse Bruchdehnung der Matrix erforderlich, mit deren Hilfe die Streuung der Faserfestigkeiten kompensiert und die maximale Laminatfestigkeit erreicht werden kann. Bei den hier betrachteten Faserverbundwerkstoffen kommen in der Regel nur polymere Matrixwerkstoffe zum

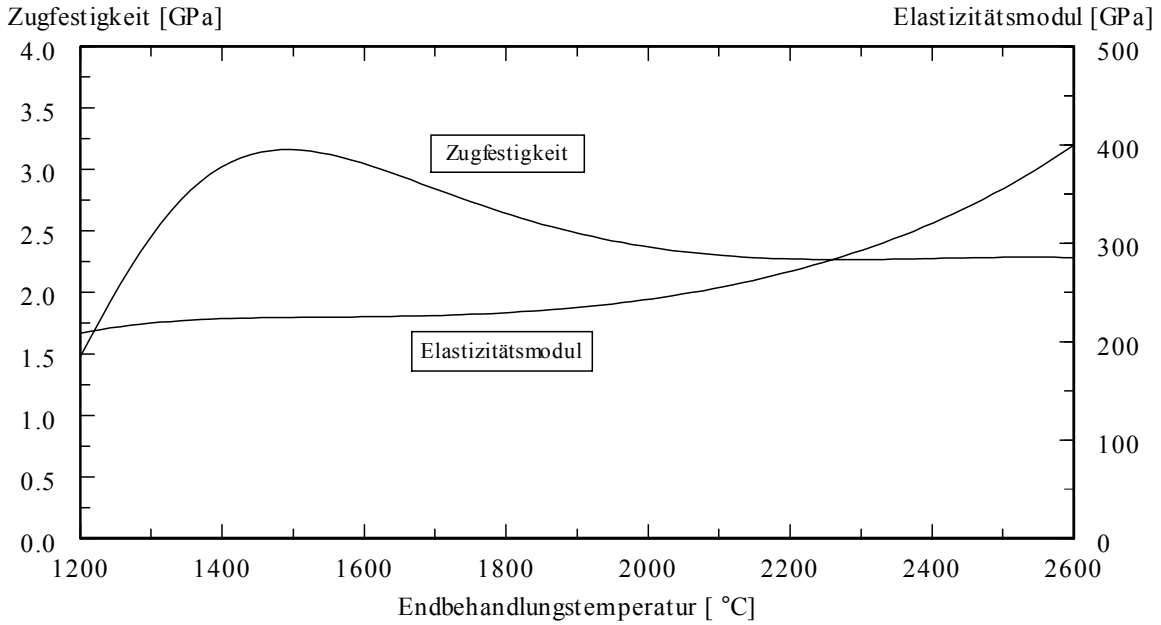


Bild 2.14 - Einfluss der Endbehandlungstemperatur auf Zugfestigkeit und Steifigkeit von aus PAN hergestellten Kohlenstofffasern.

Einsatz, deren mechanische Kennwerte weit unter denen der Fasern liegen.

Duropolastische Matrixsysteme werden durch Härtungs- bzw. Vernetzungsreaktionen aus niedermolekularen Monomeren gebildet. Der Grad der Vernetzung entscheidet dabei über Sprödigkeit und Wärmeformbeständigkeit des Endprodukts. Bei einem hohen Vernetzungsgrad nehmen sowohl Wärmeformbeständigkeit als auch Sprödigkeit zu, gleichzeitig verringern sich die Bruchdehnung sowie die mögliche Arbeitsaufnahme. Duromere werden entweder durch radikalische Polymerisation oder durch Polykondensation resp. –addition gehärtet. Zur ersten Gruppe gehören ungesättigte Polyesterharze, Vinylesterharze und ähnliche Doppelbindungen enthaltende Systeme. Die hohe Geschwindigkeit der radikalischen Polymerisation ermöglicht dabei in der Regel kurze Härtungszeiten. Die zweite Gruppe beinhaltet u.a. Epoxide, Phenolharze, Bismaleinimide und Polyimide. Additionsharze weisen zumeist bessere mechanische und thermische Eigenschaften auf als durch Polymerisation gebildete.

Thermoplastische Matrixsysteme zeichnen sich gegenüber den duromeren Systemen durch einige wesentliche Vorteile aus, wie z.B. eine höhere Bruchdehnung, gutes Druck-, Stauch- und Knickverhalten, grosse Schlagzähigkeit und gute Medienbeständigkeit [31]. Sie ermöglichen kurze Arbeitszyklen, sind nachträglich umformbar, verschweissbar, wiederverwendbar und unbegrenzt lagerfähig. Nachteilig ist ihre Kriechneigung bei erhöhten Temperaturen sowie die schwierige Imprägnierung der Faser aufgrund der hohen Viskosität. Beispiele thermoplastischer Matrixsysteme sind Polyolefine, Polyamide, thermoplastische Polyester, Polyethylenterephtalat, Polyacryletherketone, Schwefelpolymere und thermoplastische Polyurethane. In Tabelle 2.2 sind mechanische Eigenschaften ausgewählter duroplastischer und thermoplastischer Matrixsysteme gegenübergestellt [10].

Kennwerte	Einheit	Polyimid	Epoxidharz	ung. Polyester	Polyamid 12	Polysulfon	Polyethylen
Biegefestigkeit	MPa	120-200	140-160	60-120	125-130	100-110	30-50
Biege-E-Modul	GPa	5.3-5.5	4.5-6.0	4.0-5.0	4.0-5.0	2.7-2.8	0.5-1.0
Zugfestigkeit	MPa	75-100	30-40	30	65	70-80	18-35
Zug-E-Modul	GPa	23-28	21.5	14-20	1.6	2.6-2.7	0.7-1.4
Bruchdehnung	%	4-9	4	0.6-1.2	300	25-30	100-1000

Tabelle 2.2 - Vergleich der Matrixeigenschaften.

2.7.2 Vorgespanntes kohlenstofffaserverstärktes Schlaufenelement

Verbundmaterialien, die mit unidirektional orientierten Endlosfasern verstärkt sind, weisen in der Faserrichtung exzellente mechanische Eigenschaften auf, mit denen sie diejenigen konventioneller Materialien zum Teil weit übertreffen. Ihre Eigenschaften in den Faserquerrichtungen dagegen sind deutlich schlechter. An der Stelle, an der das als Zugelement eingesetzte, mit unidirektionalen Kohlenstofffasern verstärkte Schlaufenelement einen zu befestigenden Körper gerade verlässt, treten jedoch hohe Querspannungen auf (Bild 2.15 (b)). Diese Spannungen verursachen bei aus mehreren Lagen bestehenden,

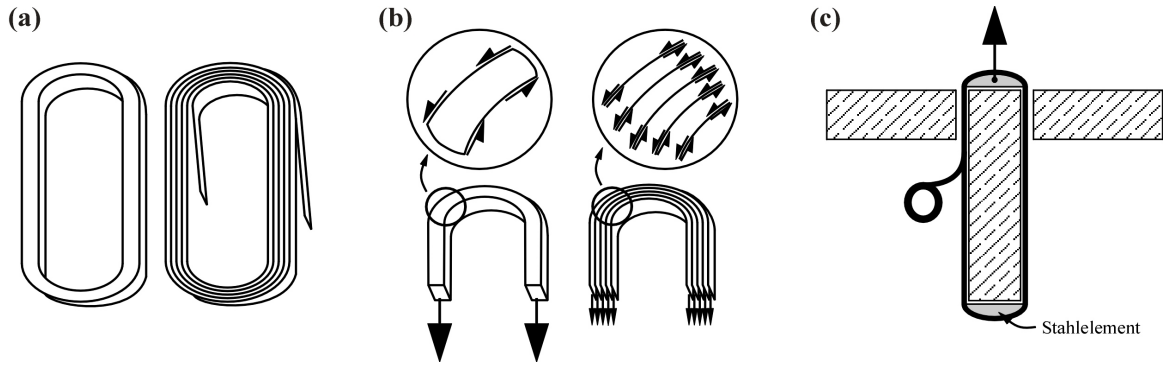


Bild 2.15 - Vorgespanntes Schlaufenelement: (a) Aufbau des Schlaufenelements
(b) Funktionsweise des laminierten und nicht-laminierten Schlaufenelements;
(c) Wickeln und Spannen des Elements.

laminierten Verbunden ein Zugversagen bereits auf einem Lastniveau, welches deutlich unterhalb der Schlaufenzugfestigkeit liegen kann. Die Versagenslast beträgt dabei mitunter nur rund 60 % der eigentlichen Zugfestigkeit. Die Spannungskonzentrationen an dieser Stelle können reduziert werden, indem das solide Laminat durch ein aus einzelnen, nicht laminierten Schichten bestehendes Element ersetzt wird. Ein solchermassen aufgebautes Schlaufenelement besitzt alle Vorteile eines Faserverbundwerkstoffes bei gleichzeitiger nahezu vollständiger Umgehung der beschriebenen Nachteile in Faserquerrichtung.

Wird das Schlaufenelement als nachträgliche Schubverstärkung für Stahlbetonträger eingesetzt, so wird ein mit unidirektionalen Endlosfasern verstärktes Band mehrfach um den Bauteilquerschnitt gewickelt. Nur die beiden abschliessenden äusseren Schichten werden miteinander verschweisst, wodurch ein relatives Verschieben der einzelnen Lagen zueinander ermöglicht wird [22]. Durch die grössere Flexibilität dieses Systems werden Spannungskonzentrationen deutlich gemindert (Bild 2.15 (b)).

Das vorgespannte externe Schlaufenelement wird auf der Ober- und Unterseite des Bauteils auf elliptischen Stahlkörpern um die scharfen Kanten des Trägers geführt. Ein Stahlelement wird mit Hilfe eines Hydraulikzylinders angehoben und das Schlaufenelement dadurch gespannt. Zwischen den Träger und das Stahlelement werden Stahlbleche gelegt, die nach dem Ablassen der Vorspannkraft die Vorspannung in der Schlaufe erhalten.

Das Schlaufenelement weist keinen Verbund mit dem Beton auf, so dass durch die freie Länge des Elements der Nachteil der geringen Bruchdehnung der Kohlenstofffaser mehr als aufgehoben wird. Das Entstehen von Schubrissen mit der damit verbundenen hohen lokalen Belastung von im Verbund liegender Bewehrung verursacht nur geringe Zusatzdehnungen im vorgespannten Schlaufenelement. Auch ein Längsversatz der Rissufer entlang eines Schubrisses stellt nur eine untergeordnete Belastung für das Element dar.

Winiströfer [57] führte eine umfangreiche Versuchsreihe mit 6 mm breiten Schlaufenelementen durch, die aus mit unidirektionalen Kohlenstofffasern verstärktem Polyamid 12 bestanden. Die eingesetzte Kohlenstofffaser Toray T 700 zählt zur Gruppe der HT-Fasern. Die Schlaufen umliefen zwei Bolzen, die einen Abstand von 200 mm sowie einen Durchmesser von 30 mm aufwiesen und auseinandergezogen wurden. Die angenommene Relativverschiebung der einzelnen Lagen konnte durch diese Versuche eindrücklich belegt werden. Mit Hilfe von Dehnmessstreifen konnte zudem der Nachweis erbracht werden, dass sämtliche Lagen einen ähnlich grossen Anteil der aufgebrachten Last übernahmen.

Weitere Versuche an 12 mm breiten Bändern ergaben die in Bild 2.16 dargestellten Kraft-Verformungs-Diagramme. Die Länge der Schlaufen betrug 700 mm, der Bolzendurchmesser bei den Proben mit 10, 20 und 30 Lagen 30 mm, bei den Proben mit 40, 50 und 60 Lagen 50 mm. Nach anfänglichen Ausgleichsbewegungen der einzelnen Lagen verhalten sich die Schlaufen – entsprechend dem Verhalten der Kohlenstofffaser – bis zum Bruch nahezu linear elastisch.

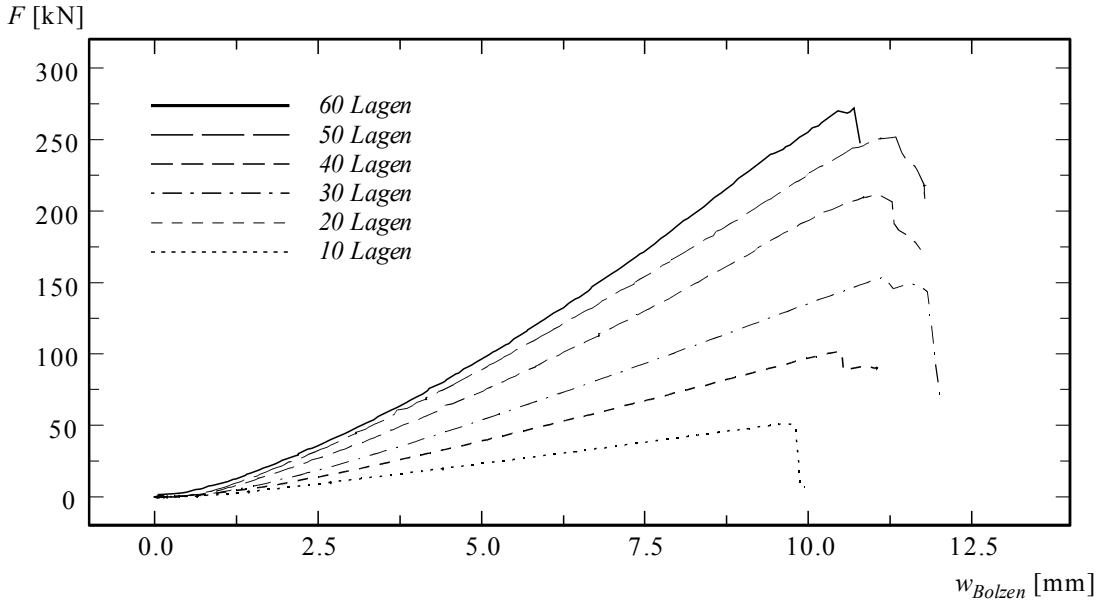


Bild 2.16 - Vorgespanntes Schlaufenelement: Kraft-Verformungs-Diagramme für CFK-Schlaufen mit unterschiedlicher Lagenanzahl.

3 Berechnungsmodell

3.1 Gerissenes Scheibenmodell für vorgespannte Elemente

3.1.1 Hintergrund

Hauptanforderungen an Bemessungsvorschriften für Bauwerke sind die Gewährleistung einer für alle relevanten Lasteinwirkungen ausreichenden Tragsicherheit, ein gut durchdachtes, durchgängiges Konzept und somit eine gute Verständlichkeit. Dies lässt sich am besten realisieren, wenn die Vorschriften auf einem verhältnismässig einfachen Modell basieren - und nicht auf zahlreichen komplexen phänomenologischen Gleichungen. ASCE-ACI Committee 426 [4] brachte deutlich die Hoffnung zum Ausdruck, dass die Vorschriften zur Bemessung auf Schub vereinfacht werden könnten und auf zusammenhängenden, physikalisch sinnvollen Modellvorstellungen beruhen würden.

Wie in Kapitel 2.5.5 beschrieben, stellt das *Gerissene Scheibenmodell* ein solches Modell für gerissene, orthogonal bewehrte Betonscheibenelemente unter homogener ebener Belastung dar. Die dort gemachten Angaben sind um die Anteile der Spannbewehrungen, die sowohl im Verbund mit Beton liegend als auch ohne Verbund erfasst werden können, zu ergänzen.

3.1.2 Vorgespannte Zugglieder

Eine nicht im Verbund mit dem sie umgebenden Beton liegende Spannbewehrung beeinflusst die Spannungsverteilung in den Bewehrungen im Rissquerschnitt, die effektive Druckfestigkeit des Betons und somit auch das globale Trag- und Verformungsverhalten eines Zuggelements. Im Gegensatz zur Spannbewehrung im Verbund übt sie jedoch keinen direkten Einfluss auf den Rissabstand aus. Das *Zuggurtmodell für vorgespannte Zugglieder* unterscheidet die Fälle gleicher bzw. unterschiedlicher Rissabstände für die Spannbewehrung im Verbund und die nicht vorgespannte Bewehrung [3]. Für Scheibenelemente kommen dagegen nur gleiche Rissabstände für beide Bewehrungen in Betracht. Daher sollen bereits in diesem Kapitel ausschliesslich gleiche Rissabstände für beide Bewehrungen angenommen werden.

Im allgemeinen weisen Spannbewehrungen schlechtere Verbundeigenschaften mit dem Beton auf als nicht vorgespannte Bewehrungen. Es werden grössere Eintragungslängen l_{0p} benötigt, als es für nicht vorgespannte Bewehrungen der Fall ist, so dass im Fall gleicher Rissabstände für beide Bewehrungen die Spannbewehrung für den Rissabstand mass-

gebend ist. Für die weiteren Ausführungen soll daher mit $n_s = E_s / E_c$ und $n_p = E_p / E_c$ gelten

$$\frac{Ø_p \tau_{bs0} n_p}{Ø_s \tau_{bp0} n_s} \geq 1 \tag{3.1}$$

Für Zugglieder mit gemischter Bewehrung im Verbund ergeben sich die Grenzwerte für den Rissabstand bei abgeschlossenem Rissbild zu

$$s_{r0} = \frac{Ø_p f_{ct} \left(1 - \rho_s - \rho_p\right)}{2 \tau_{bp0} \rho_p \left(1 + \xi\right)} \tag{3.2}$$

mit

$$\xi = \frac{Ø_p \rho_s \tau_{bs0}}{Ø_s \rho_p \tau_{bp0}} \tag{3.3}$$

Das Verformungsverhalten des vorgespannten Zugglieds kann unmittelbar aus Gl. (2.13) übernommen werden, indem diese Gleichung für beide Bewehrungen ausgedrückt wird. Aus der Gleichgewichtsbedingung für die Stahlspannungen am Rissquerschnitt, $\sigma_{sr} A_s + \sigma_{pr} A_p = N$, und der Verträglichkeitsanforderung, dass beide Bewehrungen gleiche Längenänderungen erfahren, $\varepsilon_{sm} = \varepsilon_{pm} - \varepsilon_{pd}$, können in Abhängigkeit der Dehnungszustände beider Bewehrungen neun theoretisch mögliche Regimes für das gemischt bewehrte Zugglied abgeleitet werden. Die Dehnung des Spannstahls bei Dekompression des Betons und der nicht vorgespannten Bewehrung, ε_{pd}, ergibt sich zu

$$\varepsilon_{pd} = \frac{\sigma_{p0}}{E_p} \left[1 + \frac{n_p \rho_p}{1 + \rho_s \left(n_s - 1\right) - \rho_p} \right] \tag{3.4}$$

Bild 3.1 zeigt die Spannungsverläufe im Risselement für gleiche Rissabstände für die Regimes ①-①, ②-② und ③-③ (die 1. Bezeichnung bezieht sich auf den Betonstahl, die 2. Bezeichnung auf den Spannstahl).

Für den Fall des elastisch-gerissenen Zustands (Regime ①-①) ergeben sich die maximalen Stahlspannungen im Rissquerschnitt zu

$$\sigma_{sr} = \frac{N + E_p A_p \left(\frac{\tau_{bs0} s_{rm}}{E_s Ø_s} - \frac{\tau_{bp0} s_{rm}}{E_p Ø_p} - \varepsilon_{pd} \right)}{A_s \left(1 + \frac{E_p A_p}{E_s A_s} \right)}$$

$$\sigma_{pr} = \frac{N + E_s A_s \left(\frac{\tau_{bp0} s_{rm}}{E_p Ø_p} - \frac{\tau_{bs0} s_{rm}}{E_s Ø_s} + \varepsilon_{pd} \right)}{A_p \left(1 + \frac{E_s A_s}{E_p A_p} \right)} \tag{3.5}$$

mit N = äussere Normalkraft in Bewehrungsrichtung. Die den maximalen Stahlspannungen im Rissquerschnitt entsprechenden mittleren Stahldehnungen im Risselement erhält man aus Gl. (2.13a) für beide Bewehrungen.

Der elastisch-gerissene Beanspruchungszustand ①-① wird mit Erreichen der Fliesszugkraft N_y beendet. Die maximal mögliche Fliesszugkraft ergibt sich für den Fall des gleichzeitigen Fliessbeginns beider Bewehrungen zu

$$N_{y,\max} = A_s f_{ys} + A_p f_{yp} \tag{3.6}$$

Dieser Fall wird sich jedoch nur einstellen, wenn die Fliessgrenzen, die Elastizitätsmoduli und die Verbundeigenschaften beider Bewehrungen sowie die Höhe der Vorspannung in geeigneter Weise aufeinander abgestimmt sind, d. h.

$$f_{ys} - \frac{n_s}{n_p}(f_{yp} - \sigma_{pd}) = \frac{\tau_{bs0} s_{rm}}{Ø_s} - \frac{n_s}{n_p} \cdot \frac{\tau_{bpo} s_{rm}}{Ø_p} \tag{3.7}$$

Im allgemeinen werden die Fliessgrenzen beider Bewehrungen, f_{ys} und f_{yp}, nicht gleichzeitig erreicht. Mit Überschreiten der Fliesszugkraft wird das erste elastisch-plastische Beanspruchungsstadium, ②-① bzw. ①-②, erreicht, wobei das jeweilige Stadium durch die entsprechend auszuwertenden Gln. (2.13a und 2.13b) beschrieben wird. Die effektive Grösse der Bruchkraft wird analog zur Fliesszugkraft im allgemeinen Fall ebenfalls geringer sein als der maximal mögliche Wert

$$N_{u,\max} = A_s f_{us} + A_p f_{up} \tag{3.8}$$

Da sich der Bruchzustand des Zugglieds mit Ausnahme des Regimes ①-① in allen acht weiteren theoretisch möglichen Regimes (②-①, ①-②, ... , ②-③, ③-②, ③-③) einstellen kann, erfolgt die Berechnung der Bruchkraft sinnvollerweise entweder durch Ermitteln des vollständigen Last-Verformungs-Verhaltens des Zuggliedes oder durch Überprüfen der

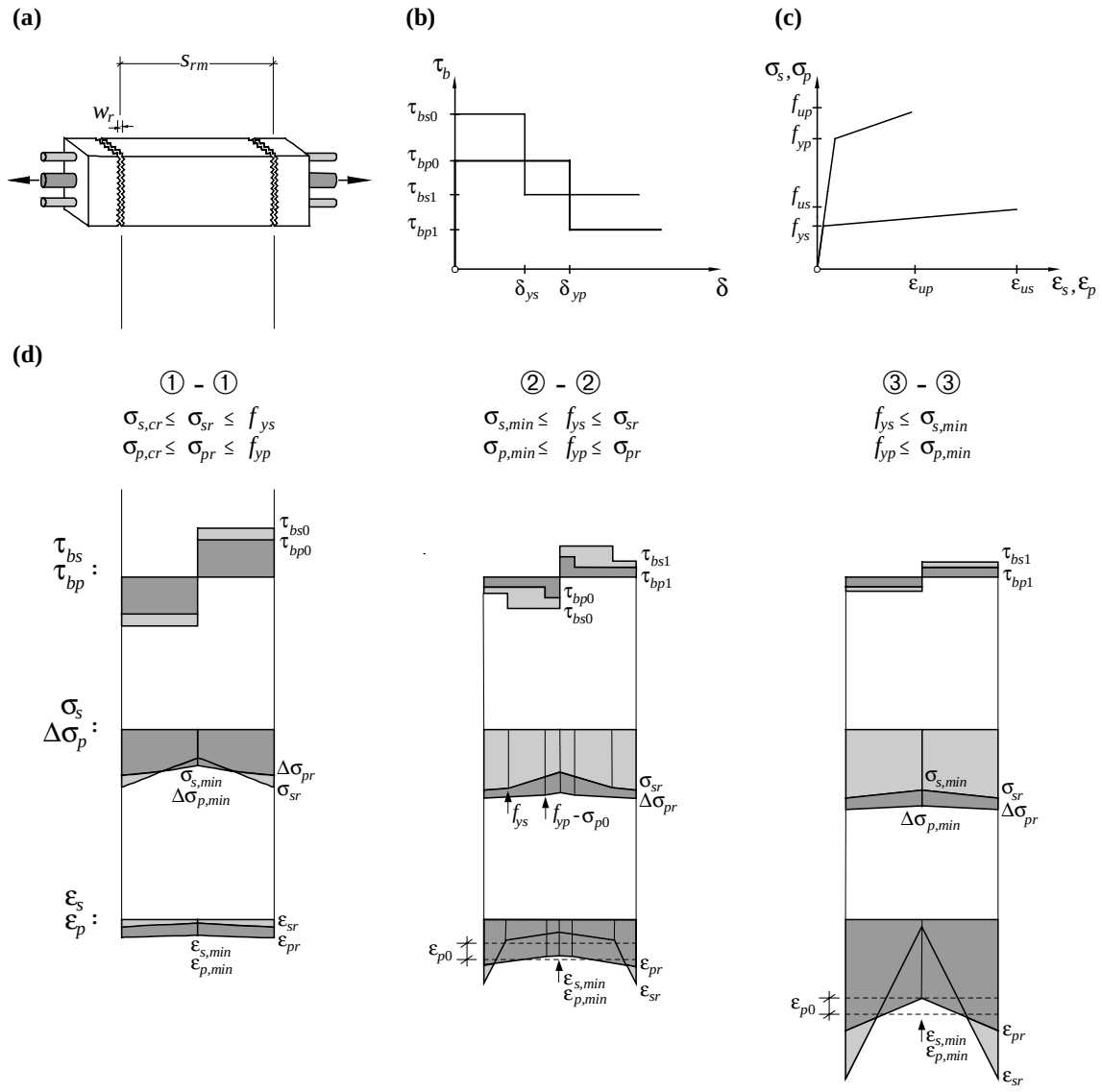


Bild 3.1 - Zuggurtmodell für vorgespannte Zuglieder: (a) Symmetrisch belastetes Risselement; (b) Verbundschubspannungs-Schlupf-Beziehung; (c) bilineare Spannungs-Dehnungs-Beziehung für Bewehrungsstahl; (d) Verläufe der Verbundschubspannungen, Stahlspannungen und Stahldehnungen.

einzelnen Regimes, ob sie das Erreichen der Bruchgrenze einer der beiden Bewehrungen beinhalten.

3.1.3 Vorgespannte Scheibenelemente

Die vorhergehend ausgeführten Überlegungen für Zuglieder sind auf Scheibenelemente zu übertragen. Die Grundlagen und die daraus folgenden Beziehungen des Zuggurtmodells für reine Zuglieder werden dabei für beide Achsrichtungen des orthogonalen Bewehrungsnetzes in Anwendung gebracht. Je nach Belastungszustand der einzel-

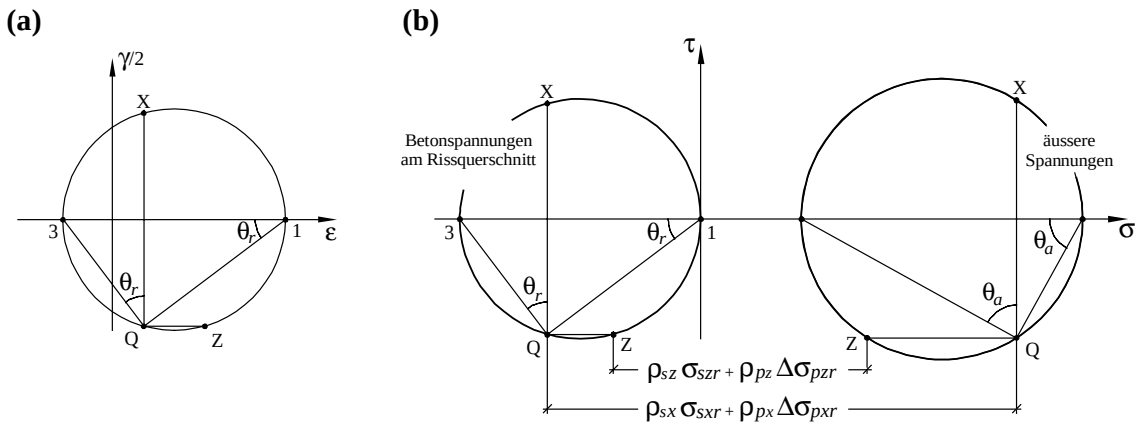


Bild 3.2 – Gerissenes Scheibenmodell für vorgespannte Scheibenelemente: (a) Verzerrungen; (b) äussere Spannungen und Betonspannungen am Rissquerschnitt.

nen Bewehrungen sind diese in den Gleichgewichtsbeziehungen mit den entsprechenden Gln. (2.13) zu berücksichtigen.

Die Gleichgewichtsbedingungen Gln. (2.20) sind um die Anteile der Vorspannbewehrungen zu ergänzen

$$\begin{aligned}
\sigma_x &= \rho_{sx}\sigma_{srx} + \rho_{px}\Delta\sigma_{prx} + \sigma_{c3r}\cos^2\theta_r \\
\sigma_z &= \rho_{sz}\sigma_{srz} + \rho_{pz}\Delta\sigma_{prz} + \sigma_{c3r}\sin^2\theta_r \\
\tau_{xz} &= -\sigma_{c3r}\sin\theta_r\cos\theta_r
\end{aligned} \tag{3.9}$$

mit $\Delta\sigma_{prx} = \sigma_{prx} - \sigma_{p0x}$, $\Delta\sigma_{prz} = \sigma_{prz} - \sigma_{p0z}$ und σ_{p0x}, σ_{p0z} = initiale Spannungen im Spannstahl aus Vorspannung.

Die Spannstahldehnung ε_{pd} im Augenblick der Dekompression für das reine Zugglied ist für Scheibenelemente in den Gln. (3.5) durch ε_{p0x} resp. ε_{p0z} als Resultat der Vorspannung in orthogonalen Richtungen zu ersetzen [26]:

$$\begin{aligned}
\varepsilon_{p0x} &= \frac{\sigma_{p0x}}{E_{px}} - \frac{\rho_{pz}\sigma_{p0z}\upsilon_c E_c - \rho_{px}\sigma_{p0x}[\rho_{sz}E_s(1-\upsilon_c^2)+E_c]}{[\rho_{sx}E_s(1-\upsilon_c^2)+E_c][\rho_{sz}E_s(1-\upsilon_c^2)+E_c]-\upsilon_c^2E_c^2}\left(1-\upsilon_c^2\right) \\
\varepsilon_{p0z} &= \frac{\sigma_{p0z}}{E_{pz}} - \frac{\rho_{px}\sigma_{p0x}\upsilon_c E_c - \rho_{pz}\sigma_{p0z}[\rho_{sx}E_s(1-\upsilon_c^2)+E_c]}{[\rho_{sx}E_s(1-\upsilon_c^2)+E_c][\rho_{sz}E_s(1-\upsilon_c^2)+E_c]-\upsilon_c^2E_c^2}\left(1-\upsilon_c^2\right)
\end{aligned} \tag{3.10}$$

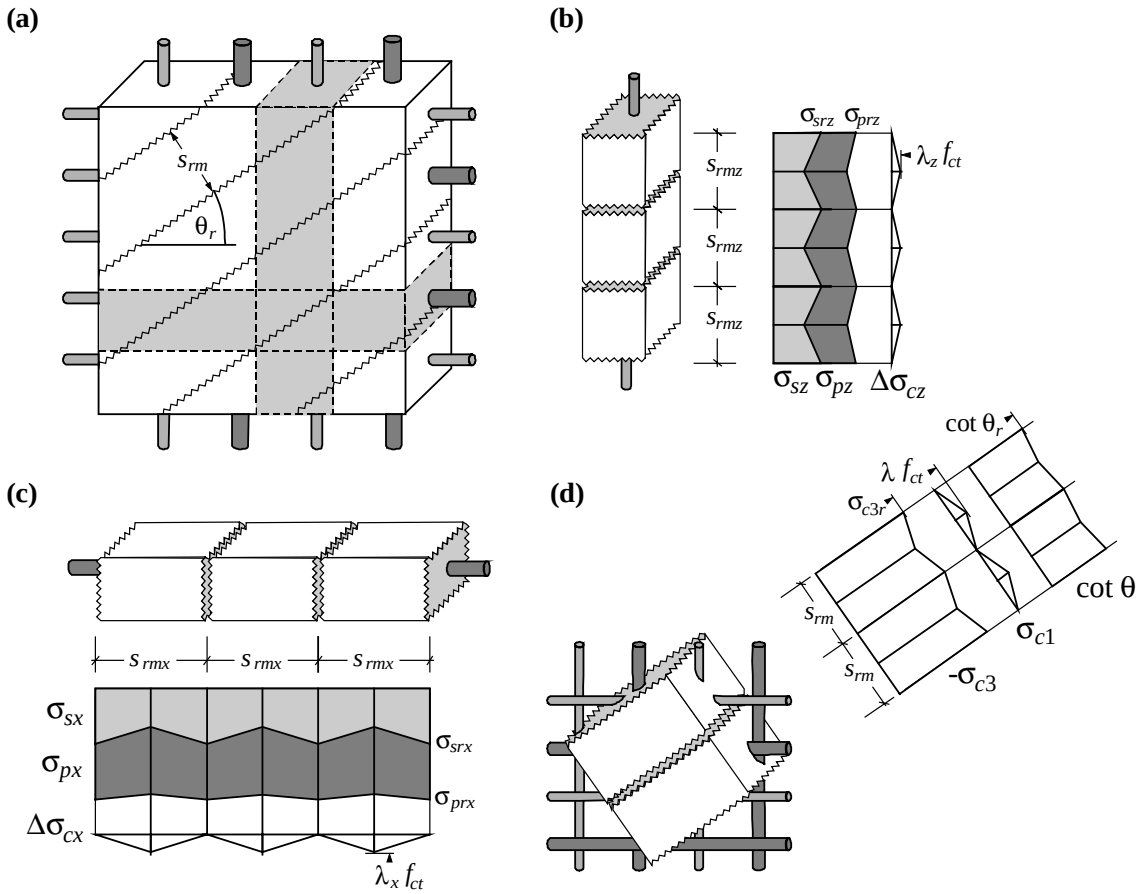


Bild 3.3 - *Gerissenes Scheibenmodell* für vorgespannte Scheiben: (a) Bezeichnungen; (b) vertikale Spannungen; (c) horizontale Spannungen; (d) Hauptspannungen im Beton und Richtung der Hauptdruckspannung.

Die maximalen Stahlspannungen am Riss sind für beide Bewehrungsrichtungen zu formulieren und ergeben sich analog zu Gln. (3.5) für das Regime ①-① zu

$$\sigma_{sr} = \frac{\sigma^* + \rho_p E_p \left(\frac{\tau_{bs0} s_{rm}}{E_s Ø_s} - \frac{\tau_{bp0} s_{rm}}{E_p Ø_p} - \varepsilon_{p0} \right)}{\rho_s \left(1 + \frac{n_p \rho_p}{n_s \rho_s} \right)}$$

$$\sigma_{pr} = \frac{\sigma^* + \rho_s E_s \left(\frac{\tau_{bp0} s_{rm}}{E_p Ø_p} - \frac{\tau_{bs0} s_{rm}}{E_s Ø_s} + \varepsilon_{p0} \right)}{\rho_p \left(1 + \frac{n_s \rho_s}{n_p \rho_p} \right)} \tag{3.11}$$

σ^* steht dabei für die Normalspannung in Richtung der Bewehrungen, die aus der äusseren Belastung und der jeweiligen Komponente der geneigten Betondruckspannung resultiert:

$$\sigma_x^* = \rho_{sx}\sigma_{srx} + \rho_{px}\Delta\sigma_{prx} = \sigma_x - \sigma_{c3r}\cos^2\theta_r$$
$$\sigma_z^* = \rho_{sz}\sigma_{srz} + \rho_{pz}\Delta\sigma_{prz} = \sigma_z - \sigma_{c3r}\sin^2\theta_r \qquad (3.12)$$

Die sich für beide Bewehrungsrichtungen ergebenden neun theoretisch möglichen Regimes sind in Anhang A in mathematischer Form dargestellt. Sämtliche dort formulierten Regimes haben ein bilineares Spannungs-Dehnungs-Verhalten von Spann- und Betonstahl zur Grundlage. Mit Hilfe des *Gerissenen Scheibenmodells* lässt sich das Verformungsverhalten des vorgespannten Scheibenelements zwar auch unter Verwendung von Stahlstoffgesetzen mit nichtlinearer Verfestigungscharakteristik formulieren, doch sind die sich daraus ergebenden Beziehungen komplex [3]. Aus diesem Grund wird im Rahmen dieser Arbeit auf ihre Darstellung verzichtet.

Für den Rissabstand sind die gleichen Überlegungen massgebend wie für nicht vorgespannte Elemente, so dass Gl. (2.39) auch hier Anwendung findet. Die Rissbreite w_r gemäss Bild (3.3) lässt sich unter Annahme elastischen Betonverhaltens zu

$$w_r = s_{rm}\left(\varepsilon_1 - \frac{f_{ct}s_{rm}}{2E_c s_{r0}}\right) \qquad (3.13)$$

bestimmen.

3.2 Parameterstudie

3.2.1 Grundlagen

Im Rahmen der Parameterstudie werden auf der Basis des *Gerissenen Scheibenmodells für vorgespannte Elemente* zwei Grundelemente, *BE 1* und *BE 2*, betrachtet, die einer reinen Schubbeanspruchung unterliegen sollen, d. h. äussere Normalspannungen werden zu null angenommen. An beiden Grundelementen werden die Einflüsse mehrerer Parameter auf das Trag- und Verformungsverhalten untersucht. Variiert werden die Zylinderdruckfestigkeit des Betons f_{cc}, die Bewehrungsgehalte der nicht vorgespannten Bewehrung in x- und z-Richtung ρ_{sx} resp. ρ_{sz}, der Bewehrungsgehalt der externen vorgespannten Bewehrung in z-Richtung ρ_{pz}, deren Vorspannung σ_{pz0} sowie der E-Modul E_{pz}. Die interessantesten Erkenntnisse der Parameterstudie werden im nachfolgenden Kapitel 3.2.2 aufgezeigt.

Das erste Grundelement, *BE 1*, ist in *x*-Richtung nur mit Betonstahl bewehrt, während *BE 2* zusätzlich zur schlaffen noch eine vorgespannte, im Verbund mit dem Beton liegende Bewehrung enthält. Für die Spannbewehrung wurde dabei ein aus drei siebendrähtigen Litzen bestehendes Litzenbündel mit einem Gesamtquerschnitt von 300 mm^2 angenommen. Der wirksame Verbundumfang des Spannglieds p_{bp} entspricht der kleinsten konvexe Hülle des ideal geordneten Litzenbündels und berechnet sich zu

$$p_{bp} = 6(\pi - 3 + \sqrt{12m - 3})\sqrt{\frac{A_p}{7\pi m}} \tag{3.14}$$

mit A_p = Gesamt-Querschnittsfläche des Litzenbündels in mm^2 und m = Anzahl siebendrähtiger Litzen. Der fiktive Verbundradius des Litzenspannglieds ergibt sich zu

$$Ø_p = \frac{4A_p}{p_{bp}} = \frac{2\sqrt{7\pi m}}{3(\pi - 3 + \sqrt{12m - 3})}\sqrt{A_p} \tag{3.15}$$

[28]. In *z*-Richtung weisen beide Elemente sowohl eine schlaffe als auch eine externe, nicht im Verbund mit dem Beton liegende vorgespannte Bewehrung auf. Dabei entsprechen die gewählten Materialkennwerte der externen Bewehrung denen der in der Versuchsreihe *ST* eingesetzten kohlenstofffaserverstärkten Schlaufenelemente.

Auf Grund der weiteren getroffenen Idealisierungen, wie spannungsfreie, rotationsfähige Risse, und im Hinblick auf die Übersichtlichkeit der Gleichungen wird im Rahmen der Parameterstudie ein vereinfachtes bilineares Spannungs-Dehnungs-Verhalten für Spannstahl und Betonstahl vorausgesetzt (Bild 3.1 (c)). Die Verbundspannungen werden zu $\tau_{b1} = \tau_{b0} / 2 = f_{ct} = 0.3(f_{cc})^{2/3}$ in MPa angenommen.

Der mit Hilfe von Gl. (2.39) ermittelte Rissabstand s_{r0} wird ebenso wie die Zugfestigkeit des Betons f_{ct} über das ganze Bauteil als konstant vorausgesetzt. Die aus der Vorspannung der Grundelemente resultierenden Vorverformungen werden unter Annahme eines linear elastischen Verhaltens des Betons sowie des Beton- und Spannstahls ermittelt. Einflüsse aus Kriechen und Schwinden des Betons oder aus Schlupf der Verankerung werden nicht berücksichtigt. Somit sollen die in der Berechnung eingesetzten Werte der initialen Höhe der Vorspannung, σ_{px0} und σ_{pz0}, den zum betrachteten Zeitpunkt effektiv im Spannstahl herrschenden Spannungen entsprechen. Die Ermittlung der Risslasten erfolgt ebenfalls unter Annahme linear elastischen Verhaltens des Betons. Die Vorverformungen aus der Vorspannung werden bis zum Erreichen der Risslast als gleichbleibend betrachtet, da im Rahmen der Parameterstudie keine äusseren Normalspannungen herrschen sollen. Die Schiebungen γ_{xz} dagegen stellen sich proportional zur äusseren Schubbelastung τ_{xz} ein. Risse entstehen, sobald die Hauptzugspannung den Wert der Betonzugfestigkeit f_{ct} erreicht

$$\tau_{xz,cr} = G_c \gamma_{xz,cr} = G_c \sqrt{\left[\frac{f_{ct}}{G_c} - \left(\frac{1+\upsilon_c}{1-\upsilon_c}\right)\left(\varepsilon_{0x} + \varepsilon_{0z}\right)\right]^2 - \left(\varepsilon_{0x} - \varepsilon_{0z}\right)^2} \tag{3.16}$$

mit $\gamma_{xz,cr}$ = Schiebung unter Risslast, ε_{0x}, ε_{0z} = Vordehnungen aus Vorspannung; die Neigung, unter der die Erstrisse auftreten, lässt sich zu

$$\tan 2\theta_{cr} = \frac{\gamma_{xz,cr}}{\varepsilon_{0z} - \varepsilon_{0x}} \tag{3.17}$$

bestimmen [26]. Es wird davon ausgegangen, dass sich bei Erreichen der Risslast schlagartig ein abgeschlossenes Rissbild mit gleichen Rissabständen für Spannbewehrung und nicht vorgespannte Bewehrung einstellt.

Sämtliche der Parameterstudie zugrundeliegenden Werte sind in Tabelle 3.1 aufgeführt. Die Tabellen 3.2 und 3.3 geben die Werte der untersuchten Parameter für die Elemente *BE 1* und *BE 2* an.

Grösse	Einheit	*BE 1*	*BE 2*	Grösse	Einheit	*BE 1*	*BE 2*
ρ_{sx}	%	2.0	0.75	ρ_{sz}	%	0.50	0.50
$Ø_{sx}$	mm	22	22	$Ø_{sz}$	mm	10	10
f_{ysx}	MPa	500	500	f_{ysz}	MPa	500	500
f_{usx}	MPa	630	630	f_{usz}	MPa	630	630
ε_{usx}	%	8.0	8.0	ε_{usz}	%	8.0	8.0
E_{sx}	GPa	200	200	E_{sz}	GPa	200	200
ρ_{px}	%	-	0.75	ρ_{pz}	%	0.45	0.75
$Ø_{px}$	mm	-	15.93	f_{upz}	MPa	1300	1300
f_{ypx}	MPa	-	1570	σ_{pz0}	MPa	650	650
f_{upx}	MPa	-	1770	E_{pz}	GPa	130	130
ε_{upx}	%	-	5.0				
σ_{px0}	MPa	-	800				
E_{px}	GPa	-	195				
τ_{bs0}	MPa	7.59	8.68	f_{cc}	MPa	45	55
τ_{bs1}	MPa	3.79	4.34	f_{ct}	MPa	3.80	4.34
τ_{bp0}	MPa	-	5.78	ε_{c0}	%	0.268	0.297
τ_{bp1}	MPa	-	2.89	E_c	GPa	33.54	37.09

Tabelle 3.1 - Kenndaten der Elemente *BE 1* und *BE 2*.

Parameter Einheit	f_{cc} MPa	ρ_{sx} %	ρ_{sz} %	ρ_{pz} %	σ_{pz0} MPa	E_{pz} GPa
Wert_{sup}	55	2.5	0.75	0.65	1000	200
$\text{Wert}_{BE\,1}$	**45**	**2.0**	**0.50**	**0.45**	**650**	**130**
Wert_{inf}	35	1.5	0.25	0.25	300	80

Tabelle 3.2 - Werte der untersuchten Parameter für *BE 1*.

Parameter Einheit	f_{cc} MPa	ρ_{sx} %	ρ_{sz} %	ρ_{pz} %	σ_{pz0} MPa	E_{pz} GPa
$Wert_{sup}$	65	1.0	0.75	1.0	1000	200
$Wert_{BE\,2}$	**55**	**0.75**	**0.50**	**0.75**	**650**	**130**
$Wert_{inf}$	45	0.50	0.25	0.50	300	80

Tabelle 3.3 - Werte der untersuchten Parameter für *BE 2*.

3.2.2 Ergebnisse der Parameterstudie

Die Bilder 3.4 bis 3.9 stellen die Verläufe verschiedener Grössen in Abhängigkeit der aufgebrachten Schubbeanspruchung τ_{xz} dar. Im einzelnen werden die Verläufe der globalen Verformungen γ_{xz}, ε_1, ε_3 und $\cot\theta_r$, der Verhältnisse $\varepsilon_{smx}/\varepsilon_{srx}$ und $\varepsilon_{smz}/\varepsilon_{srz}$, der Hauptdruckspannung im Beton σ_{c3} und der effektiven Druckfestigkeit des Betons f_c gezeigt. Die Resultate sind für die unterschiedlichen Parameter gemäss der Tabellen 3.2 und 3.3 für den maximalen und den minimalen Rissabstand s_{r0} bzw. $s_{r0}/2$ dargestellt. Es wird der Bereich von der Risslast bis zur Maximallast erfasst.

Erkenntnisse insbesondere hinsichtlich der Auswirkungen der externen Vorspannbewehrung in *z*-Richtung sind:

- Für nahezu alle untersuchten Werte der Parameter σ_{pz0} und ρ_{pz} erfolgt das Elementversagen durch Entfestigen des Betons. Die einzigen Ausnahmen treten für das Element *BE 1* für die Fälle σ_{pz0} = 1000 MPa und ρ_{pz} = 0.25 % auf, bei denen die in *z*-Richtung liegende externe Spannbewehrung versagt.

- Der Bewehrungsgehalt der externen Spannbewehrung in *z*-Richtung, ρ_{pz}, wirkt sich signifikant auf die Schubverformungen der untersuchten Elemente aus. Mit steigendem ρ_{pz} ergeben sich für *BE 1* und *BE 2* kleinere Schiebungen auf Risslast- und Maximallastniveau. Für *BE 1* betragen die Differenzen der Schiebungen γ_{xz} im Bereich von τ_{xz} = 5.5 MPa bis 7.5 MPa 4.43 ‰ für ρ_{pz} = 0.25 %, 2.79 ‰ für ρ_{pz} = 0.45 % und 2.14 ‰ für ρ_{pz} = 0.65 % (Bild 3.5). Die Schiebungen von *BE 2* für τ_{xz} = 10.5 MPa ergeben sich zu 8.90 ‰ für ρ_{pz} = 0.5 %, 5.84 ‰ für ρ_{pz} = 0.75 % und 4.22 ‰ für ρ_{pz} = 0.10 % (Bild 3.8). Mit steigendem ρ_{pz} verringern sich die Dehnungen der Bewehrungen in *z*-Richtung. Im Fall des Elements *BE 2* gilt dies auch für die Bewehrungen in *x*-Richtung. Die Hauptdruckspannungen im Beton unter Maximallast dagegen steigen bei *BE 1* und *BE 2* an.

- Die Grösse von ρ_{pz} wirkt sich ebenfalls auf die Neigung der Hauptdruckspannungen im Beton, θ_r, aus. Mit steigendem ρ_{pz} nimmt θ_r auf Risslastniveau für *BE 1* von 42.08 auf 49.08 und für *BE 2* von 38.78 auf 44.48 zu. Unter Maximallast steigt die Neigung der Hauptdruckspannung des Elements *BE 1* von 37.48 auf 43.88 und die des Elements *BE 2* von 38.68 auf 43.68.

- Wird der Bewehrungsgehalt der vorgespannten Bewehrung in Richtung des höheren effektiven Bewehrungsgehalts erhöht, wird die Umorientierung der inneren Kräfte nach der Rissbildung vermindert, da die Erstrisse näher zur Richtung der Hauptdruckspannung im Bruchzustand geneigt sind. Dies hat verringerte Schädigungen des Betons und somit höhere Bruchlasten zur Folge. Eine Erhöhung der vorgespannten Bewehrung in Richtung des niedrigeren effektiven Bewehrungsgehalts hat entsprechend entgegengesetzte Auswirkungen. Die Umorientierungen der Hauptdruckspannungsrichtung betragen für *BE 1* mit steigendem Bewehrungsgehalt ρ_{pz} 4.858, 5.068 und 5.618 (Bild 3.5), für *BE 2* 0.308, 0.578 und 0.798 (Bild 3.8). Dennoch werden mit der Vorspannung der Querbewehrung höhere Riss- und Traglasten erzielt, da die Zugdehnungen im Beton reduziert werden und sich die Entfestigung des Betons unter Druckbeanspruchung somit verzögert.

- Die Grösse der initialen Vorspannung der externen Spannbewehrung in *z*-Richtung, σ_{pz0}, wirkt sich auf die Grösse der Spannungen in den Spannbewehrungen bei Erreichen der Risslast, auf die Grösse der Risslast und auf die Grösse der Maximallast aus. Die Risslasten für *BE 1* steigen mit grösser werdendem σ_{p0z} von 4.4 MPa auf 5.6 MPa (Bild 3.5), für *BE 2* von 8.1 MPa auf 10.9 MPa (Bild 3.8). Die maximalen Schubbelastungen für *BE 1* betragen 8.6 MPa für σ_{p0z} = 300 MPa, 9.2 MPa für σ_{p0z} = 650 MPa und nur 9.0 MPa für σ_{p0z} = 1000 MPa, da die Spannbewehrung vorzeitig versagt. Für BE 2 wird kein Versagen der Spannbewehrung ermittelt. Die Maximallasten steigen mit grösser werdendem σ_{p0z} von 10.9 MPa auf 12.4 MPa. Eine Steigerung von σ_{pz0} bewirkt auf Risslast- und Maximallastniveau geringere Dehnungen in den Bewehrungen sowohl in *x*- als auch in *z*-Richtung; nur die Dehnungen in der Vorspannbewehrung selbst werden grösser.

- Die Grösse von σ_{pz0} hat ähnliche Auswirkungen auf das Verformungsverhalten von *BE 1* wie der Bewehrungsgehalt der entsprechenden Bewehrung, ρ_{pz}. Mit steigendem σ_{pz0} ergeben sich kleinere Schubverformungen sowohl auf Risslast- als auch auf Maximallastniveau. Für *BE 2* dagegen werden die Schubverformungen nur unter der maximalen Belastung geringer, unter der Risslast jedoch grösser (Bild 3.8).

- Das Verhältnis ε_{sm} / ε_{sr} resp. ε_{pm} / ε_{pr} lässt sich als unmittelbares Mass für die durch die Verbundwirkung verursachte Reduktion des Verformungsvermögens des reinen Bewehrungs- resp. Spannstahls interpretieren. Nach dem Überschreiten der Fliessgrenze des Stahls ergibt sich in den rissnahen Bereichen auf Grund der grossen Abnahme der Tangentensteifigkeit eine markante Lokalisierung der Stahldehnungen, so dass sich das Verhältnis ε_{sm} / ε_{sr} deutlich verringert. Der Einfluss der versteifenden Mitwirkung des Betons unter Zugbeanspruchung nimmt in diesem Stadium relativ zum Verformungsverhalten des reinen Bewehrungsstahls also signifikant zu. Auf Grund der günstigen gewählten Verfestigungseigenschaften tritt im Rahmen der Parameterstudie jedoch in keiner der untersuchten Parameterkombinationen Versagen durch Reissen einer der im Verbund mit dem Beton liegenden Bewehrungen auf.

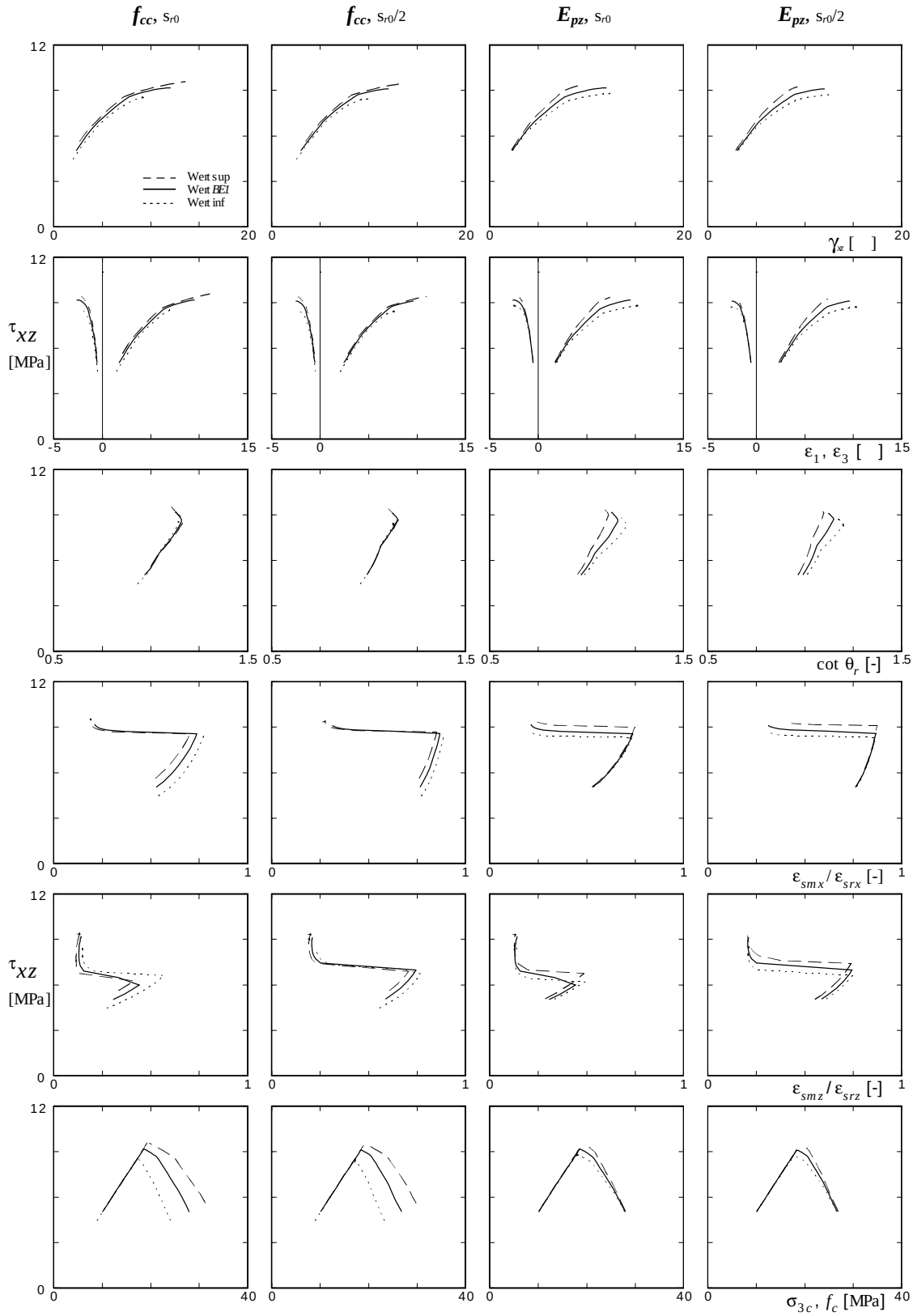


Bild 3.4 – Ergebnisse der Parameterstudie für *BE 1*: Einfluss der Zylinderdruckfestigkeit f_{cc} und des Elastizitätsmoduls der Vorspannung E_{pz} für maximalen und minimalen Rissabstand.

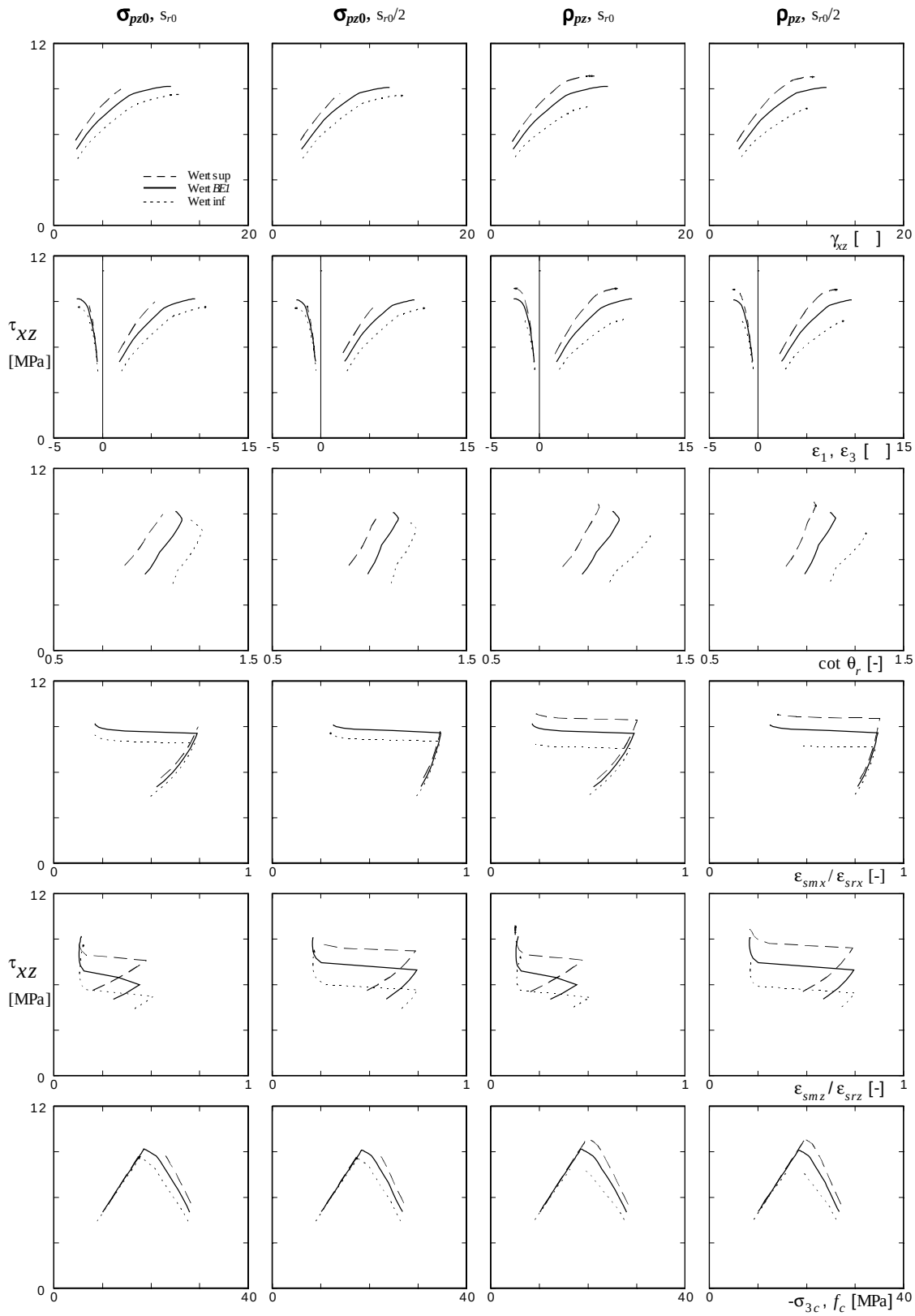


Bild 3.5 – Ergebnisse der Parameterstudie für *BE 1*: Einfluss der Vorspannung σ_{pz0} und des Spannbewehrungsgehalts ρ_{pz} für maximalen und minimalen Rissabstand.

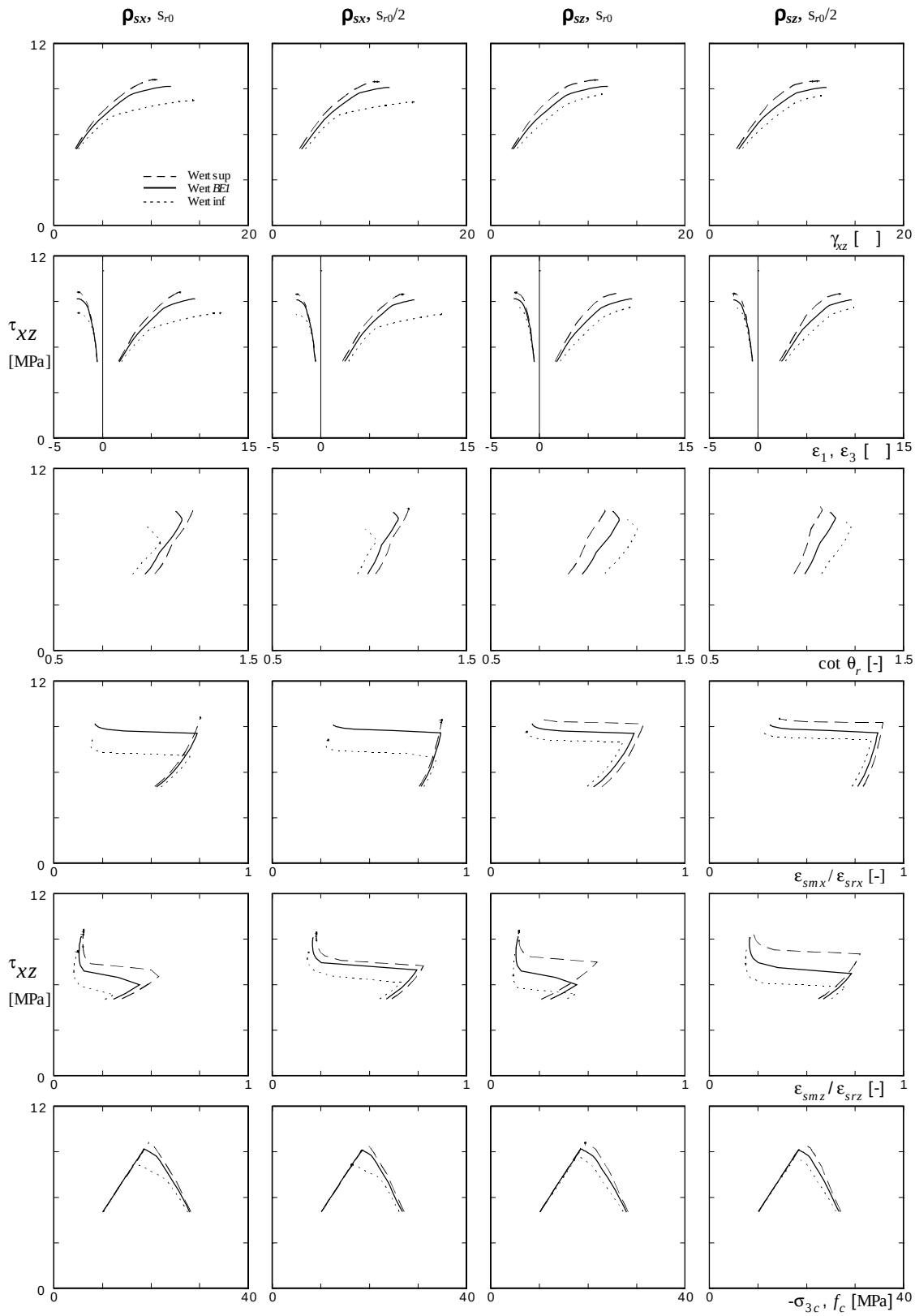


Bild 3.6 – Ergebnisse der Parameterstudie für *BE 1*: Einfluss der Bewehrungsgehalte ρ_{sx} und ρ_{sz} für maximalen und minimalen Rissabstand.

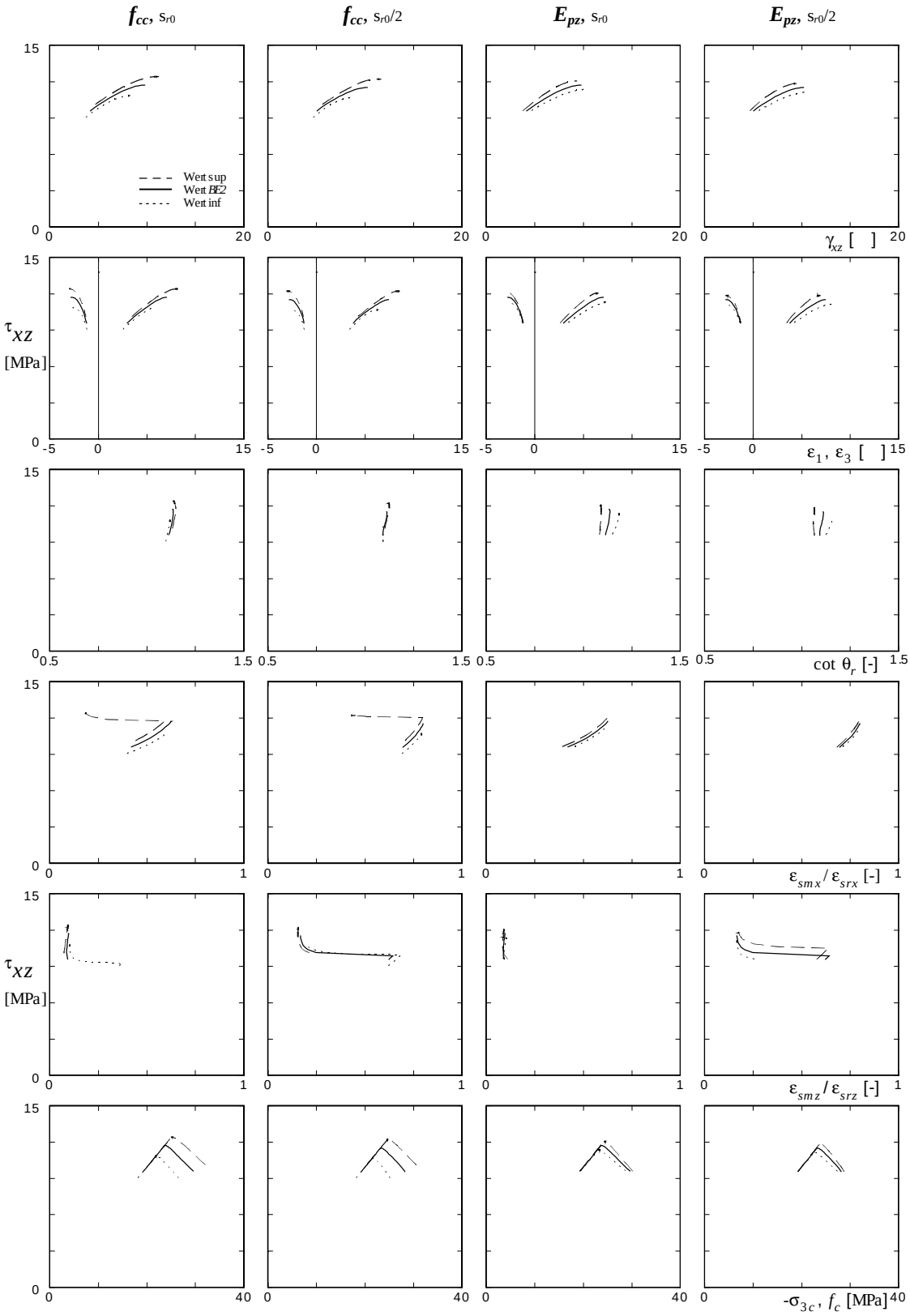


Bild 3.7 – Ergebnisse der Parameterstudie für *BE 2*: Einfluss der Zylinderdruckfestigkeit f_{cc} und des Elastizitätsmoduls der Vorspannung E_{pz} für maximalen und minimalen Rissabstand.

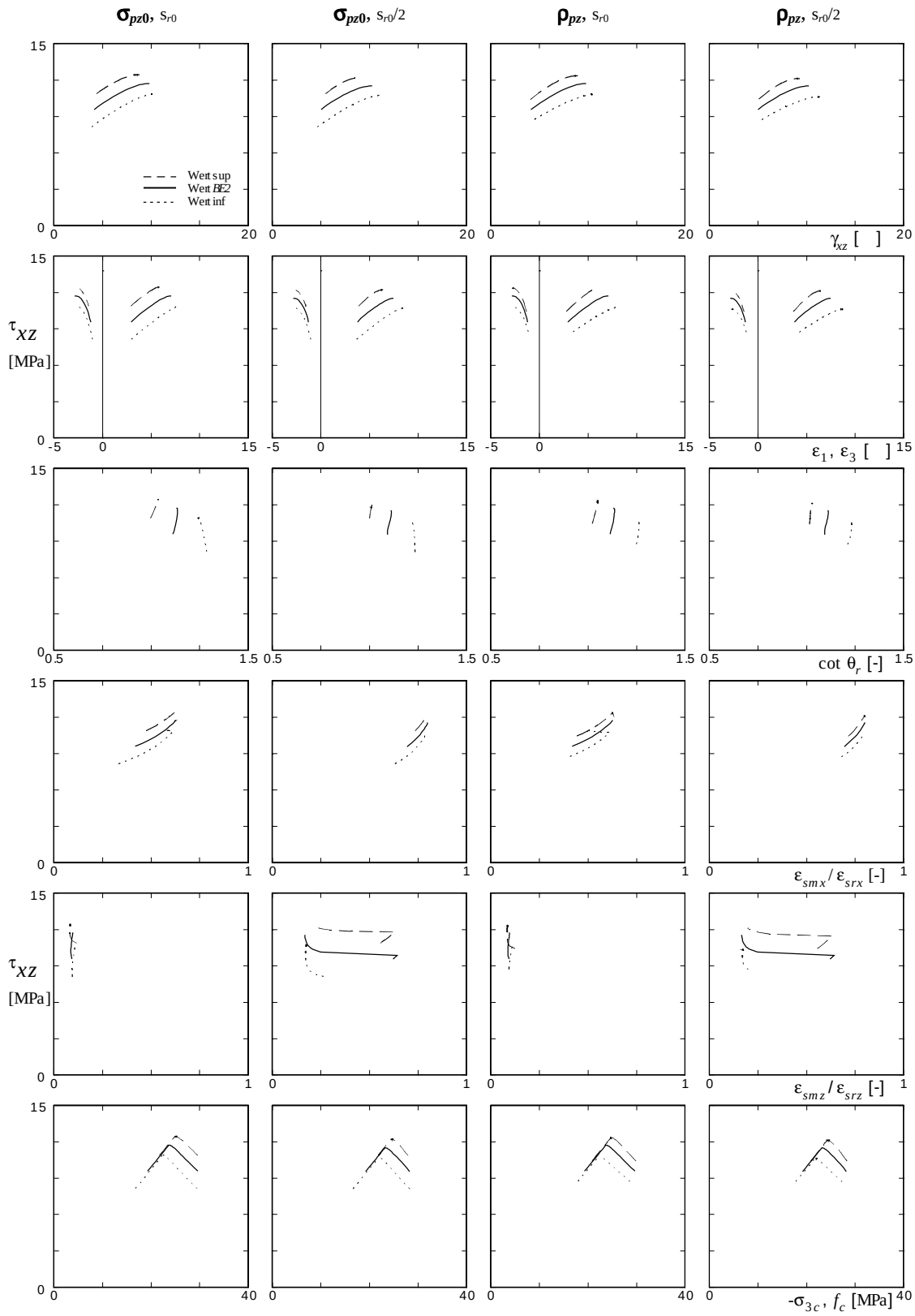


Bild 3.8 – Ergebnisse der Parameterstudie für *BE 2*: Einfluss der Vorspannung σ_{pz0} und des Spannbewehrungsgehalts ρ_{pz} für maximalen und minimalen Rissabstand.

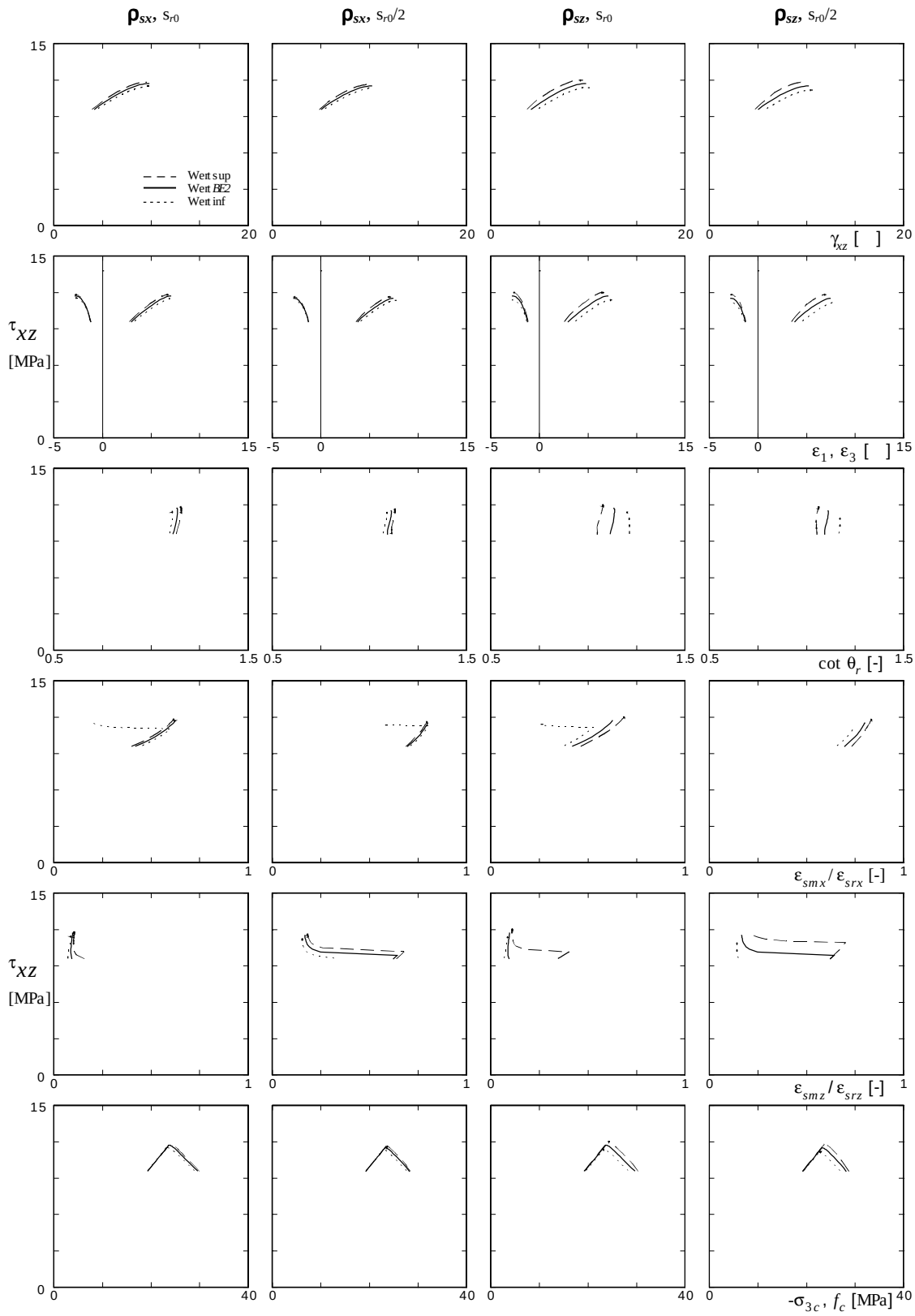


Bild 3.9 – Ergebnisse der Parameterstudie für *BE 2*: Einfluss der Bewehrungsgehalte ρ_{sx} und ρ_{sz} für maximalen und minimalen Rissabstand.

In den Tabellen 3.4 und 3.5 werden relevante Resultate der Parameterstudie aufgelistet und mit den Ergebnissen der Traglastberechnungen gemäss Kapitel 2.5.3 verglichen. Neben den Risslasten werden die mit dem *Gerissenen Scheibenmodell* berechneten Maximallasten, die zugehörigen Regimes sowie gegebenenfalls die Lasten, unter denen beide nicht vorgespannte Bewehrungen ihre Fliessgrenzen erreichen, angegeben. Zusätzlich werden die aus den Traglastberechnungen stammenden Maximallasten mit den entsprechenden Versagensregimes aufgeführt. Die Ermittlung der Traglasten erfolgte jeweils auf Grundlage der effektiven Betondruckfestigkeiten, die sich unter den mit dem *Gerissenen Scheibenmodell* berechneten Maximallasten einstellten. Sämtliche Bewehrungen wurden mit ihren Zugfestigkeiten gemäss Tabelle 3.1 erfasst.

Für das Element *BE 1* ergeben sich die grössten Unterschiede der Berechnungen gemäss des *Gerissenen Scheibenmodells* zu den Ergebnissen der Traglastberechnungen für die Parameter ρ_{pz} = 0.25 % und σ_{pz0} = 1000 MPa. In beiden Fällen erfolgt das Bauteilversagen gemäss dem *Gerissenen Scheibenmodell* durch Reissen der kohlenstofffaserverstärkten Spannbewehrung, die keinerlei plastisches Verformungsvermögen besitzt. Zu diesem Zeitpunkt weisen sowohl die Stahlbewehrungen als auch der Beton noch grosse Tragreserven auf. Dieser Umstand wird bei der Berechnung der Traglast nicht berücksichtigt.

				Gerissenes Scheibenmodell			Traglast	
Parameter	Wert	Einheit	$\tau_{xz,cr}$ [MPa]	τ_{xzy} [MPa]	τ_{xzu} [MPa]	Regime$_u$	τ_{xzu} [MPa]	Regime
BE 1			5.05	8.64	9.17	4*	9.25	2 / 4
f_{cc}	35	MPa	4.44		8.54	2	8.63	4
f_{cc}	55	MPa	5.61	8.60	9.57	CFK	9.82	2
ρ_{sx}	1.5	%	5.05	7.21	8.25	III*	8.27	4
ρ_{sx}	2.5	%	5.05		9.60	2	9.76	2
ρ_{sz}	0.25	%	5.07	7.99	8.69	CFK	8.92	2
ρ_{sz}	0.75	%	5.03	9.20	9.59	4*	9.63	4
ρ_{pz}	**0.25**	**%**	**4.53**	**7.56**	**7.84**	**CFK**	**8.98**	**1**
ρ_{pz}	0.65	%	5.53	9.45	9.86	4*	9.88	4
σ_{pz0}	300	MPa	4.41	7.92	8.63	4*	8.78	4
σ_{pz0}	**1000**	**MPa**	**5.62**		**8.99**	**CFK**	**10.65**	**1**
E_{pz}	80	GPa	5.05	8.41	8.80	4*	8.93	2 / 4
E_{pz}	200	GPa	5.05	9.13	9.34	CFK	10.09	2

* - Entfestigung des Betons nach Fliessbeginn beider nicht vorgespannter Bewehrungen

Tabelle 3.4 - Resultate der Parameterstudie und Traglastberechnungen für *BE 1*.

Parameter	Wert	Einheit	$\tau_{xz,cr}$ [MPa]	Gerissenes Scheibenmodell τ_{xzy} [MPa]	τ_{xzu} [MPa]	Regime$_u$	Traglast τ_{xzu} [MPa]	Regime
BE 2			9.61		11.71	2	11.84	4
f_{cc}	45	MPa	9.05		10.85	2	10.93	4
f_{cc}	65	MPa	10.13	11.77	12.40	4*	12.52	4
ρ_{sx}	0.5	%	9.64	11.08	11.54	4*	11.63	4
ρ_{sx}	1.0	%	9.58		11.82	2	11.97	4
ρ_{sz}	0.25	%	9.64	11.18	11.39	4*	11.61	2
ρ_{sz}	0.75	%	9.58		12.00	2	12.07	4
ρ_{pz}	0.50	%	8.73	10.78	10.82	4*	11.08	2
ρ_{pz}	1.0	%	10.42		12.35	2	12.40	4
σ_{pz0}	300	MPa	8.14	10.89	10.91	4*	11.26	4
σ_{pz0}	1000	MPa	10.88		12.44	2	12.49	4
E_{pz}	80	GPa	9.61		11.35	4	11.54	4
E_{pz}	200	GPa	9.61		11.86	4	12.14	4

* - Entfestigung des Betons nach Fliessbeginn beider nicht vorgespannter Bewehrungen

Tabelle 3.5 - Resultate der Parameterstudie und Traglastberechnungen für *BE 2*.

In den Tabellen 3.6 und 3.7 sind die nach Gln. (2.19) berechneten Traglasten für die Elemente *BE 1* und *BE 2* für $\varepsilon_x = 0.002$ und $\varepsilon_3 = -\varepsilon_{c0} = -0.002$ aufgeführt. Ausserdem sind die unter Annahme von effektiven Betondruckfestigkeiten nach Gl. (2.15) und nach der konservativen Annahme

$$f_c = 1.25\left(f_{cc}\right)^{2/3} \tag{3.18}$$

[50] ermittelten Traglasten zusammengestellt. Bei der Ermittlung der Traglasten wurden wiederum die Zugfestigkeiten aller Bewehrungen gemäss Tabelle 3.1 angesetzt. Die Höhe der Vorspannung, σ_{pz0}, und der Elastizitätsmodul der Spannbewehrung, E_{pz}, haben bei diesen Betrachtungen keinen Einfluss auf Traglast und Versagensart.

Parameter	Wert	Einheit	Gln. (2.19) τ_{xzu} [MPa]	Regime	Gl. (3.18) τ_{xzu} [MPa]	Regime	Gl. (2.15) τ_{xzu} [MPa]	Regime
BE 1			10.21	2	7.91	4	10.06	2
f_{cc}	35	MPa	9.22	4	6.68	4	8.56	4
f_{cc}	55	MPa	10.65	1	9.04	2 / 4	10.65	1
ρ_{sx}	1.5	%	9.22	1	7.91	4	9.22	1
ρ_{sx}	2.5	%	10.21	2	7.91	4	10.06	2
ρ_{sz}	0.25	%	9.42	2	7.89	2	9.67	1
ρ_{sz}	0.75	%	10.91	4	7.91	4	10.12	4
ρ_{pz}	0.25	%	8.78	2	7.76	2	8.98	1
ρ_{pz}	0.65	%	10.91	4	7.91	4	10.12	4

Tabelle 3.6 - Traglasten für *BE 1* nach Gln. (2.19), (3.18) und (2.15).

Parameter	Wert	Einheit	Gln. (2.19)		Gl. (3.18)		Gl. (2.15)	
			τ_{xzu} [MPa]	Regime	τ_{xzu} [MPa]	Regime	τ_{xzu} [MPa]	Regime
BE 2			12.47	4	9.04	4	11.57	4
f_{cc}	45	MPa	10.91	4	7.91	4	10.12	4
f_{cc}	65	MPa	13.60	2	10.11	4	12.94	2 / 4
ρ_{sx}	0.5	%	12.47	4	9.04	4	11.57	4
ρ_{sx}	1.0	%	12.47	4	9.04	4	11.57	4
ρ_{sz}	0.25	%	12.09	2	9.04	4	11.56	2 / 4
ρ_{sz}	0.75	%	12.47	4	9.04	4	11.57	4
ρ_{pz}	0.50	%	11.38	2	9.04	4	11.41	2
ρ_{pz}	1.0	%	12.47	4	9.04	4	11.57	4

Tabelle 3.7 - Traglasten für *BE 2* nach Gln. (2.19), (3.18) und (2.15).

Die nach Gln. (2.19) ermittelten Traglasten sind in allen Fällen leicht höher als die nach dem *Gerissenen Scheibenmodell* berechneten Werte. Da das Spannungs-Dehnungs-Verhalten sämtlicher Stahlbewehrungen bei den Berechnungen mit dem *Gerissenen Scheibenmodell* mit Hilfe eines bilinearen Verlaufs idealisiert wurde, ergaben sich grössere Verformungen, als dies bei Ansatz eines bis zum Erreichen der Zugfestigkeit linear elastisch – ideal plastischen Verhaltens der Fall gewesen wäre. Die effektiven Betondruckfestigkeiten sind daher zum Teil deutlich geringer als in Gln. (2.19) angenommen. Auch die daraus resultierenden Traglasten sind somit geringer als nach Gln. (2.19).

Dieser Umstand erklärt ebenfalls die in den meisten Fällen im Vergleich zu Gl. (2.15) höheren Traglasten nach Gln. (2.19). Insbesondere im Fall des Elements *BE 2*, bei dem nach der Traglastberechnung für alle untersuchten Zylinderdruckfestigkeiten f_{cc} Versagen im Regime 4 erfolgt (Tabelle 3.5), ist diese Auswirkung mit steigender Zylinderdruckfestigkeit zu erkennen.

Die mit dem *Gerissenen Scheibenmodell* berechneten Versagenslasten des Elements *BE 1* werden in allen Fällen durch die Werte nach Gln. (2.15) und (3.18) eingegrenzt. Für das Element *BE 2* stimmen die Werte nach Gl. (2.15) gut mit den Ergebnissen des *Gerissenen Scheibenmodells* überein, während die Traglasten nach Gl. (3.18) im Vergleich zu den Berechnungen gemäss *Gerissenem Scheibenmodell* deutlich geringer sind.

3.3 Berücksichtigung des Schubeinflusses auf Träger

Die elastische Verformung eines unter Biegebelastung stehenden Trägers ergibt sich nach der Arbeitsgleichung zu

$$w = \frac{M\overline{M}}{EI}dx + \frac{V\overline{V}}{GA^*}dx \tag{3.19}$$

mit $\overline{M}$ und $\overline{V}$ = Momenten- und Querkraftbelastung im Einheitszustand, A^* = reduzierte Querschnittsfläche. Für allgemeine Verformungen gilt mit mittleren Krümmungen χ und mittleren Schiebungen γ_{xzm}

$$w = \chi\overline{M}dx + \gamma_{xzm}\overline{V}dx \tag{3.20}$$

In den meisten Fällen überwiegen die Biegeverformungen die aus der Schubbeanspruchung resultierenden Verformungen so deutlich, dass Träger in vielen Fällen als schubsteif idealisiert und die Schubverformungen somit vernachlässigt werden. Während dies für biegeschlanke Träger eine vernünftige Vereinfachung darstellt, können die Verformungen gedrungener Träger deutlich unterschätzt werden.

Die Querkraftbelastung verursacht gemäss Gl. $(3.9)_3$ eine unter dem Winkel θ zur Längsachse geneigte Druckspannung im Beton. Für die Querschnittsanalyse ergibt sich somit eine zusätzlich zu berücksichtigende Normalkraft $N_v = V\cot\theta$, mit V = Querkraft (Bild 3.10 (a) und (b)). Diese Kraft hat in erster Linie einen Einfluss auf die Lage der neutralen Achse, aber auch auf die Neigung der Dehnungsebene und somit auf die Krümmung des Trägers.

Die Grösse dieses Einflusses soll anhand einiger Beispielrechnungen verdeutlicht werden. Für die Berechnungen wird angenommen, dass ebene Querschnitte unter Biegebelastung eben bleiben, auch wenn dies (wie in der Balkentheorie üblich) im Widerspruch zum Vorhandensein von Schubverformungen steht. Die Krümmung χ nimmt mit steigendem Moment überproportional zu. An dieser Stelle soll sie vereinfachend als proportional zum herrschenden Moment betrachtet werden (Bild 3.10 (b)). Des weiteren wird ein idealer Verbund zwischen Bewehrung und Beton angenommen.

Der Einfluss der Querkraft soll für den beidseitig eingespannten Schubträger *ST 1* (siehe Kapitel 4) auf einem Belastungsniveau von V_C = -635 kN untersucht werden. Die effektive Betondruckfestigkeit wird mit 20 MPa, die Zugfestigkeit des Betons mit 3.5 MPa und der Elastizitätsmodul des Betons mit 29.6 GPa angenommen. Die Fliessgrenzen von Längs- und Querbewehrung werden mit 550 MPa abgeschätzt. Es wird von einem maximalen Rissabstand $s_{rm} = s_{r0}$ ausgegangen. Die maximalen Momente an den Enden des Messnetzbereichs betragen bei einer Länge des Messnetzes von 2.0 m 635 kNm. Die Querschnittsanalyse für reine Biegung ergibt eine Krümmung χ von $1.47 \cdot 10^{-3}$ m^{-1}. Das *Gerissene Scheibenmodell* berechnet die Schiebung γ_{xz} zu $5.00 \cdot 10^{-3}$ und die Neigung der Hauptdruckspannung im Beton, θ_r, zur Trägerlängsachse zu 28.60°. Nach Bild 3.10 (b) folgt daraus eine Normalkraft $N_v = V\cot\theta$ = 1162.7 kN, die bei der Bestimmung der Dehnungsebene als zusätzliche Zugkraft zu berücksichtigen ist. Die Querschnittsanalyse ergibt nun eine Krümmung χ von $1.87 \cdot 10^{-3}$ m^{-1}, was einer Zunahme von 27.5 % entspricht. Der Anteil der Verformung aus der Querkraftbelastung überwiegt

diesen Biegeanteil noch deutlich: Nach Gl. (3.20) folgt für die Länge des Messnetzes eine Biegeverformung von 1.3 mm, während sich die Schubverformung zu 10.0 mm berechnet.

Weiterhin soll ein Einfeldträger unter mittig angreifender Einzellast mit einem Querschnitt gemäss Bild 3.10 (d) für Spannweiten von 2.5 m und 5.0 m betrachtet werden. Die effektive Betondruckfestigkeit wird mit 30 MPa angenommen, die Betonzugfestigkeit wird nicht berücksichtigt. Der Elastizitätsmodul des Betons soll wiederum 29.6 GPa betragen, die Fliessgrenzen von Längs- und Querbewehrung 550 MPa. Das Eigengewicht des Trägers wird vernachlässigt. Die reine Biegetraglast des Trägers beträgt 428 kNm. Für beide Spannweiten wird ein gleiches maximales Moment in Feldmitte von 355 kNm untersucht.

Bei einer Spannweite von 2.5 m wird eine Einzelkraft $2V$ von 568 kN benötigt, um das betrachtete Moment von 355 kNm zu erzeugen. Mit dem *Gerissenen Scheibenmodell* errechnet sich eine Schiebung γ_{xz} von $6.95 \cdot 10^{-3}$ sowie eine Neigung der Hauptdruckspannung von 26.16°, woraus eine Normalkraft $N_v = V \cot\theta = 578.1$ kN resultiert. Unter reiner Biegebeanspruchung ergibt sich eine Krümmung χ von $9.11 \cdot 10^{-3}$ m^{-1} und eine Durchbiegung des Trägers in Feldmitte von 4.75 mm. Unter Berücksichtigung der zusätzlichen

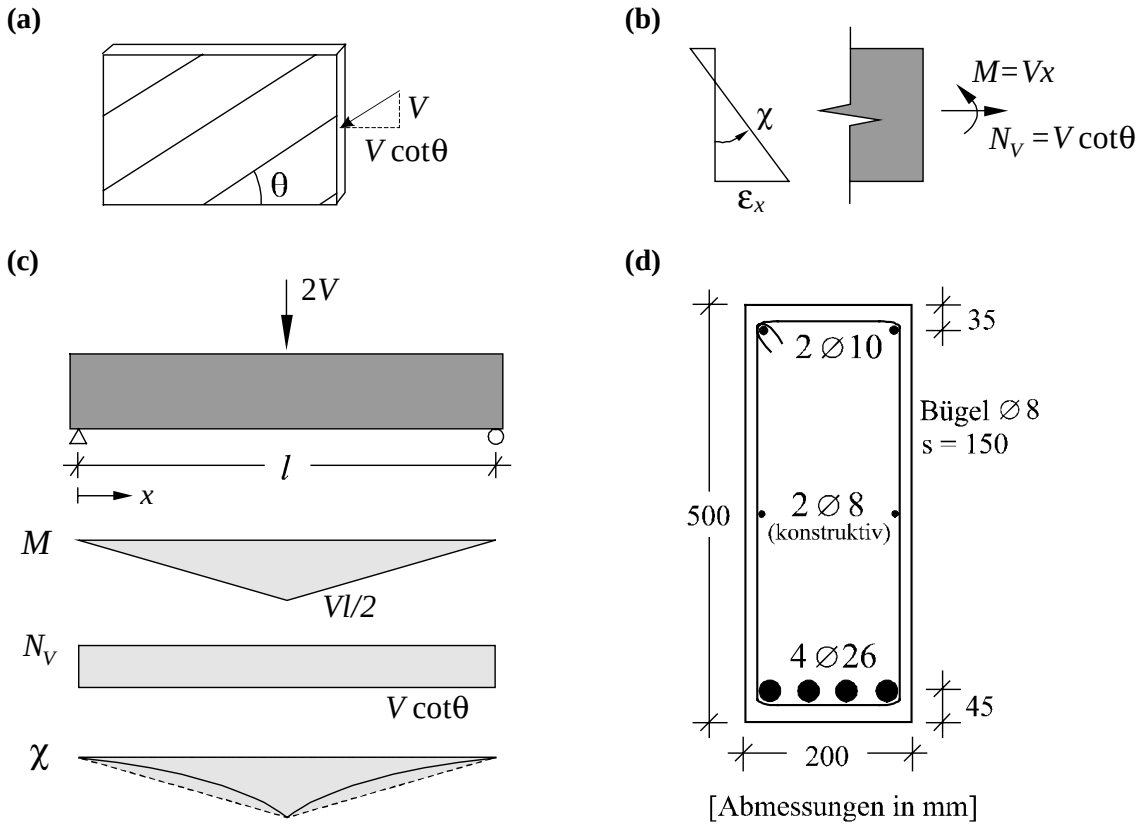


Bild 3.10 – Einfluss der Querkraft auf die Biegeverformung: (a) Druckfeld infolge V; (b) äquivalente Schnittgrössen M und N_v zur Bestimmung der Dehnungsebene; (c) Einfeldträger mit Momenten-, Normalkraft- und Krümmungsverteilung; (d) Trägerquerschnitt.

Normalkraft wachsen die Krümmung χ auf $10.88 \cdot 10^{-3}$ m^{-1} und die Durchbiegung auf 5.67 mm an, was einer Steigerung von 19.4 % entspricht. Nach Gl. (3.20) beträgt die durch die mittlere Schiebung verursachte Durchbiegung in Feldmitte 8.69 mm (Bild 3.11 (a)).

Wird der Träger bei gleicher Spannweite mit der halben Vertikallast $2V$ = 284 kN belastet, ergeben sich für reine Biegung die Krümmung zu $\chi = 4.09 \cdot 10^{-3}$ m^{-1} und die Biegeverformung zu 2.13 mm. Unter Berücksichtigung von $\gamma_{xz} = 1.32 \cdot 10^{-3}$, $\theta = 29.11°$ und N_v = 255 kN berechnen sich die Krümmung χ zu $4.32 \cdot 10^{-3}$ m^{-1} und die Durchbiegungen aus Biege- und Schubbelastung zu 2.24 mm und 1.66 mm.

Der Biegeträger mit einer Spannweite von 5.0 m ist mit einer Einzellast $2V$ = 284 kN zu belasten, um ein Moment in Feldmitte von 355 kNm zu erhalten. Die Krümmung χ beläuft sich für reine Biegung wiederum auf $9.11 \cdot 10^{-3}$ m^{-1} und die sich daraus ergebende Durchbiegung auf 18.98 mm. Die Schubbelastung verursacht eine mittlere Schiebung γ_{xz} von $1.32 \cdot 10^{-3}$ sowie eine Neigung θ der Hauptdruckspannung von 29.11°. Die resultierende Normalkraft N_v beträgt 255 kN. Durch ihren Einfluss reduziert sich die Krümmung χ um 0.7 % auf $9.04 \cdot 10^{-3}$ m^{-1}. Die Durchbiegungen aus Momenten- und Schubbeansruchung betragen somit 18.84 mm und 3.31 mm. Der mit wachsender Spannweite überproportional zurückgehende Einfluss der Schubbelastung ist deutlich zu erkennen (Bild 3.11 (b)).

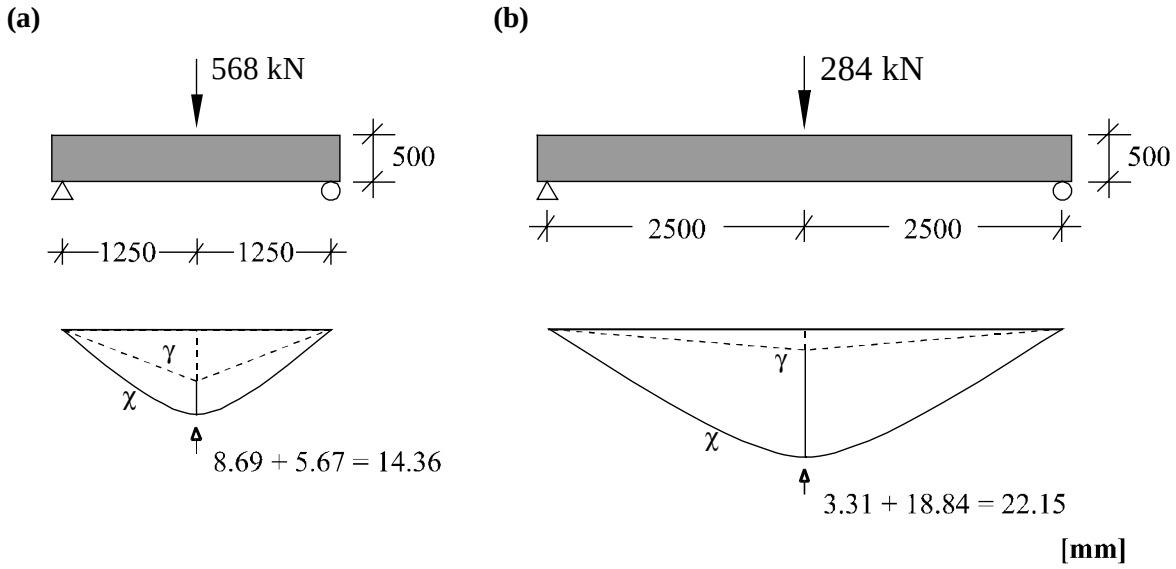


Bild 3.11 – Verformungsanteile aus Biegung und Querkraft: (a) Träger mit Spannweite 2.5 m; (b) Träger mit Spannweite 5.0 m.

4 Versuchsbericht

4.1 Versuchsplanung

Die Versuchsserie *ST* umfasste Schubversuche an fünf Stahlbetonelementen mit identischer Betonstahlbewehrung. Vier dieser Träger waren zusätzlich mit einer aus vorgespannten, kohlenstofffaserverstärkten Kunststoff-Schlaufen (CFK-Schlaufen) bestehenden externen Schubverstärkung versehen. Die Träger bestanden aus zwei Lasteinleitbereichen sowie einem scheibenförmigen Abschnitt, dem eigentlichen Untersuchungsbereich. Ziel der Versuche war es, den Scheibenbereich so zu belasten, dass sich ein Schubversagen einstellen würde. Dabei sollte entweder das sich im Beton ausbildende Druckfeld oder die – bei vier der fünf Träger aus Stahlbügeln und CFK-Schlaufen bestehende – Schubbewehrung versagen, ohne dass die Längsbewehrung ihre Fliessgrenze erreichen würde. Das statische System der Versuchskörper entsprach einer beidseitigen starren Einspannung. Die Belastungsart war bei allen Versuchen identisch und erfolgte durch vertikales Verschieben einer der beiden Einspannungen, wodurch ein unter Vernachlässigung des Trägereigengewichts konstantes Schubfeld erzeugt wurde. Die Momentenbeanspruchung war somit bezüglich der Trägermitte antimetrisch. Es wurden keine Normalkräfte aufgebracht und während des Versuchs auftretende Normalkraftbeanspruchungen durch Steuerung der horizontalen Pressen eliminiert.

Im ersten Versuch wurde ein mit vorgespannten CFK-Schlaufen verstärkter Träger durch kontinuierliche Erhöhung der Querkraft in einer Belastungsrichtung bis zum Versagen belastet. Der zweite Versuch, bei dem ein unverstärkter Träger in gleicher Weise bis zum Bruch belastet wurde, diente innerhalb der Versuchsreihe als Nullversuch. Der dritte Testkörper war im Unterschied zum ersten Versuch mit nicht vorgespannten CFK-Schlaufen versehen, so dass der Einfluss der Vorspannung untersucht werden konnte. Im vierten Versuch wurde ein zunächst unverstärkter Träger bis zur Entstehung grösserer Schubrisse belastet (ca. 75 % der Bruchlast des unverstärkten Trägers), bevor die Last wieder abgelassen wurde. Nach dem Aufbringen vorgespannter CFK-Schlaufen wurde der Träger bis zum Bruch belastet, wobei die Belastungsrichtung der anfänglichen Richtung gleichgerichtet war. Im abschliessenden fünften Versuch wurde ein mit vorgespannten Schlaufen verstärkter Träger ebenfalls bis zum Auftreten grösserer Schubrisse beansprucht. Dieses Lastniveau entsprach rund 67 % der Bruchlast des verstärkten Trägers. Anschliessend wurde die Belastungsrichtung umgekehrt und die Belastung bis zum Versagen des Trägers gesteigert.

Träger	Verstärkung mit CFK-Schlaufen	Vorspannkraft der CFK-Schlaufen [kN]	Belastung
ST 1	ja	70	monotone Laststeigerung bis zum Versagen
ST 2	nein		monotone Laststeigerung bis zum Versagen
ST 3	ja	5	monotone Laststeigerung bis zum Versagen
ST 4	(ja)	70	Belastung des unverstärkten Trägers bis 75 % der Maximallast von *ST 2*, nach vollständiger Entlastung Verstärkung mit CFK-Schlaufen, anschliessende Belastung in gleicher Richtung bis zum Versagen
ST 5	ja	70	monotone Laststeigerung bis 67 % der Maximallast von *ST 1*, anschliessend Umkehr der Belastungsrichtung bis zum Versagen

Tabelle 4.1 - Versuchsprogramm der Versuchsreihe *ST*

4.2 Versuchskörper

4.2.1 Herstellung

Sämtliche Versuchskörper wurden an der EMPA Dübendorf hergestellt. Die Anforderungen an die Masshaltigkeit waren sehr hoch, um das Auftreten unerwünschter Beanspruchungen aus der Ebene des scheibenförmigen Untersuchungsbereichs heraus zu verhindern. Auch das Verlegen der Bewehrung erfolgte mit hoher Präzision, wodurch eine ausgezeichnete Vergleichbarkeit der einzelnen Versuchskörper sichergestellt wurde. In den Bereichen der Lasteinleitung musste das abschliessende Einlegen von jeweils 36 Rohrhülsen durch wiederum sehr genaues Positionieren der Bewehrung ermöglicht werden. Nur durch sorgfältiges Einhalten der geplanten Bügelabstände konnten zudem die vorgesehenen Rüttelgassen ausgebildet werden. Da die Versuchskörper mit Hilfe von Vorspannstangen, die durch die einbetonierten Rohrhülsen liefen, mit der Testeinrichtung zu verbinden waren, ergab sich für die Positionierung der Rohrhülsen eine maximal zulässige Abweichung vom Sollmass von 2 mm. Mit Hilfe von auf die Schalung aufgeschraubten PVC-Konussen, auf die die Rohrhülsen gesteckt wurden, konnte diese Vorgabe sehr gut eingehalten werden.

Es wurden jeweils acht Betonchargen von 300 l benötigt, um Träger und Probekörper zu betonieren. Der Beton wurde an der EMPA Dübendorf hergestellt, um möglichst gleichbleibende Betonmischungen über alle Versuche sicherzustellen.

4.2.2 Baustoffe

4.2.2.1 Beton

Eine der Hauptanforderungen an die Betonrezeptur war es, eine nicht zu hohe Betondruckfestigkeit zu erzielen. Aus Massstabsgründen wurde das Grösstkorn zu 8 mm gewählt. Sämtliche Korngrössen wurden exakt abgewogen und in getrocknetem Zustand

eingebracht. Pro m^3 Beton wurden jeweils 1830 kg Kiessand, 202 l Wasser und 320 kg Zement CEM 42.5 der Firma Jura Zement eingebracht. Auf Grund der stellenweise sehr eng verlegten Bewehrung wurden zudem 2.5 l Verflüssiger pro m^3 Beton zugegeben.

	Einheit	*ST 1*	*ST 2*	*ST 3*	*ST 4*	*ST 5*
Rohdichte	kg/m^3	2355 ±1.3 %	2327 ±1.0 %	2347 ±0.6 %	2310 ±1.0 %	2319 ±0.5 %
Verdichtungsmass nach Walz	-	1.10 ±1.3 %	1.12 ±1.6 %	1.10 ±1.4 %	1.10 ±1.0 %	1.07 ±0.7 %
Luftporen	%	1.48 ±39.0 %	1.64 ±40.1 %	1.43 ±24.0 %	2.35 ±31.2 %	2.28 ±20.3 %
Ausbreitmass	mm	541 ±7.7 %	461 ±6.1 %	529 ±9.7 %	558 ±7.5 %	600 ±6.0 %
Entmischung	-	1.50 ±7.0 %	1.40 ±3.9 %	1.40 ±6.2 %	1.44 ±5.2 %	1.64 ±7.9 %

Tabelle 4.2 - Eigenschaften des Frischbetons (Mittelwerte und Variationskoeffizienten).

Der Beton wurde in Chargen zu je 0,3 m^3 in einem schräg rotierenden Mischbehälter mit exzentrisch angeordnetem Wirbler und stationärem Kombi-Werkzeug gemischt, wobei die Kies- und Zementbeigabe mit Hilfe von handgesteuerten Waagen und die Wasserbeigabe mittels einer Wasseruhr kontrolliert wurden. Der Mischer wurde vor der ersten Mischung mit einem Schwamm angefeuchtet, so dass der Innenraum des Mischers vor der Eingabe aller Chargen etwa gleich feucht war. Innerhalb von zwei Stunden wurden die acht Chargen gemischt, einzeln in die Schalung eingebracht und mit Hilfe von Vibriernadeln verdichtet. Unmittelbar nach dem Betonieren wurden die Träger mitsamt den Probekörpern für eine Dauer von drei Tagen mit einer Plane abgedeckt. Die in Tabelle 4.2 aufgelisteten Eigenschaften des Frischbetons wurden an allen Chargen bestimmt, so dass die angegebenen Zahlenwerte als Mittelwerte resp. Standardabweichung aller Chargen zu verstehen sind. Die Entmischung wurde an der Frischbetonprobe bestimmt, an der zuvor das Verdichtungsmass nach Walz ermittelt wurde [39]. Vom oberen wie auch vom unteren Bereich des Behälters wurden rund 7 kg Beton auf ein Sieb mit einer Maschenweite von 2 mm gegeben, die Proben ausgewaschen und somit der Anteil an grossen Zuschlagskörnern bestimmt. Die angegebenen Werte entsprechen dem Verhältnis der Anteile an Zuschlagskörnern im oberen und unteren Bereich der Proben. Die Korngrössenverteilung kann Bild 4.1 entnommen werden.

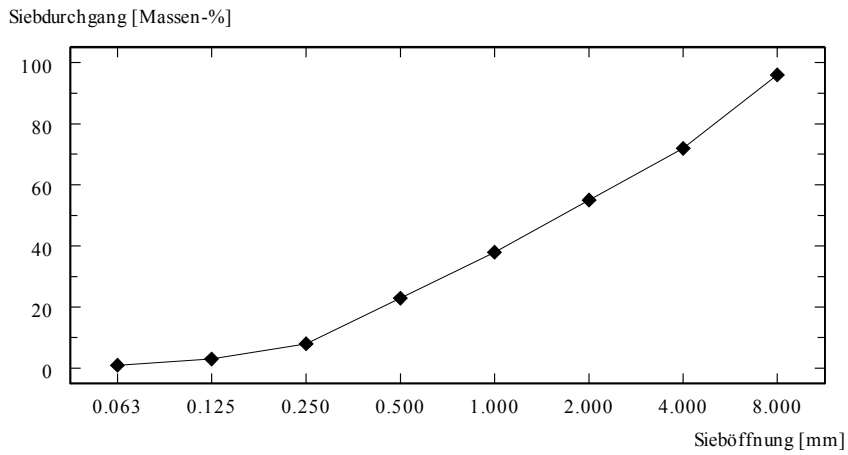


Bild 4.1 - Korngrössenverteilung des Kiessands.

Zur Ermittlung der Festigkeitswerte bzw. des Elastizitätsmoduls des Betons wurden aus allen Betonmischungen Probekörper hergestellt. Im einzelnen waren dies für jeden Träger zwölf Zylinder (∅ 150 mm, h = 300 mm) sowie neun Prismen (120 mm x 120 mm x 360 mm). Acht Zylinder dienten der Bestimmung der einachsigen Zylinderdruckfestigkeit, an drei Zylindern wurde zusätzlich der Elastizitätsmodul bestimmt. An den Prismen wurde zunächst die Biegezugfestigkeit des Betons ermittelt. Von jeweils einer der beiden sich dabei ergebenden Hälften wurde anschliessend ein Würfel mit 12 cm Kantenlänge abgesägt, an dem die einachsige Würfeldruckfestigkeit bestimmt wurde. Somit wurde die Druckfestigkeit jeder einzelnen der acht bei der Herstellung des Trägers benötigten Chargen sowohl an einem Zylinder als auch an einem Würfel bestimmt.

	Einheit	*ST 1*	*ST 2*	*ST 3*	*ST 4*	*ST 5*
Betonalter	d	24	26	23	28	28
Rohdichte ρ_c	kg/m^3	2328 ±0.9 %	2334 ±0.5 %	2299 ±0.6 %	2324 ±0.4 %	2335 ±0.4 %
Zylinderdruckfestigkeit f_{cc}	MPa	36.0 ±6.2 %	36.8 ±5.5 %	39.2 ±3.6 %	37.6 ±7.2 %	39.1 ±5.7 %
Stauchung des Zylinders bei max. Druckspannung ε_{c0}		2.52 ±6.4 %	2.61 ±11.1 %	2.67 ±0.4 %	2.78 ±7.0 %	2.44 ±8.7 %
Würfeldruckfestigkeit f_{cw}	MPa	34.5 ±3.2 %	41.8 ±5.8 %	41.7 ±2.1 %	41.5 ±2.9 %	41.6 ±6.7 %
Biegezugfestigkeit f_{cft}	MPa	4.6 ±7.0 %	4.1 ±8.6 %	4.2 ±7.7 %	4.2 ±6.2 %	4.1 ±7.0 %
Elastizitätsmodul E_c	GPa	28.9 ±7.3 %	29.4 ±3.7 %	29.1 ±8.6 %	27.6 ±0.6 %	31.8 ±5.7 %

Tabelle 4.3 - Mechanische Kennwerte des Festbetons (Mittelwerte und Variationskoeffizienten).

Jeweils ein Zylinder und ein Würfel dienten der Ermittlung der 7-Tage-Druckfestigkeit. Die Versuche an den Betonprobekörpern wurden zeitgleich mit den Grossversuchen bzw. kurz nach deren Abschluss durchgeführt, die Ergebnisse sind in Tabelle 4.3 aufgeführt.

Mit Ausnahme der Versuche zur Ermittlung der Elastizitätsmoduli wurden alle Versuche kraftgesteuert durchgeführt. Die Belastungsgeschwindigkeit betrug sowohl bei der Ermittlung der Zylinderdruckfestigkeiten als auch bei der Ermittlung der Würfeldruckfestigkeiten 0.6 MPa/s. Ebenso wurden die Biegezugversuche mit einer Laststeigerung von 0.6 MPa/s durchgeführt.

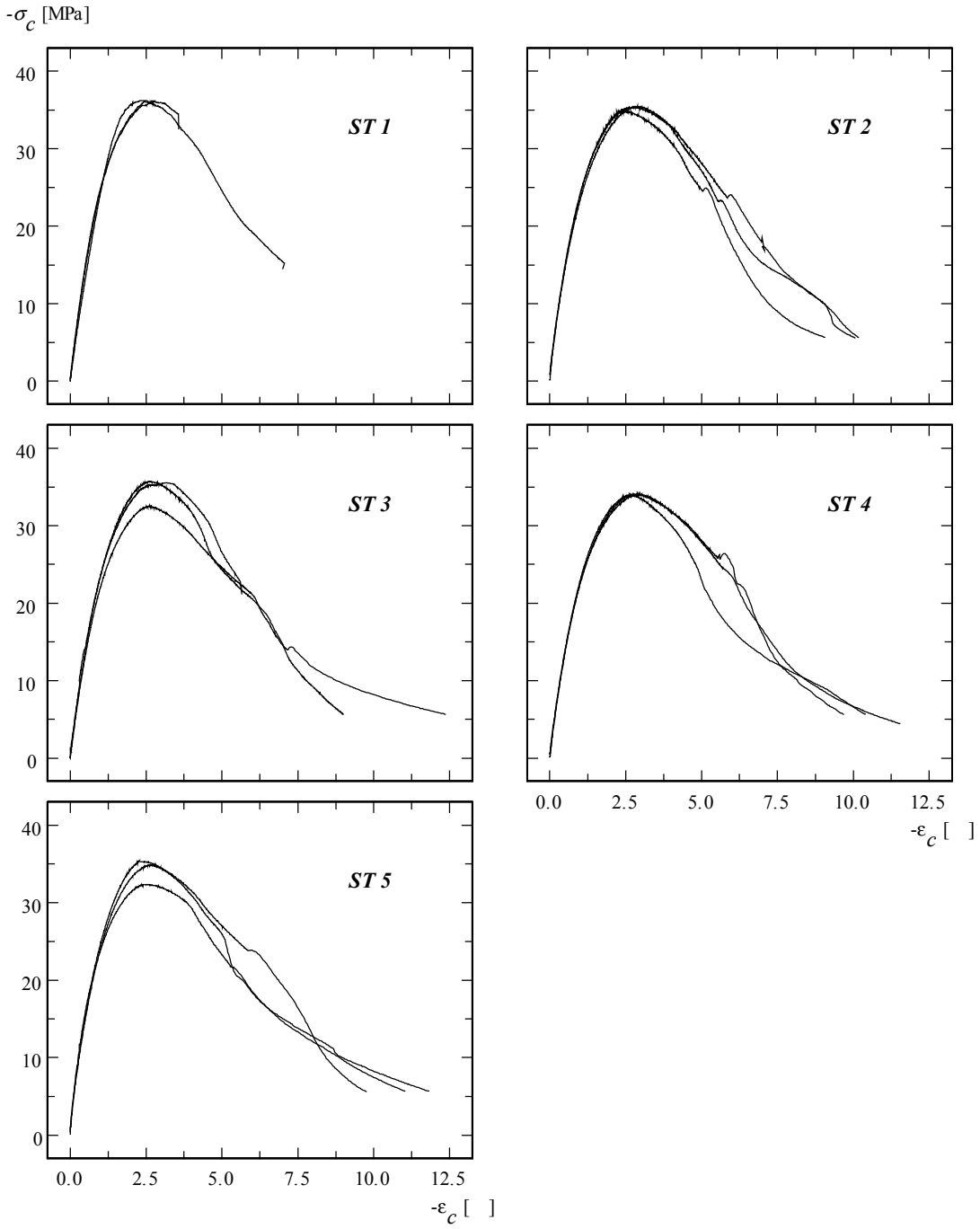


Bild 4.2 - Spannungs-Stauchungs-Diagramme des Betons.

Die verformungsgesteuerten Versuche zur Ermittlung der Elastizitätsmoduli wurden zunächst mit einer Belastungsgeschwindigkeit von 1 µm/s gefahren. Nach Überschreiten der Druckfestigkeit und Rückgang der Druckspannung auf ca. 2/3 der Druckfestigkeit wurde die Geschwindigkeit auf 3 µm/s gesteigert. Die in Tabelle 4.3 angegebenen Werte der Elastizitätsmoduli entsprechen dem Sekantenmodul aus der Erstbelastung mit einer Unterspannung von 0 MPa und einer Oberspannung, die einem Drittel der Druckfestigkeit des jeweiligen Probekörpers entspricht. Die Ermittlung der Betonstauchungen erfolgte durch drei auf die Betonoberfläche aufgeklebte Wegaufnehmer. Da diese jedoch meist nach dem Erreichen der Höchstlast abfielen, wurden die in Bild 4.2 dargestellten Kurvenverläufe der Entfestigungsbereiche aus dem mit einem externen Wegaufnehmer gemessenen Weg der Druckplatte umgerechnet. Bei dieser Umrechnung wurden die elastischen Verformungen der Prüfmaschine eliminiert. Die sich in den verformungsgesteuerten Versuchen ergebenden Druckfestigkeiten wurden wegen der im Vergleich zu den kraftgesteuerten Druckfestigkeitsversuchen deutlich langsameren Belastungsgeschwindigkeit nicht in Tabelle 4.3 mit einbezogen.

4.2.2.2 Betonstahl

Sämtliche Positionen der Stahlliste stammten aus jeweils einem einzigen Herstellungslos, um gleiches Materialverhalten der Bewehrung für alle Träger sicherzustellen. Es wurden durchwegs aus der Walzhitze vergütete, gerippte Bewehrungsstäbe verwendet. Die Stabdurchmesser 6 mm bis 14 mm wurden aus Ringmaterial hergestellt, die Durchmesser 16 mm und 26 mm bestanden aus Stabmaterial. Für die Durchmesser 6 mm, 16 mm und 26 mm kamen Topar R bzw. Topar S, für die Durchmesser 8 mm, 12 mm und 14 mm Nersam 500 S des Herstellers SAM Neuves-Maisons zum Einsatz.

Die mechanischen Kennwerte aller Durchmesser wurden anhand von je sechs Proben bestimmt, deren effektiver Durchmesser durch Wägung und Längenmessung unter Annahme der Stahldichte von 7.85 g/cm^3 ermittelt wurde. Die auf den nominellen Durchmesser bezogenen mechanischen Kennwerte sind in Tabelle 4.4 aufgeführt. Die Proben wurden mit einer servohydraulischen Prüfmaschine verformungsgesteuert zu Bruch gefahren, wobei neben der Zugfestigkeit der Stäbe deren Dehnung sowie der Kolbenweg der Prüfmaschine gemessen wurden. Die Stäbe wiesen eine freie Prüflänge von 700 mm auf. Die Belastungsgeschwindigkeit betrug zunächst 3 % des Nenndurchmessers / Minute bis zum Erreichen einer Dehnung von 2 ‰ auf einer Länge, die dem fünffachen Stabdurchmesser entsprach. Anschliessend wurde die Geschwindigkeit bis zum Versagen der Stäbe auf 50 % des Nenndurchmessers / Minute erhöht.

Die Stäbe der Durchmesser 16 mm und 26 mm wiesen ein für vergütetes Stabmaterial charakteristisches dreiphasiges Last-Verformungs-Verhalten mit einem ausgeprägten Fliessplateau sowie eine hohe Duktilität auf. Die Stäbe mit einem Durchmesser von 6 mm zeigten das für vergütetes Ringmaterial charakteristische Last-Verformungs-Verhalten, welches dem eines kaltverformten Stahles ähnelt. Die Spannungs-Dehnungs-Diagramme

der im Scheibenbereich der Träger liegenden Stabdurchmesser 6 mm, 8 mm und 26 mm sind in Bild 4.3 dargestellt.

Nomineller Durchmesser	mm	∅ 6	∅ 8	∅ 12	∅ 14	∅ 16	∅ 26
Effektiver Durchmesser	mm	5.99 ±0.05%	8.03 ±0.05%	12.10 ±0.02%	13.96 ±0.29%	16.10 ±0.12%	26.36 ±0.20%
Statische Fliessgrenze f_{sy}	MPa	605 ±2.6%	528 ±2.7%	523 ±2.3%	527 ±0.8%	530 ±0.2%	556 ±1.0%
Statische Zugfestigkeit f_{su}	MPa	639 ±1.8%	594 ±1.6%	640 ±0.7%	606 ±0.8%	603 ±0.3%	634 ±0.5%
Verfestigungsverhältnis f_{su} / f_{sy}	-	1.06 ±1.3%	1.13 ±2.4%	1.22 ±2.5%	1.15 ±0.6%	1.14 ±0.5%	1.14 ±0.6%
Gleichmassdehnung ε_{sg}		4.57 ±8.5%	10.99 ±22.1%	8.26 ±16.6%	10.40 ±11.2%	10.28 ±11.0%	9.48 ±6.6%

Tabelle 4.4 - Mechanische Eigenschaften der Bewehrung (Mittelwerte und Variationskoeffizienten, Festigkeitswerte auf nominelle Durchmesser bezogen).

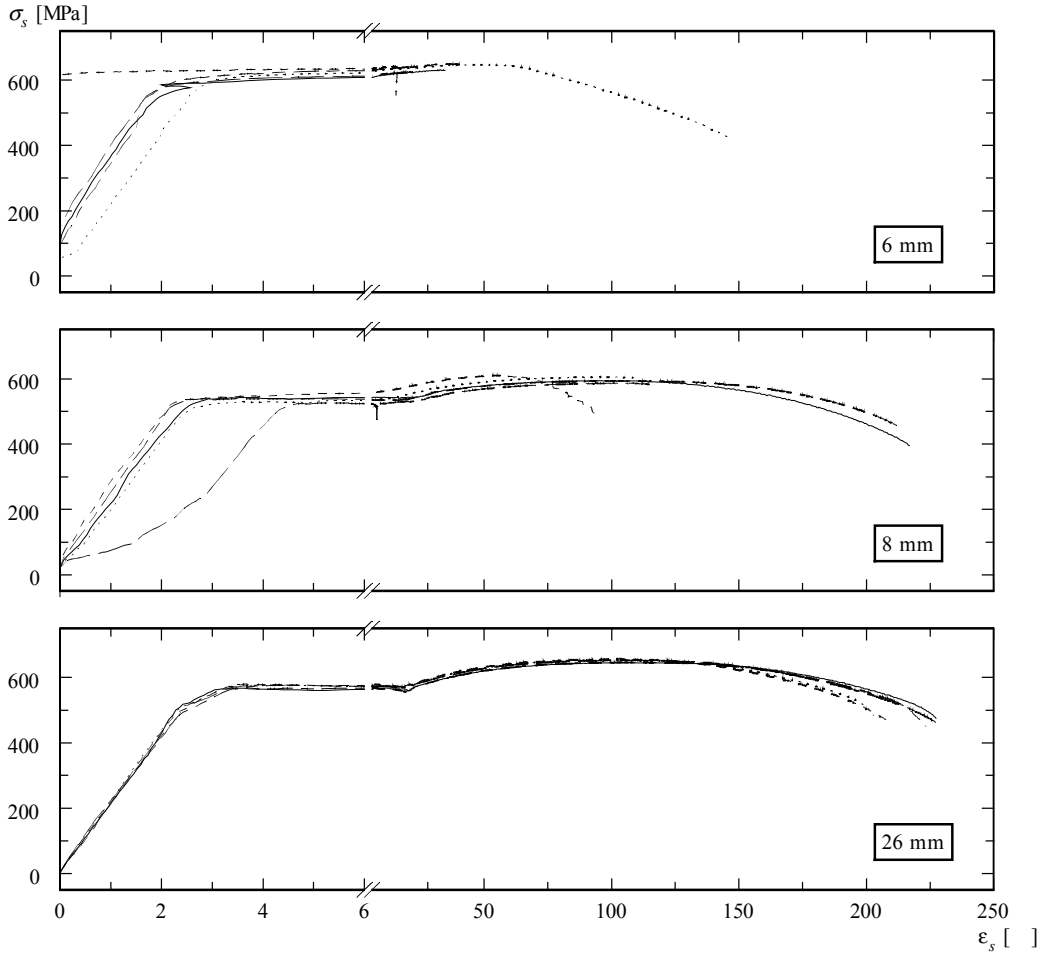


Bild 4.3 - Spannungs-Dehnungs-Diagramme des Betonstahls.

4.2.2.3 Vorgespanntes kohlenstofffaserverstärktes Schlaufenelement

Die in der Versuchsreihe *ST* eingesetzten kohlenstofffaserverstärkten Schlaufenelemente [22] bestanden aus Polyamid 12, das mit unidirektionalen Kohlenstofffasern verstärkt wurde. Der Faservolumengehalt betrug rund 55 bis 60 %, wobei sich die relativ grosse Bandbreite durch herstellungsbedingte Schwankungen der Dicke des Bandes erklärte. Die Schlaufenelemente wurden aus 12 mm breiten Endlosbändern gebildet, die im Abstand von 500 mm an vier Stellen um den Scheibenbereich gewickelt wurden. Alle eingesetzten Schlaufen bestanden aus 25 Bandlagen, von denen die beiden äussersten Lagen nach dem Umwickeln des Betonquerschnitts auf einer Länge von 90 mm verschweisst wurden. Dazu wurden die beiden Lagen mit einer zusätzlich eingelegten Folie aus Polyamid 12 in einer eigens angefertigten Vorrichtung eine Minute lang auf 200 8C erwärmt und innerhalb von 120 s wieder auf Raumtemperatur abgekühlt.

An der Ober- und Unterseite des Trägers wurden die Schlaufenelemente um elliptische Stahlelemente [23] geführt. Die auf der Oberseite liegenden Stahlelemente wurden mit Hilfe eines Zylinderkolbens angehoben und die Schlaufen somit vorgespannt. Vor dem Ablassen der Vorspannkraft wurden entsprechend dem Abstand zwischen Trägeroberseite und Stahlelement mehrere Stahlbleche eingeschoben, die nach dem Ablassen der Kraft die Vorspannung in den Schlaufen erhielten. Die wichtigsten Kenndaten der eingesetzten Schlaufen können Tabelle 4.5 entnommen werden, wobei die mechanischen Werte spezifisch für die vorliegende Versuchskonfiguration mit den verwendeten Stahlelementen gelten.

E-Modul	130 GPa
Bruchdehnung	1.2 %
Bruchlast für Schlaufe mit 25 Lagen	125 kN
Lagendicke	0.16 mm
Lagenquerschnitt	1.92 mm^2
Schlaufenquerschnitt für 2 x 25 Lagen	96.0 mm^2

Tabelle 4.5 - Kenndaten des 12 mm breiten Schlaufenelements

4.2.3 Geometrie und Bewehrung

4.2.3.1 Abmessungen der Träger

Sämtliche getesteten Träger besassen die in Bild 4.4 dargestellten Abmessungen. Die Versuchskörper waren möglichst grossmassstäblich auszubilden, damit sich die erhaltenen Ergebnisse gut auf reale Bauteile übertragen liessen. Dabei ergab die Kapazität der Versuchseinrichtung die Grenzwerte der möglichen Elementabmessungen. Angesichts dieser Randbedingungen wurde die Scheibendicke zu 150 mm gewählt, so dass sich das gewünschte Schubversagen der Scheibe einstellen würde. An beiden Seiten des Scheiben-

bereichs wurden deutlich dickere Lasteinleitbereiche vorgesehen, mit deren Hilfe die einwandfreie und zuverlässige Befestigung der Träger an den Lasteinleitplatten der Versuchseinrichtung und die Übertragung der sehr hohen Kräfte von den Lasteinleitplatten in den Scheibenbereich sichergestellt werden konnten.

Das Eigengewicht der Träger setzte sich wie folgt zusammen:

- Bewehrung: 8.2 kN
- Rohrhülsen: 1.3 kN
- Stahlplatten: 0.4 kN
- Beton: 42.5
  gesamt: 52.4 kN

4.2.3.2 Bewehrung der Träger

Auch die eingelegte Stahlbewehrung war für alle getesteten Schubträger identisch. Die Bemessung der Träger erfolgte auf der Grundlage einfacher Spannungsfelder [36]. Unter Berücksichtigung der gewünschten Belastungsart war angesichts der Trägergeometrie bei Verwendung der Servohydraulik und somit maximalen Pressenkräften von ±1.6 MN eine maximale Querkraft von 900 kN erzielbar. Mit $\rho_w = 0.1$ % wurde aus diesem Grund ein niedriger Bügelbewehrungsgehalt gewählt, der mit im Abstand von 375 mm verlegten zweischnittigen geschlossenen Bügeln ∅ 6 mm realisiert wurde. Das nach dem oberen Grenzwertsatz der Plastizitätstheorie ermittelte rechnerische Schubversagen des mit CFK-Schlaufen verstärkten Schubträgers ergab sich für eine angenommene effektive Betondruckfestigkeit $f_c =$ 20 MPa zu 829 kN (Kapitel 5.1.1). Es konnte also davon ausgegangen werden, dass die Versuche bis zum Versagen der Träger mit Hilfe der servohydraulischen Steuerung gefahren werden konnten, was sich für alle Versuche bestätigen sollte. Ein solch niedriger Schubbewehrungsgehalt ist heutzutage zwar nur selten in tragenden Bauteilen aufzufinden, jedoch nicht untypisch für eine Vielzahl von älteren Tragwerksteilen, die nach heutigen Erkenntnissen auf Schub markant unterbewehrt wurden.

Die Längsbewehrung wurde so bemessen, dass trotz sehr hoher Längskräfte im Bereich der Scheibe zu keinem Zeitpunkt der Versuche ihre Fliessgrenze erreicht würde. Es galt, einen Kompromiss zwischen ausreichender Sicherheitsreserve und Realitätsbezug zu finden. Die zu erwartenden Längskräfte waren von solcher Grössenordnung, dass die zur Verfügung stehenden Verankerungslängen in den beiden Lasteinleitbereichen rechnerisch nicht ausreichten und die Stäbe daher an Stirnplatten angeschweisst wurden. Der reine Biegewiderstand der Scheibe betrug 1818 kNm bei einer angenommenen effektiven Betondruckfestigkeit von 20 MPa und einer Zugfestigkeit des Stahls von 550 MPa. Dies entspricht einer Querkraftbelastung von 1624 kN.

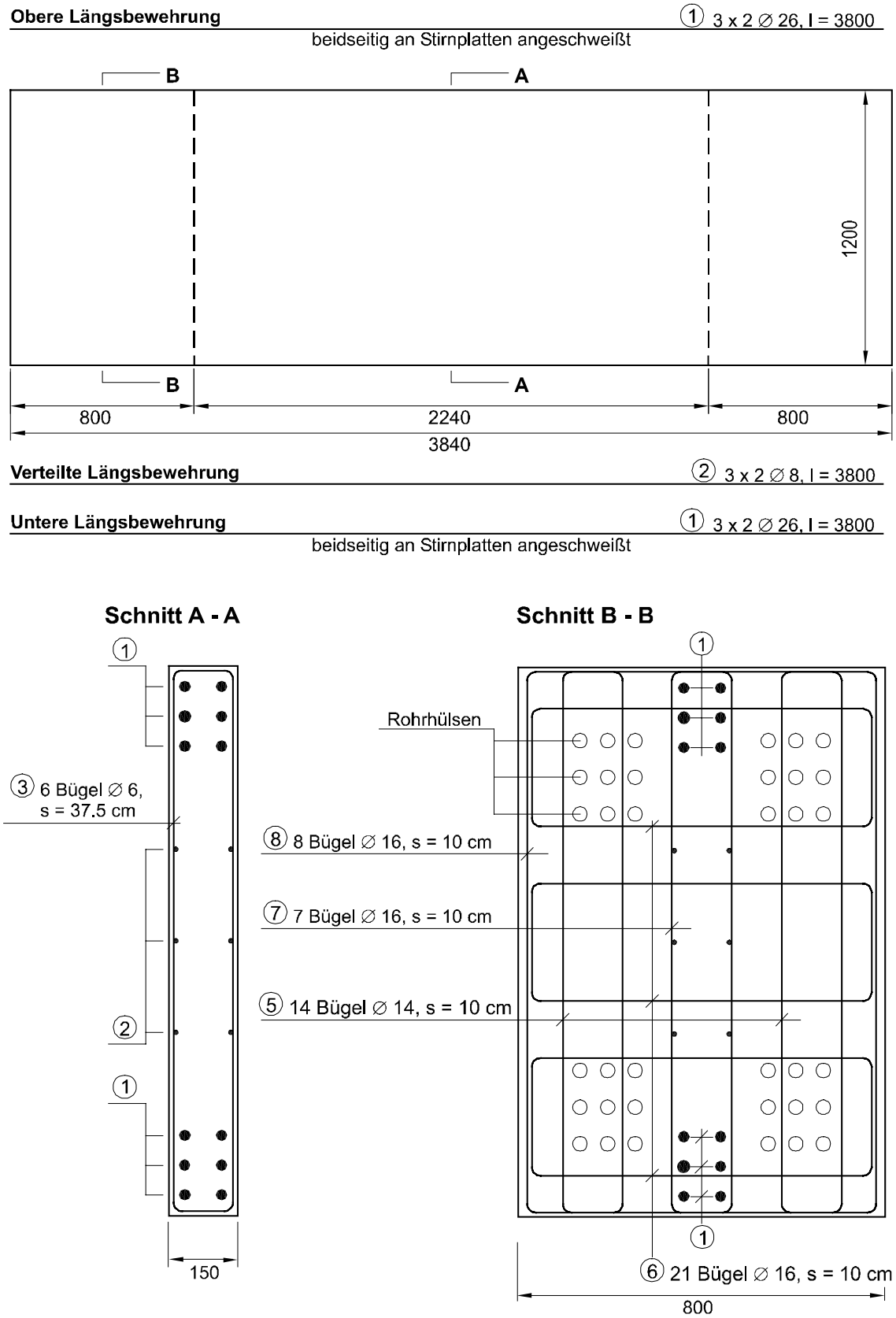


Bild 4.4 - Geometrie und Anordnung der Bewehrung der Schubträger *ST*. Abmessungen in mm.

Die Betonüberdeckung im Scheibenbereich wurde mit 10 mm recht klein gewählt, stellte aber einen ausreichend grossen horizontalen Abstand der Längsstäbe sicher, so dass der Scheibenbereich mit Hilfe einer Vibriernadel gut verdichtet werden konnte. Die im Lasteinleitbereich über die Lasteinleitplatten eingebrachten sehr hohen Kräfte waren über zahlreiche Zugbänder und Druckstreben in die Längsbewehrung und den Beton der Scheibe einzuleiten. Aus diesem Grund wiesen die Lasteinleitbereiche einen Bewehrungsgrad von annähernd 5 % auf. In der Seitenansicht betrachtet, wurden die Bügel in Gruppen verlegt, um Bügelabstände zu erreichen, die ein gründliches Verdichten mit Vibriernadeln ermöglichten. Eine solche Bügelgruppe ist in Schnitt B - B des Bildes 4.4 dargestellt.

4.3 Versuchsdurchführung

4.3.1 Versuchsanlage

Die Versuche wurden im *Beam Element Tester* des Instituts für Baustatik und Konstruktion der ETH Zürich durchgeführt [17]. Die Hauptstruktur der Versuchsanlage besteht aus zwei Reaktionsrahmen, zwei Lasteinleitplatten sowie einer je nach Versuchskonfiguration unterschiedlichen Anzahl von Pressen und Reaktionsstäben. Die Rahmen weisen bei einer Höhe von 4.8 m eine Länge von 11.2 m und ein Gewicht von je 10 t auf. Mit Hilfe der Hydraulikzylinder können Zug- und Druckkräfte von bis zu 2.5 MN aufgebracht werden. Die Pressen geben dabei ihre Kräfte über die Lasteinleitplatten an den Testkörper und über Querträger an die Reaktionsrahmen ab.

Die Konfiguration des Beam Element Testers für die Versuchsreihe *ST* ist in Bild 4.5 dargestellt. Die Regelung der vertikalen Presse erfolgte mittels einer Einkanal-Servohydrauliksteuerung, die der beiden horizontalen Pressen mit einer Zweikanal-Servohydrauliksteuerung. Der Kolben der vertikalen Presse an der Einspannung B wurde zum Aufbringen der Belastung mit frei wählbarer Geschwindigkeit nach oben gefahren. Die Aufhängung der vertikalen Presse wurde so gestaltet, dass sich ein möglicher Pressenweg von 150 mm ergab. Die horizontalen Pressen konnten sowohl einzeln als auch parallel geregelt und die horizontalen Pressenkräfte somit nach Bedarf gesteuert werden. Die aufgebrachten Kräfte wurden in den Pressen durch Differenzöldruckmessungen und in den Reaktionsstäben mit Hilfe von Dehnmessstreifen gemessen, die in Stabmitte aufgeklebt waren.

4.3.2 Versuchsvorbereitung- und ablauf

Im Rahmen der Versuchsvorbereitung waren im wesentlichen folgende Tätigkeiten durchzuführen: Anstreichen der Versuchskörper mit weisser Farbe, Aufkleben der Messbolzen, Aufbringen von Messbolzen auf dem Aufspannboden und an den Trägern für die Ermittlung der Biegelinie, Anschreiben der Messstreckenbezeichnungen, Aufzeichnen der

Risslinien, Einbau der Träger in den Beam Element Tester, Wickeln, Schweissen und Vorspannen der CFK-Schlaufen, Anbringen der Wegaufnehmer sowie Einrichten der Messanlage. Die Vorbereitung der Versuche nahm jeweils etwa drei Arbeitstage in Anspruch, die eigentliche Versuchsdauer betrug zwei Tage.

Sämtliche Träger wurden mit Hilfe von 72 SWISS-GEWI-Stäben mit Durchmessern von 20 mm gegen die Lasteinleitplatten des Beam Element Testers vorgespannt. Auf beiden Seiten des Trägers waren 36 dieser Stäbe anzubringen, die sich in gleicher Anzahl auf Druck- und Zugzone der Lasteinleitbereiche aufteilten. Sämtliche Stäbe wurden mit einer Kraft von rund 130 kN gegen die Lasteinleitplatten vorgespannt, um ein Klaffen von Lasteinleitplatte und Versuchskörper auch bei hohen Zugkräften aus den Einspannmomenten zu verhindern. Die hohe Pressung der Träger gegen die Lasteinleitplatten gewährleistete in allen Versuchsphasen die sichere Übertragung der Vertikallasten von den Lasteinleitplatten in die Versuchskörper.

Der Zeitpunkt, zu dem die Träger beidseitig in den Beam Element Tester eingespannt waren, wurde als "Null-Lage" definiert. In dieser Null-Lage wurden zwei Nullmessungen mit den Setzdehnungsmessgeräten vorgenommen. Bei allen Versuchen, bei denen vorgespannte Schlaufenelemente zum Einsatz kamen, wurde der Einfluss der Quervorspannung durch weitere komplette Deformetermessungen unmittelbar nach dem Anbringen der CFK-Schlaufen erfasst.

Im Verlauf der Versuche wurde die Zugkraft in der vertikalen Presse an der Einspannung B schrittweise in Laststufen gesteigert. Dabei entstehende Normalkräfte im Träger wurden durch Regulieren der beiden horizontalen Pressen eliminiert und der Momentennullpunkt somit in seiner Soll-Lage behalten. Bei den Trägern *ST 1*, *ST 2* und *ST 3* wurde die Belastung bis zum Versagen der Träger erhöht. Bei den Trägern *ST 4* und *ST 5* wurde die Last am ersten Tag nur bis zum Entstehen erster Schubrisse gesteigert, bevor sie wieder abgelassen wurde. Der Träger *ST 4* wurde in entlastetem Zustand mit vorgespannten CFK-Schlaufen verstärkt, bevor die Last in der gleichen Belastungsrichtung wie zuvor bis zum Versagen des Trägers erhöht wurde. Der Träger *ST 5* wurde in der entgegengesetzten Richtung erneut belastet und zum Versagen gebracht.

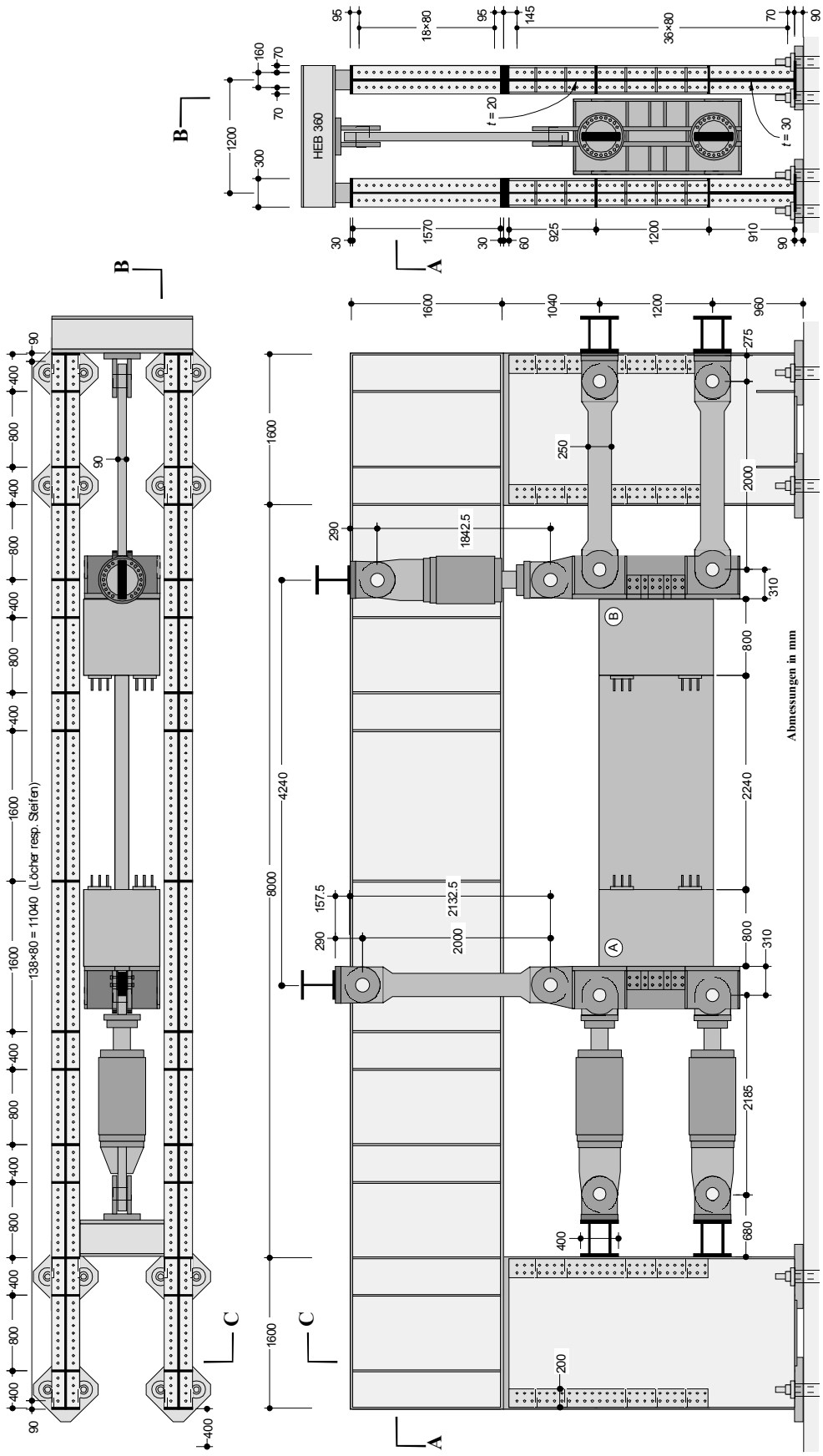


Bild 4.5 - *Beam Element Tester*: Ansicht der Westseite (nach [17]).

Änderungen im Rissbild wurden mit Angabe der Laststufe auf dem Träger markiert, die Rissöffnungen sämtlicher Risse mit Rissbreiten von mindestens 0.10 mm an drei vertikalen Risslinien mit Hilfe eines Rissmassstabs gemessen und das Rissbild von der Westseite des Trägers aus fotografiert. Mit den Deformetermessungen wurde jeweils rund eine halbe Stunde nach Erreichen einer neuen Laststufe begonnen. Das Durchführen der Deformetermessungen, Anzeichnen der Risse, Messen der Rissbreiten und Aufnehmen der Rissentwicklung nahm jeweils etwa eine Stunde in Anspruch. Die verformungsgesteuerte Kontrolle der Pressen erlaubte es, die Verformungen des Trägers während dieser Zeit konstant zu halten. Die Raumtemperatur lag bei allen Versuchen zwischen 16 °C und 19 °C.

4.3.3 Messungen

4.3.3.1 Manuelle Messungen

Die mittleren Verzerrungen der Betonoberfläche wurden in allen Versuchen mit Hilfe von Deformetern gemessen, wobei aufgeklebte Aluminiumbolzen als Markierungen für das Aufsetzen der Deformeter dienten. Die Deformetermessungen wurden auf der Ostseite der Träger vorgenommen. Nur bei den Versuchen *ST 1* und *ST 2* erfolgten Deformetermessungen zusätzlich auf der Westseite der Träger. Die Auswertung der Messungen zeigte jedoch eine gute Übereinstimmung der Verzerrungen beider Trägerseiten, so dass bei den weiteren Versuchen die Aufnahme der Verzerrungen auf nur eine Seite der Träger beschränkt werden konnte. Stattdessen wurde ein Messnetz mit einer Basislänge von 400 mm über das Messnetz mit einer Basislänge von 200 mm gelegt, um dieses zu kontrollieren. Die Verformungen der Lasteinleitbereiche wurden ebenfalls nur bei den Versuchen *ST 1* und *ST 2* aufgenommen. Da sich diese als vernachlässigbar klein herausstellten, wurde bei den folgenden Versuchen von diesen Messungen abgesehen. Auf die Messung der Verschiebungen zwischen Lasteinleitplatten und Trägerenden wurde verzichtet, da sich bei früher durchgeführten vergleichbaren Versuchen kein signifikanter Schlupf ergeben hatte. Zudem erfolgten die Messungen der vertikalen Verschiebungen der Träger unmittelbar gegen den Aufspannboden, so dass etwaige geringfügige vertikale Bewegungen der Lasteinleitplatten relativ zu den Trägern nicht erfasst werden mussten. Die Numerierung der Messstrecken und deren Anordnung sind in Tabelle 4.6 und Bild 4.6 dargestellt.

Die für die Messungen verwendeten Deformeter und Deformeterstäbe besassen folgende Eigenschaften:

- Deformeter mit Basislänge 200 mm: Messbereich ±10 mm, Auflösungsvermögen 1 µm
- Deformeter mit Basislänge 283 mm: Messbereich ±10 mm, Auflösungsvermögen 1 µm
- Deformeter mit Basislänge 500 mm: Messbereich ±20 mm, Auflösungsvermögen 2 µm
- Deformeter mit Basislänge 707 mm: Messbereich ±20 mm, Auflösungsvermögen 2 µm
- Deformeter mit Basislänge 400 mm: Messbereich ±20 mm, Auflösungsvermögen 2 µm

- Deformeterstab mit Basislänge 800 mm: Messbereich ±25 mm, Auflösungsvermögen 5 µm
- Deformeterstab mit Basislänge 2000 mm: Messbereich ±25 mm, Auflösungsvermögen 5 µm

Messreihen	Basislänge [mm]	Ort	Richtung	Anzahl
10...39	200	Scheibe	horizontal	30
50...79		Scheibe	horizontal	30
81...102		Scheibe	vertikal	22
104...125		Scheibe	vertikal	22
127...137		Scheibe	vertikal	11
220...239	283		diagonal /	20
241...260			diagonal /	20
262...271		Scheibe	diagonal /	10
272...281			diagonal \	10
283...302			diagonal \	20
304...323			diagonal \	20
330...335	500	LEB	horizontal	6
336...343	*(ST 1, ST 2)*	LEB	vertikal	8
350...361		Scheibe (Westseite)	horizontal	12
362...371		Scheibe (Westseite)	vertikal	10
380...387	707	LEB	diagonal / \	8
389...396	*(ST 1, ST 2)*	Scheibe (Westseite)	diagonal /	8
397...404		Scheibe (Westseite)	daigonal \	8
420...427	Deform.stab UK	UK Träger 4 Boden	vertikal	8
440...447	Deform.stab OK	OK Träger 4 Boden	vertikal	8
460...467	400	CFK-Schlaufen	-	8
469...483	*(ST 3, ST 4, ST 5)*	Scheibe	horizontal	15
484...495		Scheibe	vertikal	12
510...519	566	Scheibe	diagonal /	10
520...529	*(ST 3, ST 4, ST 5)*		diagonal \	10

Tabelle 4.6 - Deformetermessstrecken der Versuchsreihe *ST*

Die Deformetermessungen wurden bei jeder Laststufe vorgenommen, wobei bei den Versuchen *ST 1* und *ST 2* je 307 Messstrecken, bei den Versuchen *ST 3* bis *ST 5* je 294 Messstrecken zu erfassen waren. Die Messgeräte wurden nach jeweils ca. 25 Messungen mit Hilfe eines Invarstabs der entsprechenden Länge kontrolliert, so dass zusätzlich 46 bzw. 40 Eichmessungen durchzuführen waren. Die Erfassung der gemessenen Werte erfolgte mit Hilfe eines Computers, der die vom Messverstärker nach Auslösung der Messwerterfassung gelieferten Signale direkt in mechanische Grössen umrechnete, abspeicherte und auf dem Monitor anzeigte.

Als Referenzmessung diente die zweite, am eingebauten und nur durch Eigengewicht belasteten Träger durchgeführte Nullmessung, deren Messwerte mit der ersten Nullmessung kontrolliert wurden. Bei jeder Laststufe erfolgten Messungen der Zug- und

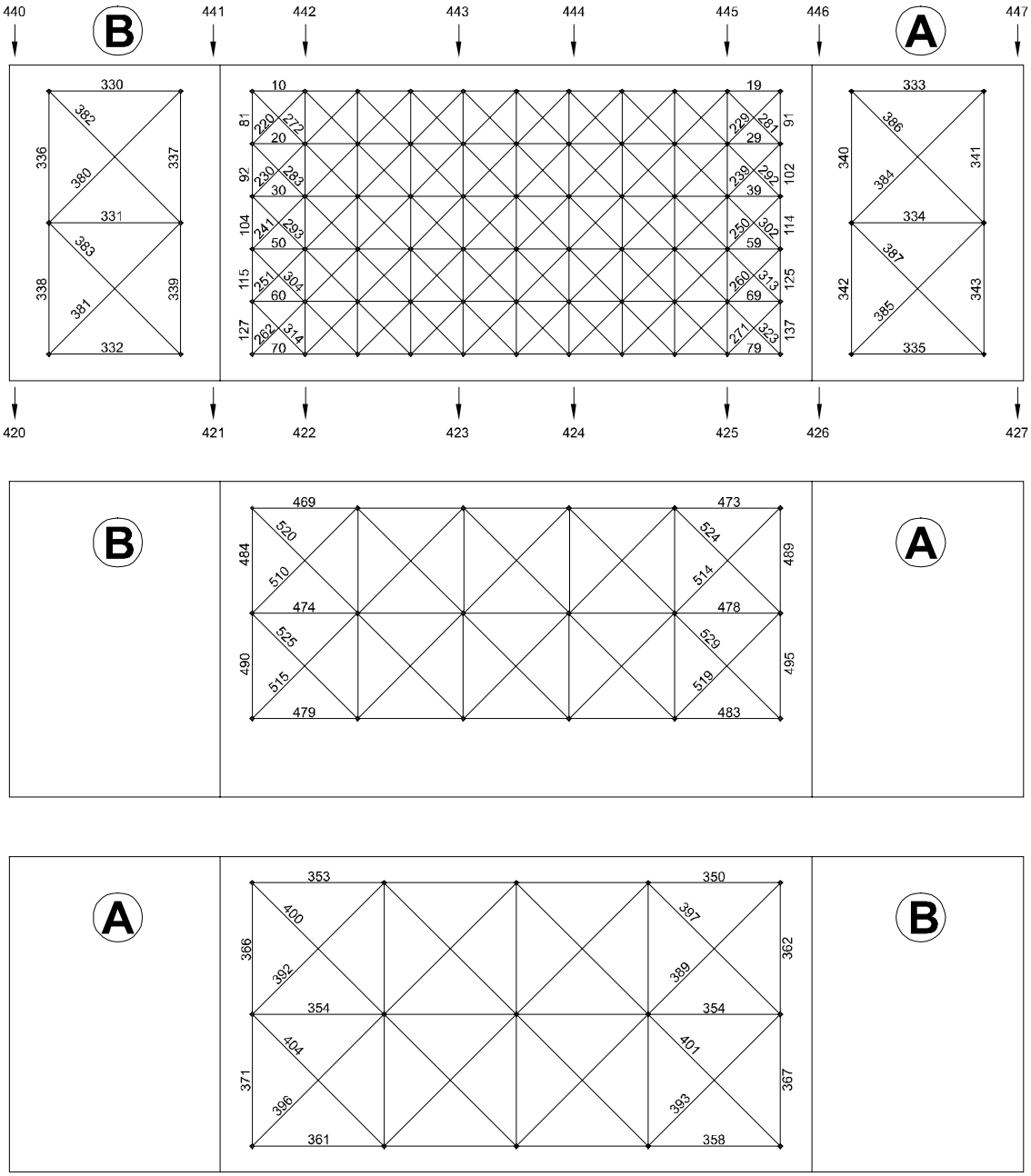


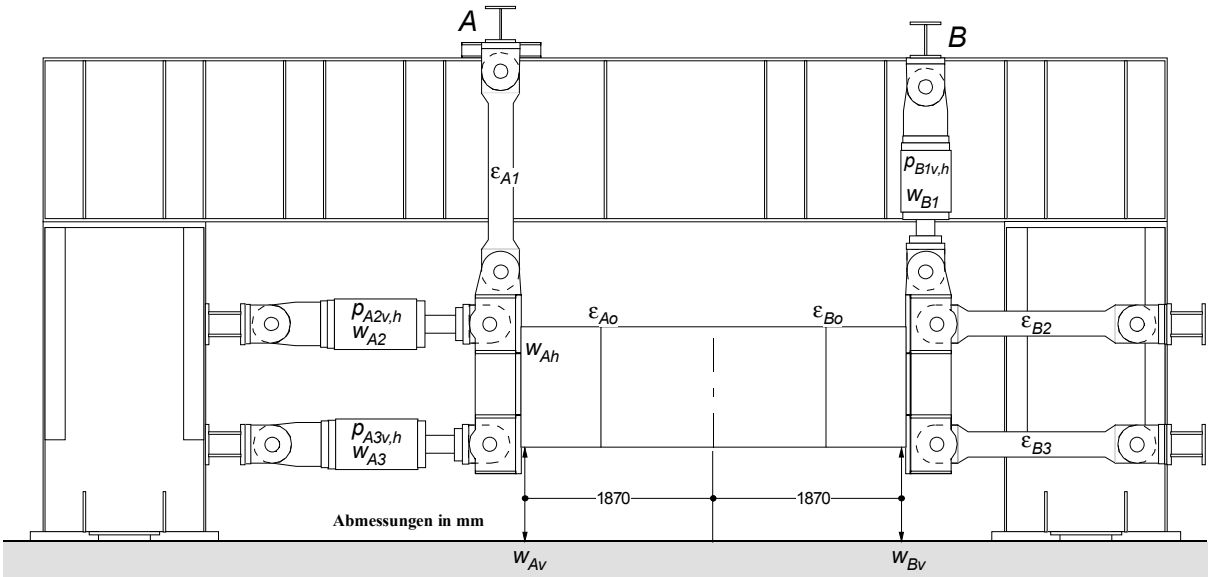
Bild 4.6 - Numerierung der Deformetermessstrecken auf Ost- und Westseite der Träger *ST*.

Druckdiagonalen des Scheibenbereichs, die sowohl der Verformungskontrolle während des Versuchs als auch der späteren Überprüfung der Deformetermessungen dienten. Sie wurden mit Hilfe eines Invarstabs durchgeführt, auf den eine Messuhr montiert war. Die Messlängen der Diagonalen betrugen jeweils rund 2385 mm.

4.3.3.2 Fest verdrahtete Messungen

16 fest verdrahtete Messungen dienten der kontinuierlichen Aufzeichnung und Kontrolle der Verformungen und Kräfte (Bild 4.7). Für sämtliche Kraft- und Weggrössen wurde bei eingebautem Träger unmittelbar nach Inbetriebnahme der Anlage ein Nullabgleich durchgeführt. Die Messungen wurden in Intervallen von einem Computer an einem Messverstärker ausgelöst. Bei Laststeigerungen betrug das Messintervall in der Regel 2 Sekunden, während des Konstanthaltens der Verformungen 20 Sekunden. Über Nacht wurden die Intervalle auf 100 Sekunden heraufgesetzt. Alle kontinuierlich gemessenen Grössen wurden zu Kontrollzwecken auf einem Monitor digital und graphisch angezeigt. Diese Anzeigen ermöglichten eine allzeitige Überwachung des Versuches sowie eine kontrollierte Steuerung der Belastung.

Die Pressenkräfte wurden über die Differenzen der in den beiden Kammern einer Presse gemessenen Öldrücke ermittelt, die Kolbenwege der Pressen mit Hilfe integrierter induktiver Wegaufnehmer über die Servohydrauliksteuerung erfasst. Die Kräfte in den Pendelstäben wurden aus den Dehnungen errechnet, die mit in Form von Wheatstone‘schen Vollbrücken angeordneten Dehnmessstreifen in Achsrichtung der Pendelstäbe aufgenommen wurden. Die gemessenen Weggrössen dienten der Verformungskontrolle während des Versuchs sowie als Plausibilitätskontrolle der Deformetermessungen.



Bezeichnung	Messgeber	Gemessene Grössen
w_{Av} , w_{Bv}	Induktive Wegaufnehmer ±100 mm	Durchbiegungen w_{Av} und w_{Bv}
w_{Ah}	Induktiver Wegaufnehmer ±50 mm	horizontale Verschiebung w_{Ah}
w_{A2} , w_{A3}	Induktive Wegaufnehmer ±150 mm (Pressenintern)	Kolbenwege Pressen A_2 und A_3
w_{B1}	Induktiver Wegaufnehmer ±100 mm (Pressenintern)	Kolbenweg Presse B_1
$p_{A2v,h}$, $p_{A3v,h}$	Flüssigkeitsdruckgeber 500 bar	Öldruck vordere/hintere Kammer, Pressen A_2 und A_3
$p_{B1v,h}$	Flüssigkeitsdruckgeber 500 bar	Öldruck vordere/hintere Kammer, Presse B
ε_{A1} , ε_{B2} , ε_{B3}	Dehnmessstreifen (Wheatstone'sche Vollbrücken)	Dehnungen Pendelstäbe A_1 , B_2 und B_3
ε_{Ao} , ε_{Bo}	Induktive Wegaufnehmer ±100 mm	Dehnungen Längsbewehrung Zug- / Druckzone

Bild 4.7 - Fest verdrahtete Messungen.

4.4 Auswertung und Darstellung der Messdaten

4.4.1 Bezeichnungen

Die Messung der Rissbreiten und die Aufnahme der Rissentwicklung erfolgten bei allen Versuchen auf der Westseite der Träger. Die Deformetermessungen wurden zwar auf der Ostseite vorgenommen, werden jedoch für die Darstellung der Ergebnisse den Rissbildern angepasst, d. h. spiegelbildlich dargestellt. Diese Blickrichtung wird für die Darstellung sämtlicher Ergebnisse konsequent beibehalten. Für sämtliche Darstellungen sowohl dieses Kapitels als auch des Anhangs B gilt die Vorzeichenkonvention gemäss Bild 4.8. Sowohl die CFK-Schlaufen als auch die Stahlbügel wurden im Sinne einer einfacheren Bezeichnung von Einspannung A zur Einspannung B mit römischen Ziffern durchnumeriert. Der Einfluss des Trägereigengewichts wurde mit Hilfe der Nullmessungen exakt erfasst und für die Darstellung sämtlicher Resultate eliminiert. Die angegebenen Belastungen sind somit als reine äussere Schubbelastungen zu verstehen.

4.4.2 Manuelle Messungen

Zunächst wurden die mit Hilfe der Deformeter gewonnenen Messwerte anhand der Eichmessungen korrigiert, um durch Temperaturschwankungen verursachte systematische Messfehler zu eliminieren. Die Differenzen jeweils zweier Eichmessungen zur Nullmessung wurden dabei linear auf die zwischen den beiden Eichmessungen ausgeführten Messungen verteilt. Anschliessend wurden für alle Messwerte die Differenzen zur zweiten Nullmessung bestimmt.

Die Messstrecken sind in Form eines vielfach überbestimmten Netzes angeordnet, so dass Messfehler mittels Fehlerausgleich für die Messnetze mit den Basislängen 200 mm, 400 mm sowie 500 mm minimiert werden können. Das zu diesem Zweck gewählte Verfahren entspricht einem Fehlerausgleich nach der Methode der kleinsten Fehlerquadrate. Die Messnetze können als innerlich statisch unbestimmte, ideale, linear elastische Fachwerke angesehen werden. Erfahren die Fachwerke aufgezwungene Verformungen in Form von Längenänderungen der Stäbe, die den gemessenen Längenänderungen entsprechen, entstehen in den Fachwerken infolge der Messfehler Zwangsbeanspruchungen. Werden die resultierenden Stabkräfte durch die Steifigkeiten EA/l der entsprechenden Stäbe dividiert, entsprechen sie den Messfehlern, die zu den gemessenen Längenänderungen addiert werden müssen, um die fehlerminimierten Werte der Längenänderungen zu erhalten. Sämtliche Messwerte verfügen bei diesem Fehlerausgleich über ein zu den Stabsteifigkeiten EA/l der entsprechenden Messstrecken und den Auflösungen der verwendeten Deformeter proportionales Gewicht. Auf diese Weise können auch offensichtlich falsche Messwerte korrigiert und wegen abgefallener Messbolzen oder zu grosser Verzerrungen fehlende Messwerte rekonstruiert werden. Die entsprechenden Stäbe werden mit einer im Vergleich zu den restlichen Stabsteifigkeiten deutlich reduzierten Steifigkeit und dem Wert Null für die gemessene Längenänderung im Fachwerk berücksichtigt. Sie haben

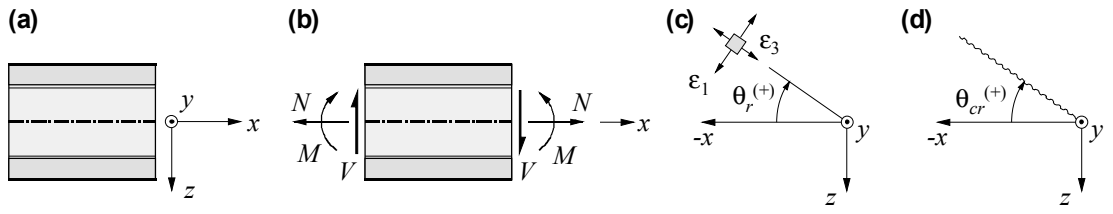


Bild 4.8 - Bezeichnungen und Konventionen: (a) Koordinatensystem; (b) positive Schnittgrössen; (c) und (d) Vorzeichenkonvention der Hauptdehnungen ε_1 und ε_3, Hauptrichtung θ_r und Rissneigung θ_{cr} (Ansicht der Westseite).

somit keinen Einfluss auf die Berechnung der Stabkräfte. Die sich für die betroffenen Stäbe ergebenden Zwangsschnittkräfte entsprechen, dividiert durch die Stabsteifigkeit EA/l, unmittelbar den fehlerminimierten Längenänderungen.

Die globalen Verformungen des massgebenden Messnetzes mit der Basislänge von 200 mm wurden durch die mit Deformeterstäben aufgenommenen vertikalen Verschiebungen des Trägers gegen den Aufspannboden kontrolliert. Zu diesem Zweck waren die gemessenen Verschiebungen um den Anteil der Starrkörperverdrehung zu korrigieren. An der Einspannung B sollten sowohl die horizontale Verschiebung als auch die Verdrehung der Träger durch die horizontalen Pendelstäbe verhindert sein. Die tatsächlich gemessene Verdrehung der Einspannung in B wurde daher durch entsprechende Rotation der Versuchskörper um die Auflagerachse in A korrigiert, welche im Schnittpunkt der Trägerachse mit der Achse des vertikalen Pendelstabs lag. Die aus der Deformeterstabmessung ermittelte Verdrehung des Lasteinleitbereichs an der Einspannung B wurde mit der Starrkörperverdrehung des gesamten Trägers gleichgesetzt. Der Vorteil dieses Vorgehens liegt darin begründet, dass die Auswirkungen der Nachgiebigkeiten von Versuchsrahmen, Querträgern, Pendelstäben und der Lagerspiele sowie ein etwaiger Schlupf zwischen Lasteinleitplatten und Träger nicht berücksichtigt werden müssen, da sie auf beide Messungen keinen Einfluss haben. Nach Durchführung dieser Korrektur ergab sich auch die rechnerische Verdrehung der Einspannung A zu nahezu exakt null.

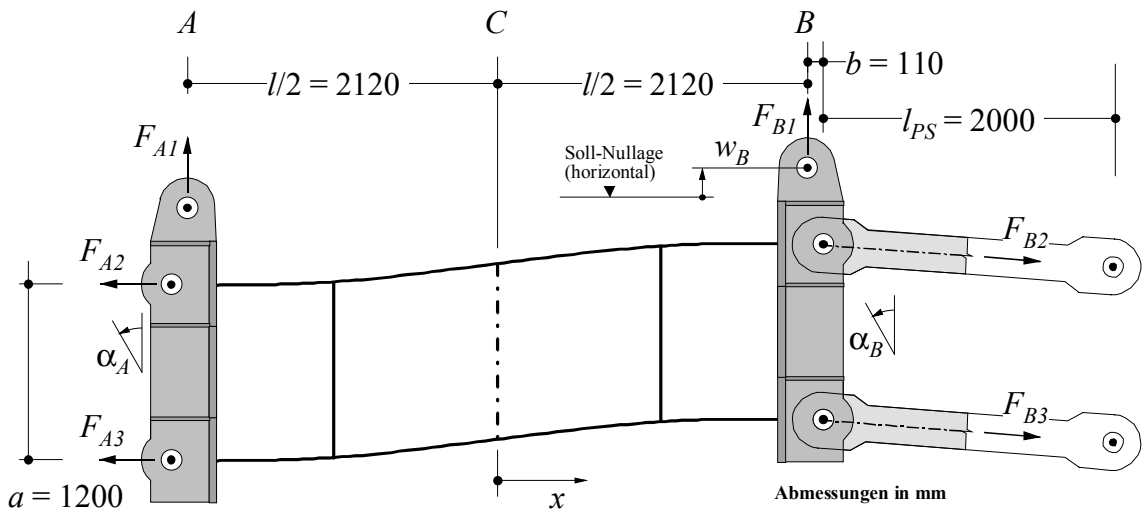


Bild 4.9 -Bezeichnung der Pressen- und Pendelstabkräfte.

4.4.3 Fest verdrahtete Messungen

Die während des Versuchs aufgezeichneten Daten der fest verdrahteten Messungen wurden auf den Nullabgleich bezogen, welcher vor dem Aufbringen der Belastung bei eingebautem Träger erfolgte. Die Messgenauigkeiten der auf den Pendelstäben angebrachten Dehnmessstreifen sowie der Flüssigkeitsdruckgeber in den Pressenkammern betrugen jeweils ca. 5 kN. Sämtliche am Schubträger angreifenden Kräfte wurden aufgezeichnet.

Aus den in Bild 4.9 bezeichneten Kräften werden die Schnittgrössen in den Punkten A, B und C der Versuchskörper ermittelt und in den folgenden Kapiteln angegeben. Ihre Berechnung nach den Regeln der Stabstatik sieht unter Vernachlässigung des Trägereigengewichts wie folgt aus:

$$N = F_{B2} + F_{B3} - F_{A2} - F_{A3} \tag{4.1}$$

$$V_C = F_{A1} \tag{4.2}$$

$$M_A = \frac{a}{2} \cdot (F_{A3} - F_{A2}) \tag{4.3}$$

$$M_B = \frac{a}{2} \cdot (F_{B3} - F_{B2}) \tag{4.4}$$

4.5 Versuchsresultate

In den folgenden Kapiteln werden Schlüsselgrössen der Versuchsreihe *ST* in Form von Diagrammen dargestellt. Ausführliche Beschreibungen der einzelnen Versuche finden sich in Anhang B.

4.5.1 Versuch *ST 1*

Tabelle 4.7 gibt einen Überblick über den Versuchsablauf des Versuchs *ST 1*. Der Träger wurde mit vorgespannten Schlaufenelementen versehen und unter monotoner Last-

Last-stufe	V_C [kN]	N [kN]	M_A [kNm]	$-M_B$ [kNm]	w_A [mm]	w_B [mm]	α_A [mrad]	α_B [mrad]	Bemerkungen
1	0	10	-13	37	0.00	0.00	0.00	0.00	Nullmessung
2	0	9	-13	36	0.00	-0.02	0.11	0.08	Vorspannen der CFK-Schlaufen vollständige Messung
3	-74 -73	1 20	143 138	198 197	1.12 1.13	3.40 3.43	0.51	0.41	vollständige Messung
4	-125 -124	4 0	243 249	309 303	1.40 1.38	5.08 5.08	0.80	0.70	vollständige Messung
5	-175 -172	-7 2	350 343	411 406	1.53 1.54	6.61 6.63	1.04	1.02	vollständige Messung
6	-275 -273	-1 4	550 548	633 628	2.05 2.08	10.23 10.29	1.65	1.66	vollständige Messung
7	-363 -361	-32 -40	740 731	834 826	2.67 2.68	15.34 15.39	2.23	2.23	vollständige Messung
8	-470 -467	-10 -6	957 950	1066 1059	3.36 3.37	20.73 20.77	2.96	2.92	vollständige Messung
9	-557 -555	7 3	1128 1127	1260 1255	3.95 3.95	26.31 26.33	3.61	3.51	vollständige Messung
10	0	0	0	0	0.06	0.27	-0.32	-0.20	Entlastung vollständige Messung
11	-572 -570	-15 -12	1168 1164	1284 1284	3.90 3.90	27.29 27.33	3.67	3.58	vollständige Messung
12	-638 -634	20 21	1292 1286	1450 1438	4.42 4.41	35.24 35.29	4.20	4.15	vollständige Messung
	-703	2	1414	1581	4.71	39.56			Maximallast

Tabelle 4.7 - Ablauf des Versuchs *ST 1*.

steigerung bis zum Versagen belastet. Tabelle 4.8 führt neben der Risslast und der Maximallast die Differenz der vertikalen Verschiebungen in den Einspannungen A und B unter Maximallast sowie die vertikalen Verschiebungskomponenten aus dem Messnetz für verschiedene Laststufen auf. In den Bildern 4.11 bis 4.15 sind einige der Kenngrössen des Versuchs *ST 1* dargestellt.

	$V_{C,cr}$ [kN]	V_{Cu} [kN]	w_{Bu} - w_{Au} [mm]	$w_{375\,kN}$ [mm]	$w_{575\,kN}$ [mm]	$w_{LS\,max}$ [mm]
ST 1	-305	-703	-34.85	-2.46	-8.83	-13.01

Tabelle 4.8 - Versuch *ST 1* – Risslast, Maximallast und Verformungen.

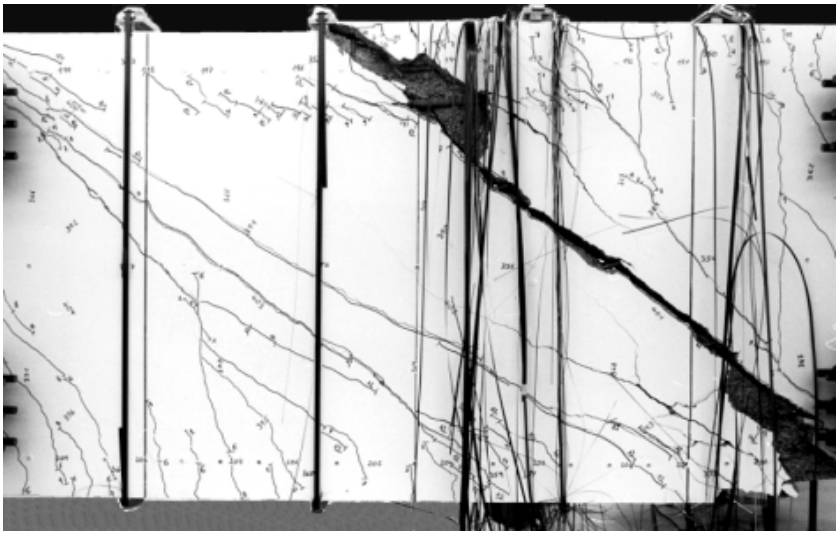


Bild 4.10 - Versuch *ST 1* – Träger nach Versagen.

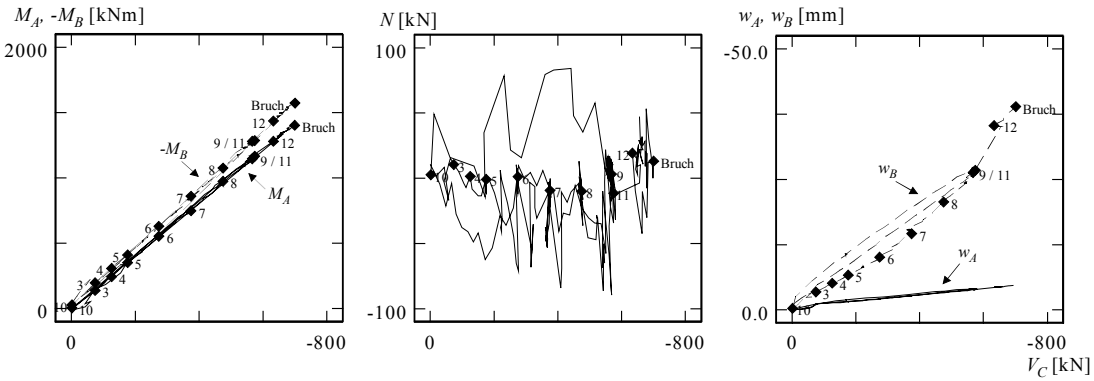


Bild 4.11 - Versuch *ST 1* - Gemessene Grössen in Abhängigkeit der aufgebrachten Vertikalkraft: Momente in Einspannungen A und B; Normalkraft; vertikale Verschiebungen in Einspannungen A und B.

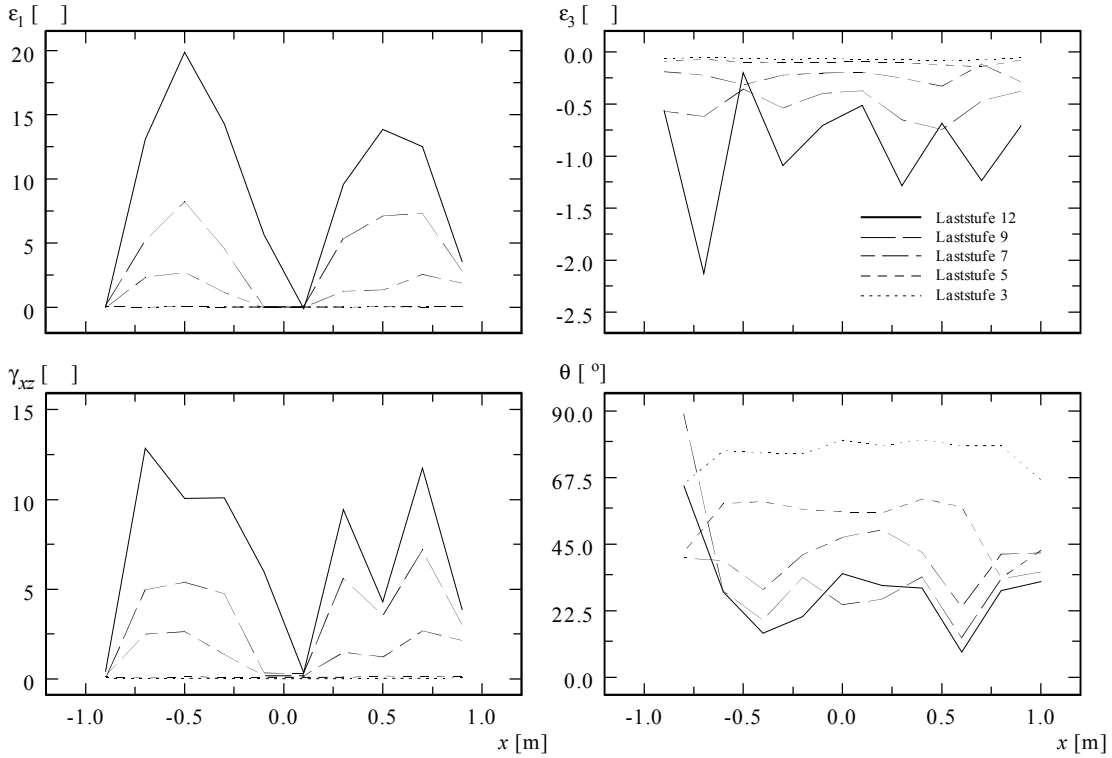


Bild 4.12 - Versuch *ST 1* – Mittelwerte aus Messstrecken 30439 und 50459: Hauptdehnungen ε_1 und ε_3; Schiebung γ_{xz}; Neigung der Hauptdruckspannung im Beton θ.

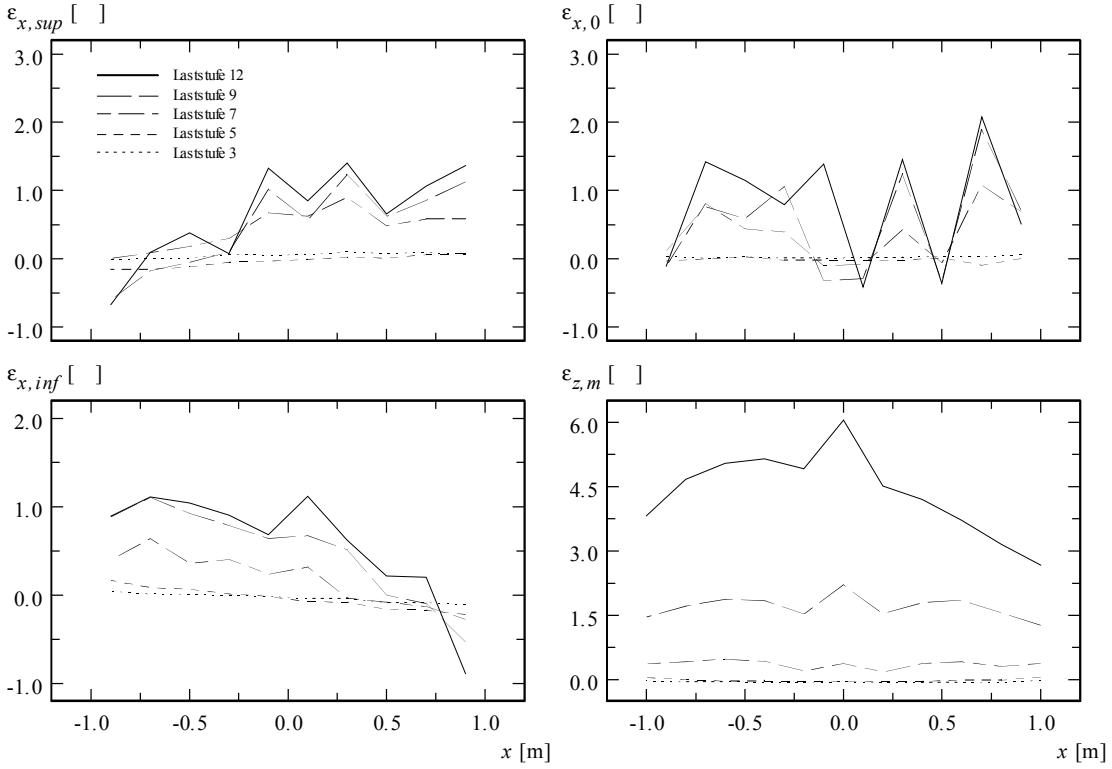


Bild 4.13 - Versuch *ST 1* - Dehnungen ε_x aus Messstrecken 10419, 70479 sowie Mittelwerte aus 30439 und 50459; durchschnittliche Dehnungen ε_z aus vertikalen Messstrecken.

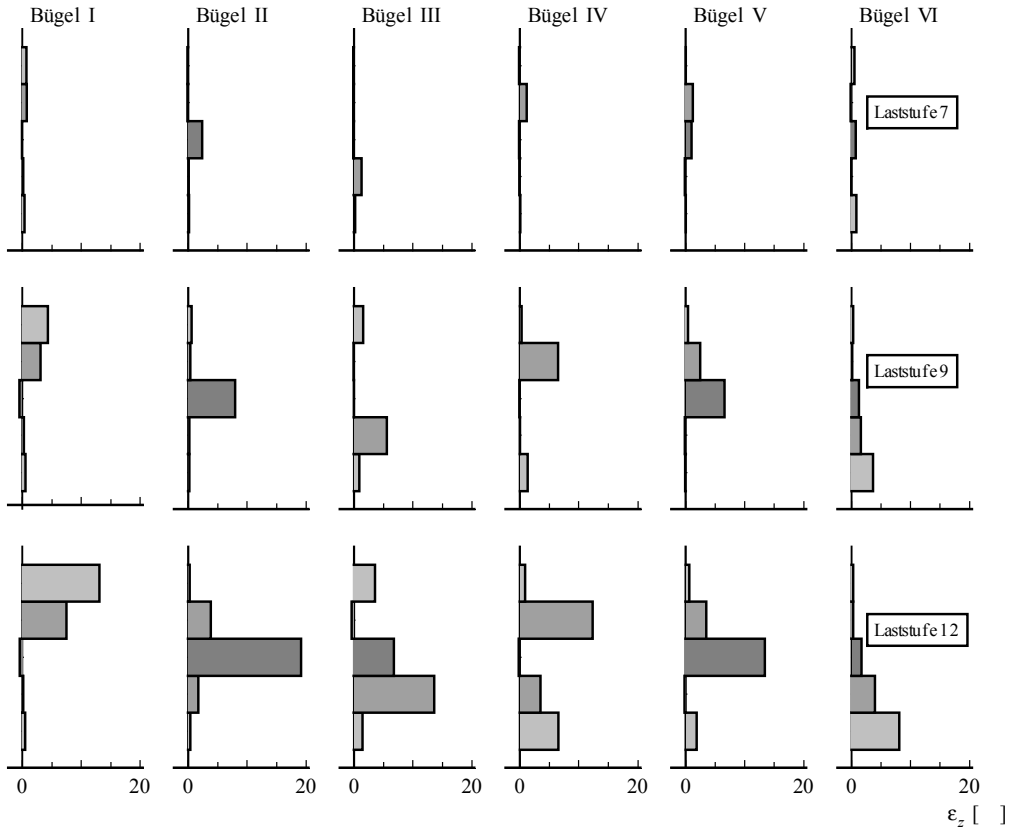


Bild 4.14 - Versuch *ST 1* - Entwicklung der Dehnungen in Stahlbügeln I bis VI.

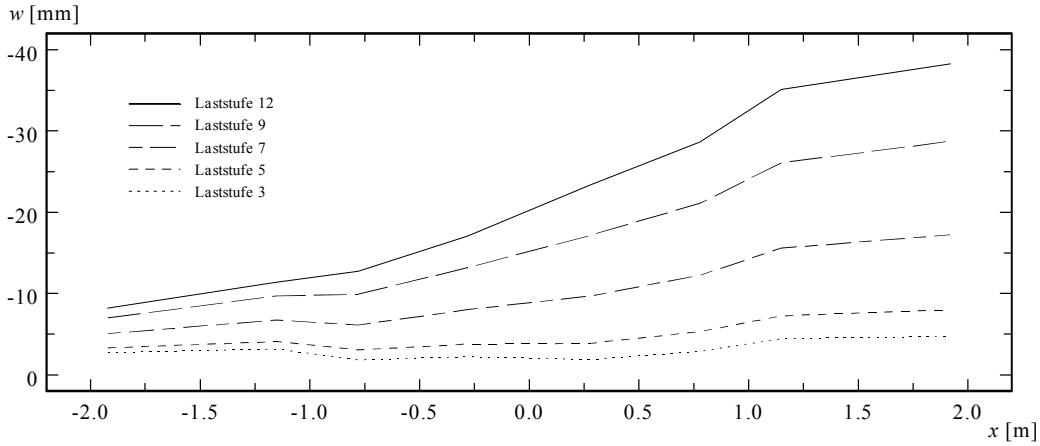


Bild 4.15 - Versuch *ST 1* – Durchbiegungen für ausgewählte Laststufen.

4.5.2 Versuch *ST 2*

Der Versuch *ST 2* stellte den Grundversuch innerhalb der Versuchsreihe dar, bei dem die unverstärkte Stahlbetonscheibe in gleichbleibender Belastungsrichtung bis zum Versagen belastet wurde. Der Versuchsablauf des Trägers *ST 2* kann Tabelle 4.9 entnommen werden.

Last-stufe	V_C [kN]	N [kN]	M_A [kNm]	$-M_B$ [kNm]	w_A [mm]	w_B [mm]	α_A [mrad]	α_B [mrad]	Bemerkungen
1	0	-1	-1	6	0.12	1.72	0.00	0.00	Nullmessung
2	-74	-1	102	216	1.39	6.42	1.43	1.22	vollständige Messung
	-76	-22	103	219	1.41	6.52			
3	-125	-4	205	326	1.67	8.13	1.78	1.56	vollständige Messung
	-127	-9	209	330	1.68	8.22			
4	-174	-8	368	374	1.75	8.85	1.73	1.72	vollständige Messung
	-175	0	368	377	1.77	8.92			
5	-223	-14	456	490	2.01	10.70	2.04	2.06	vollständige Messung
	-225	-10	461	496	2.04	10.86			
6	-275	-3	556	608	2.32	13.46	2.39	2.39	vollständige Messung
	-273	-19	551	605	2.33	13.53			
7	-323	-12	655	715	2.62	15.77	2.74	2.71	vollständige Messung
	-321	-23	652	711	2.62	15.79			
8	-366	-18	758	802	2.89	18.56	3.08	2.97	vollständige Messung
	-365	-20	754	797	2.89	18.57			
9	-421	4	861	926	3.19	23.66	3.46	3.31	Messung der Felder 25 und 26 Messung mit Deformeterstäben
	-465	-17	944	1024	3.42	27.79			Maximallast

Tabelle 4.9 - Ablauf des Versuchs *ST 2*.

In Tabelle 4.10 sind die Risslast, die Maximallast sowie Verformungen des Trägers *ST 2* aufgelistet, und in den Bildern 4.17 bis 4.21 sind Kenngrössen des Versuchs dargestellt.

	$V_{C,cr}$ [kN]	V_{Cu} [kN]	w_{Bu} - w_{Au} [mm]	$w_{375\,kN}$ [mm]	$w_{575\,kN}$ [mm]	$w_{LS\,max}$ [mm]
ST 2	-210	-465	-24.37	-3.85	-	-3.85

Tabelle 4.10 - Versuch *ST 2* – Risslast, Maximallast und Verformungen.

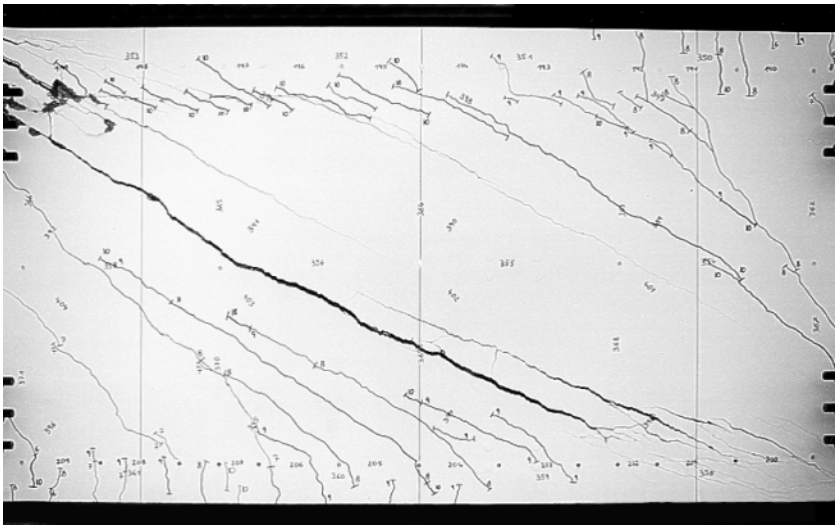


Bild 4.16 - Versuch *ST 2* – Träger nach Versagen.

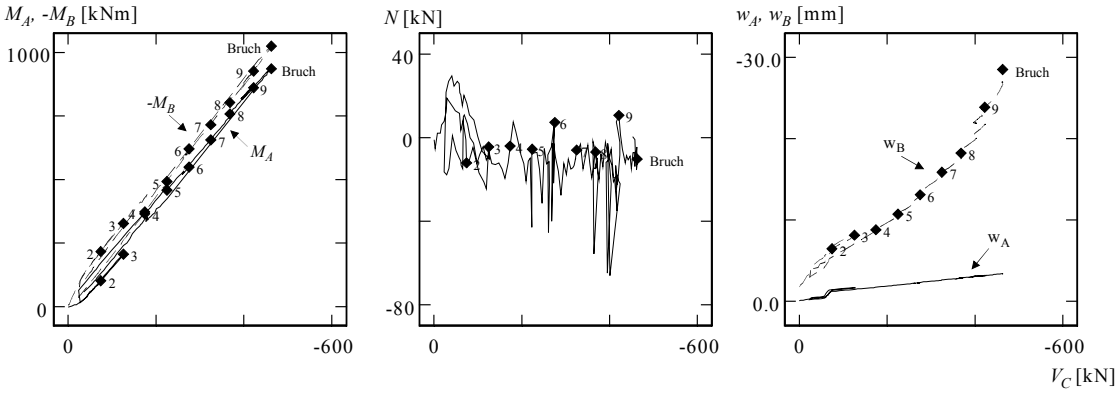


Bild 4.17 - Versuch *ST 2* - Gemessene Grössen in Abhängigkeit der aufgebrachten Vertikalkraft: Momente in Einspannungen A und B; Normalkraft; vertikale Verschiebungen in Einspannungen A und B.

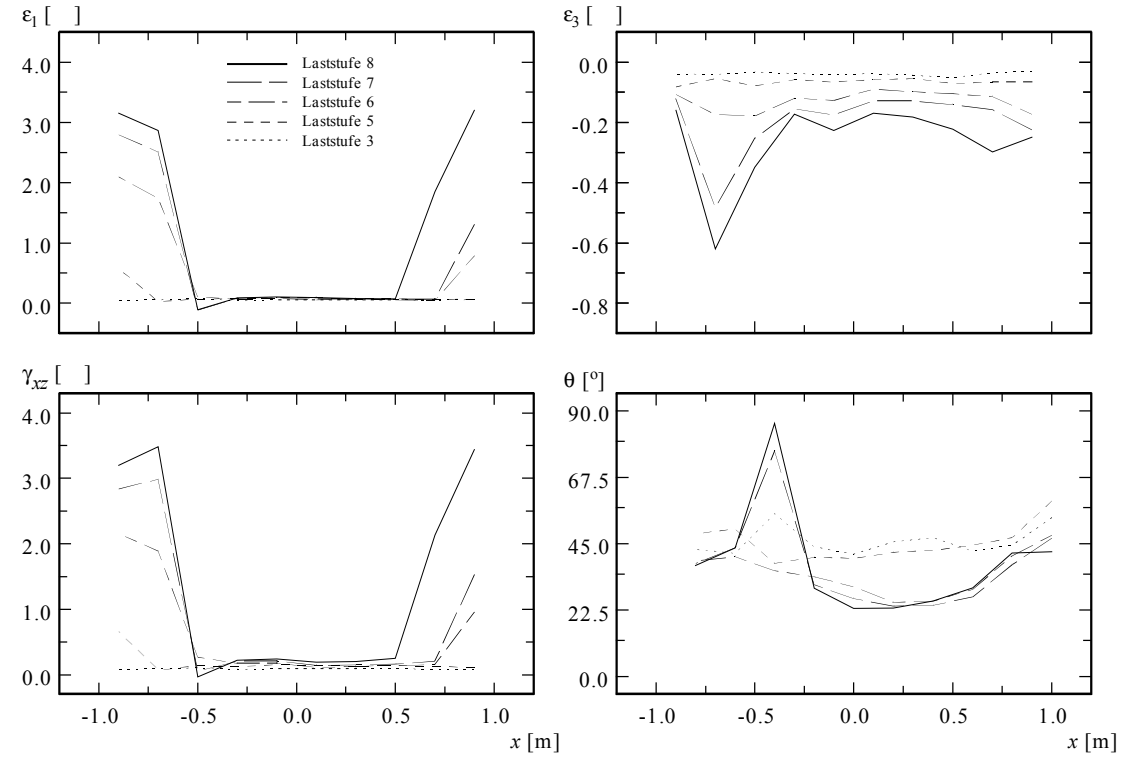


Bild 4.18 - Versuch *ST 2* - Mittelwerte aus Messstrecken 30439 und 50459: Hauptdehnungen ε_1 und ε_3; Schiebung γ_{xz}; Neigung der Hauptdruckspannung im Beton θ.

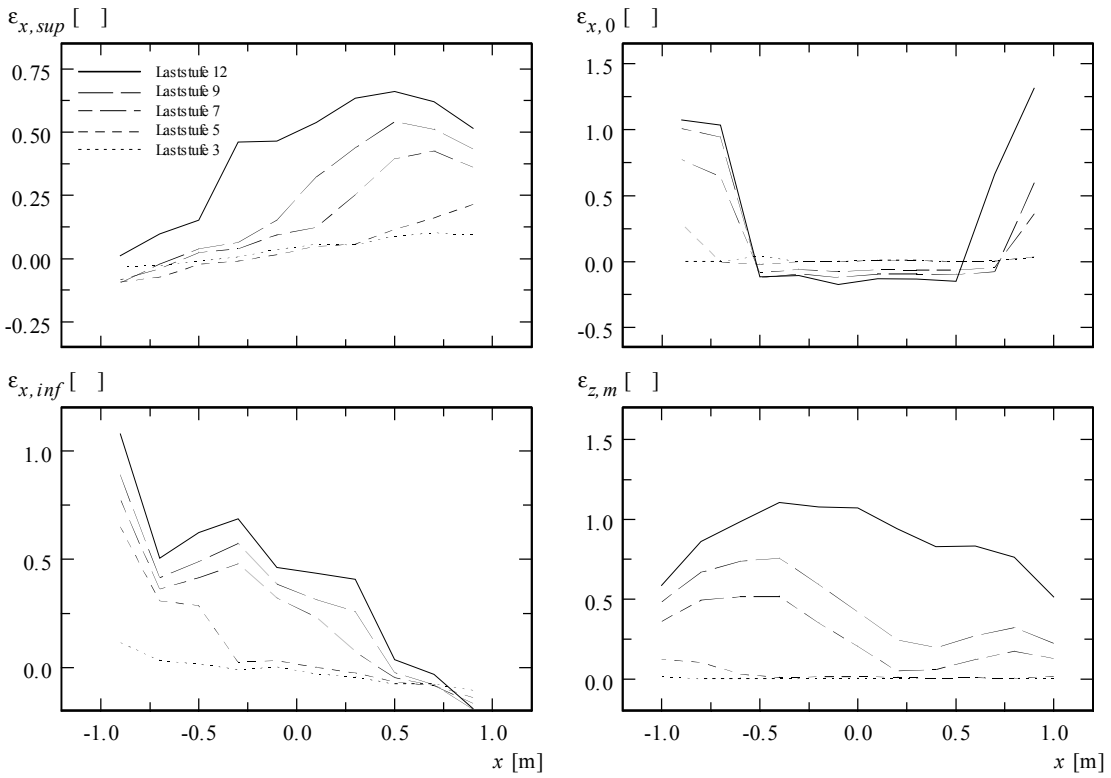


Bild 4.19 - Versuch *ST 2* - Dehnungen ε_x aus Messstrecken 10419, 70479 sowie Mittelwerte aus 30439 und 50459; durchschnittliche Dehnungen ε_z aus vertikalen Messstrecken.

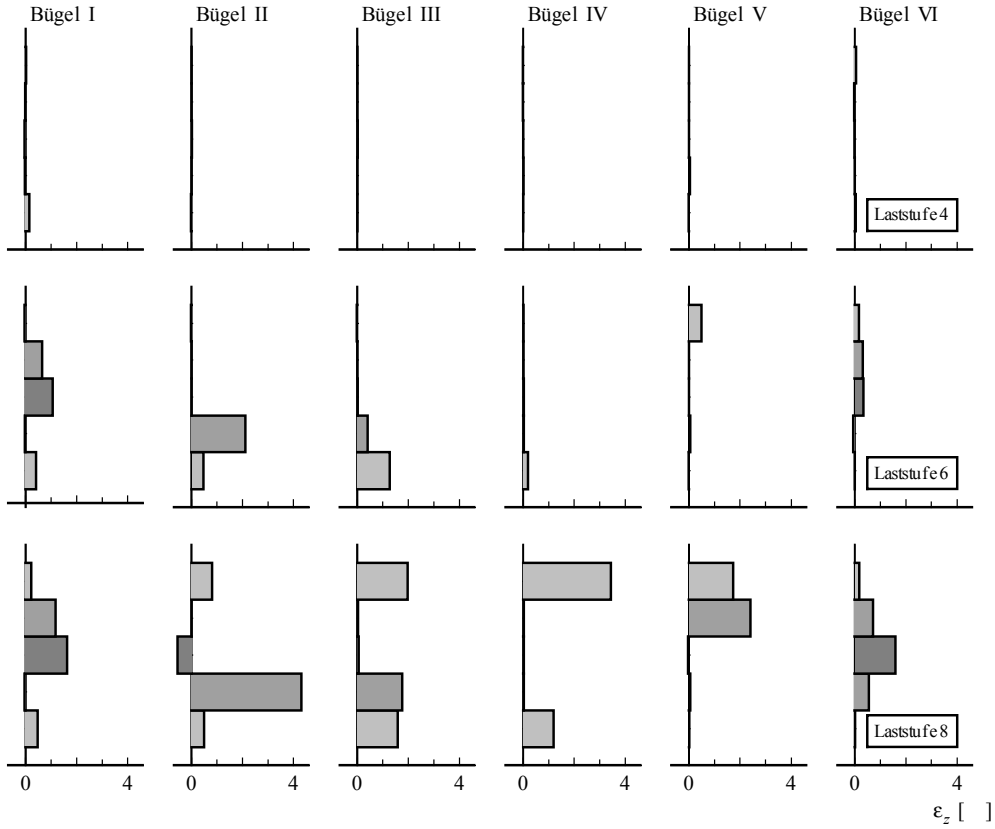


Bild 4.20 - Versuch *ST 2* - Entwicklung der Dehnungen in Stahlbügeln I bis VI.

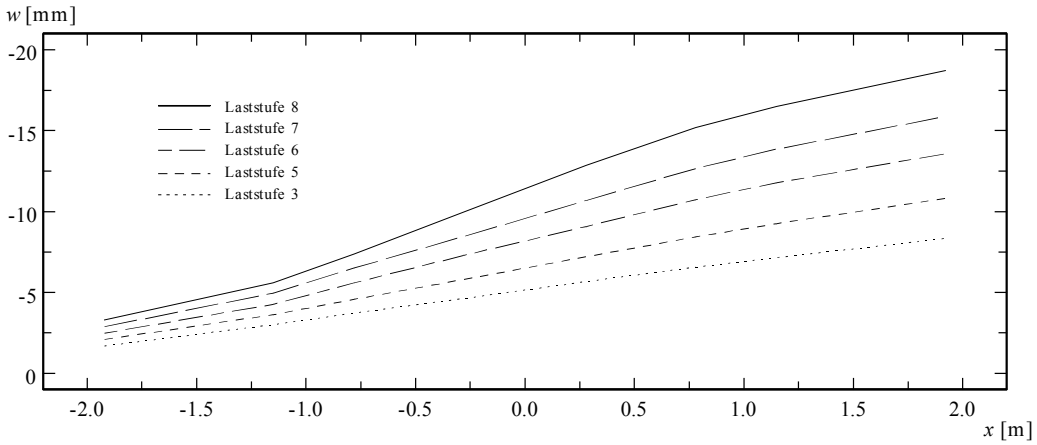


Bild 4.21 - Versuch *ST 2* – Durchbiegungen für ausgewählte Laststufen.

4.5.3 Versuch *ST 3*

Der Versuch *ST 3* mit nicht bzw. nur sehr schwach vorgespannten CFK-Schlaufen fügte sich in die Reihe der Versuche *ST 1* (mit hoch vorgespannten CFK-Schlaufen) und *ST 2* (ohne CFK-Schlaufen) ein, da mit diesem Versuch der Einfluss der Vorspannung der CFK-Schlaufen ermittelt werden konnte. Die Schlaufen wurden mit einer Kraft von ca. 5 kN so vorgespannt, dass sämtliche Lagen gespannt waren. Der Versuchsablauf für den Träger *ST 3* ist aus Tabelle 4.11 ersichtlich. Beim Inkontrollenehmen der vertikalen Presse an der Einspannung B ergab sich ein Impuls, durch den sich der Kolben der Presse schlagartig um 17 mm nach oben bewegte und der Träger stossartig mit einer Querkraft von V_C = -181 kN belastet wurde. Diese ungewollte Belastung kann Bild 4.23 entnommen werden und ist in Anhang B detailliert beschrieben.

Last-stufe	V_C [kN]	N [kN]	M_A [kNm]	$-M_B$ [kNm]	w_A [mm]	w_B [mm]	α_A [mrad]	α_B [mrad]	Bemerkungen
1	-2	-48	-15	18	0.01	0.02	0.00	0.00	Nullmessung
2	-74	-21	69	242	1.39	4.89	1.01	0.66	vollständige Messung
	-76	-53	73	249	1.41	5.00			
3	-174	-13	286	448	1.96	8.42	1.72	1.29	vollständige Messung
	-176	-30	288	452	1.96	8.53			
4	-274	-4	495	662	2.53	13.00	2.38	1.90	vollständige Messung
	-273	-10	492	659	2.53	13.01			
5	-364	-10	678	866	3.10	19.15	3.11	2.55	vollständige Messung
	-361	-6	674	860	3.09	19.14			
6	-380	38	727	887	3.19	26.06	3.28	2.66	vollständige Messung
	-378	37	726	884	3.20	26.08			
7	-430	3	833	987	3.51	29.41			Messung der CFK-Schlaufen
8	-434	53	843	996	3.56	31.82			Messung der CFK-Schlaufen
9	-458	10	887	1066	3.68	33.50			Messung der CFK-Schlaufen
	-479	-6	919	1088	3.80	36.00			Maximallast

Tabelle 4.11 - Ablauf des Versuchs *ST 3*.

In Tabelle 4.12 sind die Risslast, die Maximallast sowie Verformungen des Trägers *ST 3* aufgelistet, und in den Bildern 4.23 bis 4.27 sind Kenngrössen des Versuchs dargestellt.

	$V_{C,cr}$ [kN]	V_{Cu} [kN]	w_{Bu} - w_{Au} [mm]	$w_{375\,kN}$ [mm]	$w_{575\,kN}$ [mm]	$w_{LS\,max}$ [mm]
ST 3	-250	-479	-32.20	-4.87	-	-11.10

Tabelle 4.12 - Versuch *ST 3* – Risslast, Maximallast und Verformungen.

Bild 4.22 - Versuch *ST 3* – Träger nach Versagen.

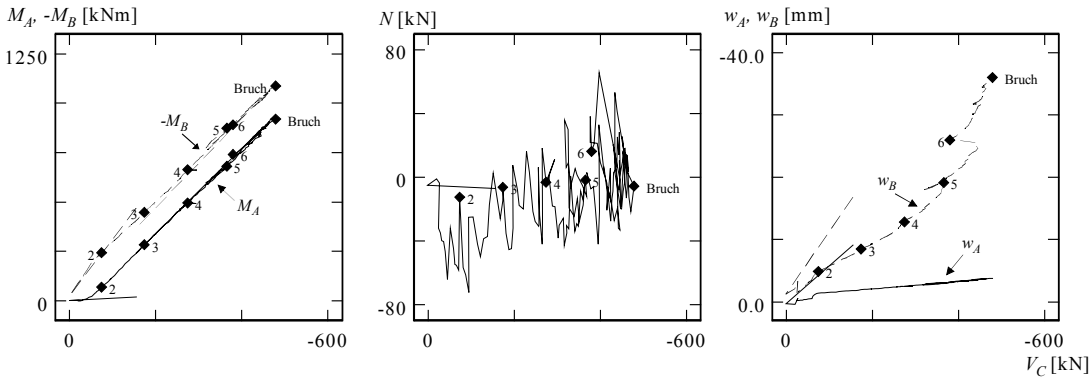


Bild 4.23 - Versuch *ST 3* - Gemessene Grössen in Abhängigkeit der aufgebrachten Vertikalkraft: Momente in Einspannungen A und B; Normalkraft; vertikale Verschiebungen in Einspannungen A und B.

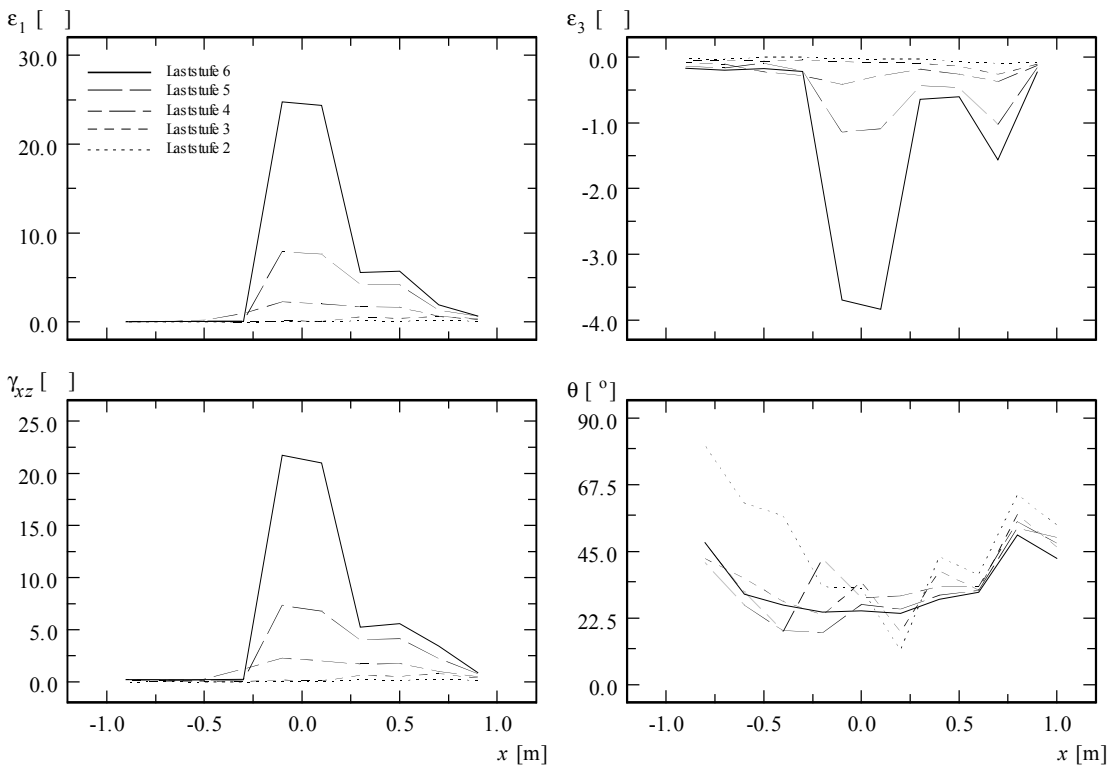


Bild 4.24 - Versuch *ST 3* - Mittelwerte aus Messstrecken 30439 und 50459: Hauptdehnungen ε_1 und ε_3; Schiebung γ_{xz}; Neigung der Hauptdruckspannung im Beton θ.

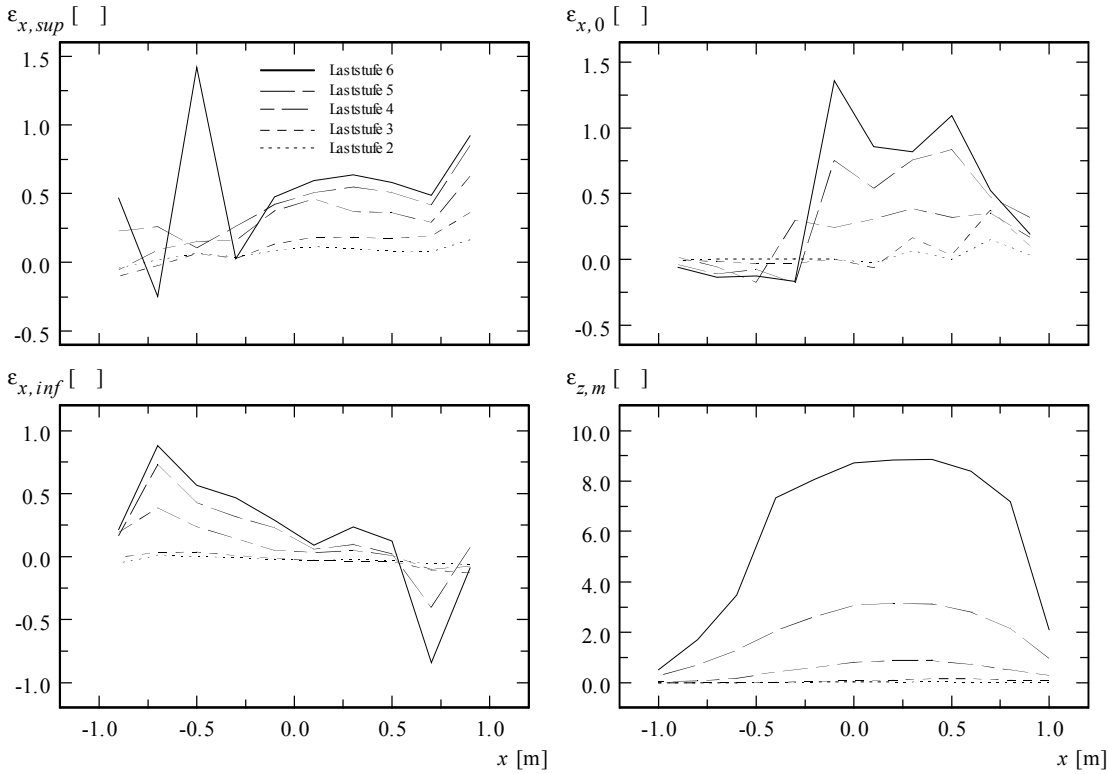


Bild 4.25 - Versuch *ST 3* - Dehnungen ε_x aus Messstrecken 10419, 70479 sowie Mittelwerte aus 30439 und 50459; durchschnittliche Dehnungen ε_z aus vertikalen Messstrecken.

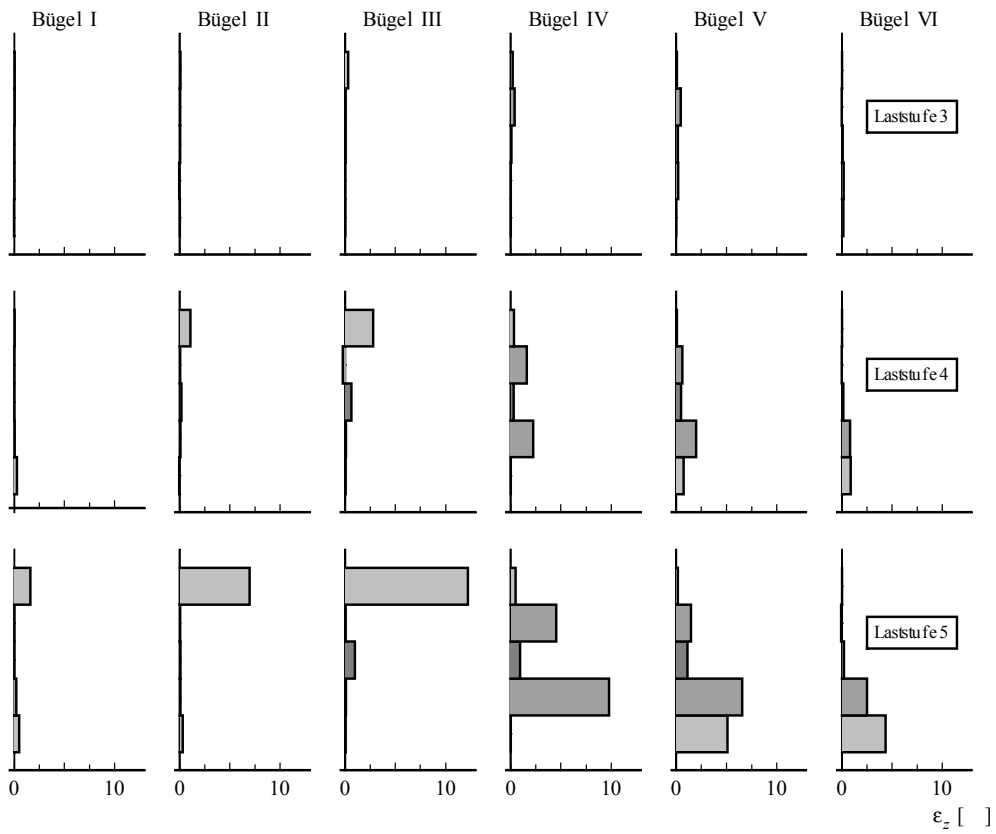


Bild 4.26 - Versuch *ST 3* - Entwicklung der Dehnungen in Stahlbügeln I bis VI.

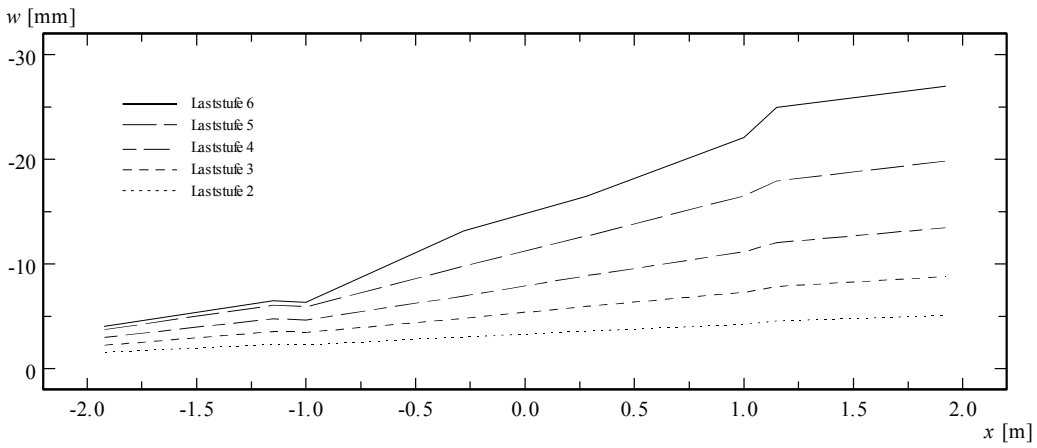


Bild 4.27 - Versuch *ST 3* – Durchbiegungen für ausgewählte Laststufen.

4.5.4 Versuch *ST 4*

Mit Hilfe des Versuchs *ST 4* sollte der Einfluss der CFK-Schlaufen auf ein bereits vorgeschädigtes Bauteil untersucht werden. Zunächst wurde der unverstärkte Träger bis zu einer Last, die 75 % der Maximallast des Trägers *ST 2* entsprach, belastet. Nachdem die Last vollständig zurückgenommen wurde, wurde der Träger entsprechend dem Träger *ST 1* mit CFK-Schlaufen verstärkt. Ab diesem Zeitpunkt entsprach das Konzept des Versuchs *ST 4* dem des Versuchs *ST 1*. Wie bei diesem wurden die CFK-Schlaufen jeweils mit rund 70 kN vorgespannt, und die Belastung bis zum Versagen des Trägers wurde in der gleichen Richtung gesteigert wie beim Vorschädigen des Trägers. Der Versuchsablauf des Trägers *ST 4* kann Tabelle 4.13 und den Bildern 4.29 bis 4.34 entnommen werden.

Last-stufe	V_C [kN]	N [kN]	M_A [kNm]	$-M_B$ [kNm]	w_A [mm]	w_B [mm]	α_A [mrad]	α_B [mrad]	Bemerkungen
1	-1	-6	-6	7	0.04	0.67	0.00	0.00	Nullmessung
2	-174	-10	347	403	1.98	10.65	2.22	2.10	vollständige Messung
	-174	-19	346	404	1.98	10.75			
3	-349	-17	714	775	3.07	19.67	3.48	3.23	vollständige Messung
	-344	-18	703	765	3.08	19.92			
4	-3	0	-13	11	0.14	3.26	-0.24	-0.11	vollständige Messung
	-1	1	-7	10	0.14	3.28			
5	-1	3	-5	6	0.14	3.28	-0.23	-0.11	Anbringen der CFK-Schlaufen
	1	4	-3	7	0.14	3.28			vollständige Messung
6	-175	-14	349	411	1.96	12.39	2.31	2.14	vollständige Messung
	-175	-6	343	407	1.98	12.44			
7	-348	-8	722	772	2.97	19.33	3.42	3.25	vollständige Messung
	-347	-2	709	769	2.97	19.40			
8	-475	-13	990	1043	3.78	24.90	4.30	4.09	vollständige Messung
	-472	-20	985	1033	3.78	25.11			
9	-570	-11	1188	1234	4.39	30.71	4.99	4.75	vollständige Messung
	-566	-22	1190	1222	4.37	30.73			
10	-657	-29	1380	1423	4.97	36.66			Messung der CFK-Schlaufen
	-677	-11	1399	1460	5.01	38.13			Maximallast

Tabelle 4.13 - Ablauf des Versuchs *ST 4*.

In Tabelle 4.14 sind die Risslast, die Maximallast sowie Verformungen des Trägers *ST 4* aufgelistet, und in den Bildern 4.29 bis 4.33 sind Kenngrössen des Versuchs dargestellt.

	$V_{C,cr}$ [kN]	V_{Cu} [kN]	w_{Bu} - w_{Au} [mm]	$w_{375\,kN}$ [mm]	$w_{575\,kN}$ [mm]	$w_{LS\,max}$ [mm]
ST 4	-240	-677	-33.12	-3.45	-7.43	-7.43

Tabelle 4.14 - Versuch *ST 4* – Risslast, Maximallast und Verformungen.

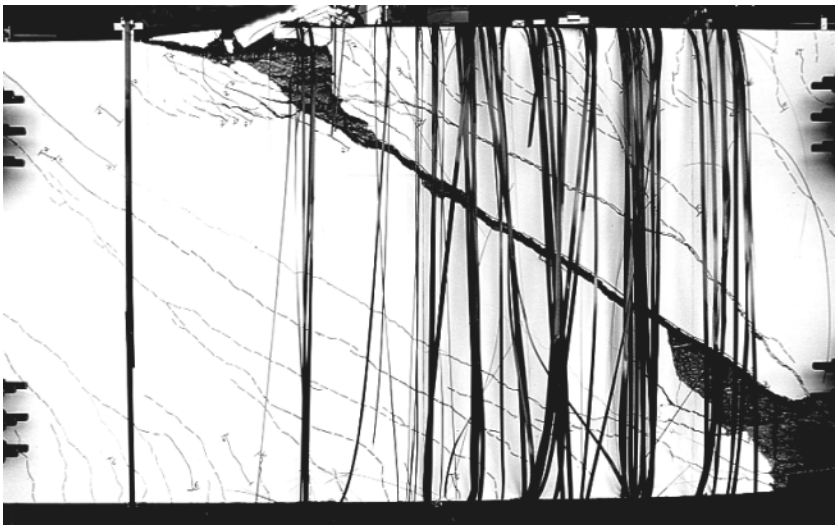


Bild 4.28 - Versuch *ST 4* – Träger nach Versagen.

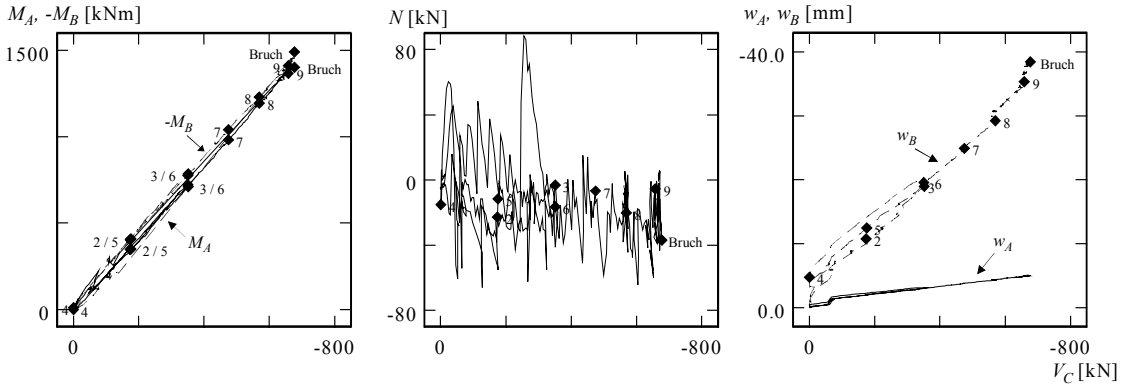


Bild 4.29 - Versuch *ST 4* - Gemessene Grössen in Abhängigkeit der aufgebrachten Vertikalkraft: Momente in Einspannungen A und B; Normalkraft; vertikale Verschiebungen in Einspannungen A und B.

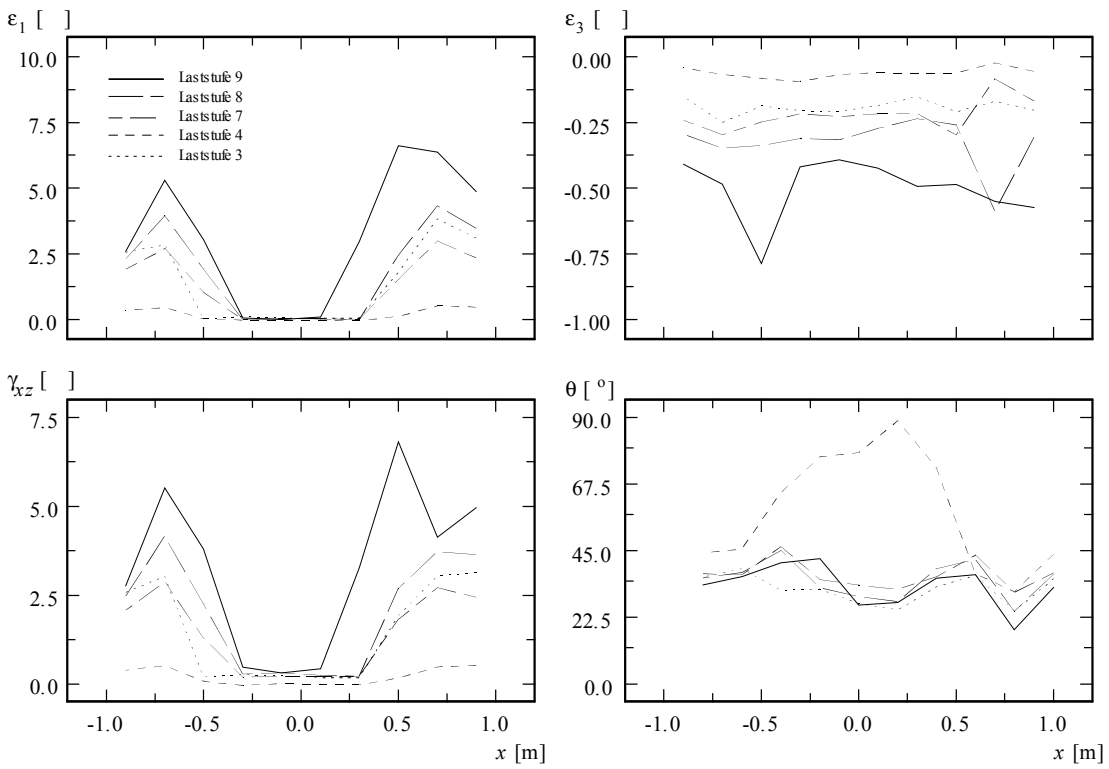


Bild 4.30 - Versuch *ST 4* - Mittelwerte aus Messstrecken 30439 und 50459: Hauptdehnungen ε_1 und ε_3; Schiebung γ_{xz}; Neigung der Hauptdruckspannung im Beton θ.

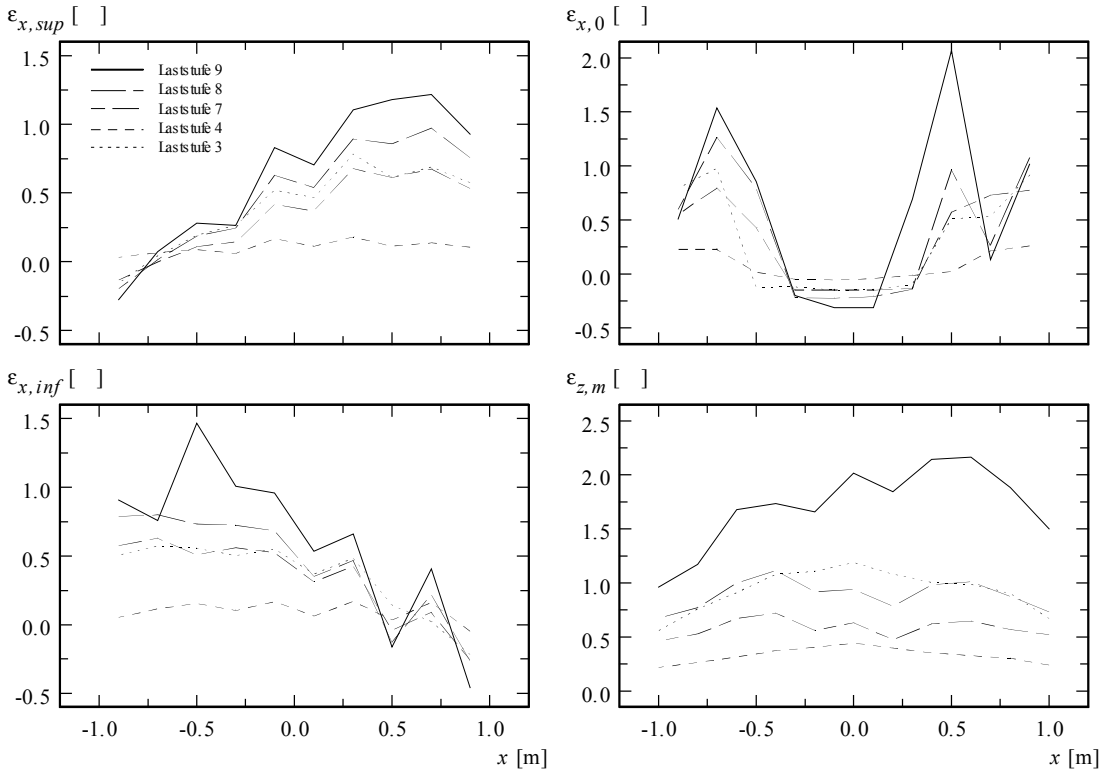


Bild 4.31 - Versuch *ST 4* - Dehnungen ε_x aus Messstrecken 10419, 70479 sowie Mittelwerte aus 30439 und 50459; durchschnittliche Dehnungen ε_z aus vertikalen Messstrecken.

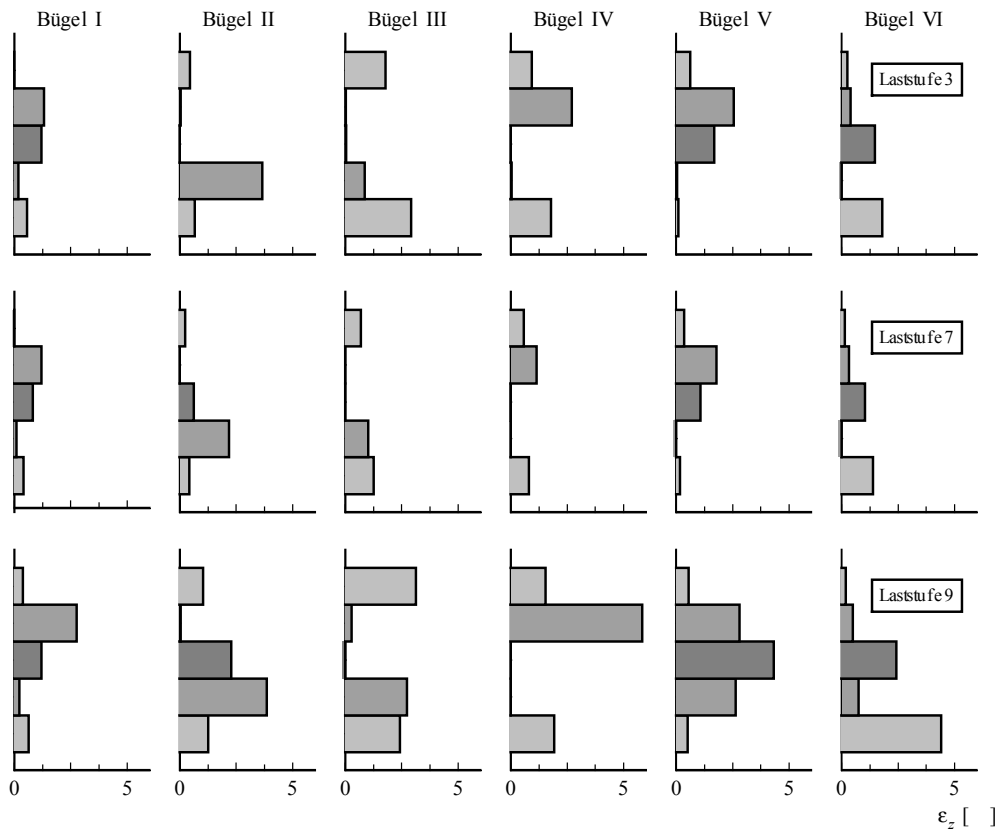


Bild 4.32 - Versuch *ST 4* - Entwicklung der Dehnungen in Stahlbügeln I bis VI.

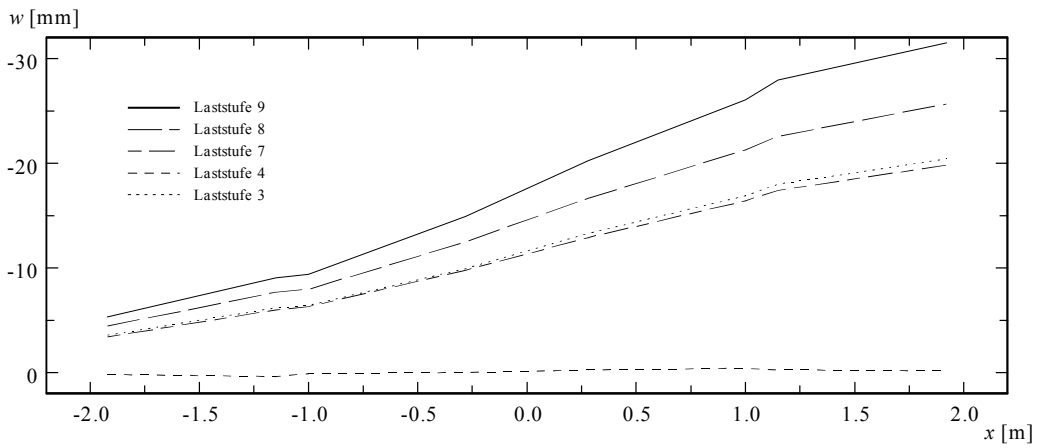


Bild 4.33 - Versuch *ST 4* – Durchbiegungen für ausgewählte Laststufen.

4.5.5 Versuch *ST 5*

Der Verlauf des Versuchs *ST 5* ist in Tabelle 4.15 dargestellt. Anhand dieses Versuchs sollte der Einfluss der vorgespannten Schubbewehrung auf einen Schubträger unter einer wechselseitigen Belastung ermittelt werden. Der Träger *ST 5* war wie der Träger *ST 1* von Beginn des Versuchs an mit vorgespannten CFK-Schlaufen versehen. Zunächst wurde die Belastung in einer Richtung bis zu einem Lastniveau gesteigert, das 67 % der Maximallast des Trägers *ST 1* entsprach. Anschliessend wurde die Last vollständig zurückgenommen und der Träger bis zum Versagen in entgegengesetzter Lastrichtung belastet.

Last-stufe	V_C [kN]	N [kN]	M_A [kNm]	$-M_B$ [kNm]	w_A [mm]	w_B [mm]	α_A [mrad]	α_B [mrad]	Bemerkungen
1	0	-9	-5	-20	-0.11	-0.82	0.00	0.00	Nullmessung
2	-1	-12	-7	-17	-0.11	-0.82	0.00	0.01	Vorspannen der CFK-Schlaufen vollständige Messung
3	175 170	-19 -14	-394 -386	-409 -403	-1.21 -1.19	-9.89 -9.81	-2.22	-2.20	vollständige Messung
4	420 333	3 497	-947 -718	-912 -751	-2.27 -	-19.55 -	-	-	Kippen des Trägers, keine Deformetermessung
5	-1 1	4 -9	-33 -35	-29 -34	0.19 0.20	-1.43 -1.47	-0.35	-0.20	vollständige Messung
6	-176 -174	0 -16	324 321	359 356	1.90 1.90	5.77 5.77	1.00	1.00	vollständige Messung
7	-277 -276	3 -39	524 533	584 577	2.43 2.46	10.13 10.13	1.73	1.72	vollständige Messung
8	-375 -370	8 3	737 727	789 779	2.72 2.71	14.62 14.66	2.46	2.42	vollständige Messung
9	-472 -470	-13 2	959 948	989 978	3.24 3.22	19.55 19.60	3.15	2.98	vollständige Messung
10	-563 -560	10 25	1128 1125	1189 1178	3.78 3.76	26.33 26.42	3.86	3.67	vollständige Messung
	-647	-8	1306	1353	4.20	32.86			Maximallast

Tabelle 4.15 - Ablauf des Versuchs *ST 5*.

In Tabelle 4.16 sind die Risslast, die Maximallast sowie Verformungen des Trägers *ST 5* aufgelistet, und in den Bildern 4.35 bis 4.39 sind Kenngrössen des Versuchs dargestellt.

	$V_{C,cr}$ [kN]	V_{Cu} [kN]	w_{Bu} - w_{Au} [mm]	$w_{375\,kN}$ [mm]	$w_{575\,kN}$ [mm]	$w_{LS\,max}$ [mm]
ST 5	-320	-647	-28.66	-2.57	-8.18	-8.18

Tabelle 4.16 - Versuch *ST 5* – Risslast, Maximallast und Verformungen.

Bild 4.34 - Versuch *ST 5* – Träger nach Versagen.

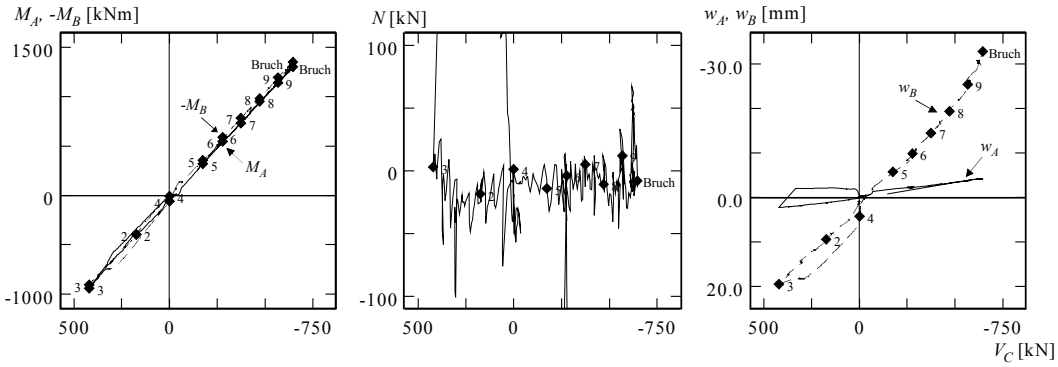


Bild 4.35 - Versuch *ST 5* - Gemessene Grössen in Abhängigkeit der aufgebrachten Vertikalkraft: Momente in Einspannungen A und B; Normalkraft; vertikale Verschiebungen in Einspannungen A und B.

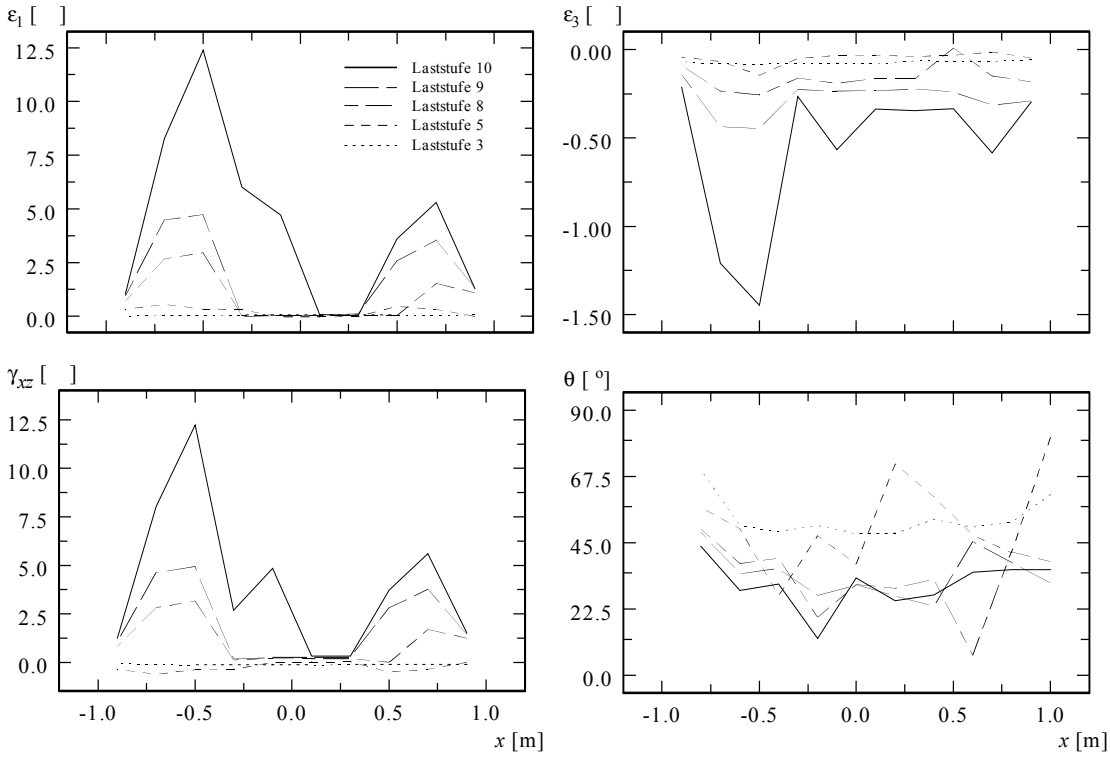


Bild 4.36 - Versuch *ST 5* - Mittelwerte aus Messstrecken 30439 und 50459: Hauptdehnungen ε_1 und ε_3; Schiebung γ_{xz}; Neigung der Hauptdruckspannung im Beton θ.

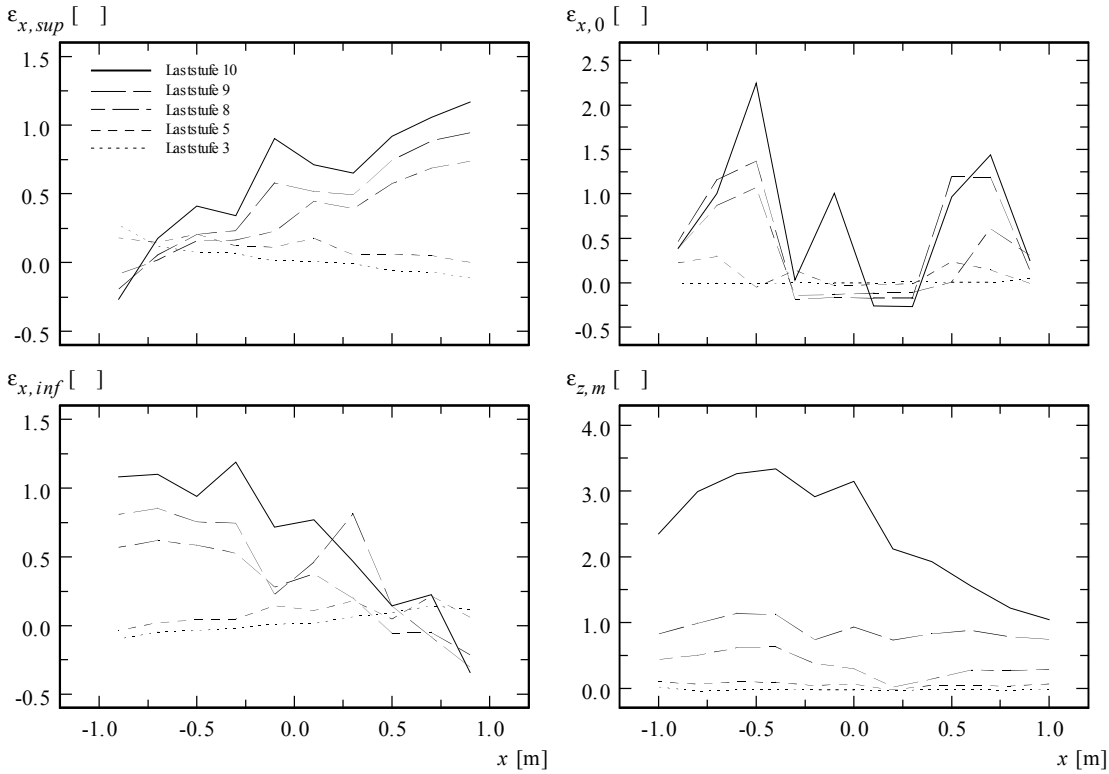


Bild 4.37 - Versuch *ST 5* - Dehnungen ε_x aus Messstrecken 10419, 70479 sowie Mittelwerte aus 30439 und 50459; durchschnittliche Dehnungen ε_z aus vertikalen Messstrecken.

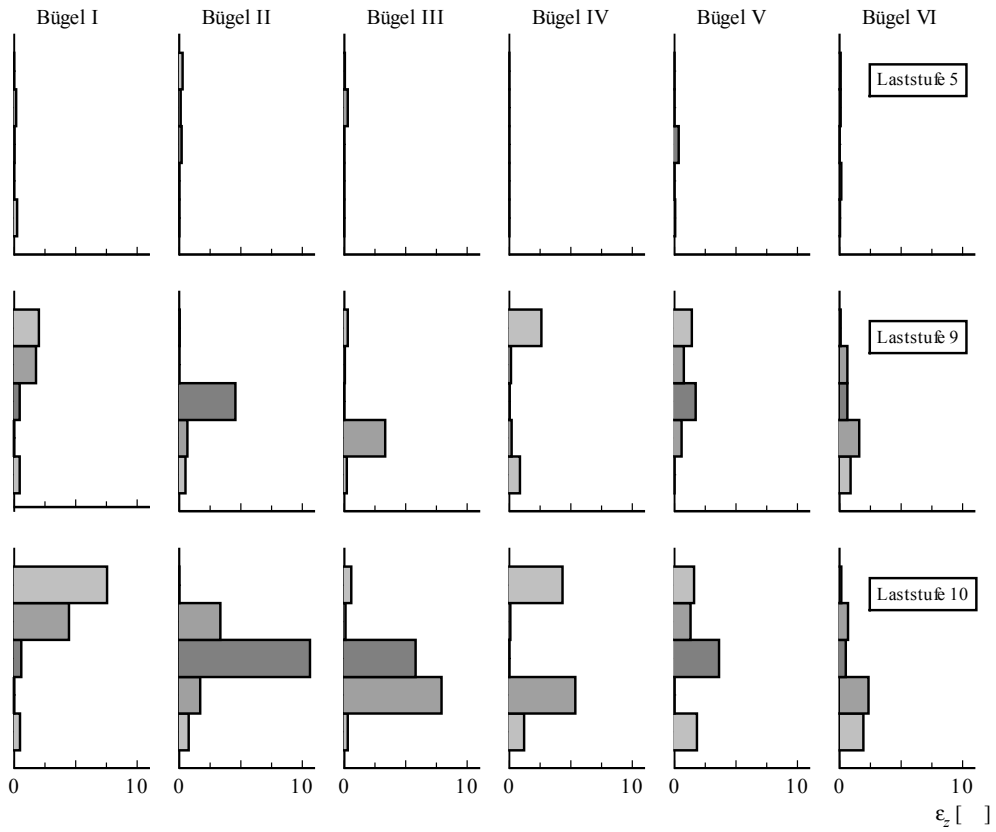


Bild 4.38 - Versuch *ST 5* - Entwicklung der Dehnungen in Stahlbügeln I bis VI.

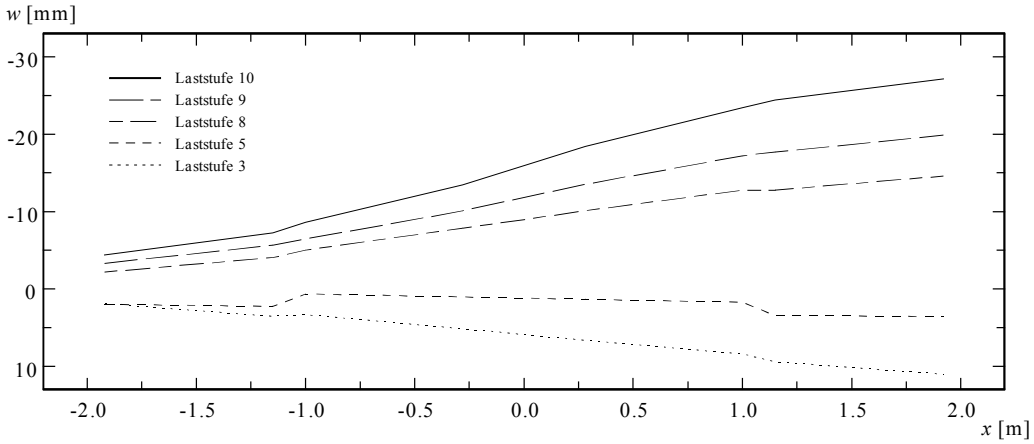


Bild 4.39 - Versuch *ST 5* – Durchbiegungen für ausgewählte Laststufen.

4.5.6 Zusammenfassung

Anhand der Versuchsreihe *ST* sollte der Einfluss einer aus kohlenstofffaserverstärkten Kunststoffbändern bestehenden externen vorgespannten Schubverstärkung (CFK-Schlaufen) auf das Trag- und Verformungsverhalten von Stahlbetonscheiben mit geringem Schubbewehrungsgehalt untersucht werden. Besonderes Augenmerk lag zum einen auf dem Einfluss des Vorspanngrades dieser Verstärkung, zum anderen auf den Auswirkungen von Vorschädigungen der Träger. Es wurde, ausgehend vom Grundversuch des unverstärkten Trägers *ST 2*, bei allen Versuchen jeweils nur ein Versuchsparameter geändert, um dessen Auswirkungen unmittelbar ersehen zu können. Geometrie und eingelegte Stahlbewehrung aller untersuchten Träger waren identisch.

Bei allen Versuchen wurden die Träger bis zum Bruch belastet. Zusätzlich zu den äusseren Lasten und den Lagerreaktionen wurden vertikale Verschiebungen, mittlere Verzerrungen auf der Betonoberfläche und Rissbreiten aufgenommen. Sämtliche auf die Versuchskörper wirkenden Kräfte sowie die vertikalen Verschiebungen beider Einspannungen wurden kontinuierlich aufgezeichnet. Die vertikalen Verschiebungen der Träger, Verzerrungen und Rissbreiten wurden periodisch gemessen.

Die Versuche wurden verformungsgesteuert durchgeführt, was einer äusseren Zwangsbeanspruchung beispielsweise infolge einer Auflagerverschiebung eines statisch unbestimmt gelagerten Systems entspricht. Das statische System entsprach dem eines beidseitig eingespannten Trägers. Die Belastung wurde durch vertikales Verschieben einer der Einspannungen schrittweise gesteigert.

In Tabelle 4.17 sind die Bruchlasten, die Differenzen der vertikalen Verschiebungen der Einspannungen im Bruchzustand sowie die Vertikalkomponenten der aus den Verzerrungen resultierenden Verschiebungen der Messnetze mit einer Basislänge von 200 mm bei unterschiedlicher Belastung für die Versuche *ST* zusammengestellt.

Schubträger	$V_{C,cr}$ [kN]	V_{Cu} [kN]	w_{Bu} - w_{Au} [mm]	$w_{375\,kN}$ [mm]	$w_{575\,kN}$ [mm]	$w_{LS\,max}$ [mm]
ST 1	-305	-703	-34.85	-2.46	-8.83	-13.01
ST 2	-210	-465	-24.37	-3.85	-	-3.85
ST 3	-250	-479	-32.20	-4.87	-	-11.10
ST 4	-240	-677	-33.12	-3.45	-7.43	-7.43
ST 5	-320	-647	-28.66	-2.57	-8.18	-8.18

Tabelle 4.17 - Vergleich der Maximallasten und Verformungen der Versuche *ST*.

Die Resultate der Versuchsreihe *ST* können wie folgt zusammengefasst werden:

- Bei allen Versuchen stellte sich Schubversagen ein, bevor die Trägerlängsbewehrung ihre Fliessgrenze erreichte. Das Versagen sämtlicher Träger, bei denen vorgespannte CFK-Schlaufen zum Einsatz kamen, wurde durch das Erreichen der Zugfestigkeit eines dieser Schlaufenelemente ausgelöst. Der eigentliche Versagensvorgang war bei allen Trägern – auch beim unverstärkten Träger ST 2 – erwartungsgemäss ausgesprochen spröde. Das Versagen der Schlaufenelemente erfolgte jedoch, mit Ausnahme des Versuchs *ST 4*, bei allen Versuchen mit ausgeprägter Vorankündigung in Form deutlich sichtbarer und hörbarer Abplatzungen kleinerer Faserstränge. In allen diesen Fällen war die Tragfähigkeit des Betons nahezu erreicht, was anhand der Rissbilder deutlich zu erkennen war. Bei dem Versuch *ST 5* führte erst die ausgeprägte Aufweitung der Betondruckzone zum Bruch der dort befindlichen CFK-Schlaufe. Der Bruch einer CFK-Schlaufe zog jeweils das sofortige Versagen mindestens eines weiteren benachbarten Schlaufenelements nach sich. Die Umlagerung der Schubbelastung auf die Stahlbügel führte auch zu deren sofortigem Versagen mit einer einhergehenden Aufweitung eines oder zweier bereits vorhandener Schrägrisse.

- Der starke Einfluss der Vorspannung auf das Tragverhalten kam durch die Versuche *ST 1* und *ST 3* deutlich zum Ausdruck. Erwartungsgemäss übernahmen die externen Schlaufenelemente bei dem Träger *ST 3* erst in dem Augenblick signifikante Anteile am Tragmechanismus der Scheibenelemente, als die Stahlbügel rissen. Ein Zusammenwirken der beiden Tragsysteme fand bei diesem Versuch nicht statt, so dass die Traglast im Vergleich zum unverstärkten Träger *ST 2* nur unmerklich gesteigert werden konnte. Zu berücksichtigen ist dabei jedoch die unbeabsichtigte Vorschädigung des Trägers, die bei der Inbetriebnahme der Versuchsanlage entstand und deren Einfluss auf die Versagenslast in gewissen Grenzen spekulativ bleibt. Die Vorspannung der externen Bewehrung des Trägers *ST 1* dagegen bewirkte im Vergleich zum unverstärkten Träger *ST 2* eine Steigerung der maximalen Last um 51 % bzw. eine Steigerung um 47 % im Vergleich zum Träger *ST 3*.

- Die eingesetzten CFK-Schlaufen besassen einen nur geringen Gesamtquerschnitt, um ein Schubversagen auch der verstärkten Träger vor Fliessbeginn der Längsbewehrung sicherzustellen. Der geringe Gesamtquerschnitt war für die schnelle Spannungszunahme in den CFK-Schlaufen ab dem Zeitpunkt, zu dem die Stahlbügel ihre Fliessgrenzen erreichten, und für das Versagen der CFK-Schlaufen bei allen verstärkten Trägern ausschlaggebend. Die Vorspannung bewirkte im Beton eine Druckspannung von nur 0.93 MPa und hatte nur einen geringen Einfluss auf die Rissbreiten.

- Die Rissbreiten auf gleichen Belastungsniveaus lassen keinen signifikanten Einfluss der vorgespannten Schubbewehrung erkennen, auch wenn die Rissbreiten der vorgespannten Träger im Mittel ein wenig geringer waren als die des unverstärkten Trägers *ST 2*.

- Während die vertikalen Verformungen der Scheibenbereiche der verstärkten Träger auf jeweils gleichem Lastniveau leicht geringer waren als die des unverstärkten Trägers *ST 2*, wiesen die verstärkten Träger im Vergleich zum Träger *ST 2* auf den jeweils höchsten Laststufen deutlich grössere Vertikalverformungen des Scheibenbereichs, sowie markant grössere Rissbreiten und mittlere Dehnungen in den Stahlbügeln auf. Die CFK-Schlaufen übernahmen dabei weitere Lasten zu einem Zeitpunkt, zu dem die Fliessgrenze der Stahlbügel bereits überschritten war.

- Die Dehnungen im Beton wurden durch die unterschiedlichen Tragverhalten der verstärkten und unverstärkten Träger stark beeinflusst. Die auf den jeweils höchsten Laststufen gemessenen Hauptdruck- und Hauptzugdehnungen der verstärkten Träger sind um ein Vielfaches grösser als die des Trägers *ST 2*. Die Umorientierung der Hauptdruckspannungsrichtungen ist im Fall der vorgespannten Träger ebenfalls ausgeprägter als bei den Trägern *ST 2* und *ST 3*.

- Die Vorschädigung des Trägers *ST 4* hatte ein deutlich weicheres Verhalten im unteren und mittleren Belastungsbereich zur Folge. Unter weiterhin steigender Belastung ergaben sich jedoch nahezu identische Verformungen wie für die Träger *ST 1* und *ST 5*. Die Maximallast des Trägers war nur leicht geringer als die des nicht vorgeschädigten Trägers *ST 1*. Auf der höchsten vergleichbaren Laststufe waren die Rissbreiten des Trägers *ST 4* sogar merklich geringer als die des Trägers *ST 1*. Der Träger *ST 4* erreichte 96 % der Maximallast des Trägers *ST 1*.

- Vor Erreichen der Versagenslast führte die Vorschädigung des Trägers *ST 5* dagegen zu einer innerhalb der Versuchsserie nur einmalig vorkommenden, ausgeprägten Aufweitung des Betons in einer der Druckzonen. Diese Aufweitung führte zum Versagen des Trägers, da die nächstliegende CFK-Schlaufe riss, als sie ihre Bruchdehnung erreichte. Abgesehen von den zahlreichen Rissverästelungen in besagter Betondruckzone und den aus der Vorschädigung resultierenden Rissen waren die Rissbilder der Träger *ST 5* und *ST 1* nahezu identisch. Auch die Rissbreiten beider Träger wiesen gleiche Grössenordnungen auf. Die maximal erreichte Last betrug 92 % der Maximallast des Trägers *ST 1*.

5 Diskussion

5.1 Modellierung der Versuchsresultate

Anhand der Träger *ST 1*, der mit vorgespannten, kohlenstofffaserverstärkten Kunststoff-Schlaufen (CFK-Schlaufen) versehen war, und *ST 2*, der keine Schubverstärkung aufwies, sollen analytische Voraussagen und experimentelle Ergebnisse gegenübergestellt werden.

5.1.1 Versuch *ST 1*

Die durch die Schubbelastung hervorgerufenen vertikalen Verformungsanteile des Trägers *ST 1* werden für eine Belastung V_C = -635 kN (Laststufe 12) betrachtet. Die Messdaten des Versuchs zeigen eine von Starrkörperverformungen bereinigte vertikale Verformung des Messnetzes von 12.5 mm an. Werden die Verformungen eines reinen Schubelements in Trägermitte (Bild 5.1 (a)) auf den Messnetzbereich hochgerechnet, beträgt die mit dem *Gerissenen Scheibenmodell für vorgespannte Elemente* (Kapitel 3.1.3) ermittelte Vertikalverformung des Messnetzes unter Beachtung der in Kapitel 3.3 aufgeführten Überlegungen für den maximalen Rissabstand $s_{rm} = s_{r0}$ 10.0 mm. Bei Vernachlässigung des Querkrafteinflusses auf die Dehnungsebene ergibt sich die zusätzliche Biegeverformung des Trägers zu 1.0 mm. Wird dieser Einfluss jedoch berücksichtigt, vergrössert sich die Biegeverformung auf 1.3 mm. Die Berechnung mit dem *Gerissenen Scheibenmodell* sagt das Fliessen der vertikalen Stahlbügel bereits auf Risslastniveau voraus. In Übereinstimmung mit den Testergebnissen wird das Trägerversagen durch Reissen der kohlenstofffaserverstärkten Schlaufenelemente (CFK-Schlaufen) vor Erreichen der effektiven Betondruckfestigkeit und vor Fliessbeginn der Längsbewehrung prognostiziert. Die Rissbeanspruchung wird zu $\tau_{xz,cr}$ = 3.57 MPa und die Maximalbeanspruchung zu τ_{xzu} = 3.87 MPa berechnet, was sehr gut mit dem tatsächlichen Testergebnis (τ_{xzu} = 3.91 MPa) übereinstimmt. Der Längsbewehrungsgehalt des Scheibenbereichs wurde als Grundlage dieser Berechnung über die Scheibenhöhe zu 2.0 % gemittelt, wobei sein Einfluss auf die vertikalen Verformungen gering ist. Die diesen Berechnungen zugrundegelegten Festigkeitswerte betrugen f_{cc} = 35 MPa, f_{ys} = 550 MPa, f_{us} = 640 MPa und f_{uCFK} = 1300 MPa.

Die Messergebnisse und die Rissbilder des Trägers *ST 1* deuten darauf hin, dass die aufgebrachte Querkraftbelastung selbst auf der höchsten Laststufe (V_C = -635 kN) nahezu ausschliesslich durch die Stahlbügel und die CFK-Schlaufen übertragen wird. Bei einer abgeschätzten Traglast der Bügel und CFK-Schlaufen von 586.6 kN werden 48.4 kN über

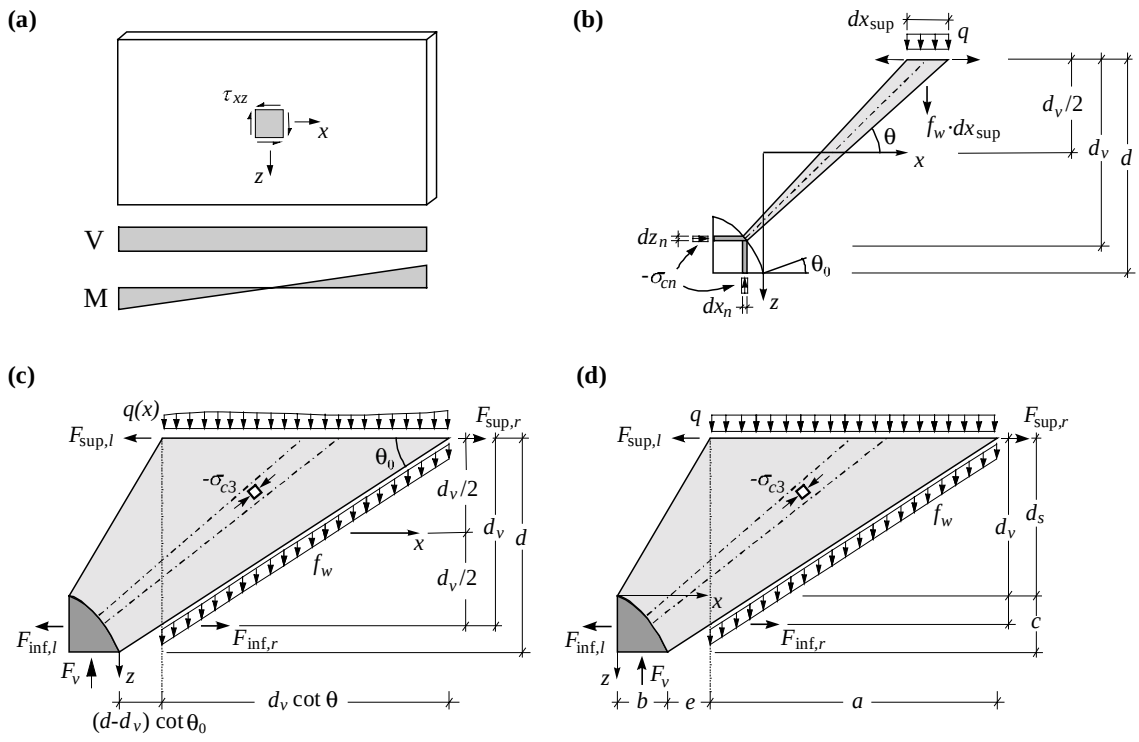


Bild 5.1 - Modellierung: (a) Scheibenelement unter reiner Schubbeanspruchung; (b) infinitesimale Strebe; (c) und (d) nicht-zentrierter Fächer.

eine diagonale Druckstrebe direkt abgestützt. Die Tragfähigkeit der Bügel wird dabei mit f_u = 550 MPa abgeschätzt, während für die CFK-Schlaufen eine Spannung σ_{CFK} = 1041 MPa angenommen wird, was einer übertragenen Last von 100 kN pro Schlaufe entspricht.

Der Spannungszustand im Träger kann mit Hilfe eines diskontinuierlichen Spannungsfelds analysiert werden (Bild 5.2 (a)). Der interne Kraftfluss wird mit Hilfe einer Druckstrebe, zweier nicht-zentrierter Fächer (Bild 5.1 (c)) sowie der Querbewehrung idealisiert. Die Fächer strahlen aus den Druckzonen der Lasteinleitungsbereiche aus, während die Querbewehrung die vertikalen Zugkräfte aufnimmt.

Für den Fall, dass der Ausdruck $\sigma_{cn} / (q+f_w)$ konstant ist, gilt für die Umrandung des Knotenbereichs (Bild 5.1 (b))

$$z_n = \sqrt{\left(\frac{b_w \sigma_{cn}}{q+f_w} - 1\right) x_n^2 + 2d \cot\theta_0 x_n + d^2} - \frac{d_v}{2} \tag{5.1}$$

Unter Berücksichtigung der Betonentfestigung unter Querdehnung nach Gl. (2.31) und den gemessenen Werten der Hauptzugdehnungen ε_1 ergeben sich für die Druckspannungen im Beton Werte von bis zu -15.3 MPa im Bereich der direkten Abstützung.

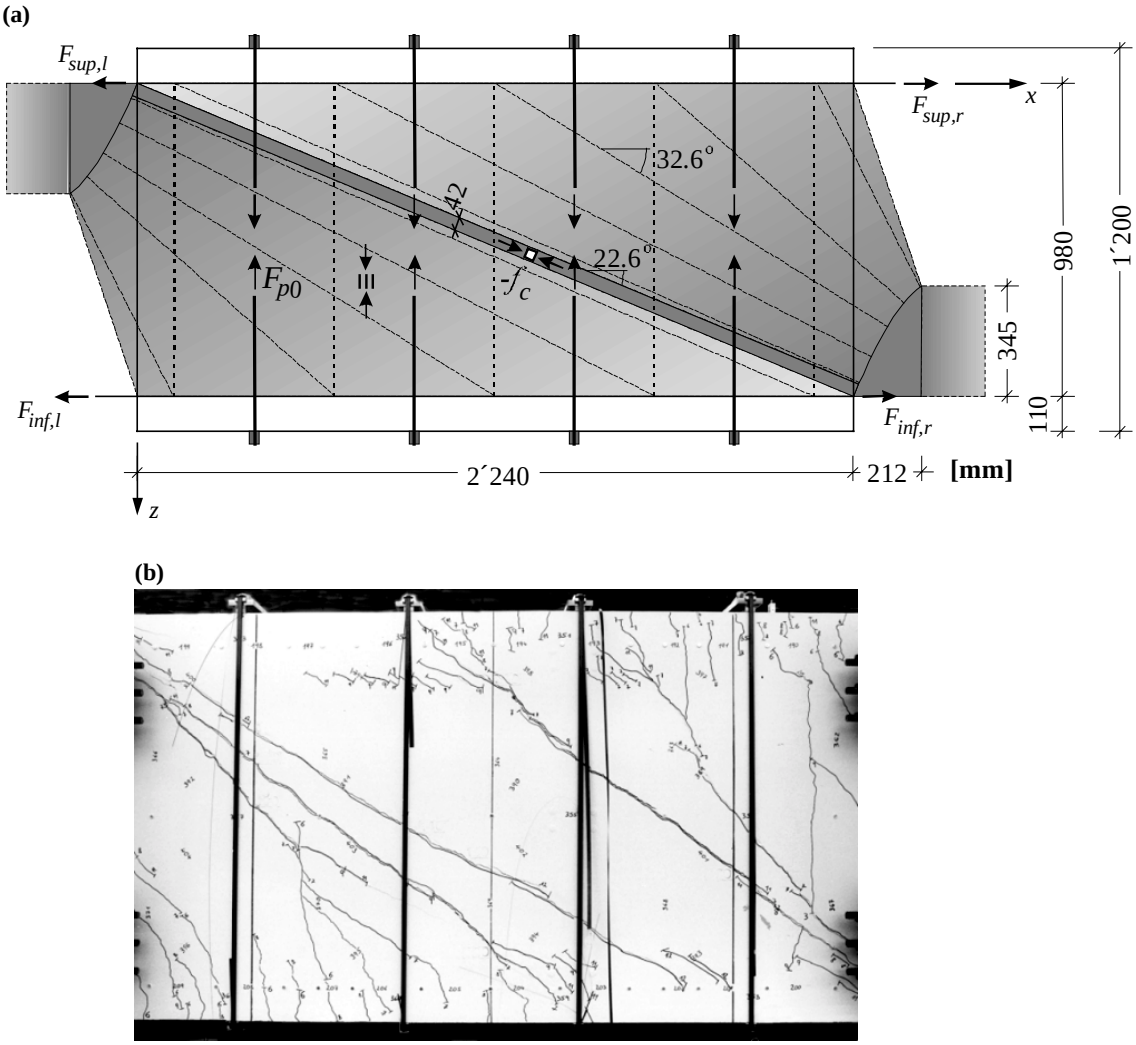


Bild 5.2 - Träger *ST 1* unter Last V_C = -635 kN: (a) Diskontinuierliches Spannungsfeld; (b) Rissbild.

Bild 5.2 (a) liegt die Annahme eines zweiachsig gleichförmigen Druckzustands in den Knotenbereichen von $\sigma_{cn} = -f_c = -20$ MPa zugrunde. Diese Spannung wird ebenfalls für die Druckstrebe der direkten Abstützung angenommen.

Die Spannungsverteilung in der Längsbewehrung entlang der Fächerberandung lässt sich mit den Bezeichnungen nach Bild 5.1 (d) mit

$$F_{\sup}(x) = F_{\sup,l} + f_c b_w \left[-d_s + \sqrt{d_s^2 + x^2 \frac{(a-b)b}{a^2} + x \frac{2(b+e)b}{a}} \right] \tag{5.2}$$

ermitteln [51]. Mit $F_{\sup,l}$ = 58 kN aus der direkten Abstützung ergibt sich $F_{\sup}$ im Abstand von 220 mm vom Scheibenrand zu 889 kN. Aus den an dieser Stelle erfolgten Deforme-

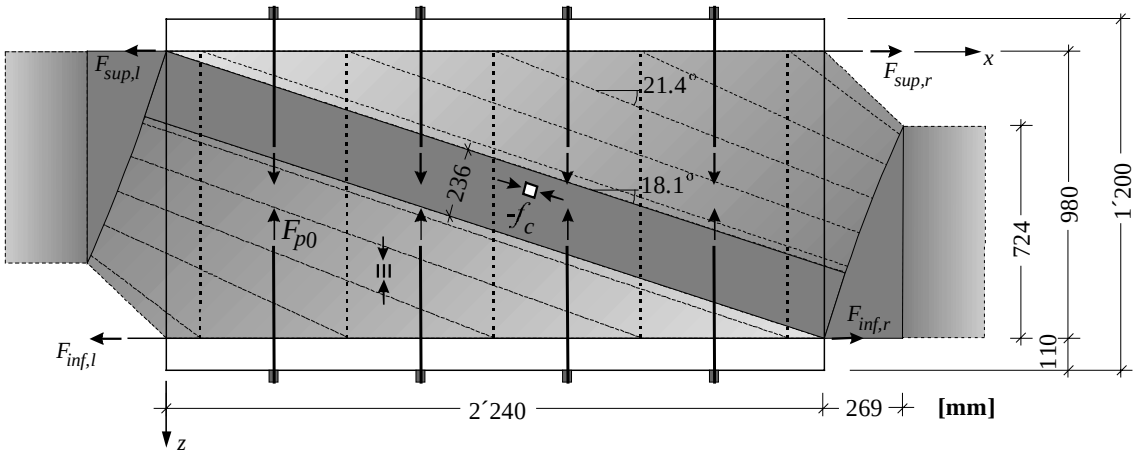


Bild 5.3 - Diskontinuierliches Spannungsfeld für Träger *ST 1*: Fliessbeginn der Längsbewehrung bei einer Querkraft V_{Cu} = -807 kN.

termessungen errechnet sich die Kraft in der Längsbewehrung unter Vernachlässigung des versteifenden Einflusses des Betons dagegen zu 913 kN.

Unter Annahme gleicher Festigkeitseigenschaften wie zuvor lässt sich zunächst ein diskontinuierliches Spannungsfeld für eine maximal aufnehmbare Querkraft V_{Cu} = -829 kN konstruieren, bei dem die Druckstrebe und die Fächer eine parallele Neigung von 17.2º aufweisen. Die Kontrolle der sich ergebenden horizontalen Kraftkomponenten zeigt jedoch, dass diese nicht mehr von der vorhandenen Längsbewehrung aufgenommen werden können. Bild 5.3 stellt den Spannungszustand im Scheibenbereich dar, bei dem die Fliessgrenze der Längsbewehrung erreicht wird. Bei voller Ausnutzung der vertikalen Bewehrung und entsprechender Verringerung des Traganteils der direkten Abstützung berechnet sich die maximal aufnehmbare Querkraft nun zu V_{Cu} = -807 kN.

Die Traglastberechnung (Kapitel 2.5.3) für das reine Schubelement nach Bild 5.1 (a) ergibt ein Druckversagen des Betons bei gleichzeitigem Fliessen der Querbewehrung (Regime 2) unter einer Schubbeanspruchung von τ_{xzu} = 5.65 MPa, was einer Querkraft V_{Cu} = -829 kN entspricht. Die Neigung der Hauptdruckspannung im Beton beträgt im rechnerischen Versagenszustand 17.2º. Dies entspricht somit der zunächst gefundenen maximalen Belastung nach der statischen Methode. Die Neigung der Bruchlinie berechnet sich zu 34.4º. Die Spannung in der Längsbewehrung wird in diesem Stadium zu 492 MPa berechnet. Demgegenüber steht die tatsächlich erzielte Maximallast V_{Cu} = -703 kN. Der deutliche Unterschied der berechneten Traglast sowohl zu den Berechnungen gemäss des *Gerissenen Scheibenmodells* als auch zu den Testergebnissen erklärt sich in erster Linie durch die unzutreffende Annahme eines plastischen Verformungsvermögens der CFK-Schlaufen.

Auch die Betrachtung konkreter Stababstände an Stelle gleichmässig verteilter Bewehrungen deutet auf ein Versagen des Trägers durch Reissen der vertikalen Bewehrung bei

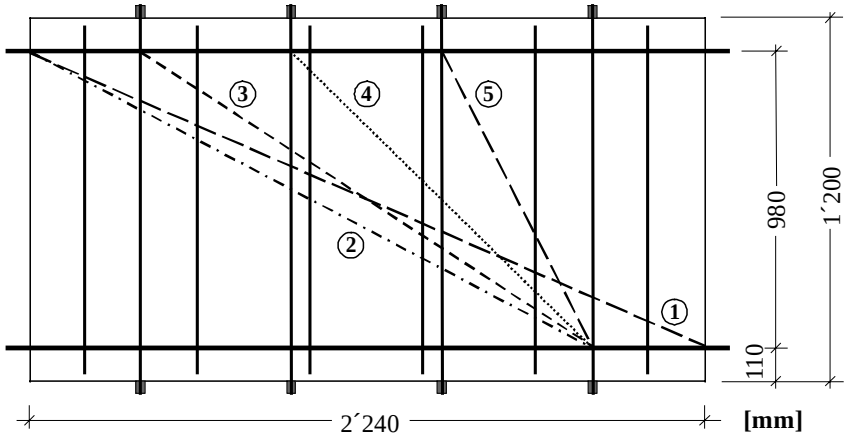


Bild 5.4 - Versagensmechanismen des Trägers *ST 1*: Stegdruckbruchversagen.

gleichzeitigem Erreichen der effektiven Betondruckfestigkeit hin. Insbesondere sind die in Bild 5.4 gezeigten Stegdruckbruchmechanismen zu untersuchen [51,29]. Neben den Versagenslinien sind dort die Schwerachsen der Längsbewehrungen, die CFK-Schlaufen sowie die vertikalen Stahlbügel dargestellt. Mit f_c = 20 MPa und $f_{ys} = f_{us}$ = 550 MPa folgen die geringsten Versagenslasten τ_{xzu} = 5.19 MPa bzw. V_{Cu} = -762 kN für die Mechanismen 3 und 4. Die im Vergleich zur Lösung für gleichmässig verteilte Bewehrungen geringere Versagenslast ist auf die hohen Traganteile der einzelnen Schlaufenelemente sowie auf deren grosse Abstände zurückzuführen.

Die reine Biegetraglast beträgt (unter Annahme des Ebenbleibens der Querschnitte mit f_c = 20 MPa, ε_{cu} = -3.5 ‰ und $f_{ys} = f_{us}$ = 550 MPa) V_{Cu} = -1624 kN, d. h. mehr als das Doppelte der effektiven Traglast von -703 kN.

5.1.2 Versuch *ST 2*

Die letzte vollständige Deformetermessung des im Gegensatz zum Träger *ST 1* unverstärkten Trägers *ST 2* erfolgte unter einer Belastung von V_C = -366 kN (Laststufe 8). Aus den Messdaten ergibt sich für diese Belastung eine von Starrkörperverformungen bereinigte vertikale Verformung des Messnetzes von 3.85 mm. Bei Betrachtung eines reinen Schubelements nach dem *Gerissenen Scheibenmodell* ergibt sich dagegen unter dieser Belastung unter Annahme eines maximalen Rissabstands $s_{rm} = s_{r0}$ eine Vertikalverformung des Messnetzes von 20.4 mm. Wird der Einfluss der Querkraft auf die Dehnungsebene vernachlässigt, berechnet sich die zusätzliche Biegeverformung des Trägers zu 0.8 mm. Bei Berücksichtigung dieses Einflusses nach Kapitel 3.1.6 vergrössert sich die Biegeverformung auf 2.1 mm. Diese deutliche Überschätzung der Verformung erklärt sich durch die Vernachlässigung des günstigen Einflusses der ausgeprägten direkten Abstützung auf die Lastübertragung (Bild 5.5).

In Übereinstimmung mit den Testergebnissen wird das Trägerversagen durch Reissen der vertikalen Bewehrung vor Erreichen der effektiven Betondruckfestigkeit und vor Fliessbeginn der Längsbewehrung vorausgesagt. Die Maximalbeanspruchung wird zu τ_{xzu} = 2.13 MPa berechnet, was gut mit dem tatsächlichen Testergebniss (τ_{xzu} = 2.03 MPa) übereinstimmt. Die nach Gl. 3.16 berechnete Rissbeanspruchung wird mit $\tau_{xz,cr}$ = 3.21 MPa jedoch deutlich grösser abgeschätzt. Dies bedeutet, dass das Schubelement bei Erreichen der Rissbeanspruchung schlagartig versagen würde. Diesen Berechnungen liegen wiederum die Annahmen f_{cc} = 35 MPa, f_{ys} = 550 MPa und f_{us} = 640 MPa zugrunde.

Aus den Messwerten ergeben sich nach Gl. 2.31 wegen der geringen auftretenden Dehnungen über den ganzen Scheibenbereich nahezu gleichbleibende Werte für die effektive Betondruckfestigkeit f_c. Die Mindestwerte für f_c liegen demnach in den Druckzonen bei 25.5 MPa und in den Zugzonen bei 24.3 MPa. Die tatsächlichen Druckspannungen für

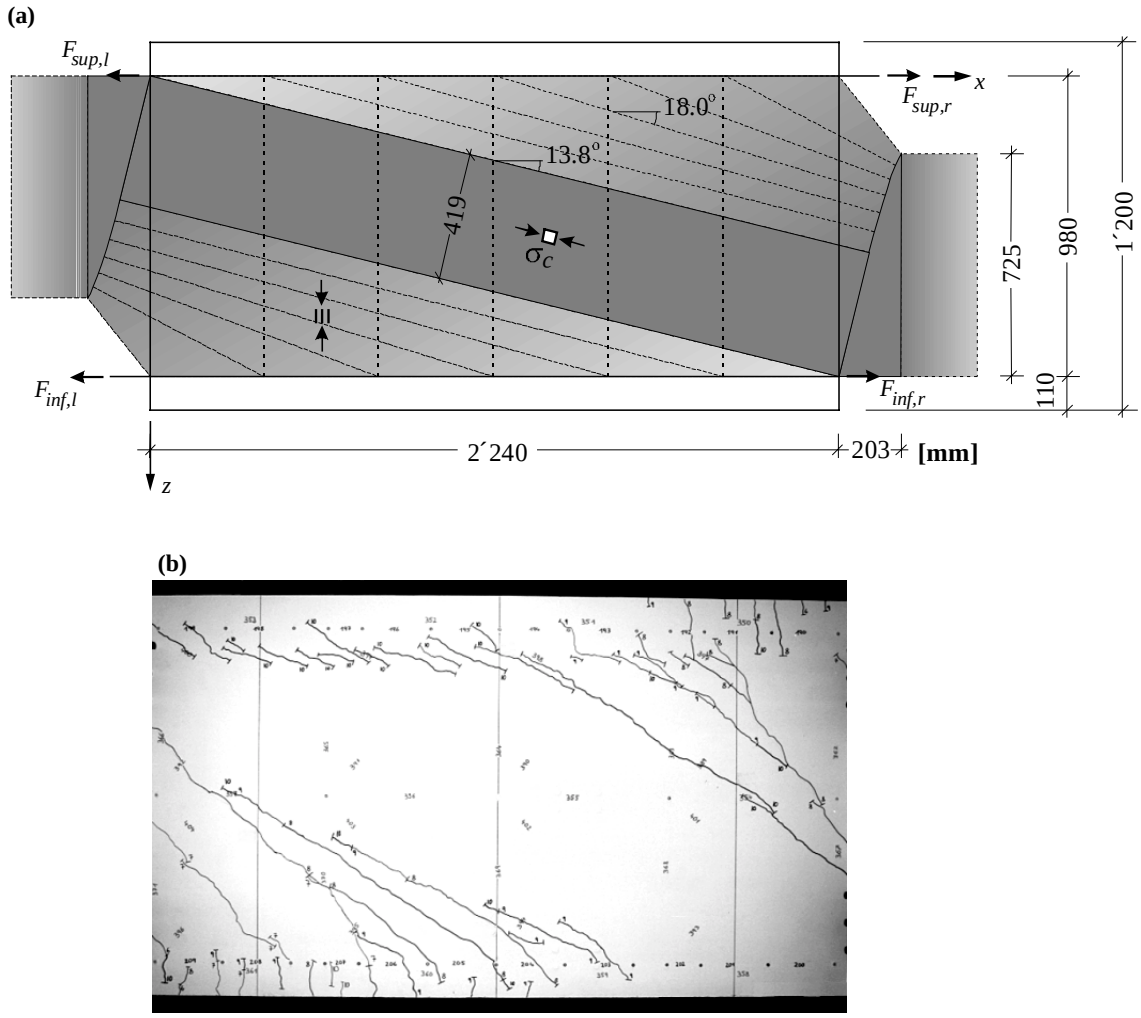


Bild 5.5 - Träger *ST 2* unter Last V_C = -366 kN: (a) Diskontinuierliches Spannungsfeld; (b) Rissbild.

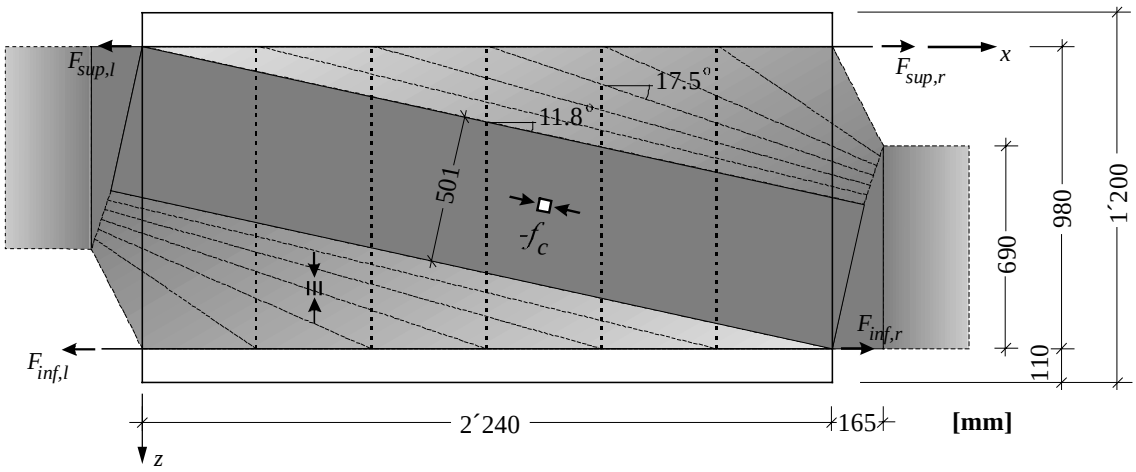


Bild 5.6 - Diskontinuierliches Spannungsfeld für Träger *ST 2*: Maximal erreichbare Querkraft V_{Cu} = -494 kN.

die Laststufe 8 dagegen übersteigen nach Gl. 2.34 mit ε_{c0} = -2.5 ‰ an keiner Stelle des Scheibenbereichs ?–10? MPa. Die Ermittlung des diskontinuierlichen Spannungsfelds nach Bild 5.5 (a) erfolgt mit einer angenommenen Betondruckspannung in den Knoten und in der Druckstrebe von -12 MPa. Die Berechnung der Spannungsverteilung in der Längsbewehrung entlang der Fächerberandung nach Gl. 5.2 ergibt für F_{sup} eine Kraft von 582 kN im Abstand von 220 mm vom Scheibenrand. Der grösste Anteil der horizontalen Kraftkomponente der sehr breiten Betondruckstrebe wird über die Lasteinleitbereiche wietergeleitet und nicht von der Längsbewehrung aufgenommen. Aus den Deformetermessungen geht an dieser Stelle unter Vernachlässigung des versteifenden Einflusses des Betons eine Kraft in der Bewehrung von 721 kN hervor.

Die im Versuch erzielte Maximallast betrug V_{Cu} = -465 kN. Im Vergleich dazu ergibt sich die mit Hilfe von diskontinuierlichen Spannungsfeldern ermittelte Traglast mit f_{ys} = f_{us} = 550 MPa und f_c = 20 MPa zu V_{Cu} = -494 kN. Der zugehörige Spannungszustand im Scheibenbereich ist in Bild 5.6 dargestellt. Im Unterschied zum Träger *ST 1* wird die Schubtragfähigkeit des Trägers *ST 2* vor Fliessbeginn der Längsbewehrung erreicht. Bei diesen Betrachtungen wird die mittragende Wirkung der Längsbewehrungspakete ("Dübelwirkung") und die damit verbundene geringere Querkraftbelastung des Scheibenbereichs vernachlässigt. Dieser Einfluss ist nur vage abschätzbar, wirkt sich jedoch insbesondere beim unverstärkten Träger *ST 2* aus.

Die Traglastberechnung des reinen Schubelements gemäss Kapitel 2.5.3 ergibt unter Annahme gleichmässig verteilter Bewehrungen und mit f_c = 20 MPa eine maximal erreichbare Schubbeanspruchung von τ_{xzu} = 3.29 MPa, was einer Querkraft V_{Cu} = -483 kN entspricht. Versagen wird durch gleichzeitiges Erreichen der effektiven Betondruckfestigkeit sowie des Tragvermögens der Querbewehrungen vorausgesagt (Regime 2). Die Neigung der Bruchlinie beträgt gemäss dieser Berechnung jedoch nur 19.2°. Sie ist somit

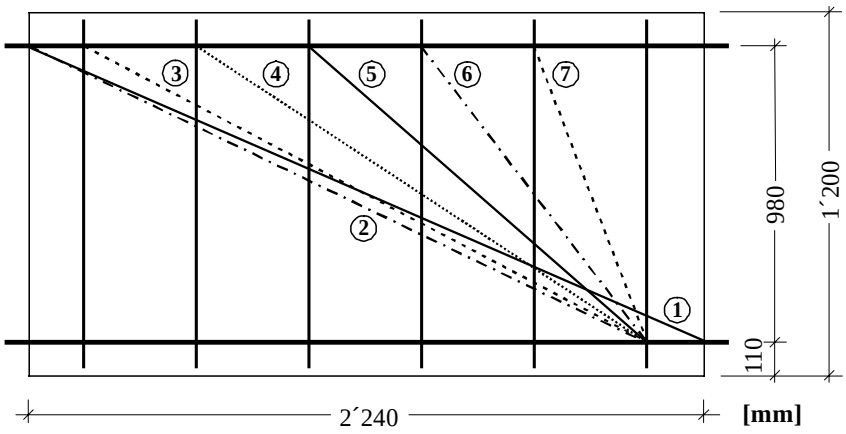


Bild 5.7 - Versagensmechanismen des Träger *ST 2*: Schubdruckbruchversagen.

geringer als die Neigung der Scheibendiagonale und der Versagensmechanismus daher unzulässig.

Werden aktuelle Scheibenabmessungen und Stababstände berücksichtigt (Bild 5.7), deutet die Untersuchung verschiedener Versagensmechanismen ebenfalls auf ein Versagen der vertikalen Bewehrung bei gleichzeitigem Erreichen der effektiven Betondruckfestigkeit hin. Die dem Mechanismus 1 zugehörige Versagenslast gleicht mit τ_{xzu} = 3.36 MPa bzw. V_{Cu} = -494 kN der mit dem unteren Grenzwertsatz ermittelten Versagenslast. Leicht geringere Maximallasten ergeben sich mit τ_{xzu} = 3.33 MPa bzw. V_{Cu} = -490 kN für die Mechanismen 2 und 3. Dies ist wie im Fall des Trägers *ST 1* auf die hohen Traganteile der einzelnen Schlaufenelemente sowie auf deren grosse Abstände zurückzuführen.

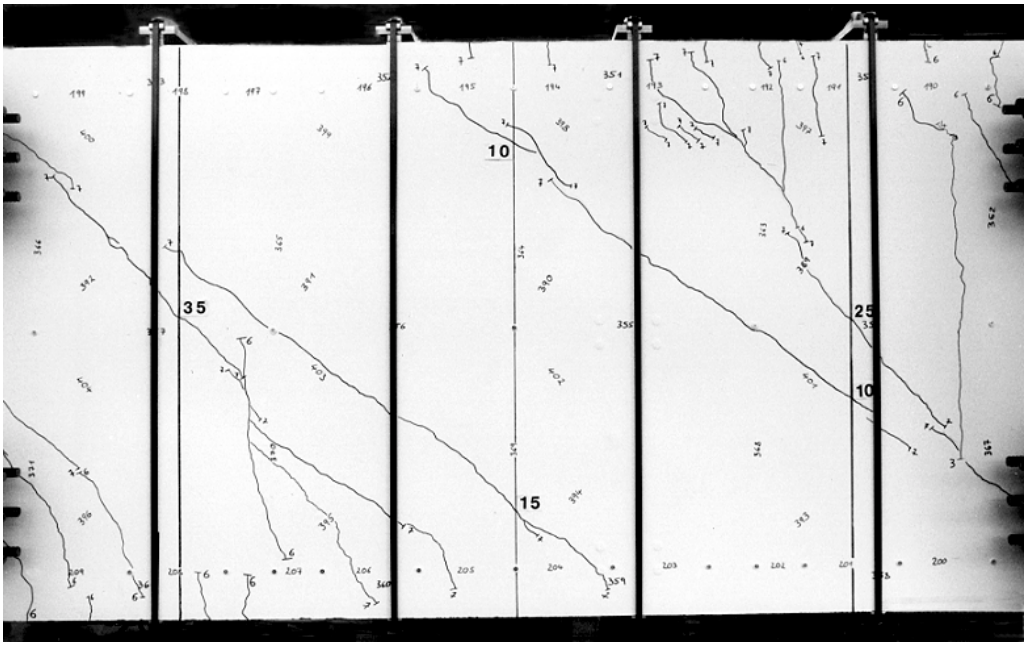
5.2 Interpretation der Versuchsresultate

Mit Hilfe der Versuchsreihe *ST* wurde der Einfluss einer aus kohlenstofffaserverstärkten Kunststoffbändern bestehenden externen vorgespannten Schubverstärkung (CFK-Schlaufen) auf das Trag- und Verformungsverhalten von Stahlbetonscheiben mit geringem Schubbewehrungsgehalt untersucht.

Der Vergleich der Versuche *ST 1* bis *ST 3* zeigt eindrücklich den Einfluss der vertikalen Vorspannung auf. Durch die CFK-Schlaufen wurde die Tragkraft des Trägers *ST 1* derart vergrössert, dass sich bis zum Versagen des Trägers nur eine schwache direkte Abstützung ausbildete. Sichtbares Zeichen dafür ist die im Vergleich zum unverstärkten Träger *ST 2* steilere Rissneigung (Bild 5.8). Mit den in Kapitel 5.1 getroffenen Annahmen für die Materialkennwerte tritt nach der statischen Methode der Plastizitätstheorie Fliessen der Längsbewehrung vor Erreichen der Schubtragfähigkeit ein. Auch beim unverstärkten Träger *ST 2* ist der innere Kraftfluss - eine breite, aus der direkten Abstützung resultie-

rende Betondruckstrebe und damit verbundene höhere Ansatzpunkte der Fächer - anhand des Rissbilds deutlich zu erkennen (Bild 5.9). Nach der statischen Methode der Plastizitätstheorie wird die Schubtragfähigkeit des Trägers vor Fliessbeginn der Längsbewehrung erreicht.

(a)



(b)

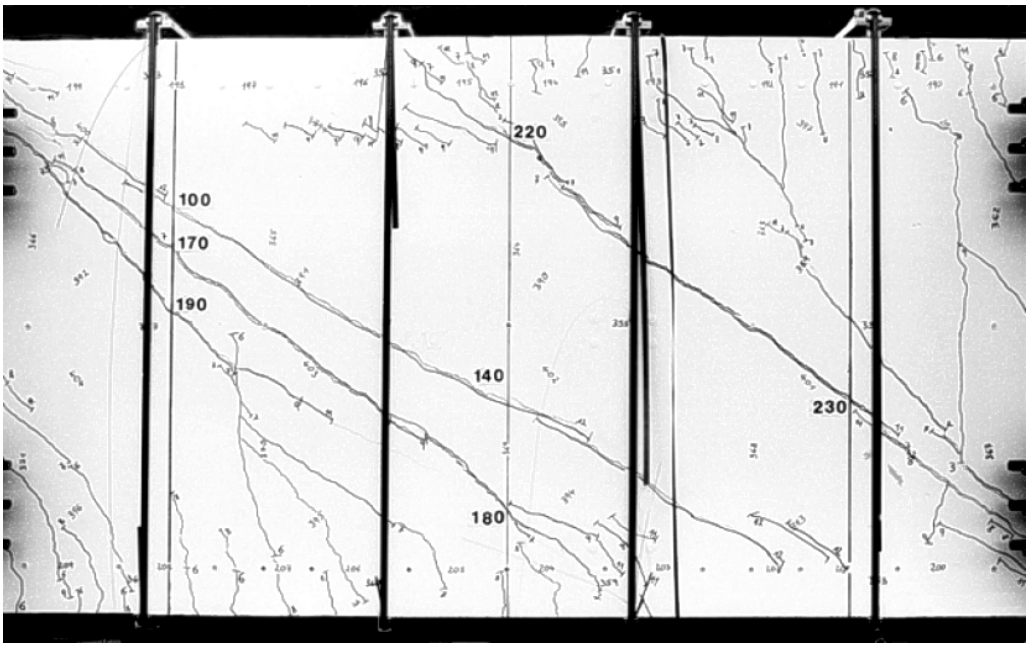
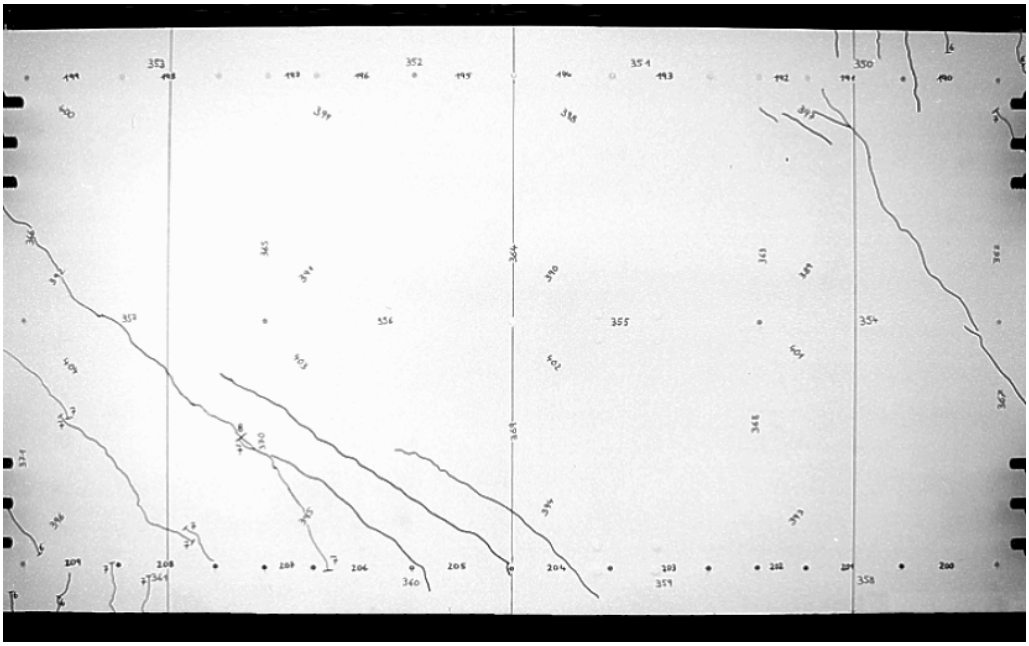


Bild 5.8 - Rissbilder des Trägers *ST 1*: (a) Laststufe 7 (V_C = -362 kN); (b) Laststufe 12 (V_C = -635 kN).

(a)



(b)

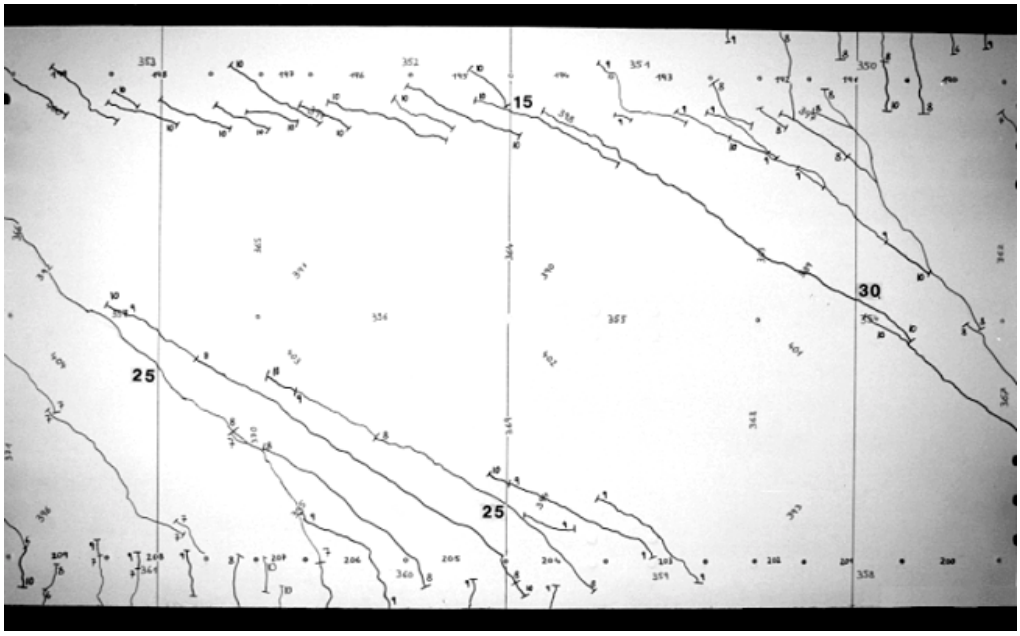


Bild 5.9 - Rissbilder des Trägers *ST 2*: (a) Laststufe 6 (V_C = -275 kN); (b) Laststufe 8 (V_C = -366 kN).

Die Wirkungslosigkeit einer nicht vorgespannten externen Schubverstärkung ohne Verbund wurde durch den Versuch *ST 3* eindrücklich belegt. Erst nach dem Reissen der Stahlbügel übernahmen die CFK-Schlaufen deutlich messbare Lasten. Ein Zusammenwirken von Bügeln und Schlaufen kam praktisch nicht zustande.

Auf Grund des geringen Gesamtquerschnitts der CFK-Schlaufen bewirkte deren Vorspannung im Beton nur eine Druckspannung von 0.93 MPa und hatte somit nur einen geringen Einfluss auf die Rissbreiten (Bild 5.8 (a) und 5.9 (b)). Während die vertikalen Verformungen der Scheibenbereiche der verstärkten Träger auf gleichem Lastniveau leicht geringer waren als die des unverstärkten Trägers *ST 2*, wiesen die verstärkten Träger im Vergleich zum Träger *ST 2* auf den jeweils höchsten Laststufen deutlich grössere Vertikalverformungen des Scheibenbereichs sowie markant grössere Rissweiten und mittlere Dehnungen in den Stahlbügeln auf. Bereits dieser geringe Gesamtquerschnitt der CFK-Schlaufen bewirkte also ein duktileres Systemverhalten mit ausgeprägterer Versagensankündigung. Dies wird durch den in Bild 5.10 wiedergegebenen Vergleich der aus den Deformetermessungen der Messnetze ermittelten Verformungen der Scheibenbereiche angedeutet. Es ist jedoch zu beachten, dass die Differenzen zwischen den Lasten, bei denen die letzten Deformetermessungen erfolgten, und den maximalen Lasten bei allen Versuchen unterschiedlich gross waren. Im Fall der Träger *ST 2* und *ST 4* war diese Differenz am grössten. Doch auch der Vergleich der aus den kontinuierlichen Messungen ermittelten Last-Verformungskurven (Bild 5.11) bestätigt die höhere Verformungskapazität der verstärkten Träger. Dies wird durch die Tatsache unterstützt, dass ein Vergleich der beiden Diagramme einen mit steigender Belastung zunehmenden Anteil der reinen Trägerverformungen an den Gesamtverformungen aufzeigt.

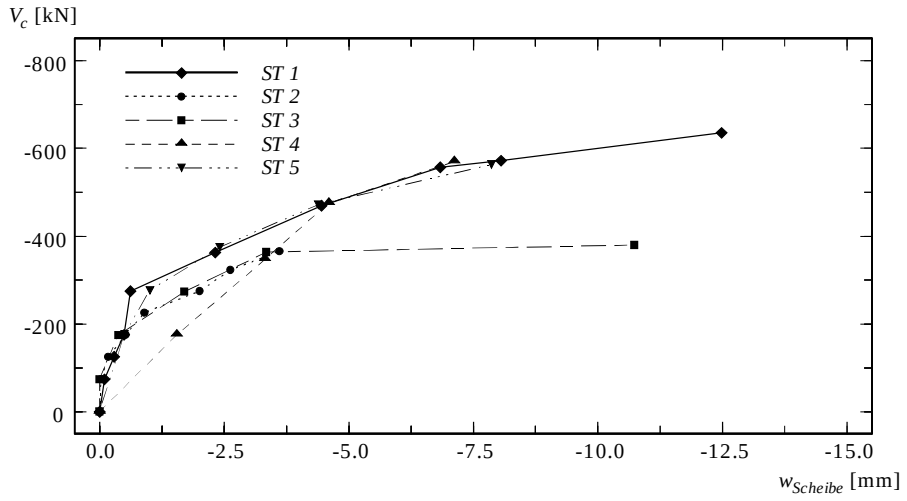


Bild 5.10 - Vergleich der Träger *ST*: Kraft – Verformungs-Diagramme aus den Deformetermessungen der Messnetze.

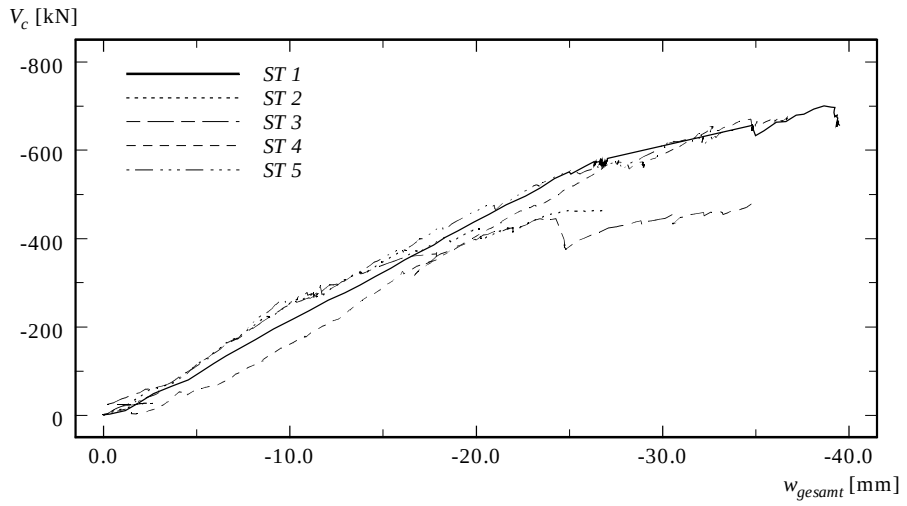


Bild 5.11 - Vergleich der Träger *ST*: Kraft – Verformungs-Diagramme aus den kontinuierlichen Messungen der Gesamtverformungen.

5.3 Einfluss der CFK-Schlaufen auf die Versagensart

Es ist die Fragestellung zu behandeln, ob sich das ursprünglich gutmütige Versagensverhalten eines Elements unter Schubbelastung durch den Einsatz vorgespannter CFK-Schlaufen in ein ungünstiges Verhalten verwandeln kann. Unter „gutmütigem“ Verhalten wird im allgemeinen die Fähigkeit eines Bauteils verstanden, unter Auftreten grosser Verformungen möglichst grosse Kraftumlagerungen zuzulassen. Im Fall von Stahlbeton-Scheibenelementen unter Schubbeanspruchung ist die grösste Verformbarkeit im Versagensregime 1 (Kapitel 2.5.3) gegeben, wenn Versagen durch Fliessen der orthogonalen Bewehrungen erfolgt.

Werden an einem unverstärkten Element, dessen Versagen rechnerisch in diesem Versagensregime erfolgt, nur schwach ausgebildete externe Vorspannungen angebracht, kann das Versagen des Elements unter einer höheren Belastung erneut in diesem Regime stattfinden. Die Bewehrungen versagen bei den gleichen Dehnungen wie zuvor, doch die Dehnungen und Schiebungen im Beton im Bruchzustand werden sich im Vergleich zum unverstärkten Zustand bei dem verstärkten Element betragsmässig vergrössern. Voraussetzung dafür ist die geeignete Ausbildung der Schlaufen, so dass diese nicht vorzeitig versagen. Zu beachtende Einflussgrössen sind dabei insbesondere der Vorspanngrad der Schlaufen, das Verhältnis der Stahldehnungen in den Rissquerschnitten zu den durchschnittlichen Dehnungen des Bauteils (d. h. den Schlaufendehnungen) sowie der Rissabstand.

Wird das Versagensregime 1 des unverstärkten Elements durch das Anbringen der CFK-Schlaufen verlassen, erfolgt das Versagen – erneut unter einer höheren Belastung als im unverstärkten Zustand – durch Betonentfestigung bei noch nicht fliessenden Bewehrungen oder durch Betonentfestigung kombiniert mit dem Fliessen einer der beiden

Bewehrungen. Das Anbringen einer Vorspannung entlastet unmittelbar die in der gleichen Richtung liegende Stahlbewehrung und vermindert durch die geänderte Richtung der Hauptdruckspannung im Beton auch die Belastung der in der orthogonalen Richtung liegenden Stahlbewehrung. Die Dehnungen der Bewehrungen im Versagenszustand sind daher für übliche Bewehrungsverhältnisse geringer als beim unverstärkten Element. Die Stauchung des Betons im Augenblick des Versagens dagegen ist in der Regel dann stärker ausgeprägt als zuvor, wenn sich die Neigung der Hauptdruckspannung im Beton durch die Anordnung der CFK-Schlaufen an einen Winkel von 45° annähert. Nur in Fällen stark unterschiedlicher Bewehrungsgrade in den orthogonalen Richtungen eines Scheibenelements entwickeln sich unter Einwirkung der CFK-Schlaufen einzelne Verformungsgrössen des Versagenszustands in umgekehrtem Sinn.

Dagegen ist es nicht möglich, eine ursprünglich „spröde“ Versagensart, d. h. eine Versagensart, bei der sich der Beton entfestigt, durch den Einsatz von CFK-Schlaufen in eine Versagensart mit generell grösseren Verformungen umzuwandeln. Die Stauchung des Betons ist im allgemeinen wiederum die einzige Verformungsgrösse, die sich im Bruchzustand im Vergleich zum unverstärkten Element betragsmässig spürbar vergrössert. Nur in für die Praxis irrelevanten Fällen können sich weitere Dehnungen marginal vergrössern.

Wird der Träger *ST 2* im Sinne des *Gerissenen Scheibenmodells für vorgespannte Elemente* als reines Schubelement betrachtet, stellt er auf Grund der stark unterschiedlichen Bewehrungsgehalte in den Achsrichtungen einen solchen Ausnahmefall dar. Aus den Berechnungen für die Bruchzustände ergeben sich in vertikaler Richtung für den verstärkten Träger *ST 1* erwartungsgemäss kleinere Dehnungen als für den Träger *ST 2*. Die durchschnittliche Dehnung und die Stahldehnung im Rissquerschnitt in Trägerlängsrichtung sind im Vergleich zum Träger *ST 2* jedoch leicht grösser. Die Betonstauchung im

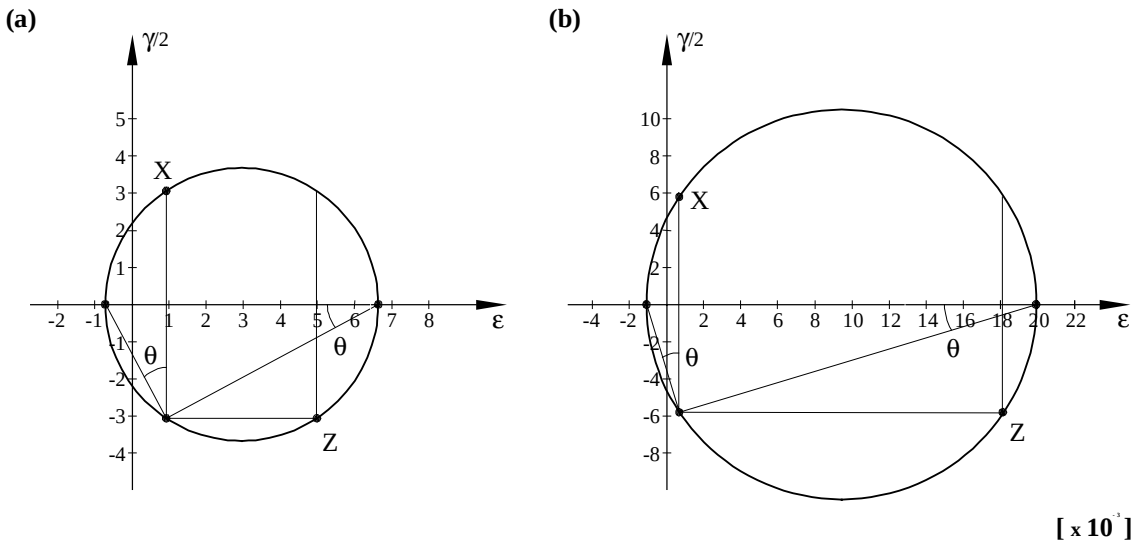


Bild 5.12 - Mohrsche Kreise der mittleren Verzerrungen unter Versagenslasten nach dem *Gerissenen Scheibenmodell für vorgespannte Elemente*: (a) Träger *ST 1*; (b) Träger *ST 2*.

Bruchzustand ist im Fall des Trägers *ST 1* geringer, obwohl die Neigung der Hauptdruckspannungen im Beton steiler ist als bei dem Träger *ST 2*. Dies erklärt sich durch das vorzeitige Versagen der vorgespannten CFK-Schlaufen.

Diese Berechnungen stehen in Widerspruch zu den Versuchsergebnissen, die für den Träger *ST 1* deutlich grössere vertikale Verformungen ergaben als für den Träger *ST 2*. Hauptursache hierfür ist die ausgeprägte direkte Abstützung des Trägers *ST 2* (Bild 5.5 (a)), die bei der Betrachtung des reinen Schubelements nicht berücksichtigt wird. Im Gegensatz zum Träger *ST 2*, bei dem sich im wesentlichen nur ein weiter Riss ergab, wies der Träger *ST 1* bereits während der letzten Laststufen mehrere Risse mit Rissweiten von deutlich mehr als 1 mm auf. Offensichtlich hatten die vorgespannten CFK-Schlaufen des Trägers *ST 1* einen positiven Einfluss auf die Fähigkeit des Trägers, innere Kräfte an den Stellen umzulagern, an denen die Stahlbügel ihre Fliessgrenze bereits überschritten hatten. Der Anteil der unterschiedlich hohen Biegeverformungen ist dagegen angesichts der hohen Biegesteifigkeit der Scheiben nur von untergeordneter Bedeutung. Diese Einflüsse finden bei der Berechnung gemäss des *Gerissenen Scheibenmodells für vorgespannte Elemente* keine Berücksichtigung.

6 Zusammenfassung und Schlussfolgerungen

6.1 Zusammenfassung

Mit der vorliegenden Arbeit soll ein Beitrag zum tieferen Verständnis des Trag- und Verformungsverhaltens von Massivbautragwerken geleistet werden. Insbesondere wird auf vorgespannte Scheibenelemente eingegangen, die durch in der Scheibenebene liegende Schub- und Normalspannungen beansprucht werden. Ein kürzlich entwickeltes, konsistentes physikalisches Modell, das *Gerissene Scheibenmodell*, das die Einflüsse der wichtigsten Parameter erfasst, wird zu diesem Zweck auf vorgespannte Stahlbetonscheiben erweitert. Mit seiner Hilfe wird eine realistische Einschätzung des Deformationsvermögens solcher Elemente ermöglicht. Die Anwendungsgrenzen der Plastizitätstheorie auf vorgespannte Scheibenelemente können erforscht und aktuelle Bemessungsvorschriften überprüft werden.

Grossmassstäbliche Versuche, mit deren Hilfe das Trag- und Verformungsverhalten von Schubträgern untersucht wird, werden beschrieben. Besonderes Augenmerk wird dabei auf den Einfluss einer externen vorgespannten Schubverstärkung gelegt, die aus kohlenstofffaserverstärkten Kunststoffbändern besteht.

In Kapitel 2 werden die Eigenschaften der im Rahmen dieser Arbeit eingesetzten Materialien beschrieben, die für das Verhalten von Betonscheibenelementen von Bedeutung sind. Zunächst werden das Verhalten von Beton unter einachsiger Zug- und Druckbeanspruchung geschildert und Modelle, die dieses Verhalten beschreiben, vorgestellt. Unter Betrachtung verschiedener Versagensarten wird eine mögliche Erklärung für das in Versuchen beobachtete unterproportionale Ansteigen der Druckfestigkeit eines seitlich unbehinderten Betonkörpers im Vergleich zur Zylinderdruckfestigkeit gegeben. Des weiteren wird das Verhalten von Betonelementen unter zweiachsiger Beanspruchung dargestellt. Nach der Beschreibung der wichtigsten Eigenschaften von Beton- und Spannstahl wird ausführlich auf das Zusammenwirken von Beton und Stahl eingegangen. Der Darstellung grundlegender Aspekte des Verbundverhaltens folgt die Beschreibung der Zugfestigkeit gerissenen Stahlbetons mit Hilfe des von Sigrist [3] vorgeschlagenen *Zuggurtmodells*. Dieses Modell erfasst die versteifende Mitwirkung des Betons unter Zugbeanspruchung auf Grundlage einer abgestuften, starr – ideal plastischen Verbundschubspannungs-Schlupf-Beziehung. Das Tragverhalten orthogonal bewehrter Stahlbetonscheiben unter einachsiger und zweiachsiger Beanspruchung wird beschrieben, wobei insbesondere auf das entfestigende Verhalten des Betons unter Querzugdehnungen eingegangen wird. Ausserdem werden Testmethoden zur Ermittlung des Schubtragverhaltens

solcher Elemente dargestellt. Im Anschluss daran werden verschiedene Berechnungsmodelle und gegenwärtige Bemessungsvorschriften für Bauteile unter Schubbelastung aufgeführt und die Entwicklung der Druckfeldmodelle beschrieben. Mit dem *Gerissenen Scheibenmodell* wird ein kürzlich entwickeltes Modell für gerissene, orthogonal bewehrte Betonscheibenelemente unter homogener ebener Belastung vorgestellt. Dieses Modell bildet die wesentliche Grundlage dieser Arbeit. Des weiteren wird eine ebenfalls kürzlich aufgestellte Beziehung erläutert, die das entfestigende Verhalten des Betons unter Querzugdehnungen im Sinne des *Gerissenen Scheibenmodells* beschreibt [18]. Der Einfluss vorgespannter Schubbewehrungen mit und ohne Verbund wird behandelt und die Vorteile vorgespannter Schubverstärkungen gegenüber nicht vorgespannten Systemen erläutert. Eine Einführung in Funktionsweise und Verhalten von Faserverbundwerkstoffen beschliesst dieses Kapitel. Der Charakterisierung der gängigsten Faserarten und Matrixsysteme folgt die Beschreibung der im Rahmen dieser Arbeit verwendeten vorgespannten kohlenstofffaserverstärkten Schlaufenelemente. Ergänzende Angaben zu diesen Elementen werden in Kapitel 4 gemacht.

In Kapitel 3 werden zunächst die Grundlagen für vorgespannte Stahlbetonzugglieder im Sinne des *Zuggurtmodells* zusammengestellt. Indem diese auf orthogonal vorgespannte Scheibenelemente übertragen werden, wird das bestehende *Gerissene Scheibenmodell* auf vorgespannte Elemente erweitert. Anschliessend wird ausführlich auf die Traglastermittlung für orthogonal vorgespannte Scheibenelemente eingegangen. Dies erfolgt sowohl für den Fall allgemeiner Belastung in der Ebene als auch für den Spezialfall reiner Schubbeanspruchung. Zudem wird der Einfluss der Schubbeanspruchung auf die Dehnungsverteilung in biegebeanspruchten Trägern mit Hilfe einer vereinfachten Betrachtung untersucht. Im zweiten Teil des Kapitels 3 wird eine umfangreiche, auf dem *Gerissenen Scheibenmodell für vorgespannte Elemente* basierende Parameterstudie durchgeführt. Im Rahmen dieser Studie werden zwei Grundelemente betrachtet, die beide neben orthogonal angeordneter, konventioneller Stahlbewehrung in einer Achsrichtung mit einer externen Spannbewehrung versehen sind. Die Eigenschaften dieser Spannbewehrung entsprechen denen der in den Versuchen eingesetzten kohlenstofffaserverstärkten Schlaufenelemente. Ein Grundelement weist zusätzlich eine herkömmliche, im Verbund mit dem Beton liegende Spannbewehrung auf. Die wichtigsten Ergebnisse der Parameterstudie werden geschildert und ausführlich in graphischer Form dargestellt. Es folgt der Vergleich der berechneten Versagenslasten mit den Maximallasten gemäss der Traglastberechnung sowie mit Resultaten aus vereinfachten Berechnungsmethoden. Die Ergebnisse werden diskutiert.

In Kapitel 4 werden die im Rahmen dieser Arbeit durchgeführten Versuche ausführlich dokumentiert. Der Übersicht über das Versuchsprogramm folgt die Beschreibung der Versuchskörper. Es wird auf die Herstellung, die Geometrie, die Eigenschaften der verwendeten Baustoffe sowie auf die Bewehrungsanordnung eingegangen. Anschliessend werden die Versuchsanlage, die vorbereitenden Arbeiten, die eigentliche Durchführung der Versuche und die vorgenommenen Messungen beschrieben. Die wichtigsten Ergebnisse der einzelnen Versuche werden in graphischer Form wiedergegeben. Abschliessend werden

die Ergebnisse der Versuche verglichen und die wichtigsten Erkenntnisse aus den Versuchen erläutert.

In Kapitel 5 werden anhand der Träger *ST 1* und *ST 2* Versuchsresultate zur Diskussion gestellt. Aus den Versuchen erhaltene Verformungen werden mit Berechnungen gemäss des *Gerissenen Scheibenmodells für vorgespannte Elemente* verglichen, und in den Schubträgern vorherrschende Spannungszustände werden mit Hilfe von Spannungsfeldern untersucht. Untere Grenzwerte der Traglasten basierend auf Spannungsfeldern werden dargestellt und oberen Grenzwerten gegenübergestellt, die mit Gleitlinienmechanismen ermittelt wurden. Im Anschluss daran wird der Einfluss der kohlenstofffaserverstärkten Schlaufenelemente auf das Trag- und Verformungsverhalten der Schubträger diskutiert. Die Betrachtung des Einflusses der Schlaufenelemente auf die Versagensart verstärkter Träger beschliesst dieses Kapitel.

6.2 Schlussfolgerungen

Im Rahmen nichtlinearer Verformungsberechnungen von Betonbauteilen sind einfache Modelle gewiss angebracht. Bei einer globalen Betrachtung kommt der Erfassung lokaler Phänomene nur eine untergeordnete Bedeutung zu. Insbesondere trifft dies auf die Verbundtragwirkung zu. In speziellen Laborversuchen gewonnene Verbundgesetzmässigkeiten lassen sich in vielen Fällen ohnehin nicht unmittelbar auf die tatsächlich in Bauteilen vorherrschenden Verhältnisse übertragen. Die an ein solches Modell gestellten Anforderungen sind die Berücksichtigung aller wesentlichen Einflussgrössen sowie die zuverlässige Vorhersage des Bauteilverhaltens sowohl im Gebrauchs- als auch im Versagenszustand.

So erfasst das im Rahmen dieser Arbeit auf vorgespannte Elemente erweiterte *Gerissene Scheibenmodell* die versteifende Mitwirkung des Betons in bewehrten Bauteilen unter Zugbeanspruchung, den entfestigenden Einfluss von Querdehnungen auf die Betondruckfestigkeit sowie endliche Rissabstände. Bei Anwendung wirklichkeitsgetreuer Stahl- und Betonstoffgesetze beschreibt das *Gerissene Scheibenmodell* das Trag- und Verformungsverhalten gerissener, vorgespannter Betonscheibenelemente mit vergleichsweise geringem Rechenaufwand sehr zutreffend. Dies gilt auch für Fälle, in denen das Bauteilversagen durch Erreichen der effektiven Betondruckfestigkeit ausgelöst wird. Somit ist eine realistische Abschätzung der Verformungskapazität vorgespannter Betonelemente unter ebener Beanspruchung möglich.

Die Tauglichkeit einer externen vorgespannten Schubverstärkung aus kohlenstofffaserverstärktem Kunststoff konnte anhand grossmassstäblicher Versuche an Schubträgern eindrücklich nachgewiesen werden. Bereits die in den Versuchen deutlich unterdimensionierten Schubverstärkungen besassen einen signifikanten Einfluss auf die erzielte Maxi-

mallast, auf das Verformungsvermögen der Schubträger und auf die Rissbreiten unter Maximallast. Die in geeigneter Weise vorgenommene Vorspannung einer externen Schubverstärkung bewirkt somit ein duktileres Systemverhalten sowie eine ausgeprägtere Versagensankündigung. Dies gilt auch für den Einsatz von Materialien, die sich ohne plastisches Verformungsvermögen bis zum Zugversagen rein elastisch verhalten, was sowohl durch die Versuche als auch durch Berechnungen auf Grundlage des *Gerissenen Scheibenmodells für vorgespannte Elemente* nachgewiesen wurde. Zudem wurde durch die Versuche die Notwendigkeit der Vorspannung einer externen Schubverstärkung sowie der spürbare Einfluss eines durch wechselseitige Belastung vorgeschädigten Betons demonstriert.

6.3 Ausblick

Die theoretische Weiterentwicklung und die experimentelle Verifikation des *Gerissenen Scheibenmodells für vorgespannte Elemente* wären sinnvoll, eine methodische Anwendung auf noch nicht ausreichend geklärte Problemstellungen ist möglich.

- Die Voraussagen des *Gerissenen Scheibenmodells für vorgespannte Elemente* wären mit Hilfe grossmassstäblicher Versuche an vorgespannten Scheibenelementen zu überprüfen und die zugrundeliegenden Werte der Verbundschubspannungen gegebenenfalls zu kalibrieren. Es könnten sowohl einachsige als auch zweiachsige Vorspannungen mit und ohne Verbund untersucht werden. Dabei könnten unterschiedliche Neigungen der Quervorspannung betrachtet werden. Die Entwicklung eines Rechenprogramms auf Basis des *Gerissenen Scheibenmodells für vorgespannte Elemente* wäre angesichts der grossen Anzahl zu untersuchender Parameter hilfreich.

- Mit Hilfe des *Gerissenen Scheibenmodells für vorgespannte Elemente* kann das Verformungsvermögen ganzer Bauteile untersucht werden. Sind Umlagerungen innerer Kräfte im Bauteil zu berücksichtigen, kann das erforderliche Verformungsvermögen eines Bauteils jedoch nicht ausschliesslich durch eine Elementbetrachtung bestimmt werden. In solchen Fällen lassen sich in Kombination mit dem *Gerissenen Scheibenmodell für vorgespannte Elemente* vorteilhaft Rechenmodelle anwenden, die auf der Methode der diskontinuierlichen Spannungsfelder beruhen [3].

- Die Eignung des *Gerissenen Scheibenmodells für vorgespannte Elemente* für Fragestellungen der Gebrauchstauglichkeit sollte weiter untersucht werden. Zu diesem Zweck wären die Voraussagen für Rissabstände und Rissbreiten mit experimentellen Ergebnissen zu vergleichen und die zugrundeliegenden Werte der Verbundschubspannungen zu prüfen.

- Der Einfluss der Lagenanzahl auf das Verhalten der in den Versuchen eingesetzten kohlenstofffaserverstärkten Kunststoff-Schlaufen sollte weiter untersucht werden. Ebenso wäre das Verhalten der Schlaufen unter dynamischer Beanspruchung zu prüfen. Die Versuche wären mit der neuesten Produkte-Generation durchzuführen. Die Automation der Wickel- und Schweissprozesse sollte vorangetrieben werden, und Schutzvorrichtungen gegen mechanische Beschädigung wären zu entwickeln. Schliesslich sollten die Auswirkungen ungleichmässiger Querverteilungen des Anpressdrucks der elliptischen Stahlelemente untersucht werden.

A Mittlere Dehnungen des gerissenen vorgespannten Zugglieds für bilineare Stahlstoffgesetze

Durch die in diesem Kapitel zusammengestellten Beziehungen werden auf der Grundlage des Zuggurtmodells die maximalen Stahlspannungen in Rissquerschnitten für eine der orthogonalen Bewehrungsrichtungen eines Scheibenelementes mit gemischter, im Verbund liegender Bewehrung beschrieben. Es werden sämtliche theoretisch möglichen Beanspruchungszustände vom Abschluss des Rissbildes bis zum Versagen einer der Bewehrungen dargestellt.

Das Verformungsverhalten des Zuggliedes mit gemischter Bewehrung kann unmittelbar aus den Gl. (2.13) entnommen werden, indem diese für beide Bewehrungen ausgedrückt werden. Aus der Gleichgewichtsbedingung für die Stahlspannungen am Rissquerschnitt, $\sigma_{sr}A_s + \sigma_{pr}A_p = N$, und der Verträglichkeitsanforderung, dass beide Bewehrungen gleiche Längenänderungen erfahren, $\varepsilon_{sm} = \varepsilon_{pm} - \varepsilon_{p0}$, können in Abhängigkeit der Dehnungszustände beider Bewehrungen die insgesamt neun theoretisch möglichen Regimes für das gemischt bewehrte Zugglied abgeleitet werden. Bild A.1 zeigt die Spannungsverläufe im Risselement für gleiche Rissabstände für die Regimes ①-①, ②-② und ③-③. Der sich für eine bestimmte Parameterkombination ergebende Spannungspfad setzt sich aus mehreren dieser Regimes zusammen. Das Versagen des Zugglieds bzw. eines der in orthogonalen Richtungen liegenden Bewehrungspakete kann dabei mit Ausnahme von Regime ①-① in jedem anderen Regime erfolgen.

Im folgenden werden die maximalen Stahlspannungen in den Rissquerschnitten, σ_{sr} und σ_{pr}, angegeben. Die entsprechenden mittleren Dehnungen der Bewehrungen, ε_{sm} und $\varepsilon_{pm} = \varepsilon_{sm} - \varepsilon_{p0}$ können mit Hilfe der Gl. (2.13) ermittelt werden. Die Regimes ②-①, ①-②, ②-②, ③-② und ②-③ werden der besseren Übersichtlichkeit halber durch die Koeffizienten der ihnen zugrundeliegenden quadratischen Gleichung $ax^2 + bx + c = 0$ mit $x = \sigma_{sr} - f_{ys}$ bzw. $x = \sigma_{pr} - f_{yp}$ ausgedrückt, wobei a /0 gelten soll. Für den Fall – eher ungewöhnlicher – Parameterkombinationen, die $a < 0$ ergeben, ist das vor dem Wurzelausdruck stehende Vorzeichen umzukehren.

Aus den Gleichgewichtsbedingungen

$$\begin{aligned}
\sigma_x &= \rho_{sx}\sigma_{srx} + \rho_{px}\Delta\sigma_{prx} + \sigma_{c3r}\cos^2\theta_r \\
\sigma_z &= \rho_{sz}\sigma_{srz} + \rho_{pz}\Delta\sigma_{prz} + \sigma_{c3r}\sin^2\theta_r \\
\tau_{xz} &= -\sigma_{c3r}\sin\theta_r\cos\theta_r
\end{aligned} \tag{A.1}$$

folgt für σ^* in beiden Bewehrungsrichtungen

$$\sigma_x^* = \rho_{sx}\sigma_{srx} + \rho_{px}\Delta\sigma_{prx} = \sigma_x - \sigma_{c3r}\cos^2\theta_r$$
$$\sigma_z^* = \rho_{sz}\sigma_{srz} + \rho_{pz}\Delta\sigma_{prz} = \sigma_z - \sigma_{c3r}\sin^2\theta_r \qquad \text{(A.2)}$$

wobei σ_x^* und σ_z^* die aus der äusseren Belastung und den jeweiligen Komponenten der geneigten Betondruckspannungen resultierenden Spannungen in den Bewehrungsrichtungen bezeichnen.

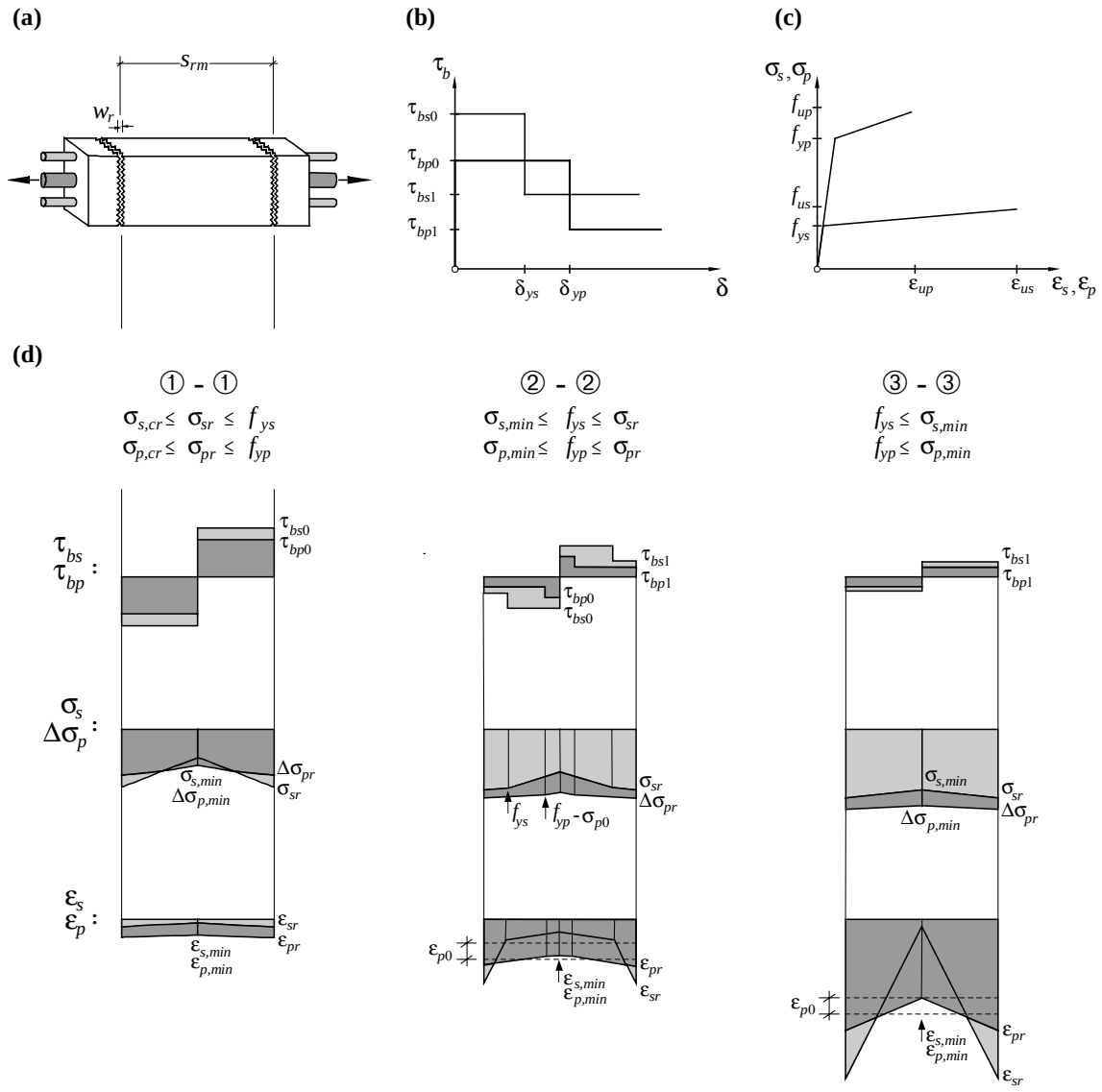


Bild A.1 - Zuggurtmodell für vorgespannte Zuglieder: (a) Symmetrisch belastetes Risselement; (b) Verbundschubspannungs-Schlupf-Beziehung; (c) bilineare Spannungs-Dehnungs-Beziehung für Bewehrungsstahl; (d) Verläufe der Verbundschubspannungen, Stahlspannungen und Stahldehnungen.

***Regime* ①-①:**

$\sigma_{s,cr} \leq \sigma_{sr} \leq f_{ys}$; $\sigma_{p,cr} \leq \sigma_{pr} \leq f_{yp}$

mit $\sigma_{s,cr}$ und $\sigma_{p,cr}$ = Spannungen in den Bewehrungen unter Rissbelastung.

$$\sigma_{sr} = \frac{\sigma^* + \rho_p n_p \left(\frac{\tau_{bs0} s_{rm}}{n_s Ø_s} - \frac{\tau_{bp0} s_{rm}}{n_p Ø_p} - \varepsilon_{p0} E_c \right)}{\rho_s \left(1 + \frac{n_p \rho_p}{n_s \rho_s} \right)} \tag{A.3}$$

$$\sigma_{pr} = \frac{\sigma^* + \rho_s n_s \left(\frac{\tau_{bp0} s_{rm}}{n_p Ø_p} - \frac{\tau_{bs0} s_{rm}}{n_s Ø_s} + \varepsilon_{p0} E_c \right)}{\rho_p \left(1 + \frac{n_s \rho_s}{n_p \rho_p} \right)} \tag{A.4}$$

***Regime* ②-①:**

$f_{ys} \leq \sigma_{sr} \leq f_{ys} + \frac{2\tau_{bs1} s_{rm}}{Ø_s}$; $\sigma_{p,cr} \leq \sigma_{pr} \leq f_{yp}$

$$\sigma_{sr} = f_{ys} + \frac{-b + \sqrt{b^2 - 4ac}}{2a} \qquad \sigma_{pr} = \frac{\sigma^* - \sigma_{sr} \rho_s}{\rho_p} \tag{A.5}$$

mit den Koeffizienten

$$a = \frac{Ø_s}{4 E_{hs} \tau_{bs1}} \left(1 - \frac{n_{hs} \tau_{bs0}}{n_s \tau_{bs1}} \right) \qquad (\ 0 \text{ für } n_{hs} / n_s\ [\ \tau_{bs1} / \tau_{bs0})$$

$$b = \frac{s_{rm}}{E_s} \left(\frac{n_s \rho_s}{n_p \rho_p} + \frac{\tau_{bs0}}{\tau_{bs1}} \right)$$

$$c = \frac{s_{rm}}{E_c} \left(\frac{\tau_{bp0} s_{rm}}{n_p Ø_p} - \frac{\tau_{bs0} s_{rm}}{n_s Ø_s} - \frac{\sigma - f_{ys} \rho_s}{n_p \rho_p} + \frac{f_{ys}}{n_s} + \varepsilon_{p0} E_c \right)$$

mit $n_{hs} = E_{hs} / E_c$

***Regime* ①-②:**

$$\sigma_{s,cr} \le \sigma_{sr} \le f_{ys}\,;\;\; f_{yp} \le \sigma_{pr} \le f_{yp} + \frac{2\tau_{bp1} s_{rm}}{Ø_p}$$

$$\sigma_{pr} = f_{yp} + \frac{-b + \sqrt{b^2 - 4ac}}{2a} \qquad \sigma_{sr} = \frac{\sigma^* - \sigma_{pr}\rho_p}{\rho_s} \tag{A.6}$$

mit den Koeffizienten

$$a = \frac{Ø_p}{4E_{hp}\tau_{bp1}}\left(1 - \frac{n_{hp}\tau_{bp0}}{n_p\tau_{bp1}}\right) \qquad (\;0 \text{ für } n_{hp} / n_p\;[\;\tau_{bp1} / \tau_{bp0})$$

$$b = \frac{s_{rm}}{E_p}\left(\frac{n_p\rho_p}{n_s\rho_s} + \frac{\tau_{bp0}}{\tau_{bp1}}\right)$$

$$c = \frac{s_{rm}}{E_c}\left(\frac{\tau_{bs0}s_{rm}}{n_s Ø_s} - \frac{\tau_{bp0}s_{rm}}{n_p Ø_p} - \frac{\sigma - f_{yp}\rho_p}{n_s\rho_s} + \frac{f_{yp}}{n_p} - \varepsilon_{p0}E_c\right)$$

mit $n_{hp} = E_{hp} / E_c$

***Regime* ②-②:**

$$f_{ys} \le \sigma_{sr} \le f_{ys} + \frac{2\tau_{bs1} s_{rm}}{Ø_s}\,;\;\; f_{yp} \le \sigma_{pr} \le f_{yp} + \frac{2\tau_{bp1} s_{rm}}{Ø_p}$$

$$\sigma_{sr} = f_{ys} + \frac{-b + \sqrt{b^2 - 4ac}}{2a} \qquad \sigma_{pr} = \frac{\sigma^* - \sigma_{sr}\rho_s}{\rho_p} \tag{A.7}$$

mit den Koeffizienten

$$a = \frac{Ø_s}{4E_{hs}\tau_{bs1}}\left(1 - \frac{n_{hs}\tau_{bs0}}{n_s\tau_{bs1}}\right) - \frac{\rho_s^2}{\rho_p^2}\cdot\frac{Ø_p}{4E_{hp}\tau_{bp1}}\left(1 - \frac{n_{hp}\tau_{bp0}}{n_p\tau_{bp1}}\right) \qquad (\;0)$$

$$b = \frac{\rho_s}{\rho_p}\cdot\frac{\sigma - f_{ys}\rho_s - f_{yp}\rho_p}{\rho_p}\cdot\frac{Ø_p}{2E_{hp}\tau_{bp1}}\left(1 - \frac{n_{hp}\tau_{bp0}}{n_p\tau_{bp1}}\right) + \frac{s_{rm}}{E_s}\left(\frac{n_s\tau_{bp0}\rho_s}{n_p\tau_{bp1}\rho_p} + \frac{\tau_{bs0}}{\tau_{bs1}}\right)$$

$$c = \frac{s_{rm}}{E_c}\left(\frac{\tau_{bp0}s_{rm}}{n_p Ø_p} - \frac{\tau_{bs0}s_{rm}}{n_s Ø_s} - \frac{\tau_{bp0}}{\tau_{bp1}}\cdot\frac{\sigma - f_{ys}\rho_s - f_{yp}\rho_p}{n_p\rho_p} + \frac{f_{ys}}{n_s} - \frac{f_{yp}}{n_p} + \varepsilon_{p0}E_c\right)$$
$$- \frac{Ø_p}{4E_{hp}\tau_{bp1}}\left(1 - \frac{n_{hp}\tau_{bp0}}{n_p\tau_{bp1}}\right)\left(\frac{\sigma - f_{ys}\rho_s - f_{yp}\rho_p}{\rho_p}\right)^2$$

Regime ③-②:

$$f_{ys} + \frac{2\tau_{bs1} s_{rm}}{Ø_s} \le \sigma_{sr} \le f_{us}\,;\;\; f_{yp} \le \sigma_{pr} \le f_{yp} + \frac{2\tau_{bp1} s_{rm}}{Ø_p}$$

$$\sigma_{pr} = f_{yp} + \frac{-b + \sqrt{b^2 - 4ac}}{2a} \qquad \sigma_{sr} = \frac{\sigma^* - \sigma_{pr}\rho_p}{\rho_s} \qquad \text{(A.8)}$$

mit den Koeffizienten

$$a = \frac{Ø_p}{4E_{hp}\tau_{bp1}}\left(1 - \frac{n_{hp}\tau_{bp0}}{n_p\tau_{bp1}}\right) \qquad (\;0 \text{ für } n_{hp} / n_p\,[\,\tau_{bp1} / \tau_{bp0})$$

$$b = \frac{s_{rm}}{E_p}\left(\frac{n_p\rho_p}{n_{hs}\rho_s} + \frac{\tau_{bp0}}{\tau_{bp1}}\right)$$

$$c = \frac{s_{rm}}{E_c}\left(\frac{\tau_{bs1}s_{rm}}{n_{hs}Ø_s} - \frac{\tau_{bp0}s_{rm}}{n_pØ_p} - \frac{\sigma - f_{ys}\rho_s - f_{yp}\rho_p}{n_{hs}\rho_s} + \frac{f_{yp}}{n_p} + \frac{f_{ys}}{n_s} - \varepsilon_{p0}E_c\right)$$

Regime ②-③:

$$f_{ys} \le \sigma_{sr} \le f_{ys} + \frac{2\tau_{bs1} s_{rm}}{Ø_s}\,;\;\; f_{yp} + \frac{2\tau_{bp1} s_{rm}}{Ø_p} \le \sigma_{pr} \le f_{up}$$

$$\sigma_{sr} = f_{ys} + \frac{-b + \sqrt{b^2 - 4ac}}{2a} \qquad \sigma_{pr} = \frac{\sigma^* - \sigma_{sr}\rho_s}{\rho_p} \qquad \text{(A.9)}$$

mit den Koeffizienten

$$a = \frac{Ø_s}{4E_{hs}\tau_{bs1}}\left(1 - \frac{n_{hs}\tau_{bs0}}{n_s\tau_{bs1}}\right) \qquad (\;0 \text{ für } n_{hs} / n_s\,[\,\tau_{bs1} / \tau_{bs0})$$

$$b = \frac{s_{rm}}{E_s}\left(\frac{n_s\rho_s}{n_{hp}\rho_p} + \frac{\tau_{bs0}}{\tau_{bs1}}\right)$$

$$c = \frac{s_{rm}}{E_c}\left(\frac{\tau_{bp1}s_{rm}}{n_{hp}Ø_p} - \frac{\tau_{bs0}s_{rm}}{n_sØ_s} - \frac{\sigma - f_{ys}\rho_s - f_{yp}\rho_p}{n_{hp}\rho_p} + \frac{f_{ys}}{n_s} - \frac{f_{yp}}{n_p} + \varepsilon_{p0}E_c\right)$$

***Regime* ③-①:**

$$f_{ys} + \frac{2\tau_{bs1} s_{rm}}{Ø_s} \leq \sigma_{sr} \leq f_{us}\ ;\ \sigma_{p,cr} \leq \sigma_{pr} \leq f_{yp}$$

$$\sigma_{sr} = \frac{\sigma^* + \rho_p n_p \left(\frac{\tau_{bs1} s_{rm}}{n_{hs} Ø_s} - \frac{\tau_{bp0} s_{rm}}{n_p Ø_p} + \frac{f_{ys}}{n_{hs}} - \frac{f_{ys}}{n_s} - \varepsilon_{p0} E_c \right)}{\rho_s \left(1 + \frac{n_p \rho_p}{n_{hs} \rho_s} \right)} \tag{A.10}$$

$$\sigma_{pr} = \frac{\sigma^* + \rho_s n_{hs} \left(\frac{\tau_{bp0} s_{rm}}{n_p Ø_p} - \frac{\tau_{bs1} s_{rm}}{n_{hs} Ø_s} - \frac{f_{ys}}{n_{hs}} + \frac{f_{ys}}{n_s} + \varepsilon_{p0} E_c \right)}{\rho_p \left(1 + \frac{n_{hs} \rho_s}{n_p \rho_p} \right)} \tag{A.11}$$

***Regime* ①-③:**

$$\sigma_{s,cr} \leq \sigma_{sr} \leq f_{ys}\ ;\ f_{yp} + \frac{2\tau_{bp1} s_{rm}}{Ø_p} \leq \sigma_{pr} \leq f_{up}$$

$$\sigma_{sr} = \frac{\sigma^* + \rho_p n_{hp} \left(\frac{\tau_{bs0} s_{rm}}{n_s Ø_s} - \frac{\tau_{bp1} s_{rm}}{n_{hp} Ø_p} - \frac{f_{yp}}{n_{hp}} + \frac{f_{yp}}{n_p} - \varepsilon_{p0} E_c \right)}{\rho_s \left(1 + \frac{n_{hp} \rho_p}{n_s \rho_s} \right)} \tag{A.12}$$

$$\sigma_{pr} = \frac{\sigma^* + \rho_s n_s \left(\frac{\tau_{bp1} s_{rm}}{n_{hp} Ø_p} - \frac{\tau_{bs0} s_{rm}}{n_s Ø_s} + \frac{f_{yp}}{n_{hp}} - \frac{f_{yp}}{n_p} + \varepsilon_{p0} E_c \right)}{\rho_p \left(1 + \frac{n_s \rho_s}{n_{hp} \rho_p} \right)} \tag{A.13}$$

***Regime* ③-③:**

$$f_{ys} + \frac{2\tau_{bs1} s_{rm}}{Ø_s} \leq \sigma_{sr} \leq f_{us}\ ;\ f_{yp} + \frac{2\tau_{bp1} s_{rm}}{Ø_p} \leq \sigma_{pr} \leq f_{up}$$

$$\sigma_{sr} = \frac{\sigma^* + \rho_p n_{hp}\left(\frac{\tau_{bs1} s_{rm}}{n_{hs} Ø_s} - \frac{\tau_{bp1} s_{rm}}{n_{hp} Ø_p} + \frac{f_{ys}}{n_{hs}} - \frac{f_{yp}}{n_{hp}} + \frac{f_{yp}}{n_p} - \frac{f_{ys}}{n_s} - \varepsilon_{p0} E_c\right)}{\rho_s\left(1 + \frac{n_{hp}\rho_p}{n_{hs}\rho_s}\right)} \tag{A.14}$$

$$\sigma_{pr} = \frac{\sigma^* + \rho_s n_{hs}\left(\frac{\tau_{bp1} s_{rm}}{n_{hp} Ø_p} - \frac{\tau_{bs1} s_{rm}}{n_{hs} Ø_s} + \frac{f_{yp}}{n_{hp}} - \frac{f_{ys}}{n_{hs}} + \frac{f_{ys}}{n_s} - \frac{f_{yp}}{n_p} + \varepsilon_{p0} E_c\right)}{\rho_s\left(1 + \frac{n_{hs}\rho_s}{n_{hp}\rho_p}\right)} \tag{A.15}$$

B Beschreibung der Versuche *ST 1 – ST 5*

In Ergänzung zu Kapitel 4 „Versuchsbericht“ werden im folgenden sämtliche Versuche der Versuchsreihe *ST* ausführlich dokumentiert.

B.1 Versuch *ST 1*

Der Versuchsablauf für den Versuch *ST 1* ist aus Tabelle 4.7 ersichtlich. Der Träger wurde mit vorgespannten Schlaufenelementen versehen und unter monotoner Laststeigerung bis zum Versagen belastet. Dieser Versuch wurde bewusst zuerst durchgeführt, da für ihn die höchsten Lasten zu erwarten waren und somit die Versuchskonfiguration für alle Versuche geprüft werden konnte.

Nach Durchführung der beiden Nullmessungen wurden die vier CFK-Schlaufen mit einer Kraft von je 70 kN vorgespannt, was rund 56 % ihrer Versagenslast entspricht. Die Schlaufen wiesen infolge dieser Vorspannung eine Dehnung von im Mittel 6.5 ‰ auf. Im Bereich der Umlenkungen waren bei allen Schlaufen deutliche, durch die hohe Querpressung verursachte Quetschungen auszumachen. Nach dem Vorspannen der CFK-Schlaufen erfolgte eine weitere Deformetermessung, mit der der Einfluss der Quervorspannung erfasst wurde. Bereits bei einer Schubbelastung von V_C = -75 kN bildete sich an der Stelle des Bügels VI ein vertikaler Riss mit einer Länge von ca. 55 cm. Aus dem Rissbild bei Trägerversagen kann jedoch geschlossen werden, dass dieser Riss keinerlei Einfluss auf das spätere Schubversagen des Trägers hatte.

Während der Erhöhung der Querkraft auf V_C = -125 kN (Laststufe 4) bildeten sich in dem durch das Trägereigengewicht im Vergleich zu A höher zugbeanspruchten Eckbereich B der Scheibe erste kurze Biegerisse mit Längen bis zu 5 cm. Bis zum Erreichen einer Querkraft von V_C = -175 kN ergaben sich keine Änderungen im Rissbild, erst zwischen V_C = -225 kN und V_C = -275 kN entstanden weitere sichtbare Risse. Im zugbeanspruchten Eckbereich bei A stellten sich entsprechend dem Zugbereich B kurze Biegerisse mit Längen bis zu 10 cm ein. Die Zugrisse im Bereich B hatten sich teilweise ebenfalls auf diese Grössenordnung verlängert. Weiterhin bildeten sich Risse mit gekrümmtem Verlauf um die unter Zugbeanspruchung stehenden Scheibenecken. Diese Risse waren bei der Einspannung in A stärker ausgeprägt.

Der erste Schubriss mit einer Rissbreite über 0.10 mm entstand schlagartig bei einer Querkraftbelastung von V_C = -305 kN. Er wies bei der nächsten Messung (V_C = -363 kN, Laststufe 7) eine Breite von 0.35 mm und eine Neigung von 45° auf. Ein weiterer Schubriss mit einer Neigung von 53° trat ebenso schlagartig bei einer Last von V_C = -345 kN auf. Er hatte sich bis zur Messung auf 0.25 mm aufgeweitet. Bis zu dieser Messung hatten sich noch einige weitere Schubrisse gebildet. Die Risse erstreckten sich bei Längen von

bis zu 100 cm jeweils über weite Bereiche der Scheibe und wiesen Neigungswinkel von 37° bis 53° auf. In der Nähe der Zugränder der Scheibe fächerten sie sich leicht auf und gingen in Biegerisse über.

Bis zu einer Querkraftbeanspruchung von V_C = -557 kN (Laststufe 9) stellten sich keine weiteren bedeutenden Risse ein. Die Biegerisse verlängerten sich auf bis zu 20 cm, die Hauptschubrisse besassen Rissbreiten von 0.60 mm bis 1.00 mm. Am innenliegenden Rand des oberen Längsbewehrungspakets hatten sich mehrere parallele kurze Schubrisse gebildet, die durch lokales Abscheren des inneren Scheibenbereichs vom hochbewehrten Randbereich verursacht wurden.

Aus Sicherheitsgründen war die Versuchssteuerung über das bevorstehende Wochenende abzuschalten, so dass der Träger entlastet wurde. Die Entlastung erstreckte sich über eine Zeitspanne von ca. 20 Minuten. Sämtliche Risse schlossen sich, so dass sie Rissbreiten von weniger als 0.10 mm aufwiesen. Vor erneutem Belastungsbeginn wurde eine komplette Deformetermessung durchgeführt. Es zeigte sich, dass die Messpunkte im Vergleich zur Nullmessung in vertikaler Richtung im Mittel um 0.64 mm (bei einem Maximalwert von 1.39 mm) in Richtung der Belastung verschoben waren.

Auch bei Erreichen einer Querkraft von V_C = -572 kN (Laststufe 11) wurde eine komplette Messung durchgeführt, so dass die Verformungsdifferenzen zum erstmaligen Erreichen dieses Lastniveaus ermittelt werden konnten. Die Rissbreiten der Hauptschubrisse waren im Mittel um 36 % grösser als beim erstmaligen Erreichen dieser Last. Die grösste Differenz bestand in einer Rissaufweitung von 1.00 mm auf 1.45 mm. Bis zu diesem Zeitpunkt hatten die CFK-Schlaufen Dehnungszuwächse von im Mittel nur 1.4 ‰ im Vergleich zum unbelasteten Zustand erfahren. Auch ihre Dehnung war geringfügig grösser als beim erstmaligen Erreichen dieses Lastniveaus.

Bei einer Vertikallast von V_C = -670 kN waren erstmals kleine Abplatzungen der CFK-Schlaufe I auszumachen. Beim weiteren Steigern der Last auf V_C = -675 kN platzten einzelne Stränge der Schlaufe mit deutlich hörbarem Knacken ab. Kurz danach erfolgten auch bei der Schlaufe II erste Abplatzungen. Lange Faserbündel hatten sich im Bereich der oberen Umlenkung abgelöst. Dieses fortwährende, deutlich hörbare Abplatzen langer Faserbündel dauerte bei beiden Schlaufen noch einige Minuten an, bis auch bei der Schlaufe III erste Abplatzungen auftraten. Die Abplatzungen an diesen Schlaufen setzten sich während der nächsten 90 Minuten fort, wobei sie an der Schlaufe III am ausgeprägtesten waren. Nach rund 2 Stunden hatten die Knackgeräusche nachgelassen, weitere Abplatzungen fanden nur noch vereinzelt statt. Die Schlaufen I und II waren an ihren Umlenkungen deutlich sichtbar geschädigt. Bei der Schlaufe III waren die Schädigungen jedoch am gravierendsten. Der verschweisste Bereich war auf einer Breite von 9 mm bis 10 mm abgeplatzt, so dass die äusserste Lage nahezu vollständig von der restlichen Schlaufe abgetrennt war. Die Schlaufe IV dagegen wies noch keinerlei sichtbaren Schädigungen auf. Ausgelöst wurden die Schädigungen der Schlaufen durch das schlagartige Auftreten eines neuen Schubrisses bei einer Last von V_C = -670 kN, der sich über den

gesamten Bereich der ersten drei Schlaufen erstreckte und sich sofort auf 1.00 bis 1.40 mm aufweitete. Die Last verblieb nur kurz auf einem Niveau von V_C = -675 kN und fiel innerhalb weniger Minuten auf V_C = -635 kN ab. Auf diesem Lastniveau wurde nach etwa 120 Minuten eine vollständige Deformetermessung durchgeführt (Laststufe 12). Die Rissbreiten waren bei allen Hauptschubrissen über 1.00 mm gross, bei einem Maximalwert von 2.30 mm.

Drei Stunden nach der letzten Laststeigerung wurde die Belastung erneut erhöht. Erstaunlicherweise konnte dabei trotz der stark geschädigten CFK-Schlaufen die Querkraft kurzzeitig auf V_C = -704 kN gesteigert werden. Ab einer Last von V_C = -675 kN nahmen die Abplatzungen einzelner Faserstränge an den Schlaufen I bis III deutlich zu, wobei die Schlaufe III am stärksten betroffen war. Bei ihr hatten sich zahlreiche Lagen nahezu über die gesamte Breite von der Schlaufe abgelöst, so dass ihr Querschnitt deutlich reduziert war. Diese Schlaufe war es dann auch, die nach dem kurzzeitigen Erreichen der Maximallast und raschem Wiederabfallen der Last bei V_C = -650 kN versagte. Ihr Versagen führte unmittelbar zum Versagen des gesamten Trägers. Ein vorhandener Schubriss mit einer Neigung von 40° weitete sich schlagartig auf, so dass die Bügel III bis V wie auch die bis dahin völlig intakte Schlaufe IV rissen. Die Last fiel abrupt auf V_C = -170 kN ab.

Der entstandene Riss verlief von der unteren Scheibenecke an der Einspannung B bis unmittelbar neben die obere Umlenkung der Schlaufe II. Auf Grund der Betonabplatzungen an beiden Rissenden waren die Stäbe der oberen und unteren Längsbewehrungen grossflächig freigelegt. Deutlich waren die Aufbiegungen aller Längsstäbe über den Riss hinweg zu sehen. Aus den Messungen des Wegaufnehmers im Zugbereich der Einspannung B ging hervor, dass die Spannungen in den Längsbewehrungen zu keinem Zeitpunkt des Versuchs die Fliessgrenze erreichten.

B.2 Versuch *ST 2*

Der Versuch *ST 2* stellte den Grundversuch innerhalb der Versuchsreihe dar, bei dem die unverstärkte Stahlbetonscheibe bis zum Versagen belastet wurde. Der Versuchsablauf des Trägers *ST 2* kann Tabelle 4.9 entnommen werden. Am ersten Versuchstag wurde die Schubbelastung bis auf V_C = -125 kN (Laststufe 3) gesteigert, wobei sich keine erkennbaren Risse einstellten. Da die Versuchsanlage aus Gründen der Sicherheit über Nacht abzuschalten war, wurde der Träger vollständig entlastet. Während der Wiederbelastung wurden die globalen vertikalen Verschiebungen des Trägers überwacht. Da sie mit den Werten der erstmaligen Belastung sehr gut übereinstimmten und sich wiederum keine sichtbaren Risse einstellten, wurde die Last ohne weitere Deformetermessung auf V_C = -174 kN (Laststufe 4) erhöht. In beiden zugbeanspruchten Eckbereichen der Scheibe bildeten sich dabei erste kurze Biegerisse mit Längen von bis zu 8 cm. Im Eckbereich der Einspannung A entstand zudem ein erster Schrägriss mit einer Neigung von 50° und einer Länge von 20 cm.

Die Erhöhung der Schubbelastung auf V_C = -224 kN (Laststufe 5) verursachte erste längere Schubrisse mit Längen von bis zu 75 cm, deren Rissbreiten jedoch alle noch unter 0.1 mm lagen. Die Mehrzahl dieser Risse befand sich wiederum bei der Einspannung A. Nach dem Erreichen der Laststufe 6 (V_C = -275 kN) musste die Belastung des Trägers zum ersten Mal mehrmals nachgeregelt werden, da die Last durch die Entstehung erster Schubrisse mit grösseren Rissbreiten mehrere Male leicht zurückfiel. Bei Rissbreiten von bis zu 0.30 mm wiesen die auf der Seite der Einspannung A nahezu parallel liegenden Risse Neigungen von 36° bis 39° auf. Ein langer Schubriss an der Einspannung B dagegen besass eine Neigung von ca. 58°.

Auf einem Lastniveau von V_C = -323 kN (Laststufe 7) stellten sich weitere Schubrisse ein, die jedoch deutlich kürzer waren als die bereits vorhandenen und deren Rissbreiten weniger als 0.1 mm betrugen. Die Rissbreiten der zuvor entstandenen Schubrisse blieben beinahe unverändert. Am innenliegenden Rand des oberen Längsbewehrungspakets entstanden einige parallele kurze Schubrisse, die durch lokales Abscheren des inneren Scheibenbereichs vom hochbewehrten Randbereich verursacht wurden. Nach Erreichen der Laststufe 8 (V_C = -366 kN) bildete sich nur ein weiterer bedeutender Schubriss. Bei einer Neigung von 32° betrug seine Länge 135 cm. Zugleich wies er mit 0.30 mm die grösste Rissbreite aller Schubrisse auf. Die Gruppierung kurzer paralleler Risse, die durch das Abscheren des inneren Scheibenbereichs vom hochbewehrten oberen Randbereich verursacht wurde, erstreckte sich nun nahezu über die gesamte Länge der Scheibe. Die längsten reinen Biegerisse waren auf 16 cm angewachsen.

Bei einer Querkraftbelastung von V_C = -415 kN entstanden zwei Schubrisse mit Längen von ca. 100 cm und Neigungen von 30°. Der obere der beiden Risse wuchs bei einer äusseren Schubbeanspruchung von V_C = -465 kN auf eine Länge von 160 cm. Zuvor entstand jedoch bei V_C = -435 kN ein weiterer Schubriss, der sehr schnell auf eine Länge von 210 cm anwuchs. Bei der Entstehung dieser Risse fiel die aufgebrachte Last jeweils deutlich ab. In beiden druckbeanspruchten Ecken der Scheibe bildeten sich zahlreiche verästelte Risse, wobei dies an der Einspannung A ausgeprägter geschah. In beiden Druckbereichen – wiederum bei A stärker als bei B – stellten sich zudem an der Ober- bzw. Unterkante des Trägers deutliche vertikale Versätze von Scheibenbereich und Lasteinleitbereichen ein.

Der bei V_C = -435 kN entstandene lange Schubriss öffnete sich so weit, dass bei V_C = -465 kN fünf der sechs eingelegten Bügel rissen und der Träger schlagartig versagte. Der horizontale Versatz entlang der gesamten Risslänge hatte unmittelbar vor dem Versagen rund 4 mm betragen. Ausschlaggebend für diesen Versatz und letztlich für das Versagen des Trägers war ein lokales Druckversagen des Betons in der Druckzone der Einspannung A. Die Spannungen in den Längsbewehrungen des Scheibenelements blieben während des gesamten Versuchs unterhalb ihrer Fliessgrenze.

B.3 Versuch *ST 3*

Der Versuch *ST 3* mit nicht bzw. nur sehr schwach vorgespannten CFK-Schlaufen fügte sich in die Versuche *ST 1* (mit hoch vorgespannten CFK-Schlaufen) und *ST 2* (ohne CFK-Schlaufen) ein, da mit diesem Versuch der Einfluss der Vorspannung der CFK-Schlaufen ermittelt werden konnte. Die Schlaufen wurden mit einer Kraft von ca. 5 kN so vorgespannt, dass sämtliche Lagen gespannt waren. Der Versuchsablauf für den Träger *ST 3* ist aus Tabelle 4.11 ersichtlich.

Beim Inkontrollenehmen der vertikalen Presse an der Einspannung B ergab sich unbeabsichtigt ein starker Impuls, durch den der Kolben der Presse gemäss den fest verdrahteten Messungen eine schlagartige Bewegung um ca. 17 mm nach oben machte, was einer stossartigen Querkraftbelastung des Trägers von V_C = -181 kN gleichkam. Dadurch bildeten sich in der rechten Hälfte des Trägers fünf lange Risse mit Neigungen von 50° bis 76° und Längen von 40 cm bis 85 cm, die im Fortlauf des Versuches die weitere Entwicklung des Rissbildes stark beeinflussen sollten. Die Risse schlossen sich sofort nach Verschwinden der Belastung wieder.

Bis zu einer Schubbelastung von V_C = -174 kN (Laststufe 3) hatten sich in der Zugzone an der Einspannung B mehrere Biegerisse mit Längen bis zu 15 cm gebildet. Die durch den Impuls entstandenen initialen Risse öffneten sich wieder ein wenig, wobei ihre Rissbreiten jedoch deutlich unter 0.10 mm lagen. Beim Steigern der Vertikallast auf V_C = -274 kN (Laststufe 4) verlängerten sich die initialen Risse bei weiterhin sehr geringen Rissbreiten markant. Im Einspannungsbereich A hingegen waren noch keinerlei Risse erkennbar.

Nach dem kurzzeitigen Erreichen einer Vertikallast von V_C = -375 kN fiel diese innerhalb weniger Minuten auf V_C = -364 kN ab. Auf diesem Lastniveau erfolgte die Deformetermessung (Laststufe 5). Bis zu diesem Zeitpunkt waren keine weiteren bedeutenden Schubrisse entstanden. Die vorhandenen Risse hatten sich jedoch deutlich aufgeweitet und wiesen nun Rissbreiten von bis zu 2.0 mm auf. Wegen der bevorstehenden Nacht wurde die Last auf V_C = -325 kN zurückgefahren, um bei eventuell auftretenden Schwankungen des Öldrucks in den Pressenkammern Lastspitzen zu vermeiden.

Beim weiteren Steigern der Belastung rissen auf einem Belastungsniveau von V_C = -450 kN die Stahlbügel III, IV und V, wobei die Last sofort auf V_C = -395 kN zurückfiel. Im Verlauf der folgenden Minuten ging die Last weiter zurück, bis sie sich bei V_C = -380 kN stabilisierte. Auf diesem Lastniveau wurde eine komplette Deformetermessung durchgeführt (Laststufe 6), bei der auf Grund zu gross gewordener Abstände der Messbolzen 16 Messstrecken nicht mehr gemessen werden konnten. Zu diesem Zeitpunkt betrugen die Kräfte in den CFK-Schlaufen von A nach B erst rund 17 kN, 49 kN, 61 kN und 53 kN bei einer maximalen Dehnung von 5.3 ‰. In beiden Druckbereichen der Scheibe entstanden zahlreiche verästelte Risse mit Rissbreiten von bis zu 0.30 mm.

Durch eine erneute Lasterhöhung riss bei einer Last von V_C = -435 kN der Bügel VI und bei V_C = -455 kN auch der Bügel II. Beim Versagen der Bügel fiel die Last jeweils deutlich ab, konnte jedoch wieder aufgebaut werden. Zu diesem Zeitpunkt setzten erste Abplatzungen bei den CFK-Schlaufen ein. Zunächst traten diese bei Schlaufe III auf, kurze Zeit später auch bei Schlaufe II. Über eine Zeitspanne von 30 Minuten wurde die Belastung immer wieder leicht erhöht, was jeweils verstärkte Abplatzungen an den CFK-Schlaufen II und III, unmittelbar gefolgt von wiederholten Lastabfällen, nach sich zog. Die Belastung lag während dieser Phase durchgehend in einem Bereich von V_C = -440 kN bis V_C = -465 kN. Die globalen Verformungen des Trägers wuchsen in dieser Phase deutlich an (vertikale Verschiebung der Einspannung B von 31.8 mm auf 36.8 mm); die Dehnung der am stärksten belasteten Schlaufe II stieg von 5.25 ‰ bei V_C = -380 kN auf 8.20 ‰ bei V_C = -458 kN an. Die Rissbreite des grössten Schubrisses betrug zu diesem Zeitpunkt 6.0 mm. In beiden Druckzonen des Scheibenbereichs ergaben sich entlang der Rissufer der Hauptrisse beidseitige Aufweitungen von bis zu 8 mm aus der Scheibenebene heraus.

Die kurzzeitig erreichte Maximallast betrug V_C = -479 kN. Wiederum fiel die Last stark ab, bis bei V_C = -440 kN die CFK-Schlaufen II und III gleichzeitig rissen, was zum unmittelbaren Versagen des Trägers führte. Bis zu diesem Zeitpunkt hatten beide Schlaufen bereits sehr starke Schädigungen erfahren. So war bereits lange vor dem Versagen der Schlaufe II ihre Schweissnaht über nahezu die gesamte Breite zerstört. Die Schlaufen I und IV dagegen wiesen keinerlei Schädigungen auf.

Der für das Versagen der Stahlbügel und somit auch für das Trägerversagen ausschlaggebende Schubriss verlief annähernd symmetrisch über das Scheibenelement. Auch wenn sich bis zum Versagen des Trägers in der linken Trägerhälfte deutlich weniger Risse gebildet hatten als in der rechten Hälfte, kann davon ausgegangen werden, dass das Versagen auch ohne die initiale Schädigung des Trägers bei einem ähnlichen Rissbild und bei vergleichbarer Bruchlast stattgefunden hätte. Wie auch bei den vorhergehenden Versuchen wurden die Stäbe der Längsbewehrung zu keinem Zeitpunkt des Versuchs bis zu ihrer Fliessgrenze belastet.

B.4 Versuch *ST 4*

Mit Hilfe des Versuchs *ST 4* sollte der Einfluss der CFK-Schlaufen auf ein bereits vorgeschädigtes Bauteil untersucht werden. Zunächst wurde der unverstärkte Träger bis zu einer Last, die 75 % der Maximallast des Trägers *ST 2* entsprach, belastet. Nachdem die Last vollständig zurückgenommen wurde, wurde der Träger entsprechend dem Träger *ST 1* mit CFK-Schlaufen verstärkt. Ab diesem Zeitpunkt entsprach das Konzept des Versuchs *ST 4* dem des Versuchs *ST 1*. Wie bei diesem wurden die CFK-Schlaufen jeweils mit rund 70 kN vorgespannt, und die Belastung bis zum Versagen des Trägers wurde in der gleichen Richtung gesteigert wie beim Vorschädigen des Trägers. Der Versuchsablauf des Trägers *ST 4* kann Tabelle 4.13 entnommen werden.

Am unverstärkten Scheibenelement entstanden die ersten sichtbaren Biegerisse bei einer Vertikalbelastung von V_C = -150 kN und − nach einer Deformetermessung bei V_C = -174 kN (Laststufe 2) − erste gekrümmte Risse um die Druckbereiche bei V_C = -215 kN. Bei einer Last von V_C = -260 kN bildete sich der erste Diagonalriss mit einer Länge von 60 cm.

Die weitere Steigerung der Belastung verursachte bis zum Erreichen von V_C = -360 kN nur einen weiteren diagonal verlaufenden Riss mit einer Länge von 80 cm. Auf diesem Lastniveau bildeten sich jedoch in kurzer Abfolge drei weitere Diagonalrisse, die einen Abfall der äusseren Last auf V_C = -350 kN verursachten. Es erfolgte eine vollständige Deformetermessung (Laststufe 3), bevor der Träger wieder entlastet wurde. Die grösste Rissbreite unter dieser Last betrug 60 mm, die Hauptrisse wiesen Neigungen von 29° bis 45° auf. Im Verlauf der Laststeigerung hatten sich ausserdem zahlreiche Risse am Ansatz der oberen Längsbewehrung gebildet.

Mit dem Ablassen der Belastung gingen sämtliche Rissbreiten zurück, wobei drei Schrägrisse bleibende Rissbreiten von 0.10 mm bis 0.15 mm aufwiesen. Die mittleren Verformungen des Messnetzes ergaben sich dabei zu durchschnittlich 30 % der Verformungen, die sich zuvor bei einer Belastung von V_C = -350 kN eingestellt hatten. Die CFK-Schlaufen wurden wieder mit einer Kraft von 75 kN vorgespannt, woraus sich Schlaufendehnungen von im Mittel 5.6 ‰ ergaben. Im Bereich der Umlenkungen waren bei allen Schlaufen deutliche, durch die hohe Querpressung verursachte Quetschungen auszumachen. Durch das Vorspannen der Schlaufenelemente schlossen sich auch die zuvor noch geöffneten Risse. Die zahlreichen Risse, die sich am Ansatz der Längsbewehrung gebildet hatten, waren nicht mehr auszumachen, die Hauptrisse dagegen noch deutlich zu erkennen. Vor und nach dem Vorspannen der CFK-Schlaufen wurden vollständige Deformetermessungen durchgeführt (Laststufen 4 und 5), mit denen die bleibenden Verformungen aus der Vorschädigung sowie der Einfluss der Vorspannung der CFK-Schlaufen erfasst wurden.

Die erste Deformetermessung bei der erneuten Laststeigerung erfolgte entsprechend dem Vorgehen beim erstmaligen Belasten bei V_C = -175 kN (Laststufe 6). Die Knotenverschiebungen des Messnetzes waren durchschnittlich um 1.3 % grösser als bei der Erstbelastung. Auf einem Lastniveau von V_C = -348 kN (Laststufe 7) erfolgte eine weitere Vergleichsmessung zur Erstbelastung. Die gemessenen Verschiebungen der Messpunkte betrugen nun im Mittel nur 63 % der Verschiebungen beim erstmaligen Belasten. Die Schlaufen wiesen zu diesem Zeitpunkt Dehnungen von nahezu 6 ‰ auf. Bis zu diesem Zeitpunkt hatten sich weder neue Risse gebildet noch bestehende Risse verlängert, und die grösste Rissbreite mass 0.50 mm.

Auch bis zum Erreichen der Laststufe 8 (V_C = -475 kN) ergaben sich nur geringfügige Änderungen im Rissbild. Es bildeten sich lediglich einige kurze Risse mit Rissbreiten unter 0.10 mm, und einige bestehende Risse verlängerten sich um wenige Zentimeter. Die

maximale Rissbreite betrug 0.65 mm. Bis zu einer Belastung von V_C = -575 kN bildeten sich zunächst keine neuen Risse. Kurze Zeit nach Beenden der Laststeigerung entstand jedoch deutlich hörbar ein weiterer langer Diagonalriss unter einer Neigung von 30°, was einen unmittelbaren Lastabfall auf V_C = -560 kN zur Folge hatte. Die Belastung wurde anschliessend wieder auf V_C = -570 kN (Laststufe 9) erhöht und fiel während der gesamten Dauer der Deformetermessungen nur leicht ab. Der zuletzt entstandene Diagonalriss wies eine Rissbreite von 0.70 mm auf, die grösste Rissbreite betrug 1.00 mm.

Bei einer Last von V_C = -660 kN entstand unter 29° ein weiterer Diagonalriss, der sich über den gesamten Scheibenbereich erstreckte. Die Last fiel kurzzeitig ab, konnte jedoch wieder auf V_C = -675 kN gesteigert werden. Bei der CFK-Schlaufe II war ein kleines Faserbündel abgesplittert, alle anderen Schlaufen wiesen keinerlei sichtbaren Schädigungen auf. Rund 10 Minuten nach Erreichen dieser Laststufe versagte jedoch die CFK-Schlaufe III schlagartig und ohne jede Vorankündigung. Zwei bis drei Sekunden später versagten mit lautem Schlag auch die Schlaufen II und IV sowie die Stahlbügel III bis VI, wobei die Bügel entlang eines Diagonalrisses mit einer Neigung von 30° rissen.

Eine letztmalige, bei einer Last von V_C = -657 kN durchgeführte Messung der CFK-Schlaufen (Laststufe 10) hatte eine maximale Dehnung von 8.4 ‰ ergeben. Schlaufe III hatte zu diesem Zeitpunkt eine Dehnung von 8.15 ‰ aufgewiesen. Das Versagensbild der zerstörten Schlaufen lieferte einen deutlichen Hinweis darauf, dass bei den Schlaufen III und IV die Schweissnaht vorzeitig versagt hatte, da beide Schlaufen nach dem Versagen noch in ihrer ganzen Länge um den Träger gewickelt waren. Nur bei Schlaufe II war ein Grossteil der Lagen gerissen.

B.5 Versuch *ST 5*

Der Verlauf des Versuchs *ST 5* ist in Tabelle 4.15 dargestellt. Anhand dieses Versuchs sollte der Einfluss der vorgespannten Schubbewehrung auf einen Schubträger unter einer wechselseitigen Belastung ermittelt werden. Der Träger *ST 5* war wie der Träger *ST 1* von Beginn des Versuchs an mit vorgespannten CFK-Schlaufen versehen. Zunächst wurde die Belastung in einer Richtung bis zu einem Lastniveau gesteigert, das 67 % der Maximallast des Trägers *ST 1* entsprach. Anschliessend wurde die Last vollständig zurückgenommen und der Träger bis zum Versagen in entgegengesetzter Lastrichtung belastet. Die Schlaufen wiesen dabei Dehnungen infolge Vorspannung von im Mittel 5.0 ‰ auf. An allen Schlaufen waren wie bei den vorhergehenden Versuchen deutliche Quetschungen im Bereich der Umlenkungen auszumachen.

Die Belastung des Trägers erfolgte zunächst durch Absenken der Einspannung B. Nachdem sich bei V_C = 175 kN (Laststufe 3) bereits ein langer Riss mit gekrümmtem Verlauf um die unter Zugbeanspruchung stehende Scheibenecke an der Einspannung A und im Verlauf der weiteren Laststeigerung mehrere lange Schrägrisse gebildet hatten, wurde als nächste Laststufe und gleichzeitig maximale Belastung zur Vorschädigung des

Trägers eine Last von V_C = 450 kN anvisiert. Auf einer Belastungshöhe von V_C = 420 kN kippte der Träger jedoch leicht ab, da er in den Druckbereichen seitlich nicht geführt war und sowohl die horizontale Presse als auch der horizontale Pendelstab, die unter Druckbelastung standen und gelenkig gelagert waren, seitlich auswichen. Dadurch fielen die vertikale Last sowie die Druckkräfte der Presse bzw. des Pendelstabs stark ab (V_C = 333 kN), während die Zugkräfte in der entgegenwirkenden horizontalen Presse resp. im horizontalen Pendelstab unter Zugbelastung unverändert blieben. Jedoch hatten weder das Kippen des Trägers noch die durch den Abfall der Druckkräfte verursachte Zugbeanspruchung des Trägers Änderungen im Rissbild zur Folge. In diesem Stadium wiesen die beiden grössten Schrägrisse Rissbreiten von 0.45 mm und 0.40 mm bei Neigungen von 408 und 508 auf. Zudem hatten sich bis zu diesem Zeitpunkt zahlreiche kurze Biegerisse mit Längen bis zu 12 cm gebildet.

Auf eine Deformetermessung dieses undefinierten Zustands wurde verzichtet. Ebenso wurde auf ein Zurückfahren der Last mit anschliessendem Umbau der Versuchsanlage und erneutem Erhöhen der Belastung bis zum vorab erreichten Lastniveau verzichtet, da das eigentliche Ziel der Vorschädigung erreicht war und deren Einfluss nach abgelassener Last erfasst werden konnte (Laststufe 5). Sämtliche Risse hatten sich bei V_C = 1 kN wieder geschlossen, nur die Hauptrisse waren noch erkennbar. Die durchschnittliche verbleibende Knotenverschiebung in vertikaler Richtung betrug -0.26 mm bei einer maximalen Verschiebung von -0.60 mm.

Die Belastung wurde nun in gewohnter Belastungsrichtung erhöht. Bis zum Erreichen der Laststufe 7 (V_C = -277 kN) hatten sich erste längere Schrägrisse mit Neigungen von 458 bis 518 mit einer grössten Rissbreite von 0.10 mm gebildet. Dieses Lastniveau wurde während der folgenden Nacht beibehalten. Die Steigerung der Belastung auf V_C = -375 kN (Laststufe 8) verursachte nur einen weiteren Schrägriss mit einer Neigung von 438. Mit 0.45 mm und 0.25 mm besassen nur zwei Schrägrisse Rissbreiten, die grösser als 0.10 mm waren. Sämtliche CFK-Schlaufen wiesen Dehnungen von weniger als 6 ‰ auf.

Bis zum Erreichen einer Last von V_C = -472 kN (Laststufe 9) hatte sich nur ein neuer Schrägriss bei V_C = -425 kN gebildet, so dass sich bis zu diesem Zeitpunkt insgesamt vier Schrägrisse mit Rissbreiten zwischen 0.50 mm und 0.35 mm eingestellt hatten. Durch lokales Abscheren des inneren Scheibenbereichs von den hochbewehrten Randbereichen entstanden mehrere kurze Risse an den Ansätzen der Längsbewehrungen. Die Belastung wurde nun auf V_C = -575 kN erhöht und konnte nach mehrmaligem leichten Nachregulieren auf dieser Höhe stabilisiert werden. Nach einigen Minuten entstand jedoch ein weiterer Schrägriss, der sich mit einer Neigung von 30° über den gesamten Scheibenbereich erstreckte und eine Rissbreite von 1.20 mm aufwies. Dies verursachte einen Abfall der Vertikalbelastung auf V_C = -563 kN. Anschliessend wurde die nächste Deformetermessung durchgeführt (Laststufe 10). Die Rissbreiten der weiteren Hauptrisse lagen zwischen 1.10 mm und 0.70 mm. Zudem hatten sich zahlreiche weitere kurze Risse an den Ansätzen der Längsbewehrungen gebildet. Die CFK-Schlaufen wiesen bei dieser Messung durch-

schnittliche Dehnungen von 6.4 ‰ auf. Die Schlaufe I besass mit 6.85 ‰ die grösste Dehnung.

Erstmalige leichte Abplatzungen an den CFK-Schlaufen, die bis zu diesem Zeitpunkt keinerlei Schädigungen aufwiesen, ergaben sich zwischen V_C = -620 kN und V_C = -630 kN an den Schlaufen I und III. Bei der weiteren Laststeigerung fanden Abplatzungen dann ausschliesslich an Schlaufe I statt. Die Verformungen wurden über einen Zeitraum von 12 Minuten unablässig langsam erhöht, die Belastung konnte dadurch unter wiederholtem geringen Lastabfall bis auf V_C = -647 kN gesteigert werden. Die Abplatzungen an Schlaufe I intensivierten sich, bis sie bei einer Last V_C = -647 kN versagte. Im selben Augenblick versagte die Betondruckzone bei der Einspannung A. Zwei benachbarte, bereits vorhandene Schubrisse mit Neigungen von 43° und 51° öffneten sich sofort weit, so dass schlagartig auch die Schlaufe II sowie die Bügel I bis III rissen. Die Rissbreiten der beiden Risse betrugen nach dem sofortigen Abfall der Vertikallast auf V_C = -148 kN ca. 13 mm und 8 mm. Es war deutlich zu erkennen, dass nahezu alle Lagen der beiden Schlaufen gerissen waren.

Literatur

[1] ACI Committee 318, „*Building Code Requirements for Reinforced Concrete (ACI 318-95) and Commentary ACI 318 R-95*“, American Concrete Institute, Detroit, 1995, 369 pp.

[2] Alvarez, M., Marti, P., Versuche zum Verbundverhalten von Bewehrungsstahl bei plastischen Verformungen, Institut für Baustatik und Konstruktion, ETH Zürich, *IBK Bericht Nr. 222*, Birkhäuser Verlag, Basel, 1996, 135 pp.

[3] Alvarez, M., Einfluss des Verbundverhaltens auf das Verformungsvermögen von Stahlbeton, Institut für Baustatik und Konstruktion, ETH Zürich, *IBK Bericht Nr. 236*, Birkhäuser Verlag, Basel, 1998, 182 pp.

[4] ASCE-ACI Committee 426, „The Shear Strength of Reinforced Concrete Members“, *Journal of the Structural Division*, ASCE, Vol. 99, No. 6, 1973, pp. 1091-1187.

[5] Baumann, T., „Zur Frage der Netzbewehrung von Flächentragwerken“, *Bauingenieur*, Vol. 47, No. 10, 1972, pp. 367-377.

[6] Canadian Standards Association, *Design of Concrete Structures for Buildings (CAN3-A23.3-M84)*, Rexdale, Ontario, Canada, 1984, 281 pp.

[7] Collins, M.P., „Towards a Rational Theory for RC Members in Shear“, *Journal of the Structural Division*, ASCE, Vol. 104, No. ST4, 1978, pp. 649-666.

[8] Collins, M.P., Mitchell, D., Adebar, P., Vecchio, F.J., „A General Shear Design Method“, *ACI Structural Journal*, Vol. 93, No. 1, Jan.-Feb. 1996, pp. 36-45.

[9] Comité Euro-International du Béton, *CEB-FIP Model Code 1990*, Redwood Books , Trowbridge, Wiltshire,1991, pp. 153-154.

[10] Domininghaus, H., *Die Kunststoffe und ihre Eigenschaften*, Springer Verlag, Berlin, 1998, 1293 pp.

[11] Dresselhaus, M.S., Dresselhaus, G., Sugihara, K., Spain, I.L., Goldberg, H.A., *Graphite Fibers and Filaments*, Springer Verlag, Berlin, 1988, 382 pp.

[12] Flemming, M., Ziegmann, G., Roth, S., *Faserverbundbauweisen; Fasern und Matrices*, Springer Verlag, Berlin, 1995, 309 pp.

[13] Hillerborg, A., „Analysis of a Single Crack“ *Fracture Mechanics of Concrete*, edited by F.H. Wittmann, Elsevier Science Publishers B. V., Amsterdam 1983, pp. 223-249.

[14] Hordijk, D.A., *Tensile and Tensile Fatigue Behaviour of Concrete; Experiments, Modelling and Analysis*, Heron, Vol. 37, No. 1, Delft, 1992, 79 pp.

[15] Hsu, T.T.C., „Softened Truss Model Theory for Shear and Torsion“, *ACI Structural Journal*, Vol. 85, No. 6, 1988, pp. 624-635.

[16] Hull, D., Clyne, T.W., *An Introduction to Composite Materials*, Cambridge University Press, Cambridge, 1996, 326 pp.

[17] Kaufmann, W., Marti, P., Versuche an Stahlbetonträgern unter Normal- und Querkraft, Institut für Baustatik und Konstruktion, ETH Zürich, *IBK Bericht Nr. 226*, Birkhäuser Verlag, Basel, 1996, 131 pp.

[18] Kaufmann, W., Marti, P., „Structural Concrete: Cracked Membrane Model“, *Journal of Structural Engineering*, ASCE, Vol. 124, No. 12, 1998, pp. 1467-1475.

[19] Kaufmann, W., Strength and Deformations of Structural Concrete Subjected to In-Plane Shear and Normal Forces, Institut für Baustatik und Konstruktion, ETH Zürich, *IBK Bericht Nr. 234*, Birkhäuser Verlag, Basel, 1998, 147 pp.

[20] Kupfer, H., „Erweiterung der Mörsch'schen Fachwerkanalogie mit Hilfe des Prinzips vom Minimum der Formänderungsarbeit“, Comité Euro-International du Béton, *Bulletin d'Information*, No. 40, Paris, 1964, pp. 44-57.

[21] Kupfer, H., Mang, R., Karavesyroglou, M., „Bruchzustand der Schubzone von Stahlbeton- und Spannbetonträgern – Eine Analyse unter Berücksichtigung der Rissverzahnung“, *Bauingenieur*, Vol. 58, 1983, pp.143-149.

[22] Lees, J., Meier, U., „Tensioned Carbon Fibre Reinforced Plastic Non-Laminated Straps for Shear Enhancement of Concrete: Design Parameters for Prototype Shear Application“, Eidgenössische Materialprüfungs- und Forschungsanstalt, *EMPA Report*, No. 168609/2, 1998, 29 pp.

[23] Lees, J., Meier, U., „Tensioned Carbon Fibre Reinforced Plastic Non-Laminated Straps for Shear Enhancement of Concrete: Development of Tensioning System“, Eidgenössische Materialprüfungs- und Forschungsanstalt, *EMPA Report*, No. 168609/3, 1998, 20 pp.

[24] Marti, P., Zur plastischen Berechnung von Stahlbeton, Institut für Baustatik und Konstruktion, ETH Zürich, *IBK Bericht Nr. 104*, Birkhäuser Verlag, Basel, 1980, 176 pp.

[25] Marti, P., „Strength and Deformations of Reinforced Concrete Members under Torsion and Combined Actions“, Comité Euro-International du Béton, *CEB Bulletin d'information*, No. 146, 1982, pp. 97-138.

[26] Marti, P., Meyboom, J., „Response of Prestressed Concrete Elements to In-Plane Shear Forces“, *ACI Structural Journal*, Vol. 89, No. 5, 1992, pp. 503-514.

[27] Marti, P., „Verbundverhalten von Spanngliedern mit Kunststoff-Hüllrohren“, Institut für Baustatik und Konstruktion, ETH Zürich, *Festschrift Prof. J. Schneider zum 60. Geburtstag*, *IBK Publikation SP-001*, 1994, pp. 143-150.

[28] Marti, P., Sigrist, V., Alvarez, M., Mindestbewehrung von Betonbauten, Forschungsauftrag Nr. 82/95, Bundesamt für Strassenbau, *Bericht Nr. 529*, 1997, 55 pp.

[29] Marti, P., Alvarez, M., Kaufmann, W., Sigrist, V., Tragverhalten von Stahlbeton, Institut für Baustatik und Konstruktion, ETH Zürich, *IBK Publikation SP-008*, 1999, 301 pp.

[30] Marti, P., Stoffel, P., Beurteilung der Tragsicherheit bestehender Betonbauten, Institut für Baustatik und Konstruktion, ETH Zürich, *IBK Publikation SP-009*, 1999, 87 pp.

[31] Meier, U., „Kunststoffe – Bau- und Werkstoffe der Zukunft?“, *Swiss Plastics*, Vol. 10, Nr. 11, Verlag Dr. Felix Wüst AG, 1988, pp. 31-37.

[32] Michaeli, W., Wegener, M., *Einführung in die Technologie der Faserverbundwerkstoffe*, Carl Hanser Verlag, München und Wien, 1990, 174 pp.

[33] Mitchell, D., Collins, M.P., „Diagonal Compression Field Theory – A Rational Model for Structural Concrete in Pure Torsion“, *ACI Journal*, Vol. 71, No. 8, 1974, pp. 396-408.

[34] Mörsch, E., *Der Eisenbetonbau – Seine Theorie und Anwendung*, Verlag Konrad Wittwer, Stuttgart, 5. Auflage, 1. Band, 1. Hälfte, 1920, 471 pp., 2. Hälfte, 1922, 460 pp.

[35] Müller, P., Plastische Berechnung von Stahlbetonscheiben und –balken, Institut für Baustatik und Konstruktion, ETH Zürich, *IBK Bericht Nr. 83*, Birkhäuser Verlag, Basel, 1978, 160 pp.

[36] Muttoni, A., Schwartz, J., Thürlimann, B., Bemessen und Konstruieren von Stahlbetontragwerken mit Spannungsfeldern, Institut für Baustatik und Konstruktion, ETH Zürich, *Vorlesungsunterlagen*, 1987, 134 pp.

[37] Nielsen, M.P., On the strength of reinforced concrete discs, *Acta Polytechnica Scandinavia*, *Civil Engineering and Building Construction Series*, No. 70, Copenhagen, 1971, 261 pp.

[38] Normenausschuss Bauwesen im DIN Deutsches Institut für Normung e.V., *DIN 1045 Beton und Stahlbeton; Bemessung und Ausführung*, Beuth Verlag GmbH, Berlin und Köln, 1988, pp. 42-44.

[39] Olbrecht, H. P., „Beitrag der Frischbetonkontrolle zur Qualitätssicherung“, *Bau*, Vol. 64, No. 11, 1985, pp. 665-668

[40] Pantazopoulou, S.J., „Role of Expansion on Mechanical Behaviour of Concrete“, *Journal of Structural Engineering*, ASCE, Vol. 121, No. 12, Dec. 1995, pp. 1795-1805.

[41] Ritter, W., „Die Bauweise Hennebique“, *Schweizerische Bauzeitung*, Vol. 17, 1899, pp.41-43, 49-52, 59-61.

[42] Robinson, J.R., Demorieux, J.-M., „Essais de traction-compression sur modèles d’âme de poutre en béton armé“, Compte rendu des recherches effectuées en 1968, *Annales ITBTP*, 1969, pp. 980-982, und Compte rendu des recherches effectuées en 1969, *Annales ITBTP*, 1970, pp. 980-982.

[43] Santoh, N. et. al., „Report on the Use of CFCC in Prestressed Concrete Bridges in Japan“, American Concrete Institute, *SP 138-52*, Detroit, 1993, pp. 895-911.

[44] Schweizerischer Ingenieur- und Architekten-Verein, *SIA Norm 162; Norm für die Berechnung, Konstruktion und Ausführung von Bauwerken aus Beton, Stahlbeton und Spannbeton*, Zürich, 1968, pp. 66-68.

[45] Schweizerischer Ingenieur- und Architekten-Verein, *Richtlinie 34 zu Norm 162; Bruchwiderstand und Bemessung von Stahlbeton- und Spannbetontragwerken*, Zürich, 1976, 15 pp.

[46] Schweizerischer Ingenieur- und Architekten-Verein, *SIA Norm 162/1; Betonbauten; Materialprüfung*, Zürich, 1989, 80 pp.

[47] Schweizerischer Ingenieur- und Architekten-Verein, *ENV 1992-1-1, EC 2 Planung von Stahlbeton- und Spannbetontragwerken, Teil 1: Grundlagen und Anwendungsregeln für den Hochbau*, Zürich, 1992, pp. 78-83.

[48] Sigrist, V., Marti, P., Versuche zum Verformungsvermögen von Stahlbetonträgern, Institut für Baustatik und Konstruktion, ETH Zürich, *IBK Bericht Nr. 202*, Birkhäuser Verlag, Basel, 1993, 90 pp.

[49] Sigrist, V., Marti, P., „Ductility of Structural Concrete: A Contribution“, Workshop: Development of EN 1992 in Relation to New Research Results and to the CEB-FIP Model Code 1990, *Proceedings*, Czech Technical University, 1994, pp. 211-223.

[50] Sigrist, V., Zum Verformungsvermögen von Stahlbetonträgern, Institut für Baustatik und Konstruktion, ETH Zürich, *IBK Bericht Nr. 210*, Birkhäuser Verlag, Basel, 1995, 159 pp.

[51] Sigrist, V., Alvarez, M., Kaufmann, W., „Shear and Flexure in Structural Concrete Beams“, Comité Euro-International du Béton, *CEB Bulletin d'information*, No. 223, Juni 1995, pp. 7-49.

[52] Thürlimann, B., Lüchinger, P., „Steifigkeit von gerissenen Stahlbetonbalken unter Torsion und Biegung“, *Beton- und Stahlbetonbau*, Vol. 68, Nr. 6, 1973, pp. 146-152.

[53] Thürlimann, B., Marti, P., Pralong, J., Ritz, P., Zimmerli, B., Anwendung der Plastizitätstheorie auf Stahlbeton, Institut für Baustatik und Konstruktion, ETH Zürich, *Unterlagen zum Fortbildungskurs*, 1983, 252 pp.

[54] Vecchio, F.J., Collins, M.P., „The Response of Reinforced Concrete to In-Plane Shear and Normal Stresses“, University of Toronto, Department of Civil Engineering, *Publication* No. 82-03, Toronto, 1982, 332 pp.

[55] Vecchio, F.J., Collins, M.P., „The Modified Compression Field Theory for Reinforced Concrete Elements Subjected to Shear“, *ACI Journal*, Vol. 83, No. 2, 1986, pp. 219-231.

[56] Walraven, J.C., „Fundamental Analysis of Aggregate Interlock“, *Journal of the Structural Division*, ASCE, Vol. 107, No. STII, 1981, pp. 2245-2270.

[57] Winistörfer, A.U., Development of Non-Laminated Advanced Composite Straps for Civil Engineering Applications, Department of Engineering, University of Warwick, Warwick, 1999, 170 pp.

Bezeichnungen

Lateinische Grossbuchstaben

A	Querschnittsfläche
E	Elastizitätsmodul
F	Kraft
G	Schubmodul
I	Flächenträgheitsmoment
M	Biegemoment
N	Normalkraft
Q	Pol des Mohrschen Kreises
V	Querkraft

Lateinische Kleinbuchstaben

a	Länge
b	Länge
c	Länge
e	Länge
f	Festigkeit
n	Verhältnis der Elastizitätsmoduli
q	verteilte Last
s	Rissabstand
w	(vertikale) Verschiebung
x	(horizontale) Koordinate
z	(vertikale) Koordinate

Griechische Buchstaben

γ	Schiebung
Δ	Differenz
δ	Verbundschlupf
ε	Dehnung
θ	Winkel (zwischen x- und 3-Achse)
λ	Koeffizient (s_{rm}/s_{r0})
ξ	Koeffizient
ρ	geometrischer Bewehrungsgehalt
σ	Normalspannung
τ	Schubspannung
υ	Querdehnungszahl
χ	Krümmung
ω	mechanischer Bewehrungsgehalt

Fusszeiger

B	Bewehrung
b	Verbund
c	Beton, Zylinder
h	Verfestigung
l	links
m	Durchschnittswert
n	(Normalen-) Koordinate
p	Spannbewehrung
r	Riss, rechts
s	Betonstahl
t	Zug
u	Bruch, Versagenszustand
v	Querkraft, vertikal
w	Steg
x	(horizontale) Koordinate
y	Fliessen, Fliessgrenze
z	(vertikale) Koordinate
0	Grundgrösse, initial
1	Hauptrichtung, Grundgrösse
3	Hauptrichtung
cr	Reissen
inf	unten
sup	oben

Sonderzeichen

Ø	Stabdurchmesser
*	Hilfsgrösse