

Querkraftwiderstand von Stahlbeton- und Spannbetonträgern mittels Spannungsfeldern

THÈSE N° 6004 (2014)

PRÉSENTÉE LE 24 JANVIER 2014

À LA FACULTÉ DE L'ENVIRONNEMENT NATUREL, ARCHITECTURAL ET CONSTRUIT
LABORATOIRE DE CONSTRUCTION EN BÉTON
PROGRAMME DOCTORAL EN STRUCTURES

ÉCOLE POLYTECHNIQUE FÉDÉRALE DE LAUSANNE

POUR L'OBTENTION DU GRADE DE DOCTEUR ÈS SCIENCES

PAR

Michael Markus RUPF

acceptée sur proposition du jury:

Prof. A. Schleiss, président du jury
Prof. A. Muttoni, directeur de thèse
Prof. K. Beyer, rapporteur
Dr W. Kaufmann, rapporteur
Prof. V. Sigrist, rapporteur



ÉCOLE POLYTECHNIQUE
FÉDÉRALE DE LAUSANNE

Suisse
2014

Vorwort / Préface

Le thème de la résistance à l'effort tranchant des poutres en béton armé et précontraint a été étudié par nombreux chercheurs dans les années '70 et '80 du siècle passé et des méthodes de dimensionnement simples ont été développées. Ce thème est redevenu d'actualité depuis que les ponts et les structures similaires réalisées dans les années '50 et '60 doivent être évalués afin de vérifier leur sécurité structurelle suite aux nouvelles actions et pour tenir compte de leur état (augmentation des charges, détérioration des armatures dans certains cas). En effet, ces structures ont été dimensionnées sur la base de normes peu prudentes, en admettant dans certains cas une contribution trop importante de la résistance à la traction du béton, de sorte que leurs armatures d'effort tranchant sont très faibles. Cela signifie que, sur la base des normes actuellement en vigueur, ces structures devraient être renforcées avec des coûts considérables. Des travaux précédents effectués par le Laboratoire de Construction en Béton de l'EPFL ont montré que des réserves de résistance peuvent être quantifiées si des méthodes de vérification plus performantes sont utilisées (méthode des champs de contraintes élastiques-plastiques par exemple). C'est pourquoi l'Office Fédéral des Routes a mandaté notre laboratoire pour effectuer une recherche théorique et expérimentale afin de vérifier quelles sont les limites d'applicabilité des méthodes plus détaillées et d'élaborer, sur la base des connaissances acquises, des méthodes simples utilisables par les ingénieurs. Le travail de thèse de Monsieur Michael Rupf s'inscrit dans cette thématique et ce projet de recherche.

M. Rupf a d'abord conçu et effectué une importante campagne expérimentale sur des poutres en béton armé et précontraint. Ces essais sont particulièrement intéressants car les échantillons essayés représentent à l'échelle 3/8 la zone critique des ponts-poutres continus en béton armé précontraint avec une section en caisson. Les résultats obtenus sont très importants car ils montrent qu'en présence d'ailes suffisamment rigides, la méthode des champs de contraintes élastiques-plastiques peut aussi être utilisée pour une armature d'effort tranchant très faible. En outre, les essais ont montré qu'en cas de rupture de l'âme, une résistance résiduelle très importante fournie par les ailes et les câbles de précontrainte peut être assurée.

Une autre contribution intéressante de M. Rupf est représentée par le développement d'une méthode analytique pour l'étude des champs de contraintes élastiques-plastiques (analyse par sections et étude des bielles critiques). Ce travail est important car jusqu'à présent, la résolution des champs de contraintes élastiques plastiques nécessitait une modélisation par élément finis non-linéaires très demandeuse en temps. Cette méthode permettra de vérifier de façon simple les âmes de poutres précontraintes avec une bonne fiabilité.

Je tiens ici encore à remercier le Groupe de Travail « Recherche en matière des ponts » de l'Office Fédéral des Routes qui a soutenu ce projet de recherche.

Danksagung

Während den vier Jahren Arbeit an meiner Dissertation durfte ich die Hilfe zahlreicher Personen in Anspruch nehmen, welche mich fachlich mit Ratschlägen und/oder persönlich durch ihre Freundschaft unterstützten. Herzlich danken möchte ich:

Professor Dr. Aurelio Muttoni, welcher mir die Möglichkeit gab, meine Dissertation an seinem Lehrstuhl zu schreiben und mir als Doktorvater stets seine Unterstützung zukommen liess.

Dr. Miguel Fernández Ruiz für die fachlichen Ratschläge, die interessanten Diskussionen und die Unterstützung bei Verfassen der diversen Veröffentlichungen.

meiner Jury, unter dem Vorsitz von Prof. Dr. Anton Schleiss und den Mitgliedern Prof. Dr. Katrin Beyer, Dr. Walter Kaufmann und Prof. Dr. Viktor Sigrüst für ihr Engagement und ihr eingebrachtes Wissen.

dem Bundesamt für Strassen (ASTRA) für die grosszügige finanzielle Unterstützung meiner Forschung (Projekt AGB 2006/015) und den Mitgliedern der Begleitkommission C der Arbeitsgruppe Brückenforschung, Dr. Armand Fürst, Dr. Manuel Alvarez, Heinrich Figi, Dr. Hans Rudolf Ganz und Dr. Dario Somaini.

meinen Kollegen und Freunden am IBETON und am EESD, insbesondere Yvonne Bühl, Dr. Olivier Burdet, Stefano Campana, Thibault Clément, Stefan Lips, Damien Dreier, Roberto Guidotti, Galina Argirova, Marie-Rose Backes, Fabio Brantschen, Francesco Cavagnis, Ioannis Drakatos, Jürgen Einpaul, Francisco Natário, Filip Niketic, João Simões, Alessandro Paparo, Sarah Petry, Raluca Constantin und Pia Hannewald, mit welchen ich viele interessante fachliche Diskussionen führen konnte. Vor allem möchte ich mich bei ihnen auch für die herzliche Freundschaft bedanken, welche wir in der gemeinsamen Zeit an der EPFL und auch jetzt noch pflegen durften und dürfen.

dem kompetenten und sehr hilfsbereiten Personal der Versuchshalle, Gilles Guignet, Gérald Rouge, Sylvain Demierre, Roland Gysler, Patrice Gallay, Frédérique Dubugnon und François Perrin, welche mir die Versuchsdurchführung ermöglichte und mir stets mit gutem Rat und helfender Hand zur Seite standen. Ein weiterer Dank geht an die Studenten, welche mir in der Vorbereitung und der Durchführung der Versuche geholfen haben.

allen Personen, welche mir beim Verfassen der Dissertation durch Korrekturlesen und Übersetzungen behilflich waren. Ein herzliches Dankeschön an Maya Notz, Verena Rupf, Miguel Fernández Ruiz, Fabio Brantschen, Francesco Cavagnis und Alessandro Paparo.

meinen Freunden, meinen Eltern und meinem Bruder Fabian für ihre Unterstützung im privaten Umfeld und die gemeinsam verbrachten Momente der Entspannung. Mein grösster Dank gilt meiner Frau Sabine für die fachlichen Ratschläge und Diskussionen. Im Speziellen möchte ich ihr für die moralische Unterstützung während sämtlicher Phasen meines Doktorates danken.

Zusammenfassung

Die Zustandserfassung und -beurteilung bestehender Stahlbetonbauten wird, aufgrund der im letzten Jahrhundert zahlreich erstellten Bauwerke, ein immer wichtigerer Bereich des Bauingenieurwesens. Die Modellierung bestehender Stahlbetonelemente mittels Spannungsfeldern oder Fachwerken bildet eine elegante Lösung zur rechnerischen Überprüfung der Tragsicherheit. Aktuelle Bemessungsnormen bauen vielfach auf einfacheren, starr-plastischen Spannungsfeldansätzen auf und bilden somit die tieferen Näherungsstufen der Spannungsfeldmethoden. Bei der rechnerischen Überprüfung der Tragsicherheit, anhand aktueller Normen und Bemessungsregeln, kann oftmals der Querkraftnachweis bei Trägerstegen von Stahlbeton- und Spannbetonträgern oder Kastenbrückenträgern nicht erbracht werden. Als Ursache können beispielsweise die sehr geringen Querkraftbewehrungsgehalte bestehender Träger genannt werden oder auch die Modellvereinfachungen der Spannungsfeldansätze tieferer Näherungsstufen und damit auch der Normansätze. Um unnötige Verstärkungsmassnahmen zu vermeiden, bietet sich der Nachweis anhand präziserer Methoden an. Dabei können beispielsweise elastisch-plastische Spannungsfelder verwendet werden, welche als Methoden höherer Näherungsstufe gelten und die Berücksichtigung zusätzlicher Querkraftwiderstandsanteile und die genauere Abbildung des Trägerverhaltens ermöglichen.

Die vorliegende Forschungsarbeit geht allgemein auf die Querkraftbemessung von Stahlbeton- und Spannbetonelementen anhand von Spannungsfeldern ein und legt einen besonderen Fokus auf die Analyse bestehender Tragwerke durch elastisch-plastische Spannungsfelder. In einem Überblick werden die gängigen Spannungsfeldmethoden, deren Entwicklung, Grundlagen und Potentiale beschrieben.

Das Tragverhalten bestehender Träger unter Belastung wurde anhand einer Versuchsserie an zwölf Stahlbeton- und Spannbetonträgern studiert. Die Versuchskörper haben möglichst realitätsnah die Situation von schwach schubbewehrten Durchlaufträgern mit Vorspannung zu repräsentieren und werden ebenfalls mittels elastisch-plastischer Spannungsfelder analysiert. Die geprüfte Versuchsserie erlaubt die Beschreibung und Quantifizierung der verschiedenen Querkrafttraganteile, des Einflusses von Trägerflanschen und der Spannkraftzunahme in geeigneten Vorspanngliedern. Anhand der Versuchsergebnisse werden zudem bestehende Bemessungsansätze, bezüglich deren Anwendbarkeit auf Träger mit schwachen Querkraftbewehrungsgehalten, validiert.

Bestehende Spannungsfeldansätze weisen entweder grössere Modellvereinfachungen auf (starr-plastische Spannungsfelder) oder erfordern einen relativ grossen Modellierungs- und Rechenaufwand (elastisch-plastische Spannungsfelder, implementiert in die Methode der Finiten Elemente). In der vorliegenden Arbeit wird daher ein neuer Ansatz hergeleitet, welcher ebenfalls auf elastisch-plastischem Materialverhalten beruht. Die vorgeschlagene Methode weist weniger Modellvereinfachungen als die starr-plastischen Spannungsfelder auf. Sie zeichnet sich gegenüber der bestehenden Methode der elastisch-plastischen Spannungsfelder durch einen geringe-

ren Modellierungsaufwand und eine deutlich reduzierte Rechenzeit aus. Der Ansatz enthält zudem je eine Formulierung zur Berücksichtigung der Spannkraftzunahme in geneigten Spanngliedern und zur Berücksichtigung des Flanscheinflusses. Die Validierung des präsentierten Ansatzes erfolgt anhand von 57 getesteten Trägern verschiedener Versuchsserien. Der Vergleich zwischen den Analyseresultaten des hergeleiteten Ansatzes und den Versuchsergebnissen zeigt eine gute Genauigkeit der vorgeschlagenen Methode. Die Anwendbarkeit und Genauigkeit wird bestätigt durch einen zweiten Vergleich der Resultate mit denjenigen einer Analyse der 57 Träger anhand der bestehenden Methode der elastisch-plastischen Spannungsfelder.

Stichworte: Stahlbeton, Spannbeton, Bemessung, Querkraft, Träger, Spannungsfeld, Vorspannung, Querkraftbewehrung, Trägerflansch, Schubversuch, bestehendes Tragwerk.

Abstract

Assessing the strength of existing reinforced concrete members has become a relevant task for structural engineers. This is justified by the relatively large number of existing works where the design loads have been increased due to updated actual loads or code requirements or by modifications of the original structure such as enlargements. Several codes of practice are based for design of such structures on consistent approaches such as the stress field or the strut-and-tie method. Such design approaches are simple enough to be used for design purposes, but may have in-built safe assumptions to cover a wide number of cases. The actual strength of a structure may thus be underestimated by using simplified design approaches. However, these consistent theories, and particularly the stress field method can be refined and adapted to a particular case in order to provide a more realistic estimate of its strength and to avoid unnecessary retrofitting.

In this research project, refined strategies for shear design and assessment of reinforced and prestressed concrete members based on stress fields are investigated. The research particularly focuses on the analysis of existing structures using elastic-plastic stress fields.

The actual shear behavior of existing girders and the limits of applicability of the stress field methods have been studied on the basis of a testing campaign on twelve post-tensioned, reinforced concrete girders. The test specimens represent the situation of continuous prestressed girders with low amounts of shear reinforcement, which is the usual case in existing structures. All specimens have been modeled and analyzed by elastic-plastic stress fields. The test series allows describing and quantifying the different shear-carrying actions, the influence of girder flanges and the increase in prestressing force of inclined tendons. Furthermore, several codes of practice have been validated on the basis of the test results and their applicability on girders with low amounts of shear reinforcement is verified.

The stress field approaches used currently for design show rather coarse model simplifications (rigid-plastic stress fields) or need a substantial effort for modeling and computation (elastic-plastic stress fields solved by means of the finite element method). In this research work, a new approach for shear design is presented. The method also assumes elastic-plastic material behavior and shows fewer model simplifications than the rigid-plastic stress field methods. Compared to the existing elastic-plastic stress field approach based on finite elements, the modeling effort and the computing time of the method are clearly reduced. In addition, the method accounts for the increase in prestressing force of inclined tendons and for the flange influence by means of separate analytical approaches. The presented method is validated using 57 specimens of different test series. A comparison of the analysis results and the test results show an excellent accuracy of the presented approach.

Keywords: reinforced concrete, prestressed concrete, structural design, shear force, girder, stress field, post-tensioning, shear reinforcement, girder flange, shear test, existing structure.

Résumé

La vérification de la résistance de structures existantes en béton armé est devenue une tâche importante pour les ingénieurs de la pratique. Un nombre relativement important de structures ont été soumis à des charges plus importantes en raison de leur actualisation ou pour satisfaire aux exigences des normes ou encore en raison de modifications de la structure initiale tels que des élargissements. Certaines normes de construction se basent sur des analyses consistantes comme la méthode des champs de contraintes ou la méthode des bielles-et-tirants pour l'étude de ces structures. Ces approches sont suffisamment simples pour pouvoir être utilisées dans le cadre d'un dimensionnement, mais peuvent également contenir des hypothèses conservatrices pour couvrir un large nombre d'ouvrages. La résistance actuelle d'une structure peut donc être sous-estimée en utilisant ces méthodes de dimensionnement simplifiées. Toutefois, des théories consistantes étant à la base de ces différentes approches, la méthode des champs de contraintes peut être raffinée et adaptée pour un cas particulier afin d'obtenir une estimation plus proche de la réalité de sa résistance et d'empêcher une réhabilitation.

Ce projet de recherche met en avant des méthodes de dimensionnement et de vérification avancées pour des éléments en béton armé soumis à de l'effort tranchant en se basant sur les champs de contraintes. Un accent particulier est mis sur l'analyse de structures existantes étudiées selon des champs de contraintes élastiques-plastiques.

Le comportement actuel à l'effort tranchant de poutres existantes ainsi que les limites d'application de la méthode des champs de contraintes ont été étudiés au travers d'un programme expérimental composé de 12 poutres en béton armé précontraint. Ces spécimens visent à représenter la situation la plus courante dans le cas de structures existantes, à savoir des poutres précontraintes avec un faible taux d'armature d'effort tranchant. Tous les spécimens ont été modélisés et analysés avec des champs de contraintes élastiques-plastiques. La série d'essais a permis de décrire et quantifier les différents modes de transmission d'effort tranchant, l'influence des ailes ainsi que l'augmentation de la force de précontrainte dans les torons inclinés. Les résultats de ces essais ont permis de valider plusieurs normes de construction actuellement utilisées dans la pratique quant à leur applicabilité aux en béton armé précontraint avec un faible taux d'armature d'effort tranchant.

La méthode des champs de contrainte utilisée actuellement pour le dimensionnement est en générale considérablement simplifiée (champs de contraintes rigides-plastiques) ou nécessite un travail conséquent de modélisation et de calcul (champs de contraintes élastiques-plastiques résolus par éléments finis). Dans ce travail de recherche, une nouvelle approche pour le dimensionnement à l'effort tranchant est présentée. Le comportement des matériaux y est admis élastique-plastique et peu de simplifications sont apportées comparé à la méthode des champs de contrainte rigides-plastiques. Contrairement à la méthode des champs de contraintes élastiques-plastiques basée sur des éléments finis, la méthode développée permet de réduire considérablement le temps de calcul. De plus, la méthode permet de considérer également l'augmentation de

la force de précontrainte dans les torons inclinés et l'influence des ailes avec des formulations analytiques spécifiques. La méthode proposée a été validée sur 57 spécimens provenant de différentes séries expérimentales. Une comparaison des résultats d'analyse est présentée et met en avant l'efficacité de l'approche développée.

Mots-clés: béton armé, béton précontraint, dimensionnement, effort tranchant, poutre, champ de contraintes, précontrainte, armature d'effort tranchant, aile de poutre, essai d'effort tranchant, structure existante.

Riassunto

La verifica della resistenza di strutture esistenti in calcestruzzo armato è diventata una parte importante del lavoro degli ingegneri strutturisti. Un numero relativamente importante di strutture esistenti sono soggette a carichi più elevati rispetto a quelli di design per soddisfare modifiche nella normativa vigente o ampliamenti della struttura originale. Alcune normative per la progettazione di tali strutture sono basate sui metodi dei campi di tensione e i modelli tirante-puntone. Questi approcci sono abbastanza semplici da poter essere utilizzati per il dimensionamento, ma possono contenere ipotesi conservative, introdotte al fine di coprire un vasto numero di casi. La resistenza effettiva di una struttura, utilizzando questi metodi di dimensionamento semplificati, potrebbe quindi essere sottostimata. Tuttavia, questi approcci, e in particolare i campi di tensione, possono essere migliorati e adattati ai casi particolari al fine di fornire una stima più realistica della resistenza di una struttura e di prevenire un'eventuale riabilitazione strutturale.

In questo progetto di ricerca vengono analizzati in dettaglio, per elementi in calcestruzzo armato soggetti a sforzi di taglio, i metodi di dimensionamento e verifica basati sui campi di tensione. Particolare enfasi è posta sull'analisi di strutture esistenti, che sono studiate con il metodo dei campi di tensione elasto-plastici. Il comportamento a taglio di travi esistenti e i limiti di applicabilità del metodo dei campi di tensione sono studiati sulla base di una campagna sperimentale nella quale sono state testate dodici travi in calcestruzzo armato precompresso. Le prove intendono rappresentare la situazione più comune nell'ambito di strutture esistenti, vale a dire travi in calcestruzzo precompresso con una limitata quantità di armatura a taglio. Tutti i campioni sono modellati e analizzati con il metodo dei campi di tensione elasto-plastici.

La serie delle prove sperimentali ha permesso di descrivere e quantificare il contributo dei diversi meccanismi di trasmissione dello sforzo di taglio, l'influenza delle ali e della forza di precompressione nei cavi post-tesi. I risultati sperimentali hanno permesso di validare diversi codici attualmente utilizzati nella pratica e la loro applicabilità al caso di strutture in calcestruzzo armato precompresso con basse quantità di armatura a taglio.

Il metodo dei campi di tensione utilizzato attualmente per il dimensionamento è in generale notevolmente semplificato (campi di tensione rigido-plastici), o richiede un notevole lavoro nella modellazione e nel calcolo (campi di tensione elasto-plastici risolti mediante il metodo degli elementi finiti). In questa ricerca viene presentato un nuovo approccio per il dimensionamento a taglio. Il modello assume un comportamento del materiale di tipo elasto-plastico e sono apportate un minor numero di semplificazioni rispetto al metodo dei campi di tensione rigido-plastici. A differenza del metodo dei campi di tensione elasto-plastici esistente basato sull'utilizzo del metodo degli elementi finiti, il modello sviluppato riduce significativamente il tempo di calcolo. Inoltre permette di considerare l'aumento della forza di precompressione nei cavi post-tesi e l'influenza delle ali mediante approcci analitici distinti. Il metodo proposto è stato validato su un database di 57 campioni di differenti campagne

sperimentali. Un confronto tra i risultati analitici e sperimentali è qui presentato e mette in risalto l'efficacia del modello sviluppato.

Parole-chiave: calcestruzzo armato, calcestruzzo armato precompresso, tecnica delle costruzioni, taglio, trave, campi di tensione, post-tensione, armatura a taglio, ali nelle travi, test a taglio, strutture esistenti.

Inhaltsverzeichnis

Vorwort / Préface	i
Danksagung.....	iii
Zusammenfassung.....	v
Abstract.....	vii
Résumé	ix
Riassunto	xi
Inhaltsverzeichnis.....	xiii
Bezeichnungen und Abkürzungen	xv
1 Einleitung	1
1.1 Motivation	1
1.2 Grundlage.....	3
1.3 Problemstellung.....	5
1.4 Ziele der Forschungsarbeit	7
1.5 Persönlicher Forschungsbeitrag	9
2 Querkraftbemessung anhand von Spannungsfeldern	11
2.1 Abgrenzung zu anderen Modellvorstellungen.....	11
2.2 Überblick über die Spannungsfelder	13
2.3 Gleichgewicht.....	14
2.4 Neigungswinkel der Betonhauptdruckspannung	16
2.4.1 Elastisch-gerissene Spannungsfelder.....	16
2.4.2 Starr-plastische Spannungsfelder	18
2.4.3 Erweiterte starr-plastische Spannungsfelder	20
2.4.4 Elastisch-plastische Spannungsfelder.....	22
2.5 Mindestbewehrung	24
2.6 Effektive Betondruckfestigkeit von Stegbeton.....	25
2.6.1 Einfluss des spröden Bruchverhaltens von Beton höherer Festigkeit.....	25
2.6.2 Einfluss der Querkzugdehnung	26
2.6.3 Äquivalente plastische Betondruckfestigkeit	27
2.6.4 Einfluss des Spanngliedhüllrohres.....	27
3 Erkenntnisse aus durchgeführten Versuchen	29
3.1 Ziele der durchgeführten Versuchsserie.....	29
3.2 Beschreibung der Versuchsserie	30
3.2.1 Versuchsparameter und Versuchsaufbau.....	30
3.2.2 Versuchskörper.....	32
3.2.3 Materialeigenschaften und effektive Vorspannkraft	33
3.2.4 Messungen.....	35
3.3 Versuchsergebnisse	36
3.4 Resultate aus Deformationsmessungen	41
3.4.1 Betonhauptdruckstauchung und Rissöffnung	41
3.4.2 Querkrafttraganteile im Riss.....	46
3.5 Validierung bestehender Bemessungsansätze	53

3.5.1	SIA 262 (2013)	55
3.5.2	Eurocode 2 (2004)	55
3.5.3	Model Code 2010	56
3.5.4	AASHTO LRFD (2010)	57
3.5.5	Response-2000.....	57
3.6	Validierung der EPSF-FE Methode und Interpretation der Versuchsergebnisse.....	58
3.6.1	Validierung der EPSF-FE Methode.....	58
3.6.2	Interpretation der Versuchsergebnisse anhand der EPSF-FE Methode	61
3.7	Querkrafttraganteile.....	64
3.8	Flanscheinfluss	66
3.8.1	Vermeidung von Verformungslöcherungen	66
3.8.2	Lastausbreitung konzentrierter Belastungen.....	67
3.9	Schlussfolgerungen aus der Versuchsserie.....	70
4	Weiterentwicklung der Spannungsfeldmethoden.....	73
4.1	Elastisch-plastische Spannungsfelder mit Analyse der kritischen Druckstrebe	75
4.1.1	Modellbildung	75
4.1.2	Berechnungsablauf	76
4.1.3	Materialgesetze und effektive Betondruckfestigkeit	78
4.1.4	Verformungsverträglichkeitsbedingungen	79
4.1.5	Gleichgewicht der Vertikalkräfte	80
4.1.6	Gleichgewicht der Horizontalkräfte	83
4.2	Spannkraftzunahme	86
4.3	Berücksichtigung des Flanscheinflusses	89
4.3.1	Ansatz zur Berücksichtigung der Lastausbreitung	90
4.3.2	Begrenzung des Flanscheinflusses	95
4.4	Potentiell kritische Druckstreben.....	96
4.5	Validierung der vorgeschlagenen Spannungsfeldmethode.....	97
4.5.1	Gewählte Versuchskörper zur Validierung.....	97
4.5.2	Validierung der Vorhersage des Querkraftwiderstandes	98
4.5.3	Vergleich des Dehnungszustandes beider EPSF Methoden	101
4.5.4	Vergleich der Querkrafttraganteile und des Versagensbereichs	102
4.5.5	Schlussfolgerungen aus der Validierung	108
4.6	Überprüfung verwendeter Spannungsfeldgrundlagen	109
4.6.1	Überprüfung der verwendeten Reduktionsfaktoren.....	109
4.6.2	Überprüfung der Dehnungsbegrenzung der Querkraftbewehrung	113
5	Schlussfolgerungen und weitere Forschungsarbeiten	117
5.1	Schlussfolgerungen.....	117
5.2	Weitere Forschungsarbeiten	121
	Literaturverzeichnis	123
	Anhang A – Validierung der EPSF-FE Methode	129
	Anhang B – Versuchsträger zur Validierung der Spannungsfeldmethoden.....	131

Bezeichnungen und Abkürzungen

Lateinische Grossbuchstaben

A_P	Querschnittfläche der Vorspannglieder
A	Betonquerschnittfläche des Trägers (im Versuchsbereich)
$A_{c,o} - A_{c,u}$	Betonquerschnittfläche des Ober- / Unterflansches
$A_{s,o} - A_{s,u}$	Querschnittfläche der Flanschlängsbewehrung
A_{sw}	Querschnittfläche der Querkraftbewehrung
A_w	Betonquerschnittfläche des Steges
D	Kraft im Druckgurt
E_P	Elastizitätsmodul der Vorspannlitzen
E_c	Elastizitätsmodul des Betons
E_s	Elastizitätsmodul des Bewehrungsstahls
F_c	Betondruckkraft in der Druckstrebe
G_w	Schubmodul des gerissenen Stegbetons
I	Trägheitsmoment des Trägers
I_f	Flanschträgheitsmoment
M	Biegemoment
M_E	Biegemoment im Querschnitt
N_D	Normalkraft in Biegedruckzone
N_E	Normalkraft im Querschnitt
N_P	Normalkraftanteil anfängliche Vorspannkraft ($= P_x$)
$M_o - M_u$	Flanschbiegemoment im Ober- / Unterflansch ($= M_{f,o} - M_{f,u}$)
N_a	Normalkraft aus Rissuferverzahnung
$N_o - N_u$	Flanschnormalkraft im Ober- / Unterflansch ($= N_{f,o} - N_{f,u}$)
N_s	Normalkraft in der Biegezugbewehrung
$N_{\Delta P}$	Normalkraftanteil Vorspannkraftzunahme ($= \Delta P_x$)
P	Nominelle Vorspannkraft
P_x	Komponente der anfänglichen Vorspannkraft in x -Richtung ($= N_P$)
P_y	Komponente der anfänglichen Vorspannkraft in y -Richtung ($= V_P$)
P_0	Effektive Vorspannkraft bei Versuchsbeginn
Q	Einzellast
V	Querkraft
V_E	Querkraft im Querschnitt
V_P	Querkraftanteil anfängliche Vorspannkraft ($= P_y$)
V_R	Querkraftwiderstand
$V_{R,Modell}$	Querkraftwiderstand gemäss Bemessungsansatz
$V_{R,Test}$	Querkraftwiderstand des Versuchskörpers
$V_{Test,Rest}$	Restquerkraftwiderstand (zweifache Durchbiegung als bei Bruchlast)
V_a	Querkraftanteil der Rissuferverzahnung
V_c	Querkraftwiderstand Betondruckstrebe

V_{co}	Querkraftanteil Beton
V_f	Querkraftanteil Flansch
$V_{f,o} - V_{f,u}$	Querkraft im Ober- / Unterflansch
V_s	Querkraftwiderstand Querkraftbewehrung
V_{st}	Querkraftanteil Querkraftbewehrung
V_{sw}	Querkraftanteil eines Bügels der Querkraftbewehrung
V_w	Querkraftanteil Steg
$V_{\Delta P}$	Querkraftanteil Vorspannkraftzunahme (= ΔP_y)
Z	Kraft im Zuggurt

Lateinische Kleinbuchstaben

a	Schubspannweite
b_f	Flanschbreite
b_w	Stegdicke
$b_{w,eff}$	Effektive Stegdicke
c	Breite der Lasteinleit- / Auflagerplatte
c_f	Verschiebungsgrösse des Kontrollpunktes infolge Flanscheinfluss
d	Statische Höhe
d_D	Aussendurchmesser Spanngliedhüllrohr
d_g	Maximalkorndurchmesser des Betons
e	Spanngliedexzentrizität zum Schwerpunkt des Betonquerschnitts
f_c	Betondruckfestigkeit (Zylinder)
f_{ce}	Effektive Betondruckfestigkeit
f_{cm}	Mittlere Betondruckfestigkeit am Versuchstag (Zylinder)
f_{cp}	Äquivalente plastische Betondruckfestigkeit
f_{ct}	Betonzugfestigkeit
f_{ctm}	Mittlere Betonzugfestigkeit am Versuchstag (Direktzugversuch)
f_t	Zugfestigkeit Bewehrungs- oder Spannstahl
f_y	Fliessgrenze Bewehrungs- oder Spannstahl
k	Korrekturfaktor Spanngliedhüllrohr
l	Spannweite
s	Teilung der Querkraftbewehrung
t	Rissöffnung
t_f	Flanschdicke
v	Durchbiegung unter Lasteinleitung im Feld
v_c	Reibungswiderstand aus Rissuferverzahnung
w	Rissöffnung normal zur Rissoberfläche
w	Trägerverformung in z -Richtung
q	Verteilte Last
q_f	Verteilte Kraft zwischen Flansch und Steg in z -Richtung
x	Koordinate in Trägerlängsrichtung
x_c	Distanz zwischen dem Kontrollpunkt und der Belastung
y	Koordinate in Trägerquerrichtung

z	Koordinate in Trägerhöhe Hebelarm der inneren Kräfte
$z_o - z_u$	Distanz zwischen dem Betonquerschnittschwerpunkt und dem Ober- / Untergurt

Griechische Buchstaben

Δ	Gleiten parallel zur Rissoberfläche
ΔP	Vorspannkraftzunahme
ΔP_x	Komponente der Vorspannkraftzunahme in x -Richtung (= $N_{\Delta P}$)
ΔP_y	Komponente der Vorspannkraftzunahme in y -Richtung (= $V_{\Delta P}$)
Δb_w	Stegdickenänderung
$\Delta \varepsilon_P$	Dehnungsänderung im Spannglied
$\Delta \varphi$	Ungewollte Umlenkung des Spanngliedes pro Längeneinheit
β_P	Spanngliedneigung
γ	Neigung der Druckgurtkraft
γ_{xz}	Schiebung bezogen auf Koordinatensystem
ε_P	Spannglieddehnung
$\varepsilon_{P,c}$	Spannglieddehnung zum Erreichen zentrischer Vorspannung
ε_c	Betonstauchung
$\varepsilon_o - \varepsilon_u$	Dehnung in Horizontalrichtung (x) im Ober- / Unterflansch
ε_s	Bewehrungsdehnung
ε_{su}	Bruchdehnung Bewehrungs- oder Spannstahl
ε_x	Dehnung in Horizontalrichtung (x)
$\varepsilon_{x,P}$	Dehnung in Horizontalrichtung (x) auf Spanngliedhöhe
ε_y	Fliessdehnung Bewehrungsstahl
ε_z	Dehnung in Vertikalrichtung (z)
ε_0	Betondruckstauchung bei maximalem Betondruckwiderstand
ε_1	Betonhauptzugdehnung
$\varepsilon_{1,P}$	Betonhauptzugdehnung auf Spanngliedhöhe
ε_2	Betonhauptdruckstauchung
$\varepsilon_{2,P}$	Betonhauptdruckstauchung auf Spanngliedhöhe
ε_3	Betonhauptzugdehnung aus der Stegebene
η_D	Reduktionsfaktor zur Berücksichtigung der Störung des Kraftflusses durch ein Spanngliedhüllrohr
η_{fc}	Reduktionsfaktor zur Berücksichtigung des spröden Bruchverhaltens von Beton höherer Festigkeit
η_ε	Reduktionsfaktor zur Berücksichtigung des Betonquerzugs
θ_{Riss}	Neigungswinkel der Risse
θ_σ	Neigungswinkel der Betonhauptdruckspannung
θ_ε	Neigungswinkel der Betonhauptdruckstauchung
κ	Verbundbeiwert Bewehrung – gerissener Beton
λ	Beiwert zur Ermittlung des Flanscheinflusses
μ	Reibungsbeiwert für Spannglieder in Stahlhüllwellrohren

ν	Festigkeitsreduktionsfaktor für gerissenen Stegbeton gemäss Eurocode 2
ξ	Lokale Koordinate in Trägerlängsrichtung (x -Richtung)
ρ_w	Geometrischer Querkraftbewehrungsgehalt (im Versuchsbereich)
σ_{agg}	Druckspannung normal zum Riss infolge Rissuferverzahnung
σ_c	Betonhauptdruckspannung
σ_s	Zugspannung in Bewehrung
σ_{sw}	Zugspannung in Querkraftbewehrung
τ_{agg}	Schubspannung am Riss infolge Rissuferverzahnung
τ_b	Verbundspannung zwischen Bewehrung und Beton
τ_w	Betonschubspannung im Steg
τ_{xy}	Betonschubspannung bezogen auf Koordinatensystem
ν	Rissöffnungswinkel relativ zur Normalen der Rissoberfläche
χ	Trägerkrümmung
ω_w	Mechanischer Querkraftbewehrungsgehalt

Weitere Zeichen und Abkürzungen

\emptyset	Durchmesser Bewehrungsstab oder Vorspannlitze
Avg	Mittelwert (Average)
CoV	Variationskoeffizient (Coefficient of Variation)
CL	Spiegelachse (Center Line)
EPSF	Elastisch-plastische Spannungsfelder
EPSF-CS	EPSF basierend auf Analyse der kritischen Druckstrebe (Critical Strut, CS)
EPSF-FE	EPSF basierend auf Methode der finiten Elemente (FE)
FVD	Fachwerk mit variabler Druckstrebenneigung
LoA	Näherungsstufe (Level of Approximation)
MCFT	Modified Compression Field Theory
MFA	Modifizierte Fachwerkanalogie
SMCFT	Simplified Modified Compression Field Theory
VSF	Verallgemeinerte Spannungsfelder

Indizes

,ave	Mittelwert (Average)
,eff	Effektiver Wert
,ini	Anfangswert / Initialwert
,max	Maximalwert
,min	Minimalwert
,o	Oberflansch
,u	Unterflansch

1 Einleitung

1.1 Motivation

Die Stahlbetonbauweise ist seit etwas mehr als hundert Jahren bekannt und ermöglicht die Erstellung unterschiedlicher Tragwerke wie Träger, Platten, Scheiben oder Schalen. Sie ist aus dem modernen Ingenieurbau kaum mehr wegzudenken und fand besonders ab der zweiten Hälfte des letzten Jahrhunderts mannigfaltige Anwendung im Hoch- und Brückenbau. In Hochbauten wurde der Stahlbeton, neben der Verwendung in Platten, vielfach zur Erstellung von Stahlbeton- und Spannbetonträgern mit dünnen Trägerstegen oder Unterzügen genutzt (Abbildung 1.1 (a, d)). Im Brückenbau wurden neben einfachen Trägern häufig auch vorgespannte, dünnwandige Kastenbrückenträger erstellt (Abbildung 1.1 (b-c)).

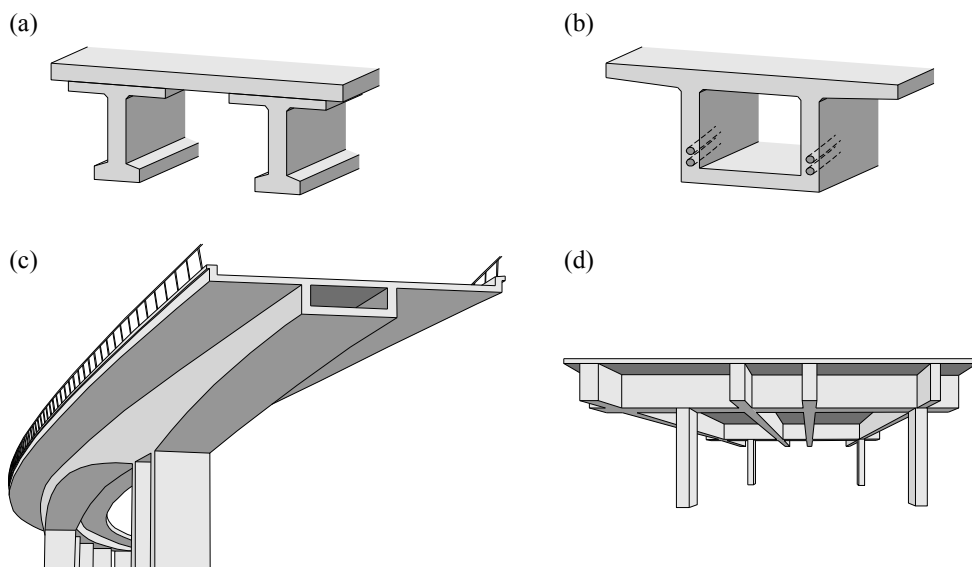


Abbildung 1.1: Potentiell schubkritische Stahlbeton- und Spannbetonelemente: (a) Stahlbeton- oder Spannbetonträger mit dünnem Trägersteg; (b) dünnwandiger Steg eines vorgespannten Kastenbrückenträgers; (c) Brücke mit Kastenquerschnitt und (d) Unterzugsdecke.

Aufgrund der zahlreich erstellten Bauwerke des letzten Jahrhunderts bildet die Beurteilung der Tragsicherheit bestehender Stahlbetontragwerke einen immer wichtigeren und grösseren Bestandteil der täglichen Bauingenieurarbeit. Eine Überprüfung bestehender Kunstbauten kann sich aus vielerlei Hinsicht aufdrängen. Einerseits können sich die Anforderungen an das Bauwerk verändern und eine Neubeurteilung der Tragsicherheit hervorrufen. Denkbar sind grössere aufzunehmende Belastungen aus Nutzlast- oder Auflasterhöhungen infolge einer

veränderten Nutzung. Zudem kann auch eine Modifikation des Tragwerks zu einem grösseren Eigengewicht führen. Die zusätzlichen Lasten bewirken oftmals grössere Querkräfte in schubkritischen Stahlbetonelementen. Andererseits kann eine rechnerische Überprüfung auch im Zuge einer Zustandserfassung und -beurteilung erforderlich werden, wobei die aktuelle Stegquerkraft nicht zwingend grösser sein muss als diejenige zum Zeitpunkt der Erstellung des Bauwerks.

Zusätzlich zu den veränderten Anforderungen an bestehende Bauwerke haben sich seit der Erstellung vieler Tragwerke auch die Bemessungsnormen und -regeln stark weiterentwickelt. Dies trifft insbesondere auf die Bestimmungen zur Querkraftbemessung zu. Die für den Querkraftwiderstand massgeblichen Kasten- und Trägerstege bestehender Tragwerke wurden in der Vergangenheit, insbesondere bei vorgespannten Trägern, häufig mit sehr geringen Querkraftbewehrungsgehalten versehen. Diese liegen vielfach deutlich tiefer als die in den Bemessungsregeln vorgegebenen Mindestbewehrungsgehalte. Oftmals ist die Querkraftbewehrung zudem nicht gemäss den aktuellen Regeln der Baukunst verankert. Es stellt sich die Frage, inwieweit eine mangelhafte Verankerung der Querkraftbewehrung und die Nichteinhaltung der Bestimmungen zur Mindestbewehrung die Bemessungsmodelle und die Tragsicherheit eines Trägers beeinflusst. Hält ein bestehender Träger die aktuellen Regeln der Baukunst ein, kann sich in einer rechnerischen Überprüfung gemäss den aktuellen Bemessungsnormen dennoch herausstellen, dass der Querkrafttragsicherheitsnachweis nicht erbracht werden kann. Durch die Anwendung genauerer und detaillierterer Bemessungsmethoden höherer Näherungsstufen lässt sich üblicherweise ein grösserer rechnerischer Querkraftwiderstand bestimmen. Damit können teure und unnötige Verstärkungsmassnahmen an der bestehenden Bausubstanz eventuell vermieden werden. Zur Analyse bestehender Tragwerke anhand detaillierter Methoden stellt sich die Frage, wie präzise die Resultate bei Trägern mit geringen Querkraftbewehrungsgehalten sind und ob ein rechnerischer Nachweis dieser Bauteile anhand genauerer Methoden generell zulässig ist.

1.2 Grundlage

Der Baustoff Beton ist bereits seit mehreren hundert Jahren bekannt und wurde vorerst hauptsächlich als Massenbaustoff eingesetzt. Durch die Erfindung des Stahlbetons in der Mitte des 19. Jahrhunderts wurde die Erstellung filigranerer Elemente möglich, unter anderem die bekannten Pflanzkübel des Gärtners Joseph Monier. François Hennebique verwendete den Stahlbeton gegen Ende des 19. Jahrhunderts hauptsächlich in Hochbauten und erstellte dünne Träger und Rippendecken in der Stahlbetonbauweise, was als „Bauweise Hennebique“ patentiert wurde und Verbreitung fand. Einen weiteren Entwicklungsschritt in der Betonbauweise stellt die Verwendung der Vorspannung ab der ersten Hälfte des 20. Jahrhunderts dar. Durch das Vorspannen von Trägern wurde die einfache und ökonomische Erstellung von Tragwerken mittlerer bis grösserer Spannweite ermöglicht.

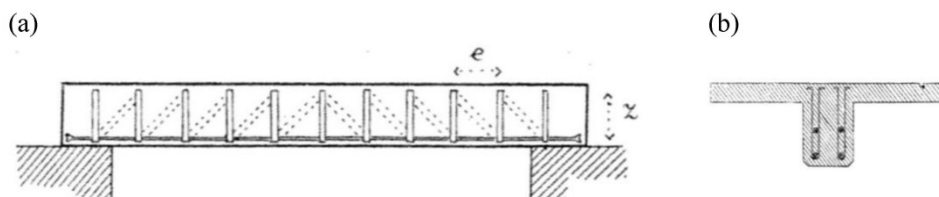


Abbildung 1.2: Fachwerkmodell von Ritter zur Bemessung der Querkraftbewehrung (aus [Ritter 1899]): (a) Fachwerkmodell eines einfachen Stahlbetonbalkens und (b) Querschnitt durch Rippendeckenunterzug mit Biege- und Querkraftbewehrung.

Mit der breiten Anwendung des Stahlbetons in Tragwerken stellte sich die Frage nach dem Tragwiderstand von Stahlbetonbauteilen. Erste Ansätze zur Quantifizierung des Widerstandes basierten weitgehend auf Intuition, wie beispielsweise Wilhelm Ritters Abhandlung zur Bauweise Hennebique zeigt [Ritter 1899], in welcher er eine Modellvorstellung zur Bemessung von Stahlbetonträgern präsentiert (Abbildung 1.2). Während die Ermittlung des Biegewiderstandes weitgehend unumstritten blieb, bildete vor allem die Quantifizierung des Querkraftwiderstandes Diskussionsstoff. Zahlreiche Forscher widmeten ihre Aufmerksamkeit dem Schubtragverhalten von Stahlbetonträgern und publizierten Theorien und Methoden der Querkraftbemessung wie beispielsweise Mörsch [Mörsch 1908] oder Kupfer [Kupfer 1964] zu Beginn bzw. in der Mitte des letzten Jahrhunderts (Abbildung 1.3). Mit seinen Arbeiten zur Plastizitätstheorie legte Drucker [Drucker 1961] die theoretische Grundlage der Spannungsfeldmethoden, welche vor allem in Dänemark und der Schweiz durch Nielsen [Nielsen et al. 1978] und Thürlimann [Thürlimann 1979] weiterentwickelt wurden.

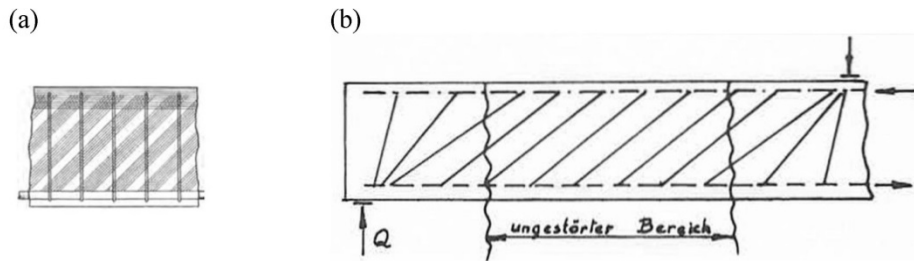


Abbildung 1.3: Methoden zur Querkraftbemessung von Stahlbetonträgern gemäss: (a) Morsch (aus [Morsch 1908]) und (b) Kupfer (aus [Kupfer 1964]).

Heutzutage haben sich vorrangig zwei Modellvorstellungen zur Querkraftbemessung etabliert, welche als Modifizierte Fachwerkanalogie (MFA) und als Fachwerke mit variabler Druckstrebenneigung (FVD) bezeichnet werden können. Erstere wird vor allem in den USA und in Kanada angewandt, die zweite findet breite Anwendung in Europa und basiert in ihren Grundzügen nach wie vor auf dem Fachwerkmodell von Ritter. Auf der Modellvorstellung der Fachwerke mit variabler Druckstrebenneigung fassen sowohl die Fachwerkmethode als auch die Spannungsfelder. Da die Ansätze der Bemessungsnormen auf Fachwerke und Spannungsfelder zurückgehen, können auch diese als FVD-Modelle bezeichnet werden. Spannungsfelder werden heutzutage systematisch zur Ermittlung des Querkraftwiderstandes von Stahlbeton- und Spannbetonträgern mit dünnen Trägerstegen oder dünnwandigen Stegen von Kastenbrückenträgern eingesetzt. Sie eignen sich aufgrund ihrer verschiedenen Näherungsstufen hervorragend zur Bemessung neuer, dünnwandiger Bauteile jeglicher Form oder zur Überprüfung bestehender Tragwerke und bilden auch heute noch ein Forschungsthema, wie aktuelle Beispiele zeigen [Fernández Ruiz und Muttoni 2007; Kostic 2009].

1.3 Problemstellung

Trotz intensiver Forschung zum Schubtragverhalten von Stahlbeton- und Spannbetonträgern verblieben in den Methoden der Querkraftbemessung gewisse Unsicherheiten. In der Praxis stellt sich die Frage nach der Anwendbarkeit und Zuverlässigkeit der verschiedenen Ansätze bei speziellen Problemen. Dabei kann es sich beispielsweise um die rechnerische Überprüfung eines bestehenden Tragwerks handeln, welches sehr geringe Querkraftbewehrungsgehalte an der Anwendbarkeitsgrenze der Methoden oder eine mangelhaft verankerte Querkraftbewehrung aufweist. Soll neben der Bestimmung des Tragwiderstandes auch eine Vorhersage der Versagensart oder des Bruchbereichs erfolgen, stellen sich erneut Fragen bezüglich einer geeigneten Modellierungsmethode und deren Vorhersagezuverlässigkeit.

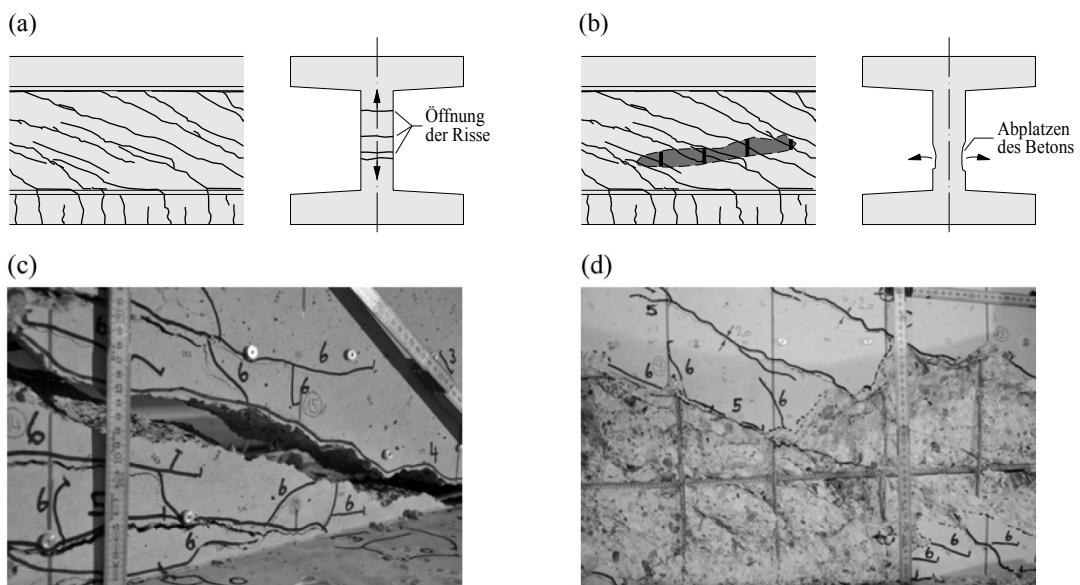


Abbildung 1.4: Träger mit unterschiedlicher Versagensart: (a) Versagen durch starke Rissöffnung und Reissen der Querkraftbewehrung; (b) Versagen durch Abplatzen des Betons im Spanngliedbereich; (c) Rissöffnungsdetail Versuchskörper SR21 und (d) Detail Betonabplatzung Versuchskörper SR24.

Aus Versuchen an Stahlbeton- und Spannbetonträgern ist bekannt, dass sich unterschiedliche Versagensarten ausbilden können. Beobachtete Versagensarten bei Trägern mit Flanschen sind beispielsweise eine starke Öffnung mehrerer Schubrisse und das Reissen der Querkraftbewehrung (Abbildung 1.4 (a, c)) oder ein Abplatzen des Stegbetons, vorrangig im Bereich eines eventuell vorhandenen Spanngliedhüllrohres oder anderweitiger Störungen des Druckspannungsfeldes (Abbildung 1.4 (b, d)). Die erste Versagensart tritt bei Trägern mit geringen Querkraftbewehrungsgehalten auf und kann als „Bruch in der Ebene“ bezeichnet werden. Die zweite Versagensart manifestiert sich bei Trägern mit grösseren Querkraftbewehrungsgehalten und ist ein „Bruch aus der Ebene“, da der Beton bezüglich der Stegscheibenebene in der dritten Dimension abplatzt. Die Vorhersage der Versagensart durch die in der Praxis angewandten, einfachen

Bemessungsmethoden ist vielfach nicht möglich, da die Ansätze diverse Modellvereinfachungen aufweisen. Die beiden beobachteten Phänomene werden häufig getrennt betrachtet. Der Querkraftwiderstand wird auf der Basis des Versagens der Querkraftbewehrung bestimmt und durch ein Stegdruckbruchkriterium limitiert. Bei den genaueren Methoden höherer Näherungsstufen, wie den elastisch-plastischen Spannungsfeldern, stellt sich die Frage, ob eine zuverlässige Vorhersage der Versagensart und des Versagensbereichs möglich ist.

Ein weiterer zu beleuchtender Aspekt sind die verschiedenen mobilisierbaren Querkrafttraganteile. Eine Berücksichtigung möglichst sämtlicher Widerstandsanteile ist insbesondere bei der Überprüfung bestehender Tragwerke erforderlich, da sich der Tragsicherheitsnachweis unter Vernachlässigung gewisser Anteile eventuell nicht erbringen lässt. Die erste gängige Modellvorstellung, die Modifizierte Fachwerkanalogie (MFA), berücksichtigt die Querkraftwiderstände der geneigten Betondruckstreben, der Querkraftbewehrung, der anfänglichen Vorspannkraft eines allfällig vorhandenen geneigten Spanngliedes, sowie der Rissuferverzahnung. In der zweiten Modellvorstellung, der Fachwerke mit variabler Druckstrebenneigung (FVD), werden systematisch lediglich die Querkraftanteile der geneigten Betondruckstreben, der Querkraftbewehrung und der anfänglichen Vorspannkraft berücksichtigt. Es ist jedoch anzumerken, dass die Rissuferverzahnung in FVD-Modellen nicht unberücksichtigt bleibt, sondern indirekt ins Modell einfließt. Zur Erhöhung der Genauigkeit der Ansätze ist die Berücksichtigung weiterer Querkrafttraganteile vorstellbar. Denkbar sind beispielsweise eine Mitwirkung der Trägerflansche bei Plattenbalken oder I-förmigen Querschnitten, ein mobilisierbarer Querkraftanteil in der Betondruckzone bei Trägern mit Rechteckquerschnitt oder eine Berücksichtigung des Querkraftanteils aus der Spannkraftzunahme eines geneigten Spanngliedes infolge Verformung des Trägers. Eine Berücksichtigung der beschriebenen Phänomene in einfacheren Modellen steht bisher aus. Die beschriebenen Querkrafttraganteile werden in den elastisch-plastischen Spannungsfeldern zwar berücksichtigt, wurden aber bisher nicht systematisch validiert.

1.4 Ziele der Forschungsarbeit

Bei der Querkraftbemessung schubkritischer Stahlbeton- und Spannbetonelemente (Abbildung 1.1) bieten die Spannungsfelder diverse Näherungsstufen unterschiedlicher Genauigkeit und mit variierendem Modellierungs- und Berechnungsaufwand.

- In der vorliegenden Forschungsarbeit wird allgemein auf die Querkraftbemessung von Stahlbeton- und Spannbetonträgern anhand von Spannungsfeldern eingegangen (Kapitel 2). Ein besonderes Augenmerk gilt den genaueren Methoden höherer Näherungsstufen, welche zur Behandlung bestehender Tragwerke von besonderem Interesse sind.
- In einem Überblick über die verschiedenen bestehenden Spannungsfeldansätze werden die Grundlagen und Anwendungsgrenzen der einzelnen Ansätze beschrieben.

Bestehende Tragwerke wie Brückenträger oder vorgespannte Träger im Allgemeinen, die in den Fünfziger- bis Siebzigerjahren erstellt wurden, weisen häufig sehr geringe Querkraftbewehrungsgehalte auf. Zudem sind die bestehenden Träger vielfach als Durchlaufträger konzipiert und weisen relativ steife Trägerflansche auf (Fahrbahnplatte und untere Kastenplatte). In der Literatur sind hingegen nur wenige Versuchsserien dokumentiert, welche diese Kombination von Parametern abdecken. Die meisten Versuche wurden an Einfeldträgern durchgeführt und schenken dem Flanscheinfluss keine besondere Beachtung. Im Zug dieser Forschungsarbeit wurde daher eine Versuchsserie an zwei schlaff bewehrten und zehn vorgespannten Stahlbetonträgern mit geringen Querkraftbewehrungsgehalten, zwei verschiedenen Vorspanngraden und zwei Querschnittstypen konzipiert und geprüft (Kapitel 3).

- Die Konzipierung der Versuche erlaubt eine realitätsnahe Abbildung bestehender Tragwerke unter Berücksichtigung der beschriebenen Parameter. Die Versuchskörper werden vor dem Versuchsbeginn mittels elastisch-plastischer Spannungsfelder (EPSF) modelliert. Die detaillierten Messungen während der Versuche erlauben, zusammen mit den Spannungsfeldmodellen, ein eingehendes Studium des Trägerverhaltens.
- Anhand dreier Versuchskörper wird der Einfluss einer ungenügenden Verankerung der Querkraftbewehrung untersucht.
- Neben dem allgemeinen Verhalten der Versuchskörper wird insbesondere der Einfluss der Vorspannung und der Trägerflansche untersucht und beschrieben. Durch detaillierte Messung der Verformungen lassen sich die einzelnen Querkrafttraganteile quantifizieren und beschreiben.
- Die Versuchsergebnisse werden des Weiteren zur Überprüfung und Validierung bestehender Bemessungsansätze und der bestehenden Methode der elastisch-plastischen Spannungsfelder verwendet. Diese Überprüfung ist von besonderem Interesse, da die Versuchskörper mit ihren geringen Querkraftbewehrungsgehalten an der anerkannten Anwendungsgrenze der Spannungsfeldmethoden liegen.

Bestehende starr-plastische Spannungsfeldmethoden weisen bei der Querkraftbemessung von Trägern diverse Vereinfachungen auf und vernachlässigen gewisse Tragreserven (Kapitel 2). Sie ermöglichen in der Praxis die einfache, schnelle und effiziente Querkraftbemessung neu zu erstellender Stahlbetonbauteile mit einer vernünftigen Sicherheitsmarge beim Tragwiderstand. Kann der Tragsicherheitsnachweis eines bestehenden Trägers anhand dieser Ansätze nicht erbracht werden, bietet sich ein Nachweis anhand genauerer Methoden an. Durch eine Bauteilanalyse mittels elastisch-plastischer Spannungsfelder (EPSF) lassen sich die vernachlässigten Querkraftwiderstandsanteile berücksichtigen und eine bessere Vorhersage des Trägerverhaltens erzielen. Bei den elastisch-plastischen Spannungsfeldmethoden ist heute lediglich die Implementierung in finite Elemente verfügbar (EPSF-FE). Die Methode zeigte mehrfach eine sehr hohe Genauigkeit, ist aber mit relativ grossem Modellierungs- und Rechenaufwand verbunden.

- In dieser Forschungsarbeit wird daher ein vereinfachter Ansatz zur Ermittlung des Querkraftwiderstandes hergeleitet (Kapitel 4), welcher ebenfalls auf elastisch-plastischem Materialverhalten beruht. Der Querkraftwiderstand wird anhand der Analyse der kritischen Betondruckstrebe (Critical Strut) im Trägersteg ermittelt (EPSF-CS). Gegenüber den bestehenden starr-plastischen Spannungsfeldmethoden sind durch das elastisch-plastische Materialverhalten weniger Modellvereinfachungen notwendig. Zudem soll sich der vorgeschlagene Ansatz gegenüber der bestehenden elastisch-plastischen Spannungsfeldmethode durch einen reduzierten Modellierungsaufwand und verkürzte Rechenzeit auszeichnen.
- Sowohl für die Spannkraftzunahme in geneigten Spanngliedern, als auch zur Berücksichtigung des Einflusses von Trägerflanschen wird ein analytischer Ansatz hergeleitet.

1.5 Persönlicher Forschungsbeitrag

Als persönlicher Forschungsbeitrag können folgende Arbeiten aufgeführt werden:

- Konzipierung und Realisierung einer Versuchsserie an zwei schlaff bewehrten und zehn vorgespannten Stahlbetonträgern mit geringen Querkraftbewehrungsgehalten, variablem Vorspanngrad, sowie zwei verschiedenen Querschnittstypen.
- Validierung verschiedener Bemessungsansätze und der bestehenden Methode der elastisch-plastischen Spannungsfelder anhand der Versuchsergebnisse.
- Detaillierte Auswertung der Versuche und Modellierung der Versuchskörper mittels elastisch-plastischer Spannungsfelder. Vergleich der Versuchsergebnisse mit den Resultaten der Modellierung und darauf aufbauende Interpretation des Verhaltens der Versuchskörper.
- Analyse der verschiedenen Querkrafttragwiderstände in den Rissen der Versuchskörper anhand der Verformungsmessungen.
- Beschreibung des Phänomens der Spannkraftzunahme in vorgespannten Trägern und Entwicklung einer Formulierung zur Berücksichtigung des erhöhten Querkraftwiderstandes vorgespannter Träger mit geneigten Spanngliedern infolge Spannkraftzunahme.
- Generelle Beschreibung der Einflüsse von Trägerflanschen auf das Verhalten von Trägern, basierend auf den Versuchen und der Versuchskörpermodellierung. Entwicklung eines Ansatzes zur Berücksichtigung des Flanscheinflusses bei der Ermittlung des Querkraftwiderstandes.
- Entwicklung eines neuen Ansatzes zur Querkraftbemessung, basierend auf elastisch-plastischem Materialverhalten.
- Validierung der vorgeschlagenen Ansätze und der Grundlagen der Spannungsfeldmethoden.

2 Querkraftbemessung anhand von Spannungsfeldern

2.1 Abgrenzung zu anderen Modellvorstellungen

Die Querkraftbemessung von Stahlbetonbauteilen erfolgt heutzutage weitgehend auf der Basis zwei verschiedener, weit verbreiteter Modellvorstellungen. Das erste Modell ist das Fachwerk mit variabler Druckstrebenneigung (FVD), wozu auch die Spannungsfeldmethoden gehören. Es basiert auf der Plastizitätstheorie und auf dem Gleichgewicht zwischen einem geneigten Druckspannungsfeld, welches lediglich Druckkräfte überträgt, und der Querkraftbewehrung, welche nur Zugkräfte aufnimmt. Der Widerstand der Querkraftbewehrung V_s entspricht der Querkraftkomponente V_c des im Winkel θ_σ geneigten Druckspannungsfeldes und setzt sich aus den einzelnen Bügelwiderständen entlang des im Winkel θ_σ geneigten Schnittes zusammen (siehe Abbildung 2.1 (a)). Die aufgebrachte Querkraft V muss kleiner sein als V_s ($V \leq V_s$) und wird gleichzeitig durch das Stegdruckbruchkriterium V_c begrenzt ($V \leq V_c$). Sowohl die Schweizer Norm SIA 262 [SIA 2013], der Eurocode 2 [CEN 2004], als auch die ersten beiden Näherungsstufen (Level of Approximation, LoA [Muttoni und Fernández Ruiz 2012]) des *fib* Model Code 2010 [FIB 2011] basieren auf dem FVD-Modell. Je nach dessen Umsetzung kann die Druckfeldneigung θ_σ in bestimmten Grenzen gewählt werden (z.B. SIA 262 – LoA I, Eurocode 2, Model Code 2010 – LoA I, Fachwerke, klassische Spannungsfelder) oder aber sie wird auf der Basis der Verformungsverträglichkeit berechnet (z.B. SIA 262 – LoA II, Model Code 2010 – LoA II und LoA III, erweiterte starr-plastische Spannungsfelder). Auf die Bestimmung von θ_σ wird im Kapitel 2.4 eingegangen.

Die zweite Modellvorstellung wird häufig als Modifizierte Fachwerkanalogie (MFA) oder als Fachwerk mit Beitrag des Betons bezeichnet [ASCE-ACI Committee 445 1998]. Das Modell berücksichtigt im Beton einen Druck- und einen Zugwiderstand, sowie den Widerstand der Querkraftbewehrung. Die aufgebrachte Querkraft V muss kleiner sein als die Summe aus dem Anteil des Betons V_{co} und dem Anteil der Querkraftbewehrung V_{st} ($V \leq V_{co} + V_{st}$). Der Betonanteil basiert auf der Rissuferverzahnung entlang des im Winkel θ_{Riss} geneigten Risses und der Anteil der Querkraftbewehrung resultiert aus den Bügelwiderständen entlang des Risses (siehe Abbildung 2.1 (b)). Als zusätzliches Kriterium wird die Querkraft V auf einen Maximalwert limitiert, welcher das Stegdruckbruchkriterium darstellt. Auf dem MFA-Modell basieren beispielsweise die US-Betonnorm ACI 318 [ACI 2008], die US-Brückenbaunorm AASHTO LRFD [AASHTO 2010], die Kanadische Betonnorm CSA A23.3-04 [CSA 2004] oder die dritte Näherungsstufe des Model Code 2010 [FIB 2011]. Je nach Vereinfachung des Ansatzes wird der Rissneigungswinkel θ_{Riss} zur Bestimmung des Querkraftbewehrungsanteils als fixer Wert vorgegeben (z.B. ACI 318, AASHTO LRFD – Simplified Procedure) oder auf der Basis der Trägerlängsdehnung berechnet (z.B. AASHTO LRFD – General Procedure, Model Code 2010 – LoA III).

Wie Abbildung 2.1 veranschaulicht, repräsentieren die Neigungswinkel θ der beiden Modellvorstellungen, θ_σ im FVD-Modell und θ_{Riss} im MFA-Modell, unterschiedliche physikalische Phänomene und nehmen daher verschiedene Werte an. Obwohl die auf den beiden Modellen beruhenden Methoden nicht unbedingt zu denselben Resultaten führen, weisen sie dennoch gewisse Gemeinsamkeiten auf. Abbildung 2.1 (a) zeigt den zunehmenden Querkraftwiderstand (als Quotient der Betonschubspannung τ_w und der Betondruckfestigkeit f_c) bei steigenden mechanischen Querkraftbewehrungsgehalten ω_w der FVD-Methoden. Im dargestellten Achsensystem entspricht das Bruchkriterium einem Viertelkreis und dessen Ergänzung durch ein horizontales Plateau. Die Horizontale stellt die Begrenzung durch das Stedruckbruchkriterium dar, welches ab einem Winkel θ_σ von 45° massgebend ist. Das Bruchkriterium der MFA-Methoden, dargestellt in Abbildung 2.1 (b), zeigt ebenfalls eine Begrenzung durch ein Stedruckbruchkriterium und eine ähnliche Zunahme des Querkraftwiderstandes im Bereich geringer Bewehrungsgehalte. Die Querkraftzunahme ist, unter Annahme eines konstanten Rissneigungswinkels θ_{Riss} und eines konstanten Betonanteils V_{co} (z.B. von ACI 318), jedoch linear und nicht gekrümmt. Durch eine Berechnung des Winkels θ_{Riss} und eine verfeinerte Bestimmung des Betonanteils (z.B. General Procedure der Norm AASHTO LRFD) besteht die Möglichkeit einer weiteren Annäherung der beiden Modelle. Im Model Code 2010 werden die beiden Modellvorstellungen FVD und FMA bereits kombiniert verwendet (siehe Hintergrunderläuterungen zu den Querkraftvorschriften des Model Codes 2010 bezüglich Träger und Platten [Sigrist et al. 2013]).

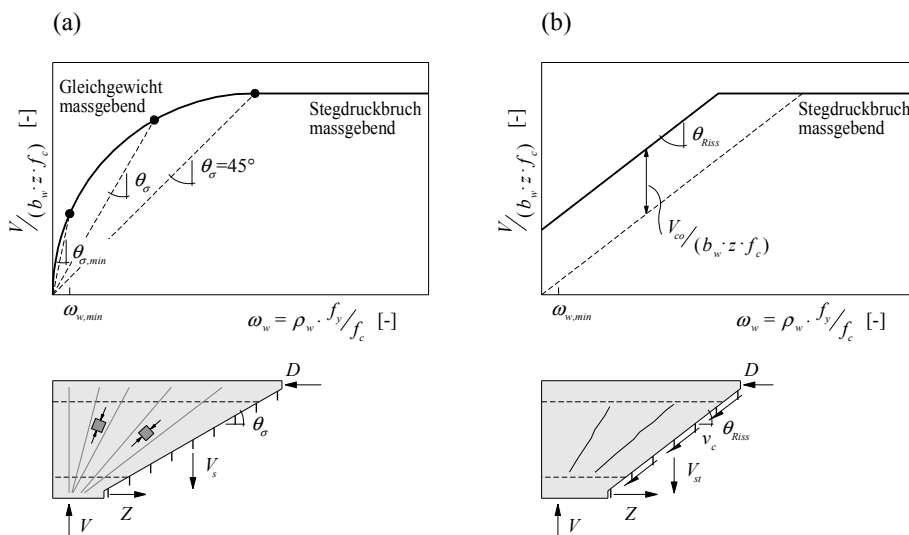


Abbildung 2.1: Modellvorstellungen zur Querkraftbemessung: (a) Fachwerk mit variabler Druckstrebenneigung (FVD) und (b) Modifizierte Fachwerk-analogie (MFA).

2.2 Überblick über die Spannungsfelder

Die Querkraftbemessung von Trägern mit dünnwandigen Stegen erfolgt im praktischen Bauingenieurwesen häufig anhand von Spannungsfeldern und Fachwerken. Beide Methoden basieren auf derselben Idee, wonach ein Stahlbetontragwerk in mehrere Elemente aufgeteilt wird und diesen Elementen gegebenenfalls verschiedene Funktionen zugewiesen werden. Im Fall eines Stahlbeton- oder Kastenträgers sind dies der Druck- und der Zuggurt zur Aufnahme der Momente und Normalkräfte, sowie der Trägersteg, welcher als Schubwandelement zur Aufnahme der Querkräfte angesehen wird (Abbildung 2.2 (a)). Die beiden Methoden erlauben eine, je nach Ansatz, mehr oder weniger detaillierte Visualisierung des Kraftflusses im Träger und können voneinander abgeleitet werden. Die Zug- und Druckstreben des Fachwerks entsprechen den Resultierenden des jeweiligen Zug- oder Druckspannungsfeldes. Abbildung 2.2 (b-d) zeigt ein mögliches Fachwerk, ein starr-plastisches Spannungsfeld (klassisches Spannungsfeld) und ein elastisch-plastisches Spannungsfeld eines einfachen Balkens unter Einzellast in Trägermitte. Die verschiedenen Arten von Spannungsfeldern werden in der Folge beschrieben.

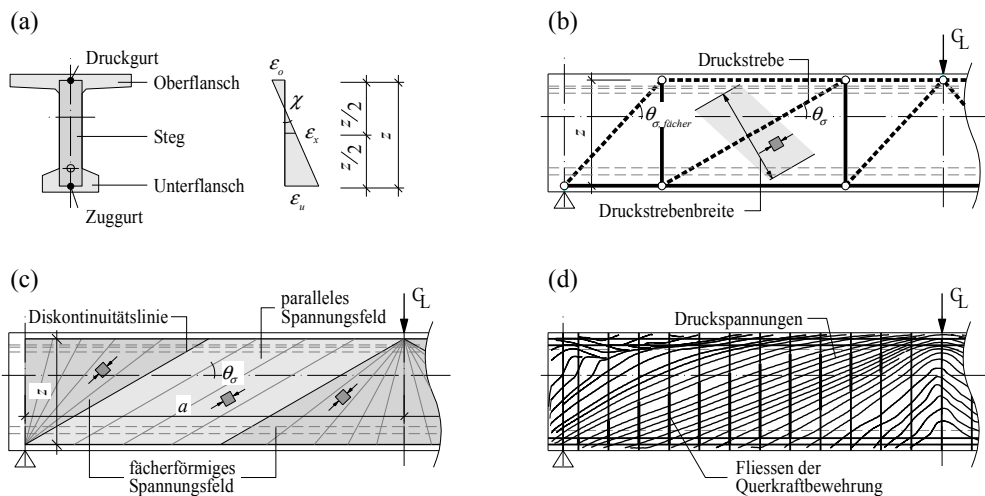


Abbildung 2.2: Querkraftbemessungsmethoden für Träger mit dünnem Steg: (a) Aufteilung des Querschnittes in Steg, Druck- und Zuggurt; (b) Fachwerk; (c) starr-plastisches Spannungsfeld (klassisches Spannungsfeld); und (d) elastisch-plastisches Spannungsfeld (erweitertes Spannungsfeld).

Die Fachwerk- und Spannungsfeldmethoden bilden die Grundlage mehrerer Bemessungsnormen wie der Schweizer Norm SIA 262 [SIA 2013], des Eurocodes 2 [CEN 2004] oder des Model Codes 2010 [FIB 2011] und sind detailliert in den Publikationen von Schlaich, Schäfer und Jennewein [Schlaich et al. 1987] und Muttoni, Schwartz und Thürlimann [Muttoni et al. 1997] beschrieben.

2.3 Gleichgewicht

Die Spannungsfeldmethode basiert auf den Arbeiten und der Modellvorstellung von Ritter [Ritter 1899]. Dieser schlägt durch Intuition geleitet vor, schubbewehrte Stahlbetonträger durch ein Fachwerk zu modellieren und die Druckstrebe gegenüber der Längsachse um 45° zu neigen (Abbildung 1.2). Korrekterweise hält er fest, dass die Bügel die Zugbewehrung zu umschliessen haben und im Druckbereich durch eine Abbiegung zu verankern sind. Im Übrigen erkennt bereits Ritter, dass die Bügel der Querkraftbewehrung gegebenenfalls geneigt werden könnten. Die Fachwerkmodellierung mit dem vorgegebenen Druckstrebenneigungswinkel erlaubt die Bemessung der Querkraftbewehrung auf der Grundlage von Gleichgewichtsüberlegungen, wobei sowohl das globale Gleichgewicht über den gesamten Träger, als auch das lokale Gleichgewicht in den Fachwerkknoten zu berücksichtigen sind (siehe Analogie zum Fachwerk in Abbildung 2.2 (b)). In einer Weiterentwicklung des Fachwerkansatzes schlägt Mörsch [Mörsch 1908] die Anordnung von multiplen Fachwerken vor. Auch Mörsch erkennt die Möglichkeit, die Querkraftbewehrung gemäss den Spannungstrajektorien eines homogenen Balkens zu neigen, was er jedoch aus konstruktiven Gründen verwirft. Denselben Gedanken hegt er für die Druckstrebenneigung, schlägt zur praktischen Anwendung aber eine Druckstrebenneigung von 45° vor. Mehrere Jahre später portiert Kupfer [Kupfer 1964] die Idee eines variablen Neigungswinkels für die Druckstreben des multiplen Fachwerkes. Zudem unterscheidet er zwischen einem Lasteinleitbereich, bei welchem sich die Druckstreben fächerförmig ausbreiten, und einem ungestörten Bereich mit fast konstantem Druckstrebenneigungswinkel (siehe Analogie zum starr-plastischen Spannungsfeld in Abbildung 2.2 (c)).

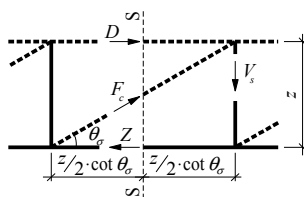


Abbildung 2.3: Ersatzfachwerk für die multiplen Fachwerke gemäss Kupfer, adaptiert von [Kupfer 1964].

Basierend auf den Gleichgewichtsbedingungen ermittelt Kupfer am Ersatzfachwerk (Abbildung 2.3) des Bereichs mit konstantem Neigungswinkel θ_σ die Biegelkraft V_s , die Druckstrebenkraft F_c und die Druck- und Zuggurtkräfte D und Z im Vertikalschnitt S-S. Die Biegelkraft V_s entspricht im Ersatzfachwerk der Querkraft V . Die Zugspannung in der Querkraftbewehrung σ_{sw} berechnet sich aus der Biegelkraft V_s bzw. aus der Querkraft V als:

$$\sigma_{sw} = \frac{V \cdot s}{A_{sw} \cdot z} \cdot \tan \theta_\sigma \quad (2.1)$$

Die Betondruckspannung σ_c lässt sich aus der Druckstrebenkraft F_c bzw. aus der Querkraft V ermitteln als:

$$\sigma_c = -\frac{V}{b_w \cdot z \cdot \sin \theta_\sigma \cdot \cos \theta_\sigma} \quad (2.2)$$

In den beiden Gleichungen (2.1) und (2.2) bezeichnen A_{sw} die Biegelquerschnittfläche, s die Biegelteilung und b_w die Stegdicke.

Die Druckgurtkraft D im Vertikalschnitt S-S berechnet sich als:

$$D = -M \cdot \frac{1}{z} + V \cdot 0.5 \cdot \cot \theta_\sigma \quad (2.3)$$

und die Zuggurtkraft Z als:

$$Z = +M \cdot \frac{1}{z} + V \cdot 0.5 \cdot \cot \theta_\sigma \quad (2.4)$$

Die beiden Parameter M und V bezeichnen dabei die Schnittkräfte im Schnitt S-S. Sämtliche Grössen sind damit vom unbekanntem Druckstrebenneigungswinkel θ_σ abhängig, welcher in der Folge näher betrachtet wird.

2.4 Neigungswinkel der Betonhauptdruckspannung

Die Ermittlung des Druckstrebenneigungswinkels bzw. des Neigungswinkels der Betonhauptdruckspannung θ_σ zur Auswertung der Gleichungen (2.1) bis (2.4) erfordert die Definition der Materialgesetze des Betons und des Bewehrungsstahls und ein Zusatzkriterium. Häufig werden für Beton und Bewehrungsstahl lineare oder bilineare Materialgesetze verwendet und das Verhalten als elastisch, starr-plastisch oder elastisch-plastisch modelliert. Als Zusatzkriterium zur Ermittlung von θ_σ wird normalerweise auf die Verformungsverträglichkeit zwischen Beton und Querkraftbewehrung zurückgegriffen. Die verschiedenen Möglichkeiten und deren Auswirkungen werden in der Folge beschrieben und diskutiert.

2.4.1 Elastisch-gerissene Spannungsfelder

Elastisch-gerissene Spannungsfelder können unter Verwendung eines komplett elastischen Verhaltens von Beton und Bewehrungsstahl (lineares Materialgesetz) erzeugt werden. Die Spannungen ergeben sich durch die Multiplikation der Dehnung mit dem jeweiligen Elastizitätsmodul des Materials ($\sigma_{sw} = E_s \cdot \varepsilon_s$ und $\sigma_c = E_c \cdot \varepsilon_c$, Abbildung 2.4) und werden nicht auf eine maximale Festigkeit limitiert. Zudem wird die Betonzugfestigkeit vernachlässigt, womit sich die elastisch-gerissenen Spannungsfelder klar von den rein elastischen Spannungsfeldern unterscheiden, bei welchen der Beton auf Druck und Zug beansprucht wird.

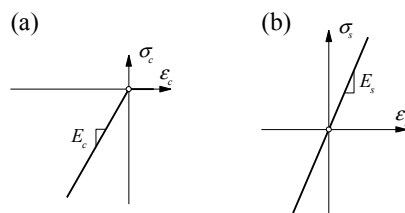


Abbildung 2.4: Elastische Materialgesetze für (a) Beton unter Vernachlässigung der Betonzugfestigkeit und (b) Bewehrungsstahl.

Bereits Kupfer verwendet in seiner Erweiterung der Mörsch'schen Fachwerkanalogie [Kupfer 1964] das beschriebene, elastische Materialverhalten zur Bestimmung des Druckstrebenneigungswinkels θ_σ . Als Zusatzbedingung wendet er das Prinzip der minimalen Formänderungsarbeit auf das den Betonträger repräsentierende Fachwerk an. Damit resultiert θ_σ als Funktion der Betonschubspannung und der Spannungen in der Querkraftbewehrung, im Druck- und im Zuggurt. Als Alternative zum Kriterium der minimalen Formänderungsarbeit kann θ_σ auf der Basis der Verformungsverträglichkeit in Funktion eines gegebenen Dehnungszustandes ausgedrückt werden. Die Verwendung einer vertikalen Querkraftbewehrung führt dazu, dass die Dehnung der Bewehrung ε_s der Vertikaldehnung ε_z in z -Richtung entspricht ($\varepsilon_s = \varepsilon_z$, Abbildung 2.5). Unter der Annahme, dass der Neigungswinkel der Betonhauptdruckspannungen mit dem Neigungswinkel der Betonhauptdruckstauchung übereinstimmt ($\theta_\sigma = \theta_\varepsilon$), entspricht die Be-

tonstauchung des Druckspannungsfeldes ε_c der Hauptdruckstauchung ε_2 ($\varepsilon_c = \varepsilon_2$, ε_c entspricht der Stauchung in Richtung von $\sigma_{c,2}$, Abbildung 2.5). Durch die Annahme gleicher Neigungswinkel wird davon ausgegangen, dass keine Gleitverformung in den Rissen auftritt.

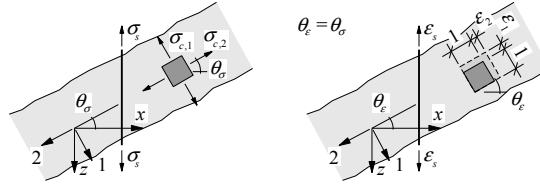


Abbildung 2.5: Spannungen und Dehnungen in Beton und Bewehrung.

Die Verformungsverträglichkeit zwischen Beton und Bewehrung lässt sich aus dem Mohr'schen Verzerrungskreis in Abbildung 2.6 herleiten, womit ein perfekter Verbund zwischen Beton und Bewehrungsstahl angenommen wird. Die Betonhauptdruckstauchung ε_2 ergibt sich als:

$$\varepsilon_2 = \frac{\varepsilon_x - \varepsilon_z \cdot \tan^2 \theta_\varepsilon}{1 - \tan^2 \theta_\varepsilon} \quad (2.5)$$

mit der Horizontaldehnung ε_x , der Vertikaldehnung ε_z und dem Neigungswinkel der Betonhauptdruckstauchung θ_ε .

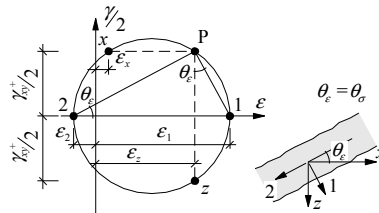


Abbildung 2.6: Mohr'scher Verzerrungskreis zur Herleitung der Verformungsverträglichkeit zwischen Beton und Bewehrung.

Unter Verwendung der Gleichung (2.5), der Annahme $\theta_\sigma = \theta_\varepsilon$ und der elastischen Materialgesetze führen die beiden Gleichgewichtsbedingungen (2.1) und (2.2) zu:

$$\tan^2 \theta_\sigma = \frac{\varepsilon_x / \varepsilon_z + \sqrt{(\varepsilon_x / \varepsilon_z)^2 + 4 \cdot n \cdot \rho_w \cdot (1 + n \cdot \rho_w)}}{2 \cdot (1 + n \cdot \rho_w)} \quad (2.6)$$

mit $n = E_s / E_c$ und dem geometrischem Querkraftbewehrungsgehalt $\rho_w = A_{sw} / (b_w \cdot s)$. Die Gleichung (2.6) entspricht im Resultat der Kupfer'schen Formulierung des Winkels θ_σ , welche in ihrer Schreibweise dennoch unterschiedlich zum hergeleiteten Ansatz ist.

Abbildung 2.7 veranschaulicht den mit Gleichung (2.6) berechneten Neigungswinkel θ_σ für variable Werte $\varepsilon_x/\varepsilon_z$ und mehrere Querkraftbewehrungsgehalte ρ_w . Bei gleichen Dehnungen in beiden Richtungen ($\varepsilon_x/\varepsilon_z = 1$) resultiert unabhängig vom Bewehrungsgehalt ein Neigungswinkel von 45° . Mit abnehmender Längsdehnung ε_x und geringem ρ_w zeigen sich zunehmend flachere Neigungswinkel. Dies trifft besonders für negative Längsdehnungen (Stauchungen) zu, welche vorrangig im Bereich des Druckgurtes auftreten. Mit zunehmender Längsdehnung werden fortlaufend steilere Winkel beobachtet, wobei grosse Längsdehnungen vor allem im Bereich des Zuggurtes auftreten. Diese Beobachtungen weisen folglich darauf hin, dass unter der Annahme von gleichbleibenden Vertikaldehnungen ε_z über die Trägerhöhe, die Druckstreben im Steg eines Trägers einen gekrümmten Verlauf annehmen.

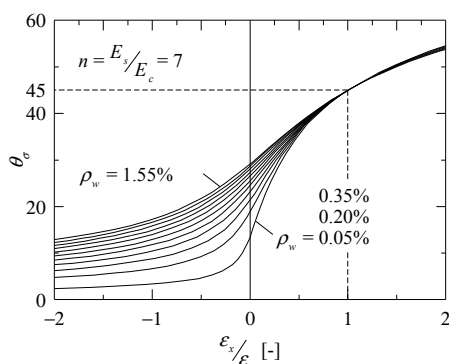


Abbildung 2.7: Neigungswinkel der Betonhauptdruckspannungen θ_σ gemäss elastisch-gerissenen Spannungsfeldern.

Elastisch-gerissene Spannungsfelder finden aufgrund der fehlenden Festigkeitsbegrenzung keine Anwendung in der Bemessung. Dennoch lassen sich auf deren Basis grundsätzliche Überlegungen zum Verhalten von Stahlbeton anstellen, welche ihre Gültigkeit auch bei einer Begrenzung der Materialfestigkeiten behalten. Als Beispiel dafür stehen die obenstehend erwähnten Folgerungen aus Abbildung 2.7.

2.4.2 Starr-plastische Spannungsfelder

Spannungsfeldmethoden, welche auf einem starr-plastischen Materialverhalten basieren, wurden vorrangig in Dänemark und in der Schweiz entwickelt [Nielsen et al. 1978; Müller 1978; Thürlimann 1979; Nielsen und Hoang 2011] und sind auch als klassische Spannungsfelder bekannt (Abbildung 2.2 (c)). Sie repräsentieren eine Lösung gemäss dem unteren oder statischen Grenzwertsatz der Plastizitätstheorie [Drucker 1961], welcher besagt, dass jede Belastung kleiner/gleich als die Traglast ist, sofern sich ein statisch zulässiger Spannungszustand finden lässt, welcher die Fließbedingungen nirgends verletzt. Das Materialverhalten von Beton und Bewehrungsstahl wird gemäss Abbildung 2.8 (a-b) als starr-plastisch modelliert (bilineares Materialgesetz), unter Vernachlässigung der Betonzugkraft. Als Bruchkriterium des Betons im

ebenen Spannungszustand dient ein modifiziertes Mohr-Coulomb Kriterium, welches durch die vernachlässigte Betonzugkraft in einer quadratischen Fließfigur resultiert (Abbildung 2.8 (c)). Die Betonfestigkeit wird als äquivalente plastische Betondruckfestigkeit $f_{cp} = \eta_{fc} \cdot \eta_{\epsilon} f_c$ angesetzt (siehe Kapitel 2.6.3).

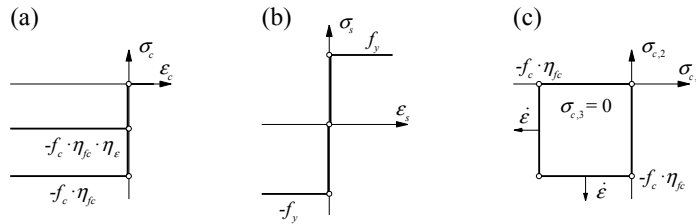


Abbildung 2.8: Starr-plastische Materialgesetze für (a) Beton unter Vernachlässigung der Betonzugfestigkeit und (b) Bewehrungsstahl. (c) Fließbedingung des Betons im ebenen Spannungszustand.

Durch die Vernachlässigung der elastischen Dehnungen ergibt sich in den klassischen Spannungsfeldern die Möglichkeit, Diskontinuitätslinien zwischen den einzelnen Feldern anzuordnen (siehe Abbildung 2.2 (c)). Die Spannungen parallel zur Diskontinuitätslinie können auf beiden Seiten der Linie unterschiedliche Werte annehmen, ohne die Gleichgewichtsbedingungen zu verletzen. Spannungen in senkrechter Richtung zur Diskontinuitätslinie, als auch Schubspannungen, müssen hingegen zur Wahrung des Gleichgewichts beidseitig der Linie dieselben Werte aufweisen. In Anbetracht, dass die Fachwerke auf demselben Materialverhalten basieren, ist die Anordnung von Diskontinuitätslinien auch in dieser Methode erlaubt. Bei beiden Methoden, den klassischen Spannungsfeldern und den Fachwerken, ermöglichen die Diskontinuitätslinien eine vereinfachte Modellbildung, welche mit ein wenig Erfahrung und bei nicht allzu komplizierten Modellen von Hand erfolgen kann.

Die Neigung der Betonhauptdruckspannungen θ_σ lässt sich bei starr-plastischem Materialverhalten durch die Gleichgewichtsbedingungen (2.1) und (2.2) des Steges ermitteln. Hierfür werden in den Gleichungen die beiden Materialfestigkeiten eingesetzt, beim Bewehrungsstahl die Fließgrenze ($\sigma_{sw} = f_y$) und beim Beton die äquivalente plastische Betondruckfestigkeit ($\sigma_c = -f_{cp}$, siehe Abbildung 2.8 (a-b)), und die beiden Ausdrücke gleichgesetzt. Physikalisch gesehen heisst dies, dass die Querkraftbewehrung beim Erreichen des Querkraftwiderstandes fließt und das geneigte Betondruckspannungsfeld gleichzeitig den plastischen Betondruckwiderstand erreicht. Die Neigung der Betonhauptdruckspannungen ergibt sich als:

$$\theta_\sigma = \arcsin \sqrt{\frac{\rho_w \cdot f_y}{f_{cp}}} \leq 45^\circ \quad (2.7)$$

mit dem geometrischem Querkraftbewehrungsgehalt $\rho_w = A_{sw}/(b_w \cdot s)$ und einer oberen Begrenzung des Winkels auf 45° (Stegdruckbruchkriterium massgebend). Die graphische Darstellung führt zur Abbildung 2.1 (a), mit ihren zwei charakteristischen Bereichen, dem Viertelkreis und

dem Plateau. Im ersten Bereich, dem Viertelkreis mit variablem Winkel θ_σ , wird der Querkraftwiderstand durch das Gleichgewicht aus (2.7) und damit durch den Bewehrungsgehalt ρ_w gesteuert. Im Plateaubereich ($\theta_\sigma = 45^\circ$) wird der Querkraftwiderstand, unabhängig von der Querkraftbewehrung, durch das Druckbruchkriterium gegeben (Gleichung (2.2)).

Die Vernachlässigung der elastischen Materialdehnungen im Beton und im Bewehrungsstahl führt zu einem unbekanntem Dehnungszustand im Stahlbetonelement. Der effektive Wert des verformungsabhängigen Reduktionsfaktors der Betondruckfestigkeit η_ε zur Berücksichtigung des Betonquerzugs (siehe Kapitel 2.6.2) und die damit verbundene äquivalente plastische Betondruckfestigkeit f_{cp} (Kapitel 2.6.3) lassen sich nicht exakt berechnen. Damit ist auch die genaue Bestimmung von θ_σ nicht möglich, da der Wert von f_{cp} abhängt. Zudem muss das Betondruckversagen nicht zwingend gleichzeitig mit dem Fließbeginn der Querkraftbewehrung auftreten, wovon jedoch in der Gleichung (2.7) ausgegangen wird.

In der Bemessungspraxis ist deshalb bei der Verwendung von Fachwerken und klassischen Spannungsfeldern Erfahrung in der Festlegung angemessener Werte für η_ε und θ_σ notwendig. Auf den beiden Methoden aufbauende Bemessungsnormen geben üblicherweise klare Vorgaben bezüglich des zu wählenden Reduktionsfaktors η_ε und lassen dem projektierenden Ingenieur bei der Neigung θ_σ die Wahl zwischen einem Minimal- und einem Maximalwert ($\theta_{\sigma,min} \leq \theta_\sigma \leq \theta_{\sigma,max}$). Sofern diese beiden Begrenzungen nicht unter- oder überschritten werden, bildet die nach Gleichung (2.7) berechnete Neigung die ökonomischste Wahl, da weder die Querkraftbewehrung noch die Stegdicke überdimensioniert werden. Die Bemessungsvorgaben enthalten normalerweise eine integrierte, durch die Modellvereinfachungen herrührende Sicherheitsmarge. So sind beispielsweise für den Minimalwert der Neigung θ_σ und den Reduktionsfaktor η_ε oftmals konservative Werte vorgegeben. Zusätzlich werden gewisse Querkrafttraganteile wie die Mitwirkung der Flansche oder, bei vorgespannten Trägern, die Spannkraftzunahme in geneigten Spanngliedern und die damit verbundene Zunahme des Querkraftwiderstandes meist vernachlässigt. Diese Punkte werden auf der Basis der durchgeführten Versuche näher untersucht und diskutiert (siehe Kapitel 3.9).

2.4.3 Erweiterte starr-plastische Spannungsfelder

Die erweiterten starr-plastischen Spannungsfelder basieren auf denselben Grundlagen wie die klassischen Spannungsfelder, ermöglichen aber die analytische Berechnung der Neigung des Betondruckspannungsfeldes θ_σ und des Festigkeitsreduktionsfaktors η_ε durch die Berücksichtigung der Verformungsverträglichkeit von Beton und Bewehrung im Steg. Die folgende Formulierung der erweiterten starr-plastischen Spannungsfelder, welche auch als Verallgemeinerte Spannungsfelder (VSF) bezeichnet werden, geht auf die Arbeiten von Kaufmann und Marti [Kaufmann und Marti 1998] und Sigrist und Hackbarth [Sigrist und Hackbarth 2010; Sigrist 2011] zurück. Die Verformungsverträglichkeitsbedingung wird auf der Grundlage der Trägerlängsdehnungen (ε_x in Abbildung 2.2 (a)) im Stegbereich auf einer gewissen Kontrollhöhe formuliert. Unter der Annahme der Bernoulli-Navier-Hypothese welche besagt, dass ebene

Querschnitte im verformten Zustand eben bleiben, kann die massgebende Dehnung ε_x an einem Trägervertikalschnitt anhand der Druckgurtstauchung ε_o und der Zuggurtdehnung ε_u berechnet werden. Als massgebende Längsdehnung wird in vielen Publikationen und Bemessungsnormen [Bentz et al. 2006; Sigrist 2011; AASHTO 2010; FIB 2011; SIA 2013] die Dehnung in der Mitte des Hebelarmes z verwendet bzw. die Kontrollhöhe in der Mitte zwischen Druck- und Zuggurtschwerpunkt angesetzt. Bei der Definition der Verformungsverträglichkeitsbedingungen werden dieselben Annahmen wie bei den elastisch-gerissenen Spannungsfeldern getroffen (Abbildung 2.5). Der Neigungswinkel der Betonhauptdruckspannungen entspricht somit dem Neigungswinkel der Betonhauptdruckstauchung ($\theta_\sigma = \theta_\varepsilon$), was zu $\varepsilon_c = \varepsilon_2$ führt. Mit einer angenommenen vertikalen Querkraftbewehrung ($\varepsilon_s = \varepsilon_z$) lässt sich die Hauptzugdehnung ε_1 am Mohr'schen Verzerrungskreis aus Abbildung 2.6 ermitteln als:

$$\varepsilon_1 = \varepsilon_x + \frac{\varepsilon_x - \varepsilon_2}{\tan^2 \theta_\varepsilon} \quad (2.8)$$

und die Druckfeldneigung $\theta_\sigma (= \theta_\varepsilon)$ als:

$$\tan^2 \theta_\sigma = \frac{\varepsilon_2 - \varepsilon_x}{\varepsilon_2 - \varepsilon_z} \quad (2.9)$$

Sowohl Kaufmann und Marti, als auch Sigrist und Hackbarth setzen als Betonhauptdruckstauchung ε_2 die Betonstauchung ε_0 beim Erreichen des maximalen Betondruckwiderstandes ein und geben diese als 2.0‰ vor ($\varepsilon_2 = -\varepsilon_0 = -2.0\text{‰}$). Werden für ε_z die mittleren Dehnungen der Querkraftbewehrung im gerissenen Stegbeton beim Fließbeginn und beim Erreichen der Zugfestigkeit eingesetzt, ergibt sich aus Gleichung (2.9) ein analytisch berechenbarer Minimal- und Maximalwert der Neigung θ_σ . Die mittleren Dehnungen werden auf der Grundlage des Zuggurtmodells [Sigrist 1995; Marti et al. 1998] bestimmt, welches den Verbund zwischen Bewehrung und gerissenem Beton beschreibt. Mit gängigen Verbundwerten ergibt sich aus Gleichung (2.9), jeweils in Funktion von ε_x , die Neigung $\theta_{\sigma,min}$ mit $\varepsilon_z = 0.25 \cdot \varepsilon_{su}$ und $\theta_{\sigma,max}$ mit $\varepsilon_z = 0.80 \cdot \varepsilon_y$. Die beiden numerischen Werte bezeichnen den Verbundbeiwert beim Erreichen der Zugfestigkeit ε_{su} ($\kappa = 0.25$) und beim Fließbeginn ε_y ($\kappa = 0.80$) [Sigrist 2011]. Durch die Linearisierung der Gleichung (2.9) im Bereich $-0.2\text{‰} \leq \varepsilon_x \leq 1.2\text{‰}$ und mit den Dehnungswerten eines normalduktilen Bewehrungsstahles (Duktilitätsklasse B gemäss Model Code 2010 [FIB 2011] mit $\varepsilon_{su} \geq 5.0\text{‰}$) ergibt sich der Neigungswinkel θ_σ nach Sigrist und Hackbarth [Sigrist und Hackbarth 2010] als:

$$20^\circ + 5000 \cdot \varepsilon_x \leq \theta_\sigma \leq 35^\circ + 5000 \cdot \varepsilon_x \quad (2.10)$$

Anhand der Gleichung (2.9) mit den vorgeschlagenen Werten ε_2 und ε_z oder der von Sigrist und Hackbarth ermittelten Gleichung (2.10) können die Begrenzungen von θ_σ als Funktion von ε_x bestimmt werden. Mit der Hauptzugdehnung ε_1 aus Gleichung (2.8) lassen sich auch der Reduktionsfaktor η_ε und die äquivalente plastische Betondruckfestigkeit f_{cp} berechnen (Kapitel 2.6.2 und 2.6.3).

Die Verallgemeinerten Spannungsfelder (VSF) bieten gegenüber den klassischen Spannungsfeldern die Möglichkeit, die Verformungsverträglichkeit und damit den Dehnungszustand zu berücksichtigen. Dieser wird definiert durch die Längsdehnung ε_x auf der Kontrollhöhe und durch die Stauchungen des Betons beim maximalen Betondruckwiderstand und der Querkraftbewehrung zwischen Fließbeginn und Erreichen der Zugfestigkeit. Somit können die Verformungsabhängigen Werte θ_σ und η_ε berechnet werden und basieren nicht mehr auf vorgegebenen Erfahrungswerten. Die VSF Methode bildet aufgrund dieses Vorteils die Grundlage für höhere Näherungsstufen in Bemessungsnormen [Muttoni und Fernández Ruiz 2012] wie der Schweizer Norm SIA 262 [SIA 2013] oder des Model Code 2010 [FIB 2011]. Dennoch zeigen auch die erweiterten Spannungsfelder gewisse Schwachpunkte, sei dies die Annahme, dass der Beton beim maximalen Querkraftwiderstand stets die Stauchung beim maximalen Betondruckwiderstand erreicht oder die Vernachlässigung gewisser Querkrafttraganteile, wie sie bereits in den klassischen Spannungsfeldern geschildert wurden.

2.4.4 Elastisch-plastische Spannungsfelder

Eine weitere Verallgemeinerung gegenüber den klassischen und den erweiterten starrplastischen Spannungsfeldern ergibt sich durch die Modellierung von elastisch-plastischem Materialverhalten (bilineares Materialgesetz) für Bewehrungsstahl und Beton (Abbildung 2.9) und die Berücksichtigung der Verformungsverträglichkeit. Abermals wird die Betonzugfestigkeit vernachlässigt und wie in den elastisch-gerissenen und erweiterten starrplastischen Spannungsfeldern angenommen, dass der Neigungswinkel der Betonhauptdruckspannungen θ_σ demjenigen der Betonhauptdruckstauchung θ_ε entspricht ($\theta_\sigma = \theta_\varepsilon$ führt zu $\varepsilon_c = \varepsilon_2$, siehe Abbildung 2.5). Die auf dieser Grundlage erzeugten Spannungsfelder werden in der Folge als elastisch-plastische Spannungsfelder (EPSF) bezeichnet.

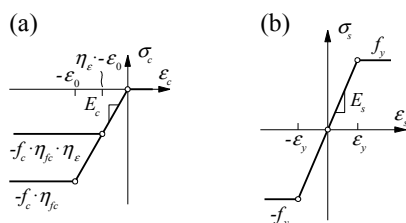


Abbildung 2.9: Elastisch-plastische Materialgesetze für (a) Beton unter Vernachlässigung der Betonzugfestigkeit und (b) Bewehrungsstahl.

Die generellste und genaueste Art von Spannungsfeldern ergibt sich, wenn die Verformungsverträglichkeit in jedem Punkt des Stahlbetonbauteils berücksichtigt wird, womit den variablen Dehnungen über die Höhe und Länge eines Bauteils Rechnung getragen wird. Fernández Ruiz und Muttoni [Fernández Ruiz und Muttoni 2007] implementierten die elastisch-plastischen Spannungsfelder mit lokaler Berücksichtigung der Verträglichkeit in die Methode der finiten Elemente (FE). Diese EPSF-FE Methode erlaubt über den Reduktionsfaktor η_ϵ die lokale Berücksichtigung des Dehnungszustandes auf den Betondruckwiderstand und die Ermittlung der Neigung der Betonhauptdruckspannung θ_σ auf der Grundlage des Gleichgewichtes und des lokalen Dehnungszustandes in jedem finiten Element. Der Ansatz erfasst weiter sämtliche verformungsabhängigen Phänomene, wie die Spannkraftzunahme in geneigten Spanngliedern und dadurch auch den Querkraftanteil infolge Spannkraftzunahme. Durch die Berücksichtigung der Verformungskompatibilität in der EPSF-FE Methode bildet sich mit dem Erreichen der Bruchlast ein Mechanismus aus.

Eine Validierung der EPSF-FE Methode anhand getesteter Stahlbetonelemente zeigte mehrfach eine hohe Genauigkeit des Ansatzes [Fernández Ruiz et al. 2007; Fernández Ruiz und Muttoni 2008; Campana et al. 2013a; Argirova et al. 2013; Rupf et al. 2013]. Abbildung 2.2 (d) stellt beispielhaft das Resultat der Analyse eines einfachen Balkens unter Einzellast in Trägermitte mittels der EPSF-FE Methode dar. Diese zeichnet sich gegenüber anderen nichtlinearen FE Methoden dadurch aus, dass zur Modellierung des Betons und der Bewehrung lediglich je zwei Materialparameter notwendig sind (Materialwiderstand und Elastizitätsmodul). Die äquivalente plastische Betondruckfestigkeit $f_{cp} = \eta_{fc} \cdot \eta_\epsilon f_c$ wird für jedes finite Element einzeln bestimmt (siehe Kapitel 2.6.3). Gemäss den Arbeiten von Vecchio, Collins und Aspiotis [Vecchio et al. 1994] und Belarbi und Hsu [Belarbi und Hsu 1995] wird bis zum Erreichen der äquivalenten plastischen Betondruckfestigkeit f_{cp} eine konstante Betonsteifigkeit E_c angesetzt (Abbildung 2.9 (a)). Die Stauchung beim Erreichen von f_{cp} ist demnach von η_ϵ abhängig. Der Einfluss eines Spanngliedhüllrohres auf den Trägersteg wird durch die lokale Reduktion der Stegdicke im Spanngliedbereich gemäss Kapitel 2.6.4 erfasst. Modellierte Bewehrungsstäbe wirken nur auf Zug oder Druck in ihrer Achse und übertragen keine Querkraft (keine Dübelwirkung berücksichtigt).

2.5 Mindestbewehrung

Die Verwendung von Spannungsfeldern oder Fachwerken bei der Bemessung von Stahlbetonbauteilen erfordert die Anordnung einer Mindestbewehrung, um eine genügende Verformungsfähigkeit und eine Umlagerung der inneren Kräfte zu garantieren.

Klassische Spannungsfelder und Fachwerke erlauben bei der Querkraftbemessung von Trägern die Wahl eines Druckstrebenneigungswinkels θ_σ zwischen vorgegebenen Grenzwerten, jedoch unabhängig von der Rissneigung θ_{Riss} . In den erweiterten starr-plastischen und den elastisch-plastischen Spannungsfeldern wird θ_σ auf der Basis der Verformungsverträglichkeit berechnet. Häufig ist der angenommene oder berechnete Winkel θ_σ deutlich flacher als die Rissneigung θ_{Riss} , was sich durch Messungen an Versuchskörpern bestätigen lässt (siehe Kapitel 3.4.1). Eine flachere Neigung des Betondruckspannungsfeldes als der Risse kann nur durch eine Kraftübertragung über den Riss erreicht werden, was physikalisch im Betonbauteil entweder durch Mobilisierung einer Rissuferverzahnung oder durch Dübelwirkung erfolgt. Bei der Anwendung der Spannungsfeld- und Fachwerkmethode wird also implizit von einer genügenden Rissuferverzahnung ausgegangen, welche ein vorzeitiges Versagen im Riss vor dem Erreichen des Spannungszustandes gemäss dem Spannungsfeldmodell verhindert. Die vorzusehende, minimale Querkraftbewehrung verhindert die Verformungslokalisierung in einem einzelnen Riss und garantiert durch die Kontrolle der Rissöffnung eine genügende Rissuferverzahnung. Bei geringeren Querkraftbewehrungsgehalten als der Mindestbewehrung muss die Kontrolle der Rissöffnung durch anderweitige Massnahmen garantiert werden (z.B. durch die Dübelwirkung von Trägerflanschen, siehe Kapitel 3.8.1), damit die Spannungsfeldmethoden anwendbar bleiben. Andernfalls hat die Querkraftbemessung anhand von Modellen zur Behandlung von Bauteilen ohne Querkraftbewehrung zu erfolgen, welche explizit auf die reduzierte Kontrolle der Rissöffnung eingehen, wie beispielsweise die Theorie des kritischen Schubrisses [Muttoni 2003; Muttoni und Fernández Ruiz 2008].

2.6 Effektive Betondruckfestigkeit von Stegbeton

Die Betondruckfestigkeit von Beton im Allgemeinen, und von Beton in Trägerstegen im Besonderen, hängt von mehreren Einflüssen ab. Die effektive Betondruckfestigkeit in Trägerstegen muss gegenüber der gemessenen Zylinderdruckfestigkeit reduziert werden, um die in der Folge beschriebenen Einflüsse zu berücksichtigen.

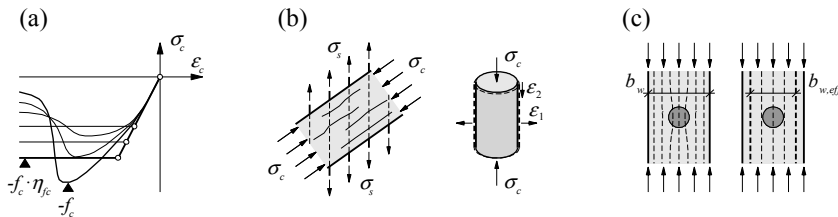


Abbildung 2.10: Festigkeitsreduktionsfaktor für Stegbeton zur Berücksichtigung (a) des spröden Bruchverhaltens von Beton höherer Festigkeit und (b) des Betonquerzugs. (c) Reduktion der Stegdicke infolge Störung des Kraftflusses durch ein Spanngliedhüllrohr.

2.6.1 Einfluss des spröden Bruchverhaltens von Beton höherer Festigkeit

Sowohl starr-plastische als auch elastisch-plastische Spannungsfelder basieren auf einem plastischen Materialverhalten des Bewehrungsstahls auf Druck und Zug und des Betons auf Druck. Die Betonzugfestigkeit wird vernachlässigt. Während die Annahme plastischen Materialverhaltens beim Bewehrungsstahl mit den effektiven Materialeigenschaften gut einhergeht, zeigt der Beton nach dem Erreichen der maximalen Betondruckfestigkeit einen Festigkeitsabfall (Abbildung 2.10 (a)). Mit zunehmendem Betonwiderstand weist der Beton ein immer spröderes Verhalten mit immer stärkerer Entfestigung nach dem Erreichen des Maximalwiderstandes auf [Sargin und Handa 1968; Popovics 1973]. Um den Beton dennoch als plastisches Material modellieren zu können, ist die Betonfestigkeit durch einen Festigkeitsreduktionsfaktor abzumindern, welcher dem spröderen Verhalten von hochfestem Beton Rechnung trägt. Gemäss der Publikation von Muttoni [Muttoni 1990] kann der Reduktionsfaktor berechnet werden als:

$$\eta_{f_c} = \left(\frac{30}{f_c} \right)^{\frac{1}{3}} \leq 1.0 \quad \text{mit } f_c \text{ in [MPa]} \quad (2.11)$$

womit ab einer Betonfestigkeit von 30 MPa eine Reduktion einsetzt. Der Reduktionsfaktor zur Berücksichtigung des spröden Bruchverhaltens von Beton höherer Festigkeit wird bei Anwendung der Spannungsfeldmethode oder der Fachwerkmethode auf sämtliche Betonbauteile, d.h. bei Trägern sowohl auf den Steg, als auch auf den Druckgurt angewendet.

2.6.2 Einfluss der Querkzugdehnung

Einen weiteren Einfluss auf die Betondruckfestigkeit üben Risse entlang der Hauptdruckrichtung aus. Solche Querkzugdehnungen treten insbesondere in Trägerstegen auf und werden dort durch die, gegenüber dem Druckspannungsfeld geneigte, Querkraftbewehrung verursacht (Abbildung 2.10 (b)). Die aufgezwungenen Querkzugdehnungen entfestigen den Beton und verringern den Betondruckwiderstand. Dieses Phänomen wurde frühzeitig von Robinson und Demorieux [Robinson und Demorieux 1968; Robinson und Demorieux 1976] beschrieben. Die meistgenutzte Formulierung eines Festigkeitsreduktionsfaktors zur Berücksichtigung der Querkzugdehnung stammt von Vecchio und Collins [Vecchio und Collins 1986] und wurde zusammen mit der Modified Compression Field Theory (MCFT) vorgestellt. Der Reduktionsfaktor basiert auf einem empirischen Ansatz und berechnet sich direkt aus den Hauptzugdehnungen ε_1 als:

$$\eta_\varepsilon = \min \left[1.0; \frac{1}{0.8 + 170 \cdot \varepsilon_1} \right] \quad (2.12)$$

Ähnliche Formulierungen stammen von Belarbi und Hsu [Belarbi und Hsu 1995]:

$$\eta_\varepsilon = \frac{0.9}{\sqrt{1 + 250 \cdot \varepsilon_1}} \quad (2.13)$$

oder Sigrist [Sigrist 2011], basierend auf den Arbeiten von Kaufmann [Kaufmann 1998]:

$$\eta_\varepsilon = \frac{1}{1.2 + 55 \cdot \varepsilon_1} \quad (2.14)$$

und berechnen den Reduktionsfaktor ebenfalls in Abhängigkeit von ε_1 , jedoch mit veränderten Konstanten. Ein genauerer Wert der Hauptzugdehnung ε_1 lässt sich bei Verwendung von elastisch-plastischen Materialgesetzen bestimmen (siehe Kapitel 2.4.4). Unter Anwendung der Verallgemeinerten Spannungsfelder (VSF, siehe Kapitel 2.4.3) lässt sich ε_1 und damit verbunden η_ε ebenfalls ermitteln, wobei die Genauigkeit gegenüber den elastisch-plastischen Spannungsfeldern aufgrund der Modellannahmen reduziert ist. Die Verwendung der klassischen Spannungsfelder mit starr-plastischen Materialgesetzen erlaubt keine Bestimmung der Dehnungen. Der Reduktionsfaktor η_ε muss daher aufgrund von Versuchen und Erfahrungswerten bestimmt werden. In Trägerstegen schlagen z.B. Muttoni, Schwartz und Thürlimann [Muttoni et al. 1997] die Verwendung eines Festigkeitsreduktionsfaktors $\eta_\varepsilon = 0.6$ vor.

2.6.3 Äquivalente plastische Betondruckfestigkeit

Durch die Verwendung der beiden Reduktionsfaktoren zur Berücksichtigung des spröden Bruchverhaltens von Beton höherer Festigkeit η_{fc} und der Betonquerdehnung η_ε lässt sich die Betonzylinderdruckfestigkeit f_c in eine reduzierte Betondruckfestigkeit umrechnen, welche als äquivalente plastische Betondruckfestigkeit f_{cp} bezeichnet werden kann [Fernández Ruiz und Muttoni 2007]. Diese ist definiert als:

$$f_{cp} = \eta_{fc} \cdot \eta_\varepsilon \cdot f_c \quad (2.15)$$

2.6.4 Einfluss des Spanngliedhüllrohres

Die Spanngliedhüllrohre in Stegen von vorgespannten Trägern beeinflussen den Spannungsfluss in den geneigten Betondruckstreben. Hars folgert aus seinen Arbeiten zur Spanngliedpräsenz in Trägerstegen [Hars 2006], dass sich ein Spanngliedhüllrohr auf zwei Arten auf den Betondruckwiderstand auswirkt. Durch die unterschiedliche Steifigkeit des Stegbetons und des Spanngliedes (ausinjiziertes oder leeres Hüllrohr) erfolgt eine Umlenkung des Spannungsflusses im Spanngliedbereich, wie dies in Abbildung 2.10 (c) für ein ausinjiziertes Hüllrohr dargestellt ist. Aus der Spannungsumlenkung ergeben sich einerseits Querkzugspannungen und Querdehnungen ε_3 aus der Stegebene, welche bei der Betondruckfestigkeit durch einen Reduktionsfaktor η'_D berücksichtigt werden können (siehe Abbildung 2.11). Andererseits konzentrieren sich die Druckspannungen im Hüllrohrbereich (σ_{cl}) gegenüber dem übrigen Stegbereich (σ_c), was sich durch einen weiteren Reduktionsfaktor η_D berücksichtigen lässt. Dieser ist definiert als:

$$\eta_D = 1 - k \cdot \sum \frac{d_D}{b_w} \quad (2.16)$$

und über den Beiwert k abhängig vom verwendeten Material und vom Füllzustand des Hüllrohres. Gemäss Muttoni, Burdet und Hars [Muttoni et al. 2006] sind für den Beiwert k folgende Werte zu verwenden:

- $k = 0.5$ bei ausinjizierten Stahlhüllrohren
- $k = 0.8$ bei ausinjizierten Kunststoffhüllrohren
- $k = 1.2$ bei leeren Hüllrohren

Gemäss Hars [Hars 2006] steht der Reduktionsfaktor η'_D für sich alleine ($f_{ce} = \eta_{fc} \cdot \eta'_D \cdot f_c$), während η_D zusammen mit η_ε zu berücksichtigen ist ($f_{ce} = \eta_{fc} \cdot \eta_\varepsilon \cdot \eta_D \cdot f_c$). Weiter konnte er anhand einer Parameterstudie aufzeigen, dass in der praktischen Anwendung und unter Berücksichtigung der vorgegebenen Werte von k , stets $\eta_D \cdot \eta_\varepsilon$ gegenüber η'_D massgebend ist.

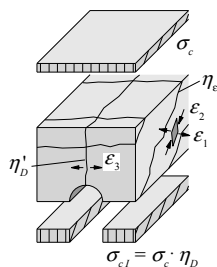


Abbildung 2.11: Einfluss eines Spanngliedhüllrohres auf einen Trägersteg (basierend auf Hars [Hars 2006]).

Der Einfluss des Spanngliedhüllrohres kann daher einzig auf der Basis des Reduktionsfaktors η_D berücksichtigt werden. Dabei besteht die Möglichkeit, die sogenannte effektive Betondruckfestigkeit $f_{ce} = \eta_{fc} \cdot \eta_\epsilon \cdot \eta_D \cdot f_c$ zusammen mit der Stegdicke b_w zu verwenden, womit der Hüllrohreinfluss in der Betonfestigkeitsreduktion enthalten ist. Alternativ lassen sich für den Betonwiderstand die äquivalente plastische Betondruckfestigkeit f_{cp} einsetzen und der Hüllrohreinfluss durch eine Reduktion der Stegdicke berücksichtigen. Die effektive Stegdicke $b_{w,eff}$ berechnet sich damit als:

$$b_{w,eff} = b_w \cdot \eta_D \quad (2.17)$$

Den einfachsten Ansatz zur Berücksichtigung sämtlicher Reduktionsfaktoren stellt die Verwendung der äquivalenten plastischen Betondruckfestigkeit f_{cp} gemäss Gleichung (2.15) und der effektiven Stegdicke $b_{w,eff}$ gemäss Gleichung (2.17) dar.

3 Erkenntnisse aus durchgeführten Versuchen

3.1 Ziele der durchgeführten Versuchsserie

Das Verhalten von bewehrten Stahlbetonträgern mit variierenden Querkraftbewehrungsgehalten und weiteren Parametern wurde in der Vergangenheit von verschiedenen Forschern untersucht [Cafilisch und Thürlimann 1970; Bennett und Balasooriya 1971; Leonhardt et al. 1973; Moayer und Regan 1974; Feddersen und Nielsen 1983; Gregor und Collins 1995; Kaufmann und Marti 1996; Hegger et al. 2004; Hars 2006; Kuchma et al. 2008]. Die meisten Versuche wurden dabei an Einfeldträgern durchgeführt. Das Verhalten von vorgespannten Durchlaufträgern mit geringen Querkraftbewehrungsgehalten, unter Berücksichtigung des Flanscheinflusses, wurde hingegen nie systematisch erforscht, obwohl diese Träger den im Brückenbau häufig verwendeten mehrfeldrigen Kastenbrücken grösserer Spannweite am meisten entsprechen. Daher wurde zur Vertiefung der Kenntnisse und Erweiterung der Datenbasis eine experimentelle Versuchsserie an zwölf grossmassstäblichen Versuchskörpern durchgeführt. Die Versuchsergebnisse erlauben eine Validierung bestehender Bemessungsansätze für vorgespannte Träger mit geringem Querkraftbewehrungsgehalt sowie die Herleitung einer Formulierung für bisher unberücksichtigte Tragwiderstandsreserven. Die Durchführung der Versuche sowie deren Resultate sind im Versuchsbericht [Rupf und Muttoni 2012] detailliert beschrieben und in der Publikation von Rupf, Fernández Ruiz und Muttoni [Rupf et al. 2013] veröffentlicht.

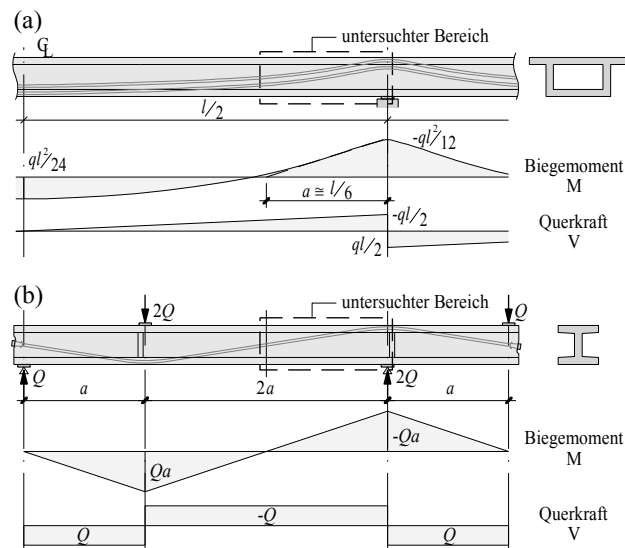


























Abbildung 3.1: Statisches System und Schnittkräfte: (a) durchlaufender Kastenbrückenträger unter verteilter Belastung und (b) Versuchsträger (unter Vernachlässigung des Eigengewichts).

3.2 Beschreibung der Versuchsserie

3.2.1 Versuchsparameter und Versuchsaufbau

Die durchgeführte Versuchsserie umfasst zwei schlaff bewehrte und zehn vorgespannte Stahlbetonträger mit variablem Querkraftbewehrungsgehalt ρ_w und Vorspanngrad P/A , sowie zwei verschiedenen Querschnittstypen (mit und ohne Flansche). Die Nominalwerte der drei Hauptparameter beziehen sich auf den zentralen Versuchsbereich der Träger (Abbildung 3.2) und sind in Tabelle 3.1 ersichtlich. Abbildung 3.1 zeigt das statische System der Versuchsträger, welche als einfache Balken mit Kragarm konzipiert und einem durchlaufenden Kastenbrückenträger nachempfunden sind. Die Abmessungen der Versuchskörper entsprechen einem Brückenträger mit rund 40 m Spannweite im Massstab 3/8.

Tabelle 3.1: Trägerquerschnitt, Nominalwerte der Bewehrung und des Vorspanngrades (ρ_w und P/A beziehen sich auf den Versuchsbereich; Biegebewehrung konstant über die gesamte Trägerlänge; Masse in [mm]).

Träger	Querschnitt	ρ_w [%]	P/A [MPa]	Querkraftbewehrung	Biegebewehrung	
					Layer 1	Layer 2
SR21		0.086	2.5	 $\emptyset 6 @ 220$	4 $\emptyset 26$ + 6 $\emptyset 18$	8 $\emptyset 10$
SR22		0.126	2.5	 $\emptyset 6 @ 300$	4 $\emptyset 26$ + 6 $\emptyset 18$	8 $\emptyset 10$
SR23		0.063	2.5	 $\emptyset 6 @ 300$	4 $\emptyset 26$ + 6 $\emptyset 18$	8 $\emptyset 10$
SR24		0.251	2.5	 $\emptyset 6 @ 150$	4 $\emptyset 26$ + 6 $\emptyset 18$	8 $\emptyset 10$
SR25		0.086	5.0	 $\emptyset 6 @ 220$	4 $\emptyset 26$ + 6 $\emptyset 10$	8 $\emptyset 10$
SR26		0.063	5.0	 $\emptyset 6 @ 300$	4 $\emptyset 26$ + 6 $\emptyset 10$	8 $\emptyset 10$
SR27		0.188	5.0	 $\emptyset 6 @ 200$	4 $\emptyset 26$ + 6 $\emptyset 10$	8 $\emptyset 10$
SR28		0.086	-	 $\emptyset 6 @ 220$	4 $\emptyset 26$ + 6 $\emptyset 10$	8 $\emptyset 10$
SR29		0.251	2.5	 $\emptyset 6 @ 150$	4 $\emptyset 26$ + 6 $\emptyset 18$	8 $\emptyset 10$
SR30		0.251	2.5	 $\emptyset 6 @ 150$	2 $\emptyset 26$ + 4 $\emptyset 10$	6 $\emptyset 10$
SR31		0.086	3.0	 $\emptyset 6 @ 220$	2 $\emptyset 26$	2 $\emptyset 10$
SR32		0.086	-	 $\emptyset 6 @ 220$	2 $\emptyset 26$	2 $\emptyset 26$

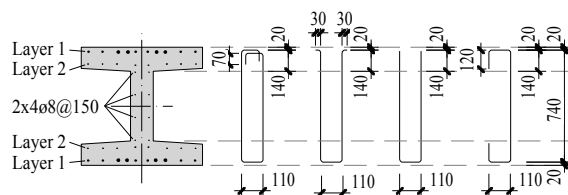


Abbildung 3.2 (a) zeigt den verwendeten Versuchsaufbau. Die Versuchskörper sind mit einer Feldspannweite von 7.20 m auf zwei Auflagern versetzt ($x = 200$ und $x = 7400$ mm) und am 2.40 m langen Kragarm ($x = 9800$ mm) und im Drittelspunkt des Feldes ($x = 2600$ mm) belastet. An sämtlichen Auflager- und Belastungspunkten ist eine Rotation in Trägerlängsrichtung möglich. Der Verschiebungsfixpunkt in Längsrichtung ist das südliche Auflager ($x = 7400$ mm). Im

nördlichen Auflager sowie an den beiden Belastungspunkten ist eine Trägerlängsverschiebung möglich. Die Belastung wird durch hydraulische Pressen aufgebracht, wobei im Feld jeweils die doppelte Kraft des Kragarms aufgebracht wird. Die Querkraft V im Versuchsbereich entspricht somit direkt der aufbrachten Kraft am Kragarm Q (unter Vernachlässigung des Trägereigen- gewichtes, siehe Abbildung 3.1 (b)). Die gewählte Belastung führt zu einem Vorzeichenwechsel bei den Momenten genau in Trägermitte. Die Bruchlast wird in verschiedenen Laststufen aufge- bracht. Die Belastungsgeschwindigkeit für Q beträgt 15 kN/Min. vor dem Bruch (kraftge- steuert) und 2.5 mm/Min. danach (weggesteuert). Beim Erreichen einer Laststufe wird die Verschiebung zur manuellen Messung der Verformungen für einige Stunden konstant gehalten. Während der Nacht erfolgt eine Absenkung der Belastung.

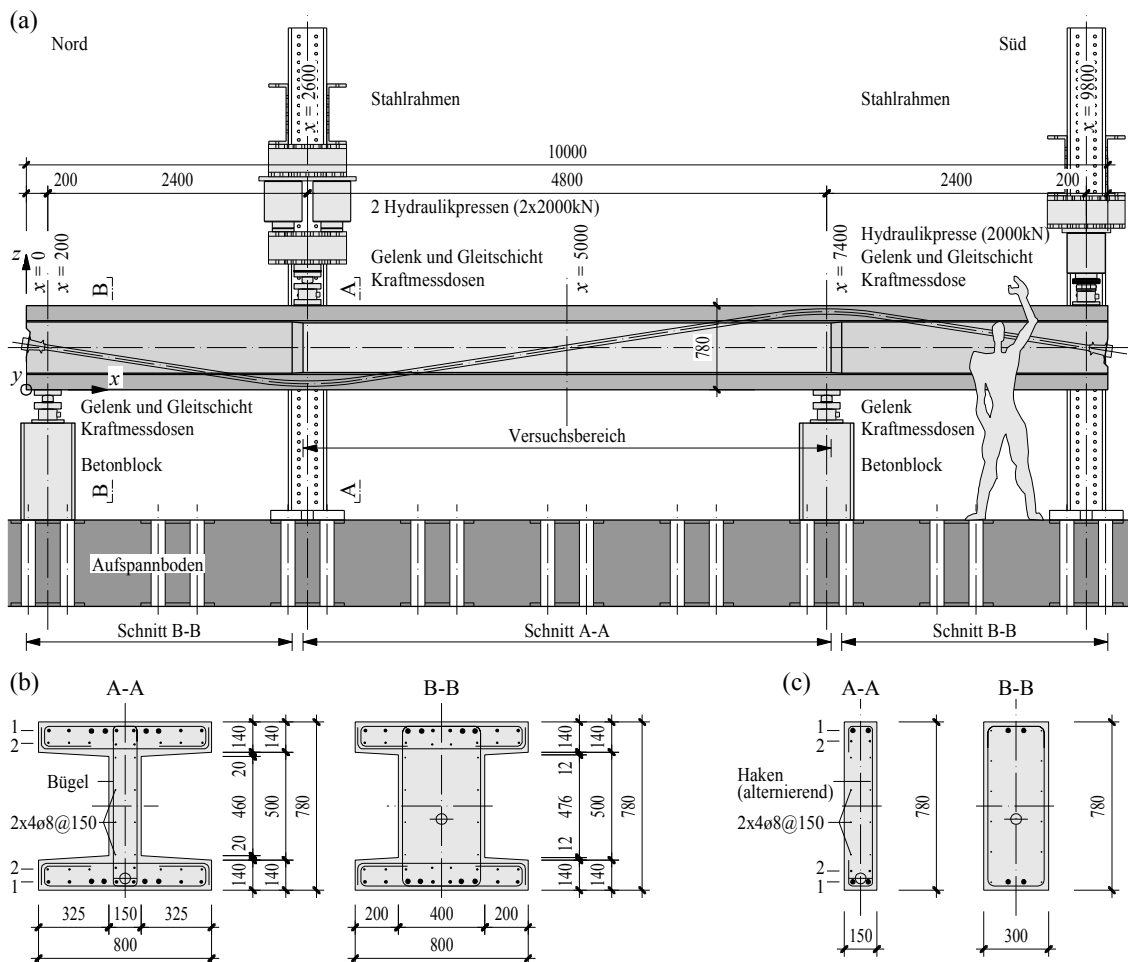


Abbildung 3.2: Versuchsaufbau, Trägerabmessungen und Bewehrung (Masse in [mm], Querkraftbewehrung und Bewehrung Layer 1 und 2 in Tabelle 3.1): (a) Längsansicht des Versuchsaufbaus; (b) Abmessungen und Bewehrung der Träger mit Flanschen; und (c) Abmessungen und Bewehrung der Träger ohne Flansche.

3.2.2 Versuchskörper

Sämtliche Versuchskörper sind 10 m lang, 780 mm hoch und weisen in der Trägermitte einen rund 4.8 m langen Versuchsbereich auf (Abbildung 3.2). Zehn Träger wurden gemäss den Versuchen von Kaufmann und Marti [Kaufmann und Marti 1996] mit I-förmigem Querschnitt hergestellt, die übrigen zwei mit Rechteckquerschnitt. Sämtliche Träger mit Flanschen weisen im Versuchsbereich eine Stegdicke b_w von 150 mm und in den Aussenbereichen von 400 mm auf. Die Flanschbreite b_f beträgt 800 mm und die minimale Flanschdicke t_f 140 mm. Die beiden Träger ohne Flansche weisen im Versuchsbereich eine Stegdicke von 150 mm und in den Aussenbereichen von 300 mm auf.

Der geometrische Querkraftbewehrungsgehalt ρ_w variiert zwischen 0.063% und 0.251% und bezieht sich auf den Versuchsbereich. Der geringste Bewehrungsgehalt von $\rho_w = 0.063\%$ liegt damit tiefer als die Mindestbewehrungsvorgaben gängiger Bemessungsnormen (z.B. Model Code 2010 [FIB 2011] mit $\rho_{w,min} = 0.08 \cdot \sqrt{f_c}/f_y \approx 0.08\%$ für die Versuchsträger). Abbildung 3.2 (b-c) zeigt die Bewehrung der Versuchskörper. Die Querkraftbewehrung im Versuchsbereich (Schnitt A-A) besteht aus Bügeln oder wechselseitig verlegten Haken mit verschiedenen Verankerungsbedingungen. Als Längsbewehrung werden gerade, über die gesamte Trägerlänge verlaufende Bewehrungsstäbe eingesetzt. Die Form, der Durchmesser und die Teilung der Querkraftbewehrung sind zusammen mit den Angaben zur Längsbewehrung in den Flanschen in der Tabelle 3.1 zusammengestellt. Die Tabelle zeigt auch die Verankerungsdetails der Querkraftbewehrung der drei Träger SR24, SR29 und SR30 mit verminderter Verankerungslänge.

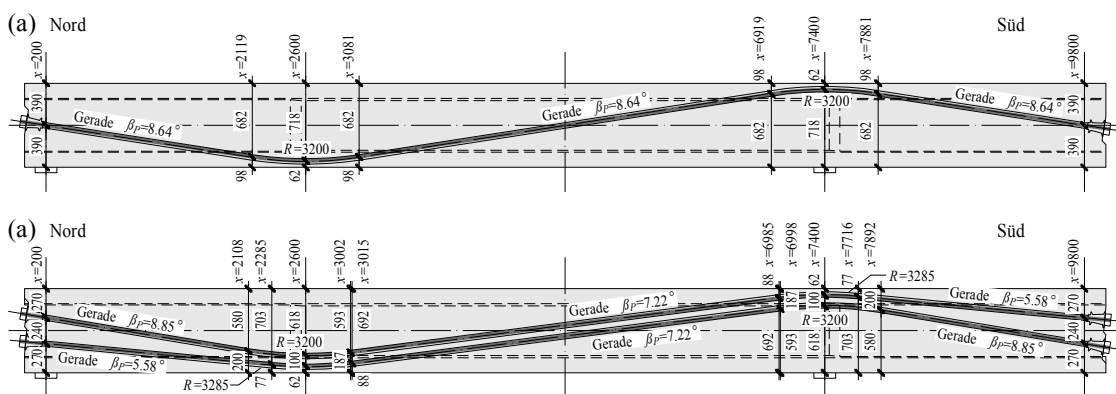


Abbildung 3.3: Spanngliedergeometrie (Schwerpunktlage des Spannglieds; alle Spannglieder mit vier Litzen 150 mm^2 ; Masse in [mm]): Träger mit (a) einem und (b) zwei Spanngliedern.

Zehn Versuchsträger weisen eine Vorspannung auf, mit Vorspanngraden P/A von 2.5, 3.0 oder 5.0 MPa, bezogen auf den Versuchsbereich. Die Versuchskörper mit hohem Vorspanngrad (5.0 MPa) sind mit zwei Spanngliedern mit je 4 Litzen 150 mm^2 bestückt, während die übrigen vorgespannten Träger je ein Spannglied desselben Typs aufweisen. Die Spannglieder sind in Stahlhüllwellrohren mit Durchmesser 45/50 mm (innen/aussen) verlegt, welche nach dem

Spannen der Litzen mit einem Injektionsmörtel vergossen werden. Beidseitig werden bewegliche Ankerköpfe verwendet, wobei der Spannvorgang einseitig erfolgt. Der Spanngliedverlauf folgt den Biegemomenten der aufgetragenen Belastung und weist zwei bogenförmige Umlenkungen mit dazwischenliegender Geraden auf. Die Spanngliedgeometrie der Träger mit einem oder zwei Spanngliedern ist in Abbildung 3.3 ersichtlich.

Die Spannglieder wurden auf 1395 MPa überspannt (75% der Zugfestigkeit). Die effektive Spannkraft im Versuchsbereich, unter Berücksichtigung der Reibungsverluste (Annahme: $\mu = 0.18$, $\Delta\varphi = 0.005 \text{ m}^{-1}$), des Verankerungsschlupfs und der zeitabhängigen Verluste (Kriechen, Schwinden, Relaxation) wurden gemäss Model Code 2010 [FIB 2011] berechnet. Der Vergleich der berechneten Werte mit den am Versuchskörper gemessenen Dehnungen zeigt eine gute Übereinstimmung. Die effektiven (berechneten) mittleren Werte des Vorspanngrades P_0/A im Versuchsbereich am Versuchstag sind in Tabelle 3.2 ersichtlich.

3.2.3 Materialeigenschaften und effektive Vorspannkraft

Der verwendete Beton normaler Festigkeit weist eine Kornverteilung 0-16 mm auf und beinhaltet keine Zusatzmittel und Zusatzstoffe. Tabelle 3.2 zeigt die ermittelten mittleren Zylinderdruckfestigkeiten f_{cm} (Zylinder 160 x 320 mm) und Zugfestigkeiten f_{ctm} (Direktzugversuch am Zylinder 160 x 320 mm) der Versuchskörper am Testtag (bei Versuchsende), sowie den Elastizitätsmodul E_c 28 Tage nach dem Betonieren.

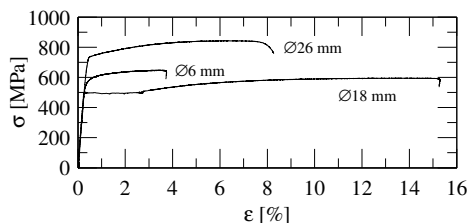
Tabelle 3.2: Gemessene mechanische Kennwerte des Festbetons (f_{cm} und f_{ctm} bei Versuchsende; E_c 28 Tage nach dem Betonieren), Betonalter bei Versuchsende, Anzahl Tage nach Vorspannen bei Versuchsende, effektiver Vorspanngrad bei Versuchsbeginn.

Träger	f_{cm} [MPa]	f_{ctm} [MPa]	E_c [MPa]	t_{Test} [d]	$t_{Vorsp.}$ [d]	P_0/A [MPa]
SR21	30.8	2.6	29'700	36	22	2.40
SR22	33.7	3.1	31'950	79	35	2.38
SR23	35.3	3.7	30'250	58	42	2.45
SR24	31.3	2.8	28'050	59	28	2.38
SR25	33.1	3.1	32'700	47	19	4.73
SR26	36.9	3.5	31'600	68	39	4.82
SR27	28.3	2.9	27'450	53	35	4.85
SR28	37.8	4.0	31'250	90	-	-
SR29	29.8	2.8	27'800	65	26	2.36
SR30	31.4	3.5	30'300	79	15	2.28
SR31	31.3	2.7	31'550	31/35	16	2.93
SR32	35.2	3.4	33'400	42	-	-

Tabelle 3.3 zeigt die gemessenen mittleren mechanischen Materialkennwerte des Bewehrungsstahls und der Spanngliedlitzen. Die Bewehrungsstäbe zwischen Durchmesser 6 mm und 18 mm sind als normalfeste Bewehrung klassiert, während die Stäbe mit Durchmesser 26 mm als hochfest eingestuft werden. Die Fließgrenze f_y der kaltverformten und hochfesten Bewehrungsstäbe ist als Dehngrenzspannung bei 0.2% definiert, wohingegen die Fließgrenze f_y der Vorspannlitzen als Dehngrenzspannung bei 0.1% definiert ist [FIB 2011; SIA 2013].

Tabelle 3.3: Gemessene mechanische Kennwerte des Bewehrungsstahls und der Vorspannlitzen.

Typ	\varnothing [mm]	f_y [MPa]	f_t [MPa]	ε_{su} [%]
SR21, SR22, SR23, SR25, SR26, SR28, SR30				
kaltverformt	6	585	640	3.1
kaltverformt	8	549	615	4.3
kaltverformt	10	565	620	1.8
naturhart	18	491	591	14.5
hochfest	26	743	844	6.7
Litze	15.7	1689	1896	6.9
SR24, SR27, SR29				
kaltverformt	6	575	623	2.9
kaltverformt	8	540	603	3.9
kaltverformt	10	571	618	3.8
naturhart	18	507	608	12.3
hochfest	26	814	900	5.4
Litze	15.7	1724	1906	6.5
SR31, SR32				
kaltverformt	6	525	588	5.6
kaltverformt	8	555	607	4.3
kaltverformt	10	538	600	5.6
hochfest	26	743	844	6.7
Litze	15.7	1683	1910	6.6



3.2.4 Messungen

Das Messsystem mit den einzelnen Messungen ist bei sämtlichen Trägern dasselbe. Mittels Kraftmessdosen, induktiver Wegaufnehmer, Neigungsmesser sowie Dehnmessstreifen werden unter anderen die fortlaufend aufgenommenen Grössen bestimmt:

- Kraft an beiden Lasteinleitstellen und Reaktionen an beiden Auflagern mittels Kraftmessdosen.
- Trägerdurchbiegung mittels induktiver Wegaufnehmer zwischen dem Aufspannboden und der Trägerunterseite.
- Stegdickenänderung im Versuchsbereich mittels induktiver Wegaufnehmer.
- Spannglieddehnung mittels eines endverankerten Stahlstabes $\varnothing 8$ mm (350 mm lang) mit aufgeklebten Dehnmessstreifen, welcher an drei verschiedenen Stellen im Beton neben dem Hüllwellrohr verlegt wird.

Die Bruchlast wird in mehreren Laststufen aufgebracht. Während dem Halt an einer Laststufe werden die folgenden manuell aufgenommenen Grössen bestimmt:

- Steg- und Flanschdeformation im Versuchsbereich mittels Deformetermessung auf dreieckförmigem Messnetz mit einer nominalen Seitenlänge von 110 mm.
- Fotos der Rissbilder.
- Messung repräsentativer Rissöffnungsweiten.

3.3 Versuchsergebnisse

Sämtliche Versuchskörper weisen einen Schubbruch in der Versuchsregion auf. Nur der Versuchskörper SR31 konnte nach erfolgtem Bruch auf der Nordseite extern verstärkt und unter der Bezeichnung SR31B ein zweites Mal bis zum Bruch auf der Südseite getestet werden. Der Querkraftwiderstand $V_{R,Test}$ (Bruchlast), der Restquerkraftwiderstand nach dem Versagen $V_{Rest,Test}$ (doppelte Durchbiegung gegenüber derjenigen bei Bruchlast), sowie das Verhältnis von Querkraftwiderstand und Restquerkraftwiderstand aller Träger sind in Tabelle 3.4 ersichtlich.

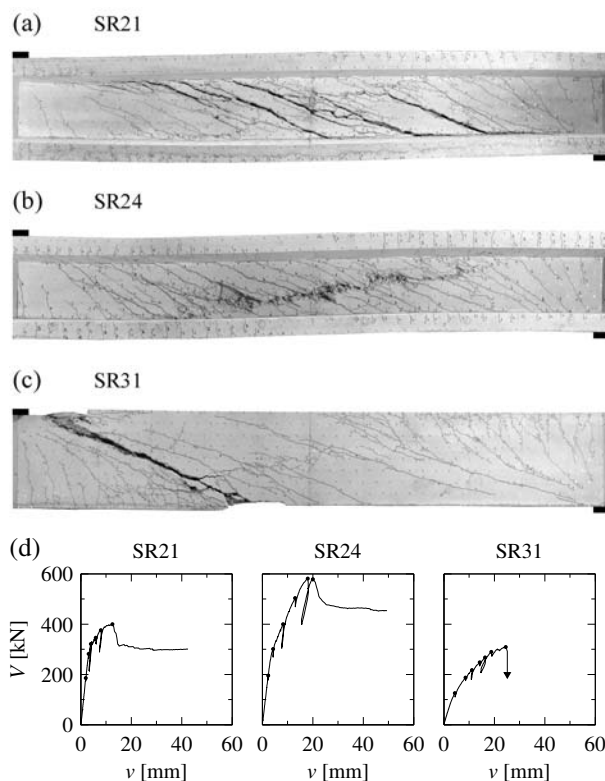


Abbildung 3.4: Rissbild und Abplatzen der Betonüberdeckung im Versuchs-bereich ($x = 2600 \div 7400$ mm) nach Versuchsende dreier Träger: (a) SR21 – Rissbildung über grösseren Bereich mit grossen Rissöffnungen und Ablösen der Flanschen; (b) SR24 – Versagen der Betondruckdiagonalen im Bereich des Vorspanngliedes; (c) SR31 – Verformungslokalisierung in einem Riss; und (d) Querkraft (V) gegen Durchbiegung (v) an der Kräfteinleitstelle im Feld ($x = 2600$ mm) mit Angabe der Laststufen.

Die geprüften Träger der Versuchsserie zeigen drei unterschiedliche Versagensarten. Abbildung 3.4 zeigt die Bruchbilder dreier verschiedener Träger, welche jeweils für eine der drei Versagensarten stehen. Die Versagensart sämtlicher Träger ist in Tabelle 3.4 ersichtlich. Zusätzlich zu den Rissbildern nach dem Bruch zeigt Abbildung 3.4 die gemessene Querkraft (V) gegen die gemessene Durchbiegung (v) unter der Lasteinleitstelle im Feld ($x = 2600$ mm) der drei stellvertretenden Versuchskörper.

Tabelle 3.4: Versagensart (siehe Abbildung 3.4), Querkraftwiderstand $V_{R,Test}$, Restquerkraftwiderstand nach Versagen $V_{Test,Rest}$ und Verhältnis von Querkraftwiderstand und Restquerkraftwiderstand aller Träger.

Träger	Versagensart (Abbildung 3.4)	$V_{R,Test}$ [kN]	$V_{Test,Rest}$ [kN]	$V_{Test,Rest}/V_{R,Test}$ [-]
SR21	(a)	399	300	0.75
SR22	(b)	459	310	0.68
SR23	(a)	364	290	0.80
SR24	(b)	579	450	0.78
SR25	(b)	484	380	0.79
SR26	(a)/(b)	457	400	0.88
SR27	(b)	606	470	0.78
SR28	(a)	222	130	0.59
SR29	(b)	585	400	0.68
SR30	(b)	581	390	0.67
SR31	(c)	309	120	0.39
SR31B	(c)	303	90	0.30
SR32	(c)	173	90	0.35

Die erste Versagensart wird in Trägern mit Flanschen und geringem Querkraftbewehrungsgehalt wie z.B. SR21 beobachtet. Das Versagen kann als „Bruch in der Ebene“ betrachtet werden und manifestiert sich durch die starke Öffnung verschiedener Diagonallrisse im Trägersteg und Horizontalrisse zwischen Flansch und Steg, welche auf ein Ablösen der Flansche vom Steg hindeuten. Der Bruch selber erfolgt durch das Reißen der Querkraftbewehrung in den stark geöffneten Rissen. Nach einem Lastabfall verbleibt ein relativ konstanter Restquerkraftwiderstand von 59% bis 80% des maximalen Querkraftwiderstandes (Tabelle 3.4). Die Zunahme der Stegdicke, welche auf ein seitliches Abplatzen des Betons hindeutet, ist vor dem Bruch minimal und bleibt auch nach dem Lastabfall moderat (Abbildung 3.5 (a)). Eine markante Zunahme der Stegdicke wird lediglich bei grossen Verformungen beobachtet und kann auf einen lokalen Verdübelungseffekt des Spanngliedes zurückgeführt werden (siehe Abbildung 3.4 (a)).

Die zweite Versagensart tritt in Trägern mit Flanschen und grösseren Querkraftbewehrungsgehalten wie z.B. SR24 auf. Das Versagen kann als „Bruch aus der Ebene“ beschrieben werden wobei der Überdeckungsbeton der Bewehrung und des Spanngliedes entlang der Spanngliedachse abplatzt, gefolgt vom Reißen der Querkraftbewehrung (Abbildung 3.4 (b)). Die eingeführte Bezeichnung der Versagensart „aus der Ebene“ bezieht sich nicht auf ein Stabilitätsproblem. Der gemessene Restquerkraftwiderstand nach dem Lastabfall verbleibt ebenfalls bei 67% bis 79% des maximalen Querkraftwiderstandes, wobei eine leicht abfallende Tendenz bei zunehmender Verformung beobachtet werden kann. Abbildung 3.5 (a) zeigt klar das Abplatzen des Überdeckungsbetons durch die messbare Zunahme der Stegdicke beim Erreichen des maximalen Widerstandes.

Die dritte Versagensart tritt bei Trägern ohne Flansche wie z.B. SR31 auf (Abbildung 3.4 (c)). Die Verformungen lokalisieren sich beim Bruch schlagartig in einem kritischen Riss, womit das Versagen als eher spröde bezeichnet werden muss. Gleichzeitig mit der Rissöffnung versagt auch

die Betondruckzone nahe der Lasteinleitstelle. Der Restquerkraftwiderstand liegt bei 30% bis 39% des maximalen Querkraftwiderstandes und die Messungen zeigen keine massgebliche Zunahme der Stegdicke, weder vor noch nach dem Versagen. Die Versagensart des Versuchskörpers SR26 kann als Kombination der beiden ersten Arten betrachtet werden, mit gleichzeitigem Abplatzen des Überdeckungsbetons und Ablösen der Flansche.

Die Graphiken der gemessenen Querkraft (V) gegen die gemessene Durchbiegung (v) unter der Lasteinleitstelle im Feld (gemäss Abbildung 3.4 (d)) sind in Abbildung 3.7 für sämtliche Versuchskörper dargestellt. Zusätzlich zu den Laststufen sind die Stellen gekennzeichnet, bei welchen das Reißen eines Bügels der Querkraftbewehrung beobachtet werden konnte. Die Graphik zeigt klar, dass der Lastabfall bei Versuchskörpern der Versagensart „Bruch in der Ebene“ mit dem Versagen der Bügel einhergeht, während bei Trägern der Versagensart „Bruch aus der Ebene“ das Bügelreißen erst nach erfolgtem Lastabfall einsetzt. Eine Ausnahme bilden die beiden Träger SR25 und SR26, bei welchen die Zuordnung anhand der Abbildung 3.7 nicht eindeutig ausfällt. Wird hingegen die Stegdickenänderung gemäss Abbildung 3.5 (a) der beiden Träger mit den Werten des Bügelreissens kombiniert, zeigt sich bei Träger SR25 ein vorzeitiges Abplatzen des Überdeckungsbetons (Bruch aus der Ebene) vor dem Bügelreißen. Das Verhalten von Versuchskörper SR26 bleibt unklar und kann als Kombination der beiden Versagensarten angesehen werden.

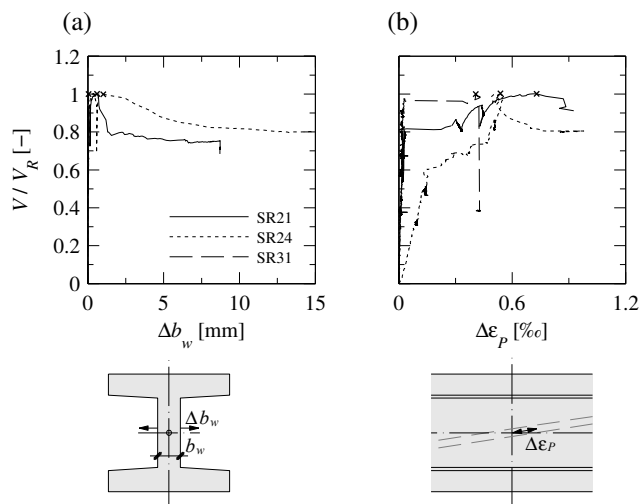


Abbildung 3.5: Messung der (a) Stegdickenänderung und (b) Spannglieddehnung in Trägermitte ($x = 5000$ mm) und auf der Achsenhöhe ($z = 390$ mm).

Die Versuchsergebnisse zeigen einen signifikanten Einfluss des Querkraftbewehrungsgehaltes und des Vorspanngrades auf die Versagensart und den Querkraftwiderstand. Trägerflansche erweisen sich als sehr vorteilhaft, erhöhen den Querkraftwiderstand und ermöglichen grosse Trägerverformungen und gleichzeitig grosse Restquerkraftwiderstände. Sämtliche Träger mit Flanschen versagen im Bereich des Momentennullpunktes (Abbildung 3.4 (a-b)), während die Träger ohne Flansche infolge eines kritischen Risses in der Nähe der Lasteinleitung oder des Auflagers versagen (Abbildung 3.4 (c)).

Abbildung 3.5 (b) zeigt anhand der drei stellvertretenden Versuchskörper der drei Versagensarten, dass im Versuchsbereich sämtlicher vorgespannter Träger eine Dehnung in Spanngliedrichtung gemessen werden kann. Diese Dehnung resultiert aus den Stegverformungen unter Belastung des Trägers und weist auf eine vorteilhafte Erhöhung der Vorspannkraft und damit auf eine Vergrösserung der vom geneigten Spannglied aufgenommenen Querkraft hin.

Die Verankerung der Querkraftbewehrung im Oberflansch der drei Träger SR24, SR29 und SR30 wurde bewusst mangelhaft ausgeführt (siehe Tabelle 3.1). Ein Einfluss der schwachen Bügelverankerung auf den Querkraftwiderstand, die Versagensart oder das Verhalten der Träger kann während der Versuche nicht beobachtet werden. Es ist dabei zu bemerken, dass der Bruch stets in der Mitte der Träger, im Bereich mit kleinen Biegebeanspruchungen erfolgte. Die Flanschen sind im Bruchbereich entweder überdrückt oder weisen sehr geringe Dehnungen auf. Die Beobachtungen ermöglichen somit keine allgemeinen Schlussfolgerungen zu den Verankerungsdetails.

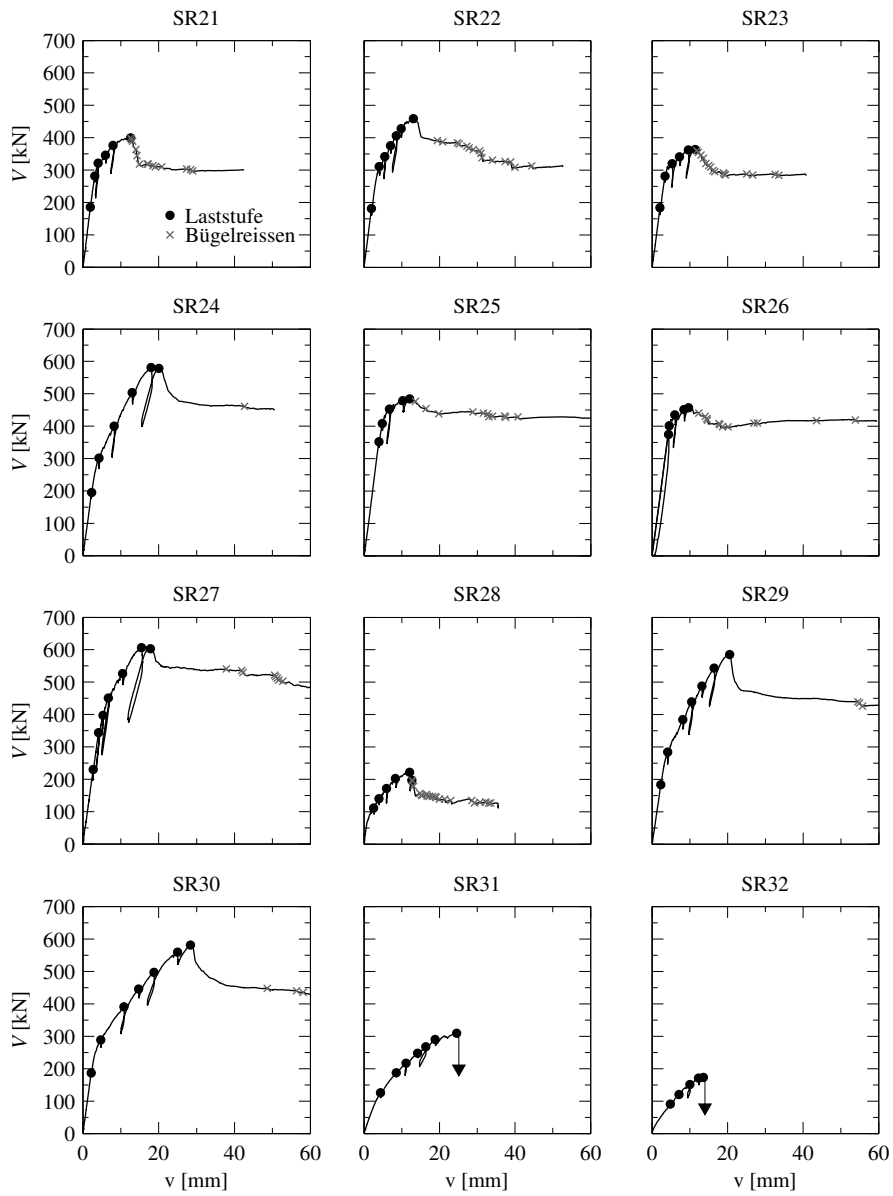


Abbildung 3.6: Querkraft (V) – Durchbiegung (v) an der Kräfteinleitstelle im Feld ($x = 2600$ mm) mit Bügelreißen sämtlicher Versuchsträger.

3.4 Resultate aus Deformationsmessungen

Im Versuchsbereich werden die Steg- und Flanschdehnungen mittels Deformetermessung ermittelt. Eine detaillierte Beschreibung der Deformetermessung und des Messnetzes erfolgt im Versuchsbericht [Rupf und Muttoni 2012] und das Aufnahme- und Korrekturprozedere ist in einem Technischen Bericht [Campana und Rupf 2011] beschrieben. Die manuelle Messung beginnt vor dem Aufbringen der externen Belastung, womit das Aufbringen der Vorspannung und die Spannkraftverluste nicht in den Messungen erfasst werden.

3.4.1 Betonhauptdruckstauchung und Rissöffnung

Abbildung 3.7 zeigt die gemessenen Vertikaldehnungen ε_z der drei Versuchskörper SR21, SR24 und SR31, welche stellvertretend für die drei Versagensarten stehen. Die Profile zeigen die Vertikaldehnungen bei Laststufen zwischen 52% und 100% der Bruchlast und sind stark von der Rissbildung beeinflusst. Ein Vergleich der Dehnungsprofile der drei Träger verdeutlicht, dass im Versuchskörper SR24 über den gesamten Versuchsbereich eine starke Rissöffnung beobachtet werden kann, wohingegen die Vertikaldehnungen bei SR21 und SR31 stärker auf gewisse Bereiche beschränkt bleiben. In der letzten Laststufe erreichen die Dehnungen in den meisten Profilen einen Wert von 10‰ und können lokal Werte bis zu 30‰ annehmen, was auf eine starke Rissöffnung und Fließen der Querkraftbewehrung hindeutet.

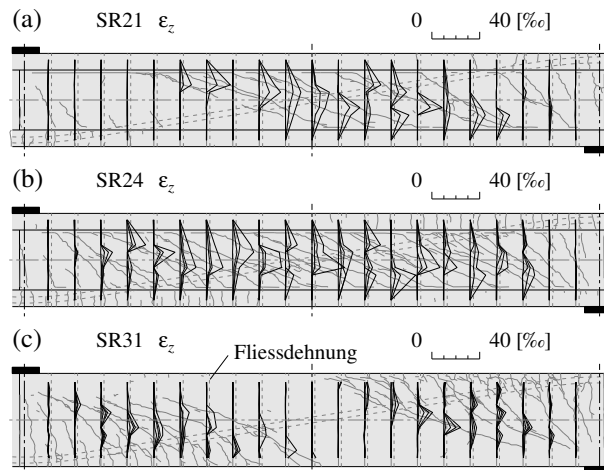


Abbildung 3.7: Gemessene Vertikaldehnungen ε_z im Versuchsbereich bei verschiedenen Laststufen ($x = 2600 \div 7400$ mm, Rissbild vor Erreichen der Bruchlast): (a) SR21 bei Belastungen von 71%, 80%, 86% und 94% der Bruchlast; (b) SR24 bei Belastungen von 52%, 69%, 87% und 100% der Bruchlast; und (c) SR31 bei Belastungen von 61%, 70%, 80%, 86% und 94% der Bruchlast.

Abbildung 3.8 (a-c) zeigt für dieselben Versuchskörper die gemessenen Betonhauptdruckstauchungen ε_2 bei der letzten Laststufe vor der Bruchlast. Die Stauchungen werden direkt anhand

der Verformung der Messdreiecke ermittelt und lediglich in Bereichen dargestellt, bei welchen die Messung nicht durch einen Riss gestört wird. Im Stegbereich des Trägers SR21 treten in Trägermitte, auf der Höhe des Spanngliedes maximale Hauptdruckstauchungen von rund 0.7‰ auf. Verglichen mit der Betonbruchstauchung ε_0 , welche gemäss Model Code 2010 [FIB 2011] für die Versuchskörper mit rund 2‰ angesetzt wird, liegen die gemessenen Werte relativ gering und deuten nicht auf ein bevorstehendes Versagen des Stegbetons hin, was mit der effektiven Versagensart in Einklang steht (Abbildung 3.4 (a)). Die maximalen Stauchungen im Träger SR24 erreichen lokal 1.9‰ im Bereich des Spanngliedes, wo beim Versagen des Versuchskörpers Betonabplatzungen festgestellt werden konnten (Abbildung 3.4 (b)). Die Maximalstauchungen im Spanngliedbereich liegen damit im Bereich der angenommenen Betonbruchstauchung ε_0 . Der restliche Stegbeton weist lediglich Stauchungen von rund 1‰ auf.

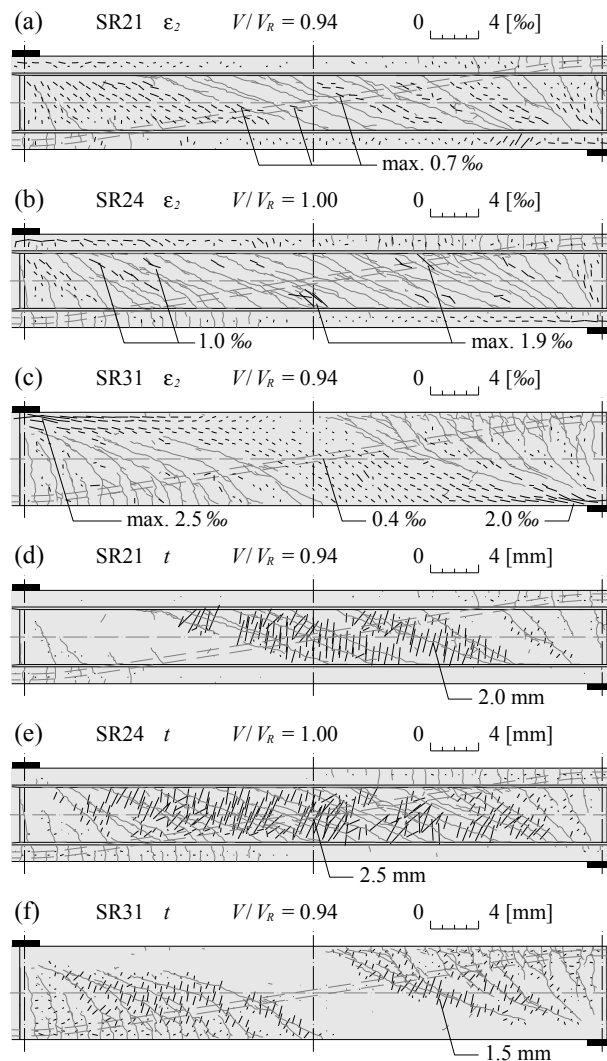


Abbildung 3.8: Gemessene Betonhauptdruckstauchungen ε_2 und gemessene Rissöffnungen t im Versuchsbereich bei letzter Laststufe vor dem Bruch ($x = 2600 \div 7400$ mm): (a, d) SR21 bei 94% der Bruchlast; (b, e) SR24 bei 100% der Bruchlast; und (c, f) SR31 bei 94% der Bruchlast.

Der Träger SR31 zeigt im Druckgurt, nahe der Lasteinleitung und des Auflagers, grosse Stauchungen von rund 2.5%. Die gemessenen Stauchungen in den übrigen Bereichen bleiben hingegen eher bescheiden bei rund 0.4% in Trägermitte. Die Messung weist auf ein Versagen der Betondruckzone hin, was beim Bruch effektiv beobachtet wurde (Abbildung 3.4 (c)).

Die Neigung der Hauptdruckstauchungen θ_ε (Winkel zwischen der Hauptrichtung des Dehnungstensors und der Trägerachse in Abbildung 3.8 (a-c)) erreichen bei SR21 lokal Werte um die 10° und weisen einen Mittelwert über den zentralen Stegbereich von rund 15° auf. Die restlichen Träger mit derselben Versagensart (Bruch in der Ebene) zeigen ähnliche Werte. Bei Trägern der Versagensart „Bruch aus der Ebene“ wie SR24 können Neigungen θ_ε von lokal 14° und Mittelwerte von rund 22° gemessen werden. Die beiden Träger ohne Flansche zeigen starke Variationen bei den Neigungswinkeln über die Trägerlänge und -höhe. Eine detaillierte Betrachtung der Neigung der Hauptdruckstauchungen θ_ε erfolgt im Kapitel 3.6 im Rahmen eines Vergleichs mit den Resultaten der Analyse mit elastisch-plastischen Spannungsfeldern. Zu den gemessenen Neigungen der Hauptdruckstauchung θ_ε kann angemerkt werden, dass diese deutlich geringere Werte als die beobachteten Rissneigungswinkel θ_{Riss} aufweisen. Die Risse in der Mitte des Versuchsbereichs öffnen sich ab mittleren bis hohen Belastungen (50 – 85% der Bruchlast) unter einem mehr oder weniger konstanten Winkel. Die beobachteten Rissneigungswinkel θ_{Riss} variieren im Versuchsbereich über sämtliche Versuchskörper zwischen 19° und 26° und sind geringfügig flacher in Trägern mit hohen Vorspanngraden. Aufgrund der grossen Streuung lassen sich diesbezüglich jedoch keine klaren Gesetzmässigkeiten ableiten.

Die Deformationsmessungen ermöglichen neben der Ermittlung der Betonstauchungen auch die Analyse der Rissöffnungsweite und der Risskinematik. Die beiden durch den Riss gebildeten Seiten werden als Starrkörper behandelt und der Riss durch eine Polylinie modelliert, deren Knotenabstände dem Maximalkorndurchmesser des Betons entsprechen ($d_g = 16$ mm bei sämtlichen Versuchskörpern). Sofern die Distanz zwischen der Polylinie und dem effektiven Riss grösser ist als der halbe Maximalkorndurchmesser, wird zur Korrektur ein zusätzlicher Knoten in die Polylinie eingefügt. Die beschriebene Modellierung der Risse ist insbesondere bei der Ermittlung der Rissuferverzahnung von Bedeutung, welche nachfolgend behandelt wird und auf einer Publikation von Campana, Fernández Ruiz, Anastasi und Muttoni [Campana et al. 2013] beruht. Die Rissöffnung zwischen den beiden Starrkörperseiten wird anhand der durch den Riss getrennten Messdreiecke ermittelt. Dabei bilden die beiden Messpunkte auf der einen Seite des Risses die Basislinie, an welcher die Translation und die Rotation des Risses gegenüber der anfänglichen Lage bestimmt werden. Anhand der Verschiebung des dritten Punktes auf der anderen Seite des Risses wird die totale Rissöffnung t bestimmt. Die Verschiebung ermittelt sich aus der anfänglichen Punktlage und der verschobenen Punktlage gegenüber der Basislinie.

Die ermittelten Rissweiten an der letzten Laststufe vor der Bruchlast sind für SR21, SR24 und SR31 in Abbildung 3.8 (d-f) dargestellt und betragen im Maximum 2.0 mm beim Träger SR21 und 2.5 mm bei SR24, was gut mit den direkt gemessenen Rissöffnungen während des Versuchs übereinstimmt. Die Rissanalyse an der letzten Laststufe bei sämtlichen Versuchsträgern zeigt als Maximalwerte der Rissöffnung 4.5 mm bei SR28, 3.5 mm bei SR23 und zwischen 2.0 und

2.5 mm bei den restlichen Trägern. Die maximale Rissöffnung der beiden Träger ohne Flansche beträgt 1.5 mm bei SR32 und 1.0 mm bei SR31. Die relativ kleinen Werte bei Trägern ohne Flansche zeigen, dass die Rissweite bei diesen eine kritische Größe beim Versagen darstellt (Rissuferverzahnung massgebend, siehe Kapitel 3.4.2).

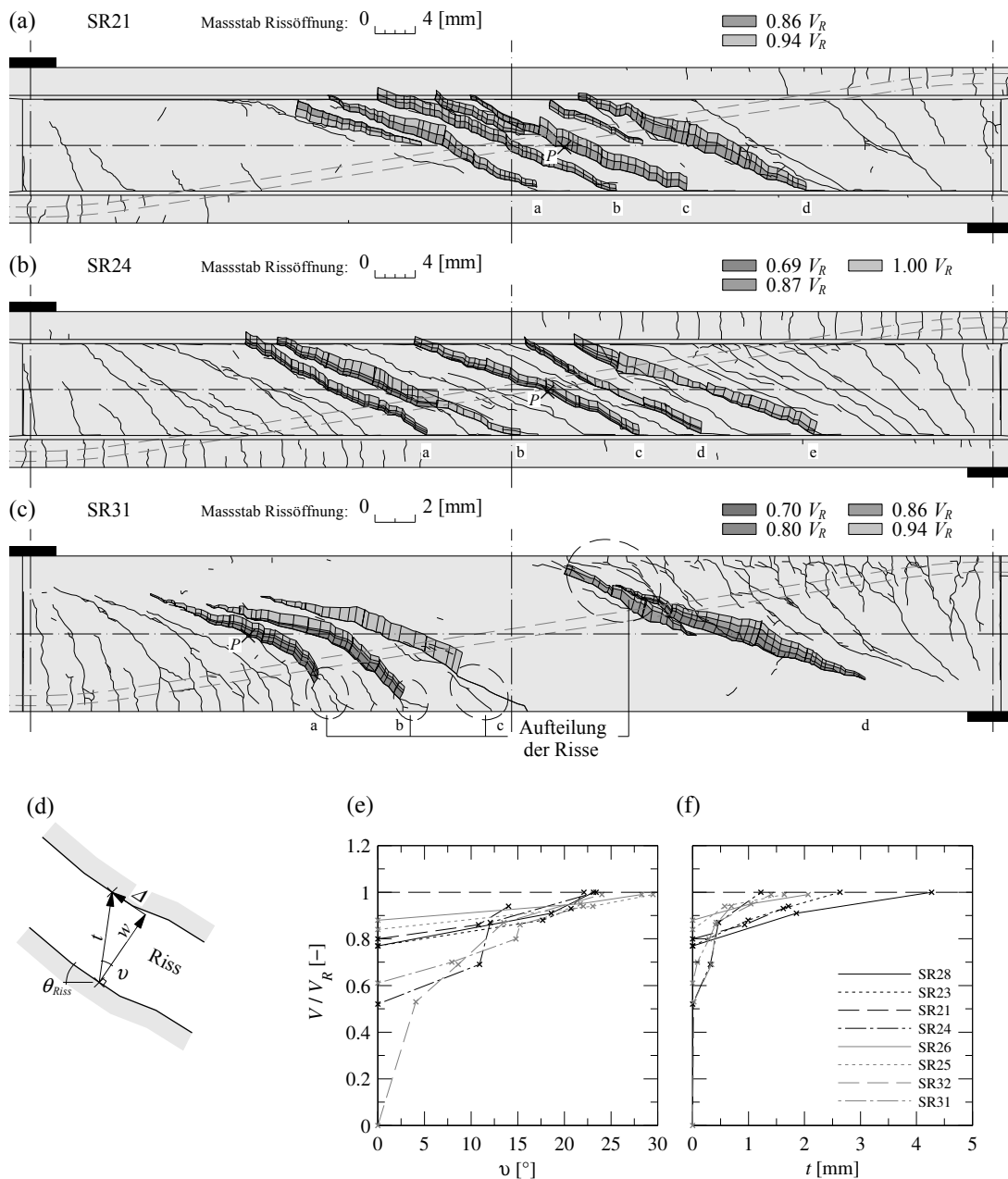


Abbildung 3.9: Kinematik der gemessenen Rissöffnungen und Bezeichnung mehrerer Risse (Rissbild im Versuchsbereich $x = 2600 \div 7400$ mm vor Erreichen der Bruchlast): (a) Rissöffnung SR21; (b) Rissöffnung SR24; (c) Rissöffnung SR31; und (d) Komponentenerlegung der totalen Rissöffnung t normal zur Rissoberfläche (Öffnung w) und parallel zur Rissoberfläche (Gleiten Δ). (e) Rissöffnungswinkel ν und (f) totale Rissöffnung t bei verschiedenen Laststufen im Punkt P diverser Versuchskörper.

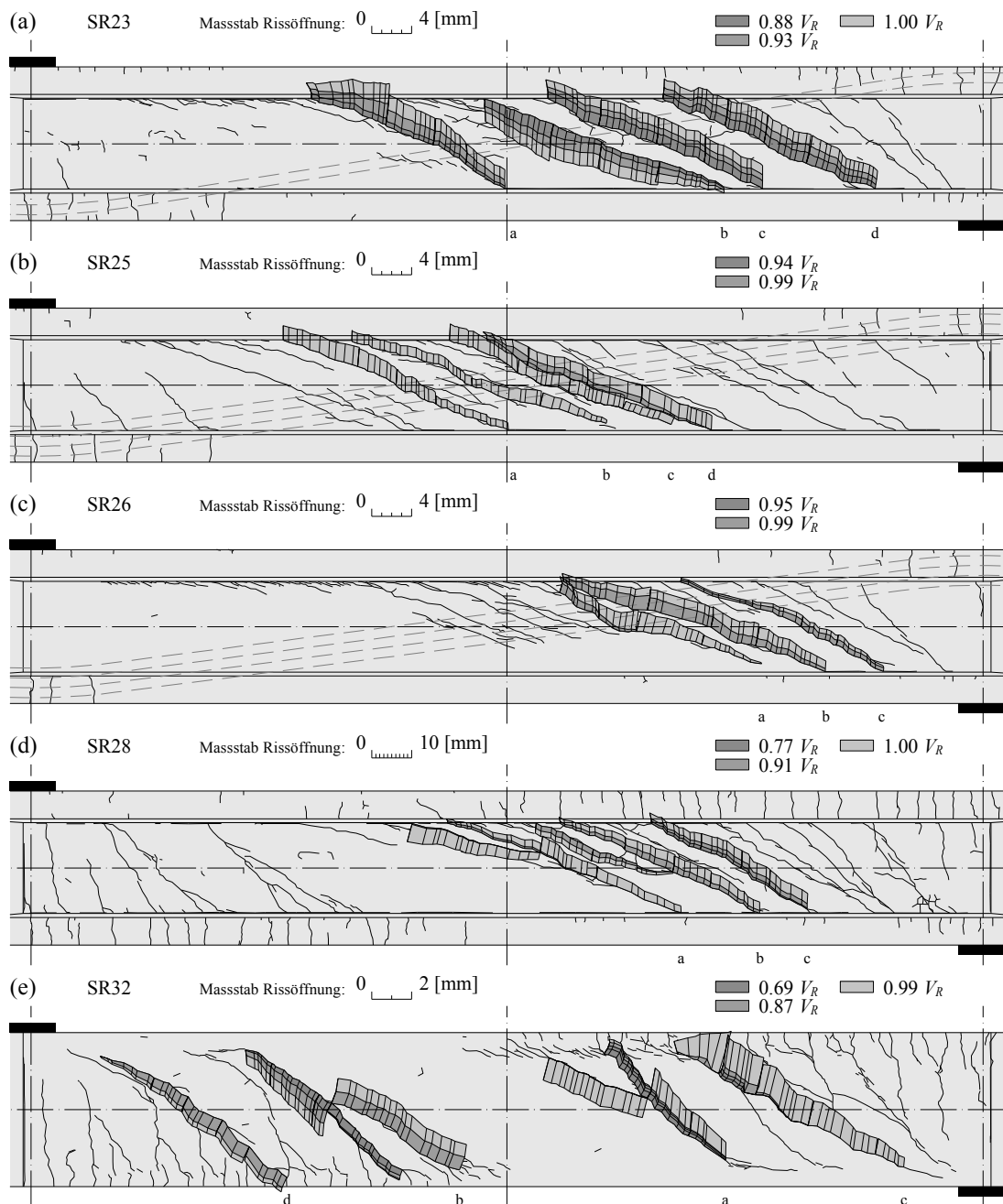


Abbildung 3.10: Kinematik der gemessenen Rissöffnungen und Bezeichnung mehrerer Risse (Rissbild im Versuchsbereich $x = 2600-7400$ mm vor Erreichen der Bruchlast): (a) Rissöffnung SR23; (b) Rissöffnung SR25; (c) Rissöffnung SR26; (d) Rissöffnung SR28; (e) Rissöffnung SR32.

Abbildung 3.9 (a-c) zeigt die Risskinematik ausgewählter Risse der Träger SR21, SR24 und SR31. Die Auswahl der ausgewerteten Risse beschränkt sich auf den Versagensbereich der Träger und die dargestellte Risskinematik zeigt sämtliche Laststufen nach dem ersten Auftreten des Risses. Bei den beiden abgebildeten Trägern mit Flanschen (SR21 und SR24) zeigt die Darstellung der Risskinematik eine fast gleichmässige Rissöffnung t über die gesamte Steghöhe

mit leichter Tendenz zu grösseren Rissweiten auf der Höhe der Trägerlängsachse. Träger SR31 ohne Flansche hingegen zeigt über die Höhe eine variable Rissöffnung t mit einem Minimum beim Druckgurt (keine Rissöffnung) und einem Maximum nahe des Zuggurtes. Die Hauptrisse teilen sich im Bereich des Zuggurtes in mehrere, sich weniger weit öffnende Risse auf. Die Rissöffnung letzterer kann durch die Deformermessung nur schwerlich erfasst werden und ist deshalb in Abbildung 3.9 (c) nicht dargestellt. Die Risskinematik weiterer Träger ist in Abbildung 3.10 ersichtlich.

Die Risse der Träger mit Flanschen öffnen sich kurz vor Erreichen der Bruchlast fast vertikal, währenddessen sich in den beiden Trägern ohne Flansche eine Rotation um die Rissspitze einstellt. Die totale Rissöffnung t kann in einen Öffnungsanteil normal zur Rissoberfläche w und einen Gleitanteil parallel zur Rissoberfläche Δ zerlegt werden (Abbildung 3.9 (d)). Die totale Rissöffnung t schliesst mit der Normalen zur Rissoberfläche einen Winkel ν ein, welcher als Rissöffnungswinkel angesehen werden kann. Abbildung 3.9 (e-f) zeigt den Rissöffnungswinkel ν und die totale Rissöffnung t des kritischen Risses an verschiedenen Laststufen im Punkt P , welcher bei allen Trägern auf der Höhe der Längsachse liegt. Die Rissweite im Punkt P überschreitet etwa ab einer Belastung V/V_R von 0.80 einen Wert von 0.5 mm und steigt danach rapide an. Gleichzeitig zeigen sämtliche Träger bei zunehmender Belastung ein verstärktes Gleiten in den Rissen, welches insbesondere ab einer Belastung V/V_R von 0.70 stark zunimmt und durch einen zunehmenden Rissöffnungswinkel dargestellt ist.

3.4.2 Querkrafttraganteile im Riss

Die auf die Träger aufgebrachte Querkraft muss über die einzelnen Risse von einem Rissufer zum anderen übertragen werden. Im Riss lassen sich dabei mehrere unterschiedliche Querkrafttraganteile mobilisieren, welche sich anhand der Deformationsmessung und der ermittelten Rissöffnungen quantifizieren lassen. Diese Quantifizierung basiert auf den Arbeiten von Campana, Fernández Ruiz, Anastasi und Muttoni [Campana et al. 2013; Campana 2013] und wird bei den im Versagen massgebenden Rissen ausgewählter Versuchskörper angewandt. Am Riss werden bei der Definition des Kräftegleichgewichts die Kräfte folgender Anteile berücksichtigt:

- Rissuferverzahnung (V_a und N_a)
- Querkraftbewehrung (V_{sw} , pro geschnittenem Bügel)
- Vorspannung (P)
- Vorspannkraftzunahme (ΔP)
- Träger ohne Flansche: Druckgurt (V_f und N_D) und Längsbewehrung im Zuggurt (N_s)
- Träger mit Flanschen: Flanschschnittkräfte (V_f , N_f und M_f)

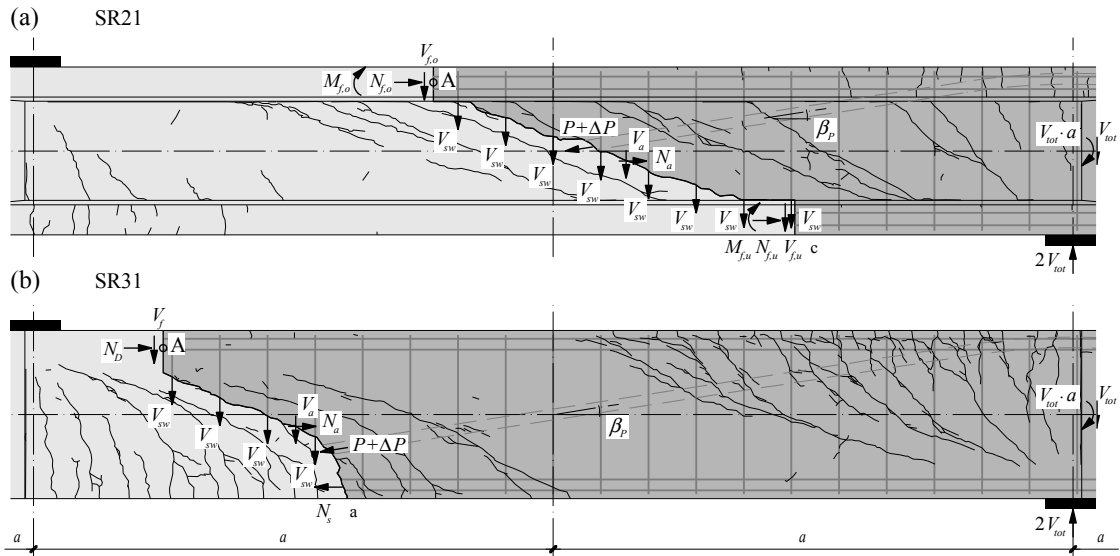


Abbildung 3.11: Kräfte auf freigestellten Teil des Versuchskörpers bei (a) Trägern mit Flanschen am Beispiel des Risses c im Träger SR21 und bei (b) Trägern ohne Flansche am Beispiel des Risses a im Träger SR31 (nur Versuchsbereich präsentiert $x = 2600 \div 7400$ mm).

Abbildung 3.11 zeigt für zwei Versuchskörper mit und ohne Flansche ein freigestelltes Träger-teil und die berücksichtigten Querkrafttraganteile, welche im Folgenden beschrieben werden. Gegenüber der Auswertung von Campana et al. wird auf die Berücksichtigung einer Betonzugfestigkeit in der Risspitze (N_{res} und V_{res}) und eines Dübeleffektes der Biegezugbewehrung (V_{dow}) verzichtet. Bei Trägern mit Flanschen werden hingegen in beiden Flanschen eine Querkraft V_f , eine Normalkraft N_f und ein Biegemoment M_f berücksichtigt. Aufgrund der Vorspannkraft und der zentralen Lage der massgebenden Risse im Bereich des Momentennullpunktes weisen häufig beide Flansche eine Drucknormalkraft auf. In Trägern mit Rechteckquerschnitt erfolgt die Berücksichtigung der Biegezugzone mit einer Normalkraft in der Längsbewehrung N_s und einer Druckzone mit geneigter Druckkraft, was zu einer Drucknormalkraft N_D und einer Querkraft in der Druckzone V_f führt.

Der Berechnungsablauf entspricht demjenigen von Campana [Campana 2013]. Die über den Riss übertragene Querkraft V_{tot} ergibt sich aus dem Gleichgewicht der Vertikalkräfte als:

$$V_{tot} = V_a + \sum V_{sw} + V_P + V_{\Delta P} + \sum V_f \quad (3.1)$$

Die Grössen von V_a , N_a , V_{sw} , P , ΔP , V_f und M_f werden gemäss der nachfolgenden Beschreibung aus den Deformationsmessungen und der Rissöffnung bestimmt. Anhand eines Momentengleichgewichtes im Punkt A lässt sich $N_{f,u}$ bzw. N_s bestimmen und durch das Gleichgewicht der Horizontalkräfte wird $N_{f,o}$ bzw. N_D ermittelt. Der freigestellte Teil des Versuchskörpers ist damit im Gleichgewicht. Da insbesondere die im Riss übertragenen Querkrafttraganteile von Interesse sind, wird deren Summe V_{tot} mit der gemessenen Querkraft V_{LS} im Träger an der ausgewerteten

Laststufe verglichen. Die gemessene Querkraft sollte der Summe der einzelnen Querkraftanteile entsprechen ($V_{tot}/V_{LS} = 1$), da die gemessene Gesamtquerkraft in jedem einzelnen Riss von einem Rissufer zum nächsten übertragen werden muss. Abbildung 3.12 zeigt beispielhaft den durch Riss a freigestellten Teil des Trägers SR31 und massstäblich die einwirkenden Kräfte.

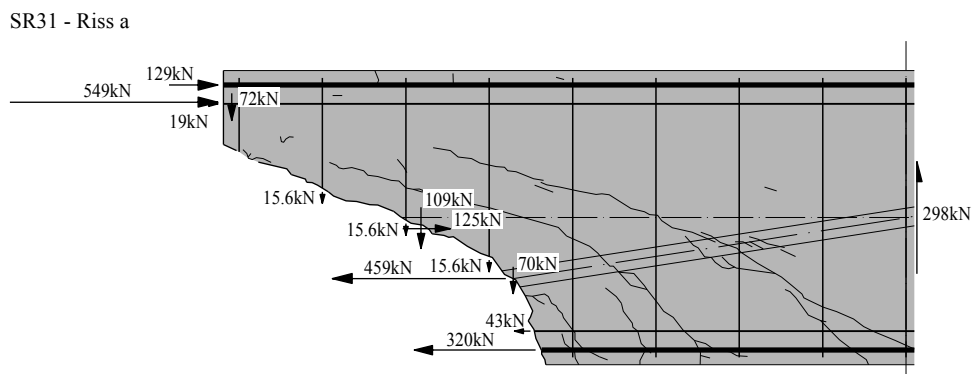


Abbildung 3.12: Kräfte auf den durch Riss a freigestellten Teil des Versuchskörpers SR31 bei letzter Laststufe vor dem Bruch mit $V_{LS} = 290$ kN.

Ermittlung der verschiedenen Querkrafttraganteile

Die Normalkraft und der Querkrafttraganteil der Rissuferverzahnung N_a und V_a werden gemäss der Publikation von Campana et al. [Campana et al. 2013] anhand der ermittelten Rissöffnung bestimmt. Durch die gemessenen Werte der Rissöffnung w und des Rissgleitens Δ (siehe Abbildung 3.9 (d)) lässt sich, basierend auf der Arbeit von Walraven [Walraven 1981], entlang des betrachteten Risses abschnittsweise eine Schubspannung τ_{agg} und eine Druckspannung σ_{agg} normal zum Riss bestimmen. Die Integration dieser Spannungen entlang des Risses und die Umrechnung ins Koordinatensystem des Trägers führen zu den gesuchten Werten N_a und V_a . Die beiden Grössen τ_{agg} und σ_{agg} hängen massbeglich vom angenommenen Verhältnis zwischen w und Δ während der Öffnung des Risses ab. Campana schlägt hier die Verwendung des Ansatzes von Guidotti [Guidotti 2010] anstatt der ursprünglich angenommenen Rissöffnungsdefinition von Walraven vor. Bei der Rissöffnungsdefinition von Walraven erfolgt zuerst eine vollständige Öffnung w des Risses, gefolgt vom Gleitanteil Δ . Guidotti hingegen schlägt zuerst eine partielle Öffnung des Risses vor, gefolgt von einer weiteren Öffnung zusammen mit dem Gleitanteil. Durch die Rissöffnungsdefinition von Guidotti ergibt sich ein leicht geringerer Querkrafttraganteil V_a als durch die Berücksichtigung der Definition von Walraven.

Der Querkrafttraganteil der Querkraftbewehrung V_s ergibt sich aus der Summe der Kräfte in den einzelnen Bügeln V_{sw} . Diese lassen sich anhand der gemessenen Rissöffnung und unter Berücksichtigung eines Verbundgesetzes zwischen Beton und Bewehrungsstab ermitteln. Die Formulierung von Campana et al. [Campana et al. 2013] basiert auf der Publikation von Sigrist [Sigrist 1995] und geht von einem starr-plastischen Verbund zwischen Bewehrung und Beton aus, mit einer konstanten Verbundspannung $\tau_b = 2 \cdot f_{ct}$ vor dem Fließbeginn des Bewehrungsstabes und

$\tau_b = f_{ct}$ nach dem Fließbeginn. Durch die Modellierung eines Bügels der Querkraftbewehrung, welcher nur von einem einzigen Riss gekreuzt und beeinflusst wird, führen die Materialkennwerte des Betons ($f_{ctm} = 2.6 \div 4.0$ MPa; siehe Tabelle 3.2) und der Bewehrung ($\emptyset = 6$ mm, $f_y = 525 \div 585$ MPa; siehe Tabelle 3.3) beim Fließbeginn der Querkraftbewehrung zu vertikalen Rissöffnungen zwischen rund 0.3 und 0.5 mm. Diese Rissweiten werden in der letzten Laststufe vor dem Bruch in den Rissen sämtlicher Träger meist deutlich überschritten. Bei der Betrachtung eines Risses sind somit grösstenteils sämtliche durch den Riss geschnittenen Bügel plastifiziert. Der Einfachheit halber wird daher angenommen, dass der Querkrafttraganteil sämtlicher geschnittener Bügel der Zugkraft bei deren Fließbeginn entspricht ($V_{sw} = A_{sw} f_y$). Die Verfestigung des Bewehrungsstahls wird vernachlässigt. Einzige Ausnahme bilden die Bügel in den Risspitzen der beiden Versuchskörper ohne Flansche, welche nur minimalen Rissöffnungen unterworfen sind. Ihr Querkrafttraganteil wird aufgrund der sehr geringen Rissöffnung vernachlässigt.

Die Normalkraft und der Querkrafttraganteil der Vorspannkraft V_P und N_P werden mittels der Spanngliedneigung β_P direkt aus der Spannkraft P bestimmt ($V_P = P \cdot \sin \beta_P$ und $N_P = P \cdot \cos \beta_P$). Dasselbe gilt für die beiden Komponenten $V_{\Delta P}$ und $N_{\Delta P}$ aus der Vorspannkraftzunahme ΔP ($V_{\Delta P} = \Delta P \cdot \sin \beta_P$ und $N_{\Delta P} = \Delta P \cdot \cos \beta_P$). Die Spannkraftzunahme wird auf der Basis der gemessenen Rissöffnung anhand des oben erwähnten Modells von Sigrist [Sigrist 1995] abgeschätzt.

In Trägern ohne Flansche wird der Querkrafttraganteil der Druckgurtkraft V_f berücksichtigt. Dazu wird aus den Deformationsmessungen im Druckgurtbereich das Verhältnis zwischen Normal- und Querkraft bestimmt, welches bei den in Abbildung 3.8 (c) dargestellten Hauptdruckstauchungslinien deren Neigung gegenüber der Trägerlängsachse entspricht. Mit der ermittelten Neigung γ der Druckgurtkraft aus den Messungen kann nach der Bestimmung von N_s und N_D aus dem Momenten- und Horizontalkraftgleichgewicht der Querkrafttraganteil im Druckgurt berechnet werden ($V_f = N_D \cdot \tan \gamma$).

In Trägern mit Flanschen wird in beiden Flanschen ein Querkrafttraganteil $V_{f,o}$ bzw. $V_{f,u}$ und ein Biegemoment $M_{f,o}$ bzw. $M_{f,u}$ berücksichtigt. V_f in Tabelle 3.5 ergibt sich als Summe aus $V_{f,o}$ und $V_{f,u}$. Bei beiden Flanschen werden die Werte der Querkraft und des Biegemomentes anhand der jeweiligen Deformationsmessungen bestimmt. Aus den Messungen kann abschnittsweise über die Trägerlänge x die Flanschdehnung in Längsrichtung und die Flanschkrümmung bestimmt werden. In einem FE-Modell des Flansches, werden aus der Dehnung und der Krümmung in jedem Abschnitt die Flanschnormalkraft $N_{f,o}$ bzw. $N_{f,u}$ und das Flanschbiegemoment $M_{f,o}$ bzw. $M_{f,u}$ bestimmt. Der Betonquerschnitt des Flansches und die Biegebewehrung werden dabei über die Höhe als dünne Lamellen modelliert. Die Bewehrung wird auf Druck und Zug durch eine bilineare Spannungs-Dehnungs-Beziehung beschrieben, mit einem elastischen und einem plastischen Bereich und der Berücksichtigung einer Verfestigung. Die Modellierung des Betons erfolgt anhand der modifizierten Popovics-Beziehung von Thorenfeldt, Tomaszewicz und Jensen [Thorenfeldt et al. 1987] bzw. Collins und Mitchell [Collins und Mitchell 1997]. Der Querkrafttraganteil des Flansches $V_{f,o}$ bzw. $V_{f,u}$ ergibt sich durch einfaches Ableiten des Momentes $M_{f,o} + N_{f,o} \cdot t_f / 2$ bzw. $M_{f,u} + N_{f,u} \cdot t_f / 2$ über die Trägerlänge x . Der erste Term beschreibt das

Flanschbiegemoment, welches direkt aus der FE-Modellierung des Flansches hervorgeht. Anhand des zweiten Terms wird berücksichtigt, dass die Flanschnormalkraft aus dem FE-Modell im Schwerpunkt des Flansches wirkt, jedoch über eine verteilte Schubspannung im Übergangsbereich Flansch-Steg in den Flansch eingeleitet wird. Sowohl der Querkraftanteil, als auch das Biegemoment der beiden Flansche fließen in die Gleichgewichtsbedingungen ein.

Resultierende Querkrafttraganteile diverser massgebender Risse

Die einzelnen, über die Risse übertragenen Querkrafttraganteile werden bei mehreren Rissen jeweils an der letzten Laststufe vor dem Trägerversagen ermittelt. Die einzelnen Querkräfte, deren Summe V_{tot} aus Gleichung (3.1), die gemessene Querkraft bei der letzten Laststufe V_{LS} , sowie der Quotient V_{tot}/V_{LS} der drei Träger SR21, SR24 und SR31 sind in Tabelle 3.5 dargestellt. Die Rissbezeichnungen beziehen sich auf die Abbildung 3.9 (a-c). Entsprechende Werte der weiteren Versuchskörper aus Abbildung 3.10 sind in Tabelle 3.6 ersichtlich. Abbildung 3.13 zeigt die Querkrafttraganteile der Tabelle 3.5 prozentual zu deren Summe V_{tot} graphisch dargestellt.

Tabelle 3.5: Querkrafttraganteile im Riss, Summe der Querkraftanteile V_{tot} , gemessene Querkraft bei letzter Laststufe vor dem Bruch V_{LS} und Quotient aus V_{tot} und V_{LS} in verschiedenen massgebenden Rissen der Träger SR21, SR24 und SR31.

Riss	V_a [kN]	V_s [kN]	V_P [kN]	$V_{\Delta P}$ [kN]	V_f [kN]	V_{tot} [kN]	V_{LS} [kN]	V_{tot}/V_{LS} [-]
SR21								
a	34	119	117	17	110	397	376	1.06
b	40	119	117	16	115	407	376	1.08
c	25	136	117	20	85	383	376	1.02
d	26	102	117	23	138	406	376	1.08
SR24								
a	60	271	117	24	140	612	579	1.06
b	25	305	117	37	165	649	579	1.12
c	29	305	117	23	140	614	579	1.06
d	80	238	117	22	155	612	579	1.06
e	12	339	117	21	200	689	579	1.19
SR31								
a	109	47	53	17	72	298	290	1.03
d	53	109	53	9	64	288	290	0.99
Avg								1.07
CoV								0.05

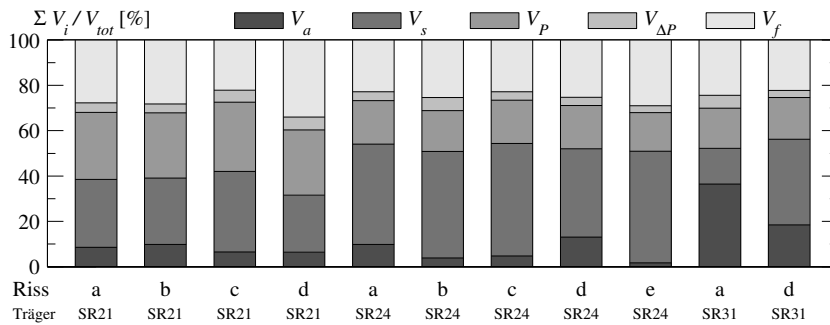


Abbildung 3.13: Querkrafttraganteile in mehreren Rissen an der letzten Laststufe vor dem Versagen der drei Versuchskörper SR21, SR24 und SR31.

Die Qualität der einzelnen ermittelten Querkrafttraganteile der Rissuferverzahnung, der Querkraftbewehrung, der Vorspannkraft, der Vorspannkraftzunahme und der Betondruckzone bzw. der Flansche lässt sich durch den Vergleich deren Summe V_{tot} mit der gemessenen Querkraft V_{LS} an der letzten Laststufe vor dem Versagen beurteilen. Die 11 ausgewerteten Risse der Träger SR21, SR24 und SR31 weisen einen Mittelwert (Avg) V_{tot}/V_{LS} von 1.07 und einen Variationskoeffizienten (CoV) von 5% auf und zeigen somit eine sehr gute Übereinstimmung der Querkraftwerte mit geringer Streuung (Tabelle 3.5). Über die 18 ausgewerteten Risse der Träger SR23, SR25, SR26, SR28 und SR32 wird ein Mittelwert von 1.01 und ein Variationskoeffizient von 11% erreicht (Tabelle 3.6), was noch immer sehr exakt ist.

Aus den einzelnen Querkrafttraganteilen ist ersichtlich, dass bei Trägern mit Flanschen die Rissuferverzahnung in der betrachteten letzten Laststufe nur noch geringfügig am Widerstand partizipiert. Die Querkraftanteile V_a betragen zwischen rund 2% und 10% der total über die Risse übertragene Querkraft V_{tot} . Eine Ausnahme bilden der Riss d des Trägers SR24 mit einem Wert V_a/V_{tot} von 13% und der Riss a des Versuchskörpers SR28 mit einem V_a von annähernd null. In den Trägern mit Rechteckquerschnitt trägt die Rissuferverzahnung mit Werten V_a/V_{tot} zwischen 18% und 44% selbst bei der grössten ausgewerteten Laststufe noch wesentlich zum Querkraftwiderstand bei.

Die Druckzone der Träger ohne Flansche partizipiert mit rund 3% bis 30% an der Querkraftübertragung von einem Rissufer zum anderen (V_f/V_{tot}). Bei den Trägern mit Flanschen beteiligen sich die Flansche mit Werten V_f/V_{tot} zwischen 15% und 61% an der Querkraftübertragung. Somit weisen die Versuchskörper beider Querschnittstypen eine grosse Streuung bei den Werten der vom Druckgurt bzw. den Flanschen aufgenommenen Querkraft auf. Mit einer minimalen Mitwirkung der Flansche von 15% übernehmen diese jedoch stets einen massgeblichen Anteil der Querkraft.

Tabelle 3.6: Querkrafttraganteile im Riss, Summe der Querkraftanteile V_{tot} , gemessene Querkraft bei letzter Laststufe vor dem Bruch V_{LS} und Quotient aus V_{tot} und V_{LS} in verschiedenen massgebenden Rissen der Träger SR23, SR25, SR26, SR28 und SR32.

Riss	V_a [kN]	V_s [kN]	V_P [kN]	$V_{\Delta P}$ [kN]	V_f [kN]	V_{tot} [kN]	V_{LS} [kN]	V_{tot}/V_{LS} [-]
SR23								
a	21	119	117	27	50	334	363	0.92
b	11	102	117	36	150	416	363	1.15
c	16	102	117	36	100	371	363	1.02
d	9	102	117	33	70	331	363	0.91
SR25								
a	33	119	196	34	100	482	479	1.01
b	30	119	196	32	85	462	479	0.96
c	14	102	196	22	80	414	479	0.86
d	22	119	196	37	95	469	479	0.98
SR26								
a	37	68	196	38	105	444	451	0.98
b	9	85	196	51	115	456	451	1.01
c	42	68	196	39	65	410	451	0.91
SR28								
a	1	153	-	-	70	224	222	1.01
b	8	102	-	-	175	285	222	1.28
c	12	102	-	-	165	279	222	1.26
SR32								
a	45	109	-	-	14	168	171	0.98
b	45	109	-	-	5	159	171	0.93
c	41	93	-	-	56	190	171	1.11
d	72	78	-	-	14	164	171	0.96
Avg								1.01
CoV								0.11

3.5 Validierung bestehender Bemessungsansätze

Zur Validierung bestehender Bemessungsansätze können die gemessenen Querkraftwiderstände der Versuchskörper mit den Vorhersagen der verschiedenen Ansätze verglichen werden. Die Validierung erweist sich insbesondere als interessant, da die Querkraftbewehrungsgehalte der getesteten Versuchskörper an der Grenze der Anwendbarkeit einschlägiger Bemessungsnormen liegen (Mindestbewehrung, siehe Kapitel 3.2.2). Ein Vergleich der Versuchsergebnisse mit der Vorhersage wird für die Schweizer Norm SIA 262 [SIA 2013], den Eurocode 2 [CEN 2004], die US-Brückenbaunorm AASHTO LRFD [AASHTO 2010] und den *fib* Model Code 2010 [FIB 2011], sowie die für die beiden Methoden Response-2000 [Bentz 2001] und elastisch-plastische Spannungsfelder EPSF-FE (siehe Kapitel 2.4.4) vorgenommen.

Tabelle 3.7: Quotient $V_{R,Test}/V_{R,Modell}$ bestehender Bemessungsansätze.

Träger	$V_{R,Test}/V_{R,Modell} [-]$					
	SIA 262 (2013), LoA II	Eurocode 2 (2004)	AASHTO LRFD (2010)	Model Code 2010, LoA III	Response- 2000	EPSF-FE
SR21	1.52	1.58	1.13	1.15	1.15	1.08
SR22	1.44	1.45	1.16	1.17	1.16	1.07
SR23	1.59	1.68	1.07	1.09	1.08	1.03
SR24	1.24	1.13	1.18	1.14	1.16	1.03
SR25	1.40	1.46	1.05	1.09	1.05	1.03
SR26	1.49	1.54	1.01	1.05	1.06	1.03
SR27	1.24	1.23	1.12	1.15	1.11	1.04
SR28	1.75	1.63	0.97	1.02	1.00	1.01
SR29	1.25	1.14	1.20	1.16	1.17	1.04
SR30	1.25	1.13	1.28	1.26	1.16	1.08
SR31	1.76	1.72	1.30	1.31	1.29	1.17
SR31B	1.73	1.69	1.28	1.29	1.27	1.14
SR32	1.47	1.36	0.86	0.91	1.02	0.99
Avg	1.47	1.44	1.12	1.14	1.13	1.06
CoV	0.13	0.16	0.12	0.10	0.08	0.05

Im Kapitel 2.6 wurde der Einfluss eines Spanngliedhüllrohres auf den Querkraftwiderstand bereits diskutiert. Im folgenden Vergleich wird bei allen Bemessungsansätzen eine Reduktion der Stegdicke anhand der Gleichung (2.17) vorgenommen, mit dem Faktor η_D aus Gleichung (2.16). Die ausinjizierten Stahlhüllwellrohre ($k = 0.5$) mit einem Aussendurchmesser d_D von 50 mm ergeben eine Reduktion von 25 mm und eine effektive Stegdicke $b_{w,eff}$ von 125 mm für sämtliche Versuchskörper mit Vorspanngliedern. Zur Validierung der Normansätze werden deren Gleichungen mit den gemessenen mittleren Materialkennwerten des Betons, des Bewehrungsstahls und des Vorspannlitzenstahls gemäss Tabellen 3.2 und 3.3 verwendet, ohne Berücksichtigung von Partialsicherheitsfaktoren. Die Analyse in Response-2000 erfolgt mit denselben Werten. Die Normvorgaben zur Mindestbewehrung werden von allen Versuchskörpern

pern erfüllt, bis auf die beiden Träger SR23 und SR26 mit dem geringsten Querkraftbewehrungsgehalt und den Träger SR28 mit leicht höherer Betonfestigkeit. Die drei Träger werden trotz Unterschreiten der Mindestbewehrungsanforderungen in der Auswertung berücksichtigt.

Abbildung 3.14 zeigt den Quotienten aus gemessenem Querkraftwiderstand $V_{R,Test}$ zur Vorhersage $V_{R,Modell}$ gegen den geometrischen Querkraftbewehrungsgehalt ρ_w und den Vorspanngrad P/A sämtlicher Bemessungsansätze. Die numerischen Werte sind in Tabelle 3.7 präsentiert. Sämtliche Ansätze führen zu konservativen Vorhersagen mit generell besserer Genauigkeit bei Trägern mit Flanschen. Eine höhere Präzision gegenüber den behandelten Normen wird durch die Verwendung der beiden nichtlinearen Berechnungsansätze Response-2000 und elastisch-plastische Spannungsfelder (EPSF-FE) erreicht. In der Folge wird auf die vier Normansätze, sowie auf die nichtlineare Berechnung mit Response-2000 eingegangen und deren Grundlage beschrieben. Die Beschreibung der EPSF-FE Methode erfolgte bereits im Kapitel 2.4.4.

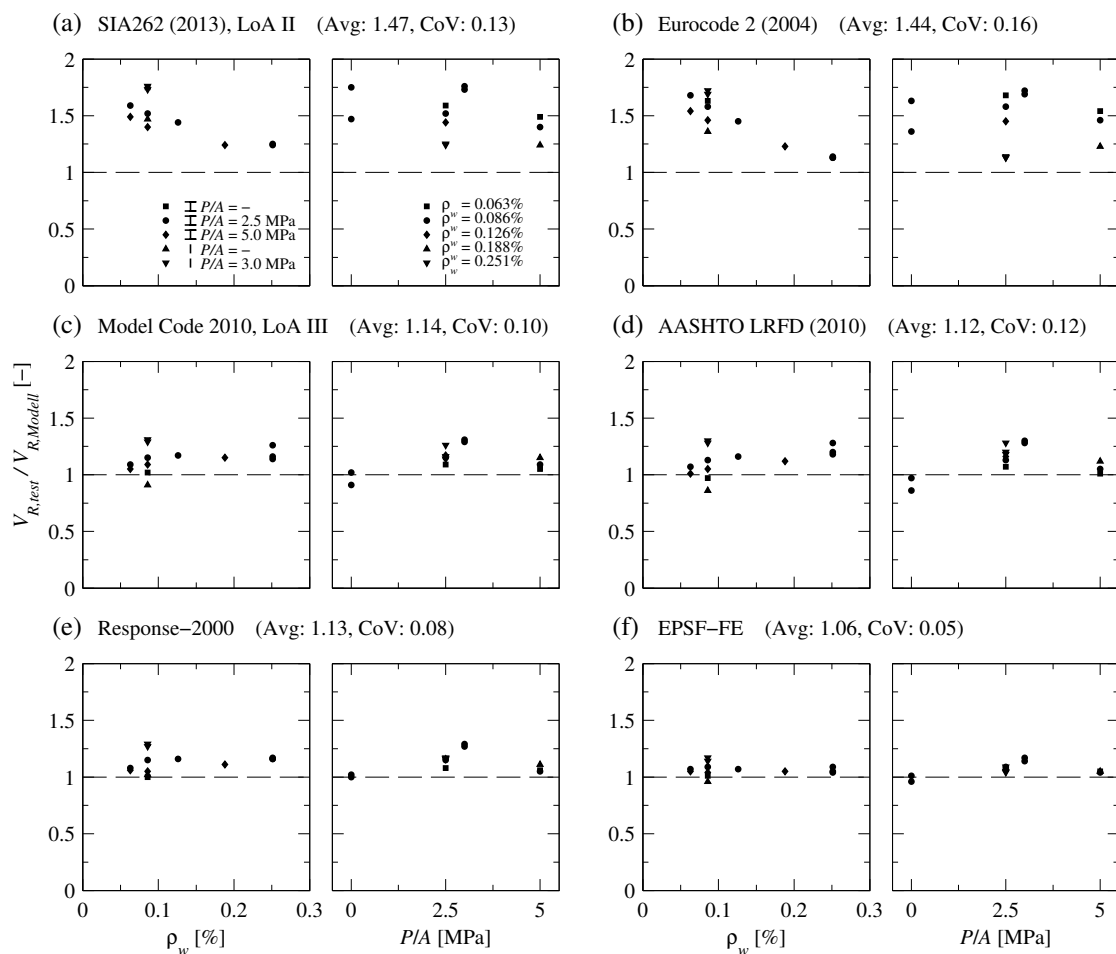


Abbildung 3.14: Quotient $V_{R,Test}/V_{R,Modell}$ gegen den geometrischen Querkraftbewehrungsgehalt ρ_w und den Vorspanngrad P/A : (a) SIA 262 (2013), LoA II; (b) Eurocode 2 (2004); (c) Model Code 2010, LoA III; (d) AASHTO LRFD (2010); (e) Response-2000; und (f) elastisch-plastische Spannungsfelder EPSF-FE.

3.5.1 SIA 262 (2013)

Die Querkraftbemessung von Bauteilen mit Querkraftbewehrung basiert in der Schweizer Norm SIA 262 [SIA 2013] auf starr-plastischen Spannungsfeldern mit variabler Neigung der Betondruckspannungen (siehe Kapitel 2.4.2 und 2.4.3), wobei die Nachweise hauptsächlich anhand einer auf den Spannungsfeldern basierenden Querschnittanalyse geführt werden. Die Norm bietet zwei Näherungsstufen (Level of Approximation, LoA). In der ersten Stufe (LoA I) werden die Untergrenze des Druckstrebenneigungswinkels ($\alpha_{min} = \theta_{\sigma,min}$) sowie der Reduktionsfaktor zur Berücksichtigung des Betonquerzugs ($k_c = \eta_\varepsilon$) vorgegeben, womit ein Mittelwert (Avg) $V_{R,Test}/V_{R,Modell}$ von 1.63 und ein Variationskoeffizient (CoV) von 19% über alle Versuche resultiert. Die zweite Näherungsstufe (LoA II) basiert auf den Verallgemeinerten Spannungsfeldern (VSF; siehe Kapitel 2.4.3) gemäss den Arbeiten von Sigrist und Hackbarth [Sigrist und Hackbarth 2010]. Die beiden Werte α_{min} und k_c werden auf der Grundlage der Längsdehnung ε_x auf der Höhe der Trägerachse und einer Betonstauchung ε_0 beim Bruch von 2‰ ermittelt. Die Analyse der Versuchsträger in zweiter Näherung ergibt einen Mittelwert $V_{R,Test}/V_{R,Modell}$ von 1.47 und einen Variationskoeffizienten von 13% und ist in Abbildung 3.14 (a) dargestellt. Als Querkraft des Bemessungsmodells in zweiter Näherung wird der grössere der beiden resultierenden Widerstände gemäss LoA I und LoA II verwendet, wobei bis auf den Träger SR30 jeweils der Querkraftwiderstand von LoA II massgebend ist. Die Norm SIA 262 erweist sich als eher konservativ bei der Behandlung der Versuchskörper und unterschätzt entsprechend den Tragwiderstand bei der Bemessung von Trägern mit ähnlichen Parametern. Der Querkraftwiderstand wird über sämtliche getesteten Träger im Minimum um 24% unterschätzt.

3.5.2 Eurocode 2 (2004)

Das Bemessungsmodell des Eurocode 2 [CEN 2004] für Träger mit Querkraftbewehrung basiert auf der Fachwerkanalogie mit variabler Druckstrebenneigung (siehe Kapitel 2.4.2). Im Stegbeton werden geneigte Betondruckstreben angenommen, welche mit den Zugkräften in der Querkraftbewehrung und den Gurtkräften im Gleichgewicht sind [Nielsen et al. 1978; Thürlimann 1979a]. Die Neigung der Betondruckstreben wird zwischen den beiden Grenzen 45° und 21.8° frei gewählt, wobei sich bei den Versuchsträgern ein maximaler Querkraftwiderstand unter Verwendung des minimalen Wertes von 21.8° ergibt. Abbildung 3.14 (b) zeigt den Vergleich der Vorhersage gemäss Eurocode 2 mit den Versuchsergebnissen. Mit einem Mittelwert $V_{R,Test}/V_{R,Modell}$ von 1.44 und einem Variationskoeffizienten von 16% erweist sich der Eurocode als eher konservativ mit ähnlichen Resultaten wie die Norm SIA 262. Beide Normen zeigen zudem eine Tendenz zur Unterschätzung von Trägern mit sehr geringem Querkraftbewehrungsgehalt. Als Begründung dafür kann insbesondere auf die unteren Limitierungen des Druckstrebenneigungswinkels verwiesen werden, welche mit Werten um 20° deutlich steiler sind, als die gemessenen Neigungswinkel der Betondruckdehnung. Zudem liegen die massgebenden Kontrollquerschnitte näher an der Lasteinleitung als der effektive Versagensbereich der Träger. Weitere Erläuterungen dazu finden sich in Kapitel 3.8.2.

3.5.3 Model Code 2010

Die Bemessung schubbewehrter Bauteile anhand des *fib* Model Code 2010 [FIB 2011] ist in drei Näherungsstufen gegliedert und basiert auf den Verallgemeinerten Spannungsfeldern (VSF) und der Simplified Modified Compression Field Theory (SMCFT), welche aus der Arbeit von Bentz, Vecchio und Collins [Bentz et al. 2006] hervorgegangen ist. Die erste Näherungsstufe (LoA I) entspricht der Fachwerkanalogie mit variabler Druckstrebenneigung des Eurocode 2, verwendet hingegen konservativere Werte für die Druckstrebenneigung θ_σ . Da LoA I weitgehend zur Vorbemessung von schubbewehrten Bauteilen gedacht ist, erfolgt an dieser Stelle keine weitere Berücksichtigung dieser Näherungsstufe. Die zweite Stufe (LoA II) basiert, wie LoA II der SIA 262, auf den Verallgemeinerten Spannungsfeldern (VSF). Die Neigung des Betondruckspannungsfeldes θ_σ wird unter Berücksichtigung der Längsdehnung ε_x auf der Höhe der Trägerlängsachse bestimmt. Die Ermittlung des Querkraftwiderstandes nach Model Code 2010, LoA II ergibt einem Mittelwert $V_{R,Test}/V_{R,Modell}$ von 1.41 und einen Variationskoeffizienten von 15%. Der geringfügig bessere Mittelwert gegenüber SIA 262, LoA II (Avg 1.48, CoV 13%) erklärt sich durch den Umstand, dass in LoA II gemäss Model Code bei einigen Trägern der Querkraftwiderstand des unbewehrten Bauteils massgebend wird. Als massgebender Widerstand wird der grössere der beiden Werte aus der Berechnung am bewehrten und unbewehrten Bauteil betrachtet. Die dritte Näherungsstufe (LoA III) basiert auf den beiden Ansätzen VSF und SMCFT. Der Querkraftwiderstand besteht wie bei AASHTO LRFD aus einem Betonanteil V_{co} und einem Bewehrungsanteil V_{st} . Der Ansatz zur Berechnung der Neigung des Betondruckspannungsfeldes θ_σ entspricht demjenigen aus LoA II. Die Abbildung 3.14 (c) zeigt den Vergleich zwischen den Versuchsergebnissen und der Trägeranalyse mit Model Code 2010, LoA III. Mit einem Mittelwert $V_{R,Test}/V_{R,Modell}$ von 1.14 und einem Variationskoeffizienten von 10% über sämtliche Versuchskörper liefert der Model Code ähnliche Resultate wie AASHTO LRFD, bei leicht reduziertem Variationskoeffizienten. Die Vorhersagen sind generell konservativ, mit Ausnahme des Versuchskörpers SR32 (ohne Flansche und ohne Vorspannung), bei welchem der Tragwiderstand um 9% überschätzt wird. Die berechneten Neigungen des Betondruckspannungsfeldes θ_σ variieren zwischen 20° für Träger SR26 mit dem geringsten Querkraftbewehrungsgehalt und hohem Vorspanngrad und 28° für Träger SR30 mit hohem Querkraftbewehrungsgehalt und, gegenüber den übrigen Versuchskörpern, geringeren Biegebewehrungsgehalten in den Trägerflanschen.

3.5.4 AASHTO LRFD (2010)

Die Bemessung anhand der US-Brückenbaunorm AASHTO LRFD [AASHTO 2010] basiert auf der Modified Compression Field Theory (MCFT), welche aus den Arbeiten von Vecchio und Collins [Vecchio und Collins 1986] hervorgegangen ist. Die ermittelten Querkraftwiderstände basieren auf der generellen Normprozedur, welche durch Bentz und Collins [Bentz und Collins 2000] in eine Excel-Berechnung implementiert wurde. Der Gesamtwiderstand besteht aus einem Anteil des Betons V_{co} und einem Anteil der Querkraftbewehrung V_{st} und ist durch ein Stegdruckbruchkriterium begrenzt (siehe MFA-Modellvorstellung in Kapitel 2.1). Aus Abbildung 3.14 (d) ist ersichtlich, dass die US-Brückenbaunorm mit einem Mittelwert $V_{R,Test}/V_{R,Modell}$ von 1.12 und einem Variationskoeffizienten von 12% über sämtliche Versuchskörper eine gute und generell konservative Vorhersage des Querkraftwiderstandes ergibt. Einzige Ausnahme bilden die Träger SR28 (ohne Vorspannung) und SR32 (ohne Flansche und ohne Vorspannung), bei welchen der Tragwiderstand um 3% respektive um 14% überschätzt wird.

3.5.5 Response-2000

Das Programm Response-2000 [Bentz 2001] erlaubt die Bestimmung des Querkraftwiderstandes mittels einer nichtlinearen Querschnittberechnung, basierend auf der Modified Compression Field Theory (MCFT). Es gehört damit zu den Methoden, welche auf der MFA-Modellvorstellung basieren (siehe Kapitel 2.1). Die Resultate der Modellierung sind in Abbildung 3.14 (e) ersichtlich und mit einem Mittelwert $V_{R,Test}/V_{R,Modell}$ von 1.13 und einem Variationskoeffizienten von 8% generell konservativ, wobei für keinen der Versuchskörper eine Überschätzung des Tragwiderstandes erfolgt. Die Vorhersage des Widerstandes der getesteten Träger ist im Allgemeinen akkurater als diejenige der behandelten Normen. Allerdings erfordert die Trägeranalyse in Response-2000, gegenüber der Bemessung anhand der Normen, einen grösseren Modellierungsaufwand.

3.6 Validierung der EPSF-FE Methode und Interpretation der Versuchsergebnisse

Anhand der geprüften Versuchskörper wird neben den bereits behandelten Bemessungsansätzen auch die in finite Elemente implementierte Methode der elastisch-plastischen Spannungsfelder (EPSF-FE) validiert. Der Ansatz basiert auf der Arbeit von Fernández Ruiz und Muttoni [Fernández Ruiz und Muttoni 2007] und ist im Kapitel 2.4.4 beschrieben. Die Modellierung der Versuchskörper mit der EPSF-FE Methode ermöglicht eine vertiefte Interpretation der Versuchsergebnisse, welche neben den Querkraftwiderständen den Vergleich weiterer Grössen umfasst. Das Materialverhalten von Beton und Stahl wird elastisch-plastisch modelliert, ohne Dehnungsbegrenzung im plastischen Bereich. Sowohl für den Beton, als auch den Bewehrungs- und Spannstahl werden die gemessenen mittleren Materialkennwerte gemäss Tabellen 3.2 und 3.3 verwendet. Die Betondruckfestigkeit wird unter Berücksichtigung der Reduktionsfaktoren η_{fc} und η_ε auf die äquivalente plastische Betondruckfestigkeit f_{cp} gemäss Gleichung (2.15) reduziert, wobei der Faktor zur Berücksichtigung der Querkzugdehnung (η_ε) lokal anhand des Dehnungszustandes im finiten Element ermittelt wird. Die Trägergeometrie und die Auflagerbedingungen werden im FE-Modell realitätsnah abgebildet. Die Berücksichtigung des Spanngliedhüllrohres erfolgt durch die lokale Reduktion der Stegdicke im Spanngliedbereich um den Faktor η_D . Wie bei den bereits behandelten Bemessungsansätzen wird für sämtliche Versuchskörper mit Vorspanngliedern eine effektive Stegdicke $b_{w,eff}$ von 125 mm verwendet.

3.6.1 Validierung der EPSF-FE Methode

Die vorhergesagten Querkraftwiderstände der EPSF-FE Methode sind in Tabelle 3.7 und Abbildung 3.14 (f) dargestellt. Mit einem Mittelwert $V_{R,Test}/V_{R,Modell}$ von 1.06 und einem Variationskoeffizienten von 5% ermöglicht der Ansatz sehr genaue Vorhersagen der Versuchsergebnisse. Die berechneten Querkraftwiderstände sind konservativ, mit Ausnahme des Trägers SR32, bei welchem der Widerstand um 1% überschätzt wird. Werden aus der getesteten Versuchsserie lediglich die Träger mit Flanschen berücksichtigt, zeigt die Methode eine erhöhte Präzision mit einem Mittelwert $V_{R,Test}/V_{R,Modell}$ von 1.04 und einem Variationskoeffizienten von lediglich 2%.

Abbildung 3.15 (c-e) zeigt die gemessenen und berechneten Neigungswinkel der Hauptdruckstauchung θ_ε im Versuchsbereich der drei Träger SR21, SR24 und SR31, leicht unterhalb der Trägerlängsachse (auf der Höhe $z = 360$ mm). Gegenüber den Messwerten mit diskreten Rissen basiert die EPSF-FE Methode auf der Modellvorstellung verschmierter Risse variabler Neigungen ohne Gleitverformungen im Riss, wodurch die Neigung der Hauptdruckstauchung jeweils der Neigung der Hauptdruckspannung entspricht ($\theta_\varepsilon = \theta_\sigma$). Die Messwerte weisen aufgrund der diskreten Risse eine gewisse Streuung auf. In den ungerissenen Zonen des Messfeldes (Punkte in der Abbildung) entsprechen die gemessenen Neigungswinkel der Hauptdruckstauchung θ_ε mit hoher Genauigkeit den berechneten Neigungswinkeln der Hauptdruckspannung θ_σ , derweil die Werte θ_ε in den gerissenen Bereichen durch Gleiten parallel zur Rissoberfläche mehr oder weniger variieren.

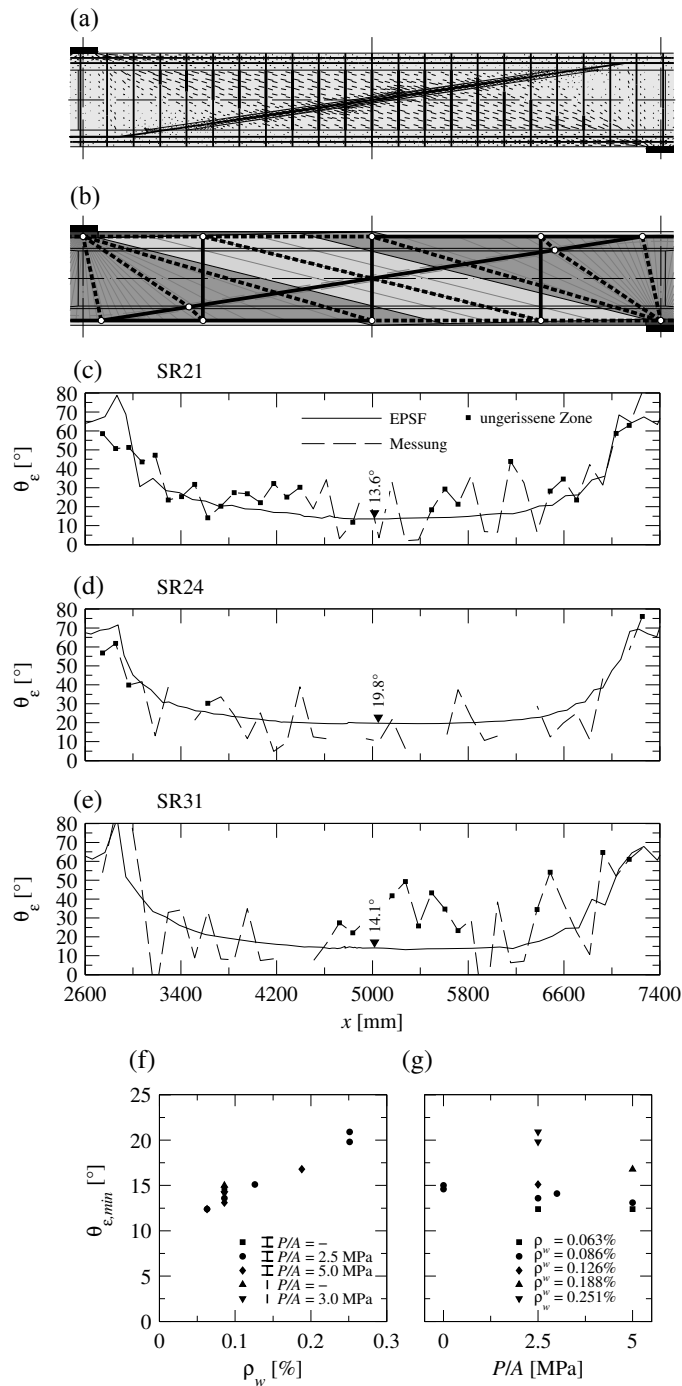


Abbildung 3.15: Validierung der EPSF-FE Methode anhand des Neigungswinkels der Hauptdruckstauchung θ_ε : (a) elastisch-plastisches Spannungsfeld; (b) starr-plastisches Spannungsfeld mit äquivalentem Fachwerk; und (c-e) Vergleich der gemessenen mit den berechneten Neigungswinkeln der Hauptdruckstauchung θ_ε der Träger SR21, SR24 und SR31 auf der Höhe $z = 360$ mm (30 mm unterhalb der Trägerlängsachse, nur Versuchsbereich präsentiert $x = 2600 \div 7400$ mm). Minimalwerte des berechneten Neigungswinkels der Hauptdruckstauchung θ_ε in der Trägermitte ($x = 5000$ mm) und auf der Höhe $z = 360$ mm gegen (f) den geometrischen Querkraftbewehrungsgehalt ρ_w und (g) den Vorspanngrad P/A aller Träger der Versuchsserie.

Trotz der nicht gänzlich korrekten Modellannahme zeigt der Vergleich über sämtliche geprüften Träger eine gute Übereinstimmung der gemessenen und der berechneten Neigungswinkel der Hauptdruckstauchungen. Die Graphiken sämtlicher Träger sind im Anhang A in Abbildung A.1 ersichtlich. Die Zunahme der Neigungen im Bereich der Lasteinleitung und des Auflagers kann durch die Lastausbreitung und die sich bildenden Fächer des Spannungsfeldes erklärt werden (siehe elastisch-plastisches bzw. starr-plastisches Spannungsfeld in Abbildung 3.15 (a-b)). Im Mittelbereich bildet sich zwischen den beiden Fächern ein paralleles Spannungsfeld mit einigermassen konstanter Neigung der Hauptdruckstauchungen.

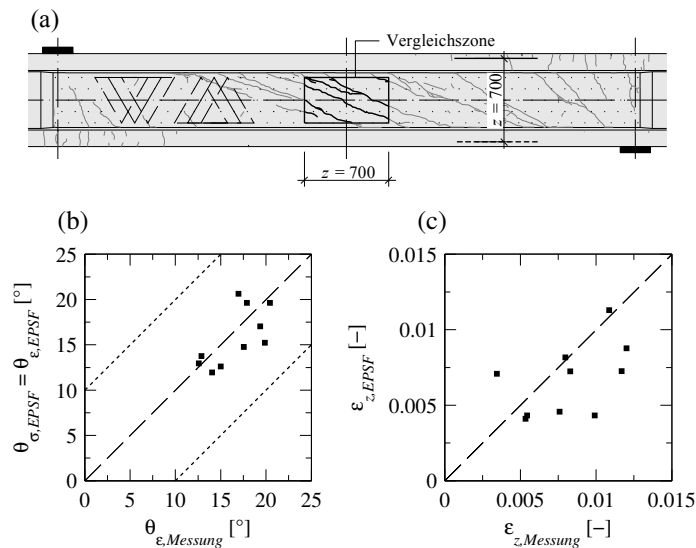


Abbildung 3.16: Validierung der EPSF Methode anhand der Verformung im Mittelbereich der Träger: (a) Darstellung des Versuchsbereichs und der Vergleichszone (Masse in [mm]); Vergleich der gemessenen und der berechneten (b) Neigungswinkel der Betonhauptdruckstauchung θ_ε und (c) Vertikaldehnungen ε_z .

Abbildung 3.16 zeigt die, über eine Vergleichszone gemittelten, gemessenen und berechneten Werte der Neigung der Betonhauptdruckstauchung θ_ε und der Vertikaldehnung ε_z . Die Vergleichszone wird im Bereich des parallelen Spannungsfeldes in Trägermitte mit einer Länge entsprechend dem Hebelarm der inneren Kräfte z gewählt. Der Vergleich der gemittelten Neigungswinkel θ_ε sämtlicher Träger zeigt eine gute Übereinstimmung der gemessenen und berechneten Werte mit geringen Abweichungen von maximal 5° . Die ermittelte Genauigkeit von $\pm 5^\circ$ lässt sich in Bezug bringen zu den von Vecchio [Vecchio 2000] an Schubpanels gemessenen Neigungen der Hauptdruckstauchung θ_ε und der Hauptdruckspannung θ_σ . Die beiden Messwerte zeigen häufig eine gute Übereinstimmung, können aber dennoch bis zu 10° voneinander abweichen, wobei ein Grossteil der Werte in einer Bandbreite von $\pm 5^\circ$ liegt. Die in Abbildung 3.16 (b) ermittelte Präzision liegt also durchaus in einem gängigen Toleranzbereich. Ein Vergleich der Vertikaldehnungen ε_z zeigt etwas mehr Streuung der Werte, wobei bereits die

Messwerte aufgrund der diskreten Risse eine sehr grosse Variationen aufweisen (Abbildung 3.16 (c)). Die Grössenordnung der Dehnung wird hingegen angemessen wiedergegeben. Abbildung 3.15 (f) zeigt die Mindestwerte der berechneten Neigungswinkel in Trägermitte (Abbildung 3.15 (c-e), $x = 5000$ mm) welche zwischen 12.4° (ρ_w klein) und 20.9° (ρ_w gross) variieren. Die Abbildung verdeutlicht in anschaulicher Weise den Einfluss des Querkraftbewehrungsgehaltes auf die Neigung des Spannungsfeldes. Dagegen scheint der Vorspanngrad gemäss Abbildung 3.15 (g) einen geringen Einfluss auf die Spannungsfeldneigung zu haben, kann aber dennoch das Gesamtverhalten des Trägers beeinflussen (z.B. durch Beeinflussung des Betonwiderstandes über den Reduktionsfaktor zur Berücksichtigung des Betonquerzugs η_ε).

Die Validierung der EPSF-FE Methode anhand der getesteten Versuchskörper zeigt generell eine gute Übereinstimmung der Vorhersage mit den Versuchsergebnissen. Die Methode ermöglicht demnach auch für Träger mit geringem Querkraftbewehrungsgehalt eine exakte Vorhersage des Verhaltens und wird in der Folge zur Interpretation der Versuchsergebnisse herangezogen.

3.6.2 Interpretation der Versuchsergebnisse anhand der EPSF-FE Methode

Die Modellierung der Versuchskörper durch elastisch-plastische Spannungsfelder mit der lokalen Berücksichtigung der Verformungskompatibilität in den finiten Elementen erlaubt einen vertieften Einblick ins Verhalten der getesteten Träger. Von besonderem Interesse ist dabei die Identifizierung der Versagensart. Abbildung 3.17 zeigt die Resultate der EPSF-FE Modellierung der drei Versuchsträger SR21, SR24 und SR31, welche stellvertretend für die drei beobachteten Versagensarten stehen. Aufgrund der Trägersymmetrie wird lediglich die rechte Seite des Versuchsbereichs ($x = 5000 \div 7400$ mm) dargestellt. Die Analyseergebnisse führen zu folgenden Schlüssen:

SR24

Der Quotient aus Betonhauptdruckspannung σ_c und äquivalenter plastischer Betondruckfestigkeit f_{cp} gemäss Gleichung (2.15) sämtlicher finiter Elemente ist in Abbildung 3.17 (b) dargestellt und zeigt für den Versuchskörper SR24 klar das Abplatzen der Bewehrungsüberdeckung im Bereich des Vorspanngliedes (vgl. Abbildung 3.4 (b), Bruch aus der Ebene). In fast allen finiten Elementen des Spanngliedbereichs erreicht die Betondruckspannung die äquivalente plastische Betondruckfestigkeit ($\sigma_c/f_{cp} = 1$), womit eine erhöhte Verformung des Betons in der Druckspannungsrichtung und ein seitliches Ausweichen einhergeht. Beide Phänomene werden durch Messungen am Versuchskörper bestätigt (Abbildungen 3.5 (a) und 3.8 (b)). Gleichzeitig bleiben die Vertikaldehnungen in der Querkraftbewehrung ε gering und liegen mit 4‰ nur leicht über der Fließdehnung ε_f von rund 2.5‰, was nicht auf ein unmittelbares Versagen des Versuchskörpers infolge eines Bruchs der Querkraftbewehrung hindeutet (Abbildung 3.17 (f)). Die Versagensart und der Versagensbereich von SR24 können durch die Modellierung gut vorhergesagt werden.

Die Neigung der Hauptdruckspannungen θ_σ im Steg variiert entlang der x -Koordinate und erreicht in Trägermitte ($x = 5000$ mm) einen Mindestwert von 19.8° (Abbildung 3.17 (c)). Diese Mindestneigung entspricht weitgehend den minimalen Neigungswinkeln einschlägiger Normen (z.B. Model Code 2010, LoA II). Abbildung 3.17 (d) zeigt den Reduktionsfaktor zur Berücksichtigung des Betonquerzugs η_ε mit einem Minimalwert von rund 0.6, was wiederum nahe an den gebräuchlichen Normwerten ($\eta_\varepsilon = 0.55 \div 0.6$) liegt.

SR21

Die Betondruckspannungen σ_c sind bei SR21 generell geringer als die äquivalente plastische Betondruckfestigkeit f_{cp} , mit Ausnahme des Bereichs zwischen Flansch und Steg in der Nähe des Auflagers (Abbildung 3.17 (b)). In diesem Bereich werden beim Versuchskörper exakt die Horizontalrisse beobachtet, welche auf ein Ablösen des Flansches hindeuten (vgl. Abbildung 3.4 (a), Bruch in der Ebene). Gegenüber SR24 weist SR21 grössere Vertikaldehnungen in der Querkraftbewehrung ε_z von rund 8‰ auf, was auf ein Reißen der Bügel hindeutet (Abbildung 3.17 (f)). Der längliche Bereich mit erhöhten Dehnungen, welcher diagonal über den Versuchsbereich verläuft, entspricht exakt der Zone, in welcher der Versuchskörper eine starke Rissöffnung aufweist (siehe Abbildung 3.4 (a)). Auch für SR21 kann daher die Versagensart und der Versagensbereich durch die Modellierung vorhergesagt werden.

Die Neigung der Hauptdruckspannungen θ_σ im Steg erreicht einen Mindestwert von 13.6° in Trägermitte ($x = 5000$ mm, Abbildung 3.17 (c)). Dieser Mindestwert unterschreitet die Mindestneigung einschlägiger Normen deutlich, wird jedoch durch die Messwerte aus dem Versuch bestätigt. Der minimale Reduktionsfaktor η_ε liegt gemäss Abbildung 3.17 (d) bei rund 0.5, was die gebräuchlichen Normwerte ($\eta_\varepsilon = 0.55 \div 0.6$) geringfügig unterschreitet.

SR31

Die Modellierungsergebnisse weisen bei SR31 auf das lokale Versagen der Betondruckzone nahe des Auflagers (Abbildung 3.17 (b)) und die gleichzeitig starke Vertikaldehnung der Querkraftbewehrung ε_z im selben Bereich hin (Abbildung 3.17 (f)). Dieses Verhalten entspricht der beobachteten Versagensart (vgl. Abbildung 3.4 (c)), bei welcher sich die Verformungen schlagartig in einem zuvor schwach geöffneten Riss lokalisieren und die Betondruckzone gleichzeitig versagt.

Die Neigung der Hauptdruckspannungen θ_σ erreicht gemäss Abbildung 3.17 (c) wiederum einen sehr tiefen Mindestwert von 14.1° , welcher zwar den Messungen entspricht, aber die Normminimalwerte deutlich unterschreitet. Der minimale Reduktionsfaktor η_ε liegt gemäss Abbildung 3.17 (d) bei rund 0.4 und somit deutlich tiefer als gebräuchliche Normwerte.

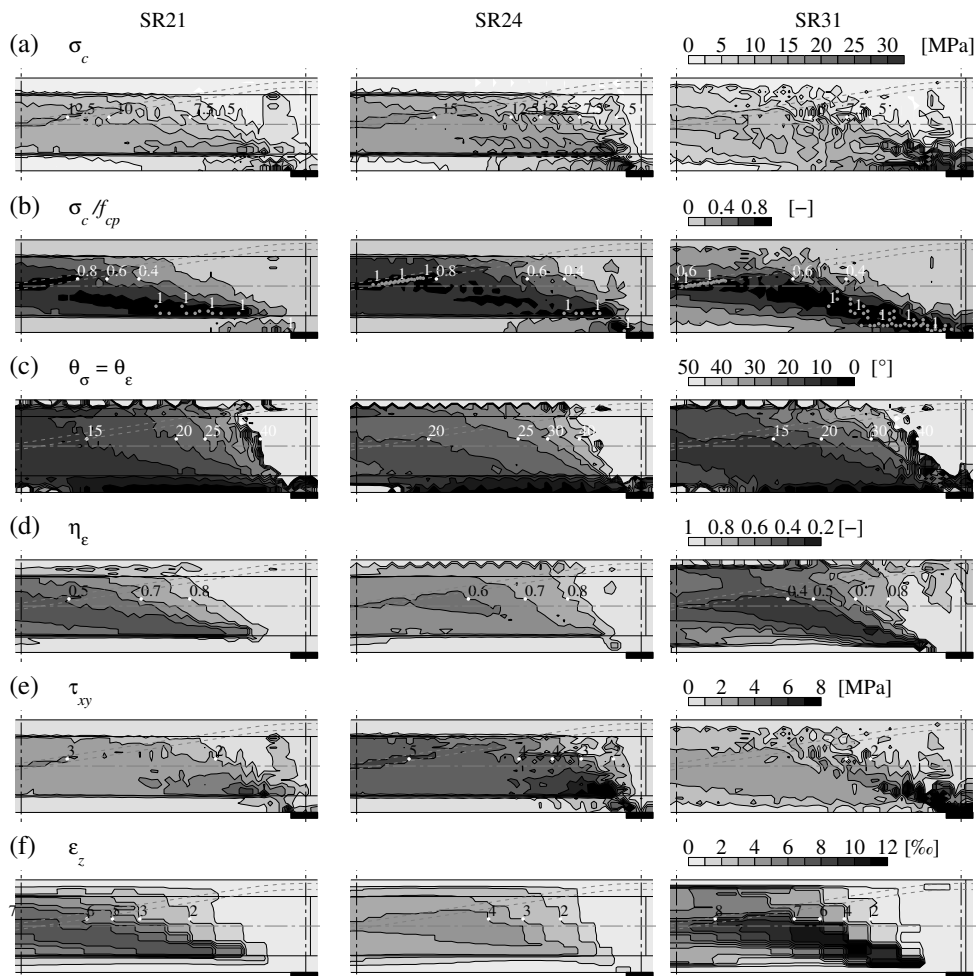


Abbildung 3.17: Resultate der elastisch-plastischen Spannungsfeldanalyse EPSF-FE der Träger SR21, SR24 und SR31 bei Bruchlast (dargestellt ist die Hälfte des Versuchsbereichs $x = 5000 \div 7400$ mm): (a) Betonhauptdruckspannung σ_c ; (b) Quotient aus Betonhauptdruckspannung σ_c und äquivalenter plastischer Betondruckfestigkeit f_{cp} gemäss Gleichung (2.15); (c) Neigung des Druckspannungsfeldes $\theta_\sigma (= \theta_\epsilon)$; (d) Reduktionsfaktor zur Berücksichtigung des Betonquerzugs η_ϵ ; (e) Betonschubspannung orthogonal zur Trägerachse τ_{xy} ; (f) Zugdehnung in der Querkraftbewehrung $\epsilon_z (= \epsilon_s)$

3.7 Querkrafttraganteile

Die Modellierung der Versuchskörper mit elastisch-plastischen Spannungsfeldern EPSF-FE erlaubt die Aufgliederung der aufgetragenen Querkraft in verschiedene Traganteile im Querschnitt (Abbildung 3.18). Berücksichtigt werden die Querkrafttraganteile der beiden Flansche $V_{f,o}$ und $V_{f,u}$, des Steges V_w , der anfänglichen Vorspannkraft V_p und der Vorspannkraftzunahme $V_{\Delta P}$ nach Verformung des Trägers. Es ist zu erwähnen, dass die einzelnen Querkrafttraganteile nicht direkt mit den in Kapitel 3.4.2 ermittelten Querkrafttraganteilen in den Rissen verglichen werden können, da die Rissquerkraftanteile einen lokalen Messwert darstellen und die Resultate der Spannungsfelder als Mittelwerte zwischen Riss und ungerissenem Beton zu verstehen sind. Die Steghöhe ist gemäss Abbildung 3.18 (d) als Höhe zwischen den beiden Flanschen definiert, womit diese von den gängigen Definitionen einschlägiger Bemessungsnormen abweicht, welche die Steghöhe als Abstand zwischen dem Druck- und dem Zuggurtschwerpunkt definieren. Dieser Umstand wird in Kapitel 3.8, welches sich explizit mit dem Flanscheinfluss beschäftigt, berücksichtigt.

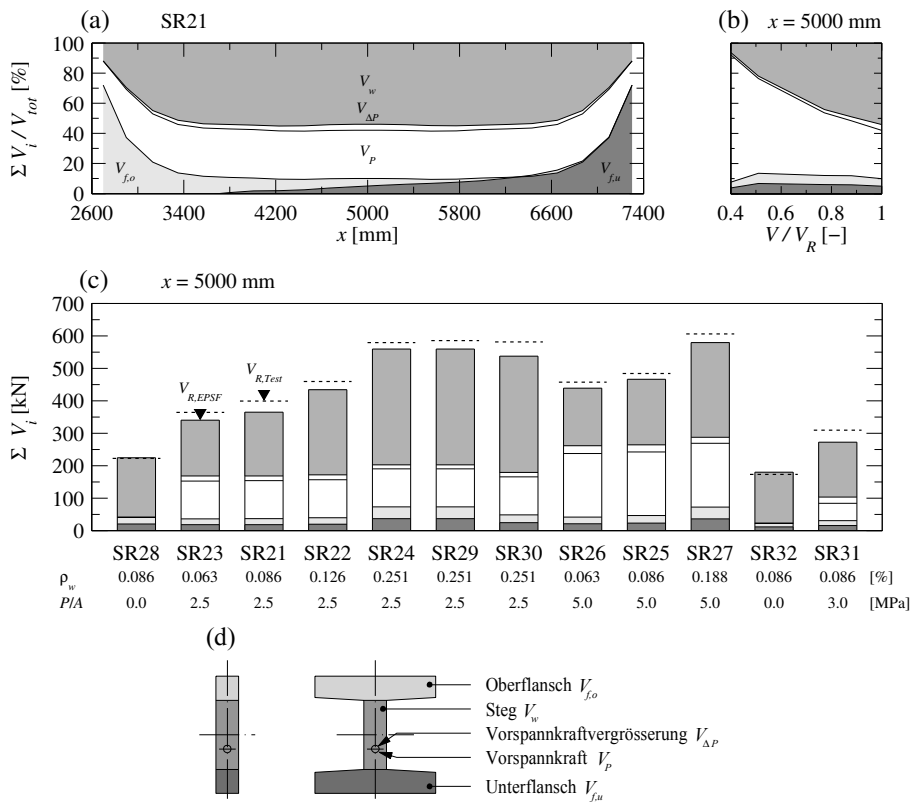


Abbildung 3.18: Querkrafttraganteile verschiedener Querschnittelemente: (a) Querkraftanteile des Versuchskörpers SR21 über die Trägerlänge x bei Bruchlast (nur Versuchsbereich präsentiert $x = 2600 \div 7400$ mm); (b) Querkraftanteile des Versuchskörpers SR21 in Trägermitte ($x = 5000$ mm) an verschiedenen Laststufen; (c) Querkraftanteile sämtlicher Versuchskörper in Trägermitte ($x = 5000$ mm) bei Bruchlast; und (d) Definition der Querschnittelemente.

Abbildung 3.18 (a-b) zeigt die verschiedenen Querkrafttraganteile des Versuchskörpers SR21 in Prozenten der gesamten Trägerquerkraft. Die Querkraftanteile sämtlicher Versuchskörper in Trägermitte ($x = 5000$ mm) sind in Abbildung 3.18 (c) dargestellt, wobei deren Verteilung in Trägerlängsrichtung bei sämtlichen Versuchskörpern derjenigen des Trägers SR21 entspricht. Aus den Graphiken wird ersichtlich, dass die Flansche über eine grössere Länge des Trägers und weite Bereiche der Belastung rund 10% bis 15% der Querkraft übernehmen. Ähnliche Resultate konnten durch Fernández Ruiz und Muttoni [Fernández Ruiz und Muttoni 2008] bei Trägern einer anderen Versuchsserie ermittelt werden. Die allgemeine Betrachtung der Querkrafttraganteile zeigt weiter, dass jeweils der Druckflansch in der Nähe der Lasteinleitung grössere Anteile der Querkraft übernimmt. Diese Beobachtung lässt sich anhand des Fachwerks in Abbildung 3.15 (b) begründen, bei welchem die letzte Druckstrebe vor der Lasteinleitung, welche die Querkraft beinhaltet, durch den Flansch hindurch zur Lasteinleitplatte verläuft. Dennoch kann auch in weiter von der Lasteinleitung entfernten Bereichen ein Flanscheinfluss beobachtet werden, welcher sich nicht durch die Druckstrebe erklären lässt. Eine detaillierte Erläuterung dieses Effektes und des Flanscheinflusses im Allgemeinen erfolgt in Kapitel 3.8.

Abbildung 3.18 (c) zeigt bei sämtlichen vorgespannten Trägern eine Zunahme der vom geneigten Spannglied getragenen Querkraft infolge einer Spannkraftzunahme. Die Spannkraftzunahme resultiert aus den Verformungen des Trägers und der einhergehenden Spannglieddehnung und wird von Bemessungsnormen normalerweise vernachlässigt. Der ermittelte Querkraftanteil infolge Vorspannkraftzunahme $V_{\Delta P}$ beträgt über sämtliche Versuchskörper zwischen 2.3% und 7.2% der totalen Querkraft und wird durch die Messungen an den Versuchsträgern bestätigt (siehe Abbildung 3.5 (b)). Die gemessenen Dehnungswerte weisen auf eine Zunahme der Vorspannkraft in ähnlicher Grössenordnung hin. Bei den getesteten Versuchsträgern bleibt der ermittelte Querkraftanteil $V_{\Delta P}$ generell moderat, da im Versagensbereich der Träger ein geringes Biegemoment auftritt (Versagensbereich nahe der Trägermitte und damit beim Momentennullpunkt). Bei sich ändernder Geometrie und Belastung ist es jedoch möglich, dass der Querkraftanteil infolge Vorspannkraftzunahme massgebliche Werte annehmen kann, wie beispielsweise im Bereich eines plastischen Gelenks.

3.8 Flanscheinfluss

In der Literatur sind bereits viele Versuche an bewehrten Stahlbetonträgern mit und ohne Flansche dokumentiert. Mehrere Forscher stellten auf der Grundlage dieser Versuche bereits fest, dass sich das Verhalten von Trägern mit Flanschen vom Verhalten von Trägern mit Rechteckquerschnitt unterscheidet. Aus diesen Beobachtungen resultierten bereits einige Methoden zur Berücksichtigung des Flanscheinflusses wie beispielsweise die empirische Formulierung von Giaccio, Al-Mahaidi und Taplin [Giaccio et al. 2002], die analytische Formulierung von Placas und Regan [Placas und Regan 1971] oder Hoang [Hoang 1997] oder die finite-Elemente Berechnung von Pansuk und Sato [Pansuk und Sato 2007]. Trotz dieser Forschungsanstrengungen wird der Flanscheinfluss in den aktuellen Bemessungsnormen, den starr-plastischen und den erweiterten starr-plastischen Spannungsfeldern bisher nicht berücksichtigt. Die Beobachtungen aus der durchgeführten Versuchsserie und die Modellierung der Versuchsträger mit elastisch-plastischen Spannungsfeldern zeigen zwei unterschiedliche Einflüsse der Flansche, welche in der Folge diskutiert werden.

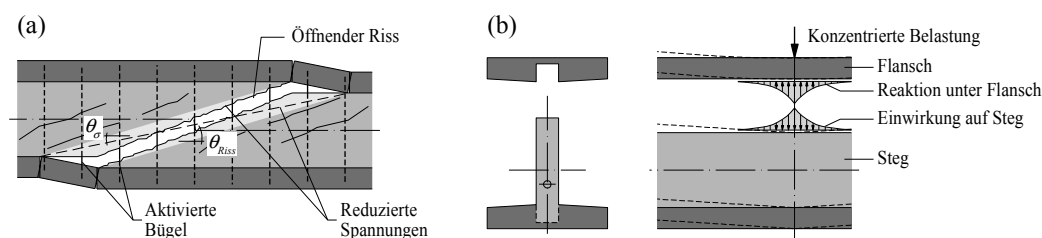


Abbildung 3.19: Flanscheinflüsse: (a) Vermeidung von Verformungslokalisierungen durch lokale Lastübertragung und Aktivierung zusätzlicher Querkraftbewehrung und (b) Lastausbreitung einer konzentrierten Belastung.

3.8.1 Vermeidung von Verformungslokalisierungen

Der erste Flanscheinfluss kann als Vermeidung von Verformungslokalisierungen bezeichnet werden. Ein Vergleich der beiden Versuchskörper SR21 und SR31 veranschaulicht den ersten Flanscheinfluss. Die beiden Träger weisen denselben Querkraftbewehrungsgehalt und einen ähnlichen Vorspanngrad auf, unterscheiden sich jedoch in der Querschnittsgeometrie (SR21 mit Flanschen und SR31 mit Rechteckquerschnitt, siehe Tabelle 3.1). Beim Träger SR31 lokalisieren sich die Verformungen beim Bruch schlagartig in einem Riss (Abbildung 3.4 (c)) während bei SR21 eine verteilte Rissbildung und Fließen der Querkraftbewehrung beobachtet werden kann (Abbildung 3.4 (a)). Die Anwesenheit der Flansche ändert somit die Versagensart von einem eher spröden Bruch mit geringem Restquerkraftwiderstand (39%) zu einem relativ duktilen Verhalten mit hohem Restquerkraftwiderstand (75%). Dieser vorteilhafte Flanscheinfluss kann auch bei den beiden Versuchskörpern ohne Spannglied SR28 (mit Flanschen) und SR32 (ohne Flansche) festgestellt werden.

Abbildung 3.19 (a) zeigt den zu Grunde liegenden Mechanismus, welcher sowohl die Rissöffnung, als auch das Rissgleiten selbst bei Trägern mit sehr geringem Querkraftbewehrungsgehalt reduziert. Aus dem Mechanismus lässt sich indes auch die fast vertikale Rissöffnung erklären, welche bei höheren Laststufen auftritt (siehe Kapitel 3.4.1, Abbildung 3.9 (e)). Die Flansche werden durch die aufgezwungene Verformung lokal auf Biegung und Schub belastet und wirken somit als Dübel, welche einen zusätzlichen Anteil der Querkraftbewehrung zu aktivieren vermögen. Während bei schwach schubbewehrten Trägern ohne Flansche die abnehmende Rissuferverzahnung bei zunehmender Rissöffnung zum Versagen führt, vermögen die Flansche diese abnehmende Rissuferverzahnung zu kompensieren. Dies zeigt sich insbesondere durch den Umstand, dass bei Versuchsträgern mit Flanschen nur eine geringe Rissuferverzahnung ermittelt werden kann, welche beim Gesamtwiderstand eine untergeordnete Rolle spielt (je nach Riss zwischen 2% und 10% des Querkraftwiderstandes, siehe Kapitel 3.4.2, V_a in Tabelle 3.5). Die Aktivierung des abgebildeten Mechanismus bedingt die Bildung von Ablöserissen zwischen Steg und Flansch, was zu einem Bereich verminderter Spannungen im Rissbereich und im Rest des Steges zu grösseren Spannungen führt. Die Spannungskonzentration ist in den Spannungsfeldmethoden durch den Reduktionsfaktor η_ε bereits genügend berücksichtigt, was durch die relativ genaue Vorhersage des Querkraftwiderstandes von Trägern der Versagensart „Bruch in der Ebene“ mittels elastisch-plastischer Spannungsfelder bestätigt wird. Durch den in Abbildung 3.19 (a) dargestellten Mechanismus ist es weiter möglich, in einem Träger mit geringen Querkraftbewehrungsgehalten sehr flache Neigungswinkel der Hauptdruckspannungen θ_σ zu erzielen. Diese Neigung θ_σ ist deutlich flacher als die Rissneigungen θ_{Riss} .

Der beschriebene erste Flanscheinfluss (Vermeidung von Verformungslokalisierungen) trägt bei der Verwendung der Spannungsfeldmethoden nicht direkt zu einem erhöhten Querkraftwiderstand bei, wenn die Materialentfestigung nicht berücksichtigt wird. Dieser Umstand wird im nachfolgenden Kapitel 3.8.2 näher erläutert. Die Flansche verhindern jedoch die Verformungslokalisierung nach der Rissbildung, selbst wenn der Träger die gängigen Anforderungen an eine Mindestquerkraftbewehrung nicht erfüllt und erweitern damit den Anwendungsbereich der Spannungsfeldmethoden auf Träger mit sehr geringen Querkraftbewehrungsgehalten.

3.8.2 Lastausbreitung konzentrierter Belastungen

Der zweite Flanscheinfluss kann in Bereichen konzentrierter Lasteinleitung beobachtet werden und ist in Abbildung 3.19 (b) dargestellt. Die konzentriert auf den Flansch aufgebrachte Belastung wird aufgrund der Flanschbiegesteifigkeit auf einen grösseren Bereich des Steges ausgebreitet. Diese Ausbreitung ist vor allem wichtig, wenn infolge zu kleiner Lasteinleitflächen die Stegfestigkeit massgebend wird. Bei schubkritischen Trägerstegen können die Flansche einen Teil der Querkraft aufnehmen und somit die Traglast erhöhen. Diese Einflüsse werden in starrplastischen und erweiterten starrplastischen Spannungsfeldern normalerweise nicht berücksichtigt. Die EPSF-FE Methode hingegen trägt der beschriebenen Lastausbreitung Rechnung. Durch die Analyse der Modellierungsergebnisse der Versuchsträger kann die Lastausbreitung studiert und quantifiziert werden.

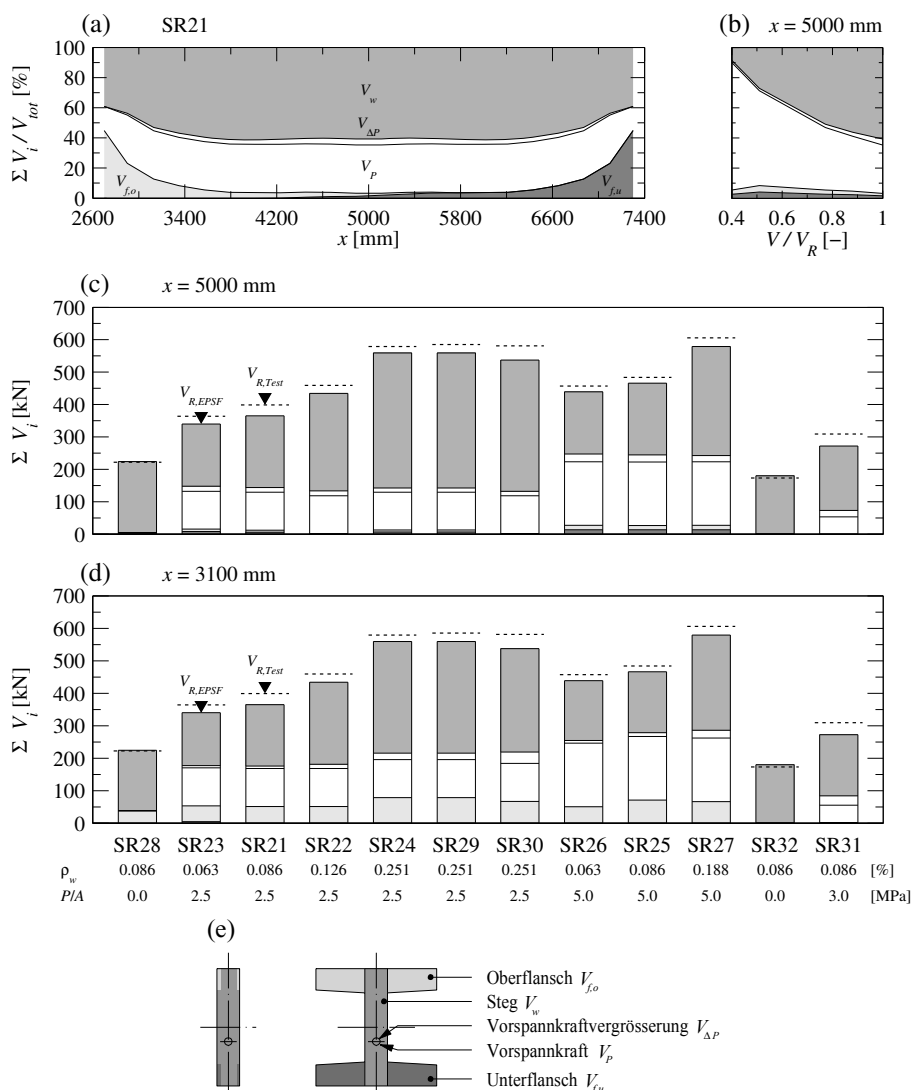


Abbildung 3.20: Querkrafttraganteile verschiedener Querschnittelemente mit modifizierter Steghöhe: (a) Querkraftanteile des Versuchskörpers SR21 über die Trägerlänge x bei Bruchlast (nur Versuchsbereich präsentiert $x = 2600 \div 7400 \text{ mm}$); (b) Querkraftanteile des Versuchskörpers SR21 in Trägermitte ($x = 5000 \text{ mm}$) an verschiedenen Laststufen; (c) Querkraftanteile sämtlicher Versuchskörper in Trägermitte ($x = 5000 \text{ mm}$) bei Bruchlast; (d) Querkraftanteile sämtlicher Versuchskörper in der Nähe der Lasteinleitstelle ($x = 3100 \text{ mm}$) bei Bruchlast; und (e) Definition der Querschnittelemente.

In Anbetracht, dass in starr-plastischen und erweiterten starr-plastischen Spannungsfeldern die Steghöhe als Abstand zwischen Druck- und Zuggurtschwerpunkt definiert ist (gemäss Abbildung 3.19 (b)), wird zum besseren Vergleich dieselbe Definition auch bei der EPSF-FE Methode verwendet. Abbildung 3.20 zeigt die verschiedenen Querkrafttraganteile der Versuchskörper unter Berücksichtigung der modifizierten Steghöhe, welche der gesamten Trägerhöhe und damit weitgehend den klassischen oder erweiterten starr-plastischen Spannungsfeldern, sowie den Bemessungsnormen entspricht. Abbildung 3.20 (a, c) verdeutlicht, dass durch diese Definition der Steghöhe, die Flansche in Trägermitte nur geringfügig zum Querkraftwiderstand beitragen.

Dies wurde im vorangehenden Kapitel bereits erwähnt und kann nun durch die EPSF-FE Modellierung nachgewiesen werden.

In der Darstellung der Querkraftanteile in Abbildung 3.20 (a, d) ist die Lastausbreitung durch den Druckflansch deutlich ersichtlich. In einer Distanz von 350 mm zur Lasteinleitplatte ($x = 3100$ mm), was der zweieinhalbfachen Flanschdicke $t_f = 140$ mm entspricht, trägt der Oberflansch (Druckflansch) zwischen 12% und 17% der totalen Querkraft. Der Zugflansch hingegen wirkt in diesem Schnitt nicht mehr am Querkraftwiderstand mit. Der grosse Querkrafttraganteil des Druckflansches führt im Lastausbreitungsbereich des Flansches zu einer geringeren Querkraft im Steg als im Rest des Trägers. Somit ist der Steg in diesem Bereich nicht massgebend für die Bestimmung des Trägerquerkraftwiderstandes. In der Bemessung gemäss Normen oder starr-plastischen Spannungsfeldern kann dies durch eine Verschiebung des Kontrollquerschnittes weiter weg von der Belastung berücksichtigt werden. Die Gesamtquerkraft ist an der verschobenen Lage meist geringer. Der Querkraftwiderstand ist bei gewissen Normen wie der amerikanischen Brückenbaunorm [AASHTO 2010], dem Model Code 2010, LoA II und LoA III [FIB 2011] oder der SIA 262, LoA II [SIA 2013] und bei den erweiterten starr-plastischen Spannungsfeldern von den Biegemomenten und den daraus abgeleiteten Längsdehnungen des Trägers abhängig. Eine Verschiebung des Kontrollquerschnittes durch den Flanscheinfluss führt zu einer Änderung der Biegemomente und daher zu veränderten Querkraftwiderständen. Eine Berücksichtigung des zweiten Flanscheinflusses (Lastausbreitung konzentrierter Belastungen) bei der Bemessung und rechnerischen Überprüfung von schubkritischen Trägern mit Flanschen ist somit vorteilhaft.

In Bezug auf die getesteten Träger führen die Normen zu Abständen des Kontrollquerschnittes zwischen $0.5 \cdot z \cdot \cot\theta$ (AASHTO LRFD, SIA 262) und d (Model Code 2010) von der Lasteinleitplatte. Zu bemerken ist, dass abhängig von der Trägergeometrie, der Bewehrung oder der Belastung grundsätzlich andere Abstände möglich sind, als die zuvor genannten Werte. Bei den Versuchsträgern ist jedoch die nächstmögliche Position des Kontrollquerschnittes massgebend, da sowohl die Trägergeometrie als auch die Querkraft über die Trägerlänge konstant sind und das Biegemoment im Bereich der Lasteinleitung am grössten ausfällt. Die durch die Normen vorgegebenen Kontrollquerschnitte stimmen hingegen nicht mit den beobachteten Bruchregionen der Versuche überein, welche sich bei den geprüften Versuchskörpern in der Trägermitte befinden (abgesehen von Trägern ohne Flansche). Demgegenüber weisen die Resultate der EPSF-FE Methode zuverlässig auf ein Versagen in der Trägermitte hin.

3.9 Schlussfolgerungen aus der Versuchsserie

Die durchgeführten Versuche an vorgespannten Stahlbetonträgern mit geringen Querkraftbewehrungsgehalten ermöglichen das detaillierte Studium des Trägerverhaltens unter Belastung. Aus den Versuchen und deren Auswertung folgt eine Reihe von Schlussfolgerungen:

1. Der Querkraftwiderstand und die Versagensart vorgespannter Stahlbetonträger hängen stark vom Querkraftbewehrungsgehalt, Vorspanngrad und Trägerquerschnitt ab.
2. Über die gesamte Versuchsserie können drei verschiedene Versagensarten beobachtet werden. Träger mit Flanschen und grösseren Querkraftbewehrungsgehalten zeigen einen „Bruch aus der Ebene“, bei welchem der Stegbeton lokal im Bereich des Spannliedes abplatzt. Träger mit Flanschen und geringen Querkraftbewehrungsgehalten versagen infolge eines „Bruchs in der Ebene“, unter starker Rissöffnung mehrerer Schubrisse, Ablösen der Flansche vom Steg und Reißen der Querkraftbewehrung in den Rissen. Die dritte Versagensart wird bei Trägern ohne Flansche und mit geringen Querkraftbewehrungsgehalten beobachtet. Die Verformungen lokalisieren sich schlagartig in einem einzelnen Schubriss.
3. Die gemessenen Betonstauchungen im Vorspannliedbereich der Träger mit Versagensart „Bruch aus der Ebene“ liegen lokal bei rund 2‰, womit diese den gängigen Normwerten des Betondruckversagens entsprechen. Der Rest des Steges weist geringere Stauchungen auf. Die restlichen Träger mit Versagensart „Bruch in der Ebene“ und „Verformungslokalisierung“ weisen geringere Betonstauchungen zwischen 0.7‰ (Träger mit Flanschen) und 0.4‰ (Träger ohne Flansche) auf, welche deutlich geringer als die angenommenen Normwerte für Betondruckversagen ausfallen. Die Bemessungsnormen vermögen daher nicht, zumindest von einem phänomenologischen Standpunkt her, sämtliche Versagensarten zuverlässig nachzubilden.
4. Sämtliche Träger mit Flanschen zeigen, unabhängig von der Versagensart, einen signifikanten Restquerkraftwiderstand nach dem Erreichen der Maximallast. Demgegenüber zeigen die Träger ohne Flansche ein eher sprödes Bruchverhalten mit geringem Restquerkraftwiderstand. Daher lässt sich die allgemeine Schlussfolgerung ziehen, dass sich die Anordnung von Flanschen sehr günstig auf das Tragverhalten auswirkt, indem diese den Restquerkraftwiderstand massgeblich erhöhen.
5. Die gemessene Risskinematik im Steg zeigt bei Trägern mit Flanschen eine fast vertikale Rissöffnung bei grösseren Laststufen. Die Messungen zeigen des Weiteren, dass die Rissuferverzahnung infolge der stark öffnenden Risse mit zunehmender Belastung stark abnimmt. Die schwache Rissuferverzahnung erklärt das starke Rissgleiten und die vertikale Rissöffnung. Demgegenüber verhindern die Flansche durch den Mechanismus des ersten Flanscheinflusses (Verhinderung von Verformungslokalisierungen) ein komplettes Abgleiten der beiden Rissufer. Die Risse der Träger ohne Flansche öffnen sich durch eine Rotation um die Risspitze. Die Rissuferverzahnung trägt in diesen Trägern auch bei höheren Laststufen erheblich zum Querkraftwiderstand bei.

Anhand der Versuchsergebnisse werden verschiedene Bemessungsansätze und die finite Elemente Implementierung der elastisch-plastischen Spannungsfelder in Bezug auf die gewählten Versuchsparameter validiert. Die Modellierung der Versuchskörper mit der EPSF-FE Methode ermöglicht eine weitere Interpretation der Versuchsergebnisse. Aus dieser Analyse geht folgendes hervor:

6. Die validierten Bemessungsansätze führen generell zu konservativen Vorhersagen des Querkraftwiderstandes mit unterschiedlicher Genauigkeit der einzelnen Ansätze. Die exakteste Vorhersage kann durch die Modellierung anhand der EPSF-FE Methode erreicht werden. Der Ansatz stellt neben der Vorhersage des Querkraftwiderstandes zusätzliche Informationen zur Versagensart, zu den einzelnen Querkrafttraganteilen oder zum Dehnungszustand der Träger bereit. Die besagten zusätzlichen Werte aus der EPSF-FE Modellierung stimmen gut mit den Messwerten aus den Versuchen überein.
7. Die Modellierung der Versuchskörper mit der EPSF-FE Methode bestätigt die vorgenommene Reduktion der Stegdicke infolge der Spanngliedhüllwellrohre. Die Reduktion führt insbesondere zu einer verbesserten Vorhersage des Versagensbereiches.
8. Die gemessenen Neigungswinkel der Hauptdruckstauchung $\theta_{\epsilon, Messung}$ stimmen generell gut mit den berechneten Neigungswinkel der Betonhauptdruckspannung $\theta_{\sigma, EPSF-FE}$ der EPSF-FE Methode überein. Beide Winkel sind jedoch bedeutend flacher als die beobachteten Rissneigungswinkel θ_{Riss} .

Die Auswertung der Messungen an den Versuchskörpern zusammen mit der EPSF-FE Modellierung der Versuchskörper zeigt einige Diskrepanzen zwischen dem effektiven Verhalten der Versuchsträger und den Vorhersagen bestehender Bemessungsansätze, wie Normen oder klassischen und erweiterten starr-plastischen Spannungsfeldern:

9. Die Versuchsträger mit Flanschen versagen in der Mitte des Versuchsgebietes, wohingegen die Bemessungsnormen zur Ermittlung des Querkraftwiderstandes einen Kontrollquerschnitt in der Nähe der Lasteinleitung oder des Auflagers vorhersagen (grössere Biegemomente vorhanden). Bei den geprüften Trägern mit Flanschen liegen die vorhergesagten Kontrollquerschnitte damit durchgehend zu nahe an den Lasteinleitpunkten. Da die Ansätze vieler Normen den Querkraftwiderstand in Abhängigkeit der Biegemomente ermitteln und diese in der Nähe der Belastung weitaus grösser ausfallen als in Trägermitte, kann ein Teil der Unterschätzung des Querkraftwiderstandes auf den inadäquat angesetzten Kontrollquerschnitt zurückgeführt werden.
10. Die Trägerflansche tragen im Bereich der Lasteinleitung einen beträchtlichen Anteil der Querkraft. Zusammen mit den sehr flachen Neigungswinkeln der Hauptdruckspannung kann die Verschiebung des Versagensbereiches in Richtung Trägermitte erklärt werden. Eine Berücksichtigung des Flanscheinflusses bei der Bemessung führt zu einer genaueren Vorhersage des Querkraftwiderstandes und des Versagensbereiches.

11. Die Anwesenheit von Flanschen ändert die Versagensart der Träger von einem eher spröden Bruch infolge Verformungslokalisierung in einem Schubriss hin zu einem Versagen, welches sich durch die starke Öffnung mehrerer Risse und Fließen der Querkraftbewehrung auszeichnet. Dies erklärt sich durch den Umstand, dass die Flansche mit zunehmender Rissöffnung eine Dübelwirkung ausbilden, lokal auf Biegung und Schub belastet sind und dadurch eine Verformungslokalisierung in einem einzelnen Riss verhindern. Der beschriebene Effekt trägt massgeblich zur Verbesserung des allgemeinen Verhaltens von Stahlbetonträgern bei und tritt sowohl vor als auch nach dem Versagen auf. Nach dem Erreichen der Bruchlast erlaubt dieser Flanscheinfluss, zusammen mit allfällig vorhandenen geneigten Vorspanngliedern, die Ausbildung eines erheblichen Restquerkraftwiderstandes, selbst unter grossen Trägerverformungen.
12. Sowohl die Messungen an den geprüften Versuchskörpern, als auch die EPSF-FE Modellierung der Träger weisen auf sehr flache Neigungen der Hauptrichtung der Betonstauchung hin. Diese unterschreiten die vorgegebenen Mindestneigungen der Normen teilweise deutlich, was zu einer Unterschätzung des Querkraftwiderstandes von Trägern mit geringem Querkraftbewehrungsgehalt führen kann. Die Verwendung realitätsnaher Neigungswinkel der Betonhauptdruckspannung führt, zusammen mit adäquat gewählten Reduktionsfaktoren zur Berücksichtigung der Betonquerdehnung, zu genaueren Vorhersagen des Querkraftwiderstandes.
13. In sämtlichen vorgespannten Versuchskörpern kann ein Spannungszuwachs in den Vorspanngliedern gemessen werden. Dadurch erhöht sich in den geneigten Spanngliedern der aufgenommene Anteil der Querkraft. Die gemessene Vergrösserung des Querkraftanteils in den verschiedenen Versuchskörpern beträgt zwischen 2.3% und 7.2% der gesamten Querkraft bei der Höchstlast. Eine grössere Mitwirkung der Spannglieder am Querkraftwiderstand infolge Trägerverformungen wird in den Bemessungsnormen normalerweise vernachlässigt, kann hingegen massgeblich zum Widerstand beitragen. Dies trifft insbesondere auf Bereiche plastischer Gelenke zu, bei welchen die Spannglieder stark gedehnt sind.

4 Weiterentwicklung der Spannungsfeldmethoden

Sowohl klassische, als auch erweiterte starr-plastische Spannungsfelder eignen sich hervorragend zur Bemessung von Stahlbetonbauteilen und werden häufig zur Behandlung schubkritischer Bauteile wie Stahlbeton- oder Spannbetonträger mit dünnem Trägersteg oder dünnwandigen Stegen vorgespannter Kastenbrückenträger verwendet (Abbildung 1.1). Die beiden Ansätze sind in Kapitel 2.4.2 und 2.4.3 beschrieben. Beide Methoden und die darauf aufbauenden Bemessungsnormen erlauben eine Bemessung mit vernünftigem Sicherheitsniveau und bei verhältnismässig geringem Aufwand. Bei der Kontrolle von bestehenden Bauwerken kann jedoch anhand von klassischen und erweiterten starr-plastischen Spannungsfeldern oftmals kein genügend grosser rechnerischer Querkraftwiderstand ermittelt werden. Ein nicht erfolgreicher Tragsicherheitsnachweis muss hingegen nicht heissen, dass das bestehende Tragwerk unsicher ist, da sowohl die beiden Spannungsfeldmethoden, als auch die Normansätze durch Modellvereinfachungen diverse eingebaute Sicherheiten aufweisen. Die Analyse anhand exakterer Methoden wie den elastisch-plastischen Spannungsfeldern, unter Berücksichtigung sämtlicher mobilisierbarer Querkrafttraganteile, bietet sich bei der Neubeurteilung bestehender Bauwerke an und kann unnötige und teure Verstärkungsmassnahmen verhindern.

Bei der Methode der elastisch-plastischen Spannungsfelder (EPSF) steht heute lediglich die finite Elemente Implementierung (EPSF-FE) zur Verfügung. Deren Grundlagen sind in Kapitel 2.4.4 beschrieben. Der Ansatz bietet eine sehr gute Genauigkeit und ermöglicht auch die Behandlung komplizierter Bauteilgeometrien, erfordert jedoch die Modellierung des Bauteils durch finite Elemente. Dies ist besonders bei der Behandlung mehrerer Bauteile mit unterschiedlichen Parametern zeitintensiv und mit hohem Rechenaufwand verbunden. In der Folge wird daher ein vereinfachter Ansatz präsentiert, welcher ebenfalls auf elastisch-plastischem Materialverhalten basiert und auf der Analyse der kritischen Druckstrebe (Critical Strut) beruht. Der Ansatz wird als EPSF-CS Methode bezeichnet und erlaubt die Berechnung des Querkraftwiderstandes von Trägern anhand mehrerer analytischer Gleichungen. Im Gegensatz zu den klassischen und erweiterten starr-plastischen Spannungsfeldern trägt der EPSF-CS Ansatz den Schlussfolgerungen der aktuellen Versuchsergebnisse Rechnung (siehe Kapitel 3.9) und ermöglicht gegenüber EPSF-FE eine Bauteilanalyse mit erheblich geringerem Zeitaufwand und reduzierter Rechenleistung. Die vorgeschlagene EPSF-CS Methode ist nicht besonders geeignet bei komplizierten geometrischen Verhältnissen, bietet aber bei der Anwendung auf Stahlbeton- und Spannbetonträgern eine vergleichbare Genauigkeit wie die EPSF-FE Methode.

Die präsentierte EPSF-CS Methode dient hauptsächlich der Überprüfung des Querkraftwiderstandes von bestehenden Stahlbeton- und Spannbetonträgern mit profiliertem Querschnitt. Dabei kann es sich um Träger mit einem oder zwei Flanschen (T- oder I-Querschnitt), Flachdeckenunterzüge, Kastenbrückenträger oder offene Brückenträger handeln. Wirkt eine Zugkraft im Flansch eines T-Trägers entspricht dieser, von der Betrachtungsweise her, einem Träger mit Rechteckquerschnitt. Der Ansatz ermöglicht prinzipiell auch die Behandlung von Rechteckquerschnittträgern, wurde jedoch nicht systematisch anhand derartiger Versuchskörper validiert. In Trägerlängsrichtung sollen die anhand der Methode überprüften Bauteile eine konstante Höhe aufweisen. Sprunghafte Veränderungen in der Bauteilhöhe können durch die Überprüfung zusätzlicher potentiell kritischer Druckstreben behandelt werden. Bei der Behandlung von Trägern mit grösseren Öffnungen ist die Methode nicht besonders geeignet, da zusätzliche Überlegungen zum Kraftfluss um die Öffnung notwendig sind. Eine allfällige Direktabstützung der Belastung wird durch die Methode nicht erfasst und ist mit einer anderen Betrachtungsweise zu untersuchen.

4.1 Elastisch-plastische Spannungsfelder mit Analyse der kritischen Druckstrebe

4.1.1 Modellbildung

Der vorgeschlagene Ansatz der elastisch-plastischen Spannungsfelder mit Analyse der kritischen Druckstrebe (EPSF-CS) wird zur Behandlung von Stahlbeton- und Spannbetonträgern mit dünnen Stegen entwickelt. Er basiert auf derselben Modellvorstellung wie die klassischen und erweiterten starr-plastischen Spannungsfelder, wonach ein Trägerquerschnitt in einen Druckgurt, einen Zuggurt und eine Stegscheibe der Höhe z aufgeteilt wird (Abbildung 4.1 (a)). EPSF-CS berücksichtigt, im Gegensatz zu den genannten Ansätzen, einen Querkrafttragwiderstand der Flansche und eine Zunahme des Querkraftwiderstandes in geneigten Spannungsgliedern vorgespannter Träger, welche sich aus dem zu berechnenden Dehnungszustand ermitteln lassen. Zudem enthält die Methode keine eingebaute Annahme zur Betondruckstauchung (ε_2) beim maximalen Querkraftwiderstand.

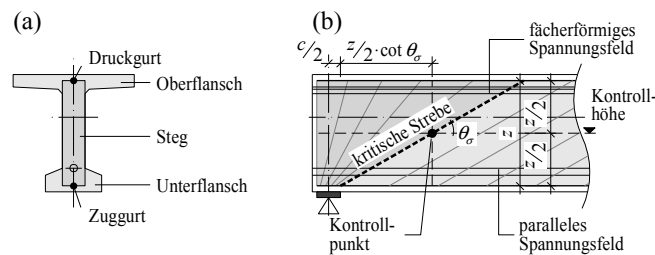


Abbildung 4.1: Modellbildung gemäss der EPSF-CS Methode: (a) Aufteilung des Querschnittes in Steg, Druck- und Zuggurt; und (b) Stegscheibe mit Spannungsfeld, kritischer Strebe und Definition von Kontrollhöhe und Kontrollpunkt.

Abbildung 4.1 (b) zeigt ein Spannungsfeld in der Stegscheibe eines Trägers. Das Spannungsfeld wird in der EPSF-CS Methode in mehrere Betondruckstreben aufgelöst, wovon eine die kritische Druckstrebe ist. Die verschiedenen Betondruckstreben werden jeweils durch einen Kontrollpunkt charakterisiert, welcher sich auf der vorgegebenen Kontrollhöhe befindet (Abbildung 4.1 (b)). Die Verformungsverträglichkeitsbedingungen werden im Kontrollpunkt definiert und der in diesem Punkt ermittelte Dehnungszustand wird als repräsentativ für die gesamte Steghöhe angenommen. Wie bereits erwähnt, verwenden viele Bemessungsansätze wie z.B. Model Code 2010 [FIB 2011] als Kontrollhöhe die Mitte zwischen Druck- und Zuggurt (siehe Kapitel 2.4.3). Diese Kontrollhöhe im Abstand $z/2$ von beiden Gurten wird auch beim EPSF-CS Ansatz verwendet und führt zu vereinfachten Gleichungen gegenüber der Wahl einer anderen massgebenden Höhe. Diese Wahl der Kontrollhöhe wurde in einer Sensitivitätsanalyse anhand von Versuchsergebnissen an getesteten Trägern (57 Versuchskörper, siehe Kapitel 4.5) und mittels Vergleichen mit der EPSF-FE Methode überprüft. Alternative Höhen wurden im Abstand

zwischen 0.4-z und 0.7-z vom Druckgurt gewählt und führen generell zu geringen Abweichungen der Resultate gegenüber der gewählten Höhe bei 0.5-z. Die Abweichungen der einzelnen Dehnungsgrößen und des Querkraftwiderstandes zwischen der EPSF-CS und der EPSF-FE Analyse, respektive der Versuchsergebnisse, zeigen insbesondere keine einheitliche Tendenzen bei veränderter Kontrollhöhe. Bei deren Variation können sich einige Werte verbessern, während bei anderen erhöhte Abweichungen auftreten. Aus der Sensitivitätsanalyse wird daher geschlossen, dass die Wahl einer Kontrollhöhe in der Mitte zwischen Druck- und Zuggurt eine praktische Lösung darstellt und, über sämtliche Größen betrachtet, zu konsistenten Resultaten führt.

4.1.2 Berechnungsablauf

Der Berechnungsablauf der EPSF-CS Methode ist in Abbildung 4.2 dargestellt und durch die Gleichungen (4.1) bis (4.46) definiert, welche teilweise auf einer Veröffentlichung von Fernández Ruiz, Hars und Muttoni [Fernández Ruiz et al. 2006] beruhen. Die Berechnung beginnt mit der Wahl der Position einer potentiell kritischen Druckstrebe. Diese wird über den Abstand x_c zwischen dem Kontrollpunkt der Strebe und der Achse einer konzentrierten Belastung oder einem Auflager definiert (siehe Abbildung 4.1 (b) wo $x_c = z/2 \cdot \cot\theta_\sigma$). Die Positionen von potentiell kritischen Druckstreben werden in Kapitel 4.4 diskutiert.

Anschliessend wird in einem mehrfach iterativen Prozess der Querkraftwiderstand V , der Dehnungszustand an der gewählten Position und der effektive Abstand x_c berechnet. Die Berücksichtigung von allfällig vorhandenen Flanschen erfolgt bei der Berechnung von x_c in Gleichung (4.46). Stimmt der berechnete Wert x_c mit der getroffenen Wahl $x_{c,ini}$ überein, ist die Position einer potentiell kritischen Druckstrebe gefunden. Sind beispielsweise keine weiteren potentiell kritischen Streben in einem Träger vorhanden oder weist die aktuelle Strebe den geringsten Querkraftwiderstand sämtlicher Streben auf, tritt das Trägerversagen in der aktuellen Strebe auf. Der berechnete Querkraftwiderstand der Strebe bzw. des Kontrollpunktes V_R entspricht somit dem Querkraftwiderstand des Trägers. Der Querkraftwiderstand V_R an jedem Kontrollpunkt ergibt sich aus dem Anteil der Stegscheibe V_w und, bei vorhandenem geneigtem Spannglied, dem Querkraftanteil der anfänglichen Vorspannkraft V_P und dem Querkraftanteil der Vorspannkraftzunahme $V_{\Delta P}$ als:

$$V_R = V_w + V_P + V_{\Delta P} \quad (4.1)$$

mit dem Querkraftanteil der anfänglichen Vorspannkraft V_P als:

$$V_P = P \cdot \sin \beta_P \quad (4.2)$$

und dem Querkraftanteil der Vorspannkraftzunahme $V_{\Delta P}$ als:

$$V_{\Delta P} = \Delta P \cdot \sin \beta_P \quad (4.3)$$

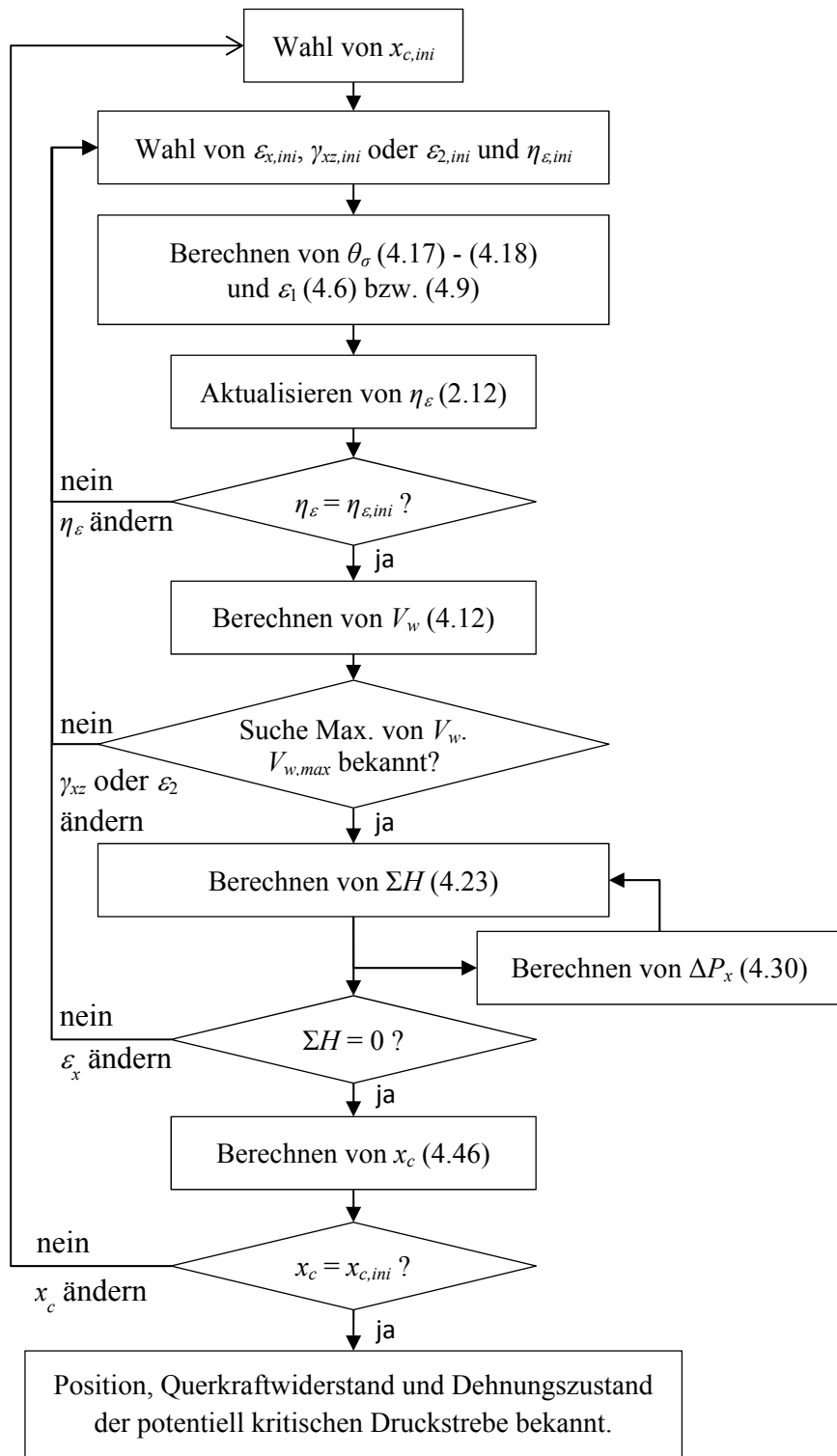


Abbildung 4.2: Berechnungsablauf zur Bestimmung der Position, des Querkraftwiderstandes und des Dehnungszustandes einer potentiell kritischen Druckstrebe.

4.1.3 Materialgesetze und effektive Betondruckfestigkeit

Die EPSF-CS Methode beruht auf einem elastisch-plastischen Materialverhalten für Bewehrungsstahl und Beton. Das verwendete bilineare Materialgesetz ist in Kapitel 2.4.4 beschrieben. Das Materialverhalten entspricht grundsätzlich dem in der EPSF-FE Methode modellierten Verhalten.

Das Spannungs-Dehnungs-Diagramm des Bewehrungsstahls (Abbildung 2.9 (b)) weist auf Druck und auf Zug einen elastischen Bereich mit konstantem Elastizitätsmodul E_s auf, sowie einen perfekt-plastischen Bereich mit Materialfestigkeit f_y . Eine allfällige Verfestigung des Bewehrungsstahls wird nicht berücksichtigt. Die Zugspannung in der Bewehrung σ_s ist somit definiert als:

$$\sigma_s = \varepsilon_s \cdot E_s \leq f_y \quad (4.4)$$

mit der Dehnung im Bewehrungsstahl ε_s .

Das Spannungs-Dehnungs-Diagramm des Betons (Abbildung 2.9 (a)) auf Druck wird ebenfalls mit einem elastischen Bereich mit konstantem Elastizitätsmodul E_c und einem perfekt-plastischen Bereich vereinfacht. Als Materialfestigkeit wird die äquivalente plastische Betondruckfestigkeit f_{cp} verwendet (Kapitel 2.6.3). Die Betonsteifigkeit im elastischen Bereich wird gemäss den Publikationen von Vecchio, Collins und Aspiotis [Vecchio et al. 1994] und Belarbi und Hsu [Belarbi und Hsu 1995] auch bei reduzierter Festigkeit konstant bei E_c belassen, womit die Betondruckstauchung beim Erreichen von f_{cp} vom Reduktionsfaktor η_ε abhängt. Die Betonzugfestigkeit wird vernachlässigt. Die Betonspannung σ_c ergibt sich als:

$$\sigma_c = \varepsilon_c \cdot E_c \geq -\eta_{f_c} \cdot \eta_\varepsilon \cdot f_c \quad (4.5)$$

mit der Betonstauchung ε_c , den Festigkeitsreduktionsfaktoren η_{f_c} und η_ε und der Betondruckfestigkeit f_c (Zylinderdruckfestigkeit).

Die Festigkeit des Betons wird auf die äquivalente plastische Betondruckfestigkeit f_{cp} gemäss Gleichung (2.15) reduziert, wobei diese in Gleichung (4.5) bereits eingesetzt ist. Der Reduktionsfaktor η_{f_c} zur Berücksichtigung des spröden Bruchverhaltens von Beton höherer Festigkeit wird gemäss Gleichung (2.11) aus Kapitel 2.6.1 verwendet. Die Reduktion mit η_ε zur Berücksichtigung des Betonquerzugs erfolgt gemäss Gleichung (2.12) aus Kapitel 2.6.2.

Bei vorgespannten Trägern mit in Hüllrohren verlegten Spanngliedern beeinflusst die Hüllrohrpräsenz das geneigte Druckspannungsfeld. Die Berücksichtigung erfolgt durch eine Reduktion der Stegdicke b_w auf eine effektive Stegdicke $b_{w,eff}$ gemäss der Gleichungen (2.16) und (2.17) aus Kapitel 2.6.4 und unter Verwendung der aufgeführten Beiwerte k . Damit wird auch die Steifigkeit des Betondruckspannungsfeldes verringert.

4.1.4 Verformungsverträglichkeitsbedingungen

Die Verformungsverträglichkeitsbedingungen werden im Kontrollpunkt auf der Basis des Mohr'schen Verzerrungskreis in Abbildung 4.3 formuliert. Wie bei der allgemeinen Beschreibung der elastisch-plastischen Spannungsfelder in Kapitel 2.4.4 bereits beschrieben, wird angenommen, dass der Neigungswinkel der Betonhauptdruckspannungen θ_σ demjenigen der Betonhauptdruckstauchung θ_ε entspricht ($\theta_\sigma = \theta_\varepsilon$), was zu $\varepsilon_c = \varepsilon_2$ führt (siehe Abbildung 2.5). Die Verträglichkeitsbedingungen beinhalten implizit die Annahme eines perfekten Verbundes zwischen Beton und Bewehrung. Durch die Annahme gleicher Neigungswinkel wird davon ausgegangen, dass keine Gleitverformung in den Rissen auftritt. Die Rissöffnung im Steg wird als verschmiert angenommen und eine Zugversteifung der Bewehrung durch den Stegbeton vernachlässigt.

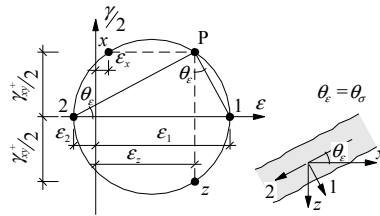


Abbildung 4.3: Mohr'scher Verzerrungskreis im aktuellen Kontrollpunkt des Trägersteges.

Werden als Iterationswerte des Berechnungsablaufs die Längsdehnung im Kontrollpunkt ε_x und die Schiebung im Kontrollpunkt γ_{xz} verwendet (Abbildung 4.2), ergeben sich aus dem Mohr'schen Verzerrungskreis in Abbildung 4.3 die Betonhauptzugdehnung ε_1 als:

$$\varepsilon_1 = \varepsilon_x + \frac{\gamma_{xz}}{2 \cdot \tan \theta_\varepsilon} \quad (4.6)$$

die Betonhauptdruckstauchung ε_2 als:

$$\varepsilon_2 = \varepsilon_x - \frac{\gamma_{xz} \cdot \tan \theta_\varepsilon}{2} \quad (4.7)$$

und die Vertikaldehnung ε_z als:

$$\varepsilon_z = \varepsilon_x - \frac{\gamma_{xz}}{2} \cdot \left(\tan \theta_\varepsilon - \frac{1}{\tan \theta_\varepsilon} \right) \quad (4.8)$$

Alternativ kann im Kontrollpunkt anstatt der Schiebung γ_{xz} die Betonhauptdruckstauchung ε_2 als Iterationswert verwendet werden. Die Verwendung von ε_x und ε_2 führt zu einfacheren Gleichungen bei der Ermittlung der Spannungsfeldneigung θ_σ . Aus dem Mohr'schen Verzerrungskreis in Abbildung 4.3 ergeben sich die Betonhauptzugdehnung ε_1 als:

$$\varepsilon_1 = \varepsilon_x + \frac{\varepsilon_x - \varepsilon_2}{\tan^2 \theta_\varepsilon} \quad (4.9)$$

die Vertikaldehnung ε_z als:

$$\varepsilon_z = \varepsilon_2 + \frac{\varepsilon_x - \varepsilon_2}{\tan^2 \theta_\varepsilon} \quad (4.10)$$

und die Schiebung γ_{xz} als:

$$\gamma_{xz} = -2 \cdot (\varepsilon_2 - \varepsilon_z) \cdot \tan \theta_\varepsilon \quad (4.11)$$

4.1.5 Gleichgewicht der Vertikalkräfte

Die Gleichgewichtsbedingung der Vertikalkräfte beinhaltet die Querkraft in der Betondruckstrebe V_c , die Kraft in der Querkraftbewehrung V_s und die Vertikalkraft einer allfällig vorhandenen konstanten verteilten Belastung q . Der Querkraftanteil der Stegscheibe V_w am Querkraftwiderstand V_R im Kontrollpunkt (siehe Gleichung (4.1)) ergibt sich aus dem Vertikalkraftgleichgewicht als:

$$V_w = V_c = V_s + q \cdot \frac{z}{2} \cdot \cot \theta_\sigma \quad (4.12)$$

Die Kraft in der Querkraftbewehrung V_s wird an einem im Winkel θ_σ geneigten Schnitt durch den Träger bestimmt (Abbildung 4.4). Unter der Annahme vertikaler Bügel ergibt sich V_s als:

$$V_s = \frac{\sigma_{sw} \cdot A_{sw} \cdot z}{s \cdot \tan \theta_\sigma} \quad (4.13)$$

mit der Bügelquerschnittfläche A_{sw} , der Bügelteilung s und dem Hebelarm der inneren Kräfte z zwischen Druck- und Zuggurt. Die Gleichung entspricht (2.1) aus den Gleichgewichtsbedingungen von Kupfer. Durch die vertikale Anordnung der Querkraftbewehrung entspricht die Dehnung der Bügel ε_s der Vertikaldehnung ε_z . Die Zugspannung in der Querkraftbewehrung σ_{sw} ergibt sich mit $\varepsilon_s = \varepsilon_z$ aus der Gleichung (4.4) als:

$$\sigma_{sw} = \min [E_s \cdot \varepsilon_z; f_y] \quad (4.14)$$

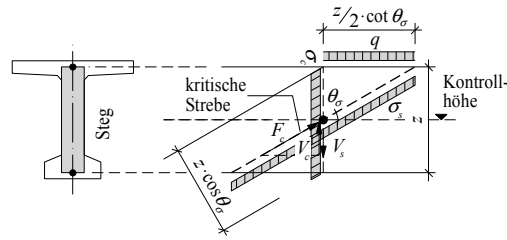


Abbildung 4.4: Vertikalkräfte der geneigten Betondruckstrebe (V_c), der vertikalen Querkraftbewehrung (V_s) und einer allfällig vorhandenen konstanten verteilten Belastung q .

Die Querkraft in der Betondruckstrebe V_c entspricht der Vertikalkraftkomponente der Betondruckkraft in der Druckstrebe F_c ($V_c = F_c \cdot \sin \theta_\sigma$) und ergibt sich als:

$$V_c = -b_{w,eff} \cdot z \cdot \sigma_c \cdot \sin \theta_\sigma \cdot \cos \theta_\sigma \quad (4.15)$$

unter Berücksichtigung der effektiven Stegdicke $b_{w,eff}$ und einer entsprechenden Reduktion infolge eines allfällig vorhandenen Spanngliedhüllrohres im gesamten Stegbereich. Die effektive Stegdicke $b_{w,eff}$ wird anhand der Gleichung (2.17) berechnet, mit Berücksichtigung von η_D gemäss Gleichung (2.16) und den in Kapitel 2.6.4 vorgegebenen Beiwerten k . Gleichung (4.15) entspricht wiederum den Gleichgewichtsbedingungen von Kupfer (Gleichung (2.2)). Durch die getroffenen Annahmen bei der Formulierung der Verträglichkeitsbedingungen ($\theta_\sigma = \theta_\varepsilon$ und daher $\varepsilon_c = \varepsilon_2$) kann die Betonspannung σ_c aus Gleichung (4.5) umformuliert werden als:

$$\sigma_c = -\min[-E_c \cdot \varepsilon_2; \eta_{fc} \cdot \eta_\varepsilon \cdot f_c] \quad (4.16)$$

Die Spannungen in der Querkraftbewehrung (4.14) und im Beton (4.16) werden nun in die Gleichung der Querkraftbewehrung (4.13) und der Betondruckstrebe (4.15) eingesetzt und diese in der Gleichgewichtsbedingung (4.12) zusammengefasst:

$$b_{w,eff} \cdot \sin^2 \theta_\sigma \cdot \min[-E_c \cdot \varepsilon_2; \eta_{fc} \cdot \eta_\varepsilon \cdot f_c] = \frac{A_{sw}}{s} \cdot \min[E_s \cdot \varepsilon_z; f_y] + \frac{q}{2} \quad (4.17)$$

Durch Einsetzen der Verträglichkeitsbedingungen (4.6) bis (4.8) oder (4.9) bis (4.11) in Gleichung (4.17) und Verwendung des Reduktionsfaktors η_ε gemäss Gleichung (2.12), kann die Neigung des Betondruckspannungsfeldes θ_σ im aktuellen Kontrollpunkt bestimmt werden. Infolge der Minima aus den Gleichungen (4.14) und (4.16), welche nun in der Gleichung (4.17) enthalten sind, ergibt sich ein Extremwertproblem mit den Unbekannten ε_x und γ_{xz} oder ε_x und ε_2 , bei welchem θ_σ als Minimum aus mehreren Gleichungen bestimmt werden muss.

Zur numerischen Lösung der EPSF-CS Methode wird ein iteratives Verfahren gemäss Abbildung 4.2 vorgeschlagen, unter Verwendung der Iterationsgrössen ε_x , γ_{xz} und η_ε oder alternativ unter Gebrauch von ε_1 , ε_2 und η_ε . Bei der Verwendung von ε_x , γ_{xz} und η_ε wird θ_σ als Minimalwert aus vier verschiedenen Neigungen $\theta_{\sigma,i}$ berechnet (zwei Minima in Gleichung (4.17)). Werden ε_x , ε_2 und η_ε als Iterationsgrössen verwendet, ergibt sich ein Extremwertproblem mit zwei verschiedenen Neigungen $\theta_{\sigma,i}$, da die Gleichung (4.16) ausgewertet werden kann und in (4.17) lediglich ein Minimum zu suchen bleibt.

Werden daher die Längsdehnung im Kontrollpunkt ε_x (negativ auf Druck, positiv auf Zug), die Schiebung γ_{xz} (positiv) bzw. die Betonhauptdruckstauchung ε_2 (negativ) und der Reduktionsfaktor η_ε als Iterationsgrössen verwendet, je ein Anfangswert gewählt und die Verträglichkeitsbedingungen (4.7) und (4.8) bzw. (4.10) in Gleichung (4.17) eingesetzt, ergeben sich vier oder zwei Gleichungen des Winkels $\theta_{\sigma,i}$, woraus die Neigung des Betondruckspannungsfeldes θ_σ hervorgeht als:

$$\theta_\sigma = \min[\theta_{\sigma,i}] \quad (4.18)$$

Es ist anzumerken, dass die beiden Gleichungen (4.17) und (4.18) zusammen grundsätzlich der Gleichung (2.6) zur Bestimmung von θ_σ bei elastisch-gerissenen Spannungsfeldern entspricht. Die Berücksichtigung der Materialfestigkeiten von Beton und Bewehrungsstahl in den elastisch-plastischen Spannungsfeldern führt gegenüber der Verwendung von komplett elastischen Materialgesetzen in den elastisch-gerissenen Spannungsfeldern zu einem Extremwertproblem.

Iteration 1 und 2 (η_ε und γ_{xz} bzw. ε_2)

Nach der erstmaligen Bestimmung von θ_σ durch Gleichung (4.18) wird die Hauptzugdehnung ε_1 anhand von Gleichung (4.6) bzw. (4.9) bestimmt, der ursprünglich gewählte Reduktionsbeiwert η_ε mit Gleichung (2.12) aktualisiert und die Berechnung von θ_σ in einem iterativen Prozess wiederholt, bis zur Konvergenz von η_ε . Anschliessend wird anhand der Gleichung (4.12) der Querkraftanteil der Stegscheibe V_w ermittelt und die Prozedur mit verschiedenen Anfangswerten γ_{xz} bzw. ε_2 wiederholt, bis ein Maximalwert von V_w gefunden ist. Dieser Maximalwert und der dazugehörige Dehnungszustand entsprechen für den gewählten Kontrollpunkt und die vorgegebene Dehnung ε_x dem Querkraftwiderstand der aktuellen Strebe und dem Dehnungszustand beim Versagen der Strebe.

Beim Versagen der Strebe erreicht die Betonspannung σ_c die äquivalente plastische Betondruckfestigkeit $-f_{cp}$ der Strebe (Kapitel 2.6.3), womit der Querkraftwiderstand wie in der EPSF-FE Methode durch die in f_{cp} enthaltenen Reduktionsbeiwerte η_{fc} und η_ε gesteuert wird. Ist aufgrund einer Querkraftbewehrung mit geringem Dehnungsvermögen ε_{su} eine Begrenzung der Vertikaldehnung ε_z notwendig, kann dies bei der Ermittlung von $V_{w,max}$ berücksichtigt werden. Als Maximalwert der Vertikaldehnung ε_z kann, sinngemäss zu den erweiterten starr-plastischen

Spannungsfeldern (Kapitel 2.4.3), die mittlere Dehnung der Querkraftbewehrung beim Erreichen der Zugfestigkeit eingesetzt werden. Diese lässt sich auf der Basis des Zuggurtmodells ermitteln [Sigrist 1995; Alvarez 1998; Marti et al. 1998] und kann vereinfacht mit $\varepsilon_{z,max} = 0.25 \cdot \varepsilon_{su}$ angesetzt werden [Sigrist 2011]. Überschreitet bei einem Datensatz von Resultaten (V_w und Dehnungszustand) der Wert ε_z die vorgegebene Dehnungsbegrenzung $\varepsilon_{z,max}$, bleiben die entsprechenden Resultate bei der Bestimmung von $V_{w,max}$ unberücksichtigt. Durch die Begrenzung der Querkraftbewehrungsdehnung lässt sich somit der Einfluss der versteifenden Mitwirkung des Betons zwischen den Rissen auf die Querkraftbewehrung berücksichtigen.

4.1.6 Gleichgewicht der Horizontalkräfte

Der effektive Wert der Iterationsgrösse ε_x (Längsdehnung im Kontrollpunkt) wird durch das Gleichgewicht der Horizontalkräfte am Vertikalschnitt durch den Kontrollpunkt und die Gurtsteifigkeiten ermittelt (Abbildung 4.5). Zur Berechnung der Dehnungen wird angenommen, dass ebene, rechtwinklig zur Trägerachse liegende Vertikalschnitte eben und rechtwinklig zur Achse bleiben (Bernoulli-Navier-Hypothese). Die Grössen V_E , N_E und M_E bezeichnen die Schnittkräfte aus externer Belastung am Vertikalschnitt.

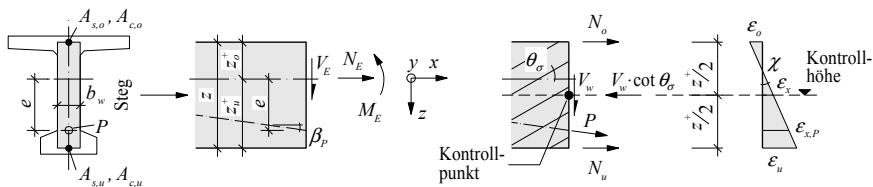


Abbildung 4.5: Trägersteg mit externen und internen Kräften am Vertikalschnitt durch den Kontrollpunkt und Längsdehnungen im Querschnitt.

Anhand des horizontalen Gleichgewichts der externen und der internen Kräfte lassen sich die beiden Flanschnormalkräfte (Gurtkräfte) im Vertikalschnitt bestimmen. Die Normalkraft im Oberflansch N_o ergibt sich als:

$$N_o = N_E \cdot \frac{z_u}{z} - M_E \cdot \frac{1}{z} + V_w \cdot 0.5 \cdot \cot \theta_\sigma + (P_x + \Delta P_x) \cdot \frac{e - z_u}{z} \quad (4.19)$$

und die Normalkraft im Unterflansch N_u als:

$$N_u = N_E \cdot \frac{z_o}{z} + M_E \cdot \frac{1}{z} + V_w \cdot 0.5 \cdot \cot \theta_\sigma + (P_x + \Delta P_x) \cdot \frac{-e - z_o}{z} \quad (4.20)$$

mit dem Hebelarm z der inneren Kräfte zwischen Druck- und Zuggurt, den Distanzen zwischen dem Querschnittschwerpunkt und dem Ober- bzw. Untergurt z_o und z_u (beide positiv), der Spannliedexzentrizität e , der Spannkraftkomponente in x -Richtung $P_x = P \cdot \cos \beta_p$ und der Kom-

ponente der Spannkraftzunahme in x -Richtung $\Delta P_x = \Delta P \cdot \cos\beta_P$ aus Gleichung (4.30). Die beiden Gleichungen können als Erweiterung der von Kupfer hergeleiteten Gleichungen (2.3) und (2.4) angesehen werden. Es ist anzumerken, dass das Biegemoment M_E direkt von der Querkraft V_E abhängig ist. Da in der EPSF-CS Methode die Schnittquerkraft V_E dem in Gleichung (4.1) ermittelten Querkraftwiderstand V_R entspricht, berechnet sich das Biegemoment im Schnitt M_E in Abhängigkeit von V_R und ist somit veränderlich.

Durch die Wahl der Kontrollhöhe in der Mitte zwischen Druck- und Zuggurt kann die Längsdehnung im Kontrollpunkt ε_x von den Dehnungen im Ober- und Untergurt ε_o und ε_u abgeleitet werden als:

$$\varepsilon_x = \frac{\varepsilon_u - \varepsilon_o}{2} \quad (4.21)$$

Die beiden Dehnungen ε_o und ε_u lassen sich aus den Gurtkräften N_o und N_u bestimmen als:

$$\varepsilon_o = \frac{N_o}{E_o \cdot A_o} \quad \text{und} \quad \varepsilon_u = \frac{N_u}{E_u \cdot A_u} \quad (4.22)$$

Die beiden Grössen $E_o \cdot A_o$ und $E_u \cdot A_u$ bezeichnen die Normalkraftsteifigkeit des Ober- und Unterflansches und nehmen je nach Belastung unterschiedliche Werte an.

Steht ein Flansch unter Druck wird die jeweilige Grösse als $E_c \cdot A_c$ angesetzt, wobei E_c den Elastizitätsmodul des Betons und A_c die Betonquerschnittfläche des Flansches bezeichnet (siehe Abbildung 4.5). Unter Umständen kann bei sehr grossen Biegebewehrungsgehalten im Druckflansch die Berücksichtigung der Druckbewehrung $E_s \cdot A_s$ angemessen sein (Normalkraftsteifigkeit im Druckflansch $E_o \cdot A_o$ bzw. $E_u \cdot A_u = E_c \cdot A_c + E_s \cdot A_s$).

Ist ein Flansch unter Zug, wirkt lediglich die Flanschlängsbewehrung und die jeweilige Grösse wird als $E_s \cdot A_s$ eingesetzt, mit dem Elastizitätsmodul des Bewehrungsstahls E_s und der Querschnittfläche der Flanschlängsbewehrung A_s . Durch die Vernachlässigung der Betonzugfestigkeit wird selbst bei noch so geringen Flanschezugkräften lediglich die Normalkraftsteifigkeit der Längsbewehrung berücksichtigt und der Beton als gerissen und spannungsfrei angesehen. Bei einer allfälligen Plastifizierung der Zugflanschlängsbewehrung kann der Elastizitätsmodul in einem iterativen Vorgehen als Sekantenmodul einer gegebenen Dehnung ermittelt und dieser in Gleichung (4.22) verwendet werden. Ein exakterer Wert der Dehnung ε_o bzw. ε_u im Zuggurt lässt sich in einer zweiten Näherungsstufe durch die Berücksichtigung der Zugversteifung des Zuggurtes durch den gerissenen Beton ermitteln, womit eine Betonzugfestigkeit f_{ct} eingeführt und verwendet wird. Die Dehnung wird dabei gemäss der Formulierung des Zuggurtmodells von Marti, Alvarez, Kaufmann und Sigrist [Marti et al. 1998] berechnet und berücksichtigt die Rissbildung im Zugflansch, den Bewehrungsgehalt und den Stabdurchmesser der Biegezugbe-

wehrung, sowie den Verbund zwischen Bewehrung und Beton. Auf die Berücksichtigung einer Zugversteifung wird in der folgenden Validierung der Methode verzichtet.

Anhand der Gleichungen (4.19) bis (4.22) lässt sich das Horizontalkraftgleichgewicht als Summe sämtlicher Horizontalkräfte ΣH ausdrücken als:

$$\Sigma H = \frac{V_w \cdot \frac{R_1}{2 \cdot \tan \theta_\sigma} + M_E \cdot \frac{R_2}{z} - N_E \cdot \left(\frac{R_2 \cdot z_o}{z} + R_3 \right) - 2 \cdot \varepsilon_x}{(e + z_o) \cdot R_2 + z \cdot R_3} \cdot z - P_x - \Delta P_x = 0 \quad (4.23)$$

mit den drei Hilfswerten:

$$R_1 = \frac{1}{E_u \cdot A_u} + \frac{1}{E_o \cdot A_o}, \quad R_2 = \frac{1}{E_u \cdot A_u} - \frac{1}{E_o \cdot A_o} \quad \text{und} \quad R_3 = \frac{1}{E_o \cdot A_o} \quad (4.24)$$

Bei vorhandenem Spannglied wird die Spannkraftzunahme ΔP_x in x -Richtung gemäss Gleichung (4.30) aus Kapitel 4.2 iterativ bestimmt.

Iteration 3 (ε_x)

Mit dem vorgegebenen Iterationswert ε_x und dem in Kapitel 4.1.5 berechneten Maximalwert von V_w wird anhand der Gleichung (4.23) die Summe der Horizontalkräfte ΣH berechnet. Die Iterationsgrösse ε_x (Längsdehnung im Kontrollpunkt) wird anschliessend verändert, bis die Summe der Horizontalkräfte mit genügender Genauigkeit null erreicht ($\Sigma H = 0$). Ist eine genügende Konvergenz erreicht, entspricht der letzte berechnete Querkraftanteil der Stegscheibe V_w dem Bruchwiderstand der aktuellen Strebe und der Dehnungszustand demjenigen beim Versagen der Druckstrebe. Der Querkraftwiderstand V_R an der aktuellen Position des Kontrollpunktes lässt sich durch die Gleichungen (4.1) bis (4.3) mit den Werten V_w , P_x und ΔP_x bestimmen.

Iteration 4 (x_c)

Wird der Flanscheinfluss vernachlässigt kann direkt verifiziert werden, ob der aktuelle Kontrollpunkt an der gewählten Position $x_{c,ini}$ dem Kontrollpunkt der potentiell kritischen Strebe $x_c = z/2 \cdot \cot \theta_\sigma$ entspricht. (siehe Abbildung 4.1 (b)). Als Neigungswinkel θ_σ wird die berechnete Druckstrebenneigung beim Versagen der Strebe nach Iteration 3 verwendet. Entsprechen sich die Werte $x_{c,ini}$ und x_c , ist die aktuell berechnete Druckstrebe eine potentielle kritische Strebe. In Kapitel 4.4 folgt eine Diskussion, ob eine potentiell kritische Strebe der massgebenden kritischen Strebe entspricht, welche für den Trägerquerkraftwiderstand massgebend ist und bei welcher das Versagen eintritt. Sind die beiden Werte x_c und $x_{c,ini}$ unterschiedlich, wird ein neuer Berechnungsdurchgang mit verändertem $x_{c,ini}$ gestartet.

Bei Berücksichtigung des Flanscheinflusses wird x_c gemäss Gleichung (4.46) berechnet und ebenfalls überprüft, ob der Wert x_c der gewählten Position $x_{c,ini}$ entspricht. Gegebenenfalls erfolgt eine neue Berechnung mit verändertem $x_{c,ini}$.

4.2 Spannkraftzunahme

Verfügt der zu bemessende Träger über ein Vorspannglied, kann zusätzlich zur anfänglich wirkenden Spannkraft P bzw. P_0 eine Spannkraftzunahme ΔP berücksichtigt werden. Diese Spannkraftzunahme ergibt sich durch die Verformung des Trägers unter Belastung und die damit einhergehende Dehnung des Vorspannglieds. Weist das Spannglied gegenüber der Trägerlängsachse eine Neigung β_P auf, tragen beide Spannkraftanteile direkt zum Querkraftwiderstand bei (siehe Gleichung (4.1)). Die Berücksichtigung der Spannkraftzunahme ist somit vorteilhaft. Eine Zunahme in der Vorspannkraft kann sowohl in den getesteten Versuchskörpern (Kapitel 3.3), als auch in den Resultaten der Versuchskörpermodellierung anhand der EPSF-FE Methode (Kapitel 3.7) beobachtet werden.

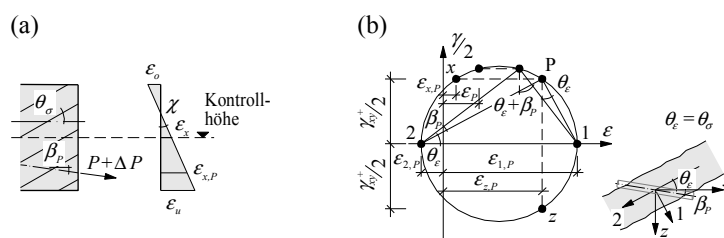


Abbildung 4.6: Spannkraftzunahme: (a) Lage des Spanngliedes mit Horizontaldehnung auf Spanngliedhöhe $\epsilon_{x,P}$ und (b) Mohr'scher Verzerrungskreis im Steg auf Spanngliedhöhe.

In der vorgeschlagenen EPSF-CS Methode repräsentiert der Dehnungszustand im Kontrollpunkt die Dehnungen der Stegscheibe auf der gesamten Steghöhe. Aus dem Dehnungsprofil in Abbildung 4.6 (a) ist ersichtlich, dass die Horizontaldehnungen auf verschiedenen Höhen dennoch sehr unterschiedliche Werte annehmen. Da die Horizontaldehnung auf der Spanngliedhöhe $\epsilon_{x,P}$ einen beträchtlichen Einfluss auf die Spannglieddehnung ϵ_P besitzt, wird zur Berechnung der Spannkraftzunahme, abweichend von der Hypothese des konstanten Dehnungszustandes über die Höhe, der Wert $\epsilon_{x,P}$ mittels der beiden Dehnungen im Ober- und Untergurt ϵ_o und ϵ_u bestimmt. Dabei wird erneut das Ebenbleiben ebener Querschnitte angenommen (Bernoulli-Navier-Hypothese), womit sich die Horizontaldehnung auf der Spanngliedhöhe $\epsilon_{x,P}$ berechnet als:

$$\epsilon_{x,P} = \epsilon_o + \frac{\epsilon_u - \epsilon_o}{z} \cdot (z_o + e) \quad (4.25)$$

mit den geometrischen Größen e , z und z_o aus Abbildung 4.5.

Unter der Annahme einer konstanten Schiebung γ_{xz} und einer konstanten Neigung des Druckspannungsfeldes θ_σ über die Steghöhe, sowie der bei der Formulierung der Verträglichkeitsbedingungen getroffenen Annahmen $\theta_\sigma = \theta_\varepsilon$ und $\varepsilon_c = \varepsilon_2$ (Kapitel 4.1.4), kann auf der Spanngliedhöhe der in Abbildung 4.6 (b) dargestellte Mohr'sche Verzerrungskreis konstruiert werden. Die Werte γ_{xz} und θ_σ des aktuellen Kontrollpunktes sind nach den Iterationen 1 und 2 und der Bestimmung von V_w bekannt. Am Mohr'schen Kreis auf Spanngliedhöhe lassen sich die beiden Hauptdehnungen $\varepsilon_{1,P}$ und $\varepsilon_{2,P}$ bestimmen als:

$$\varepsilon_{1,P} = \varepsilon_{x,P} + \frac{\gamma_{xz}}{2 \cdot \tan \theta_\varepsilon} \quad \text{und} \quad \varepsilon_{2,P} = \varepsilon_{x,P} - \frac{\gamma_{xz} \cdot \tan \theta_\varepsilon}{2} \quad (4.26)$$

Die auf einen vorgespannten Träger aufgebrachte Querkraft ergibt sich gemäss Gleichung (4.1) als $V_R = V_w + V_P + V_{\Delta P}$. Das Spannglied erfährt durch jeden der drei aufgebrachten Anteile eine Dehnung, wobei die Spannglieddehnung infolge des letzten Querkraftanteils $V_{\Delta P}$ vernachlässigt wird. Das Aufbringen einer Querkraft V_P auf den vorgespannten Träger führt in diesem zu einer zentrischen Vorspannung. Die Spannglieddehnung $\varepsilon_{P,c}$ infolge Belastung durch V_P kann damit angenommen werden als:

$$\varepsilon_{P,c} = \frac{P_0 \cdot e^2}{I \cdot E_c} \quad (4.27)$$

mit der Spanngliedexzentrizität e , dem Trägheitsmoment des Trägers I und dem Elastizitätsmodul des Betons E_c . Die Spannglieddehnung ε_P infolge der Belastung der Stegscheibe durch den Querkraftanteil V_w lässt sich aus dem Dehnungszustand auf Spanngliedhöhe berechnen als:

$$\varepsilon_P = \varepsilon_{1,P} \cdot \sin^2(\theta_\sigma + \beta_P) + \varepsilon_{2,P} \cdot \cos^2(\theta_\sigma + \beta_P) \quad (4.28)$$

Die Vorspannkraftzunahme ΔP infolge der Trägerbelastung mit einer aufgebrachten Querkraft $V_R = V_w + V_P + V_{\Delta P}$ berechnet sich als:

$$\Delta P = (\varepsilon_{P,c} + \varepsilon_P) \cdot E_P \cdot A_P \quad (4.29)$$

mit der Querschnittfläche des Spanngliedes A_P und dem Elastizitätsmodul der Spannlitzen E_P .

Die Spannkraftzunahme ΔP_x in x -Richtung zur Berücksichtigung der Spannkraftzunahme in der EPSF-CS Methode (Gleichung (4.23)) ergibt sich als:

$$\Delta P_x = \Delta P \cdot \cos \beta_P \quad (4.30)$$

Die Wahl der beiden Parameter γ_{xz} und θ_σ als konstante Werte über die Steghöhe wurde in einer Sensitivitätsanalyse anhand von Versuchsergebnissen an getesteten Trägern (57 Versuchskörper, siehe Kapitel 4.5) geprüft. Die Sensitivitätsanalyse zeigt bei der Wahl abweichender Parameter eine geringe Veränderung der Spannkraftzunahme. Wird die Spannkraftzunahme hingegen in einem vereinfachten Verfahren lediglich auf der Basis der Horizontaldehnung auf Spanngliedhöhe $\varepsilon_{x,P}$ bestimmt (ohne Berücksichtigung von γ_{xz} und θ_σ), zeigt sich eine markant verringerte Genauigkeit gegenüber den Versuchsergebnissen. Das Verfahren zur Berücksichtigung der Spannkraftzunahme mit den beiden konstanten Parametern γ_{xz} und θ_σ über die Steghöhe führt zu konsistenten Resultaten und die durchgeführte Sensitivitätsanalyse bestätigt die getroffene Parameterwahl.

4.3 Berücksichtigung des Flanscheinflusses

Die Auswertung der durchgeführten Versuche zeigte zwei verschiedene Flanscheinflüsse, welche im Kapitel 3.8 beschrieben sind. Der erste Flanscheinfluss konnte als Vermeidung von Verformungslokalisierungen beschrieben werden und erweitert die Anwendbarkeit der Spannungsfeldmethoden auf Träger mit geringen Querkraftbewehrungsgehalten. Er ermöglicht die Ausbildung flacher Neigungswinkel der Betonhauptdruckspannung θ_σ , trägt in den Spannungsfeldmethoden jedoch nicht direkt zum Querkraftwiderstand bei (Kapitel 3.8.1). Der zweite Flanscheinfluss beschreibt die Ausbreitung einer konzentrierten Belastung auf einen grösseren Stegbereich und trägt lokal zum Querkraftwiderstand bei, indem die Lage der kritischen Druckstrebe verschoben wird. Bei der Berücksichtigung des Flanscheinflusses und der folgenden Ausformulierung eines Ansatzes wird daher lediglich auf den zweiten Flanscheinfluss eingegangen.

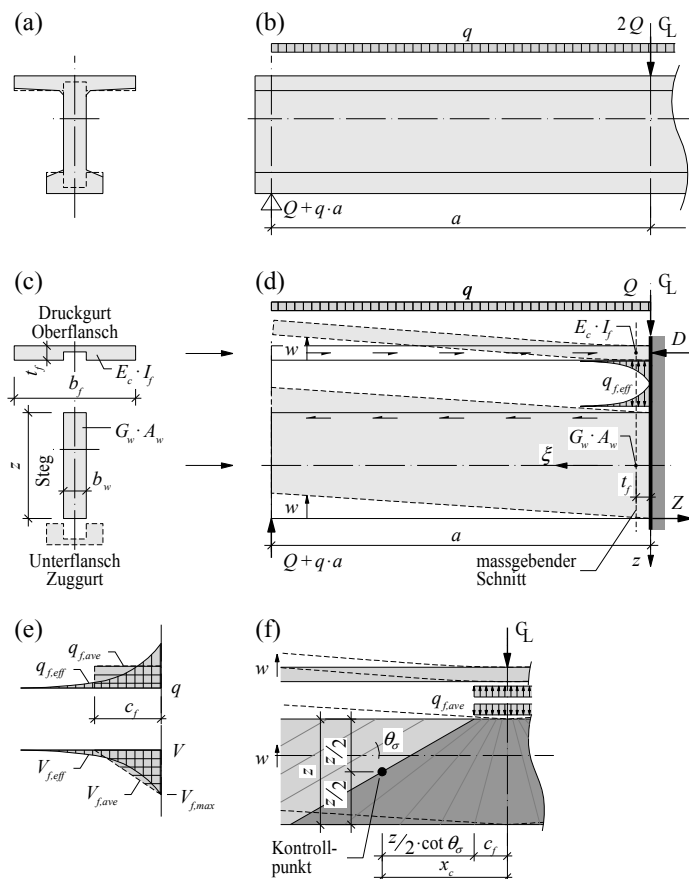


Abbildung 4.7: Modell zur Berücksichtigung der Ausbreitung konzentrierter Belastungen durch den Trägerflansch: (a) Querschnitt und (b) Längsschnitt eines einfachen Balkens; (c) Querschnittaufteilung in Druckgurt (Oberflansch), Zuggurt (Unterflansch) und Steg; (d) gekoppeltes System aus Schubverformtem Steg und Biegeverformtem Druckgurt; (e) verteilte Vertikalkraft zwischen Flansch und Steg (q_f) und Flanschquerkraft (V_f); und (f) Lastausbreitung durch den Flansch und Einfluss auf das Spannungsfeld und den Kontrollpunkt.

4.3.1 Ansatz zur Berücksichtigung der Lastausbreitung

Der Ansatz zur Berücksichtigung des zweiten Flanscheinflusses sieht, wie bei den Spannungsfeldmethoden üblich, die Aufteilung des Querschnitts in einen Druckgurt, einen Zuggurt und eine Stegscheibe vor (Abbildung 4.7 (a-d)). Die Steghöhe wird, den genannten Methoden entsprechend, als Distanz zwischen Druck- und Zuggurt gewählt und entspricht damit gleichzeitig dem Hebelarm z der inneren Kräfte. Gegenüber den Spannungsfeldern wird in den Gurten eine Biegesteifigkeit berücksichtigt. Die Herleitung des Ansatzes basiert auf den Bezeichnungen der Abbildung 4.7 (c-d), mit der lokalen Koordinate ξ in x -Richtung und der Durchbiegung w in z -Richtung. Es wird die Lastausbreitung einer Einzellast durch den Oberflansch bzw. die Stützung des Steges durch den Flansch im Bereich der Lasteinleitung am einfachen Balken in Abbildung 4.7 (d) betrachtet. Am betrachteten statischen System werden der Oberflansch zum Druckgurt und der Unterflansch zum Zuggurt. Der in der Folge hergeleitete Ansatz zur Berücksichtigung der Lastausbreitung durch die Flansche liegt in der Veröffentlichung von Rupf, Fernández Ruiz und Muttoni [Rupf et al. 2014] in einer vereinfachten Form vor.

Die Flansche werden als Biegeträger mit Normalkraft angesehen, wobei sich die Normalkraft auf die Flanschbiegesteifigkeit $E_c \cdot I_f$ auswirkt. Durch die Annahme einer unendlich grossen Schubsteifigkeit des Flansches ($G_f \cdot A_f \rightarrow \infty$) verschwinden dessen Schubverformungen ($\gamma_f \rightarrow 0$) und es resultiert ein Element, welches sich lediglich auf Biegung verformt [Timoshenko 1921]. Ein solcher Biegeträger lässt sich unter der Annahme einer über ξ konstanten Biegesteifigkeit ($E_c \cdot I_f = \text{konst.}$) durch die folgende Differentialgleichung beschreiben:

$$q_b = E_c \cdot I_f \cdot \frac{\partial^4 w}{\partial \xi^4} \quad (4.31)$$

wobei q_b eine verteilte Belastung auf den Biegeträger, E_c den Elastizitätsmodul des Betons und I_f das Flanschträgheitsmoment bezeichnen.

Die Stegscheibe wird als Schubträger betrachtet. Unter der Annahme einer unendlich grossen Biegesteifigkeit des Steges ($E_c \cdot I_w \rightarrow \infty$) können die Krümmungen vernachlässigt werden ($\chi_w \rightarrow 0$), womit die Biegeverformungen verschwinden und lediglich Schubverformungen verbleiben. Der Schubträger wird unter Annahme einer über ξ konstanten Schubsteifigkeit ($G_w \cdot A_w = \text{konst.}$) durch die folgende Differentialgleichung beschrieben:

$$q_s = -G_w \cdot A_w \cdot \frac{\partial^2 w}{\partial \xi^2} \quad (4.32)$$

mit der verteilten Belastung auf dem Schubträger q_s , dem Schubmodul des gerissenen Stegbetons G_w und der Betonquerschnittfläche des Steges A_w .

Durch die Kopplung der Durchbiegungen w von Biege- und Schubträger [Timoshenko 1921; Marti 2012] folgt die Differentialgleichung:

$$q = E_c \cdot I_f \cdot \frac{\partial^4 w}{\partial \zeta^4} - G_w \cdot A_w \cdot \frac{\partial^2 w}{\partial \zeta^2} \quad (4.33)$$

mit der verteilten Belastung q auf den Schubträger des gekoppelten Systems der Abbildung 4.7 (d). Es ist zu erwähnen, dass in der Gleichung (4.33) lediglich der Druckflansch und die Stegscheibe berücksichtigt sind, der Zugflansch hingegen vernachlässigt wird. Die Vernachlässigung des Zugflansches vereinfacht die Formulierung und ist insofern verhältnismässig, als dessen Biegesteifigkeit durch die Zugkraft und die einhergehende Rissbildung gegenüber der Biegesteifigkeit des Druckflansches sehr gering ausfällt (siehe auch Abbildung 3.20 (a)). Durch das Aufbringen der verteilten Belastung q auf den Schubträger wird der Druckflansch lediglich als Unterstützung des Schubträgers im Bereich konzentrierter Lasten angesehen und aus den Gleichungen resultiert direkt die vertikale Stützkraft q_f des Flansches auf den Steg. Die verteilte vertikale Kraft q_f entspricht der ausgebreiteten konzentrierten Belastung. Die Durchbiegung w ergibt sich aus der Lösung der Differentialgleichung (4.33) als Summe einer homogenen und einer partikulären Lösung als:

$$w = c_1 + c_2 \cdot \zeta + c_3 \cdot \cosh(\lambda \cdot \zeta) + c_4 \cdot \sinh(\lambda \cdot \zeta) + w_p \quad (4.34)$$

mit den vier Konstanten c_1 bis c_4 , dem Faktor λ als:

$$\lambda = \sqrt{\frac{G_w \cdot A_w}{E_c \cdot I_f}} \quad (4.35)$$

und der partikulären Lösung w_p , welche im Fall einer konstanten verteilten Belastung q berechnet werden kann als:

$$w_p = -\frac{q \cdot \zeta^2}{2 \cdot G_w \cdot A_w} \quad (4.36)$$

Durch die Annahme von vier Randbedingungen können die Konstanten c_1 bis c_4 bestimmt werden. Der Parameter a bezeichnet dabei die Schubspannweite gemäss Abbildung 4.7 (b, d). Als Randbedingungen werden angenommen:

- keine Durchbiegung bei $\zeta = 0$: $w(0) = 0$
- keine Rotation bei $\zeta = 0$: $w'(0) = 0$
- keine Krümmung bei $\zeta = a$: $w''(a) = 0$
- vertikales Kräftegleichgewicht bei $\zeta = 0$: $E_c \cdot I_f \cdot w'''(0) - G_w \cdot A_w \cdot w'(0) - Q = 0$

Aus der zweiten Randbedingung (keine Rotation bei $\xi = 0$) geht implizit hervor, dass der Druckflansch im Bereich der Belastung als eingespannt angesehen wird. Ist eine Rotation des Flansches nicht verhindert, wie beispielsweise beim Endauflager eines Trägers, muss der Flanscheinfluss an dieser Stelle unberücksichtigt bleiben. Durch die Wahl der vierten Randbedingung wird der Flansch lediglich zur Stützung des Steges bei konzentrierter Belastung berücksichtigt. Bei nicht vorhandener Einzellast ($Q = 0$) verschwindet dementsprechend der Flanscheinfluss. Mit den gewählten Randbedingungen ergibt sich die Durchbiegung w als:

$$w = \frac{Q}{G_w \cdot A_w} \cdot \left[B \cdot (1 - \cosh(\lambda \cdot \xi)) + \frac{1}{\lambda} \cdot \sinh(\lambda \cdot \xi) - \xi - \frac{q \cdot \xi^2}{2 \cdot Q} \right] \quad (4.37)$$

mit:

$$B = \frac{\sinh(\lambda \cdot a)}{\lambda \cdot \cosh(\lambda \cdot a)} - \frac{q}{Q \cdot \lambda^2 \cdot \cosh(\lambda \cdot a)} \quad (4.38)$$

Die Betonquerschnittfläche des Steges kann mit $A_w = z \cdot b_{w,eff}$ angesetzt werden. Die beiden Werte des Flanschträgheitsmomentes I_f und des Schubmoduls des gerissenen Stegbetons G_w sind an einem geeigneten Schnitt im Träger zu bestimmen. Da der betrachtete Flanscheinfluss lokal im Bereich der konzentrierten Belastung auftritt, wird ein massgebender Schnitt im Abstand t_f (Flanschdicke) von der Achse der Lasteinleitung bzw. vom Rand der Lasteinleitplatte vorgeschlagen (siehe Abbildung 4.7 (d)), welcher dennoch nicht dem direkten Einfluss der Belastung unterliegt. Sowohl I_f , als auch G_w werden anschliessend entlang der Achse ξ als konstant angenommen, was Voraussetzung zur Anwendbarkeit der Gleichungen (4.31) bis (4.33) ist. Bei der Bestimmung von I_f muss die Flanschnormalkraft berücksichtigt werden. Eine Druckkraft wirkt sich vergrößernd auf die Flanschbiegesteifigkeit $E_c \cdot I_f$ aus, da die Biegerissbildung verzögert wird, während eine Zugkraft die Biegesteifigkeit gegen null tendieren lässt. Ein realistischer Wert der Flanschbiegesteifigkeit lässt sich durch die Berücksichtigung des effektiven Dehnungszustandes des Flansches bestimmen. Daher bietet sich die Erstellung eines Momenten-Krümmungs-Diagramms des Flansches unter Berücksichtigung der Normalkraft an. Unter Verwendung der Trägerkrümmung im massgebenden Schnitt, welche sich als $\chi = (\varepsilon_u - \varepsilon_o)/z$ berechnet (siehe Abbildung 4.5), lässt sich $E_c \cdot I_f$ als Sekantenbiegesteifigkeit im M - χ -Diagramm bestimmen. Das Flanschträgheitsmoment I_f in einem Druckflansch kann alternativ in guter Näherung als Trägheitsmoment der Betonquerschnittfläche des Flansches (ungerissener Druckflansch, $I_f \approx (b_f - b_w) \cdot t_f^3 / 12$) angenommen werden. In einem Zugflansch führt die Verwendung von $I_f = 0$ und damit die Vernachlässigung des Flansches zu einer konservativen Annahme. Der Schubmodul des gerissenen Stegbetons G_w berechnet sich mit dem Querkraftanteil der Stegscheibe V_w und der Schiebung γ_{xz} aus der EPSF-CS Berechnung im massgebenden Schnitt als:

$$G_w = \frac{\tau_{xy}}{\gamma_{xz}} = \frac{V_w}{\gamma_{xz} \cdot b_{w,eff} \cdot z} \quad (4.39)$$

Bei unbekanntem Dehnungszustand im Steg kann der Schubmodul G_w alternativ gemäss der Publikation von Rahal [Rahal 2010] ermittelt werden als:

$$G_w = 135 \cdot \left(\frac{1}{3} - \frac{f_c}{900} \right) \cdot f_c \quad \text{mit } f_c \text{ und } G_w \text{ in [MPa]} \quad (4.40)$$

Die vertikale, verteilte Kraft $q_{f,eff}$ zwischen Flansch und Steg (Abbildung 4.7 (d-e)) wird anhand der Durchbiegung w aus Gleichung (4.37) berechnet werden als:

$$q_{f,eff} = G_w \cdot A_w \cdot \frac{\partial^2 w}{\partial \xi^2} + q = E_c \cdot I_f \cdot \frac{\partial^4 w}{\partial \xi^4} = Q \cdot \lambda \cdot [-B \cdot \lambda \cdot \cosh(\lambda \cdot \xi) + \sinh(\lambda \cdot \xi)] \quad (4.41)$$

und die Querkraft im Druckflansch $V_{f,eff}$ ergibt sich als:

$$V_{f,eff} = E_c \cdot I_f \cdot \frac{\partial^3 w}{\partial \xi^3} = Q \cdot [-B \cdot \lambda \cdot \sinh(\lambda \cdot \xi) + \cosh(\lambda \cdot \xi)] \quad (4.42)$$

Abbildung 4.7 (e) zeigt exemplarisch den Verlauf der Vertikalkraft $q_{f,eff}$ zwischen Flansch und Steg und der Querkraft im Druckflansch $V_{f,eff}$. Obwohl die vertikale Kraft $q_{f,eff}$ eine über die Länge ξ variable Grösse aufweist, kann vereinfachend angenommen werden, dass auf einer Länge c_f eine konstante Vertikalkraft $q_{f,ave}$ zwischen Flansch und Steg auftritt. Diese konstante Vertikalkraft führt zu einer dreieckförmigen Verteilung der Flanschquerkraft $V_{f,ave}$. Die Vertikalkraft $q_{f,ave}$ wird als die Hälfte des Maximalwertes von $q_{f,eff}$ angenommen (bei $\xi = 0$) und ergibt sich damit als:

$$q_{f,ave} = 0.5 \cdot q_{f,eff}(0) = -0.5 \cdot Q \cdot \lambda^2 \cdot B \quad (4.43)$$

Durch Ansetzen einer identischen Maximalquerkraft $V_{f,max}$ (bei $\xi = 0$) bei beiden Vertikalkraftverteilungen $q_{f,eff}$ und $q_{f,ave}$ kann die Flanscheinflusslänge c_f ermittelt werden. Geometrisch bedeutet dies, dass die Flächen unter dem Graph von $q_{f,eff}$ und $q_{f,ave}$ gleich gross ausfallen (siehe Abbildung 4.7 (e)). Die Länge c_f wird durch die vorgeschlagene Definition generell unterschätzt, was in einer konservativen Bemessung mündet. Die Flanscheinflusslänge c_f berechnet sich als:

$$c_f = -\frac{V_{f,max}}{q_{f,ave}} = \frac{-Q}{q_{f,ave}} = \frac{2}{\lambda^2 \cdot B} \quad (4.44)$$

Werden zur weiteren Vereinfachung die verteilte Belastung q im Faktor B vernachlässigt und beim Produkt $\lambda \cdot a$ gängige Werte angenommen, tendiert B gegen $1/\lambda$. Durch Einsetzen von $B = 1/\lambda$ in Gleichung (4.44) ergibt sich die Flanscheinflusslänge c_f als:

$$c_f \cong \frac{2}{\lambda} = 2 \cdot \sqrt{\frac{E_c \cdot I_f}{G_w \cdot A_w}} \quad (4.45)$$

Unter gängigen Werten des Produktes $\lambda \cdot a$ ist zu verstehen, dass die Biegesteifigkeit des Flansches $E_c \cdot I_f$ gegenüber der Schubsteifigkeit des Steges $G_w \cdot A_w$ und der Schubspannweite a nicht zu grosse Werte annehmen soll. Bei zu steifen Flanschen oder sehr kurzen Schubspannweiten führt die Verwendung der Gleichung (4.45) gegenüber (4.44) zu einer Unterschätzung der berechneten Flanscheinflusslänge.

Der betrachtete zweite Flanscheinfluss, welcher die Ausbreitung einer konzentrierten Einzellast beschreibt, kann in den Spannungsfeldmethoden durch eine Verschiebung des Kontrollpunktes und der kritischen Strebe berücksichtigt werden. Der Kontrollpunkt wird um den Betrag der Flanscheinflusslänge c_f weg vom Rand der konzentrierten Lasteinleitung geschoben (Abbildung 4.7 (f)). Bei der Bestimmung von c_f sind stets die zugrunde liegenden Randbedingungen zur Lösung der Differentialgleichung zu berücksichtigen. Demnach muss bei nicht verhinderter Rotation des Druckflansches im Bereich der Lasteinleitung die Einflusslänge c_f vernachlässigt werden. Die Verschiebung des Kontrollpunktes um den Wert der Flanscheinflusslänge c_f entspricht zugleich einer Vergrößerung des Fächerbereiches um den Bereich der verteilten Kraft zwischen Flansch und Steg $q_{f,ave}$. Wird des Weiteren eine Lasteinleit- oder Auflagerplatte der Breite c berücksichtigt (siehe Abbildung 4.9), lässt sich der Abstand zwischen der Belastungsachse und dem Kontrollpunkt der ersten potentiell kritischen Druckstrebe ausserhalb des Fächerbereiches x_c definieren als:

$$x_c = 0.5 \cdot c + c_f + 0.5 \cdot z \cdot \cot \theta_\sigma \quad (4.46)$$

4.3.2 Begrenzung des Flanscheinflusses

Die Ausbreitung einer konzentrierten Belastung durch den Flansch führt in diesem zu einer kombinierten Beanspruchung aus Normalkraft, Querkraft und Biegung. Die Flansche können unter diesen Beanspruchungen lokal einen Mechanismus ausbilden und versagen. Bei der Betrachtung eines Zugflansches ist ein Versagen der Längsbewehrung möglich, was jedoch durch die Biegebemessung eines Trägers bereits berücksichtigt wird. Sowohl im Zug- als im Druckflansch kann sich ein Biegemechanismus mit plastischem Gelenk ausbilden (Abbildung 4.8 (a)), und im Druckflansch ist unter der kombinierten Belastung auch ein Druckbruchmechanismus (Abbildung 4.8 (b)) denkbar. Beide in Abbildung 4.8 dargestellten Bruchmechanismen führen, insbesondere bei geringen Flanschdicken t_f oder -breiten b_f , zu einer Begrenzung der aufnehmbaren Flanschquerkraft V_f und damit des Flanscheinflusses im Allgemeinen.

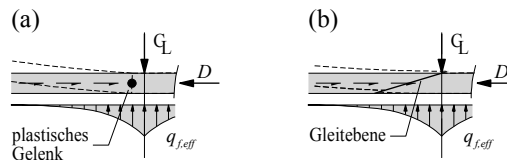


Abbildung 4.8: Bruchmechanismen im Druckflansch zur Begrenzung des Flanscheinflusses: (a) Biegemechanismus; und (b) Druckbruchmechanismus

In den geprüften Versuchskörpern konnte nach dem Trägerversagen bei grossen Verformungen eine starke Flanschbiegung beobachtet werden (siehe Abbildung 3.4 (a-b) im Kapitel 3.3). Vor dem Versagen weisen die Verformungsmessungen hingegen auf Biegemomente hin, welche deutlich unter den Bruchbiegemomenten der Flansche liegen. Die notwendigen Verformungen, welche zum Versagen der Stegscheibe führen, sind bei den getesteten Trägern demnach geringer als diejenigen, welche zum Flanschbiegeversagen führen. Ein Druckbruchmechanismus im Druckflansch konnte vor dem Stegversagen nie beobachtet werden. Unter den Bedingungen der geprüften Versuchskörper konnte somit keine Begrenzung des Flanscheinflusses durch einen Flanschbruchmechanismus festgestellt werden. Zur abschliessenden Beurteilung einer möglichen Begrenzung fehlen hingegen die notwendigen Versuchsdaten.

4.4 Potentiell kritische Druckstreben

Lokale Krafteinleitungen auf einen Träger bewirken die Ausbildung eines fächerförmigen Spannungsfeldes mit variablem Neigungswinkel des Betondruckspannungsfeldes θ_σ . Wird ein lokales Versagen des Betons direkt unter der Belastung durch genügend grosse Lasteinleit- oder Auflagerplatten verhindert, kann angenommen werden, dass die Fächerbereiche bei der Ermittlung des Querkraftwiderstandes des Trägers nicht massgebend sind. Diese Annahme wird bei Verwendung der Spannungsfeldmethoden häufig zu Grunde gelegt und lässt sich durch die geringere Rissbildung im Fächerbereich und den dadurch grösseren Reduktionsbeiwert η_ε erklären [Fernández Ruiz et al. 2007; Fernández Ruiz und Muttoni 2008; Rupf et al. 2013]. Es wird daher auch bei der Verwendung der EPSF-CS Methode angenommen, dass sich die kritische Druckstrebe ausserhalb der Fächerbereiche befindet.

Abbildung 4.9 zeigt die potentiell kritischen Streben eines einfachen Balkens. Zu beachten ist, dass die beiden Parameter $c_{f,u}$ und $c_{f,o}$ unterschiedliche Werte annehmen. Wird eine Rotation des Unterflansches im Auflagerbereich nicht verhindert, was dem Normalfall beim Endauflager eines Trägers mit kurzem Überstand entspricht, muss die Flanscheinflusslänge $c_{f,u}$ vernachlässigt werden, da die Randbedingungen zur Berücksichtigung des Flanscheinflusses nicht eingehalten sind. Beim Mittelaflager eines Durchlaufträgers trifft dies jedoch nicht zu. Werden grosse konzentrierte Belastungen Q und geringe verteilte Lasten q auf einen einfachen Balken aufgebracht (Abbildung 4.9), befindet sich die massgebend kritische Druckstrebe in der Nähe der Einzellast. Da die Biegemomente im Feld weitaus grösser ausfallen als in Auflagernähe, weist der Träger im Bereich der Einzellast die grössten Längsdehnungen auf. Diese führen über den Reduktionsfaktor η_ε zu einer geringeren äquivalenten plastischen Betondruckfestigkeit f_{cp} und damit zu einem geringeren Druckstrebenwiderstand im Feld als in Auflagernähe. Wird hingegen eine geringe Belastung Q und eine grössere verteilte Last q aufgebracht, befindet sich die massgebend kritische Druckstrebe im Auflagerbereich, da die Querkraft in diesem Bereich die grössten Werte annimmt. In den beiden dargestellten Fällen wird davon ausgegangen, dass die Trägergeometrie und der Querkraftbewehrungsgehalt über die Trägerlänge konstant bleiben und die Biegezugbewehrung nicht abgestuft ist. Ist dies nicht der Fall, so können bei diesen Diskontinuitäten weitere potentiell kritische Druckstreben eingeführt werden, welche sich anhand der EPSF-CS Methode überprüfen lassen.

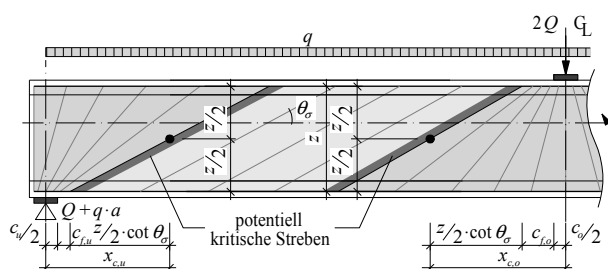


Abbildung 4.9: Belastungsabhängige Position potentiell kritischer Druckstreben in einem einfachen Balken ($c_{f,u}$ beim Endauflager eines Trägers infolge nicht verhinderter Flanschrotation oft vernachlässigt).

4.5 Validierung der vorgeschlagenen Spannungsfeldmethode

4.5.1 Gewählte Versuchskörper zur Validierung

Mittels der beiden Methoden der elastisch-plastischen Spannungsfelder, der Implementierung in finite Elemente EPSF-FE gemäss [Fernández Ruiz et al. 2007] und der vorgestellten Analyse der kritischen Druckstrebe EPSF-CS, werden verschiedene geprüfte Versuchsträger untersucht. Bei den Versuchskörpern handelt es sich um die Träger aus mehreren Versuchsserien [Rupf und Muttoni 2012; Fernández Ruiz und Muttoni 2008; Kaufmann und Marti 1996; Kuchma et al. 2008; Sørensen 1974; Leonhardt und Walther 1963], welche eine möglichst breite Palette an Versuchsparametern aufweisen sollen. Die Versuchsträger haben zudem die Situation heutiger dünnwandiger Stahlbeton- oder Spannbetonträger, oder diejenige von Kastenbrückenträgerstege möglichst gut abzubilden. Die ausgewerteten Versuchskörper unterscheiden sich hauptsächlich in den folgenden Parametern:

- Betondruckfestigkeit $f_c = 15.1 \div 123$ MPa
- Mechanischer Querkraftbewehrungsgehalt $\rho_w = 0.063\% \div 1.704\%$
- Schlaff bewehrte und vorgespannte Träger, Vorspanngrad $P/A = 0.0 \div 10.4$ MPa
- Mit und ohne Spanngliedhüllrohr
- Variierende Schubspannweite a
- Konzentrierte Last und verteilte Belastung
- Einfache Balken und Durchlaufträger

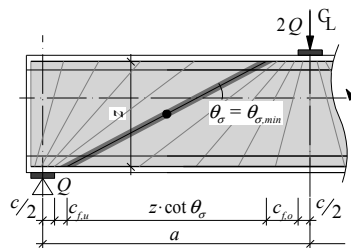


Abbildung 4.10: Mindestneigung der Betonhauptdruckspannung für Spannungsfeld ohne direkte Lastabtragung.

Bei der Trägeranalyse anhand der vorgeschlagenen EPSF-CS Methode kann sich eine direkte Lastabtragung zwischen Belastung und Auflager ausbilden, was zu einem vergrösserten Querkraftwiderstand des Bauteils führt. Diese Vergrösserung des Widerstandes wird in der EPSF-CS Methode nicht berücksichtigt, womit die Berechnungsergebnisse des Ansatzes zu konservativ ausfallen. Aufgrund dieses systematischen Fehlers werden die Versuchskörper mit prognostizierter direkter Lastabtragung durch EPSF-CS in der Validierung der Spannungsfeldmethoden nicht berücksichtigt. Die direkte Lastabtragung kann als Kriterium des Neigungswinkels der

Betonhauptdruckspannungen formuliert werden. Die berechnete Neigung θ_σ muss grösser sein als die Mindestneigung $\theta_{\sigma,\min}$, ab welcher sich eine direkte Druckstrebe zwischen Belastung und Auflager ausbildet (Abbildung 4.10).

Die Mindestneigung berechnet sich in Abhängigkeit des Hebelarms der inneren Kräfte z , der Schubspannweite a , der Breite der Lasteinleit- und Auflagerplatte c und des Einflusses des Oberflansches $c_{f,o}$ und des Unterflansches $c_{f,u}$ als:

$$\tan \theta_{\sigma,\min} = \frac{z}{a - c_{f,o} - c_{f,u} - c} \quad (4.47)$$

In der folgenden Auswertung werden die Versuchskörper vernachlässigt, bei welchen sich eine direkte Lastabtragung einstellt (SH4a und SH4b [Fernández Ruiz und Muttoni 2008]; T21, T22, T23, T3b, T4b und T5b [Sørensen 1974]), welche eine aufgebogene Bewehrung (TA5, TA17 und TA18 [Leonhardt und Walther 1963]) oder eine ungenügend verankerte Biegebewehrung enthalten (TA7 und TA8 [Leonhardt und Walther 1963]), eine variable Schubspannweite bei Belastung aufweisen (MVN1, MVN2, MVN3 und MVN4 [Kaufmann und Marti 1996]) oder eine künstlich erzeugte Gleitebene im Steg enthalten (G8W [Kuchma et al. 2008]). Weiter werden auch sämtliche auf Biegung versagenden Versuchskörper vernachlässigt. Aus den sechs Versuchsserien bleiben zur Validierung der beiden EPSF Methoden total 57 Versuchskörper. Eine Zusammenstellung der verwendeten Träger mit deren Betonfestigkeiten, Querkraftbewehrungsgehalten, Vorspanngraden, gemessenen Querkraftwiderständen und den Analyseresultaten der beiden EPSF Methoden ist im Anhang B, in Tabelle B.1 ersichtlich.

4.5.2 Validierung der Vorhersage des Querkraftwiderstandes

Die Trägeranalyse erfolgt unter Berücksichtigung der gemessenen mittleren Materialkennwerte des Betons, des Bewehrungsstahls und des Vorspannlitzenstahls. Bei sämtlichen Modellierungen wird die Betondruckfestigkeit mit dem Festigkeitsreduktionsfaktor zur Berücksichtigung des spröden Bruchverhaltens von Beton höherer Festigkeit η_{fc} gemäss Gleichung (2.11) abgemindert. Die vorhergesagten Querkraftwiderstände beider elastisch-plastischer Spannungsfeldmethoden (EPSF-FE und EPSF-CS), sowie der beiden Näherungsstufen der Schweizer Norm SIA 262 [SIA 2013] werden mittels des Quotienten aus gemessenem und berechnetem Querkraftwiderstand $V_{R,Test}/V_{R,Modell}$ mit den Versuchsergebnissen der ausgewählten Träger verglichen. Abbildung 4.11 zeigt den Quotienten für beide EPSF Methoden gegen den geometrischen Querkraftbewehrungsgehalt ρ_w und die Betondruckfestigkeit f_c der Versuchskörper.

EPSF-FE Methode

Die Anwendbarkeit und die Genauigkeit der EPSF-FE Methode wurde, wie in Kapitel 2.4.4 bereits erwähnt, schon mehrfach anhand diverser unterschiedlicher Stahlbetonelemente demonstriert. Selbst im Grenzbereich der Anwendbarkeit der Spannungsfeldmethoden, bei Trägern mit

sehr geringen Querkraftbewehrungsgehalten, kann eine sehr zufriedenstellende Vorhersage erzielt werden (siehe durchgeführte Versuche, Kapitel 3.6.1). Die Analyse der 57 ausgewählten Träger erfolgt gemäss den allgemeinen Beschreibungen am Anfang des Kapitels 3.6 und zeigt erneut eine gute Übereinstimmung des berechneten und des im Versuch ermittelten Querkraftwiderstandes. Der Quotient aus gemessenem und berechnetem Querkraftwiderstand $V_{R,Test}/V_{R,EPSF-FE}$ ist in Abbildung 4.11 (a-b) gegen den geometrischen Querkraftbewehrungsgehalt ρ_w bzw. die Betondruckfestigkeit f_c der Versuchskörper dargestellt. Der im Anhang B, in Tabelle B.1 ersichtliche Mittelwert $V_{R,Test}/V_{R,EPSF-FE}$ über sämtliche 57 Träger beträgt 1.09 und der Variationskoeffizient 6.8%. Die Methode führt damit zu sehr genauen Vorhersagen des Querkraftwiderstandes, bei gleichzeitig sehr geringer Streuung der Werte. Zudem sind in den beiden Graphiken der Abbildung 4.11 (a-b) keine signifikanten Tendenzen sichtbar und die erzielte Genauigkeit zeigt sich unabhängig von der Versagensart der Versuchskörper („in der Ebene“ oder „aus der Ebene“ gemäss Bezeichnung in Kapitel 3.3).

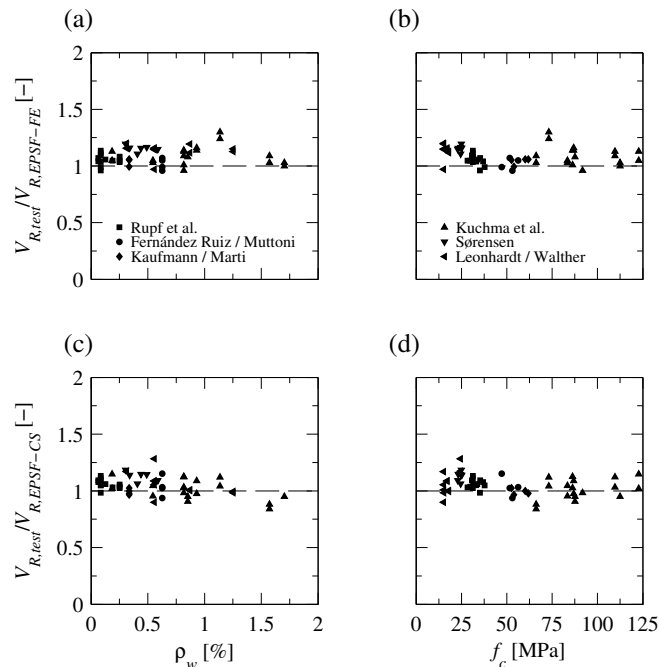


Abbildung 4.11: Validierung der elastisch-plastischen Spannungsfeldmethoden (EPSF-FE und EPSF-CS) anhand von 57 Schubversuchen: Quotient $V_{R,Test}/V_{R,Modell}$ gegen (a, c) den geometrischen Querkraftbewehrungsgehalt ρ_w und (b, d) die Betondruckfestigkeit f_c .

EPSF-CS Methode

Die EPSF-CS Methode wird, zusammen mit den vorgeschlagenen Ansätzen zur Berücksichtigung der Spannkraftzunahme und des Flanscheinflusses, gemäss den Kapiteln 4.1 bis 4.4 auf die 57 ausgewählten Versuchsträger angewendet. Die Analyseresultate werden mit den Versuchsergebnissen verglichen und die EPSF-CS Methode zudem anhand der Resultate der EPSF-FE Methode validiert (Kapitel 4.5.3 und 4.5.4).

Der Quotient $V_{R,Test}/V_{R,EPSF-CS}$ der EPSF-CS Methode ist in Abbildung 4.11 (c-d) erneut gegen den geometrischen Querkraftbewehrungsgehalt ρ_w bzw. die Betondruckfestigkeit f_c der Versuchsträger dargestellt. Die Analyseresultate erweisen sich als sehr exakt bei Trägern beider Versagensarten und zeigen, wie schon diejenigen der EPSF-FE Methode, keine signifikanten Tendenzen. Bei den Trägern mit Querkraftbewehrungsgehalten grösser als 1.6% kann gegebenenfalls ein sehr leichter Trend zu einer unkonservativen Vorhersage festgestellt werden. Diese Beobachtung basiert jedoch lediglich auf den Resultaten von zwei Trägern bzw. vier Versuchen und betrifft Versuchskörper mit bereits sehr grossen Querkraftbewehrungsgehalten. Mit einem Mittelwert $V_{R,Test}/V_{R,EPSF-CS}$ von lediglich 1.05 über sämtliche 57 Versuchskörper und einem Variationskoeffizienten von 8.0% zeigt die Methode eine hervorragende Genauigkeit und eine leicht grössere Streuung der Werte als EPSF-FE (siehe Tabelle B.1).

Vergleich mit den Ansätzen der Schweizer Norm SIA 262 (2013)

Die ausgewählten 57 Versuchskörper werden ebenfalls anhand der auf den Spannungsfeldern basierenden Schweizer Norm SIA 262 [SIA 2013] analysiert und die Resultate mit denjenigen der beiden EPSF Methoden verglichen. In der Berechnung wird normalerweise weder ein Flanscheinfluss, noch eine Spannkraftzunahme berücksichtigt. Die Betondruckfestigkeit wird zur Berücksichtigung des spröden Bruchverhaltens von Beton höherer Festigkeit mit dem Faktor η_{fc} gemäss Gleichung (2.11) abgemindert, und dem Einfluss eines Spanngliedhüllrohres wird durch eine Reduktion der Stegdicke anhand der Gleichung (2.17) Rechnung getragen.

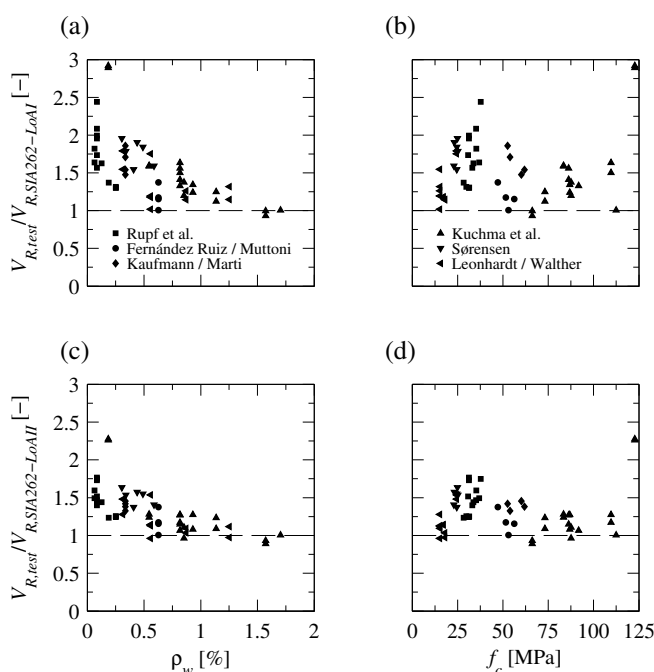


Abbildung 4.12: Querkraftwiderstand der 57 Versuchskörper gemäss den Näherungsstufen LoA I und LoA II der Schweizer Norm SIA 262 (2013): Quotient $V_{R,Test}/V_{R,Modell}$ gegen (a, c) den geometrischen Querkraftbewehrungsgehalt ρ_w und (b, d) die Betondruckfestigkeit f_c .

Abbildung 4.12 zeigt für beide Näherungsstufen (LoA I und LoA II) der Norm den Quotienten aus gemessenem und berechnetem Querkraftwiderstand $V_{R,Test}/V_{R,SIA262}$ der 57 ausgewählten Träger gegen den geometrischen Querkraftbewehrungsgehalt ρ_w und die Betondruckfestigkeit f_c der Versuchskörper. Beide Näherungsstufen liefern bis auf einen Versuchskörper konservative Resultate des Querkraftwiderstandes. LoA I zeigt über die 57 Versuchskörper einen Mittelwert $V_{R,Test}/V_{R,SIA262-LoAI}$ von 1.52 und einen Variationskoeffizienten von 28%. Die zweite Näherungsstufe LoA II erweist sich mit einem Mittelwert $V_{R,Test}/V_{R,SIA262-LoAII}$ von 1.32 und einem Variationskoeffizienten von 22% etwas genauer als LoA I. In beiden Näherungen ist eine Tendenz zur Unterschätzung des Querkraftwiderstandes schwach schubbewehrter Träger feststellbar. Des Weiteren kann ein sehr leichter Trend hin zu konservativen Resultaten bei Trägern mit geringer Betondruckfestigkeit festgestellt werden, wobei die Resultate der beiden Versuchskörper mit einer Druckfestigkeit von rund 123 MPa als Ausreisser aus dieser Tendenz angesehen werden. Die Resultate beider Näherungsstufen der Norm SIA 262 sind gegenüber denjenigen der elastisch-plastischen Spannungsfeldmethoden deutlich konservativer. Zudem weisen die Resultate der Norm mit Variationskoeffizienten von 28% und 22% eine markant grössere Streuung auf als die Analyseresultate der EPSF Methoden mit Variationskoeffizienten von 6.8% oder 8.0%.

4.5.3 Vergleich des Dehnungszustandes beider EPSF Methoden

Die aus der EPSF-CS Methode resultierenden Dehnungszustände können den entsprechenden Werten aus der EPSF-FE Analyse gegenübergestellt werden. Abbildung 4.13 zeigt den Vergleich der beiden EPSF Methoden anhand des Neigungswinkels der Betonhauptdruckspannung θ_σ , des Reduktionsfaktors zur Berücksichtigung des Betonquerzugs η_ε und der Vertikaldehnung ε_z . Die verschiedenen Grössen der EPSF-FE Methode werden bei sämtlichen Trägern im vorhergesagten Versagensbereich ermittelt und unterliegen bereits einer gewissen Streuung. Der massgebende Versagensbereich des EPSF-FE Modells deckt sich normalerweise mit der vorhergesagten kritischen Druckstrebe aus der EPSF-CS Analyse, was für den Versuchskörper SR21 in Abbildung 4.14 (c) dargestellt ist und detailliert im Kapitel 4.5.4 diskutiert wird.

Die verglichenen Werte zeigen generell eine gute Übereinstimmung der beiden Ansätze ohne signifikante Tendenzen. Beim Vergleich der Neigungswinkel θ_σ in Abbildung 4.13 (a) liegt ein Grossteil der Werte in einer Bandbreite von $\pm 5^\circ$ Abweichung. Da sich Abweichungen bei flachen Winkeln besonders stark auf den Querkraftwiderstand auswirken, gilt diesem Bereich ein besonderes Augenmerk. Abbildung 4.13 (a) zeigt bei den flachen Winkeln kleiner als 20° eine sehr geringe Streuung der Werte von weniger als $\pm 2^\circ$ Abweichung. Die zentrale Grösse der Neigung des Betondruckspannungsfeldes θ_σ kann somit anhand der EPSF-CS Methode mit annähernd derselben Genauigkeit berechnet werden, wie durch die EPSF-FE Methode. Die in Abbildung 4.13 (b) dargestellten Reduktionsfaktoren η_ε der beiden Methoden zeigen gegenüber den Werten θ_σ etwas mehr Streuung, weisen aber nach wie vor eine gute Korrelation ohne signifikante Tendenzen auf. Wie bereits bei θ_σ zeigen die Reduktionsfaktoren η_ε im Bereich kleinerer Werte von unter 0.55 eine erhöhte Genauigkeit. Die Abweichungen der Werte η_ε unter 0.55 liegen bis auf einen in der Bandbreite von ± 0.05 , was als sehr gute Korrelation angesehen

werden kann. In Abbildung 4.13 (c) werden die Vertikaldehnungen ε_z der beiden Methoden verglichen. Diese entsprechen durch die vertikale Anordnung der Querkraftbewehrung direkt deren Dehnung ε_s . Auch hier erweisen sich die Abweichungen der Werte aus beiden Ansätzen als akzeptabel und weisen keine signifikante Tendenz auf. Der Vergleich der dehnungsabhängigen Grössen der EPSF-CS Methode und der EPSF-FE Analyse zeigt eine sehr zufriedenstellende Übereinstimmung der beiden Ansätze. Die entwickelte Methode kann daher auch von diesem Standpunkt her als anwendbar und genügend akkurat betrachtet werden. Zudem zeigt der Vergleich der dehnungsabhängigen Grössen, dass die implementierte Vereinfachung von einem lokal berücksichtigten Dehnungszustand (EPSF-FE) hin zu einem globalen Dehnungszustand im Kontrollpunkt (EPSF-CS) angemessen erscheint und zu einer vergleichbaren Genauigkeit führt.

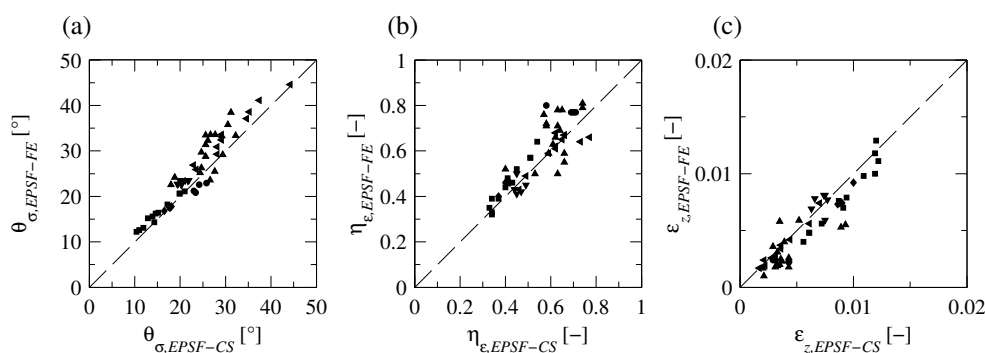


Abbildung 4.13: Vergleich des Dehnungszustandes zwischen EPSF-FE und EPSF-CS Analyseregebnissen: (a) Neigungswinkel der Betonhauptdruckspannungen θ_σ ; (b) Reduktionsfaktor zur Berücksichtigung des Betonquerzugs η_ε ; und (c) Dehnung in Vertikalrichtung ε_z . Bezeichnung der Versuchsserien gemäss Abbildung 4.11.

4.5.4 Vergleich der Querkrafttraganteile und des Versagensbereichs

Querkrafttraganteile

Die beiden Methoden EPSF-FE und EPSF-CS lassen sich neben den Dehnungszuständen auch anhand der Querkrafttraganteile vergleichen. Berücksichtigt werden, wie bereits bei der Versuchsauswertung im Kapitel 3.7, die Querkrafttraganteile der beiden Flansche $V_{f,o}$ und $V_{f,u}$, des Steges V_w , der anfänglichen Vorspannkraft V_P und der Vorspannkraftzunahme $V_{\Delta P}$. Die einzelnen Elemente des Querschnitts sind gemäss Abbildung 3.20 (e) in Kapitel 3.8.2 definiert. Abbildung 4.14 (b) zeigt die einzelnen Querkrafttraganteile der beiden Methoden im Versuchskörper SR21 der getesteten Versuche aus Kapitel 3. Die entsprechenden Graphiken sämtlicher Träger der Versuchsserie sind in Abbildung 4.15 dargestellt. Sämtliche Graphiken zeigen lediglich die Hälfte des Versuchsereichs von $x = 2600 \div 5000$ mm womit, im Gegensatz zur entsprechenden Abbildung 3.20 (a), der Querkraftanteil des Unterflansches $V_{f,u}$ kaum mehr ersichtlich ist. Auf der vertikalen Achse ist in prozentualer Darstellung die Summe der einzel-

nen Querkrafttraganteile aufgetragen. Die prozentualen Anteile beider Methoden (EPSF-FE und EPSF-CS) beziehen sich dabei stets auf die vorhergesagte Gesamtquerkraft V_{tot} der EPSF-FE Methode. Schneidet somit die oberste Linie der EPSF-CS Vorhersage (gestrichelt) die Horizontale bei 100% oder ist deckungsgleich mit dieser, prognostizieren die beiden Methoden am Schnittpunkt denselben Querkraftwiderstand V . Bezüglich der Vorhersage gemäss EPSF-FE ist des Weiteren zu erwähnen, dass ein allfälliger Knick und ein starkes Abfallen des Anteils V_p in Auflager- oder Belastungsnähe auf Vereinfachungen bei der Modellierung durch die finiten Elemente zurückzuführen sind. Der Kontrollpunkt der massgebend kritischen Strebe wird bei der EPSF-CS Methode anhand der Gleichung (4.46) bestimmt und ist in den Graphiken durch einen Punkt auf der Kontrollhöhe und eine vertikale Linie gekennzeichnet. Der Trägerquerkraftwiderstand $V_{R,EPSF-CS}$ wird an dieser Stelle bestimmt. Eine gute Übereinstimmung der Querkraftvorhersage der beiden Methoden ist demnach erreicht, wenn bei der Vertikalen durch den Kontrollpunkt die oberste gestrichelte Linie die 100%-Horizontale schneidet.

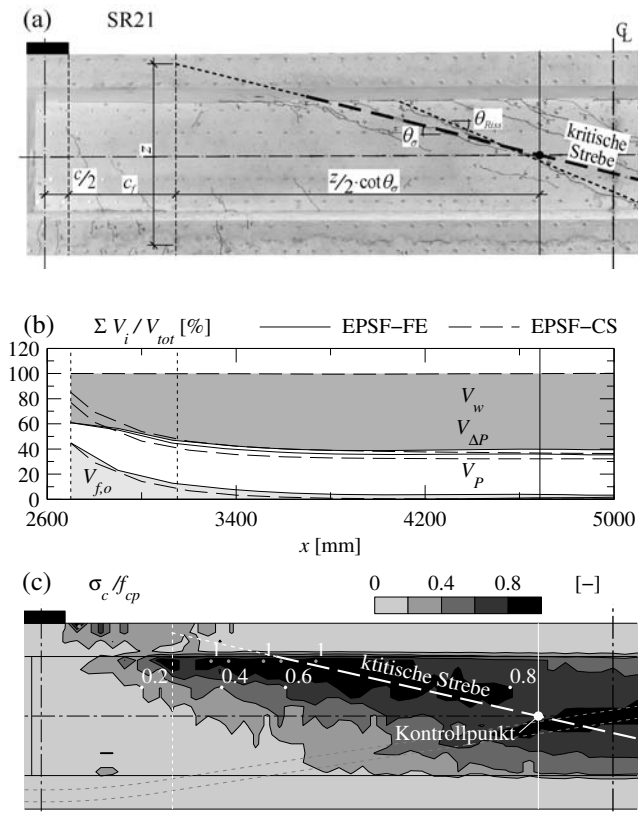


Abbildung 4.14: Vergleich der Querkrafttraganteile und des Versagensbereichs von EPSF-FE und EPSF-CS am Versuchskörper SR21 [Rupf und Muttoni 2012]: (a) Rissbild des Versuchskörpers an der letzten Laststufe vor dem Versagen mit kritischer Strebe gemäss EPSF-CS; (b) Querkrafttraganteile gemäss EPSF-FE und EPSF-CS; und (c) Betonausnutzungsfaktor σ_c / f_{cp} gemäss EPSF-FE (schwarze Bereiche deuten auf Betondruckversagen hin) mit kritischer Strebe gemäss EPSF-CS (dargestellt ist die Hälfte des Versuchsbereichs $x = 2600 \div 5000$ mm).

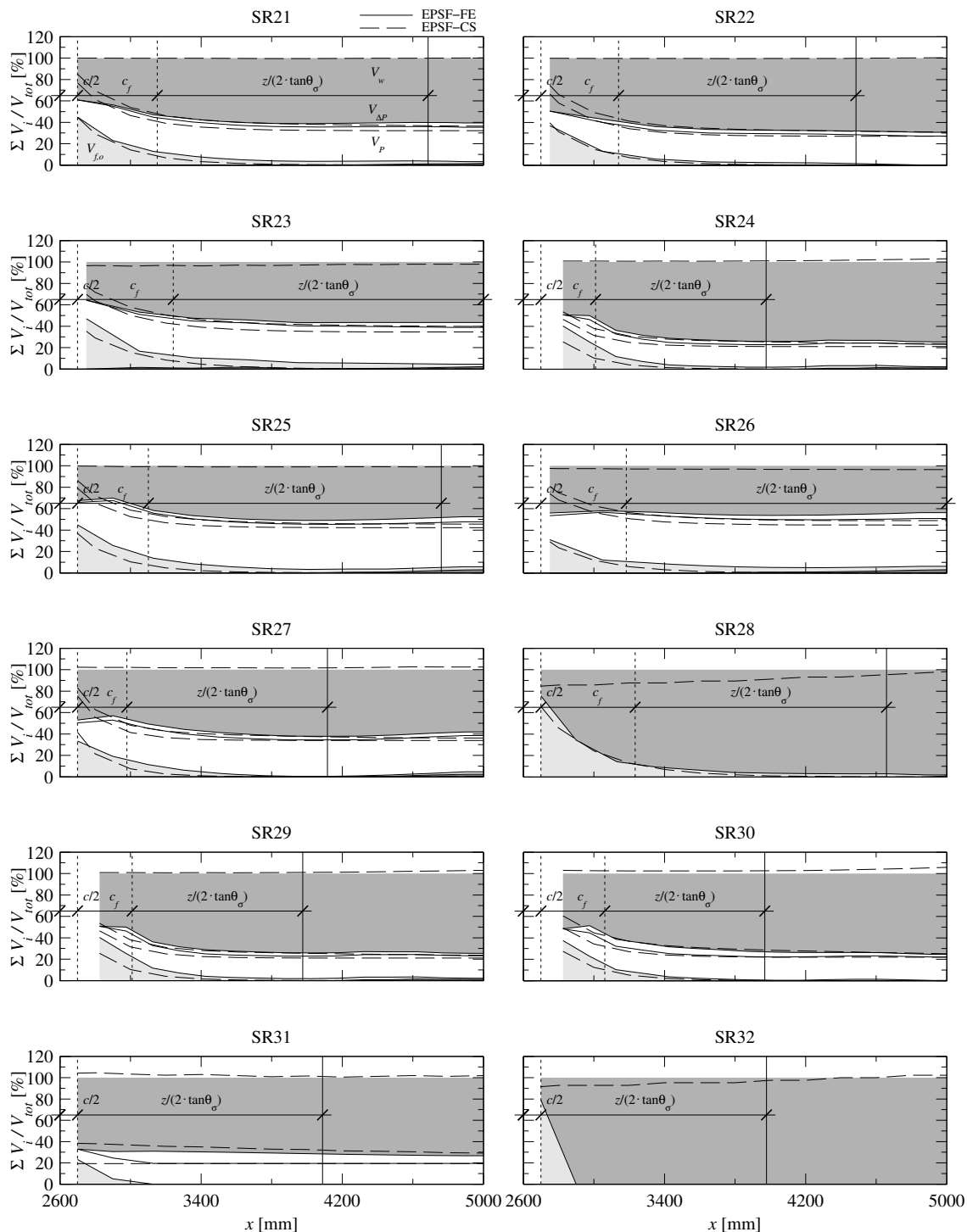


Abbildung 4.15: Vergleich der Querkraftanteile der beiden elastisch-plastischen Spannungsfeldmethoden EPSF-FE und EPSF-CS für die Versuchsträger der Serie von Rupf und Muttoni [Rupf und Muttoni 2012]. Dargestellt ist die Hälfte des Versuchsbereichs ($x = 2600 \div 5000$ mm).

Bei der Betrachtung der einzelnen Querkraftanteile der getesteten Versuchskörper (Kapitel 3) in Abbildung 4.14 (b) bzw. Abbildung 4.15 zeigen die beiden EPSF Methoden eine gute Übereinstimmung. Die vom Oberflansch aufgenommene Querkraft $V_{f,o}$ wird sowohl in Bezug auf die Grösse, als auch auf den Verlauf in x -Richtung durch beide Ansätze ähnlich vorhergesagt. Dies bestätigt die Anwendbarkeit und Genauigkeit der vorgeschlagenen Modellierung des Flanscheinflusses gemäss Kapitel 4.3. Zu erwähnen ist, dass durch die Vereinfachung zur Berechnung der Flanscheinflusslänge c_f mit konstanter Vertikalkraft $q_{f,ave}$ (Gleichung (4.43) und Abbildung 4.7 (e)) der auslaufende Querkraftanteil im Flansch vernachlässigt wird (Abbildung 4.14 (b)), was zu einer konservativen Bestimmung der Position der kritischen Strebe führt. Bei der EPSF-CS Modellierung der beiden Träger SR31 und SR32 mit Rechteckquerschnitt wird auf die Berücksichtigung eines Flanscheinflusses verzichtet, obwohl die Resultate der EPSF-FE Methode auf einen gewissen Einfluss der Biegedruckzone schliessen lassen (Abbildung 4.15). Der ersichtliche Querkraftanteil $V_{f,o}$ kann hier auf eine Neigung γ der Druckgurtkraft im Lasteinleitbereich zurückgeführt werden, was sich anhand der Deformationsmessungen an den Versuchsträgern bestätigen lässt. In der Darstellung der gemessenen Betonhauptdruckstauchung ε_2 des Trägers SR31 kann die Neigung γ der Druckgurtkraft im Lasteinleitbereich anhand der geneigten Hauptdruckstauchungslinien bestimmt werden (siehe Abbildung 3.8 (c) im Kapitel 3.4.1). Dieser Effekt der Druckgurtkraftneigung ergibt sich ebenfalls aus einer Biegesteifigkeit der Biegedruckzone und könnte in der EPSF-CS Methode als Flanscheinfluss modelliert werden. Allerdings bleibt zu klären, an welchem Querschnitt das Trägheitsmoment I_f zu bestimmen ist.

Der Einfluss der vorgeschlagenen Lastausbreitung durch die Flansche lässt sich des Weiteren auch anhand der 57 analysierten Versuchsträger evaluieren. Dafür werden mittels der EPSF-CS Methode die Querkraftwiderstände der Versuchskörper mit und ohne Berücksichtigung der Flanscheinflusslänge c_f bestimmt. Ein Flanscheinfluss kann bei insgesamt 27 der 57 analysierten Versuchsträgern festgestellt werden (Träger der Serien [Rupf und Muttoni 2012; Fernández Ruiz und Muttoni 2008; Kaufmann und Marti 1996; Sørensen 1974]). Die Berücksichtigung der Flanscheinflusslänge c_f bei der Bestimmung der Position des Kontrollpunktes der kritischen Strebe gemäss Gleichung (4.44) bringt eine Verbesserung der Vorhersage des Querkraftwiderstandes der 27 Träger (Mittelwert $V_{R,Test}/V_{R,EPSF-CS}$) von 2%, gegenüber der Berechnung mit Vernachlässigung von c_f . Der Variationskoeffizient verbessert sich ebenfalls geringfügig. Diese Verbesserung der Vorhersage kann als sehr gering bezeichnet werden. Es muss jedoch angemerkt werden, dass bei der Analyse von Durchlaufträgern unter verteilter Belastung ein grösserer Einfluss erwartet werden kann, da die Verschiebung des Kontrollpunktes durch den Flanscheinfluss des Unterflansches beim Auflager zu einer massgeblichen Verringerung der in der kritischen Strebe auftretenden Querkraft führt. Unter den analysierten Versuchskörpern befinden sich keine Durchlaufträger unter verteilter Belastung, an welchen dieser vergrösserte Einfluss gezeigt werden könnte. Zusätzlich zu der exakteren Vorhersage des Querkraftwiderstandes führt die Berücksichtigung der Flanscheinflusslänge c_f zu einer besseren Voraussage des Versagensbereichs. Dieser Umstand wird untenstehend weiter erläutert und diskutiert.

Der Querkraftanteil der Spannkraftzunahme $V_{\Delta P}$ gemäss beiden EPSF Methoden ist für die Träger der getesteten Versuchsserie (Kapitel 3) ebenfalls in Abbildung 4.14 (b) bzw. Abbildung 4.15 ersichtlich. Ein weiterer Vergleich der Vorhersagewerte von $V_{\Delta P}$ zwischen der EPSF-FE und der EPSF-CS Methode ist in Abbildung 4.16 dargestellt. Die Graphik zeigt die 19 Versuchskörper mit geneigten Spanngliedern aus den 57 analysierten Trägern. Dargestellt ist der prozentuale Anteil der Querkraft infolge Spannkraftzunahme an der Gesamtquerkraft gemäss der jeweiligen Methode $V_{\Delta P, \text{Modell}}/V_{\text{Modell}}$. Der Vergleich zeigt eine zufriedenstellende Genauigkeit der EPSF-CS Methode mit der vorgeschlagenen Berücksichtigung der Spannkraftzunahme gegenüber der EPSF-FE Methode. Der EPSF-FE Ansatz wurde seinerseits anhand der getesteten Versuche überprüft (siehe Kapitel 3.7). Die Querkraftwiderstände der 19 Träger mit geneigtem Spannglied können mittels der EPSF-CS Methode mit und ohne die Berücksichtigung des Querkraftanteils infolge Spannkraftzunahme $V_{\Delta P}$ bestimmt werden. Eine Berücksichtigung von $V_{\Delta P}$ gemäss Gleichung (4.3) mit dem vorgeschlagenen ΔP aus Gleichung (4.29) führt über die 19 Träger zu einer Verbesserung der Vorhersage des Querkraftwiderstandes (Mittelwert $V_{R, \text{Test}}/V_{R, \text{EPSF-CS}}$) von 6% gegenüber einer Berechnung mit unberücksichtigter Spannkraftzunahme. Dies bestätigt die Notwendigkeit eines Einbezugs der Spannkraftzunahme bei der Ermittlung des Querkraftwiderstandes in höheren Näherungsstufen.

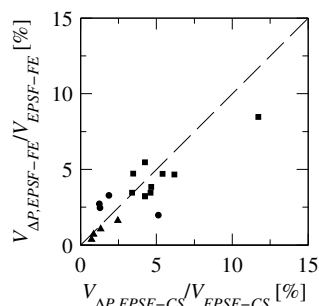


Abbildung 4.16: Vergleich der Vorspannkraftzunahme zwischen EPSF-FE und EPSF-CS anhand des Quotienten des Querkraftanteils der Vorspannkraftzunahme $V_{\Delta P}$ zur Gesamtquerkraft V . Bezeichnung der Versuchsserien gemäss Abbildung 4.11.

Versagensbereich

Der Versagensbereich eines Trägers besteht gemäss der EPSF-CS Methode aus der kritischen Druckstrebe eines Trägers. Diese ist anhand des massgebenden Kontrollpunktes an der Stelle x_c und des entsprechenden Neigungswinkels der Betonhauptdruckspannungen θ_σ definiert. In der EPSF-FE Methode lässt sich der Versagensbereich anhand eines grossen Ausnutzungsfaktors des Betons ($\sigma_c/f_{cp} = 1$) oder einer starken Vertikaldehnung in der Querkraftbewehrung ε_z bestimmen. Die Vertikaldehnung selbst wirkt sich jedoch über den Reduktionsfaktor η_ε erneut auf die äquivalente plastische Betondruckfestigkeit f_{cp} aus und lässt σ_c/f_{cp} automatisch gegen eins tendieren (siehe Kapitel 3.6.2).

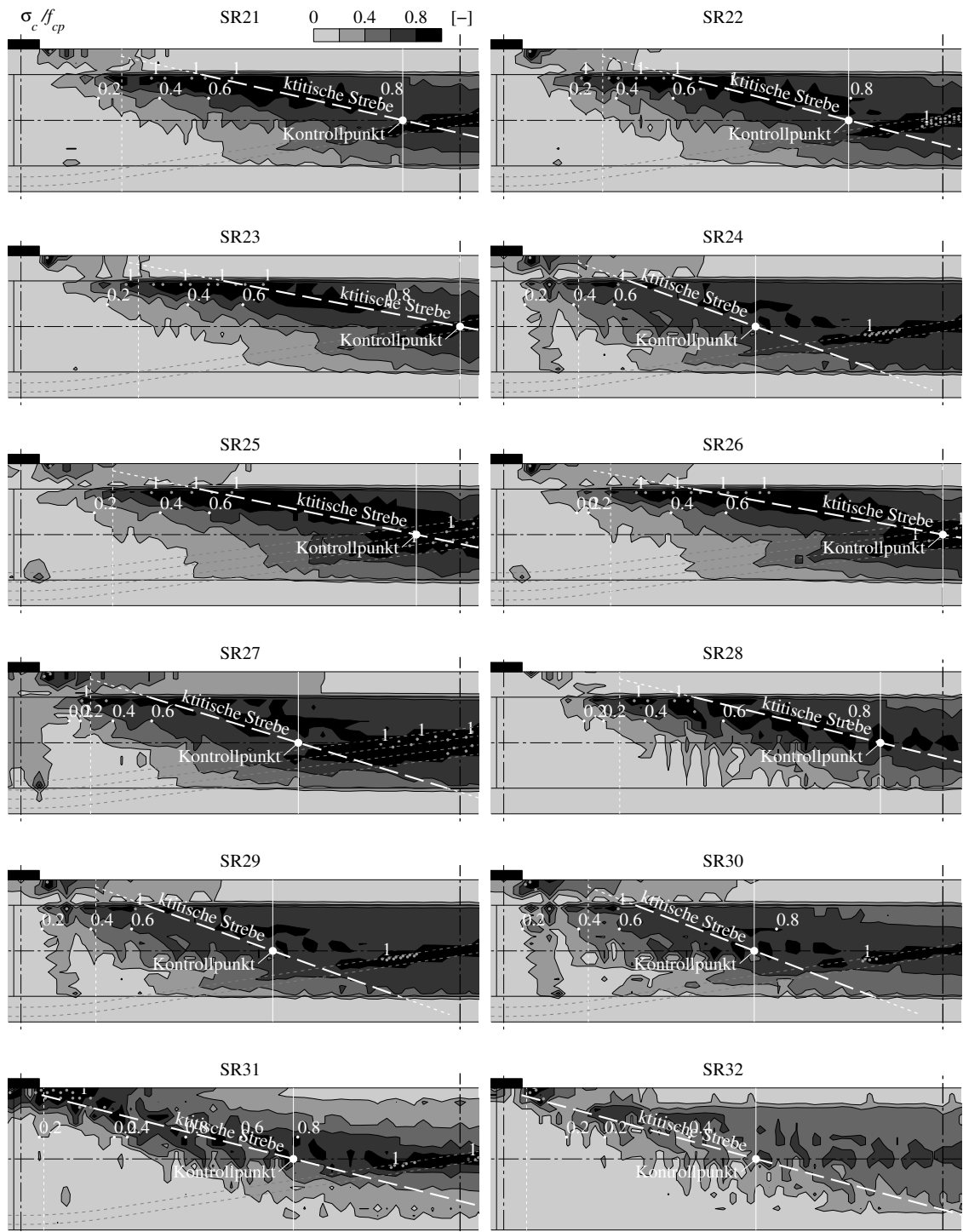


Abbildung 4.17: Vergleich des Versagensbereichs der beiden elastisch-plastischen Spannungsfeldmethoden EPSF-FE und EPSF-CS für die Versuchsträger der Serie von Rupf und Muttoni [Rupf und Muttoni 2012]. Dargestellt ist der Quotient σ_c / f_{cp} gemäss EPSF-FE Methode in der Hälfte des Versuchsbereichs ($x = 2600 \div 5000$ mm), sowie der Kontrollpunkt und die kritische Strebe gemäss EPSF-CS Methode.

Abbildung 4.14 (c) zeigt den Quotienten σ_c/f_{cp} aus der EPSF-FE Analyse des getesteten Versuchskörpers SR21 aus Kapitel 3, zusammen mit der kritischen Druckstrebe aus der EPSF-CS Berechnung. Die weiteren Träger der Versuchsserie sind in Abbildung 4.17 dargestellt. Die kritische Druckstrebe befindet sich bei sämtlichen Trägern im Bereich der grossen Betonausnutzung (schwarze Bereiche in den Graphiken). Die streifenförmigen Bereiche starker Betonnutzung weisen zudem weitgehend dieselbe Neigung auf wie die kritische Strebe. Der von den beiden EPSF Methoden vorhergesagte Versagensbereich stimmt zudem gut mit dem effektiv beobachteten Verhalten der Versuchskörper beim Bruch überein, wie Abbildung 4.14 (a) für SR21 exemplarisch zeigt. Der massgebende Kontrollpunkt der EPSF-CS Methode liegt exakt im Bereich des ersten Risses, bei welchem sich unter weiterer Belastung das Versagen einstellt (vgl. Abbildung 3.4 (a)). Der Vergleich der Versagensbereiche zeigt erneut die Anwendbarkeit und Genauigkeit der vorgeschlagenen EPSF-CS Methode mit Berücksichtigung des Flanscheinflusses und bestätigt die Positionierung des Kontrollpunktes gemäss der Berechnung anhand der Gleichung (4.46).

4.5.5 Schlussfolgerungen aus der Validierung

Die Validierung der vorgeschlagenen EPSF-CS Methode zeigt bei der Vorhersage der Querkraftwiderstände von 57 analysierten Trägern eine gute Übereinstimmung mit den Versuchsergebnissen. Die Genauigkeit der Methode liegt im Bereich der EPSF-FE Modellierung mit finiten Elementen und übersteigt deutlich diejenige der beiden Näherungsstufen der Schweizer Norm SIA 262. Ein Vergleich der Dehnungszustände der beiden elastisch-plastischen Spannungsfeldmethoden EPSF-CS und EPSF-FE zeigt eine gute Übereinstimmung der Ansätze, womit sich die vereinfachte Berücksichtigung eines globalen Dehnungszustandes im Kontrollpunkt (EPSF-CS) anstatt eines lokalen Dehnungszustandes in den finiten Elementen (EPSF-FE) als angemessen herausstellt. Auch beim Vergleich der Querkrafttraganteile führen die beiden Methoden zu sehr ähnlichen Werten und die Lage des Versagensbereichs der EPSF-FE Methode stimmt mit den vorhergesagten Positionen der kritischen Druckstrebe gut überein. Die Validierung der vorgeschlagenen EPSF-CS Methode anhand der gewählten Versuchsträger bestätigt damit die Zweckmässigkeit und Anwendbarkeit des vorgeschlagenen Ansatzes.

4.6 Überprüfung verwendeter Spannungsfeldgrundlagen

4.6.1 Überprüfung der verwendeten Reduktionsfaktoren

Die Tauglichkeit und der Einfluss der beiden verwendeten Betonfestigkeitsreduktionsfaktoren zur Berücksichtigung des spröden Bruchverhaltens von Beton höherer Festigkeit (η_{fc}) und des Betonquerzugs (η_ε) werden anhand der EPSF-CS Methode und der 57 ausgewählten Versuchsträger zur Validierung der EPSF-CS Methode überprüft. Dabei wird jeweils einer der beiden Reduktionsfaktoren modifiziert, bis der berechnete Querkraftwiderstand $V_{R,EPSF-CS}$ dem effektiven Querkraftwiderstand des Versuchskörpers $V_{R,Test}$ entspricht.

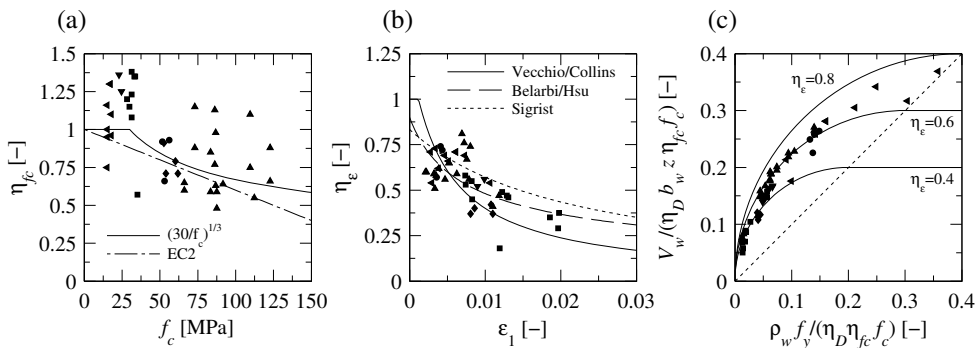


Abbildung 4.18: Überprüfung der Festigkeitsreduktionsfaktoren zur Berücksichtigung des (a) spröden Bruchverhaltens von Beton höherer Festigkeit η_{fc} und des (b) Betonquerzugs η_ε . (c) Darstellung der Versuchsergebnisse im Format der relativen Schubspannung im Steg τ_w/f_c gegen den mechanischen Querkraftbewehrungsgehalt ω_w . Bezeichnung der Versuchsserien gemäss Abbildung 4.11.

Festigkeitsreduktionsfaktor η_{fc}

Abbildung 4.18 (a) zeigt die resultierenden Festigkeitsreduktionsfaktoren η_{fc} der 57 ausgewählten Träger gegen die gemessene Betondruckfestigkeit f_c der Versuchskörper. Bei der Bestimmung von η_{fc} wird der Reduktionsfaktor η_ε gemäss der Beschreibung der EPSF-CS Methode anhand der Gleichung (2.12) von Vecchio und Collins [Vecchio und Collins 1986] angesetzt. Abbildung 4.18 (a) enthält zudem den zur Verwendung in den Spannungsfeldmethoden vorgeschlagenen Reduktionsfaktor η_{fc} aus Gleichung (2.11) von Muttoni [Muttoni 1990], welcher z.B. auch im Model Code 2010 [FIB 2011] oder der Schweizer Norm SIA 262 [SIA 2013] Anwendung findet. Zu Vergleichszwecken wird in der Graphik ebenfalls der von der Betonfestigkeit abhängige Anteil des globalen Festigkeitsreduktionsfaktors ν des Eurocodes 2 [CEN 2004] dargestellt, welcher definiert ist als:

$$\eta_{fc,EC2} = 1 - \frac{f_c}{250} \quad \text{mit } f_c \text{ in [MPa]} \quad (4.48)$$

Die Werte von η_{fc} der einzelnen Versuchskörper in Abbildung 4.18 (a) weisen gegenüber dem Graph aus Gleichung (2.11) eine gewisse Streuung auf, insbesondere im Bereich geringerer Betonfestigkeit bis rund 60 MPa. Die Querkraftwiderstände der Versuchskörper zeigen in diesem Bereich eine geringe Abhängigkeit vom Reduktionsfaktor η_{fc} . Bei grösseren Betonfestigkeiten ab rund 60 MPa sind die Abweichungen zur vorgeschlagenen Formulierung etwas geringer. Die vorgeschlagene Betonfestigkeitsreduktion gemäss Gleichung (2.11) vermag die allgemeine Tendenz der Werte zufriedenstellend zu repräsentieren. Der Ansatz des Eurocodes 2 folgt dem generellen Trend der einzelnen Werte ebenfalls, führt jedoch insbesondere bei hochfestem Beton zu eher konservativen Werten.

Festigkeitsreduktionsfaktor η_ε

Die Festigkeitsreduktionsfaktoren η_ε der analysierten Träger sind in Abbildung 4.18 (b) gegen die Hauptzugdehnung ε_1 aufgetragen, zusammen mit dem zur Verwendung in den elastisch-plastischen Spannungsfeldern vorgeschlagenen Faktor η_ε gemäss Gleichung (2.12) von Vecchio und Collins [Vecchio und Collins 1986]. Zum Vergleich sind in der Graphik ebenfalls die Gleichungen (2.13) und (2.14) von Belarbi und Hsu [Belarbi und Hsu 1995] und Sigrist [Sigrist 2011] dargestellt. Bei der Bestimmung von η_ε wird der Reduktionsfaktor η_{fc} gemäss Gleichung (2.11) von Muttoni [Muttoni 1990] angesetzt.

Die Werte η_ε der Versuchskörper in Abbildung 4.18 (b) zeigen ebenfalls eine gewisse Streuung. Alle drei auf der Hauptzugdehnung ε_1 basierenden Formulierungen erfassen die generelle Tendenz eines geringeren Festigkeitsreduktionsfaktors bei grösseren Dehnungen. Die Gleichung von Vecchio und Collins stellt bezüglich der Resultate der analysierten Träger die beste Näherung dar, insbesondere im Bereich grosser Dehnungen ε_1 .

Die in der EPSF-CS Analyse berechneten Querkraftwiderstände der Stegscheibe V_w sind in Abbildung 4.18 (c) in der Form der relativen Schubspannung τ_w/f_c gegen den mechanischen Querkraftbewehrungsgehalt ω_w aufgetragen, womit die Graphik grundsätzlich der Abbildung 2.1 (a) entspricht. Bei der Berechnung der Schubspannung τ_w wird die effektive Stegdicke $b_{w,eff}$ berücksichtigt ($\tau_w = V_w/(\eta_D \cdot b_w \cdot z)$) und die Betondruckfestigkeit als $\eta_{fc} \cdot f_c$ angesetzt, was zur verwendeten Bezeichnung der Ordinatenachse führt. Auch in der Berechnung des mechanischen Bewehrungsgehaltes ω_w wird die Betondruckfestigkeit $\eta_{fc} \cdot f_c$ berücksichtigt und der Wert auf die effektive Stegdicke $b_{w,eff}$ bezogen, was die Division des geometrischer Querkraftbewehrungsgehaltes ρ_w durch den Reduktionsfaktor η_D erfordert. Die Graphik erlaubt in dieser Form eine Klassifikation der berechneten Werte bezüglich des Festigkeitsreduktionsfaktors η_ε und zeigt den gesteigerten Einfluss von η_ε auf den Querkraftwiderstand V_w bei Trägern mit grösserem mechanischem Querkraftbewehrungsgehalt. Des Weiteren bestätigt Abbildung 4.18 (c) die Anwendbarkeit des zu Bemessungszwecken in den starr-plastischen Spannungsfeldern üblicherweise verwendeten Festigkeitsreduktionsfaktor $\eta_\varepsilon = 0.6$.

Stegdickenreduktionsfaktor η_D

Der Einfluss des verwendeten Stegdickenreduktionsfaktors η_D zur Berücksichtigung eines Spanngliedhüllrohres wird anhand der EPSF-CS und der EPSF-FE Methode überprüft. Von den 57 analysierten Versuchskörpern zur Validierung der vorgeschlagenen Spannungsfeldmethode beinhalten 15 ein Spanngliedhüllrohr. Die Querkraftwiderstände der Träger werden mittels der EPSF-CS Methode mit und ohne Berücksichtigung von η_D bestimmt. Durch die Vernachlässigung des Reduktionsfaktors η_D in der EPSF-CS Berechnung resultiert über sämtliche Versuchskörper ein minim besserer Mittelwert $V_{R,Test}/V_{R,EPSF-CS}$ von 1.03 gegenüber dem ursprünglichen Wert von 1.05. Hingegen steigt der Variationskoeffizient von anfänglich 8.0% auf 8.4% an, womit die Zuverlässigkeit der Methode bei unberücksichtigtem Reduktionsfaktor η_D sinkt.

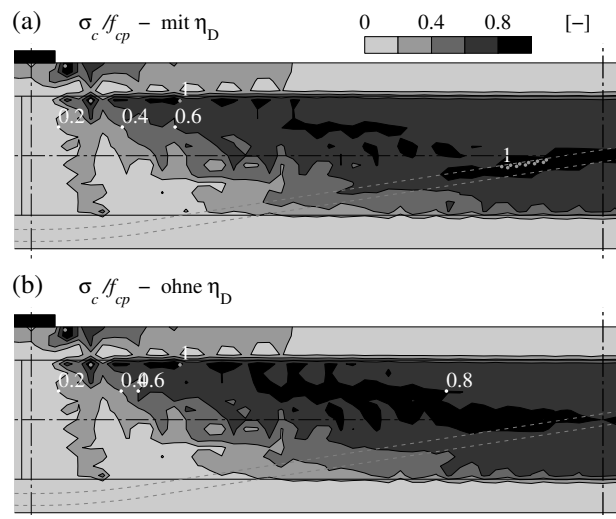


Abbildung 4.19: Einfluss des Stegdickenreduktionsfaktors η_D auf die Resultate der EPSF-FE Methode. Betonausnutzungsfaktor σ_c/f_{cp} des geprüften Versuchskörpers SR24 [Rupf und Muttoni 2012] unter (a) Berücksichtigung von η_D und (b) Vernachlässigung von η_D (dargestellt ist die Hälfte des Versuchsbereichs $x = 2600 \div 5000$ mm).

Der Einfluss von η_D auf die Analyseresultate der EPSF-FE Methode wird anhand der beiden Träger SR21 und SR24 der getesteten Versuchsserie (Kapitel 3) beschrieben. Gemäss Kapitel 3.3 zeigt der Träger SR21 in den Versuchen eine Versagensart „Bruch in der Ebene“, bei welcher der Bruch der Querkraftbewehrung zum Versagen führt. Eine Vernachlässigung des Reduktionsfaktors η_D bzw. die Modellierung der Stegdicke ohne Reduktion im Spanngliedbereich führt zu keinen signifikanten Abweichungen gegenüber den Resultaten der ursprünglichen Modellierung. Sowohl der Querkraftwiderstand, als auch der Dehnungszustand bleiben praktisch unverändert. Dies steht in Einklang mit der beobachteten Versagensart, bei welcher der Bruch vorrangig durch die Dehnungen in der Querkraftbewehrung beeinflusst wird. Das Resultat bestätigt zudem die hervorragende Genauigkeit der EPSF-FE Methode und deren Möglichkeit zur Vorhersage der Versagensart, da sich das Modell des Trägers SR21 unabhängig von der

modellierten Stegdicke zeigt. Das Versagen wird, wie beim getesteten Versuchskörper, ebenfalls vorrangig durch die Querkraftbewehrungsdehnung gesteuert.

Der Träger SR24 weist gemäss Kapitel 3.3 einen „Bruch aus der Ebene“ auf, bei welchem ein seitliches Abplatzen des Stegbetons zum Versagen führt. Die Modellierung der Stegdicke ohne Reduktion im Spanngliedbereich führt bei diesem Träger zu einem leicht grösseren Querkraftwiderstand und einem Wert $V_{R,Test}/V_{R,EPSF-FE}$ von 1.02 gegenüber dem ursprünglichen Wert von 1.04. Abbildung 4.19 zeigt den Quotienten σ_c/f_{cp} der beiden Modelle mit und ohne Berücksichtigung von η_D , welcher als Indikator der Versagensart „Bruch aus der Ebene“ verwendet werden kann (Versagen bei $\sigma_c/f_{cp} = 1$). Unter Berücksichtigung der Stegdickenreduktion η_D zeigt sich in Trägermitte im Spanngliedbereich eine Zone versagenden Stegbetons (Abbildung 4.19 (a)). Dieser Bereich entspricht gemäss den Ausführungen in Kapitel 3.6.2 dem effektiven Versagensbereich des getesteten Trägers, womit sich durch die EPSF-FE Modellierung die Versagensart und der Versagensbereich exakt bestimmen lassen. Bei vernachlässigter Reduktion der Stegdicke zeigt sich in Abbildung 4.19 (b) ein grösserer Bereich mit grosser Betonausnutzung entlang der kritischen Druckstrebe. Die klare Lokalisierung des Versagensbereichs auf die Region des Spanngliedes fehlt hingegen. Die Resultate der EPSF-FE Modellierung ohne Berücksichtigung der Reduktion lassen auf ein Versagen der gesamten kritischen Druckstrebe schliessen, was nicht dem beobachteten Versagen des Trägers entspricht. Eine Berücksichtigung von η_D gemäss Gleichung (2.16) bzw. die Verwendung einer effektiven Stegdicke gemäss Gleichung (2.17) führt somit zu einer klar verbesserten Vorhersage des Versagensbereichs und einem phänomenologisch exakter vorhergesagten Bruch des Trägers. Der Einfluss auf die Bruchlast ist hingegen gering.

Schlussfolgerungen zur Überprüfung der Reduktionsfaktoren

Die beiden Festigkeitsreduktionsfaktoren η_{fc} und η_{ε} , sowie der Stegdickenreduktionsfaktor η_D wurden bei der Validierung der beiden EPSF Methoden bereits verwendet. Die in Kapitel 4.5 beschriebenen sehr exakten Modellvorhersagen beider Methoden deuten bereits auf die Verwendung adäquat gewählter Reduktionsfaktoren hin.

Die einzelne Betrachtung der vorgeschlagenen Reduktionsfaktoren η_{fc} zur Berücksichtigung des spröden Bruchverhaltens von Beton höherer Festigkeit und η_{ε} zur Berücksichtigung der Betonquerzugdehnung zeigen deutlich, dass beide Faktoren die allgemeine Tendenz der Versuchswerte gut zu repräsentieren vermögen (Abbildung 4.18 (a-b)). Die Verwendung von η_{fc} gemäss Gleichung (2.11) und η_{ε} gemäss Gleichung (2.12) ist in den Spannungsfeldmethoden daher zweckmässig und wird empfohlen. Die Verwendung des Reduktionsfaktors η_D zur Berücksichtigung des Spanngliedhüllrohreinflusses führt zu einheitlicheren Resultaten mit geringerer Streuung der Werte, jedoch auch zu leicht konservativeren Vorhersagen. Die Versagensart und die Lokalisierung des Bruchbereichs eines Trägers kann durch die Berücksichtigung von η_D deutlich genauer vorhergesagt werden. Daher kann in den Spannungsfeldmethoden die Verwendung einer reduzierten Stegdicke $b_{w,eff}$ gemäss der Gleichung (2.17), mit η_D aus Gleichung (2.16) und den beschriebenen Beiwerten k , klar empfohlen werden.

Zusatzbemerkung zu den Reduktionsfaktoren

Obwohl die Verwendung der drei Reduktionsfaktoren η_{fc} , η_ε und η_D in den Spannungsfeldmethoden zu guten Resultaten führt und deren Anwendung einfach und zweckmässig ist, bieten die drei Parameter Verbesserungspotential. Die beiden Formulierungen von η_{fc} und η_ε sind empirischer Natur und werden wünschenswerterweise auf der Grundlage eines mechanischen Modells neu formuliert. Zudem basieren sowohl η_ε , als auch η_D auf dem Querkzugdehnungs- und Rissverhalten des Stegbetons und können in einem Parameter zusammengefasst werden.

Guidotti, Fernández Ruiz und Muttoni [Guidotti et al. 2011] leiten in ihrer Publikation, basierend auf Fernández Ruiz, Muttoni und Gambarova [Fernández Ruiz et al. 2007a], einen Zusammenhang zwischen der Betonhauptzugdehnung ε_1 und der Betonhauptdruckspannung σ_c her. Die effektive Betondruckfestigkeit f_{ce} entspricht im abfallenden Bereich des Graphs σ_c - ε_1 direkt der Druckspannung σ_c , womit sich bei gegebener Dehnung ε_1 die Werte von f_{ce} und $\eta_{fc} \cdot \eta_\varepsilon$ direkt ermitteln lassen ($f_{ce} = \eta_{fc} \cdot \eta_\varepsilon \cdot \eta_D \cdot f_c$, ohne Spannglied $\eta_D = 1$). Der Graph σ_c - ε_1 basiert auf dem Spannungs-Dehnungs-Diagramm σ_c - ε_c des Betons und ist stark abhängig von der Definition des abfallenden Bereichs der Kurve, welcher in den gängigen Formulierungen anhand von Versuchen an Betonzylindern bestimmt wurde. In einem Stegscheibenelement nimmt der Graph σ_c - ε_c gegenüber demjenigen eines Betonzylinders unter Umständen einen veränderten Verlauf an und sollte daher verifiziert und eventuell neu formuliert werden. Der Ansatz von Guidotti scheint bei der Neuformulierung der Parameter η_ε und η_{fc} zur Behandlung von Stegbeton erfolgversprechend zu sein, muss jedoch weiter ausgearbeitet und verifiziert werden.

4.6.2 Überprüfung der Dehnungsbegrenzung der Querkraftbewehrung

In der vorgestellten EPSF-CS Methode zur Ermittlung eines Trägerquerkraftwiderstandes erfolgt in Kapitel 4.1.5 die Berechnung des Querkraftanteils der Stegscheibe V_w . Für eine gewählte Druckstrebe und bei gegebener Längsdehnung im Kontrollpunkt ε_x wird, unter Variation der Iterationswerte, ein Maximalwert von V_w gesucht. Grundsätzlich wird in beiden Methoden der elastisch-plastischen Spannungsfelder (EPSF-FE und EPSF-CS) davon ausgegangen, dass der Querkraftwiderstand V_w eines Trägersteges über die äquivalente plastische Betondruckfestigkeit f_{cp} gesteuert wird. Diese ist über den zweiten der beiden Reduktionsfaktoren η_{fc} und η_ε von der Betonhauptzugdehnung ε_1 abhängig. Bei der Ermittlung von $V_{w,max}$ besteht die Möglichkeit, eine Begrenzung der Querkraftbewehrungsdehnung $\varepsilon_{z,max}$ einzuführen, da zum ermittelten Querkraftwiderstand V_w auch der Dehnungszustand im Kontrollpunkt bekannt ist. Wie in Kapitel 4.1.5 beschrieben, lässt sich die Bewehrungsdehnung ε_s ($= \varepsilon_z$ bei vertikalen Bügeln) auf die mittlere Dehnung des Stahlbetonelementes bei Erreichen der Bewehrungszugfestigkeit f_t limitieren, welche definiert ist als $\varepsilon_{s,max} = \kappa \cdot \varepsilon_{su}$. Als Verbundbeiwert beim Erreichen von f_t kann näherungsweise $\kappa = 0.25$ verwendet werden [Sigrist 2011]. Eine Diskussion dieses Näherungswertes erfolgt im nächsten Abschnitt. Die Anwendbarkeit und der Einfluss dieser Dehnungsbegrenzung, welche ein zusätzliches Bruchkriterium darstellt, werden in der Folge anhand der 57 analysierten Versuchskörper und einer Parameterstudie überprüft.

Einfluss auf den rechnerischen Querkraftwiderstand der analysierten Versuchskörper

Die Resultate der EPSF-CS Berechnung der in Kapitel 4.5.1 gewählten 57 Versuchsträger wurden unter Verwendung der beschriebenen Dehnungsbegrenzung bestimmt. Als Verbundbeiwert wurde generell der von Sigrist verwendete Wert $\kappa = 0.25$ eingesetzt. Ein adäquater Wert kann bei bekannten Materialeigenschaften von Beton und Bewehrungsstahl und gegebenen geometrischen Bedingungen gemäss der Publikation von Alvarez [Alvarez 1998] berechnet werden. Eine Überprüfung des verwendeten Verbundbeiwertes anhand der Versuchsträger aus Kapitel 3 bestätigt die getroffene Wahl von κ . Die Verbundbeiwerte der Träger wurden anhand der gemessenen Materialeigenschaften des Betons und des Bewehrungsstahls der Querkraftbewehrung und der mittleren gemessenen Rissabstände des Versuchs bestimmt. Die Werte zeigen eine gewisse Streuung, liegen jedoch im Bereich von $\kappa = 0.25$.

Wird die Dehnungsbegrenzung in der Berechnung durch die EPSF-CS Methode vernachlässigt, ergeben sich bei vier von 57 Trägern unterschiedliche Querkraftwiderstände. Bei den vier Versuchskörpern handelt es sich um SR28, SR31, SR31B und SR32 der Versuchsserie aus Kapitel 3. Die restlichen 53 analysierten Träger weisen keine Veränderungen auf, weil die Dehnungsbegrenzung nicht massgebend ist. Über die 13 Versuchsträger der getesteten Serie ergibt sich ohne Berücksichtigung der Begrenzung ein leicht genauerer Mittelwert $V_{R,Test}/V_{R,EPSF-CS}$ von 1.04 gegenüber dem ursprünglichen Wert von 1.06. Demgegenüber erhöht sich ohne Begrenzung der Variationskoeffizient von 4% auf 6%, was eine verringerte Zuverlässigkeit der Methode bedeutet. Bei den beiden Trägern SR31 und SR31B resultiert ein geringfügig weniger konservativer Querkraftwiderstand $V_{R,Test}/V_{R,EPSF-CS}$ von 1.10 bzw. 1.07 gegenüber den ursprünglichen Werten von 1.13 bzw. 1.11. Die beiden Träger SR28 und SR32 zeigen durch die vernachlässigte Dehnungsbegrenzung einen massgeblich grösseren Querkraftwiderstand. Die Vorhersagen beider Träger überschätzen mit Werten $V_{R,Test}/V_{R,EPSF-CS}$ von 0.96 und 0.87 die effektiven Querkraftwiderstände. Hervorgehoben werden kann der Umstand, dass es sich bei sämtlichen Trägern mit veränderten Vorhersagen um Versuchskörper mit sehr geringem Querkraftbewehrungsgehalt $\rho_w = 0.086\%$ handelt. Zudem scheinen die Versuchskörper ohne Vorspannung einem deutlich grösseren Einfluss einer vernachlässigten Dehnungsbegrenzung zu unterliegen.

Parameterstudie Normalkraft und Querkraftbewehrungsgehalt

Der Einfluss der Dehnungsbegrenzung lässt sich des Weiteren anhand einer Parameterstudie überprüfen. Anhand der beiden EPSF Methoden (EPSF-FE und EPSF-CS) wird ein Modellträger mit variierenden Parametern analysiert. Bei der EPSF-CS Berechnung wird jeweils eine Analyse mit und ohne Dehnungsbegrenzung durchgeführt. In der EPSF-FE Berechnung erfolgt keine Begrenzung der Querkraftbewehrungsdehnung. Abbildung 4.20 (a) zeigt den modellierten Träger, welcher in Geometrie, Materialeigenschaften und Belastung dem Versuchskörper SR28 der getesteten Versuchsserie in Kapitel 3 entspricht. Das statische System entspricht der Abbildung 3.1 und die Trägergeometrie kann Abbildung 3.2 entnommen werden. Die Bewehrungen und die Materialeigenschaften sind in den Tabellen 3.1 bis 3.3 ersichtlich. Als Hauptparameter der Studie wird eine auf den Träger aufgebrachte Normalkraft N verwendet. Im untersuchten

Bereich werden zentrische Spannungen N/A zwischen 7.5 MPa (Zug) und -15 MPa (Druck) erzeugt. Zudem wird die Analyse mit zwei unterschiedlichen Querkraftbewehrungsgehalten $\rho_w = 0.086\%$ und $\rho_w = 0.251\%$ durchgeführt. Zur Vermeidung eines Biegebruches wird die Biegebewehrung als elastisch angenommen. Der Modellträger ohne Normalkraft ($N/A = 0$ MPa) und mit einem Querkraftbewehrungsgehalt $\rho_w = 0.086\%$ entspricht dem Versuchskörper SR28. Die restlichen Modellträger können nicht direkt mit den Versuchskörpern verglichen werden.

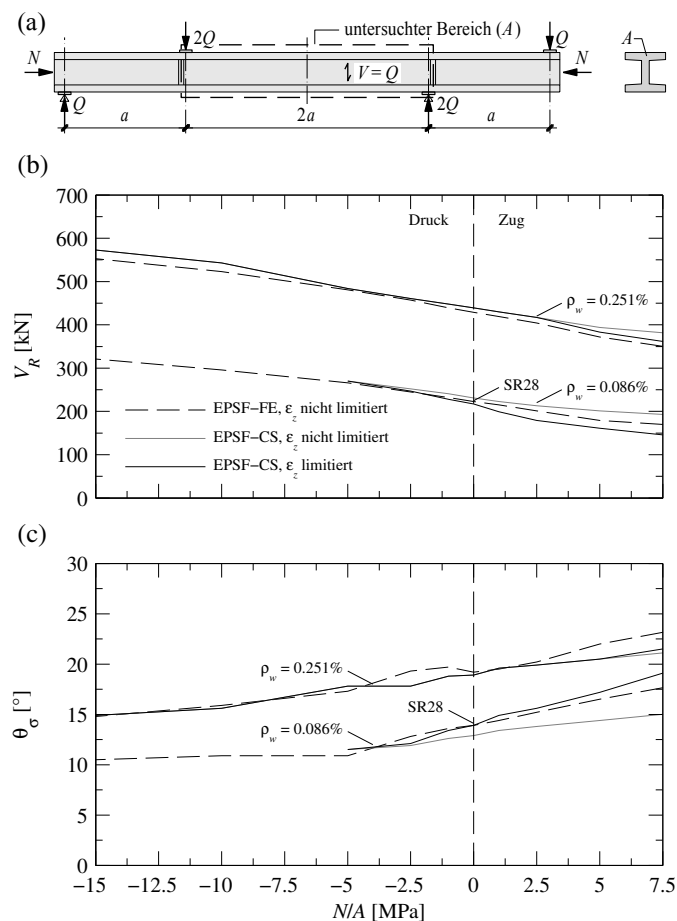


Abbildung 4.20: Parameterstudie anhand beider EPSF Methoden: (a) Definition der Modellträger (vgl. Abbildung 3.1 (b)); (b) Querkraftwiderstand V_R und (c) Neigungswinkel der Betonhauptdruckspannung θ_c gegen die zentrische Spannung N/A .

Abbildung 4.20 (b-c) zeigt die Resultate der Parameterstudie. Beim Träger mit dem Querkraftbewehrungsgehalt $\rho_w = 0.086\%$ zeigen die Resultate der EPSF-CS Berechnung ab einer Druckspannung von rund 5 MPa einen direkten Lastabtrag zwischen Belastung und Auflager und sind nicht mehr dargestellt. In Abbildung 4.20 (c) ist im Graphen der EPSF-FE Berechnung des Modellträgers mit $\rho_w = 0.086\%$ bei einer Druckspannung von rund 5 MPa ein Knick ersichtlich. Die Druckspannungsfeldneigung θ_c ist ab diesem Punkt mit zunehmender Drucknormal-

kraft N annähernd gleichbleibend. Die EPSF-FE Berechnung deutet damit wie die EPSF-CS Berechnung ab Druckspannungen von rund 5 MPa auf einen direkten Lastabtrag hin.

Abbildung 4.20 (b) zeigt deutlich die Vergrößerung der Querkraftwiderstände bei zunehmender Längsdruckspannung im Träger. Dagegen fallen die Widerstände bei Trägern mit Zugnormalkräften deutlich ab. Zudem zeigt sich in den Berechnungsergebnissen der EPSF-CS Methode die bereits konstatierte Beobachtung, dass sich eine Dehnungsbegrenzung der Querkraftbewehrung insbesondere auf schwach querkraftbewehrte Träger mit Zugnormalkräften auswirkt. Bei Modellträgern mit einem Bewehrungsgehalt von $\rho_w = 0.251\%$ ist ab zentrischen Zugspannungen von 2.5 MPa ein kleiner Einfluss der Dehnungsbegrenzung ersichtlich. Wird davon ausgegangen, dass in der praktischen Anwendung nur sehr selten Zugnormalkräfte auf einen Träger wirken, bleibt eine Begrenzung bei Bauteilen mit diesen Querkraftbewehrungsgehalten und den modellierten Materialeigenschaften des Bewehrungsstahls praktisch folgenlos. Die berechneten Querkraftwiderstände der EPSF-CS Analyse mit berücksichtigter Dehnungsbegrenzung folgen über den gesamten Variationsbereich von N/A weitestgehend den Resultaten der EPSF-FE Berechnung. Dies lässt sich durch den Umstand erklären, dass in den FE-Berechnungen die Maximaldehnung $\varepsilon_{z,max}$ nicht überschritten wird.

Bei einer Reduktion des Querkraftbewehrungsgehaltes auf $\rho_w = 0.086\%$ zeigt sich vor allem bei zugbeanspruchten Trägern ein Begrenzungseinfluss in der EPSF-CS Berechnung. Die Differenzen beim vorhergesagten Querkraftwiderstand erreichen im Zugbereich etwa 10%. Aufgrund der Vorhersageresultate des Versuchskörpers SR28 ($\rho_w = 0.086\%$, $N/A = 0$) durch die EPSF-CS Methode kann davon ausgegangen werden, dass der Graph ohne Begrenzung die Querkraftwiderstände überschätzt und die Resultate mit Begrenzung als konservativ eingestuft werden können. Eine Dehnungsbegrenzung der Querkraftbewehrung in der EPSF-CS Methode sollte daher bei zugbeanspruchten Trägern mit sehr geringen Querkraftbewehrungsgehalten ρ_w in Betracht gezogen werden. Ein Vergleich der berechneten Querkraftwiderstände der EPSF-FE Methode und der EPSF-CS Methode mit Dehnungsbegrenzung zeigt im Bereich der Zugnormalkräfte grössere vorhergesagte Widerstände durch den EPSF-FE Ansatz (ohne Dehnungsbegrenzung). Eine Betrachtung der durch EPSF-FE berechneten Querkraftbewehrungsdehnungen zeigt, dass diese lokal die bei der EPSF-CS Methode verwendete Maximaldehnung $\varepsilon_{z,max}$ überschreiten. Eine Beurteilung dieser Überschreitungen hat situationsabhängig zu erfolgen. Dabei ist insbesondere die Frage zu beantworten, ob der Bruch eines Bügels zum Versagen des Bauteils führt, oder ob nach dem Ausfall eines Bügels Kraftumlagerungen möglich sind. Auf jeden Fall ist auch in der EPSF-FE Methode bei der Überschreitung der Dehnungsbegrenzung Vorsicht geboten. Dies trifft wie erwähnt auf zugbeanspruchte Träger mit sehr geringen Querkraftbewehrungsgehalten ρ_w zu.

5 Schlussfolgerungen und weitere Forschungsarbeiten

Die vorliegende Forschungsarbeit bietet einen Überblick über die bestehenden Spannungsfeldmethoden und deren Grundlagen. Der Fokus liegt dabei auf der Analyse von Stahlbeton- und Spannbetonträgern mit dünnem Trägersteg oder dünnwandigen Stegen von Kastenbrückenträgern. Auf der Basis einer geprüften Versuchsserie von Stahlbeton- und Spannbetonträgern werden die Anwendbarkeit und die Genauigkeit der bestehenden Methoden diskutiert. Unter Berücksichtigung der Begrenzungen bestehender Ansätze erfolgt die Erweiterung der Spannungsfeldmethoden um einen weiteren Ansatz. Zudem werden die grundlegenden Annahmen der Spannungsfeldmethoden validiert.

5.1 Schlussfolgerungen

Detaillierte Schlussfolgerungen zur durchgeführten Versuchsserie, zur Validierung diverser Bemessungsansätze und der finite Elemente Implementierung der elastisch-plastischen Spannungsfelder EPSF-FE anhand der Versuchsergebnisse finden sich am Ende des Kapitels zu den Versuchen (siehe Kapitel 3.9). Die durchgeführte Forschungsarbeit führt allgemein zu folgenden Schlussfolgerungen:

1. In einem Stahlbetonbauteil mit Querkraftbewehrung wird die Querkraft auf verschiedene Arten getragen. Mit Bezug auf einen Stahlbetonträger lassen sich das geneigte Druckspannungsfeld im Trägersteg, welches mit der Querkraftbewehrung im Gleichgewicht ist, oder der Beitrag der Trägerflansche erwähnen. In vorgespannten Bauteilen mit geneigtem Spannglied trägt auch dieses einen Anteil der Querkraft. Zudem kann durch die Spannkraftzunahme infolge Trägerverformung ein weiterer Querkrafttraganteil mobilisiert werden. Bemessungsansätze, welche auf der Modellvorstellung der Fachwerke mit variabler Druckstrebenneigung (FVD) basieren, erlauben die konsistente Berücksichtigung der diversen Querkrafttraganteile. Zu den FVD-Methoden zählen unter anderen die elastisch-plastischen Spannungsfelder, welche die vollständige und realistische Berücksichtigung sämtlicher genannter Querkraftanteile ermöglichen.
2. Vorgespannte Träger zeigen sowohl im Versuch, als auch in der Modellierung mittels der EPSF-FE Methode eine Zunahme der Spannkraft infolge Verformung des Trägers. Weisen die Spannglieder eine Neigung gegenüber der Trägerachse auf, übernimmt die Vorspannung einen Anteil der Querkraft. Durch die Spannkraftzunahme vergrößert sich dieser Querkraftanteil im Spannglied. Dieser vorteilhafte Einfluss des vergrößerten Querkraftwiderstandes infolge Spannkraftzunahme wird in klassischen Spannungsfeldern mangels eines bekannten Dehnungszustandes vernachlässigt. Da der Dehnungszustand in der EPSF-FE Methode lokal ermittelt wird, vermag die Methode den Einfluss der Spannkraftzunahme direkt zu erfassen und zu quantifizieren.

3. Die Untersuchung von Trägern mit Flanschen zeigt zwei unterschiedliche Flanscheinflüsse.
 - a. Der erste Einfluss wird als Verhinderung von Verformungslokalisierungen im Riss bezeichnet. Durch die lokale Aktivierung der Flanschbiegesteifigkeit an den Rissenden beim Druck- und Zuggurt erlauben die Flansche eine Mobilisierung zusätzlicher Bügel in den Trägerstegen. Sie vermögen zudem, den infolge zunehmender Rissöffnung abnehmenden Querkraftanteil der Rissuferverzahnung zu kompensieren, womit sich gleichzeitig mehrere Risse stark öffnen können, ohne dass in einem Riss vorgängig ein Versagen eintritt. Der erste Flanscheinfluss wirkt in FVD-Methoden nicht direkt am Querkraftwiderstand mit, erweitert jedoch deren Anwendbarkeit auf Träger mit sehr geringen Querkraftbewehrungsgehalten.
 - b. Der zweite Flanscheinfluss ermöglicht die Ausbreitung einer konzentrierten Belastung auf grössere Bereiche des Steges. Der Effekt basiert ebenfalls auf der Flanschbiegesteifigkeit und vergrössert lokal im Bereich der konzentrierten Lasteinleitung den Querkraftwiderstand eines Trägers. Die Berücksichtigung des zweiten Flanscheinflusses in FVD-Methoden führt generell zu grösseren Querkraftwiderständen. In klassischen und erweiterten starr-plastischen Spannungsfeldern (Verallgemeinerte Spannungsfelder VSF) wird der zweite Flanscheinfluss bisher vernachlässigt. Die finite Elemente Implementierung der elastisch-plastischen Spannungsfelder (EPSF-FE) berücksichtigt die Flanschbiegesteifigkeit und vermag daher auch den zweiten Flanscheinfluss zu erfassen.
4. Sofern die Auflager- und Lasteinleitplatten eine genügende Grösse aufweisen, um ein lokales Versagen bei der Lasteinleitung zu verhindern, liegt der massgebende Versagensbereich eines Trägers ausserhalb des Fächerbereichs einer konzentrierten Belastung. Der zweite Flanscheinfluss der Ausbreitung einer konzentrierten Belastung kann in den Spannungsfeldern durch die Verschiebung der Lage der massgebenden Druckstrebe weiter weg von der Belastungsachse berücksichtigt werden, was gleichbedeutend mit einer Erweiterung des Fächerbereiches ist. Diese Verschiebung und die Abhängigkeit des Querkraftwiderstandes von den auftretenden Biegemomenten, respektive den auftretenden Dehnungen, erklären die Vergrösserung des Trägerwiderstandes durch die Präsenz von Trägerflanschen.
5. Die Stege von Trägern mit Flanschen zeigen entweder einen globalen „Bruch in der Ebene“ mit grossen Rissöffnungsweiten in mehreren Rissen und demzufolge ein Versagen der Querkraftbewehrung, oder einen lokalen „Bruch aus der Ebene“ mit abplatzen dem Beton. Bei vorhandenem Spanngliedhüllrohr konzentrieren sich die Abplatzungen entlang des Spanngliedes. Anhand einer Modellierung der Träger durch die EPSF-FE Methode lassen sich sowohl beide Versagensarten, als auch der Versagensbereich exakt vorhersagen.

-
6. Die geprüften Versuchskörper und deren Modellierung mittels der EPSF-FE Methode zeigen sehr flache Neigungswinkel der Betonhauptdruckspannung, bei welchen üblicherweise davon ausgegangen wird, dass keine Kraftumlagerung über die Risse mehr möglich ist. Die Verhinderung von Verformungslokalisierungen erfolgt in den Spannungsfeldmethoden normalerweise durch die Anordnung einer Mindestbewehrung und die Begrenzung des Druckfeldneigungswinkels auf einen Minimalwert. Der beschriebene Mechanismus des ersten Flanscheinflusses veranschaulicht nun, dass bei Trägern mit genügend biegesteifen Flanschen eine Verformungslokalisierung dennoch verhindert wird. Die Beobachtungen an den Versuchskörpern bestätigen diesen Befund. Wird in der Spannungsfeldanalyse derartiger Träger mit biegesteifen Flanschen der Reduktionsfaktor zur Berücksichtigung der Betonquerzugdehnung auf der Basis des Dehnungszustandes berechnet, ist eine Begrenzung der Druckfeldneigung somit nicht mehr notwendig, vorausgesetzt, die Gebrauchstauglichkeitskriterien sind eingehalten.
 7. Die in der Bemessungspraxis angewandten Spannungsfelder umfassen bislang die starrplastischen Spannungsfelder, welche sich in klassische und erweiterte starrplastische Spannungsfelder einteilen lassen. Zudem können elastisch-plastische Spannungsfelder, implementiert in die Methode der finiten Elemente (EPSF-FE), zur Bemessung und rechnerischen Überprüfung komplexer oder bestehender Stahlbetonbauteile verwendet werden. Die vorliegende Forschungsarbeit erweitert die bestehenden Spannungsfeldmethoden um einen zusätzlichen analytischen Ansatz. Dieser basiert auf der Analyse der kritischen Druckstrebe (Critical Strut) durch elastisch-plastische Spannungsfelder und wird als EPSF-CS Methode bezeichnet. Der vorgeschlagene Ansatz berücksichtigt, im Gegensatz zu den klassischen und erweiterten starrplastischen Spannungsfeldern, die Ausbreitung einer konzentrierten Belastung durch die Trägerflansche und den Querkrafttraganteil der Spannkraftzunahme und weist eine verringerte Anzahl an Modellvereinfachungen auf. Gegenüber der EPSF-FE Methode zeichnet sich der EPSF-CS Ansatz durch einen reduzierten Modellierungs- und Berechnungsaufwand aus.
 8. Die Validierung der vorgeschlagenen EPSF-CS Methode mittels 57 getesteter Versuchskörper mit weit gefassten Versuchsparametern zeigt eine sehr hohe Genauigkeit des Ansatzes bei der Vorhersage des Querkraftwiderstandes. Eine gute Übereinstimmung lässt sich auch beim Vergleich der Dehnungsgrößen und des Versagensbereichs der beiden elastisch-plastischen Spannungsfeldmethoden EPSF-FE und EPSF-CS beobachten. Die Validierung bestätigt somit die Anwendbarkeit der vorgeschlagenen Spannungsfeldmethode EPSF-CS.

9. Der mit der EPSF-CS Methode vorgestellte Ansatz zur Berücksichtigung der Ausbreitung konzentrierter Belastungen durch die Flansche (zweiter Flanscheinfluss) kann auch in den erweiterten starr-plastischen Spannungsfeldern mittels einer Verschiebung des massgebenden Schnittes berücksichtigt werden. Ist die Druckstrebe in der Nähe von grossen konzentrierten Belastungen massgebend, wird der Querkraftwiderstand bei den erweiterten starr-plastischen Spannungsfeldern in Abhängigkeit der Biegemomente und der Trägerlängsdehnungen ermittelt. Eine Verschiebung des massgebenden Schnittes führt in diesem Fall zu geringeren Biegemomenten und daher zu grösseren Querkraftwiderständen. Ist hingegen die Druckstrebe in der Nähe des Auflagers massgebend, führt die Verschiebung des massgebenden Schnittes zu einer Direktabstützung der verteilten Last in einem grösseren Bereich.
10. Die Validierung der grundlegenden Annahmen bei der Anwendung von Spannungsfeldern erfolgt anhand der beiden elastisch-plastischen Spannungsfeldmethoden EPSF-FE und EPSF-CS. Die Verwendung der beiden Festigkeitsreduktionsfaktoren η_{fc} zur Berücksichtigung des spröden Bruchverhaltens von Beton höherer Festigkeit und η_ε zur Berücksichtigung der Betonquerzugdehnung verbessern die allgemeine Genauigkeit der Methoden. Durch die Berücksichtigung des Spanngliedhüllrohreinflusses anhand des Reduktionsfaktors η_D lässt sich insbesondere die Vorhersage der Versagensart und des Versagensbereichs verbessern. Die Überprüfung bestätigt somit die Notwendigkeit einer Verwendung der drei Reduktionsfaktoren bei der Spannungsfeldmodellierung.
11. Bei Trägern der Versagensart „Bruch in der Ebene“ zeigt eine Analyse mittels Spannungsfeldern, dass die Querkraftbewehrung normalerweise versagt, nachdem die Betondruckfestigkeit des geeigneten Druckfeldes praktisch erschöpft ist. Nur bei zugbeanspruchten Trägern mit sehr schwacher Querkraftbewehrung ist eine Begrenzung der Bügeldehnung massgebend. Grundsätzlich sind die Vorhersagen beider EPSF Methoden auch ohne Dehnungsbegrenzung sehr exakt, selbst bei Querkraftbewehrungen der Duktilitätsklasse A, wie sie in den geprüften Versuchen verwendet wurden.

5.2 Weitere Forschungsarbeiten

Zur weiteren Entwicklung der Spannungsfeldmethoden im Allgemeinen und des vorgeschlagenen EPSF-CS Ansatzes im Speziellen, sowie zum verbesserten Verständnis des Tragverhaltens von Stahlbeton- und Spannbetonträgern mit dünnen Stegen wäre die weitere Untersuchung folgender Aspekte interessant:

1. An den Versuchskörpern SR24, SR29 und SR30 sollte der Einfluss der Verankerungsbedingungen der Querkraftbewehrung auf das Trägerverhalten studiert werden. Trotz sehr geringen Verankerungslängen und schwach bewehrter Biegezugzone, welche eine starke Rissbildung fördert, kann kein Einfluss der schwachen Querkraftbewehrungsverankerung in den Versuchen beobachtet werden. Das Thema der ungenügenden Verankerung durch offene Querkraftbewehrungsbügel in bestehenden Bauwerken steht vor allem bei vorgespannten Kastenbrückenträgern oft zur Diskussion. Daher wird eine eingehende Untersuchung der Problematik empfohlen. Dabei stehen insbesondere Ausziehversuche einzelner Bewehrungsstäbe aus gerissenem Beton im Vordergrund. In Anbetracht der variierenden Rippengeometrie früher verwendeter Bewehrungsstäbe kann die Staboberflächenstruktur nebst dem Stabdurchmesser oder der Dehnung des umgebenden Betons einen wichtigen Versuchsparameter darstellen.
2. Bei den geprüften Versuchskörpern mit Rechteckquerschnitt weisen die Deformationsmessungen, die Quantifizierung der Querkrafttraganteile im Riss und die Modellierung der Träger mittels der EPSF-FE Methode auf eine geneigte Druckkraft in der Biegedruckzone hin. Durch die Druckkraftneigung nimmt die Druckzone im Bereich der konzentrierten Belastung einen Teil der Querkraft auf, was mit dem vorgeschlagenen Flanscheinfluss vergleichbar ist. Eine Berücksichtigung dieser Druckzonenquerkraft bei der Bemessung und Überprüfung bestehender Bauteile kann sehr vorteilhaft sein. Die geschilderte Situation einer grossen Druckzonenkraft in einem Trägersteg ergibt sich beispielsweise im Mittelaufleger durchlaufender Brückenträger mit offenem Querschnitt. Ein Ansatz zur rechnerischen Berücksichtigung der Druckzonenquerkraft kann aus einer Adaptierung des vorgestellten Flanschmodells hervorgehen, erfordert jedoch eine weitere Untersuchung des Verhaltens von Trägern mit Rechteckquerschnitt.
3. Beim Modell zur Berücksichtigung des Flanscheinflusses wird dem Flansch zur Ausbreitung konzentrierter Belastungen eine Biegesteifigkeit zugewiesen. Die untersuchten Träger zur Modellvalidierung weisen eine klar definierte Flanschgeometrie mit bekannter Flanschdicke und -breite auf. Bei der Anwendung des Modells auf dünnwandige Stege von Kastenbrückenträgern wird der Flansch durch die Platten des Kastens gebildet und die Flanscbreite muss in Form einer mitwirkenden Breite definiert werden. Die Wahl der mitwirkenden Breite kann beispielsweise anhand von Vorgaben aus Bemessungsnormen erfolgen. Da sich diese Vorgaben jedoch nicht auf die Biegeproblematik beziehen, sondern als mitwirkende Breiten eines Druckgurtes definiert sind, wird eine eingehende Analyse der bei der Biegesteifigkeit effektiv mitwirkenden Breite empfohlen. Diese Analyse kann auf Versuchen oder FE-Modellierungen basieren.

4. Die Berücksichtigung einer Lastausbreitung durch den Flansch führt in diesem zu einer kombinierten Beanspruchung aus Normalkraft, Querkraft und Biegung. Es ist denkbar, dass der Flansch unter dieser Einwirkung einen Mechanismus bildet und lokal versagt, bevor im Steg ein Versagen auftritt. Der Flansch wäre somit in der Bemessung limitierend, da sein Querkraftwiderstand geringer als der ihm zugewiesene Querkraftanteil ist. Das Thema der Begrenzung des Flanscheinflusses bei der Ausbreitung konzentrierter Lasten konnte nicht abschliessend diskutiert werden, da in den Versuchen keine derartige Begrenzung beobachtet werden konnte. Es wird daher empfohlen, diese Problematik weiter zu untersuchen.
5. Die vorgeschlagene EPSF-CS Methode basiert auf mehreren Gleichungen und kann grundsätzlich von Hand gelöst werden. Wegen der diversen notwendigen Iterationen drängt sich hingegen die Implementierung der Gleichungen in ein Berechnungsprogramm auf. Es wird daher empfohlen, die Berechnungsroutine in ein anwenderfreundliches Programm mit graphischer Benutzeroberfläche zu implementieren und dieses durch weitere Versuchskörper zu validieren.
6. Die Formulierungen der beiden Festigkeitsreduktionsfaktoren η_{fc} zur Berücksichtigung des spröden Bruchverhaltens von Beton höherer Festigkeit und η_ε zur Berücksichtigung des Betonquerzugs wurden auf der Basis von Versuchsdaten erstellt und kalibriert. Durch eine eingehende Untersuchung können die beiden Gleichungen gegebenenfalls auf der Basis eines mechanischen Modells formuliert werden. Zudem bietet sich die Zusammenlegung der beiden Faktoren η_ε und η_D zu einem Parameter an, da beide auf dem Querkzugdehnungs- bzw. Rissverhalten des Stegbetons basieren.
7. In einem Träger können neben Biegemomenten, Normal- und Querkraften auch Querbiegemomente auftreten. Diese entstehen beispielsweise in den Stegen von Kastenbrückenträgern durch die exzentrische Belastung der Fahrbahnplatte, was einen häufig auftretenden Lastfall darstellt. Der Einfluss der Querbiegung auf das Verhalten und den Querkraftwiderstand von Trägern wurde in dieser Forschungsarbeit nicht behandelt, stellt jedoch ein interessantes Forschungsthema dar, welches auch von praktischer Bedeutung ist. Eine Berücksichtigung der Querbiegung bei der Bemessung kann auf der Basis von Spannungsfeldern erfolgen und zu einer Erweiterung der Spannungsfeldmethoden führen. Zur Erweiterung der Kenntnisse ist eventuell eine Versuchsserie zu konzipieren.

Literaturverzeichnis

AASHTO, *AASHTO LRFD Bridge Design Specifications and Commentary*, 5th Edition, 1635 p., Washington D.C., USA, **2010**.

ACI, *Building Code Requirements for Structural Concrete (ACI 318M-08) and Commentary*, American Concrete Institute, ACI Committee 318, ACI 318-08, 473 p., Farmington Hills, USA, **2008**.

Alvarez, M., *Einfluss des Verbundverhaltens auf das Verformungsvermögen von Stahlbeton*, Institut für Baustatik und Konstruktion, ETHZ, Dissertation Nr. 12719, 182 p., Zürich, Schweiz, **1998**.

Argirova, G., Fernández Ruiz, M. und Muttoni, A., *How simple can nonlinear finite element modelling be for structural concrete?*, 2nd International Congress on Mechanical Models in Structural Engineering, University of Granada, 9 p., Granada, Spanien, **2013**.

ASCE-ACI Committee 445, *Recent Approaches to Shear Design of Structural Concrete*, ASCE Journal of Structural Engineering, Vol. 124, No. 12, pp. 1375-1417, **1998**.

Belarbi, A. und Hsu, C.-T. T., *Constitutive laws of softened concrete in biaxial tension-compression*, ACI Structural Journal, Vol. 92, No. 5, pp. 562-573, **1995**.

Bennett, E. W. und Balasooriya, B. M. A., *Shear Strength of Prestressed Beams With Thin Webs Failing in Inclined Compression*, ACI Journal, Vol. 68, pp. 204-212, **1971**.

Bentz, E. C., *Response-2000*, Department of Civil Engineering, University of Toronto, <http://www.ecf.utoronto.ca/~bentz/r2k.htm>, Toronto, Kanada, **2001**.

Bentz, E. C., Vecchio, F. J. und Collins, M. P., *Simplified Modified Compression Field Theory for Calculating Shear Strength of Reinforced Concrete Elements*, ACI Structural Journal, Vol. 103, No. 4, pp. 614-624, **2006**.

Bentz, E. C. und Collins, M. P., *Tabelle zur Berechnung des Schubwiderstandes gemäss AASHTO LRFD*, Department of Civil Engineering, University of Toronto, <http://www.ecf.utoronto.ca/~bentz/aashto99.htm>, Toronto, Kanada, **2000**.

Cafilisch, R. und Thürlimann, B., *Schubversuche an teilweise vorgespannten Betonbalken*, Institut für Baustatik und Konstruktion, ETHZ, Bericht Nr. 6504-2, 177 p., Zürich, Schweiz, **1970**.

Campana, S., Fernández Ruiz, M., Anastasi, A. und Muttoni, A., *Analysis of shear-transfer actions on one-way RC members based on measured cracking pattern and failure kinematics*, Magazine of Concrete Research, Vol. 56, No. 6, pp. 386-404, **2013**.

Campana, S., *Éléments en béton armé soumis à une combinaison de flexion, effort tranchant et forces de déviation*, IBETON, EPFL, Dissertation Nr. 5574, 162 p., Lausanne, Schweiz, **2013**.

Campana, S., Fernández Ruiz, M. und Muttoni, A., *Behaviour of nodal regions of reinforced concrete frames subjected to opening moments and proposals for their reinforcement*, Engineering Structures, Vol. 51, pp. 200-210, **2013a**.

Campana, S. und Rupf, M., *Procédure pour les mesures au déformètre*, IBETON, EPFL, Technischer Bericht Nr. 50.35-RT01, 13 p., Lausanne, Schweiz, **2011**.

CEN, *Eurocode 2: Design of concrete structures - Part 1-1: General rules and rules for buildings*, Comité Européen de Normalisation, EN 1992-1-1, 225 p., Brüssel, Belgien, **2004**.

Collins, M. P. und Mitchell, D., *Prestressed Concrete Structures*, Response Publications, 766 p., Kanada, **1997**.

CSA, *CSA Standard A23.3-04: Design of concrete structures*, Canadian Standard Association, 214 p., Mississauga, Kanada, **2004**.

Drucker, D. C., *On Structural Concrete and the Theorems of Limit Analysis*, IABSE International Association for Bridge and Structural Engineering, Publications Vol. 21, pp. 49-59, **1961**.

Fedderson, B. und Nielsen, M. P., *Opbøjet spændarmering som forskydningsarmering*, Technical University of Denmark, Serie R, No. 160, 20 p., Lyngby, Dänemark, **1983**.

Fernández Ruiz, M., Hars, E. und Muttoni, A., *Résistance à l'effort tranchant des poutres précontraintes à âmes minces*, Bundesamt für Strassen, Bericht Nr. 606, 68 p., Bern, Schweiz, **2006**.

Fernández Ruiz, M., Muttoni, A. und Burdet, O., *Computer-aided development of stress fields for the analysis of structural concrete*, fib Symposium 2007, pp. 591-598, Dubrovnik, Kroatien, **2007**.

Fernández Ruiz, M., Muttoni, A. und Gambarova, P., *Relationship between nonlinear creep and cracking of concrete under uniaxial compression*, Journal of Advanced Concrete Technology, Vol. 5, No. 3, pp. 383-393, **2007a**.

Fernández Ruiz, M. und Muttoni, A., *On Development of Suitable Stress Fields for Structural Concrete*, ACI, Structural Journal, Vol. 104, No. 4, pp. 495-502, **2007**.

Fernández Ruiz, M. und Muttoni, A., *Shear strength of thin-webbed post-tensioned beams*, ACI Structural Journal, Vol. 105, No. 3, pp. 308-317, **2008**.

FIB, *Model Code 2010*, Fédération internationale du béton, Final Draft, 653 p., Lausanne, Schweiz, **2011**.

Giaccio, C., Al-Mahaidi, R. und Taplin, G., *Experimental study on the effect of flange geometry on the shear strength of reinforced concrete T-beams subjected to concentrated loads*, Canadian Journal of Civil Engineering, Vol. 29, pp. 911-918, **2002**.

Gregor, T. und Collins, M. P., *Tests of Large Partially Prestressed Concrete Girders*, ACI Structural Journal, Vol. 92, No. 1, pp. 63-72, **1995**.

Guidotti, R., *Poinçonnement des planchers-dalles avec colonnes superposées fortement sollicitées*, IBETON, EPFL, Dissertation Nr. 4812, 230 p., Lausanne, Schweiz, **2010**.

Guidotti, R., Fernández Ruiz, M. und Muttoni, A., *Crushing and Flexural Strength of Slab-Column Joints*, Engineering Structures, Vol. 33, pp. 855-867, **2011**.

Hars, E., *Zum Querkraftwiderstand von Stahl- und Spannbetonträgern mit dünnen Stegen*, IBETON, EPFL, Dissertation Nr. 3551, 146 p., Lausanne, Schweiz, **2006**.

Hegger, J., Sherif, A. und Görtz, S., *Investigation of Pre- and Postcracking Shear Behavior of Prestressed Concrete Beams Using Innovative Measuring Techniques*, ACI Structural Journal, Vol. 101, pp. 183-192, **2004**.

Hoang, L. C., *Shear Strength of Non-Shear Reinforced Concrete Elements - Part2: T-Beams*, Technical University of Denmark, Rapport No. 29, Lyngby, Dänemark, **1997**.

Kaufmann, W., *Strength and Deformations of Structural Concrete subjected to In-Plane Shear and Normal Forces*, Institut für Baustatik und Konstruktion, ETHZ, Bericht Nr. 234, 147 p., Zürich, Schweiz, **1998**.

Kaufmann, W. und Marti, P., *Versuche an Stahlbetonträgern unter Normal- und Querkraft*, Institut für Baustatik und Konstruktion, ETHZ, 141 p., Zürich, Schweiz, **1996**.

Kaufmann, W. und Marti, P., *Structural concrete: cracked membrane model*, Journal of Structural Engineering, Vol. 124, No. 12, pp. 1467-1475, **1998**.

Kostic, N., *Topologie des champs de contraintes pour le dimensionnement des structures en béton armé*, IBETON, EPFL, Dissertation Nr. 4414, 235 p., Lausanne, Schweiz, **2009**.

Kuchma, D., Kim, K. S., Nagle, T. J., Sun, S. und Hawkins, N. M., *Shear Tests on High-Strength Prestressed Bulb-Tee Girders: Strengths and Key Observations*, ACI Structural Journal, Vol. 105, No. 3, pp. 358-367, **2008**.

Kupfer, H., *Erweiterung der Mörsch'schen Fachwerkanalogie mit Hilfe des Prinzips vom Minimum der Formänderungsarbeit*, Comité Euro-International du Béton (CEB), Bulletin d'Information, No. 40, pp. 44-57, Paris, Frankreich, **1964**.

Leonhardt, F., Koch, R. und Rostasy, F. S., *Schubversuche an Spannbetonträgern*, Deutscher Ausschuss für Stahlbeton, Wilhelm Ernst und Sohn, Heft 227, 179 p., Berlin, Deutschland, **1973**.

Leonhardt, F. und Walther, R., *Schubversuche an Plattenbalken mit unterschiedlicher Schubbewehrung*, Deutscher Ausschuss für Stahlbeton, Wilhelm Ernst und Sohn, Heft 156, 84 p., Berlin, Deutschland, **1963**.

Marti, P., Alvarez, M., Kaufmann, W. und Sigrist, V., *Tension chord model for structural concrete*, Structural Engineering International, IABSE, Vol. 8, No. 4, pp. 287-298, **1998**.

Marti, P., *Baustatik*, Ernst und Sohn, 1. Auflage, 683 p., Berlin, Deutschland, **2012**.

Moayer, M. und Regan, P. E., *Shear Strength Of Prestressed And Reinforced Concrete T-Beams*, ACI Publication, Vol. 42, pp. 183-213, **1974**.

Mörsch, E., *Der Eisenbetonbau - Seine Theorie und Anwendung*, Verlag von Konrad Wittwer, 3. Auflage, 376 p., Stuttgart, Deutschland, **1908**.

Müller, P., *Plastische Berechnung von Stahlbetonscheiben und -balken*, Institut für Baustatik und Konstruktion, ETHZ, Bericht Nr. 83, 160 p., Zürich, Schweiz, **1978**.

Muttoni, A., *Die Anwendbarkeit der Plastizitätstheorie in der Bemessung von Stahlbeton*, Institut für Baustatik und Konstruktion, ETHZ, Birkhäuser Verlag, 176 p., Basel, Schweiz, **1990**.

Muttoni, A., Schwartz, J. und Thürlimann, B., *Bemessung von Betontragwerken mit Spannungsfeldern*, Birkhäuser Verlag, 145 p., Basel, Schweiz, **1997**.

Muttoni, A., *Schubfestigkeit und Durchstanzen von Platten ohne Querkraftbewehrung*, Beton- und Stahlbetonbau, Ernst und Sohn, Vol. 98, Heft 2, pp. 74-84, **2003**.

Muttoni, A., Burdet, O. und Hars, E., *Effect of Duct Type on the Shear Strength of Thin Webs*, ACI Structural Journal, Vol. 103, No. 5, pp. 729-735, **2006**.

Muttoni, A. und Fernández Ruiz, M., *Shear strength of members without transverse reinforcement as function of critical shear crack width*, ACI Structural Journal, Vol. 105, No. 2, pp. 163-172, **2008**.

Muttoni, A. und Fernández Ruiz, M., *Levels-of-approximation approach in codes of practice*, Structural Engineering International, Vol. 2, pp. 190-194, **2012**.

Nielsen, M. P., Braestrup, M. W. und Bach, F., *Rational Analysis of Shear in Reinforced Concrete Beams*, IABSE Colloquium Proceedings, P-15, Vol. 2, 16 p., Bergamo, Italien, **1978**.

Nielsen, M. P. und Hoang, L. C., *Limit Analysis and Concrete Plasticity*, CRC Press, 3rd edition, 788 p., Boca Raton, USA, **2011**.

Pansuk, W. und Sato, Y., *Shear Mechanism of Reinforced Concrete T-Beams with Stirrups*, Journal of Advanced Concrete Technology, Vol. 5, pp. 395-408, **2007**.

Placas, A. und Regan, P. E., *Shear Failure of Reinforced Concrete Beams*, ACI Journal, Vol. 68, No. 10, pp. 763-773, **1971**.

Popovics, S., *A numerical approach to the complete stress-strain curve of concrete*, Cement and Concrete Research, Vol. 3, pp. 583-599, **1973**.

Rahal, K. N., *Post-cracking shear modulus of reinforced concrete membrane elements*, Engineering Structures, Vol. 32, No. 1, pp. 218-225, **2010**.

Ritter, W., *Die Bauweise Hennebique*, Schweizerische Bauzeitung, Vol. 33/34, pp. 41-43/49-52/59-61, **1899**.

Robinson, J. R. und Demorieux, J.-M., *Essais de traction - compression sur modèles d'âme de poutre en béton armé*, Institut de Recherches Appliquées du Béton Armé, Compte rendu partiel I, 44 p., Frankreich, **1968**.

Robinson, J. R. und Demorieux, J.-M., *Essais de Poutres en Double Tê en Béton Armé*, Annales de l'Institut Technique du Bâtiment et des Travaux Publics, No. 335, pp. 65-91, Frankreich, **1976**.

Rupf, M., Fernández Ruiz, M. und Muttoni, A., *Post-tensioned girders with low amounts of shear reinforcement: Shear strength and influence of flanges*, Engineering Structures, Vol. 56, pp. 357-371, **2013**.

Rupf, M., Fernández Ruiz, M. und Muttoni, A., *Querkraftwiderstand vorgespannter Brücken mit ungenügender Querkraftbewehrung*, Bundesamt für Strassen, Bericht (in Bearbeitung), Bern, Schweiz, **2014**.

Rupf, M. und Muttoni, A., *Schubversuche an vorgespannten Stahlbetonträgern mit ungenügender Schubbewehrung*, IBETON, EPFL, Versuchsbericht Nr. 09.02-01, 159 p., Lausanne, Schweiz, **2012**.

Sargin, M. und Handa, V. K., *Structural concrete and some numerical solutions*, Proceedings of the 23rd ACM national conference, pp. 563-574, Las Vegas, USA, **1968**.

Schlaich, J., Schäfer, K. und Jennewein, M., *Toward a Consistent Design of Structural Concrete*, PCI Journal, Vol. 32, No. 3, pp. 75-150, **1987**.

SIA, *SIA 262:2013 - Betonbau*, Schweizerischer Ingenieur- und Architektenverein, 102 p., Zürich, Schweiz, **2013**.

Sigrist, V., *Zum Verformungsvermögen von Stahlbetonträgern*, Institut für Baustatik und Konstruktion, ETHZ, Dissertation Nr. 11169, 159 p., Zürich, Schweiz, **1995**.

Sigrist, V., *Generalized Stress Field Approach for Analysis of Beams in Shear*, ACI Structural Journal, Vol. 108, No. 4, pp. 479-487, **2011**.

Sigrist, V., Bentz, E. C., Fernández Ruiz, M., Foster, S. J. und Muttoni, A., *Background to the Model Code 2010 Shear Provisions - Part I: Beams and Slabs*, Structural Concrete, Ernst und Sohn, Vol. 14, No. 3, pp. 195-203, **2013**.

Sigrist, V. und Hackbarth, B., *Querkrafttragfähigkeit von Stahlbetonträgern*, Beton - und Stahlbetonbau, Ernst und Sohn, Vol. 105, Heft 11, pp. 686-694, **2010**.

Sørensen, H. C., *Shear Tests on 12 Reinforced Concrete T-Beams*, Technical University of Denmark, Nr. R 60, 50 p., Lyngby, Dänemark, **1974**.

Thorenfeldt, E., Tomaszewics, A. und Jensen, J. J., *Mechanical properties of high-strength concrete and application in design*, Proceeding on Utilisation of High Strength Concrete, pp. 149-159, **1987**.

Thürlimann, B., *Plastic Analysis of Reinforced Concrete Beams*, IABSE Colloquium, Reports of the working commissions, Vol. 28, pp. 71-90, Kopenhagen, Dänemark, **1979**.

Thürlimann, B., *Shear Strength of Reinforced and Prestressed Concrete-CEB Approach*, ACI Special Publication, Vol. 59, pp. 93-116, **1979a**.

Timoshenko, S. P., *On the Correction for Shear of the Differential Equation for Transverse Vibrations of Prismatic Bars*, Philosophical Magazine and Journal of Science, Vol. 41, No. 245, pp. 744-476, **1921**.

Vecchio, F. J., Collins, M. P. und Aspiotis, J., *High-Strength Concrete Elements Subjected to Shear*, ACI Structural Journal, Vol. 91, No. 4, pp. 423-432, **1994**.

Vecchio, F. J., *Disturbed Stress Field Model for Reinforced Concrete: Formulation*, ASCE Journal of the Structural Division, Vol. 126, No. 9, pp. 1070-1077, **2000**.

Vecchio, F. J. und Collins, M. P., *The modified compression-field theory for reinforced concrete elements subjected to shear*, ACI Journal, Vol. 83, No. 2, pp. 219-231, **1986**.

Walraven, J. C., *Fundamental Analysis of Aggregate Interlock*, ASCE Journal of Structural Engineering, Vol. 107, No 11, pp. 2245-2270, **1981**.

Anhang A – Validierung der EPSF-FE Methode

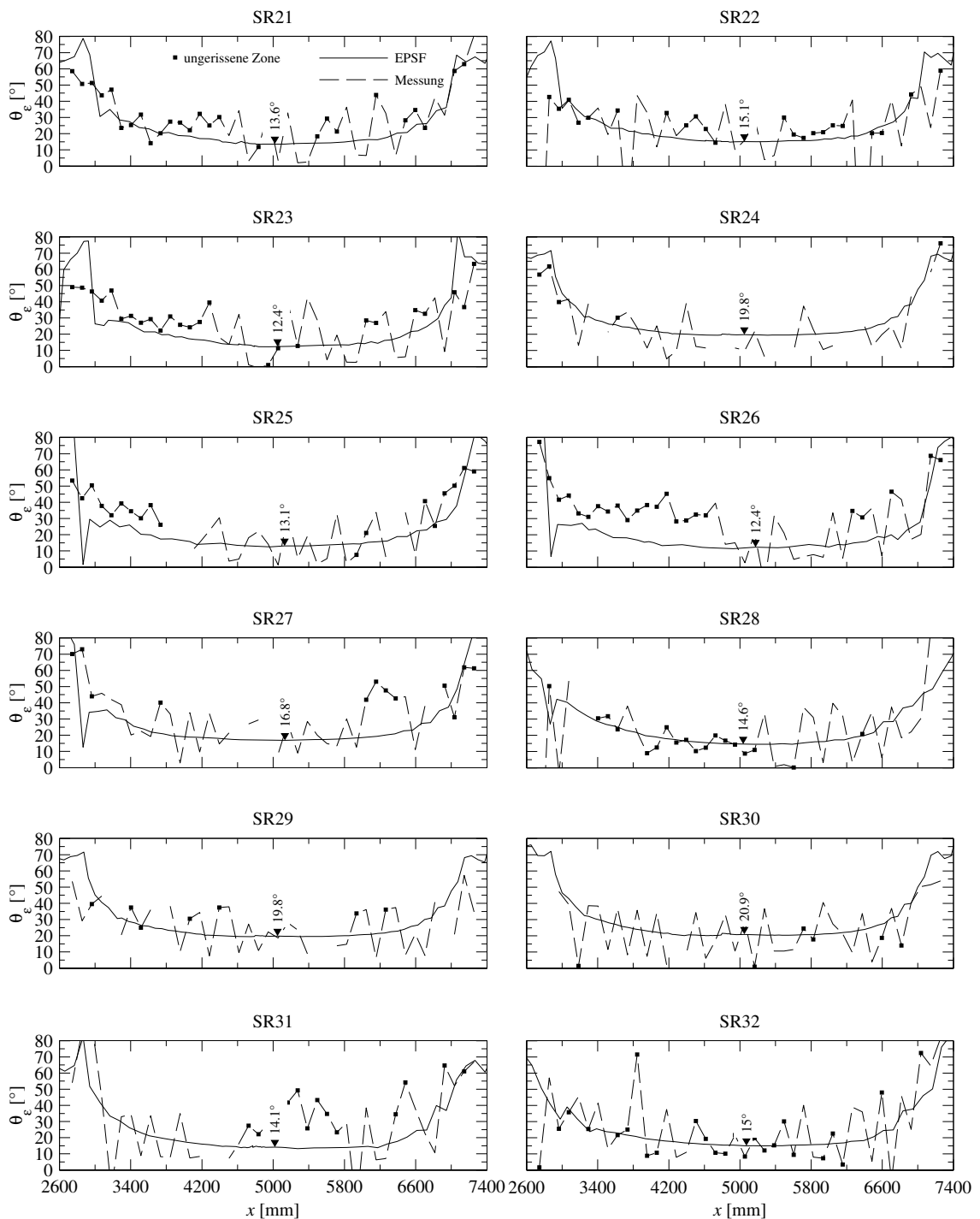


Abbildung A.1: Vergleich der gemessenen mit den anhand der EPSF-FE Methode berechneten Neigungswinkeln der Hauptdruckstauchung θ_ϵ aller Träger auf der Höhe $z = 360$ mm (30 mm unterhalb der Trägerlängsachse, nur Versuchsbereich präsentiert $x = 2600 \div 7400$ mm).

Anhang B – Versuchsträger zur Validierung der Spannungsfeldmethoden

Tabelle B.1: Untersuchte Versuchsträger zur Validierung der elastisch-plastischen Spannungsfelder (EPSF-FE und EPSF-CS)

Träger	f_c [MPa]	ρ_w [%]	P/A [MPa]	$V_{R,Test}$ [kN]	$V_{R,EPSF-FE}$ [kN]	$V_{R,EPSF-CS}$ [kN]	$\frac{V_{R,Test}}{V_{R,EPSF-FE}}$ [-]	$\frac{V_{R,Test}}{V_{R,EPSF-CS}}$ [-]
Rupf und Muttoni [Rupf und Muttoni 2012]								
SR21	30.8	0.086	2.5	399	370	365	1.08	1.09
SR22	33.7	0.126	2.5	459	430	433	1.07	1.06
SR23	35.3	0.063	2.5	364	355	333	1.03	1.09
SR24	31.3	0.251	2.5	579	560	565	1.03	1.02
SR25	33.1	0.086	5.0	484	470	461	1.03	1.05
SR26	36.9	0.063	5.0	457	445	424	1.03	1.08
SR27	28.3	0.188	5.0	606	580	588	1.04	1.03
SR28	37.8	0.086	0.0	222	220	212	1.01	1.05
SR29	29.8	0.251	2.5	585	560	565	1.04	1.04
SR30	31.4	0.251	2.5	581	540	550	1.08	1.06
SR31	31.3	0.086	3.0	309	265	273	1.17	1.13
SR31B	31.3	0.086	3.0	303	265	273	1.14	1.11
SR32	35.2	0.086	0.0	173	175	176	0.99	0.98
Fernández Ruiz und Muttoni [Fernández Ruiz und Muttoni 2008]								
SH1	51.6	0.628	4.2	1491	1393	1456	1.07	1.02
SH2	53.1	0.628	4.2	1260	1313	1345	0.96	0.94
SH3	56.2	0.628	4.2	1535	1462	1486	1.05	1.03
SH5	47.2	0.628	4.2	1657	1674	1439	0.99	1.15
Kaufmann und Marti [Kaufmann und Marti 1996]								
VN1	53.9	0.335	0.0	542	545	561	0.99	0.97
VN2	52.6	0.335	0.0	548	520	535	1.05	1.02
VN3	60.2	0.335	0.0	540	510	540	1.06	1.00
VN4	61.9	0.335	0.0	564	533	577	1.06	0.98

Tabelle B.1 (Fortsetzung): Untersuchte Versuchsträger zur Validierung der elastisch-plastischen Spannungsfelder (EPSF-FE und EPSF-CS)

Träger	f_c [MPa]	ρ_w [%]	P/A [MPa]	$V_{R,Test}$ [kN]	$V_{R,EPSF-FE}$ [kN]	$V_{R,EPSF-CS}$ [kN]	$\frac{V_{R,Test}}{V_{R,EPSF-FE}}$ [-]	$\frac{V_{R,Test}}{V_{R,EPSF-CS}}$ [-]
Kuchma, Kim, Nagle, Sun und Hawkins [Kuchma et al. 2008]								
G1E	83.4	0.545	7.7	2219	2114	2328	1.05	0.95
G1W	83.4	0.545	7.7	2551	2477	2440	1.03	1.05
G2E	86.9	0.930	8.5	2958	2550	3031	1.16	0.98
G2W	86.9	0.930	8.5	3428	3007	3150	1.14	1.09
G3E	109.6	0.818	9.6	3049	2797	2954	1.09	1.03
G3W	109.6	0.818	9.6	3317	2935	2954	1.13	1.12
G4E	112.4	1.704	9.6	3890	3777	4093	1.03	0.95
G4W	112.4	1.704	9.6	3890	3890	4093	1.00	0.95
G5E	122.7	0.184	6.4	1813	1727	1579	1.05	1.15
G5W	122.7	0.184	6.4	1490	1319	1461	1.13	1.02
G6E	87.6	0.852	10.4	2775	2569	2918	1.08	0.95
G6W	87.6	0.852	9.1	2421	2242	2671	1.08	0.91
G7E	86.2	0.818	10.4	2893	2538	2821	1.14	1.03
G7W	86.2	0.818	10.4	3200	3168	2839	1.01	1.13
G8E	91.7	0.818	9.9	2754	2869	2801	0.96	0.98
G9E	66.2	1.573	8.5	2999	2752	3404	1.09	0.88
G9W	66.2	1.573	8.5	2991	2904	3557	1.03	0.84
G10E	73.1	1.136	8.9	3058	2466	2936	1.24	1.04
G10W	73.1	1.136	8.9	3651	2809	3256	1.30	1.12
Sørensen [Sørensen 1974]								
T1a	23.0	0.588	0.0	132	115	121	1.15	1.09
T2a	24.6	0.408	0.0	136	123	128	1.11	1.06
T3a	24.6	0.490	0.0	127	109	111	1.17	1.14
T4a	25.2	0.340	0.0	132	114	116	1.16	1.14
T1b	23.2	0.439	0.0	118	102	103	1.16	1.15
T2b	24.9	0.305	0.0	129	108	109	1.19	1.18
Leonhardt und Walther [Leonhardt und Walther 1963]								
TA1	15.2	1.251	0.0	335	291	341	1.15	0.98
TA2	15.2	0.869	0.0	319	267	316	1.19	1.01
TA3	15.1	0.556	0.0	272	237	258	1.15	1.05
TA4	15.1	0.313	0.0	229	191	196	1.20	1.17
TA13	17.9	1.251	0.0	343	304	345	1.13	0.99
TA14	17.9	0.869	0.0	333	298	332	1.12	1.00
TA15	17.1	0.556	0.0	292	255	269	1.15	1.09
TA11	24.4	0.556	0.0	335	290	261	1.16	1.28
TA12	24.4	0.313	0.0	265	229	226	1.16	1.17
TA6	15.1	0.556	0.0	232	239	258	0.97	0.90
TA16	17.1	0.556	0.0	293	253	269	1.16	1.09
Sämtliche Träger								
Mittelwert							1.09	1.05
Variationskoeffizient							0.07	0.08

Michael Rupf

Chemin de Tout-Vent 2
CH-1023 Crissier
Tel. +41 79 725 42 82
michael.rupf@rufina.ch

Geburtsdatum: 23.07.1980
Zivilstand: verheiratet
Bürgerort: Flums-Grossberg SG, Schweiz

Ausbildung

Doktorat	École Polytechnique Fédérale de Lausanne (EPFL)	2009 – 2013
MSc ETH Bauing.	Eidgenössische Technische Hochschule Zürich (ETHZ)	2006 – 2009
Dipl. Ing FH	Hochschule Rapperswil (HSR)	2000 – 2004
Dipl. Bauzeichner	BZB, Buchs / Widrig, Leumann & Willi AG, Mels	1996 – 2000

Berufserfahrung

Wissensch. Mitarbeiter	École Polytechnique Fédérale de Lausanne (EPFL)	2009 – 2013
Projektingenieur	wlw Bauingenieure AG, Mels / Zürich	2004 – 2007
Bauingenieur	diverse Praktika bei Widrig, Leumann & Willi AG	2000 – 2003
Bauzeichner	Lehre bei Widrig, Leumann & Willi AG, Mels	1996 – 2000

Publikationen

Rupf, M., Fernández Ruiz, M. und Muttoni, A., *Querkraftwiderstand vorgespannter Brücken mit ungenügender Querkraftbewehrung*, Bundesamt für Strassen, Bericht, in Arbeit.

Rupf, M., Fernández Ruiz, M. und Muttoni, A., *Shear design of girders based on strut-and-tie and stress field methods*, Journal-Artikel, in Arbeit.

Rupf, M., Fernández Ruiz, M. und Muttoni, A., *Post-tensioned girders with low amounts of shear reinforcement: Shear strength and influence of flanges*, Engineering Structures, Vol. 56, pp. 357-371, **2013**.

Rupf, M., Fernández Ruiz, M. und Muttoni, A., *Assessment of shear strength for existing bridges with low amounts of shear reinforcement*, Proceedings of the fib Symposium, 4 p., Tel-Aviv, Israel, **2013**.

Rupf, M. und Muttoni, A., *Behaviour and strength of existing bridges with low amount of shear reinforcement*, Proceedings of the 9th fib International PhD Symposium in Civil Engineering, pp. 23-28, Karlsruhe, Deutschland, **2012**.

Braun, B., Rupf, M., Beyer, K. und Dazio, A., *Quasi-static cyclic tests of two prefabricated, reinforced masonry walls*, 14th European Conference on Earthquake Engineering, 8 p., Ohrid, Mazedonien, **2010**.

Rupf, M., Braun, B., Beyer, K. und Dazio, A., *Quasi-statisch zyklische Versuche an vorgefertigten, bewehrten Mauerwerkswänden*, Erdbeben und Mauerwerk, Dokumentation SIA D0231, 8 p., Zürich, Schweiz, **2009**.