



Schweizerische Eidgenossenschaft
Confédération suisse
Confederazione Svizzera
Confederaziun svizra

Eidgenössisches Departement für Umwelt, Verkehr, Energie und Kommunikation UVEK
Département fédéral de l'environnement, des transports, de l'énergie et de la communication DETEC
Dipartimento federale dell'ambiente, dei trasporti, dell'energia e delle comunicazioni DATEC

Bundesamt für Strassen
Office fédéral des routes
Ufficio federale delle Strade

Querkraftwiderstand vorge- spannter Brücken mit ungenü- gender Querkraftbewehrung

**Résistance des ponts précontraints avec étriers
insuffisants**

**Shear strength of prestressed bridges with
insufficient shear reinforcement**

Ecole Polytechnique Fédérale de Lausanne (EPFL)
Laboratoire de Construction en Béton (IBETON)
M. Rupf
M. Fernández Ruiz
A. Muttoni

**Forschungsauftrag AGB 2006/015_OBF auf Antrag der
Arbeitsgruppe Brückenforschung (AGB)**

Impressum

Forschungsstelle und Projektteam

Projektleitung

Prof. Dr. A. Muttoni

Mitglieder

M. Rupf

Dr. M. Fernández Ruiz

Begleitkommission

Präsident

Dr. A. Fürst

Mitglieder

H. Figi

Dr. D. Somaini

Antragsteller

Arbeitsgruppe Brückenforschung (AGB)

Bezugsquelle

Das Dokument kann kostenlos von <http://www.mobilityplatform.ch> heruntergeladen werden.

Inhaltsverzeichnis

Impressum	4
Zusammenfassung	7
Résumé.....	8
Summary	9
1 Einleitung	11
1.1 Problemstellung.....	11
1.2 Ziele der Forschungsarbeit	12
2 Querkraftbemessung mittels Spannungsfeldern	13
2.1 Starr-plastische Spannungsfelder.....	14
2.2 Erweiterte starr-plastische Spannungsfelder.....	15
2.3 Elastisch-plastische Spannungsfelder	17
2.4 Effektive Betondruckfestigkeit von Stegbeton.....	18
2.4.1 Einfluss des spröden Bruchverhaltens von Beton höherer Festigkeit	18
2.4.2 Einfluss der Querkzugdehnung	18
2.4.3 Äquivalente plastische Betondruckfestigkeit	19
2.4.4 Einfluss des Spanngliedhüllrohres	19
3 Erkenntnisse aus eigenen Versuchen	21
3.1 Beschreibung der Versuchsserie	21
3.2 Versuchsergebnisse	23
3.3 Auswertung der Versuchsergebnisse	26
3.3.1 Deformationsmessungen.....	26
3.3.2 Querkrafttraganteile	27
3.3.3 Flanscheinfluss	28
3.4 Schlussfolgerungen aus der eigenen Versuchsserie	31
4 Weiterentwicklung der Spannungsfeldmethoden	33
4.1 Elastisch-plastische Spannungsfelder mit Analyse der kritischen Druckstrebe.....	34
4.1.1 Modellbildung	34
4.1.2 Berechnungsablauf.....	34
4.1.3 Materialgesetze und effektive Betonfestigkeit	36
4.1.4 Verformungsverträglichkeitsbedingungen	36
4.1.5 Gleichgewicht der Vertikalkräfte	37
4.1.6 Gleichgewicht der Horizontalkräfte	39
4.2 Spannkraftzunahme.....	42
4.3 Berücksichtigung des Flanscheinflusses	44
4.4 Potentiell kritische Druckstreben.....	49
5 Anwendung und Validierung der Bemessungsmethoden.....	50
5.1 Schweizer Norm SIA 262 (2013)	51
5.1.1 LoA I	52
5.1.2 LoA II	52
5.2 Elastisch-plastische Spannungsfelder (EPSF).....	53
5.2.1 EPSF-FE	53
5.2.2 EPSF-CS	54
5.3 Überprüfung verwendeter Spannungsfeldgrundlagen.....	55
5.3.1 Überprüfung der verwendeten Reduktionsfaktoren.....	55
5.3.2 Überprüfung der Dehnungsbegrenzung der Querkraftbewehrung	57
6 Schlussfolgerungen	61

Anhänge	65
Abkürzungen.....	69
Literaturverzeichnis.....	73
Projektabschluss	77
Verzeichnis der Berichte der Forschung im Strassenwesen	82

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 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 Grundlagen, Entwicklung und Potential beschrieben.

Das Tragverhalten bestehender Träger 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 geneigten Vorspanngliedern. Anhand der Versuchsergebnisse werden zudem bestehende Bemessungsansätze validiert, bezüglich deren Anwendbarkeit auf Träger mit schwachen Querkraftbewehrungsgehalten.

Bestehende Spannungsfeldansätze weisen entweder grössere Modellvereinfachungen auf (starr-plastische Spannungsfelder) oder erfordern einen relativ grossen Modellierungs- und Rechenaufwand (elastisch-plastische Spannungsfelder, implementiert in die finite Elemente Methode). In der vorliegenden Arbeit wird daher ein neuer Ansatz hergeleitet, welcher ebenfalls auf elastisch-plastischem Materialverhalten beruht. Er zeichnet sich gegenüber der bestehenden Methode der elastisch-plastischen Spannungsfelder durch einen geringeren 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 und der Methode der elastisch-plastischen Spannungsfelder erfolgt anhand von 57 geprüften Trägern verschiedener Serien (eigene Versuche und Resultate aus der Literatur). Der Vergleich zwischen den zwei Berechnungsmethoden und den Versuchsergebnissen zeigt eine sehr gute Genauigkeit der beiden Ansätze.

Résumé

Le relevé et l'évaluation de l'état de structures existantes en béton armé est un domaine d'importance croissante pour l'ingénieur civil, notamment à cause des très nombreuses constructions réalisées au siècle dernier. La modélisation d'éléments de structure existants en béton armé à l'aide de champs de contraintes ou de modèles de bielles-et-tirants constitue une solution élégante pour la vérification numérique de la sécurité structurale. Les normes de construction actuelles basent souvent leurs solutions sur des analyses simplifiées par des champs de contraintes rigides-plastiques qui constituent ainsi les niveaux de vérification de base des méthodes de champs de contraintes. Lors de la vérification numérique de la sécurité structurale sur la base des normes et règlement actuels, il arrive fréquemment que la résistance à l'effort tranchant des âmes de poutres ou de caissons en béton armé ou précontraint est insuffisante. Ceci peut découler de leur faible taux d'armature d'effort tranchant, mais aussi des simplifications du modèle correspondant aux niveaux d'approximation inférieurs des normes. Pour éviter des mesures de renforcement inutiles, une vérification faisant appel à des méthodes plus précises peut être utile. Dans ce cas, l'utilisation de champs de contraintes élastiques-plastiques, qui appartiennent aux niveaux de dimensionnement supérieurs, permet de tenir compte de contributions supplémentaires à la résistance à l'effort tranchant et de mieux représenter le comportement de la structure.

Le présent travail de recherche traite en général du dimensionnement à l'effort tranchant d'éléments de structures en béton armé et précontraint sur la base de champs de contraintes et en particulier de l'analyse de structures existantes au moyen de champs de contraintes élastiques-plastiques. Il donne un aperçu des méthodes de champs de contraintes courantes, avec leurs bases, leur développement et leurs potentiels.

Le comportement sous charge de poutres existantes a fait l'objet d'une série d'essais sur douze poutres en béton armé et précontraint. Les éléments d'essai représentent des cas très proches de la réalité des poutres continues précontraintes avec très peu d'armature transversale. Ils ont ensuite été analysés au moyen de champs de contraintes élastiques-plastiques. Les résultats permettent de décrire et de quantifier les diverses contributions à la résistance à l'effort tranchant, ainsi que l'influence des ailes des poutres et de l'augmentation de la force de précontrainte dans les câbles inclinés. Ceci a permis de confirmer que les méthodes de dimensionnement existantes sont également applicables aux poutres avec de faibles taux d'armature transversale.

Les méthodes existantes basées sur des champs de contraintes soit incluent de grandes simplifications dans leur modèle (champs de contraintes rigides-plastiques) ou alors exigent un effort de modélisation et de calcul relativement important (champs de contraintes élastiques-plastiques avec une implémentation par éléments finis). Le présent travail propose une nouvelle méthode qui se base également sur un comportement élastique-plastique, avec moins de simplifications dans son modèle que les champs de contraintes rigides-plastiques. Elle se distingue des méthodes existantes basées sur des champs de contraintes élastiques-plastiques par un effort de modélisation moindre et un temps de calcul significativement réduit. Cette méthode inclut de plus une formulation qui tient compte de l'augmentation de la force de précontrainte dans les câbles inclinés et de l'influence des ailes. La validation de cette méthode et de celle des champs de contraintes rigides-plastiques se base sur 57 poutres qui ont fait l'objet d'essais en laboratoire (dans le cadre de cette recherche et dans la littérature). La comparaison entre les deux méthodes de calcul et les résultats d'essais démontre leur très bonne précision.

Summary

The evaluation of the condition of existing reinforced concrete structures is quickly becoming a central activity in civil engineering, owing in part to the large number of structures built in the last century. The modeling of existing reinforced concrete elements by means of stress fields or strut-and-tie models constitutes an elegant solution to numerically assess their ultimate limit state capacity. Current design codes are often based on simple, rigid-plastic stress fields that constitute the lower levels of stress-field methods. In the process of numerical assessment of the load-carrying capacity on the basis of current codes and design rules, it is frequent that the shear strength of webs of beams and box girders is found to be insufficient. This can be caused by a very low transversal reinforcement ratio, but also by model simplifications in the lower levels of stress-field methods and in design codes. To avoid unnecessary strengthening, it can be advisable to perform an assessment with more accurate methods. In this case, elastic-plastic stress fields can be applied, which belong to higher levels methods and allow accounting for additional contributions to the shear strength and a better description of the behavior of the beam.

The present research presents the shear design of reinforced and post-tensioned concrete members based on stress fields in general, with a special focus on the analysis of existing structures by elastic-plastic stress fields. It includes an overview of the most common stress field methods, their bases, development and potential,

The behavior under load of existing girders was investigated in a test series on twelve reinforced and post-tensioned concrete members. The test specimens closely correspond to post-tensioned continuous beams with low transverse reinforcement ratios. They were also investigated using elastic-plastic stress fields. The test results allow a precise description and quantification of the various contributions to the shear strength, of the influence of the flanges of the girders and of the force increase in inclined tendons. These results confirm the applicability of existing design methods for the case of girders with low transverse reinforcement ratios.

Existing stress fields methods either include large simplifications (rigid-plastic stress fields) or demand a relatively large modeling and computational effort (elastic-plastic stress fields with implementation in finite element codes). The present work presents a new method, also based on elastic-plastic material properties, which includes less model simplifications than methods based on rigid-plastic methods but without requiring a large modeling and computational effort. This method further includes a formulation to account for the increase of the force in inclined tendons and for the effect of flanges. The validation of this method, together with elastic-plastic stress field calculations, is based on results on 57 girders (from this research and from the literature). The comparison between the two calculation methods and the test results shows that both exhibit a very good accuracy.

1 Einleitung

1.1 Problemstellung

Die Stahlbetonbauweise ist seit mehr als hundert Jahren bekannt und fand besonders ab der zweiten Hälfte des letzten Jahrhunderts mannigfaltige Anwendung im Hoch- und Brückenbau. Im Brückenbau wurden neben einfachen Trägern mit dünnen Stegen häufig auch vorgespannte, dünnwandige Kastenbrückenträger erstellt (Abbildung 1.1).

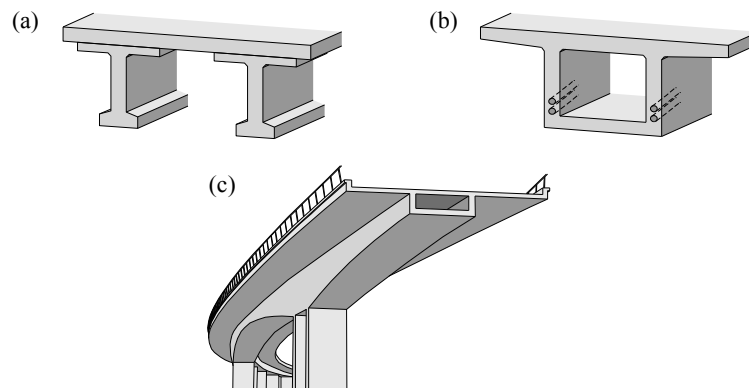


Abb. 1.1 Potentiell schubkritische Stahlbeton- und Spannbetonelemente: (a) Stahlbeton- oder Spannbetonträger mit dünnem Trägersteg; (b) dünnwandiger Steg eines vorgespannten Kastenbrückenträgers und (c) Kastenbrückenträger.

Aufgrund der zahlreich erstellten Bauwerke des letzten Jahrhunderts bildet die Beurteilung der Tragsicherheit bestehender Stahlbetontragwerke einen immer wichtigeren und grösseren Bestandteil der Bauingenieurarbeit. Eine rechnerische Überprüfung bestehender Kunstbauten kann aus vielerlei Hinsicht erforderlich werden. 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 Querkkräfte in schubkritischen Stahlbetonelementen. Andererseits kann eine 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 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 Baukunde 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 Baukunde ein, kann sich in einem Nachweis gemäss den aktuellen Bemessungsnormen dennoch herausstellen, dass der Tragsicherheitsnachweis nicht erbracht werden kann. Durch die Anwendung detaillierterer Bemessungsmethoden 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.

1.2 Ziele der Forschungsarbeit

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. Die Konzipierung der Versuche erlaubt eine realitätsnahe Abbildung bestehender Tragwerke unter Berücksichtigung der beschriebenen Parameter. Die detaillierten Messungen während der Versuche erlauben, zusammen mit den Spannungsfeldmodellen der Versuchskörper, 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.

Bei der Querkraftbemessung schubkritischer Stahlbeton- und Spannbetonelemente (Abbildung 1.1) bieten die Spannungsfelder diverse Näherungsstufen unterschiedlicher Präzision und mit variierendem Modellierungs- und Berechnungsaufwand. In der vorliegenden Forschungsarbeit wird allgemein auf die Querkraftbemessung von Stahlbeton- und Spannbetonträgern anhand von Spannungsfeldern eingegangen. Ein besonderes Augenmerk gilt den präziseren 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 starr-plastische Spannungsfeldmethoden weisen bei der Querkraftbemessung von Trägern diverse Vereinfachungen auf und vernachlässigen gewisse Tragreserven. Sie ermöglichen in der Praxis die einfache, schnelle und effiziente Querkraftbemessung neu zu erstellender Stahlbetonbauteile mit einer vernünftigen Sicherheitsmarge beim Tragwiderstand. Kann der Trägersicherheitsnachweis eines bestehenden Trägers anhand dieser Ansätze nicht erbracht werden, bietet sich die Überprüfung anhand präziserer Methoden an. Durch eine Bauteilanalyse mittels elastisch-plastischer Spannungsfelder (EPSF) lassen sich die vernachlässigten Querkraftwiderstandsanteile berücksichtigen und eine präzisere 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.

2 Querkraftbemessung mittels Spannungsfeldern

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 2.1 (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 2.1 (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.

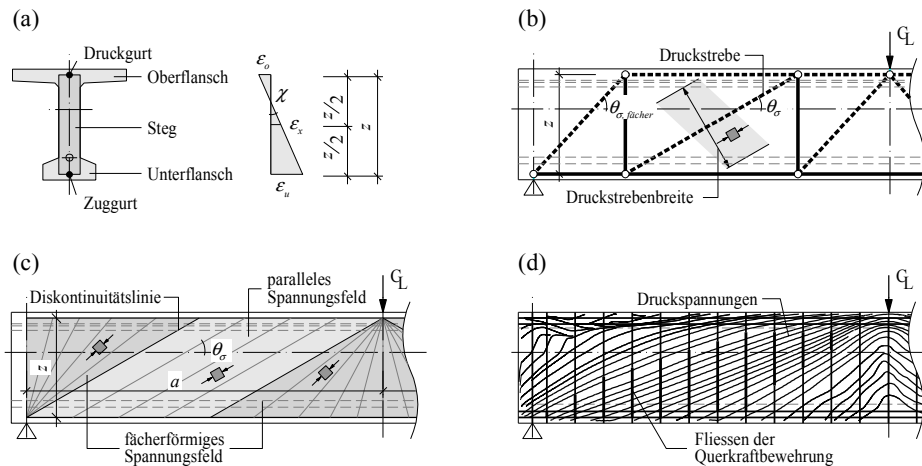


Abb. 2.1 Querkraftbemessungsmethoden für Träger mit dünnem Steg: (a) Aufteilung des Querschnittes in Steg, Druck- und Zuggurt; (b) Fachwerk; (c) starr-plastisches Spannungsfeld (klassisches Spannungsfeld); und (d) elastisch-plastisches Spannungsfeld (erweitertes Spannungsfeld).

Die Fachwerk- und Spannungsfeldmethoden bilden die Grundlage mehrerer Bemessungsnormen wie der Schweizer Norm SIA 262 [1], des Eurocodes 2 [2] oder des Model Codes 2010 [3] und sind detailliert in den Publikationen von Schlaich, Schäfer und Jennewein [4] und Muttoni, Schwartz und Thürlimann [5] beschrieben.

2.1 Starr-plastische Spannungsfelder

Spannungsfeldmethoden, welche auf einem starr-plastischen Materialverhalten basieren, wurden vorrangig in Dänemark [6] und in der Schweiz [7] entwickelt und sind auch als klassische Spannungsfelder bekannt (Abbildung 2.1 (c)). Sie repräsentieren eine Lösung gemäss dem unteren Grenzwertsatz der Plastizitätstheorie [8] (auch statischer Grenzwertsatz genannt), 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 2.2 (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 2.2 (c)). Die Betonfestigkeit wird als äquivalente plastische Betondruckfestigkeit $f_{cp} = \eta_{fc} \cdot \eta_{\epsilon} \cdot f_c$ angesetzt (Kapitel 2.4.3). Auf demselben Materialverhalten basieren auch Fachwerke (Abbildung 2.1 (a)).

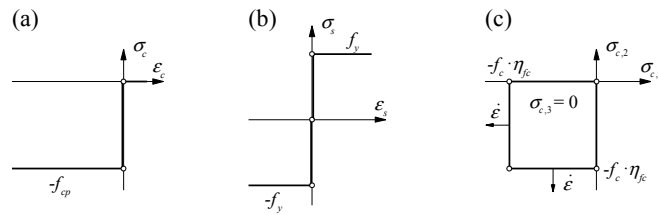


Abb. 2.2 Starr-plastische Materialgesetze für (a) Beton unter Vernachlässigung der Betonzugfestigkeit und (b) Bewehrungsstahl. (c) Fliessbedingung des Betons im ebenen Spannungszustand.

Durch die Vernachlässigung der elastischen Dehnungen ergibt sich in den klassischen Spannungsfeldern die Möglichkeit, Diskontinuitätslinien zwischen den einzelnen Feldern anzuordnen (siehe Abbildung 2.1 (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. Bei den klassischen Spannungsfeldern 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 das Gleichsetzen der beiden Querkräfte in der Querkraftbewehrung ($V = \sigma_{sw} \cdot A_{sw} \cdot z / s \cdot \cot \theta_\sigma$) und im geneigten Betondruckspannungsfeld ($V = -\sigma_c \cdot b_w \cdot z \cdot \sin \theta_\sigma \cdot \cos \theta_\sigma$) ermitteln. Hierfür werden in den Gleichungen die beiden Materialfestigkeiten eingesetzt, beim Bewehrungsstahl die Fliessgrenze ($\sigma_{sw} = f_y$) und beim Beton die äquivalente plastische Betonfestigkeit ($\sigma_c = -f_{cp}$, siehe Abbildung 2.2 (a-b)). 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:

$$\theta_\sigma = \arcsin \sqrt{\frac{\rho_w \cdot f_y}{f_{cp}}} \leq 45^\circ \quad (2.1)$$

mit dem geometrischem Querkraftbewehrungsgehalt $\rho_w = A_{sw} / (b_w \cdot s)$ (dabei sind A_{sw} die Querschnittsfläche der Bügel, b_w die Stegbreite und s der Bügelabstand) und einer oberen Begrenzung des Winkels auf 45° (Stegdruckbruchkriterium massgebend).

Die Vernachlässigung der elastischen Materialdehnungen im Beton und im Bewehrungsstahl führt zu einem unbekannten Dehnungszustand im Stahlbetonelement. Der effektive Wert des verformungsabhängigen Reduktionsfaktors der Betondruckfestigkeit η_ε zur Berücksichtigung der Betonquerzugdehnung (siehe Kapitel 2.4.2) und die damit verbundene äquivalente plastische Betondruckfestigkeit f_{cp} (Kapitel 2.4.3) lassen sich nicht exakt ermitteln. Damit ist auch die genaue Bestimmung von θ_σ nicht möglich, da der Wert von f_{cp} abhängt.

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 ($\theta_{\sigma,min} \leq \theta_\sigma \leq \theta_{\sigma,max}$). 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 sind 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.

2.2 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 Spannungsfelder, welche auch als Verallgemeinerte Spannungsfelder (VSF) bezeichnet werden, geht auf die Arbeiten von Kaufmann und Marti [9] und Sigrist und Hackbarth [10] zurück. Die Verformungsverträglichkeitsbedingung wird auf der Grundlage der Trägerlängsdehnungen im Stegbereich auf einer gewissen Kontrollhöhe formuliert (ε_x in Abbildung 2.1 (a)). 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 Druckgurtdéhnung ε_o und der Zuggurtdéhnung ε_u berechnet werden. Als massgebende Längsdehnung wird in vielen Publikationen und Bemessungsnormen [1;3;10;11] 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 wird angenommen, dass der Neigungswinkel der Betonhauptdruckspannungen dem Neigungswinkel der Betonhauptdruckstauchung entspricht ($\theta_\sigma = \theta_\varepsilon$). Somit lässt sich die Betonstauchung des Druckspannungsfeldes ε_c der Hauptdruckstauchung ε_2 gleichsetzen ($\varepsilon_c = \varepsilon_2$, ε_c entspricht der Stauchung in Richtung von $\sigma_{c,2}$, Abbildung 2.3). 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 2.3).

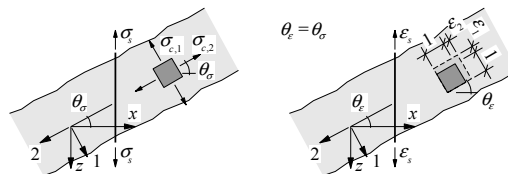


Abb. 2.3 Spannungen und Dehnungen in Beton und Bewehrung.

Aus dem Mohr'schen Verzerrungskreis in Abbildung 2.4 lässt sich die Hauptzugdehnung ε_1 ermitteln als:

$$\varepsilon_1 = \varepsilon_x + (\varepsilon_x - \varepsilon_z) \cdot \cot^2 \theta_\sigma \quad (2.2)$$

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

$$\tan^2 \theta_\sigma = \frac{\varepsilon_z - \varepsilon_x}{\varepsilon_2 - \varepsilon_z} \quad (2.3)$$

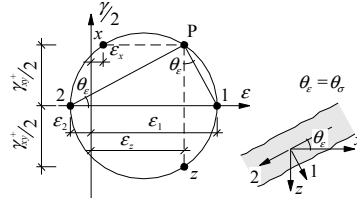


Abb. 2.4 Mohr'scher Verzerrungskreis zur Herleitung der Verformungsverträglichkeit zwischen Beton und Bewehrung.

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 beim Fließbeginn und beim Erreichen der Zugfestigkeit eingesetzt, ergibt sich aus Gleichung (2.3) ein analytisch berechenbarer Minimal- und Maximalwert der Neigung θ_σ . Die mittleren Dehnungen werden auf der Grundlage des Zuggurtmodells [12;13] bestimmt, welches den Verbund zwischen Bewehrung und gerissenem Beton beschreibt. Mit gängigen Verbundwerten ergibt sich aus Gleichung (2.3), 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 ($\kappa = 0.80$). Durch die Linearisierung der Gleichung (2.3) 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 [3] mit $\varepsilon_{su} \geq 5.0\text{‰}$) ergibt sich der Neigungswinkel θ_σ nach Sigrist und Hackbarth [10] als:

$$20^\circ + 5000 \cdot \varepsilon_x \leq \theta_\sigma \leq 35^\circ + 5000 \cdot \varepsilon_x \quad (2.4)$$

Anhand der Gleichung (2.3) mit den vorgeschlagenen Werten ε_2 und ε_z oder der von Sigrist und Hackbarth ermittelten Gleichung (2.4) können die Begrenzungen von θ_σ als Funktion von ε_x bestimmt werden. Mit der Hauptzugdehnung ε_1 aus Gleichung (2.2) lassen sich auch der Reduktionsfaktor η_ε und die äquivalente plastische Betondruckfestigkeit f_{cp} berechnen (Kapitel 2.4.2 und 2.4.3).

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 wie der Schweizer Norm SIA 262 [1] oder des Model Codes 2010 [3]. 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 bereits in den klassischen Spannungsfeldern erläutert.

2.3 Elastisch-plastische Spannungsfelder

Eine weitere Verallgemeinerung gegenüber den klassischen und den erweiterten starr-plastischen Spannungsfeldern ergibt sich durch die Modellierung von elastisch-plastischem Materialverhalten (bilineares Materialgesetz) für Bewehrungsstahl und Beton (Abbildung 2.5) und die Berücksichtigung der Verformungsverträglichkeit. Abermals wird die Betonzugfestigkeit vernachlässigt und wie in den erweiterten starr-plastischen 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 2.3). Die auf dieser Grundlage erzeugten Spannungsfelder werden in der Folge als elastisch-plastische Spannungsfelder (EPSF) bezeichnet.

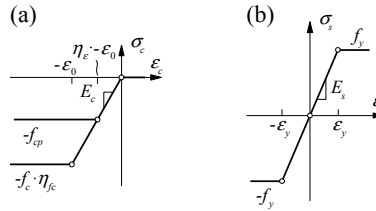


Abb. 2.5 Elastisch-plastische Materialgesetze für (a) Beton unter Vernachlässigung der Betonzugfestigkeit und (b) Bewehrungsstahl.

Die generellste und präziseste 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 [14] 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 des Weiteren 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.

Abbildung 2.1 (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 $f_{cp} = \eta_\varepsilon \cdot \eta_\sigma \cdot f_c$ wird für jedes finite Element einzeln bestimmt (siehe Kapitel 2.4.3). Gemäss den Arbeiten von Vecchio, Collins und Aspiotis [15] und Belarbi und Hsu [16] wird bis zum Erreichen der äquivalenten plastischen Betondruckfestigkeit f_{cp} eine konstante Betonsteifigkeit E_c angesetzt (Abbildung 2.5 (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 2.4.4 erfasst. Modellerte Bewehrungsstäbe wirken nur auf Zug oder Druck in ihrer Achse und übertragen keine Querkraft (keine Dübelwirkung berücksichtigt).

2.4 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.

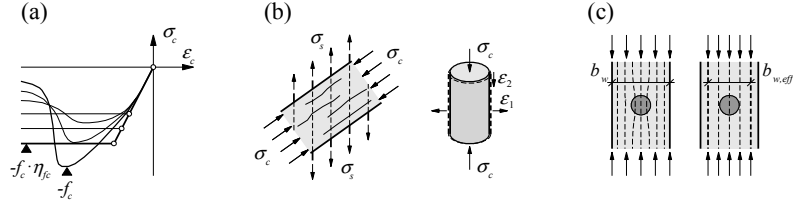


Abb. 2.6 Festigkeitsreduktionsfaktor für Stegbeton zur Berücksichtigung (a) des spröden Bruchverhaltens von Beton höherer Festigkeit und (b) des Betonquerzugs. (c) Reduktion der Stegdicke infolge Störung des Kraftflusses durch ein Spanngliedhüllrohr.

2.4.1 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 2.6 (a)). Mit zunehmendem Betonwiderstand weist der Beton ein immer spröderes Verhalten mit immer stärkerer Entfestigung nach dem Erreichen des Maximalwiderstandes auf. 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 [17] kann der Reduktionsfaktor berechnet werden als:

$$\eta_{fc} = \left(\frac{30 \text{ N/mm}^2}{f_c} \right)^{\frac{1}{3}} \leq 1.0 \quad (2.5)$$

womit ab einer Betonfestigkeit von 30 N/mm^2 eine Reduktion einsetzt. Der Reduktionsfaktor η_{fc} wird bei Anwendung der Spannungsfeldmethode auf sämtliche Betonbauteile, d.h. bei Trägern sowohl auf den Steg, als auch auf den Druckgurt angewendet.

2.4.2 Einfluss der Querkugdehnung

Einen weiteren Einfluss auf die Betondruckfestigkeit üben Risse entlang der Hauptdruckrichtung aus. Solche Querkugdehnungen treten insbesondere in Trägerstegen auf und werden dort durch die Aktivierung der Querkraftbewehrung verursacht (Abbildung 2.6 (b)). Die aufgezwungenen Querkugdehnungen ε_1 entfestigen den Beton und verringern den Betondruckwiderstand. Dieses Phänomen wurde frühzeitig von Robinson und Demorieux [18;19] beschrieben. Die meistgenutzte Formulierung eines Festigkeitsreduktionsfaktors zur Berücksichtigung der Querkugdehnung stammt von Vecchio und Collins [20] und wurde zusammen mit der Modified Compression Field Theory (MCFT) vorgeschlagen. Der Reduktionsfaktor basiert auf einem empirischen Ansatz und berechnet sich direkt aus den Hauptzugdehnungen ε_1 als:

$$\eta_e = \min \left[1.0; \frac{1}{0.8 + 170 \cdot \varepsilon_1} \right] \quad (2.6)$$

Ähnliche Formulierungen stammen von Belarbi und Hsu [16], Sigrist und Hackbarth [10;21] oder von Kaufmann [22] und berechnen den Reduktionsfaktor ebenfalls in Abhängigkeit von ε_1 , jedoch mit veränderten Konstanten. Die in der Schweizer Betonbaunorm SIA 262 (2013) [1] und im Model Code 2010 [3] verwendeten Reduktionsfaktoren bei Ansätzen höherer Näherungsstufen entsprechen der Gleichung von Sigrist [21]:

$$\eta_\varepsilon = \frac{1}{1.2 + 55 \cdot \varepsilon_1} \quad (2.7)$$

Ein exakterer Wert der Hauptzugdehnung ε_1 lässt sich bei Verwendung von elastisch-plastischen Materialgesetzen bestimmen. Unter Anwendung der Verallgemeinerten Spannungsfelder (VSF) 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 [5] die Verwendung eines Reduktionsfaktors $\eta_\varepsilon = 0.6$ vor.

2.4.3 Äquivalente plastische Betondruckfestigkeit

Durch die Verwendung der beiden Reduktionsfaktoren zur Berücksichtigung des spröden Bruchverhaltens von Beton höherer Festigkeit η_{fc} und der Betonquerzugdehnung η_ε lässt sich die Betonzylinderdruckfestigkeit f_c in eine reduzierte Betondruckfestigkeit umrechnen, welche als äquivalente plastische Betondruckfestigkeit f_{cp} bezeichnet werden kann [14]. Diese ist definiert als:

$$f_{cp} = \eta_{fc} \cdot \eta_\varepsilon \cdot f_c \quad (2.8)$$

2.4.4 Einfluss des Spanngliedhüllrohres

Die Spanngliedhüllrohre in Stegen von vorgespannten Trägern beeinflussen den Spannungsfluss in den geneigten Betondruckstreben. Der Einfluss eines Spanngliedhüllrohres in Trägerstegen lässt sich näherungsweise durch einen Reduktionsfaktor η_D berücksichtigen:

$$\eta_D = 1 - k \cdot \sum \frac{d_D}{b_w} \quad (2.9)$$

und über den Beiwert k vom verwendeten Material und vom Füllzustand des Hüllrohres abhängig ist. Gemäss Muttoni, Burdet und Hars [23] sind für k folgende Werte zu verwenden:

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

Die Berücksichtigung des Faktors η_D kann über eine Betonfestigkeitsreduktion auf die sogenannte effektive Betondruckfestigkeit $f_{ce} = \eta_{fc} \cdot \eta_\varepsilon \cdot \eta_D \cdot f_c$ erfolgen und die Stegdicke b_w verwendet werden. Alternativ lässt 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:

$$b_{w,eff} = b_w \cdot \eta_D \quad (2.10)$$

Den einfachsten Ansatz zur Berücksichtigung sämtlicher Reduktionsfaktoren stellt die Verwendung der äquivalenten plastischen Betondruckfestigkeit f_{cp} gemäss Gleichung (2.8) und der effektiven Stegdicke $b_{w,eff}$ gemäss Gleichung (2.10) dar.

Sämtliche Prüfkörper sind 10 m lang, 780 mm hoch und weisen in der Trägermitte einen rund 4.8 m langen Versuchsbereich auf. Zehn Träger wurden gemäss den Prüfkörpern von Kaufmann und Marti [25] 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 Flanscbreite 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.

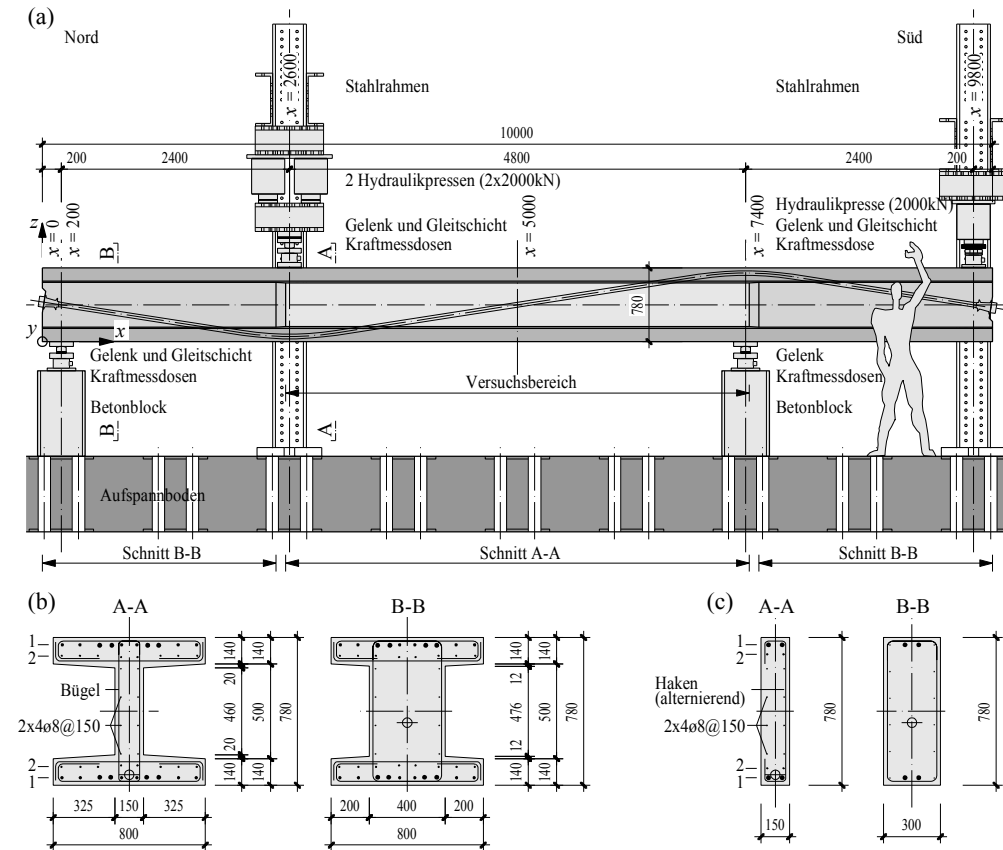


Abb. 3.1 Versuchsaufbau, Trägerabmessungen und Bewehrung (Masse in [mm], Querkraftbewehrung und Bewehrung Layer 1 und 2 in Abbildung 3.1): (a) Längsansicht des Versuchsaufbaus; (b) Abmessungen und Bewehrung der Träger mit Flanschen; und (c) Abmessungen und Bewehrung der Träger ohne Flansche.

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 Minimalbewehrungsvorgaben gängiger Bemessungsnormen (z.B. SIA 262 (2013) [1] mit $\rho_{w,min} \approx 0.08\%$ für die Versuchsträger). Abbildung 3.2 (b-c) zeigt die Bewehrung der Prüfkörper. Die Querkraftbewehrung im Versuchsbereich (Schnitt A-A) besteht aus Bügeln oder aus 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 Abbildung 3.1 zusammengestellt. Die Tabelle zeigt auch die Verankerungsdetails der Querkraftbewehrung der drei Träger SR24, SR29 und SR30 mit verminderter Verankerungslänge.

Zehn Versuchsträger weisen eine Vorspannung auf mit Vorspanngraden P/A von 2.5, 3.0 oder 5.0 N/mm², bezogen auf den Versuchsbereich. Die Versuchskörper mit hohem Vorspanngrad (5.0 N/mm²) sind mit zwei Spanngliedern mit je 4 Litzen 150 mm² 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.

Der verwendete Beton normaler Festigkeit weist eine Kornverteilung 0-16 mm auf. Tabelle 3.1 zeigt die ermittelten mittleren Zylinderdruckfestigkeiten f_{cm} (Zylinder 160 x 320 mm) der Versuchskörper am Versuchstag. 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 der Querkraftbewehrung f_y ist in Tabelle 3.1 ersichtlich. Die Zugfestigkeit der Querkraftbewehrung f_t beträgt 623 bzw. 640 N/mm² bei Trägern mit Flanschen und 588 N/mm² bei Trägern ohne Flansche. Die Querkraftbewehrung kann gemäss deren Bruchdehnung ε_{su} als Bewehrungsstahl der Duktilitätsklasse A eingestuft werden (nach SIA 262 (2013) [1]).

3.2 Versuchsergebnisse

Sämtliche Versuchskörper weisen einen Schubbruch im Prüfbereich 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 $V_{Rest,Test}$ (gemessen bei der doppelten Durchbiegung gegenüber der Durchbiegung bei Maximallast), sowie das Verhältnis von Querkraftwiderstand und Restquerkraftwiderstand aller Träger sind in Tabelle 3.2 ersichtlich.

Tab. 3.2 Versagensart (siehe Abbildung 3.2), Querkraftwiderstand $V_{R,Test}$, Restquerkraftwiderstand nach Versagen $V_{Test,Rest}$ und Verhältnis von Querkraftwiderstand und Restquerkraftwiderstand aller Träger.

Träger	Versagensart (Abbildung 3.2)	$V_{R,Test}$ [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 geprüften Träger der Versuchsserie zeigen drei unterschiedliche Versagensarten. Abbildung 3.2 zeigt die Bruchbilder dreier verschiedener Träger, welche jeweils für eine der drei Versagensarten stehen. Die Versagensart sämtlicher Träger ist in Tabelle 3.3 definiert. Zusätzlich zu den Rissbildern nach dem Bruch zeigt Abbildung 3.2 die gemessene Querkraft (V) gegen die gemessene Durchbiegung (v) unter der Lasteinleitstelle im Feld ($x = 2600$ mm) der drei stellvertretenden Versuchskörper.

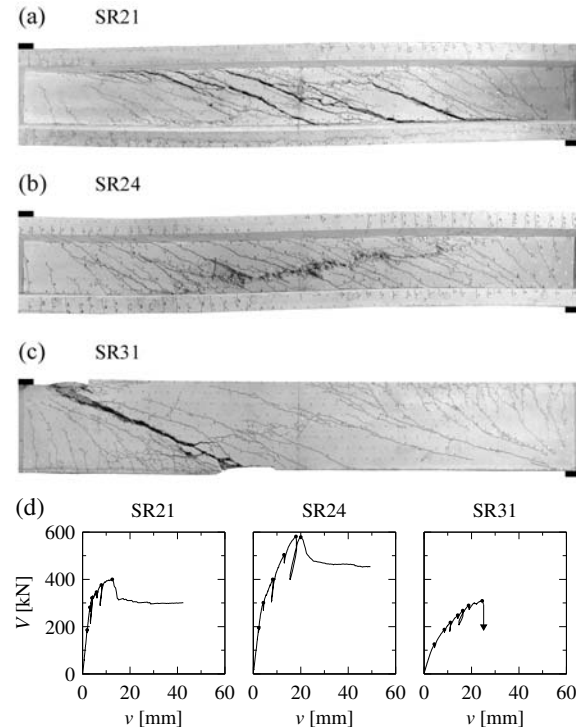


Abb. 3.2 Rissbild und Abplatzen der Betonüberdeckung im Versuchsbereich ($x = 2600 \div 7400$ mm) nach Versuchsende dreier Träger: (a) SR21 – Rissbildung über größeren Bereich mit grossen Rissöffnungen und Ablösen der Flanschen; (b) SR24 – Versagen der Betondruckdiagonalen im Bereich des Vorspanngliedes; (c) SR31 – Verformungslokalisierung in einem Riss; und (d) Querkraft (V) gegen Durchbiegung (v) an der Krafteinleitstelle im Feld ($x = 2600$ mm) mit Angabe der Laststufen.

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 Diagonalrisse 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 Restquerkraftwiderstand von 59% bis 80% des maximalen Querkraftwiderstandes (Tabelle 3.2). 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 3.3 (a)). Eine markante Zunahme der Stegdicke wird lediglich bei grossen Verformungen beobachtet und kann auf einen lokalen Verdübelungseffekt des Spanngliedes zurückgeführt werden.

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 3.2 (b)). Die eingeführte Bezeichnung der Versagensart „aus der Ebene“ bezieht sich nicht auf ein Stabilitätsproblem. Der gemessene Restquerkraftwiderstand nach dem Lastabfall verbleibt bei 67% bis 79% des maximalen Querkraftwiderstandes, wobei eine leicht abfallende Tendenz bei zunehmender Verformung beobachtet werden kann.

Abbildung 3.3 (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 3.2 (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 (Abbildung 3.3(a)).

Die Versagensart des Versuchskörpers SR26 kann als Kombination der beiden ersten Arten betrachtet werden, mit gleichzeitigem Abplatzen des Überdeckungsbetons und Ablösen der Flansche.

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 3.2 (c)).

Abbildung 3.3 (b) zeigt anhand der drei stellvertretenden Versuchskörper der drei Versagensarten (SR21, SR24 und SR31), dass im Versuchsbereich sämtlicher vorgespannter Träger eine Dehnung in Spanngliedrichtung gemessen werden kann. Diese Dehnungen resultieren aus den Stegverformungen unter Belastung des Trägers und weisen 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 allerdings 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 lassen somit keine allgemeinen Schlussfolgerungen zu den Verankerungsdetails zu.

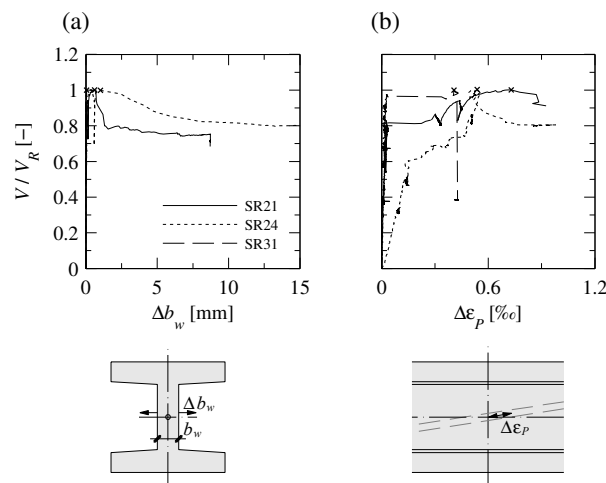


Abb. 3.3 Messung der (a) Stegdickenänderung und (b) Spannglieddehnung in Trägermitte ($x = 5000$ mm) und auf der Achsenhöhe ($z = 390$ mm).

3.3 Auswertung der Versuchsergebnisse

3.3.1 Deformationsmessungen

Abbildung 3.4 (a-c) zeigt die gemessenen Betonhauptdruckstauchungen ε_2 bei der letzten Laststufe vor der Bruchlast der drei Versuchskörper SR21, SR24 und SR31, welche stellvertretend für die drei Versagensarten stehen. Die Stauchungen werden 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 SIA 262 (2013) [1] für die Versuchskörper mit 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 3.2 (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 3.2 (b)). Die Maximalstauchungen im Spanngliedbereich liegen damit im Bereich der angenommenen Betonbruchstauchung ε_0 . Der restliche Stegbeton weist lediglich Stauchungen von rund 1‰ auf. 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 werden konnte (Abbildung 3.2 (c)).

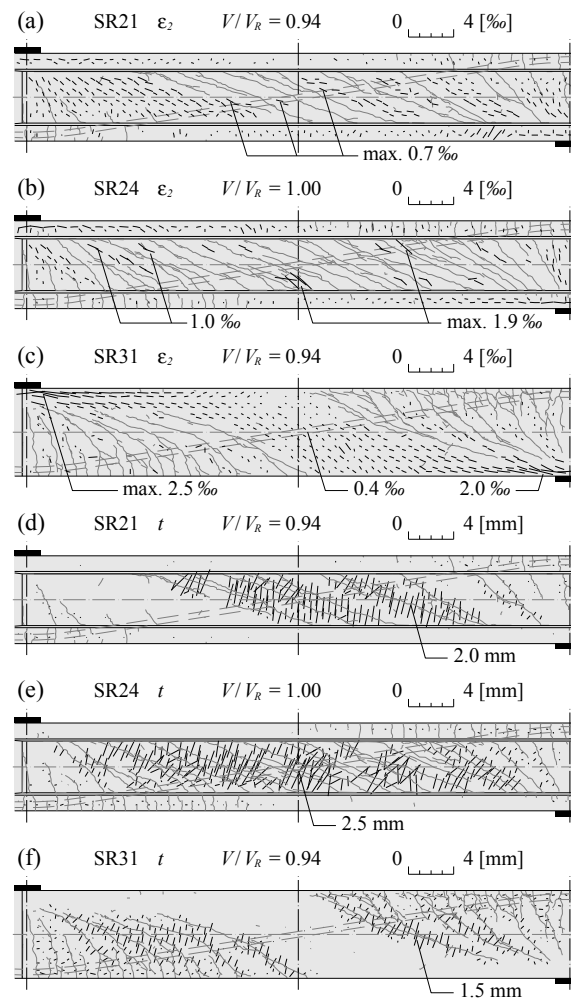


Abb. 3.4 Gemessene Betonhauptdruckstauchung ε_2 und Rissöffnung t im Versuchsbe- reich bei letzter Laststufe ($x = 2600 \div 7400$ mm): (a, d) SR21 bei 94% der Maximallast; (b, e) SR24 bei 100% der Maximallast; und (c, f) SR31 bei 94% der Maximallast.

Die Neigung der Hauptdruckstauchungen θ_ϵ (Winkel zwischen Haupttrichtung des Dehnungstensors und Trägerachse in Abbildung 3.4 (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 Trägerhöhe. Zu den gemessenen Neigungen der Hauptdruckstauchung θ_ϵ kann angemerkt werden, dass diese deutlich geringere Werte als die beobachteten Rissneigungswinkel θ_{Riss} aufweisen.

Die ermittelten Rissweiten an der letzten Laststufe vor der Maximallast sind für SR21, SR24 und SR31 in Abbildung 3.4 (d-f) dargestellt und betragen im Maximum 2.0 mm beim Träger SR21 und 2.5 mm bei SR24. 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 geringen Werte bei Trägern ohne Flansche zeigen, dass die Rissweite bei diesen eine kritische Grösse beim Versagen darstellt. 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 Risspitze einstellt.

3.3.2 Querkrafttraganteile

Die getesteten Versuchskörper werden anhand der EPSF-FE Methode modelliert (siehe Kapitel 2.3). Eine Validierung der Methode anhand der Versuchskörper und weiterer Versuche der Literatur zeigt eine gute Übereinstimmung deren Resultate mit den Versuchsergebnissen und ist in Kapitel 4 ersichtlich. Die EPSF-FE Modellierung der Versuchskörper erlaubt die Aufgliederung der aufgetragenen Querkraft in verschiedene Traganteile im Querschnitt (Abbildung 3.5 (e)). Berücksichtigt werden die Querkrafttraganteile der beiden Flansche, des Steges, der anfänglichen Vorspannkraft und der Vorspannkraftvergrößerung nach Verformung des Trägers. Die Steghöhe wird gemäss Abbildung 3.5 (e) als gesamten Trägerhöhe definiert und ist damit weitgehend ähnlich wie in klassischen oder erweiterten starr-plastischen Spannungsfeldern, sowie in den Bemessungsnormen, welche als Steghöhe den Abstand zwischen Druck- und Zuggurtschwerpunkt annehmen.

Abbildung 3.5 (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 3.5 (c) und im Auflagerbereich ($x = 3100$ mm) in Abbildung 3.7 (d) dargestellt, wobei deren Verteilung in Trägerlängsrichtung bei sämtlichen Versuchskörpern derjenigen des Trägers SR21 entspricht. Aus Abbildung 3.5 (a, c) wird ersichtlich, dass die Flanschen in Trägermitte nur geringfügig zum Querkraftwiderstand beitragen. Die Betrachtung der Querkrafttraganteile in Abbildung 3.5 (d) zeigt hingegen, dass jeweils der Druckflansch in der Nähe der Lasteinleitung grössere Anteile der Querkraft übernimmt. Eine detaillierte Erläuterung dieses Effektes und des Flanscheinflusses im Allgemeinen folgt untenstehend.

Abbildung 3.5 (c) zeigt bei sämtlichen vorgespannten Trägern eine Zunahme der vom geneigten Spannglied getragenen Querkraft infolge eines Spannkraftzuwachses. 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 3.3 (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, weil 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.

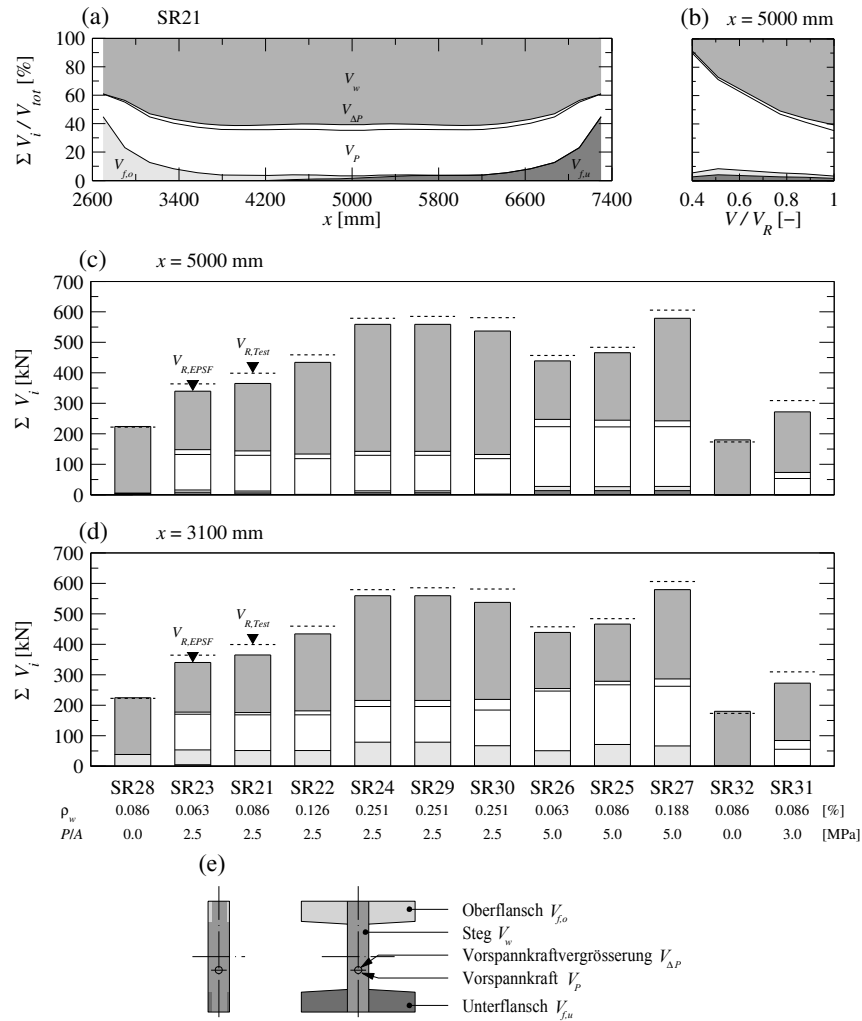


Abb. 3.5 Querkrafttraganteile verschiedener Querschnittelemente: (a) Querkraftanteile des Versuchskörpers SR21 über die Trägerlänge x bei Bruchlast (nur Versuchsbereich $x = 2600 \div 7400$ mm präsentiert); (b) Querkraftanteile des Versuchskörpers SR21 in Trägermitte ($x = 5000$ mm) an verschiedenen Laststufen; (c) Querkraftanteile sämtlicher Versuchskörper in Trägermitte ($x = 5000$ mm) bei Bruchlast; (d) Querkraftanteile sämtlicher Versuchskörper in der Nähe der Lasteinleitstelle ($x = 3100$ mm) bei Bruchlast; und (e) Definition der Querschnittelemente.

3.3.3 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 [26], die analytische Formulierung von Placas und Regan [27] sowie Hoang [28] oder die Finite-Elemente Berechnung von Pansuk und Sato [29]. 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.

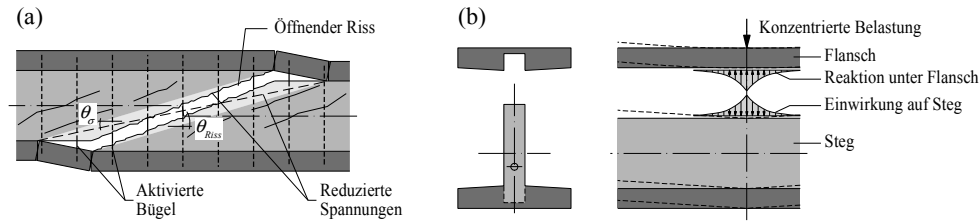


Abb. 3.6 Flanscheinflüsse: (a) Vermeidung von Verformungslokalisierung durch lokale Lastübertragung und Aktivierung zusätzlicher Querkraftbewehrung und (b) Lastausbreitung einer konzentrierten Belastung.

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 3.2 (c)) während bei SR21 eine verteilte Rissbildung und Fließen der Querkraftbewehrung beobachtet werden kann (Abbildung 3.2 (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 3.6 (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 3.3.1). 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. 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 relativ genaue Vorhersage des Querkraftwiderstandes von Trägern der Versagensart „Bruch in der Ebene“ mittels elastisch-plastischer Spannungsfelder bestätigt wird. Durch den in Abbildung 3.6 (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 wurde bereits im Kapitel 3.3.2 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.

Lastausbreitung konzentrierter Belastungen

Der zweite Flanscheinfluss kann in Bereichen konzentrierter Lasteinleitung beobachtet werden und ist in Abbildung 3.6 (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 und bei Trägern ohne Querträger die Stegfestigkeit massgebend wird. Bei schubkritischen Stegen können die Flansche einen Teil der Querkräfte aufnehmen und somit die Traglast erhöhen. Diese Einflüsse werden in starr-plastischen und erweiterten starr-plastischen 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.

In der Darstellung der Querkraftanteile in Abbildung 3.5 (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, wo die Gesamtquerkraft geringer ausfallen kann. Der Querkraftwiderstand ist bei gewissen Normen wie der amerikanischen Brückenbaunorm AASHTO LRFD [10], dem Model Code 2010, LoA II und LoA III [3] oder der SIA 262, LoA II [1] und bei den erweiterten 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, meist grösseren 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 Trägern 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.

3.4 Schlussfolgerungen aus der eigenen Versuchsserie

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

- Der Querkraftwiderstand und die Versagensart vorgespannter Stahlbetonträger hängen stark vom Querkraftbewehrungsgehalt, vom Vorspanngrad und vom Trägerquerschnitt ab.
- 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 Spanngliedes 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.
- Die gemessenen Betonstauchungen im Vorspanngliedbereich 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.
- 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.
- 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.
- Die gemessenen Neigungswinkel der Hauptdruckstauchung $\theta_{\varepsilon, \text{Messung}}$ stimmen generell gut mit den berechneten Neigungswinkel der Betonhauptdruckspannung $\theta_{\sigma, \text{EPSF-FE}}$ 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 Modellierung der Versuchskörper durch die EPSF-FE Methode zeigt einige Diskrepanzen zwischen dem effektiven Verhalten der Versuchsträger und den Vorhersagen bestehender Bemessungsansätze wie Normen oder starr-plastischen Spannungsfeldern:

- Die Versuchsträger mit Flanschen versagen in der Mitte des Versuchsbereiches 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.
- Die Trägerflansche tragen im Bereich der Lasteinleitung einen beträchtlichen Anteil der Querkraft. Zusammen mit den flachen Neigungswinkeln der Hauptdruckspannung kann die Verschiebung des Versagensbereiches in Richtung Trägermitte erklärt werden. Eine Berücksichtigung des Flanscheinflusses bei der Bemessung führt zu einer präziseren Vorhersage des Querkraftwiderstandes und des Versagensbereiches.
- 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. Nach dem Erreichen der Bruchlast erlaubt dieser Flanscheinfluss, zusammen mit allfällig vorhandenen geneigten Vorspanngliedern, die Ausbildung eines erheblichen Restquerkraftwiderstandes, selbst unter grossen Trägerverformungen.
- 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 Mindestdruckfeldneigungen der Normen teilweise deutlich, was in einer Unterschätzung des Querkraftwiderstandes von Trägern mit geringem Querkraftbewehrungsgehalt resultieren kann. Die Verwendung realitätsnaher Neigungswinkel der Betonhauptdruckspannung führt, zusammen mit adäquat gewählten Reduktionsfaktoren zur Berücksichtigung der Betonquerdehnung, zu präziseren Vorhersagen des Querkraftwiderstandes.
- 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 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 2.1 und 2.2 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 von präziseren 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 2.3 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 3.4) 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 Präzision 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 Spanngliedern vorgespannter Träger, welche sich aus dem zu berechnenden Dehnungszustand ermitteln lassen. Zudem enthält die Methode keine eingebaute Annahme zur Betondruckdehnung (ε_2) beim maximalen Querkraftwiderstand.

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 [3] als Kontrollhöhe die Mitte zwischen Druck- und Zuggurtschwerpunkt (siehe Kapitel 2.2). 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 5) und mittels Vergleichen mit der EPSF-FE Methode überprüft und führt zu konsistenten Resultaten.

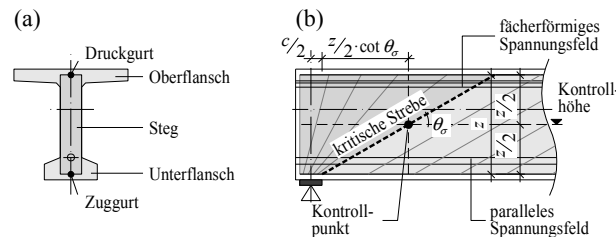


Abb. 4.1 Modellbildung gemäss der EPSF-CS Methode: (a) Aufteilung des Querschnittes in Steg, Druck- und Zuggurt; und (b) Stegscheibe mit Spannungsfeld, kritischer Strebe und Definition von Kontrollhöhe und Kontrollpunkt.

4.1.2 Berechnungsablauf

Der Berechnungsablauf der EPSF-CS Methode ist in Abbildung 4.2 dargestellt und durch die Gleichungen (4.1) bis (4.43) definiert, welche teilweise auf einer Veröffentlichung von Fernández Ruiz, Hars und Muttoni [30] 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 $x_c = c/2 + z/2 \cdot \cot \theta_\sigma$). 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 (4.43). 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 kritische Streben in einem Träger vorhanden oder weist die aktuelle Strebe den geringsten Querkraftwiderstand sämtlicher Streben auf, tritt das Trägerversagen in der aktuellen Strebe auf und der berechnete Querkraftwiderstand der Strebe bzw. im Kontroll-

punkt V_R entspricht 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:

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

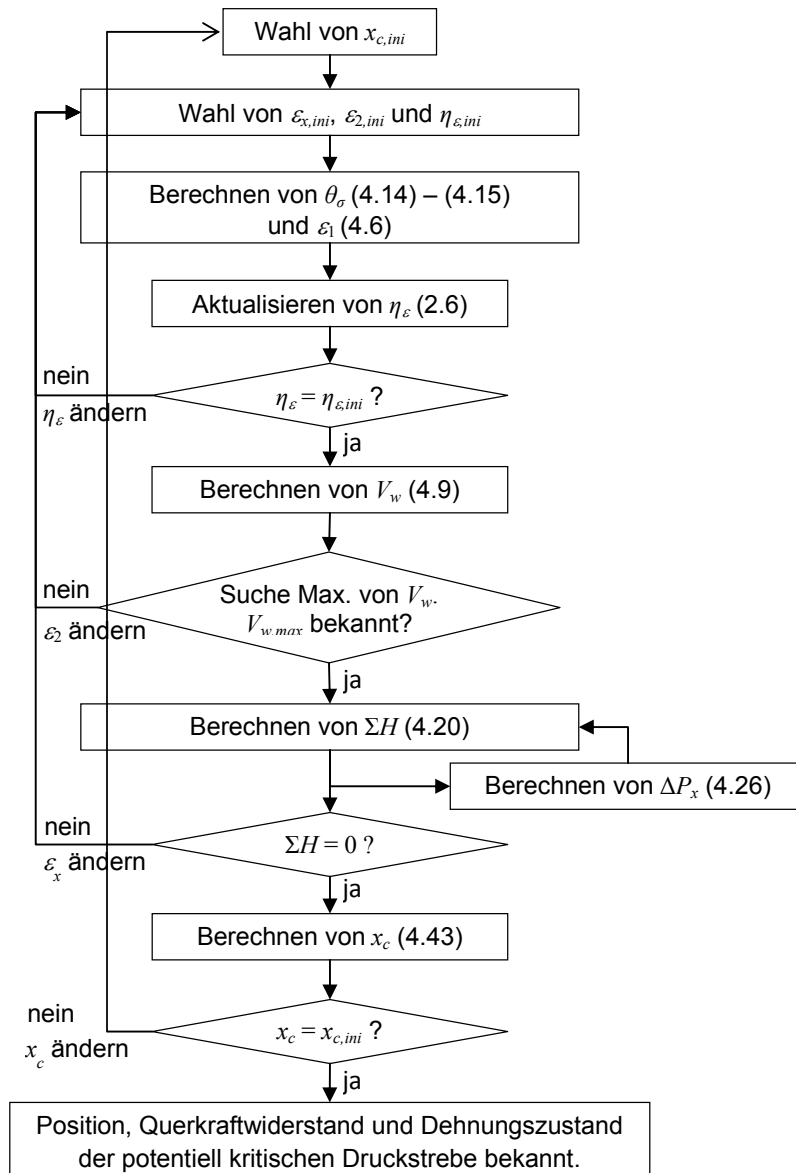


Abb. 4.2 Berechnungsablauf zur Bestimmung der Position, des Querkraftwiderstandes und des Dehnungszustandes einer potentiell kritischen Druckstrebe.

4.1.3 Materialgesetzte und effektive Betonfestigkeit

Die EPSF-CS Methode beruht auf einem elastisch-plastischen Materialverhalten für Bewehrungsstahl und Beton, mit bilinearem Materialgesetz, wie in Kapitel 2.3 beschrieben.

Das Spannungs-Dehnungs-Diagramm des Bewehrungsstahls (Abbildung 2.5 (b)) weist auf Druck und auf Zug einen elastischen Bereich mit konstantem Elastizitätsmodul E_s aus, 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 2.5 (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 2.4.3). Der Elastizitätsmodul des Betons wird gemäss den Publikationen von Vecchio, Collins und Aspiotis [15] und Belarbi und Hsu [16] 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 somit 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 äquivalente plastische Betondruckfestigkeit f_{cp} gemäss Gleichung (2.8) ist in (4.5) bereits eingesetzt. Der Reduktionsfaktor η_{f_c} zur Berücksichtigung des spröden Bruchverhaltens von Beton höherer Festigkeit wird gemäss Gleichung (2.5) aus Kapitel 2.4.1 verwendet. Die Reduktion mit η_ε zur Berücksichtigung des Betonquerzugs erfolgt gemäss Gleichung (2.6) aus Kapitel 2.4.2. 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 (2.9) und (2.10) aus Kapitel 2.4.4 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 Verzerrungskreises in Abbildung 4.3 formuliert. Wie bei der allgemeinen Beschreibung der elastisch-plastischen Spannungsfelder in Kapitel 2.3 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 2.3). 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.

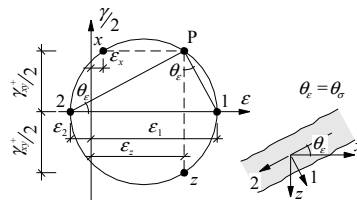


Abb. 4.3 Mohr'scher Verzerrungskreis im aktuellen Kontrollpunkt des Trägersteges.

tondruckkraft in der Druckstrebe F_c ($V_c = F_c \cdot \sin \theta_\sigma$, Abbildung 4.4) und ergibt sich als:

$$V_c = -b_{w,eff} \cdot z \cdot \sigma_c \cdot \sin \theta_\sigma \cdot \cos \theta_\sigma \quad (4.12)$$

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 (2.10) berechnet, mit der Berücksichtigung von η_D gemäss Gleichung (2.9) und den in Kapitel 2.4.4 vorgegebenen Beiwerten k . 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:

$$\sigma_c = -\min \left[-E_c \cdot \varepsilon_2; \eta_{fc} \cdot \eta_\varepsilon \cdot f_c \right] \quad (4.13)$$

Die Spannungen in der Querkraftbewehrung (4.11) und im Beton (4.13) werden nun in die Gleichungen der Querkraftbewehrung (4.10) und der Betondruckstrebe (4.12) eingesetzt und diese in der Gleichgewichtsbedingung (4.9) zusammengefasst:

$$b_{w,eff} \cdot \sin^2 \theta_\sigma \cdot \min \left[-E_c \cdot \varepsilon_2; \eta_{fc} \cdot \eta_\varepsilon \cdot f_c \right] = \frac{A_{sw}}{s} \cdot \min \left[E_s \cdot \varepsilon_z; f_y \right] + \frac{q}{2} \quad (4.14)$$

Durch Einsetzen der Verträglichkeitsbedingungen (4.6) bis (4.8) in Gleichung (4.14) und Verwendung des Reduktionsfaktors η_ε gemäss Gleichung (2.6), kann die Neigung des Betondruckspannungsfeldes θ_σ im aktuellen Kontrollpunkt bestimmt werden. Infolge der Minima aus den Gleichungen (4.11) und (4.13), welche nun in der Gleichung (4.14) enthalten sind, ergibt sich ein Extremwertproblem mit den Unbekannten ε_x und ε_2 , bei welchem θ_σ als Minimum aus mehreren Gleichungen bestimmt werden muss. Da mit den gewählten Iterationsgrössen ε_x , ε_2 und η_ε (siehe Abbildung 4.2) die Gleichung (4.13) ausgewertet werden kann, bleibt in Gleichung (4.14) lediglich ein Minimum zu suchen, womit sich zwei Gleichungen des Winkels $\theta_{\sigma,i}$ ergeben. Die Neigung des Betondruckspannungsfeldes θ_σ berechnet sich aus den beiden Winkeln $\theta_{\sigma,i}$ als:

$$\theta_\sigma = \min \left[\theta_{\sigma,i} \right] \quad (4.15)$$

Iteration 1 und 2 (η_ε und ε_2)

Nach der erstmaligen Bestimmung von θ_σ durch Gleichung (4.15) wird die Hauptzugdehnung ε_1 anhand von Gleichung (4.6) bestimmt, der ursprünglich gewählte Reduktionsbeiwert η_ε mit Gleichung (2.6) aktualisiert und die Berechnung von θ_σ in einem iterativen Prozess wiederholt, bis zur Konvergenz von η_ε . Anschliessend wird anhand der Gleichung (4.9) der Querkraftanteil der Stegscheibe V_w ermittelt und die Prozedur mit verschiedenen Anfangswerten 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 2.4.3), 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 $V_{w,max}$ be-

rücksichtigt werden. Als Maximalwert der Vertikaldehnung ε_z kann, sinngemäss zu den erweiterten starr-plastischen Spannungsfeldern (Kapitel 2.2), die mittlere Dehnung der Querkraftbewehrung beim Erreichen der Zugfestigkeit eingesetzt werden. Diese lässt sich auf der Basis des Zuggurtmodells ermitteln [12;13] und kann vereinfacht mit $\varepsilon_{z,max} = 0.25 \cdot \varepsilon_{su}$ angesetzt werden [10]. 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.

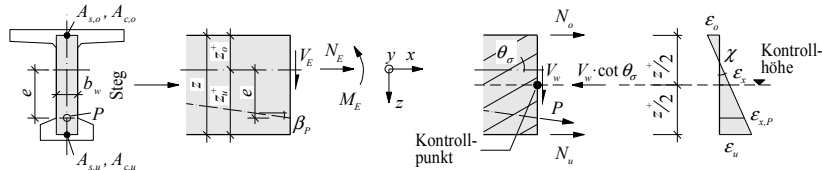


Abb. 4.5 Trägersteg mit externen und internen Kräften am Vertikalschnitt durch den Kontrollpunkt und Längsdehnungen im Querschnitt.

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:

$$N_o = N_E \cdot \frac{z_u}{z} - M_E \cdot \frac{1}{z} + V_w \cdot 0.5 \cdot \cot \theta_\sigma + (P_x + \Delta P_x) \cdot \frac{e - z_u}{z} \quad (4.16)$$

und die Normalkraft im Unterflansch N_u als:

$$N_u = N_E \cdot \frac{z_o}{z} + M_E \cdot \frac{1}{z} + V_w \cdot 0.5 \cdot \cot \theta_\sigma + (P_x + \Delta P_x) \cdot \frac{-e - z_o}{z} \quad (4.17)$$

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 Spanngliedexzentrizität e , der Spannkraftkomponente in x -Richtung $P_x = P \cdot \cos \beta_P$, und der Spannkraftzunahme in x -Richtung ΔP_x aus Gleichung (4.26). 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 M_E in Abhängigkeit von V_R und ist somit veränderlich.

Durch die Wahl der Kontrollhöhe in der Mitte zwischen Druck- und Zuggurt ergibt sich die Längsdehnung im Kontrollpunkt ε_x aus der Ober- und Untergurtdehnung ε_o und ε_u als:

$$\varepsilon_x = \frac{\varepsilon_u - \varepsilon_o}{2} \quad (4.18)$$

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

$$\varepsilon_o = \frac{N_o}{E_o \cdot A_o} \text{ und } \varepsilon_u = \frac{N_u}{E_u \cdot A_u} \quad (4.19)$$

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 Flanschzugkräften 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 (4.19) verwendet werden. Ein präziserer 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 [12;13] berechnet und berücksichtigt die Rissbildung im Zugflansch, den Bewehrungsgehalt und den Stabdurchmesser der Biegezugbewehrung, sowie den Verbund zwischen Bewehrung und Beton. Auf die Berücksichtigung einer Zugversteifung wird in der folgenden Validierung der Methode verzichtet.

Anhand der Gleichungen (4.16) bis (4.19) lässt sich das Horizontalkraftgleichgewicht als Summe sämtlicher Horizontalkräfte ΣH ausdrücken als:

$$\Sigma H = \frac{V_w \cdot \frac{R_1}{2 \cdot \tan \theta_\sigma} + M_E \cdot \frac{R_2}{z} - N_E \cdot \left(\frac{R_2 \cdot z_o}{z} + R_3 \right) - 2 \cdot \varepsilon_x}{(e + z_o) \cdot R_2 + z \cdot R_3} \cdot z - P_x - \Delta P_x = 0 \quad (4.20)$$

mit den drei Hilfwerten:

$$R_1 = \frac{1}{E_u \cdot A_u} + \frac{1}{E_o \cdot A_o}, \quad R_2 = \frac{1}{E_u \cdot A_u} - \frac{1}{E_o \cdot A_o} \text{ und } R_3 = \frac{1}{E_o \cdot A_o} \quad (4.21)$$

Bei vorhandenem Spannglied wird die Spannkraftzunahme ΔP_x in x -Richtung gemäss Gleichung (4.26) 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 (4.20) 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 (4.43) 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, als auch in den Resultaten der Versuchskörpermodellierung anhand der EPSF-FE Methode beobachtet werden (Kapitel 3.3).

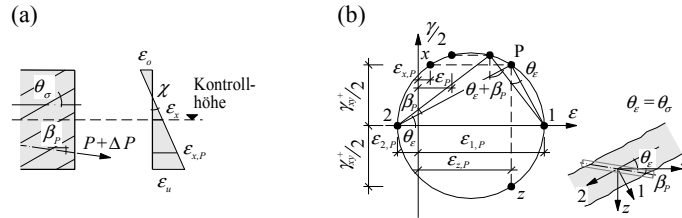


Abb. 4.6 Spannkraftzunahme: (a) Lage des Spanngliedes mit Horizontaldehnung auf Spanngliedhöhe $\epsilon_{x,P}$ und (b) Mohr'scher Verzerrungskreis im Steg auf Spanngliedhöhe.

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:

$$\epsilon_{x,P} = \epsilon_o + \frac{\epsilon_u - \epsilon_o}{z} \cdot (z_o + e) \quad (4.22)$$

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 $\theta_\sigma = \theta_\epsilon$ und $\epsilon_c = \epsilon_2$ (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 $\epsilon_{1,P}$ und $\epsilon_{2,P}$ bestimmen als:

$$\epsilon_{1,P} = \epsilon_{x,P} + \frac{\gamma_{xz}}{2 \cdot \tan \theta_\epsilon} \quad \text{und} \quad \epsilon_{2,P} = \epsilon_{x,P} - \frac{\gamma_{xz} \cdot \tan \theta_\epsilon}{2} \quad (4.23)$$

Unter Vernachlässigung der Dekompressionsdehnung lässt sich die Spannglieddehnung ϵ_P infolge der Belastung aus dem Dehnungszustand auf Spanngliedhöhe berechnen als:

$$\epsilon_P = \epsilon_{1,P} \cdot \sin^2(\theta_\sigma + \beta_P) + \epsilon_{2,P} \cdot \cos^2(\theta_\sigma + \beta_P) \quad (4.24)$$

und die Vorspannkraftzunahme ΔP berechnet sich als:

$$\Delta P = \varepsilon_P \cdot E_P \cdot A_P \quad (4.25)$$

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 (4.20)) ergibt sich als:

$$\Delta P_x = \Delta P \cdot \cos \beta_P \quad (4.26)$$

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 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 3.3.3 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 3.3.3). 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.

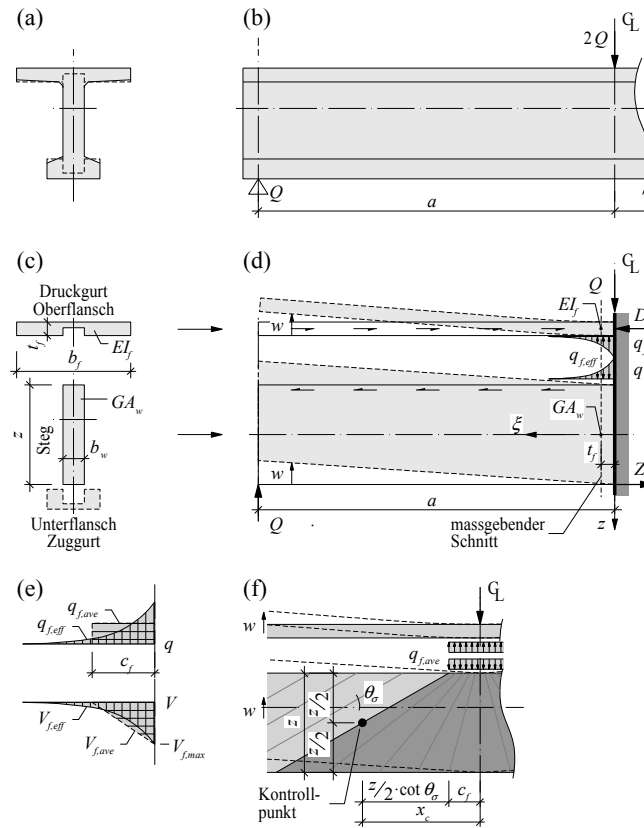


Abb. 4.7 Modell zur Berücksichtigung der Ausbreitung konzentrierter Belastungen durch den Trägerflansch: (a) Querschnitt und (b) Längsschnitt eines einfachen Balkens; (c) Querschnittaufteilung in Druckgurt (Oberflansch), Zuggurt (Unterflansch) und Steg; (d) gekoppeltes System aus schubverformtem Steg 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.

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 Abstand zwischen Druck- und Zuggurtschwerpunkt 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 des einfachen Balkens in Abbildung 4.7 betrachtet. Am betrachteten statischen System wird der Oberflansch zum Druckgurt und der Unterflansch zum Zuggurt.

Die Flansche werden als Biegeträger mit Normalkraft angesehen, wobei sich die Normalkraft auf die Flanschbiegesteifigkeit EI_f auswirkt. Unter Vernachlässigung der Schubverformung und der Annahme einer über ξ konstanten Biegesteifigkeit ($EI_f = \text{konst.}$) lässt sich ein Biegeträger durch die folgende Differentialgleichung beschreiben:

$$q_f = EI_f \cdot \frac{\partial^4 w}{\partial \xi^4} \quad (4.27)$$

wobei q_f eine verteilte Belastung auf den Flansch bezeichnet.

Die Stegscheibe wird als Schubträger betrachtet, welcher sich unter Annahme einer über ξ konstanten Stegschubsteifigkeit ($GA_w = \text{konst.}$) durch die folgende Differentialgleichung beschreiben lässt:

$$q_w = -GA_w \cdot \frac{\partial^2 w}{\partial \xi^2} \quad (4.28)$$

mit der verteilten Belastung q_w auf der Stegscheibe.

Die Gleichgewichtsbedingung für die Kontaktpressung zwischen Flansch (q_f) und Steg (q_w) gemäss Abbildung 4.7 (d) ergibt die Differentialgleichung:

$$EI_f \cdot \frac{\partial^4 w}{\partial \xi^4} - GA_w \cdot \frac{\partial^2 w}{\partial \xi^2} = 0 \quad (4.29)$$

Die Durchbiegung w ergibt sich aus der Lösung der Differentialgleichung (4.29) als:

$$w = c_1 + c_2 \cdot \xi + c_3 \cdot \cosh(\lambda \cdot \xi) + c_4 \cdot \sinh(\lambda \cdot \xi) \quad (4.30)$$

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

$$\lambda = \sqrt{\frac{GA_w}{EI_f}} \quad (4.31)$$

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 $\xi = 0$: $w(0) = 0$
- keine Rotation bei $\xi = 0$: $w'(0) = 0$
- keine Krümmung bei $\xi = a$: $w''(a) = 0$
- vertikales Kräftegleichgewicht bei $\xi = 0$: $EI_f \cdot w'''(0) - GA_w \cdot w'(0) - Q = 0$

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 Druckflansches 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:

$$w = \frac{Q}{GA_w} \cdot \left[B \cdot (1 - \cosh(\lambda \cdot \xi)) + \frac{1}{\lambda} \cdot \sinh(\lambda \cdot \xi) - \xi \right] \quad (4.32)$$

mit:

$$B = \frac{\sinh(\lambda \cdot a)}{\lambda \cdot \cosh(\lambda \cdot a)} \quad (4.33)$$

Die vertikale, verteilte Kraft $q_{f,eff}$ zwischen Flansch und Steg (Abbildung 4.7 (d, e)) wird anhand der Durchbiegung w aus Gleichung (4.32) berechnet werden als:

$$q_{f,eff} = EI_f \cdot \frac{\partial^4 w}{\partial \xi^4} = Q \cdot \lambda \cdot [-B \cdot \lambda \cdot \cosh(\lambda \cdot \xi) + \sinh(\lambda \cdot \xi)] \quad (4.34)$$

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

$$V_{f,eff} = EI_f \cdot \frac{\partial^3 w}{\partial \xi^3} = Q \cdot [-B \cdot \lambda \cdot \sinh(\lambda \cdot \xi) + \cosh(\lambda \cdot \xi)] \quad (4.35)$$

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:

$$q_{f,ave} = 0.5 \cdot q_{f,eff}(0) = -0.5 \cdot Q \cdot \lambda^2 \cdot B \quad (4.36)$$

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:

$$c_f = -\frac{V_{f,\max}}{q_{f,\text{ave}}} = \frac{-Q}{q_{f,\text{ave}}} = \frac{2}{\lambda^2 \cdot B} \quad (4.37)$$

Werden zur weiteren Vereinfachung beim Produkt $\lambda \cdot a$ gängige Werte angenommen, tendiert B gegen $1/\lambda$. Durch Einsetzen von $B = 1/\lambda$ in Gleichung (4.37) ergibt sich die Flanscheinflusslänge c_f als:

$$c_f \cong \frac{2}{\lambda} = 2 \cdot \sqrt{\frac{EI_f}{GA_w}} \quad (4.38)$$

Unter gängigen Werten des Produktes $\lambda \cdot a$ ist zu verstehen, dass die Biegesteifigkeit des Flansches EI_f gegenüber der Schubsteifigkeit des Steges GA_w und der Schubspannweite a nicht zu grosse Werte annehmen soll. Bei zu steifen Flanschen oder sehr kurzen Schubspannweiten führt die Verwendung der Gleichung (4.38) gegenüber (4.37) zu einer Unterschätzung der Flanscheinflusslänge.

Die Biegesteifigkeit EI_f des Druckflansches kann als:

$$EI_f = k_f \cdot E_c \cdot \frac{b_f \cdot t_f^3}{12} \quad (4.39)$$

vereinfacht werden, mit den geometrischen Grössen gemäss Abbildung 4.7 (c). Dabei ist der Beitrag der Längsdehnung im Flansch vernachlässigt. Im Fall eines ungerissenen Druckflansches ergibt sich $k_f = 1$. Die Biegesteifigkeit des Zugflansches hingegen ist infolge Rissbildung deutlich geringer und kann normalerweise vernachlässigt werden.

Die Stegshubsteifigkeit GA_w kann mit folgender Gleichung beschrieben werden:

$$GA_w = k_w \cdot E_c \cdot b_w \cdot z \quad (4.40)$$

wobei mit dem Parameter k_w das Verhältnis G_c/E_c , die Verteilung der Schubbeanspruchung über die Steghöhe sowie der Einfluss der Rissbildung und einer eventuellen Plastifizierung der Stegbewehrung berücksichtigt werden. Werden die beiden Steifigkeiten aus den Gleichungen (4.39) und (4.40) in Gleichung (4.38) eingesetzt resultiert:

$$c_f \cong \sqrt{\frac{k_f}{3 \cdot k_w}} \cdot t_f \cdot \sqrt{\frac{b_f \cdot t_f}{b_w \cdot z}} \quad (4.41)$$

mit den geometrischen Grössen gemäss Abbildung 4.7 (c).

Eine Auswertung von zahlreichen EPSF-FE Analysen zeigt, dass im Bruchzustand die Grösse $\sqrt{k_f/(3 \cdot k_w)}$ ungefähr 3 ist. Damit kann die Flanscheinflusslänge c_f vereinfacht beschrieben werden als:

$$c_f \cong 3 \cdot t_f \cdot \sqrt{\frac{b_f \cdot t_f}{b_w \cdot z}} \quad (4.42)$$

Es ist zu berücksichtigen, dass bei sehr schlanken Flanschen nicht die volle Breite aktiviert werden kann. Die angerechnete Flanschbreite b_f ist somit auf $12 \cdot t_f$ zu beschränken, falls der Flansch symmetrisch ist oder auf $6 \cdot t_f$ bei einseitigem Flansch (z.B. bei der unteren Kastenbrückenplatte).

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 4.8), lässt sich der Abstand zwischen der Belastungsachse und dem Kontrollpunkt der ersten potentiell kritischen Druckstrebe ausserhalb des Fächerbereiches x_c definieren als:

$$x_c = 0.5 \cdot c + c_f + 0.5 \cdot z \cdot \cot \theta_\sigma \quad (4.43)$$

Die Notwendigkeit einer allfälligen Begrenzung des berücksichtigten Flanscheinflusses wird in [31] diskutiert.

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 [14;24;32]. Es wird daher auch bei der Verwendung der EPSF-CS Methode angenommen, dass sich die kritische Druckstrebe ausserhalb der Fächerbereiche befindet.

Abbildung 4.8 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 Mittelaufleger eines Durchlaufträgers trifft dies jedoch nicht zu.

Werden grosse konzentrierte Belastungen Q und geringe verteilte Lasten q auf einen einfachen Balken aufgebracht (Abbildung 4.8), 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.

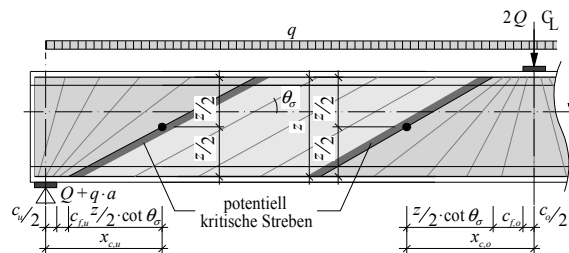


Abb. 4.8 Belastungsabhängige Position potentiell kritischer Druckstreben in einem einfachen Balken ($c_{f,u}$ beim Endauflager eines Trägers infolge nicht verhinderter Flanschrotation oft vernachlässigt).

5 Anwendung und Validierung der Bemessungsmethoden

Mittels der beiden Methoden der elastisch-plastischen Spannungsfelder, der Implementierung in finite Elemente EPSF-FE gemäss [14] und der entwickelten Analyse der kritischen Druckstrebe EPSF-CS, werden verschiedene geprüfte Versuchsträger untersucht. Durch den Vergleich der Versuchsergebnisse mit den Resultaten der Analyse lassen sich die Genauigkeit und Zuverlässigkeit der Methoden ermitteln. Dieselben Träger werden ebenfalls anhand der Bemessungsformeln der Schweizer Betonbaunorm SIA 262 (2013) [1] analysiert und die Resultate mit den Versuchsergebnissen verglichen. Sämtliche Analysen erfolgen unter Berücksichtigung der gemessenen mittleren Materialkennwerte des Betons, des Bewehrungsstahls und des Vorspannlitzenstahls. Es werden keine Partialsicherheitsfaktoren verwendet.

Bei den modellierten Versuchskörpern handelt es sich um die Träger aus mehreren Versuchsserien [24;25;32;33;34;35], welche eine möglichst breite Palette an Versuchsparametern aufweisen sollen. Die Versuchsträger haben zudem die Situation heutiger dünnwandiger Stahlbeton- oder Spannbetonträger oder diejenige von Kastenbrückenträgerstegen möglichst gut abzubilden. Die ausgewerteten Versuchskörper unterscheiden sich hauptsächlich in den folgenden Parametern:

- Betondruckfestigkeit $f_c = 15.1 \div 123 \text{ N/mm}^2$
- Mechanischer Querkraftbewehrungsgehalt $\rho_w = 0.063\% \div 1.704\%$
- Schlaff bewehrte und vorgespannte Träger, Vorspanngrad $P/A = 0.0 \div 10.4 \text{ N/mm}^2$
- Mit und ohne Spanngliedhüllrohr
- Variierende Schubspannweite a
- Konzentrierte Last und verteilte Belastung
- Einfache Balken und Durchlaufträger

Bei Trägern mit zu geringer Schubspannweite a kann sich eine Direktabstützung der Belastung ausbilden. Sämtliche Versuchskörper, bei welchen sich in der Analyse durch die EPSF-CS Methode eine direkte Lastabtragung einstellt, bleiben in der Auswertung unberücksichtigt. 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 5.1).

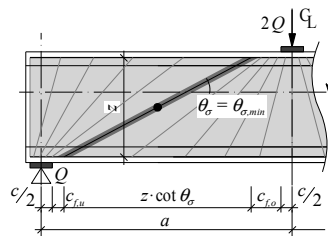


Abb. 5.1 Minimalneigung der Betonhauptdruckspannung für Spannungsfeld ohne direkte Lastabtragung.

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:

$$\tan \theta_{\sigma,\min} = \frac{z}{a - c_{f,o} - c_{f,u} - c} \quad (5.1)$$

In der folgenden Auswertung werden die Versuchskörper vernachlässigt, bei welchen sich eine direkte Lastabtragung einstellt (SH4a und SH4b aus [32]; T21, T22, T23, T3b, T4b und T5b aus [34]), welche eine aufgebogene Bewehrung enthalten (TA5, TA17 und TA18 aus [35]) oder eine ungenügend verankerte Biegebewehrung enthalten (TA7 und TA8 aus [35]), eine variable Schubspannweite bei Belastung aufweisen (MVN1, MVN2, MVN3 und MVN4 aus [25]) oder eine künstlich eingeführte Gleitebene im Steg enthalten (G8W aus [33]). Des Weiteren werden auch sämtliche auf Biegung versagenden Versuchskörper vernachlässigt. Aus den sechs Versuchsserien bleiben zur Validierung der Ansätze total 57 Versuchskörper. Eine Zusammenstellung der verwendeten Versuchsträger mit deren Betonfestigkeiten, Querkraftbewehrungsgehalten, Vorspanngraden und Querkraftwiderständen im Versuch ist zusammen mit den Analyseresultaten im Anhang I, in Abbildung I.1 ersichtlich.

5.1 Schweizer Norm SIA 262 (2013)

Die Querkraftbemessung von Bauteilen mit Querkraftbewehrung basiert in der Schweizer Betonbaunorm SIA 262 (2013) [1] auf starr-plastischen Spannungsfeldern mit variabler Neigung der Betondruckspannungen (siehe Kapitel 2.1 und 2.2). Die Nachweise werden hauptsächlich anhand einer auf den Spannungsfeldern basierenden Querschnittanalyse geführt werden. Der massgebende Querschnitt wird in einem Abstand von $0.5 \cdot z \cdot \cot \theta_\sigma$ von einer Lasteinleitplatte oder einer Trägerdiskontinuität gewählt und der Querkraftnachweis an diesem Schnitt geführt. Dabei kann die auf die Trägeroberseite wirkende Belastung bis zu einem Abstand von $z \cdot \cot \theta_\sigma$ zur Auflagerplatte direkt abgetragen werden. Die Norm bietet zwei Näherungsstufen unterschiedlicher Präzision (Level of Approximation, LoA).

In der Berechnung wird normalerweise weder ein Flanscheinfluss, noch eine Spannkraftzunahme berücksichtigt. Die mittleren gemessenen Betondruckfestigkeiten werden zur Berücksichtigung des spröden Bruchverhaltens von Beton höherer Festigkeit mit dem Faktor η_{f_c} gemäss Gleichung (2.5) abgemindert. Dem Einfluss eines Spanngliedhüllrohres wird durch eine Reduktion der Stegdicke anhand der Gleichung (2.10) Rechnung getragen.

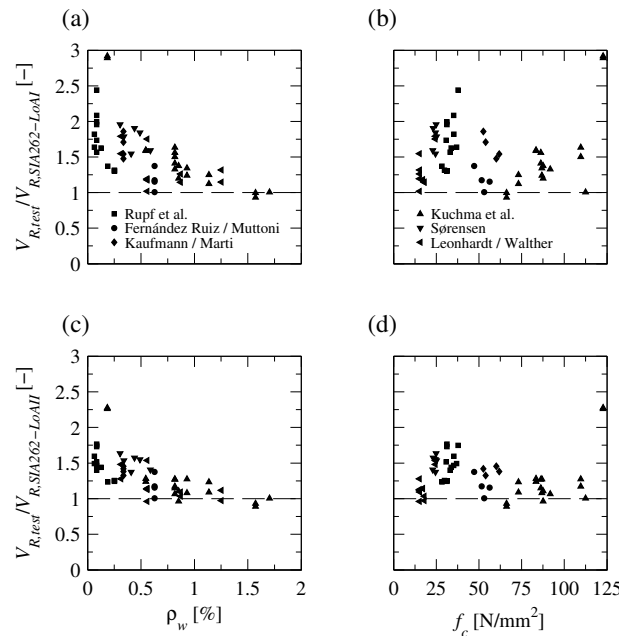


Abb. 5.2 Querkraftwiderstand der 57 Versuchskörper gemäss Schweizer Norm SIA 262 (2013), Näherungsstufen LoA I und LoA II: Quotient $V_{R,Test}/V_{R,Modell}$ gegen (a, c) den geometrischen Querkraftbewehrungsgehalt ρ_w und (b, d) die Betondruckfestigkeit f_c .

5.1.1 LoA I

Die erste Näherungsstufe (LoA I) basiert auf den klassischen Spannungsfeldern, welche in Kapitel 2.1 beschrieben werden. Genaue Werte des Druckstrebenneigungswinkels ($\alpha = \theta_\sigma$) und des Reduktionsfaktors zur Berücksichtigung des Betonquerzugs ($k_c = \eta_\varepsilon$) lassen sich infolge des starr-plastischen Materialverhaltens nicht bestimmen. Die Norm gibt für Trägerstege einen Reduktionsfaktor $\eta_\varepsilon = 0.55$ vor, welcher für sämtliche 57 analysierten Versuchskörper verwendet wird. Die Druckstrebenneigungswinkel θ_σ werden gemäss der Gleichung (2.1) berechnet und auf einen Minimalwert $\theta_{\sigma,min}$ und einen Maximalwert von 45° begrenzt. Die Minimalneigung beträgt im Normalfall $\theta_{\sigma,min} = 30^\circ$ und bei vorgespannten Trägern oder Trägern mit bedeutender Drucknormalkraft im Steg $\theta_{\sigma,min} = 25^\circ$. Bei den analysierten Trägern entspricht der Winkel θ_σ meist dem Minimalwert $\theta_{\sigma,min}$, mit Ausnahme von vier Trägern aus der Serie von Kuchma et al. [33] und acht Trägern der Serie von Leonhardt und Walther [35].

Abbildung 5.2 (a, b) zeigt für die erste Näherungsstufe den Quotienten aus gemessenem und berechnetem Querkraftwiderstand $V_{R,Test}/V_{R,SIA262-LoAI}$ der 57 ausgewählten Träger gegen den geometrischen Querkraftbewehrungsgehalt ρ_w und die Betondruckfestigkeit f_c der Versuchskörper. Die Resultate sind bis auf einen Versuchskörper konservativ. Über sämtliche 57 Träger zeigt die Methode einen Mittelwert (Avg) $V_{R,Test}/V_{R,SIA262-LoAI}$ von 1.52 und einen Variationskoeffizienten (CoV) von 28%. In Abbildung 5.2 (a) ist ersichtlich, dass LoA I eine Tendenz zur Unterschätzung des Querkraftwiderstandes schwach schubbewehrter Träger aufweist. Des Weiteren kann ein sehr leichter Trend hin zu konservativen Resultaten bei Trägern mit geringer Betondruckfestigkeit festgestellt werden (Abbildung 5.2 (b)), wobei die Resultate der beiden Versuchskörper mit einer Druckfestigkeit von rund 123 N/mm^2 als Ausreisser aus dieser Tendenz angesehen werden.

5.1.2 LoA II

Die zweite Näherungsstufe (LoA II) basiert auf den Verallgemeinerten Spannungsfeldern (VSF), welche in Kapitel 2.2 beschrieben sind und auf den Arbeiten von Sigrist und Hackbarth [10;21] basieren. Die beiden Werte $\theta_{\sigma,min}$ und η_ε werden auf der Grundlage der Längsdehnung ε_x auf der Höhe der Trägerachse und einer Betonstauchung ε_c beim Bruch von 2‰ ermittelt. Die Druckstrebenneigungswinkel θ_σ werden gemäss der Gleichung (2.1) berechnet und auf einen Minimalwert $\theta_{\sigma,min}$ und einen Maximalwert von 45° begrenzt. Der Wert $\theta_{\sigma,min}$ berechnet sich anhand einer Modifikation des linken Teils der Gleichung (2.4) als:

$$\theta_{\sigma,min} = 20^\circ + 10000 \cdot \varepsilon_x \quad (5.2)$$

Der Reduktionsfaktor η_ε wird gemäss Gleichung (2.7) berechnet, mit ε_1 nach Gleichung (2.2), $\varepsilon_2 = -0.002$ und $\theta_\varepsilon = \theta_\sigma$.

Die Resultate $V_{R,Test}/V_{R,SIA262-LoAII}$ der zweiten Näherungsstufe sind in Abbildung 5.2 (c, d) ersichtlich. Die Vorhersage erweist sich bis auf fünf Träger als konservativ und ist mit einem Mittelwert $V_{R,Test}/V_{R,SIA262-LoAII}$ über die 57 Versuchskörper von 1.32 und einem Variationskoeffizienten von 22% etwas präziser als LoA I. Die zweite Näherungsstufe weist hingegen dieselben Tendenzen wie die erste Stufe auf.

Beiden Näherungsstufen der Norm SIA 262 (2013) liefern generell konservative Vorhersagen des Querkraftwiderstandes. Mit einer relativ grossen Unterschätzung der Widerstände zeigen sich beide Näherungsstufen wenig präzise und bieten demnach erhebliches Verbesserungspotential. Dieser Befund wird durch die beobachtete starke Streuung der Resultate von 28% bzw. 22% bestätigt.

5.2 Elastisch-plastische Spannungsfelder (EPSF)

Die beiden Methoden der elastisch-plastischen Spannungsfelder (EPSF-FE und EPSF-CS) werden als höherer Näherungsstufen der Spannungsfeldmethoden angesehen, da sie die Berücksichtigung zusätzlicher Querkrafttraganteile und eine genauere Vorhersage des Bauteilverhaltens ermöglichen. Beide Ansätze basieren auf den in Kapitel 2.3 beschriebenen Grundlagen und Annahmen. Die mittleren gemessenen Betondruckfestigkeiten werden wiederum anhand des Faktors η_{fc} gemäss Gleichung (2.5) abgemindert.

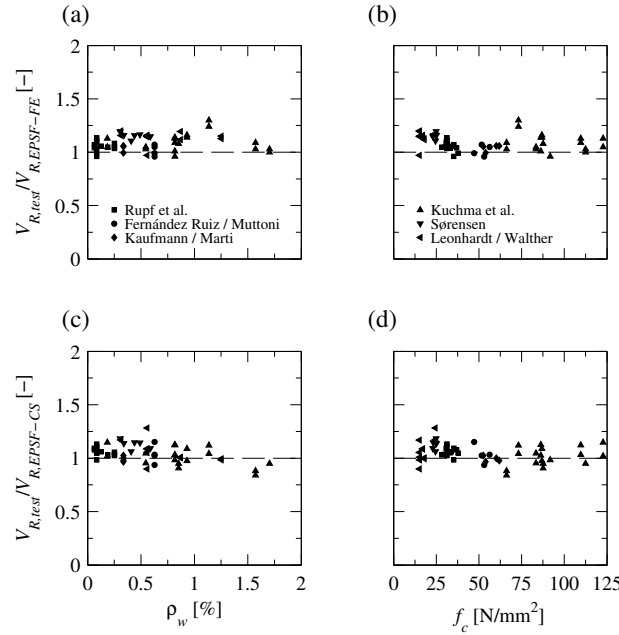


Abb. 5.3 Querkraftwiderstand der 57 Versuchskörper gemäss den elastisch-plastischen Spannungsfeldmethoden EPSF-FE und EPSF-CS: Quotient $V_{R,Test}/V_{R,Modell}$ gegen (a, c) den geometrischen Querkraftbewehrungsgehalt ρ_w und (b, d) die Betondruckfestigkeit f_c .

5.2.1 EPSF-FE

Die Grundlagen der FE-Implementierung der Methode der elastisch-plastischen Spannungsfelder [14] (EPSF-FE) wurden in Kapitel 2.3 bereits beschrieben. Der Reduktionsfaktor η_{fc} zur Berücksichtigung des Betonquerzugs gemäss Gleichung (2.6) wird lokal in jedem finiten Element berechnet, womit sich in jedem Element eine äquivalente plastische Betondruckfestigkeit f_{cp} anhand der Gleichung (2.8) bestimmen lässt. Der Einfluss eines Spanngliedhüllrohres wird durch eine lokale Reduktion der Stegdicke in den betreffenden Elementen anhand der Gleichungen (2.10) und (2.9) berücksichtigt.

Die Analyseresultate der 57 Versuchskörper mittels der EPSF-FE Methode sind in Abbildung 5.3 (a, b) gegen den geometrischen Querkraftbewehrungsgehalt ρ_w bzw. die Betondruckfestigkeit f_c der Versuchsträger dargestellt. Der Ansatz zeigt eine gute Übereinstimmung des berechneten und des im Versuch ermittelten Querkraftwiderstandes. Der Mittelwert $V_{R,Test}/V_{R,EPSF-FE}$ über sämtliche 57 Träger beträgt 1.09 und der Variationskoeffizient 6.7%. Die Methode führt damit zu sehr präzisen Vorhersagen des Querkraftwiderstandes, bei gleichzeitig sehr geringer Streuung der Werte. Zudem sind in den beiden Graphiken der Abbildung 5.3 (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 3.2).

Eine detailliertere Validierung der EPSF-FE Methode anhand der beschriebenen Versuchsserie aus Kapitel 3 erfolgt in der Publikation von Rupf, Fernández Ruiz und Muttoni [24]. Die Methode wurde des Weiteren bereits mehrfach anhand diverser getesteter Stahlbetonelemente geprüft und zeigte stets eine hohe Präzision [32;36;37;38].

5.2.2 EPSF-CS

Die Methode der Analyse der kritischen Druckstrebe mittels elastisch-plastischer Spannungsfelder (EPSF-CS) wurde in Kapitel 4 hergeleitet und beschrieben. Auch sie ermöglicht die Berücksichtigung zusätzlicher Querkrafttraganteile gegenüber den starrplastischen Spannungsfeldmethoden (Kapitel 2.1 und 2.2) und kann somit als Ansatz höherer Näherungsstufe betrachtet werden.

Der Quotient $V_{R,Test}/V_{R,EPSF-CS}$ der EPSF-CS Methode ist in Abbildung 5.3 (c, d) erneut gegen den geometrischen Querkraftbewehrungsgehalt ρ_w bzw. die Betondruckfestigkeit f_c der Versuchsträger dargestellt. Die Werte erweisen sich als sehr präzise 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 Präzision und eine leicht grössere Streuung der Werte als EPSF-FE.

Eine weitergehende Validierung der EPSF-CS Methode erfolgt in [31]. Neben einem Vergleich der Dehnungszustände der beiden EPSF Methoden werden auch die resultierenden Querkrafttraganteile und Versagensbereiche diskutiert. Die Genauigkeit der Methode liegt im Bereich der EPSF-FE Modellierung mit finiten Elementen [14] und übersteigt deutlich diejenige der beiden Näherungsstufen der Schweizer Norm SIA 262 (2013) [1]. Ein Vergleich der Dehnungszustände der beiden elastisch-plastischen Spannungsfeldmethoden EPSF-CS und EPSF-FE zeigt eine gute Übereinstimmung der Methoden, womit sich die vereinfachte Berücksichtigung eines globalen Dehnungszustandes im Kontrollpunkt (EPSF-CS) anstatt eines lokalen Dehnungszustandes (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 mittels der gewählten Versuchsträger bestätigt damit die Zweckmässigkeit und Anwendbarkeit des vorgestellten Ansatzes.

5.3 Überprüfung verwendeter Spannungsfeldgrundlagen

5.3.1 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.

Festigkeitsreduktionsfaktor η_{fc}

Abbildung 5.4 (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 (2.6) von Vecchio und Collins [20] angesetzt. Abbildung 5.4 (a) enthält zudem den zur Verwendung in den Spannungsfeldmethoden vorgeschlagenen Reduktionsfaktor η_{fc} aus Gleichung (2.5) von Muttoni [17], welcher z.B. auch im Model Code 2010 [3] oder der Schweizer Norm SIA 262 [1] Anwendung findet. Zu Vergleichszwecken wird in der Graphik ebenfalls der von der Betonfestigkeit abhängige Anteil des globalen Festigkeitsreduktionsfaktors ν des Eurocode 2 [2] dargestellt, welcher definiert ist als:

$$\eta_{fc,EC2} = 1 - \frac{f_c}{250 \text{ N/mm}^2} \quad (5.3)$$

Die Werte von η_{fc} der einzelnen Versuchskörper in Abbildung 5.4 (a) weisen gegenüber dem Graph aus Gleichung (2.5) eine gewisse Streuung auf, insbesondere im Bereich geringerer Betonfestigkeit bis rund 60 N/mm². Die Querkraftwiderstände der Versuchskörper zeigen in diesem Bereich eine geringe Abhängigkeit vom Reduktionsfaktor η_{fc} . Bei grösseren Betonfestigkeiten ab rund 60 N/mm² sind die Abweichungen zur vorgeschlagenen Formulierung etwas geringer. Die vorgeschlagene Betonfestigkeitsreduktion gemäss Gleichung (2.5) 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.

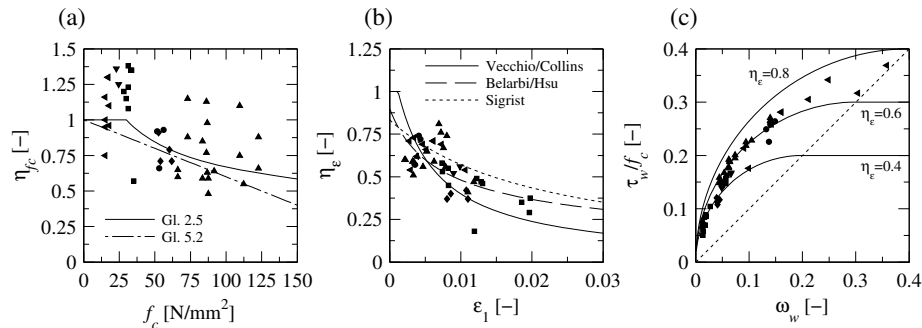


Abb. 5.4 Überprüfung der Festigkeitsreduktionsfaktoren zur Berücksichtigung des (a) spröden Bruchverhaltens von Beton höherer Festigkeit η_{fc} und des (b) Betonquerzugs η_ε . (c) Darstellung der Versuchsresultate im Format der relativen Schubspannung im Steg $\tau_w/f_c = V_w / (\eta_D \cdot b_w \cdot z \cdot \eta_{fc} \cdot f_c)$ gegen den mechanischen Querkraftbewehrungsgehalt $\omega_w = \rho_w \cdot f_{yD} / (\eta_D \cdot \eta_{fc} \cdot f_c)$. Bezeichnung der Versuchsserien gemäss Abbildung 5.2.

Festigkeitsreduktionsfaktor η_ε

Die Festigkeitsreduktionsfaktoren η_ε der analysierten Träger sind in Abbildung 5.4 (b) gegen die Hauptzugdehnung ε_1 aufgetragen, zusammen mit dem zur Verwendung in den elastisch-plastischen Spannungsfeldern vorgeschlagenen Faktor η_ε gemäss Gleichung (2.6) von Vecchio und Collins [20]. Zum Vergleich sind in der Graphik ebenfalls die Gleichung (2.7) von Sigrist [21] und die Formulierung von Belarbi und Hsu [16] dargestellt. Bei der Bestimmung von η_ε wird der Reduktionsfaktor η_{fc} gemäss Gleichung (2.5) von Muttoni [17] angesetzt.

Die Werte η_ε der Versuchskörper in Abbildung 5.4 (b) weisen ebenfalls eine gewisse Streuung auf, welche jedoch bedeutend geringer ausfällt als diejenige der Werte von η_{fc} . 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 5.4 (c) in der Form der relativen Schubspannung τ_w/f_c gegen den mechanischen Querkraftbewehrungsgehalt ω_w aufgetragen. 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 5.4 (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 leicht sinkt.

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 3.2 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 Präzision 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 3.2 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 5.5 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 5.5 (a)). Dieser Bereich entspricht 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 5.5 (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 (2.9) bzw. die Verwendung einer effektiven Stegdicke gemäss Gleichung (2.10) führt somit zu einer klar verbesserten Vorhersage des Versagensbereichs und einem phänomenologisch präziser vorhergesagten Bruch des Trägers. Der Einfluss auf die Bruchlast ist hingegen gering.

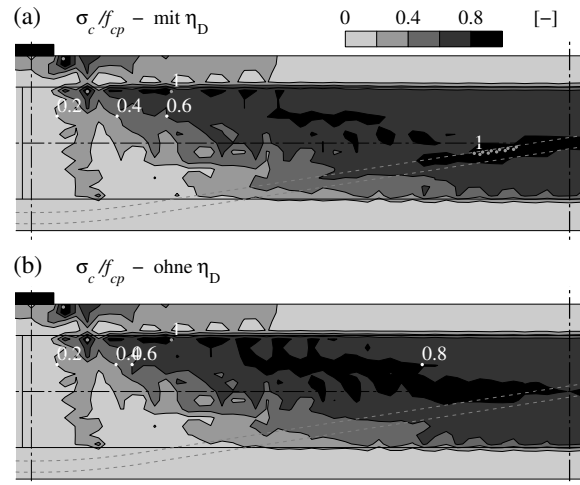


Abb. 5.5 Einfluss des Stegdickenreduktionsfaktors η_D auf die Resultate der EPSF-FE Methode. Betonausnutzungsfaktor σ_c/f_{cp} des Versuchskörpers SR24 unter (a) Berücksichtigung von η_D und (b) Vernachlässigung von η_D (dargestellt ist die Hälfte des Versuchsbereichs $x = 2600 \div 5000$ mm).

5.3.2 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 begrenzen, welche definiert ist als $\varepsilon_{z,max} = \kappa \cdot \varepsilon_{su}$. Als Verbundbeiwert beim Erreichen von f_t kann näherungs-

weise $\kappa = 0.25$ verwendet werden [21]. 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 rechnerischen Querkraftwiderstand der analysierten Versuchskörper

Die Resultate der EPSF-CS Berechnung der gewählten 57 Versuchsträger wurden unter Verwendung der beschriebenen Dehnungsbegrenzung bestimmt. Als Verbundbeiwert wurde generell der von Sigrist verwendete Wert $\kappa = 0.25$ eingesetzt. Ein präziser Wert kann bei bekannten Materialeigenschaften des Betons und des Bewehrungsstahls und gegebenen geometrischen Bedingungen gemäss der Publikation von Alvarez [39] 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 präziserer 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 5.6 (a) zeigt den modellierten Träger, welcher in Geometrie, Materialeigenschaften und Belastung dem Versuchskörper SR28 der getesteten Versuchsserie in Kapitel 3 entspricht. Das statische System und die Trägergeometrie entsprechen der Abbildung 3.2 (a-b). Die Bewehrungen und die Materialeigenschaften sind in der Abbildung 3.1 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 N/mm^2 (Zug) und -15 N/mm^2 (Druck) erzeugt. Zudem wird die Analyse mit zwei unterschiedlichen Querkraftbewehrungsgehalten $\rho_w = 0.086\%$ und $\rho_w = 0.251\%$ durchgeführt. Zur Vermeidung eines Biegebruchs wird die Biegebewehrung als elastisch angenommen. Der Modellträger ohne Normalkraft ($N/A = 0 \text{ N/mm}^2$) und mit einem Querkraftbewehrungsgehalt $\rho_w = 0.086\%$ entspricht dem Versuchskörper SR28. Die restlichen Modellträger können nicht direkt mit den Versuchskörpern verglichen werden.

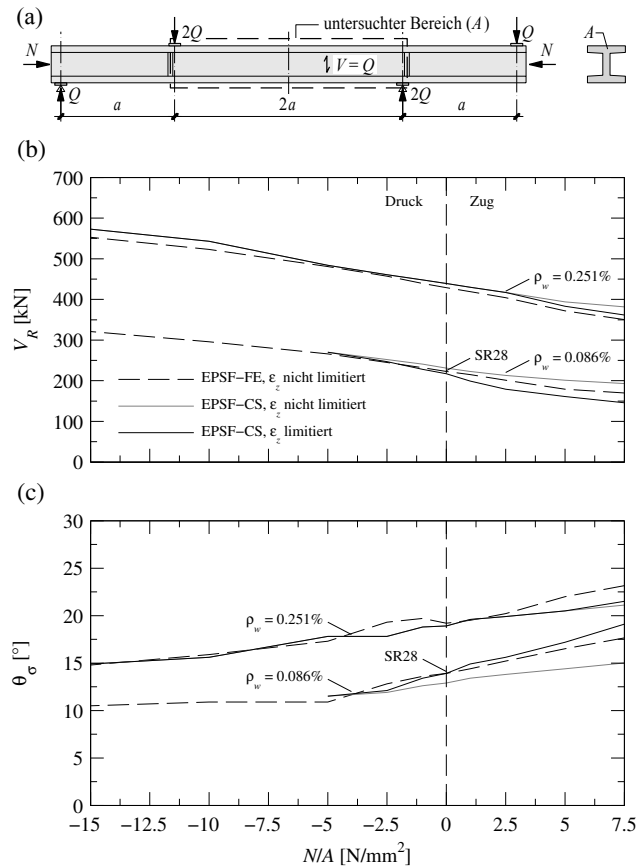


Abb. 5.6 Parameterstudie anhand der beiden EPSF Methoden: (a) Definition der Modellträger (vgl. Abbildung 3.2 (a)); (b) Querkraftwiderstand V_R und (c) Neigungswinkel der Betonthauptdruckspannung θ_σ gegen die zentrische Spannung N/A .

Abbildung 5.6 (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 N/mm^2 einen direkten Lastabtrag zwischen Belastung und Auflager und sind nicht mehr dargestellt. In Abbildung 5.6 (c) ist im Graphen der EPSF-FE Berechnung des Modellträgers mit $\rho_w = 0.086\%$ bei einer Druckspannung von rund 5 N/mm^2 ein Knick ersichtlich. Die Druckspannungsfeldneigung θ_σ ist ab diesem Punkt mit zunehmender Drucknormalkraft N annähernd gleichbleibend. Die EPSF-FE Berechnung deutet damit wie die EPSF-CS Berechnung ab Druckspannungen von rund 5 N/mm^2 auf einen direkten Lastabtrag hin.

Abbildung 5.6 (b) zeigt deutlich die Vergrößerung der Querkraftwiderstände bei zunehmender Längsdruckspannung im Träger. Dagegen fallen die Widerstände bei auf den Träger aufgetragenen 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 N/mm^2 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 $\epsilon_{z,max}$ 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 deren Querkraftbewehrungsdehnungen zeigt, dass diese lokal die bei der EPSF-CS Methode verwendete Maximaldehnung $\varepsilon_{s,max}$ 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.

6 Schlussfolgerungen

Die vorliegende Forschungsarbeit führt allgemein zu folgenden Schlussfolgerungen:

- 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 Kraft in 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.
- In den elastisch-plastischen Spannungsfeldern ist die vollständige und realistische Berücksichtigung sämtlicher genannter Querkraftanteile möglich.
- 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.
- Die Untersuchung von Trägern mit Flanschen zeigt zwei unterschiedliche Flanscheinflüsse.
 - o 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 trägt in den Spannungsfeldmethoden nicht direkt zum Querkraftwiderstand bei, erweitert jedoch deren Anwendbarkeit auf Träger mit sehr geringen Querkraftbewehrungsgehalten.
 - o 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 den Spannungsfeldmethoden 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.
- Sofern die Auflager- und Lastenleitplatten eine genügende Grösse aufweisen, um ein lokales Versagen bei der Lastenleitung 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.

- 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 abplatzendem Beton. Bei vorhandenem Spanngliedhüllrohr konzentrieren sich die Abplatzungen entlang des Spanngliedes. Anhand einer Modellierung der Träger durch die EPSF-FE Methode lassen sich beide Versagensarten und der Versagensbereich präzise vorhersagen.
- Bei Trägern der Versagensart „Bruch in der Ebene“ zeigt eine Analyse mittels Spannungsfeldern, dass die Querkraftbewehrung normalerweise versagt, nachdem die Betondruckfestigkeit des geneigten 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.
- 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, dass bei Trägern mit genügend biegesteifen Flanschen eine Verformungslokalisierung dennoch verhindert ist. 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.
- Die in der Bemessungspraxis angewandten Spannungsfelder umfassen bislang die starr-plastischen Spannungsfelder, welche sich in klassische und erweiterte starr-plastische Spannungsfelder einteilen lassen. Zudem können elastisch-plastische Spannungsfelder, implementiert in die finite Elemente Methode (EPSF-FE), zur Bemessung und Verifikation 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 starr-plastischen 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.
- Die Validierung der vorgeschlagenen EPSF-CS Methode mittels 57 getesteter Versuchskörper mit weit gefassten Versuchsparametern zeigt eine sehr gute 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.
- 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 von den Biegemomenten und den 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.

- 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 Präzision 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.

Anhänge

IUntersuchte	Versuchsträger
.....	66

I Untersuchte Versuchsträger

Abb. I.1 Untersuchte Versuchsträger zur Validierung der Ansätze der Norm SIA 262:2013 und der elastisch-plastischen Spannungsfelder (EPSF-CS und EPSF-FE).

Träger	f_c [N/mm ²]	ρ_w [%]	P/A [N/mm ²]	$V_{R,Test}$ [kN]	$V_{R,Modell}$ [kN]				$V_{R,Test} / V_{R,Modell}$ [-]			
					SIA 262 LoA I	SIA 262 LoA II	EPSF- CS	EPSF- FE	SIA 262 LoA I	SIA 262 LoA II	EPSF- CS	EPSF- FE
Rupf, Fernández Ruiz und Muttoni [24]												
SR21	30.8	0.086	2.5	399	230	263	365	370	1.74	1.52	1.09	1.08
SR22	33.7	0.126	2.5	459	282	319	433	430	1.63	1.44	1.06	1.07
SR23	35.3	0.063	2.5	364	200	228	333	355	1.82	1.59	1.09	1.03
SR24	31.3	0.251	2.5	579	445	466	565	560	1.30	1.24	1.02	1.03
SR25	33.1	0.086	5.0	484	309	346	461	470	1.57	1.40	1.05	1.03
SR26	36.9	0.063	5.0	457	279	306	424	445	1.64	1.49	1.08	1.03
SR27	28.3	0.188	5.0	606	442	491	588	580	1.37	1.24	1.03	1.04
SR28	37.8	0.086	0.0	222	91	127	212	220	2.45	1.75	1.05	1.01
SR29	29.8	0.251	2.5	585	445	466	565	560	1.31	1.25	1.04	1.04
SR30	31.4	0.251	2.5	581	445	464	550	540	1.31	1.25	1.06	1.08
SR31	31.3	0.086	3.0	309	155	175	273	265	1.99	1.76	1.13	1.17
SR31B	31.3	0.086	3.0	303	155	175	273	265	1.95	1.73	1.11	1.14
SR32	35.2	0.086	0.0	173	83	118	176	175	2.09	1.47	0.98	0.99
Fernández Ruiz und Muttoni [32]												
SH1	51.6	0.628	4.2	1491	1'271	1'271	1456	1393	1.17	1.17	1.02	1.07
SH2	53.1	0.628	4.2	1260	1'252	1'252	1345	1313	1.01	1.01	0.94	0.96
SH3	56.2	0.628	4.2	1535	1'330	1'330	1486	1462	1.15	1.15	1.03	1.05
SH5	47.2	0.628	4.2	1657	1'206	1'206	1439	1674	1.37	1.37	1.15	0.99
Kaufmann und Marti [25]												
VN1	53.9	0.335	0.0	542	317	409	561	545	1.71	1.33	0.97	0.99
VN2	52.6	0.335	0.0	548	295	386	535	520	1.85	1.42	1.02	1.05
VN3	60.2	0.335	0.0	540	366	371	540	510	1.48	1.46	1.00	1.06
VN4	61.9	0.335	0.0	564	366	408	577	533	1.54	1.38	0.98	1.06

Abb. I.1 (Fortsetzung) Untersuchte Versuchsträger zur Validierung der Ansätze der Norm SIA 262:2013 und der elastisch-plastischen Spannungsfelder (EPSF-CS und EPSF-FE).

Träger	f_c [N/mm ²]	ρ_w [%]	P/A [N/mm ²]	$V_{R,Test}$ [kN]	$V_{R,Modell}$ [kN]				$V_{R,Test} / V_{R,Modell}$ [-]			
					SIA 262 LoA I	SIA 262 LoA II	EPSF- CS	EPSF- FE	SIA 262 LoA I	SIA 262 LoA II	EPSF- CS	EPSF- FE
Kuchma, Kim, Nagle, Sun und Hawkins [33]												
G1E	83.4	0.545	7.7	2219	1'397	1'790	2328	2114	1.59	1.24	0.95	1.05
G1W	83.4	0.545	7.7	2551	1'598	1'991	2440	2477	1.60	1.28	1.05	1.03
G2E	86.9	0.930	8.5	2958	2'384	2'737	3031	2550	1.24	1.08	0.98	1.16
G2W	86.9	0.930	8.5	3428	2'551	2'689	3150	3007	1.34	1.27	1.09	1.14
G3E	109.6	0.818	9.6	3049	2'028	2'598	2954	2797	1.50	1.17	1.03	1.09
G3W	109.6	0.818	9.6	3317	2'028	2'598	2954	2935	1.64	1.28	1.12	1.13
G4E	112.4	1.704	9.6	3890	3'870	3'870	4093	3777	1.01	1.01	0.95	1.03
G4W	112.4	1.704	9.6	3890	3'870	3'870	4093	3890	1.01	1.01	0.95	1.00
G5E	122.7	0.184	6.4	1813	621	796	1579	1727	2.92	2.28	1.15	1.05
G5W	122.7	0.184	6.4	1490	515	659	1461	1319	2.90	2.26	1.02	1.13
G6E	87.6	0.852	10.4	2775	2'017	2'507	2918	2569	1.38	1.11	0.95	1.08
G6W	87.6	0.852	9.1	2421	2'017	2'507	2671	2242	1.20	0.97	0.91	1.08
G7E	86.2	0.818	10.4	2893	2'049	2'518	2821	2538	1.41	1.15	1.03	1.14
G7W	86.2	0.818	10.4	3200	2'049	2'518	2839	3168	1.56	1.27	1.13	1.01
G8E	91.7	0.818	9.9	2754	2'071	2'578	2801	2869	1.33	1.07	0.98	0.96
G9E	66.2	1.573	8.5	2999	3'010	3'215	3404	2752	1.00	0.93	0.88	1.09
G9W	66.2	1.573	8.5	2991	3'204	3'353	3557	2904	0.93	0.89	0.84	1.03
G10E	73.1	1.136	8.9	3058	2'719	2'801	2936	2466	1.12	1.09	1.04	1.24
G10W	73.1	1.136	8.9	3651	2'922	2'955	3256	2809	1.25	1.24	1.12	1.30
Sørensen [34]												
T1a	23.0	0.588	0.0	132	83	94	121	115	1.59	1.40	1.09	1.15
T2a	24.6	0.408	0.0	136	88	99	128	123	1.54	1.38	1.06	1.11
T3a	24.6	0.490	0.0	127	69	82	111	109	1.84	1.55	1.14	1.17
T4a	25.2	0.340	0.0	132	74	86	116	114	1.79	1.54	1.14	1.16
T1b	23.2	0.439	0.0	118	62	75	103	102	1.90	1.58	1.15	1.16
T2b	24.9	0.305	0.0	129	66	79	109	108	1.96	1.64	1.18	1.19

Abb. I.1 (Fortsetzung) Untersuchte Versuchsträger zur Validierung der Ansätze der Norm SIA 262:2013 und der elastisch-plastischen Spannungsfelder (EPSF-CS und EPSF-FE).

Träger	f_c [N/mm ²]	ρ_w [%]	P/A [N/mm ²]	$V_{R,Test}$ [kN]	$V_{R,Modell}$ [kN]				$V_{R,Test} / V_{R,Modell}$ [-]			
					SIA 262 LoA I	SIA 262 LoA II	EPSF- CS	EPSF- FE	SIA 262 LoA I	SIA 262 LoA II	EPSF- CS	EPSF- FE
Leonhardt und Walther [35]												
TA1	15.2	1.251	0.0	335	254	300	341	291	1.32	1.12	0.98	1.15
TA2	15.2	0.869	0.0	319	253	292	316	267	1.26	1.09	1.01	1.19
TA3	15.1	0.556	0.0	272	228	241	258	237	1.19	1.13	1.05	1.15
TA4	15.1	0.313	0.0	229	148	179	196	191	1.55	1.28	1.17	1.20
TA13	17.9	1.251	0.0	343	299	353	345	304	1.15	0.97	0.99	1.13
TA14	17.9	0.869	0.0	333	291	322	332	298	1.14	1.03	1.00	1.12
TA15	17.1	0.556	0.0	292	248	256	269	255	1.18	1.14	1.09	1.15
TA11	24.4	0.556	0.0	335	191	218	261	290	1.76	1.53	1.28	1.16
TA12	24.4	0.313	0.0	265	148	179	226	229	1.79	1.48	1.17	1.16
TA6	15.1	0.556	0.0	232	228	241	258	239	1.02	0.96	0.90	0.97
TA16	17.1	0.556	0.0	293	248	256	269	253	1.18	1.15	1.09	1.16
Sämtliche Träger :												
Mittelwert									1.52	1.32	1.05	1.09
Variationskoeffizient									0.28	0.22	0.08	0.07

Abkürzungen

Begriff	Bedeutung
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
D	Kraft im Druckgurt
El_f	Flanschbiegesteifigkeit
E_P	Elastizitätsmodul der Vorspannlitzen
E_c	Elastizitätsmodul des Betons
E_s	Elastizitätsmodul des Bewehrungsstahls
F_c	Betondruckkraft in der Druckstrebe
GA_w	Stegschubsteifigkeit
I	Trägheitsmoment des Trägers
M	Biegemoment
M_E	Biegemoment im Querschnitt
N_E	Normalkraft im Querschnitt
N_P	Normalkraftanteil anfängliche Vorspannkraft ($= P_x$)
$M_o - M_u$	Flanschbiegemoment im Ober- / Unterflansch
N_a	Normalkraft aus Rissuerverzahnung
$N_o - N_u$	Flanschnormalkraft im Ober- / Unterflansch
N_s	Normalkraft in der Biegezugbewehrung
$N_{\Delta P}$	Normalkraftanteil Vorspannkraftzunahme ($= \Delta P_x$)
P	Nominelle Vorspannkraft
P_x	Komponente anfängliche Vorspannkraft in x-Richtung ($= N_P$)
P_y	Komponente anfängliche 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 Rissuerverzahnung
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 ($= \Delta P_y$)
Z	Kraft im Zuggurt
Lateinische Kleinbuchstaben	

Begriff	Bedeutung
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 (Zylinder) am Versuchstag
f_{cp}	Äquivalente plastische Betondruckfestigkeit
f_{ct}	Betonzugfestigkeit
f_{ctm}	Mittlere Betonzugfestigkeit (Direktzugversuch) am Versuchstag
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 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 Schwerpunkt des Betonquerschnittes 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

Begriff	Bedeutung
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 (= k_ε in SIA 262)
θ_{Riss}	Neigungswinkel der Risse
θ_σ	Neigungswinkel der Betonhauptdruckspannung (= α in SIA 262)
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
ζ	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

Begriff	Bedeutung
VSF	Verallgemeinerte Spannungsfelder
Indizes	
_{ave}	Mittelwert (Average)
_{eff}	Effektiver Wert
_{ini}	Anfangswert / Initialwert
_{max}	Maximalwert
_{min}	Minimalwert
_o	Oberflansch
_u	Unterflansch

Literaturverzeichnis

-
- [1] **SIA**, *SIA 262:2013 - Betonbau*, Schweizerischer Ingenieur- und Architektenverein, 102 p., Zürich, Schweiz, **2013**.
-
- [2] **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**.
-
- [3] **FIB**, *Model Code 2010*, Fédération internationale du béton, Final Draft, 653 p., Lausanne, Schweiz, **2011**.
-
- [4] **Schlaich, J., Schäfer, K. und Jennewein, M.**, *Toward a Consistent Design of Structural Concrete*, PCI Journal, Vol. 32, No. 3, pp. 75-150, **1987**.
-
- [5] **Muttoni, A., Schwartz, J. und Thürlimann, B.**, *Bemessung von Betontragwerken mit Spannungsfeldern*, Birkhäuser Verlag, 145 p., Basel, Schweiz, **1997**.
-
- [6] **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**.
-
- [7] **Thürlimann, B.**, *Plastic Analysis of Reinforced Concrete Beams*, IABSE Colloquium, Reports of the working commissions, Vol. 28, pp. 71-90, Kopenhagen, Dänemark, **1979**.
-
- [8] **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**.
-
- [9] **Kaufmann, W. und Marti, P.**, *Structural concrete: cracked membrane model*, Journal of Structural Engineering, Vol. 124, No. 12, pp. 1467-1475, **1998**.
-
- [10] **Sigrist, V. und Hackbarth, B.**, *Querkrafttragfähigkeit von Stahlbetonträgern*, Beton - und Stahlbetonbau, Ernst und Sohn, Vol. 105, Heft 11, pp. 686-694, **2010**.
-
- [11] **AASHTO**, *AASHTO LRFD Bridge Design Specifications and Commentary*, 5th Edition, 1635 p., Washington D.C., USA, **2010**.
-
- [12] **Sigrist, V.**, *Zum Verformungsvermögen von Stahlbetonträgern*, Institut für Baustatik und Konstruktion, ETHZ, Dissertation Nr. 11169, 159 p., Zürich, Schweiz, **1995**.
-
- [13] **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**.
-
- [14] **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**.
-
- [15] **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**.
-
- [16] **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**.
-
- [17] **Muttoni, A.**, *Die Anwendbarkeit der Plastizitätstheorie in der Bemessung von Stahlbeton*, Institut für Baustatik und Konstruktion, ETHZ, Birkhäuser Verlag, 176 p., Basel, Schweiz, **1990**.
-
- [18] **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**.
-

-
- [19] **Robinson, J. R. und Demorieux, J.-M.**, *Essais de Poutres en Double Té en Béton Armé*, Annales de l'Institut Technique du Bâtiment et des Travaux Publics, No. 335, pp. 65-91, Frankreich, **1976**.
-
- [20] **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**.
-
- [21] **Sigrist, V.**, *Generalized Stress Field Approach for Analysis of Beams in Shear*, ACI Structural Journal, Vol. 108, No. 4, pp. 479-487, **2011**.
-
- [22] **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**.
-
- [23] **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**.
-
- [24] **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**.
-
- [25] **Kaufmann, W. und Marti, P.**, *Versuche an Stahlbetonträgern unter Normal- und Querkraft*, Institut für Baustatik und Konstruktion, ETHZ, 141 p., Zürich, Schweiz, **1996**.
-
- [26] **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**.
-
- [27] **Placas, A. und Regan, P. E.**, *Shear Failure of Reinforced Concrete Beams*, ACI Journal, Vol. 68, No. 10, pp. 763-773, **1971**.
-
- [28] **Hoang, L. C.**, *Shear Strength of Non-Shear Reinforced Concrete Elements - Part2: T-Beams*, Technical University of Denmark, Rapport No. 29, Lyngby, Dänemark, **1997**.
-
- [29] **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**.
-
- [30] **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**.
-
- [31] **Rupf, M.**, *Querkraftwiderstand von Stahlbeton- und Spannbetonträgern mittels Spannungsfeldern*, IBETON, EPFL, Dissertation Nr. 6004, Lausanne, Schweiz, **2014**.
-
- [32] **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**.
-
- [33] **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**.
-
- [34] **Sørensen, H. C.**, *Shear Tests on 12 Reinforced Concrete T-Beams*, Technical University of Denmark, Nr. R 60, 50 p., Lyngby, Dänemark, **1974**.
-
- [35] **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**.
-
- [36] **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**.
-

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, **2013**.

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**.

Alvarez, M., *Einfluss des Verbundverhaltens auf das Verformungsvermögen von Stahlbeton*, [39] Institut für Baustatik und Konstruktion, ETHZ, Dissertation Nr. 12719, 182 p., Zürich, Schweiz, **1998**.

Projektabschluss



Schweizerische Eidgenossenschaft
Confédération suisse
Confederazione Svizzera
Confederaziun svizra

Eidgenössisches Departement für
Umwelt, Verkehr, Energie und Kommunikation UVEK
Bundesamt für Strassen ASTRA

FORSCHUNG IM STRASSENWESEN DES UVEK

Version vom 09.10.2013

Formular Nr. 3: Projektabschluss

erstellt / geändert am: 3.2.2014

Grunddaten

Projekt-Nr.: AGB 2006/015

Projekttitel: Querkraftwiderstand vorgespannter Brücken mit ungenügender Querkraftbewehrung

Enddatum:

Texte

Zusammenfassung der Projektergebnisse:

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 Grundlagen, Entwicklung und Potential beschrieben.

Das Tragverhalten bestehender Träger wurde anhand einer Versuchsserie an zwölf Stahlbeton- und Spannbetontträgern 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 geneigten 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 finite Elemente Methode). In der vorliegenden Arbeit wird daher ein neuer Ansatz entwickelt, welcher ebenfalls auf elastisch-plastischem Materialverhalten beruht. Er zeichnet sich gegenüber der bestehenden Methode der elastisch-plastischen Spannungsfelder durch einen geringeren 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 und der Methode der elastisch-plastischen Spannungsfelder erfolgt anhand von 57 geprüften Trägern verschiedener Serien (eigene Versuche und Resultate aus der Literatur). Der Vergleich zwischen den zwei Berechnungsmethoden und den Versuchsergebnissen zeigt eine sehr gute Genauigkeit der beiden Ansätze.



Schweizerische Eidgenossenschaft
Confédération suisse
Confederazione Svizzera
Confederaziun svizra

Eidgenössisches Departement für
Umwelt, Verkehr, Energie und Kommunikation UVEK
Bundesamt für Strassen ASTRA

Zielerreichung:

Die Ziele des Forschungsprojekts waren:

- 1) Untersuchung des effektiven Tragverhaltens von vorgespannten Trägern mit schwachem Bügelbewehrungsgehalt (Stegverhalten und Querkraft, die von den Flanschen aufgenommen werden kann)
- 2) Entwicklung einer Berechnungsmethode für Trägern mit schwachem Bügelbewehrungsgehalt und Untersuchung der Grenzen der Anwendbarkeit
- 3) Untersuchung des Tragverhaltens von Trägern mit ungenügender Bügelverankerung

Die ersten zwei Ziele sind erreicht worden. Es konnte gezeigt werden, dass bei profilierten Trägern mit genügender Flanschsteifigkeit, geneigte Druckfelder mit einer sehr kleinen Druckfeldneigung sich einstellen können. Die entwickelte Berechnungsmethode kann auch bei Trägern mit sehr schwachen Bügelbewehrungsgehalten angewendet werden können.

Einige Versuche sind mit einer sehr kurzen Bügelverankerung durchgeführt worden. Dabei wurden ähnliche Tragwiderstände wie bei den Versuchsträgern mit genügender Bügelverankerung erreicht und es konnte kein Verankerungsversagen festgestellt werden. Aufgrund der Tatsache, dass sich aus den durchgeführten Versuchen nicht ableiten lässt, unter welchen Bedingungen ein Verankerungsbruch auftreten kann, wurde mit der Begleitkommission entschieden, das Thema ungenügende Verankerung aus dem Projekt zu streichen.

Folgerungen und Empfehlungen:

Das Forschungsprojekt hat gezeigt, dass der minimale Bügelbewehrungsgehalt nach SIA 262:2003 zu hoch war. Aus diesem Grund, wurde im Rahmen der Teilrevision der Betonnorm (SIA 262:2013) der minimale Bügelbewehrungsgehalt reduziert.

Die vorliegende Arbeit hat auch gezeigt, dass die Bestimmungen des Neigungswinkels der Betondruckdiagonalen nach SIA 262 und SIA 269/2 Verbesserungspotential haben. Eine vereinfachte Version der vorgeschlagenen Berechnungsmethode könnte in den nächsten Teilrevisionen der erwähnten Normen berücksichtigt werden.

Die Problematik der ungenügenden Bügelverankerung ist aktuell und relevant. Sie sollte im Rahmen eines weiteren Forschungsprojekts untersucht werden.

Publikationen:

Muttoni A., Fernández Ruiz M., "Analyse et vérification des ponts-poutre à l'aide de la méthode des champs de contraintes", SIA Dokumentation D 0234, Neues aus der Brückenforschung, 2010, pp. 55-63.

Rupf, M., Fernández Ruiz M., Muttoni A., "Post-tensioned girders with low amounts of shear reinforcement: Shear strength and influence of flanges", doi 10.1016/j.engstruct.2013.05.024, Engineering Structures, 2013, pp. 357-371.

Der Projektleiter/die Projektleiterin:

Name: Muttoni

Vorname: Aurelio

Amt, Firma, Institut: EPFL, Laboratoire de construction en béton

Unterschrift des Projektleiters/der Projektleiterin:



Schweizerische Eidgenossenschaft
Confédération suisse
Confederazione Svizzera
Confederaziun svizra

Eidgenössisches Departement für
Umwelt, Verkehr, Energie und Kommunikation UVEK
Bundesamt für Strassen ASTRA

FORSCHUNG IM STRASSENWESEN DES UVEK

Formular Nr. 3: Projektabschluss

Beurteilung der Begleitkommission:

Beurteilung:

Der Querkraftwiderstand von vorgespannten Brücken mit geringer Bügelbewehrung wird durch die Widerstandsmodelle der Norm mittels starr plastischen Spannungsfeldern zum Teil deutlich unterschätzt. Wie von den Autoren bereits früher gezeigt wurde, kann das Schubtragverhalten von vorgespannten Trägern durch elastisch plastische Spannungsfelder unter Zuhilfenahme der FE-Methode wesentlich zutreffender abgeschätzt werden. Leider ist der Modellierungsaufwand bei dieser Methode höher als bei den üblicherweise verwendeten Normmodellen und deshalb nicht in jedem Fall gerechtfertigt. In der vorliegenden Arbeit wird ein verfeinertes Modell erarbeitet, welches auf elastisch plastischen Spannungsfeldern beruht und ohne wesentliche Einbusse an Genauigkeit, bei geringerem Modellierungsaufwand eine Vorhersage des Schubtragwiderstands erlaubt. Die dargelegte Modellvorstellung trägt auch zum besseren Verständnis des Schubtragverhaltens vorgespannter Träger bei und bietet eine hilfreiche Ergänzung zu den heute verwendeten Tragmodellen der Norm und der FE-Methode.

Umsetzung:

Ältere Brücken, welche vor der Inkraftsetzung der Norm SIA 262 (2003) erstellt wurden, verfügen bei tiefen bis mittleren Bügelbewehrungsgehalten, aufgrund der aktuellen Normmodelle oftmals über einen ungenügenden Erfüllungsgrad in Bezug auf die Schubtragsicherheit. Mit dem dargelegten, auf elastisch plastischen Spannungsfeldern beruhenden Tragmodell, kann das Tragverhalten zutreffender modelliert werden. Zudem können in den Normmodellen unbeachtete Tragreserven wie die Wirkung der Flansche oder die Zunahme der Vorspannkraft mit vertretbarem Rechenaufwand berücksichtigt werden. Dies ermöglicht eine realistischere Einschätzung des Tragwiderstands bei tiefen Bügelbewehrungsgehalten. Im Rahmen der Überprüfung bestehender Brücken können damit bisher unberücksichtigte Tragreserven beachtet werden, womit sich allein aus der Einschätzung gemäss gültigem Normenwerk erforderliche Verstärkungsmassnahmen vermeiden lassen.

weitergehender Forschungsbedarf:

Das Modell zur Berücksichtigung des Einflusses der Flansche auf den Querkraftwiderstand von vorgespannten Stahlbetonträgern wurde an vorhandenen Versuchsergebnissen validiert. Da die geometrischen Randbedingungen von Brückenträgern nur eingeschränkt mit jenen der Versuche vergleichbar sind, sollte der Einfluss der Flansche in einer weitergehenden Forschung näher untersucht werden. Dasselbe gilt für das Tragverhalten von Trägern mit ungenügend verankerter Bügelbewehrung, da bei den durchgeführten Versuchen erkannt wurde, dass weitere wichtige Parameter zu untersuchen sind.

Einfluss auf Normenwerk:

Aufgrund der Resultate der Forschungsarbeit konnte der minimale Bügelbewehrungsgehalt im Rahmen der Teilrevision der Norm SIA 262 reduziert werden.

Der Präsident/die Präsidentin der Begleitkommission:

Name: Fürst

Vorname: Armand

Amt, Firma, Institut: Fürst Laffranchi Bauingenieure GmbH

Unterschrift des Präsidenten/der Präsidentin der Begleitkommission:

Verzeichnis der Berichte der Forschung im Strassenwesen

L'état actuel au 31.10.2013

no. de rapport	no. de projet	titre	année
1422	ASTRA 2011/006_OBF	Fracture processes and in-situ fracture observations in Gipskeuper	2013
1421	VSS 2009/901	Experimenteller Nachweis des vorgeschlagenen Raum- und Topologiemodells für die VM-Anwendungen in der Schweiz (MDATrafo)	2013
1420	SVI 2008/003	Projektierungsfreiräume bei Strassen und Plätzen	2013
1419	VSS 2001/452	Stabilität der Polymere beim Heisseinbau von PmB-haltigen Strassenbelägen	2013
1416	FGU 2010/001	Sulfatwiderstand von Beton: verbessertes Verfahren basierend auf der Prüfung nach SIA 262/1, Anhang D	2013
1415	VSS 2010/A01	Wissenslücken im Infrastrukturmanagementprozess "Strasse" im Siedlungsgebiet	2013
1414	VSS 2010/201	Passive Sicherheit von Tragkonstruktionen der Strassenausstattung	2013
1413	SVI 2009/003	Güterverkehrsintensive Branchen und Güterverkehrsströme in der Schweiz Forschungspaket UVEK/ASTRA Strategien zum wesensgerechten Einsatz der Verkehrsmittel im Güterverkehr der Schweiz Teilprojekt B1	2013
1412	ASTRA 2010/020	Werkzeug zur aktuellen Gangliniennorm	2013
1411	VSS 2009/902	Verkehrstelematik für die Unterstützung des Verkehrsmanagements in ausserordentlichen Lagen	2013
1410	VSS 2010/202_OBF	Reduktion von Unfallfolgen bei Bränden in Strassentunneln durch Abschnittsbildung	2013
1409	ASTRA 2010/017_OBF	Regelung der Luftströmung in Strassentunneln im Brandfall	2013
1408	VSS 2000/434	Vieillissement thermique des enrobés bitumineux en laboratoire	2012
1407	ASTRA 2006/014	Fusion des indicateurs de sécurité routière : FUSAIN	2012
1406	ASTRA 2004/015	Amélioration du modèle de comportement individuel du Conducteur pour évaluer la sécurité d'un flux de trafic par simulation	2012
1405	ASTRA 2010/009	Potential von Photovoltaik an Schallschutzmassnahmen entlang der Nationalstrassen	2012
1404	VSS 2009/707	Validierung der Kosten-Nutzen-Bewertung von Fahrbahn-Erhaltungsmassnahmen	2012
1403	SVI 2007/018	Vernetzung von HLS- und HVS-Steuerungen	2012
1402	VSS 2008/403	Witterungsbeständigkeit und Durchdrückverhalten von Geokunststoffen	2012
1401	SVI 2006/003	Akzeptanz von Verkehrsmanagementmassnahmen-Vorstudie	2012
1400	VSS 2009/601	Begrünte Stützgitterböschungssysteme	2012
1399	VSS 2011/901	Erhöhung der Verkehrssicherheit durch Incentivierung	2012
1398	ASTRA 2010/019	Environmental Footprint of Heavy Vehicles Phase III: Comparison of Footprint and Heavy Vehicle Fee (LSVA) Criteria	2012
1397	FGU 2008/003_OBF	Brandschutz im Tunnel: Schutzziele und Brandbemessung Phase 1: Stand der Technik	2012
1396	VSS 1999/128	Einfluss des Umhüllungsgrades der Mineralstoffe auf die mechanischen Eigenschaften von Mischgut	2012
1395	FGU 2009/003	KarstALEA: Wegleitung zur Prognose von karstspezifischen Gefahren im Untertagbau	2012
1394	VSS 2010/102	Grundlagen Betriebskonzepte	2012
1393	VSS 2010/702	Aktualisierung SN 640 907, Kostengrundlage im Erhaltungsmanagement	2012
1392	ASTRA 2008/008_009	FEHRL Institutes WIM Initiative (Fiwi)	2012
1391	ASTRA 2011/003	Leitbild ITS-CH Landverkehr 2025/30	2012
1390	FGU 2008/004_OBF	Einfluss der Grundwasserströmung auf das Quellverhalten des Gipskeupers im Belchen-tunnel	2012
1389	FGU 2003/002	Long Term Behaviour of the Swiss National Road Tunnels	2012

no. de rapport	no. de projet	titre	année
1388	SVI 2007/022	Möglichkeiten und Grenzen von elektronischen Busspuren	2012
1387	VSS 2010/205_OBF	Ablage der Prozessdaten bei Tunnel-Prozessleitsystemen	2012
1386	VSS 2006/204	Schallreflexionen an Kunstbauten im Strassenbereich	2012
1385	VSS 2004/703	Bases pour la révision des normes sur la mesure et l'évaluation de la planéité des chaussées	2012
1384	VSS 1999/249	Konzeptuelle Schnittstellen zwischen der Basisdatenbank und EMF-, EMK- und EMT-DB	2012
1383	FGU 2008/005	Einfluss der Grundwasserströmung auf das Quellverhalten des Gipskeupers im Chienbergtunnel	2012
1382	VSS 2001/504	Optimierung der statischen Eindringtiefe zur Beurteilung von harten Gussasphaltsorten	2012
1381	SVI 2004/055	Nutzen von Reisezeiteinsparungen im Personenverkehr	2012
1380	ASTRA 2007/009	Wirkungsweise und Potential von kombinierter Mobilität	2012
1379	VSS 2010/206_OBF	Harmonisierung der Abläufe und Benutzeroberflächen bei Tunnel-Prozessleitsystemen	2012
1378	SVI 2004/053	Mehr Sicherheit dank Kernfahrbahnen?	2012
1377	VSS 2009/302	Verkehrssicherheitsbeurteilung bestehender Verkehrsanlagen (Road Safety Inspection)	2012
1376	ASTRA 2011/008_004	Erfahrungen im Schweizer Betonbrückenbau	2012
1375	VSS 2008/304	Dynamische Signalisierungen auf Hauptverkehrsstrassen	2012
1374	FGU 2004/003	Entwicklung eines zerstörungsfreien Prüfverfahrens für Schweissnähte von KDB	2012
1373	VSS 2008/204	Vereinheitlichung der Tunnelbeleuchtung	2012
1372	SVI 2011/001	Verkehrssicherheitsgewinne aus Erkenntnissen aus Datapooling und strukturierten Datenanalysen	2012
1371	ASTRA 2008/017	Potenzial von Fahrgemeinschaften	2011
1370	VSS 2008/404	Dauerhaftigkeit von Betonfahrbahnen aus Betongranulat	2011
1369	VSS 2003/204	Rétention et traitement des eaux de chaussée	2012
1368	FGU 2008/002	Soll sich der Mensch dem Tunnel anpassen oder der Tunnel dem Menschen?	2011
1367	VSS 2005/801	Grundlagen betreffend Projektierung, Bau und Nachhaltigkeit von Anschlussgleisen	2011
1366	VSS 2005/702	Überprüfung des Bewertungshintergrundes zur Beurteilung der Strassengriffigkeit	2010
1365	SVI 2004/014	Neue Erkenntnisse zum Mobilitätsverhalten dank Data Mining?	2011
1364	SVI 2009/004	Regulierung des Güterverkehrs Auswirkungen auf die Transportwirtschaft Forschungspaket UVEK/ASTRA Strategien zum wesensgerechten Einsatz der Verkehrsmittel im Güterverkehr der Schweiz TP D	2012
1363	VSS 2007/905	Verkehrsprognosen mit Online -Daten	2011
1362	SVI 2004/012	Aktivitätenorientierte Analyse des Neuverkehrs	2012
1361	SVI 2004/043	Innovative Ansätze der Parkraumbewirtschaftung	2012
1360	VSS 2010/203	Akustische Führung im Strassentunnel	2012
1359	SVI 2004/003	Wissens- und Technologientransfer im Verkehrsbereich	2012
1358	SVI 2004/079	Verkehrsanbindung von Freizeitanlagen	2012
1357	SVI 2007/007	Unaufmerksamkeit und Ablenkung: Was macht der Mensch am Steuer?	2012
1356	SVI 2007/014	Kooperation an Bahnhöfen und Haltestellen	2011
1355	FGU 2007/002	Prüfung des Sulfatwiderstandes von Beton nach SIA 262/1, Anhang D: Anwendbarkeit und Relevanz für die Praxis	2011
1354	VSS 2003/203	Anordnung, Gestaltung und Ausführung von Treppen, Rampen und Treppenwegen	2011
1353	VSS 2000/368	Grundlagen für den Fussverkehr	2011
1352	VSS 2008/302	Fussgängerstreifen (Grundlagen)	2011
1351	ASTRA 2009/001	Development of a best practice methodology for risk assessment in road tunnels	2011
1350	VSS 2007/904	IT-Security im Bereich Verkehrstelematik	2011
1349	VSS 2003/205	In-Situ-Abflussversuche zur Untersuchung der Entwässerung von Autobahnen	2011
1348	VSS 2008/801	Sicherheit bei Parallelführung und Zusammentreffen von Strassen mit der Schiene	2011
1347	VSS 2000/455	Leistungsfähigkeit von Parkierungsanlagen	2010
1346	ASTRA 2007/004	Quantifizierung von Leckagen in Abluftkanälen bei Strassentunneln mit konzentrierter Rauchabsaugung	2010

no. de rapport	no. de projet	titre	année
1345	SVI 2004/039	Einsatzbereiche verschiedener Verkehrsmittel in Agglomerationen	2011
1344	VSS 2009/709	Initialprojekt für das Forschungspaket "Nutzensteigerung für die Anwender des SIS"	2011
1343	VSS 2009/903	Basistechnologien für die intermodale Nutzungserfassung im Personenverkehr	2011
1342	FGU 2005/003	Untersuchungen zur Frostkörperbildung und Frosthebung beim Gefrierverfahren	2010
1341	FGU 2007/005	Design aids for the planning of TBM drives in squeezing ground	2011
1340	SVI 2004/051	Aggressionen im Verkehr	2011
1339	SVI 2005/001	Widerstandsfunktionen für Innerorts-Strassenabschnitte ausserhalb des Einflussbereiches von Knoten	2010
1338	VSS 2006/902	Wirkungsmodelle für fahrzeugseitige Einrichtungen zur Steigerung der Verkehrssicherheit	2009
1337	ASTRA 2006/015	Development of urban network travel time estimation methodology	2011
1336	ASTRA 2007/006	SPIN-ALP: Scanning the Potential of Intermodal Transport on Alpine Corridors	2010
1335	VSS 2007/502	Stripping bei lärmmindernden Deckschichten unter Überrollbeanspruchung im Labor-massstab	2011
1334	ASTRA 2009/009	Was treibt uns an? Antriebe und Treibstoffe für die Mobilität von Morgen	2011
1333	SVI 2007/001	Standards für die Mobilitätsversorgung im peripheren Raum	2011
1332	VSS 2006/905	Standardisierte Verkehrsdaten für das verkehrsträgerübergreifende Verkehrsmanagement	2011
1331	VSS 2005/501	Rückrechnung im Strassenbau	2011
1330	FGU 2008/006	Energiegewinnung aus städtischen Tunneln: Systemevaluation	2010
1329	SVI 2004/073	Alternativen zu Fussgängerstreifen in Tempo-30-Zonen	2010
1328	VSS 2005/302	Grundlagen zur Quantifizierung der Auswirkungen von Sicherheitsdefiziten	2011
1327	VSS 2006/601	Vorhersage von Frost und Nebel für Strassen	2010
1326	VSS 2006/207	Erfolgskontrolle Fahrzeugrückhaltesysteme	2011
1325	SVI 2000/557	Indices caractéristiques d'une cité-vélo. Méthode d'évaluation des politiques cyclables en 8 indices pour les petites et moyennes communes.	2010
1324	VSS 2004/702	Eigenheiten und Konsequenzen für die Erhaltung der Strassenverkehrsanlagen im überbauten Gebiet	2009
1323	VSS 2008/205	Ereignisdetektion im Strassentunnel	2011
1322	SVI 2005/007	Zeitwerte im Personenverkehr: Wahrnehmungs- und Distanzabhängigkeit	2008
1321	VSS 2008/501	Validation de l'oedomètre CRS sur des échantillons intacts	2010
1320	VSS 2007/303	Funktionale Anforderungen an Verkehrserfassungssysteme im Zusammenhang mit Lichtsignalanlagen	2010
1319	VSS 2000/467	Auswirkungen von Verkehrsberuhigungsmassnahmen auf die Lärmimmissionen	2010
1318	FGU 2006/001	Langzeitversuche an anhydritführenden Gesteinen	2010
1317	VSS 2000/469	Geometrisches Normalprofil für alle Fahrzeugtypen	2010
1316	VSS 2001/701	Objektorientierte Modellierung von Strasseninformationen	2010
1315	VSS 2006/904	Abstimmung zwischen individueller Verkehrsinformation und Verkehrsmanagement	2010
1314	VSS 2005/203	Datenbank für Verkehrsaufkommensraten	2008
1313	VSS 2001/201	Kosten-/Nutzenbetrachtung von Strassenentwässerungssystemen, Ökobilanzierung	2010
1312	SVI 2004/006	Der Verkehr aus Sicht der Kinder: Schulwege von Primarschulkindern in der Schweiz	2010
1311	VSS 2000/543	VIABILITE DES PROJETS ET DES INSTALLATIONS ANNEXES	2010
1310	ASTRA 2007/002	Beeinflussung der Luftströmung in Strassentunneln im Brandfall	2010
1309	VSS 2008/303	Verkehrsregelungssysteme - Modernisierung von Lichtsignalanlagen	2010
1308	VSS 2008/201	Hindernisfreier Verkehrsraum - Anforderungen aus Sicht von Menschen mit Behinderung	2010
1307	ASTRA 2006/002	Entwicklung optimaler Mischgüter und Auswahl geeigneter Bindemittel; D-A-CH - Initialprojekt	2008
1306	ASTRA 2008/002	Strassenglätte-Prognosesystem (SGPS)	2010
1305	VSS 2000/457	Verkehrserzeugung durch Parkieranlagen	2009
1304	VSS 2004/716	Massnahmenplanung im Erhaltungsmanagement von Fahrbahnen	2008
1303	ASTRA 2009/010	Geschwindigkeiten in Steigungen und Gefällen; Überprüfung	2010

no. de rapport	no. de projet	titre	année
1302	VSS 1999/131	Zusammenhang zwischen Bindemittleigenschaften und Schadensbildern des Belages?	2010
1301	SVI 2007/006	Optimierung der Strassenverkehrsunfallstatistik durch Berücksichtigung von Daten aus dem Gesundheitswesen	2009
1300	VSS 2003/903	SATELROU Perspectives et applications des méthodes de navigation pour la télématique des transports routiers et pour le système d'information de la route	2010
1299	VSS 2008/502	Projet initial - Enrobés bitumineux à faibles impacts énergétiques et écologiques	2009
1298	ASTRA 2007/012	Griffigkeit auf winterlichen Fahrbahnen	2010
1297	VSS 2007/702	Einsatz von Asphaltbewehrungen (Asphalteinlagen) im Erhaltungsmanagement	2009
1296	ASTRA 2007/008	Swiss contribution to the Heavy-Duty Particle Measurement Programme (HD-PMP)	2010
1295	VSS 2005/305	Entwurfgrundlagen für Lichtsignalanlagen und Leitfaden	2010
1294	VSS 2007/405	Wiederhol- und Vergleichspräzision der Druckfestigkeit von Gesteinskörnungen am Haufwerk	2010
1293	VSS 2005/402	Détermination de la présence et de l'efficacité de dope dans les bétons bitumineux	2010
1292	ASTRA 2006/004	Entwicklung eines Pflanzenöl-Blockheizkraftwerkes mit eigener Ölmühle	2010
1291	ASTRA 2009/005	Fahrmuster auf überlasteten Autobahnen Simultanes Berechnungsmodell für das Fahrverhalten auf Autobahnen als Grundlage für die Berechnung von Schadstoffemissionen und Fahrzeitgewinnen	2010
1290	VSS 1999/209	Conception et aménagement de passages inférieurs et supérieurs pour piétons et deux-roues légers	2008
1289	VSS 2005/505	Affinität von Gesteinskörnungen und Bitumen, nationale Umsetzung der EN	2010
1288	ASTRA 2006/020	Footprint II - Long Term Pavement Performance and Environmental Monitoring on A1	2010
1287	VSS 2008/301	Verkehrsqualität und Leistungsfähigkeit von komplexen ungesteuerten Knoten: Analytisches Schätzverfahren	2009
1286	VSS 2000/338	Verkehrsqualität und Leistungsfähigkeit auf Strassen ohne Richtungstrennung	2010
1285	VSS 2002/202	In-situ Messung der akustischen Leistungsfähigkeit von Schallschirmen	2009
1284	VSS 2004/203	Evacuation des eaux de chaussée par les bas-cotés	2010
1283	VSS 2000/339	Grundlagen für eine differenzierte Bemessung von Verkehrsanlagen	2008
1282	VSS 2004/715	Massnahmenplanung im Erhaltungsmanagement von Fahrbahnen: Zusatzkosten infolge Vor- und Aufschub von Erhaltungsmassnahmen	2010
1281	SVI 2004/002	Systematische Wirkungsanalysen von kleinen und mittleren Verkehrsvorhaben	2009
1280	ASTRA 2004/016	Auswirkungen von fahrzeuginternen Informationssystemen auf das Fahrverhalten und die Verkehrssicherheit Verkehrspsychologischer Teilbericht	2010
1279	VSS 2005/301	Leistungsfähigkeit zweistreifiger Kreisel	2009
1278	ASTRA 2004/016	Auswirkungen von fahrzeuginternen Informationssystemen auf das Fahrverhalten und die Verkehrssicherheit - Verkehrstechnischer Teilbericht	2009
1277	SVI 2007/005	Multimodale Verkehrsqualitätsstufen für den Strassenverkehr - Vorstudie	2010
1276	VSS 2006/201	Überprüfung der schweizerischen Ganglinien	2008
1275	ASTRA 2006/016	Dynamic Urban Origin - Destination Matrix - Estimation Methodology	2009
1274	SVI 2004/088	Einsatz von Simulationswerkzeugen in der Güterverkehrs- und Transportplanung	2009

no. de rapport	no. de projet	titre	année
1273	ASTRA 2008/006	UNTERHALT 2000 - Massnahme M17, FORSCHUNG: Dauerhafte Materialien und Ver- fahren SYNTHESE - BERICHT zum Gesamtprojekt "Dauerhafte Beläge" mit den Einzelnen Forschungsprojekten: - ASTRA 200/419: Verhaltensbilanz der Beläge auf Nationalstrassen - ASTRA 2000/420: Dauerhafte Komponenten auf der Basis erfolgreicher Strecken - ASTRA 2000/421: Durabilité des enrobés - ASTRA 2000/422: Dauerhafte Beläge, Rundlaufversuch - ASTRA 2000/423: Griffigkeit der Beläge auf Autobahnen, Vergleich zwischen den Mes- sergebnissen von SRM und SCRIM - ASTRA 2008/005: Vergleichsstrecken mit unterschiedlichen oberen Tragschichten auf einer Nationalstrasse	2008
1272	VSS 2007/304	Verkehrsregelungssysteme - behinderte und ältere Menschen an Lichtsignalanlagen	2010
1271	VSS 2004/201	Unterhalt von Lärmschirmen	2009
1270	VSS 2005/502	Interaktion Strasse Hangstabilität: Monitoring und Rückwärtsrechnung	2009
1269	VSS 2005/201	Evaluation von Fahrzeugrückhaltesystemen im Mittelstreifen von Autobahnen	2009
1268	ASTRA 2005/007	PM10-Emissionsfaktoren von Abriebspartikeln des Strassenverkehrs (APART)	2009
1267	VSS 2007/902	MDAinSVT Einsatz modellbasierter Datentransfernormen (INTERLIS) in der Strassenver- kehrstelematik	2009
1266	VSS 2000/343	Unfall- und Unfallkostenraten im Strassenverkehr	2009
1265	VSS 2005/701	Zusammenhang zwischen dielektrischen Eigenschaften und Zustandsmerkmalen von bitumenhaltigen Fahrbahnbelägen (Pilotuntersuchung)	2009
1264	SVI 2004/004	Verkehrspolitische Entscheidungsfindung in der Verkehrsplanung	2009
1263	VSS 2001/503	Phénomène du dégel des sols gélifs dans les infrastructures des voies de communication et les pergélisols alpins	2006
1262	VSS 2003/503	Lärmverhalten von Deckschichten im Vergleich zu Gussasphalt mit strukturierter Oberflä- che	2009
1261	ASTRA 2004/018	Pilotstudie zur Evaluation einer mobilen Grossversuchsanlage für beschleunigte Ver- kehrslastsimulation auf Strassenbelägen	2009
1260	FGU 2005/001	Testeinsatz der Methodik "Indirekte Vorauserkundung von wasserführenden Zonen mit- tels Temperaturdaten anhand der Messdaten des Lötschberg-Basistunnels	2009
1259	VSS 2004/710	Massnahmenplanung im Erhaltungsmanagement von Fahrbahnen - Synthesebericht	2008
1258	VSS 2005/802	Kaphaltestellen Anforderungen und Auswirkungen	2009
1257	SVI 2004/057	Wie Strassenraumbilder den Verkehr beeinflussen Der Durchfahrtswiderstand als Arbeitsinstrument bei der städtebaulichen Gestaltung von Strassenräumen	2009
1256	VSS 2006/903	Qualitätsanforderungen an die digitale Videobild-Bearbeitung zur Verkehrsüberwachung	2009
1255	VSS 2006/901	Neue Methoden zur Erkennung und Durchsetzung der zulässigen Höchstgeschwindigkeit	2009
1254	VSS 2006/502	Drains verticaux préfabriqués thermiques pour la consolidation in-situ des sols	2009
1253	VSS 2001/203	Rétention des polluants des eaux de chaussées selon le système "infiltrations sur les talus". Vérification in situ et optimisation	2009
1252	SVI 2003/001	Nettoverkehr von verkehrsintensiven Einrichtungen (VE)	2009
1251	ASTRA 2002/405	Incidence des granulats arrondis ou partiellement arrondis sur les propriétés d'adhérence des bétons bitumineux	2008
1250	VSS 2005/202	Strassenabwasser Filterschacht	2007
1249	FGU 2003/004	Einflussfaktoren auf den Brandwiderstand von Betonkonstruktionen	2009
1248	VSS 2000/433	Dynamische Eindringtiefe zur Beurteilung von Gussasphalt	2008
1247	VSS 2000/348	Anforderungen an die strassenseitige Ausrüstung bei der Umwidmung von Standstreifen	2009

no. de rapport	no. de projet	titre	année
1246	VSS 2004/713	Massnahmenplanung im Erhaltungsmanagement von Fahrbahnen: Bedeutung Oberflächenzustand und Tragfähigkeit sowie gegenseitige Beziehung für Gebrauchs- und Substanzwert	2009
1245	VSS 2004/701	Verfahren zur Bestimmung des Erhaltungsbedarfs in kommunalen Strassennetzen	2009
1244	VSS 2004/714	Massnahmenplanung im Erhaltungsmanagement von Fahrbahnen - Gesamtnutzen und Nutzen-Kosten-Verhältnis von standardisierten Erhaltungsmassnahmen	2008
1243	VSS 2000/463	Kosten des betrieblichen Unterhalts von Strassenanlagen	2008
1242	VSS 2005/451	Recycling von Ausbauasphalt in Heissmischgut	2007
1241	ASTRA 2001/052	Erhöhung der Aussagekraft des LCPC Spurbildungstests	2009
1240	ASTRA 2002/010	L'acceptabilité du péage de congestion : Résultats et analyse de l'enquête en Suisse	2009
1239	VSS 2000/450	Bemessungsgrundlagen für das Bewehren mit Geokunststoffen	2009
1238	VSS 2005/303	Verkehrssicherheit an Tagesbaustellen und bei Anschlüssen im Baustellenbereich von Hochleistungsstrassen	2008
1237	VSS 2007/903	Grundlagen für eCall in der Schweiz	2009
1236	ASTRA 2008/008_07	Analytische Gegenüberstellung der Strategie- und Tätigkeitsschwerpunkte ASTRA-AIPCR	2008
1235	VSS 2004/711	Forschungspaket Massnahmenplanung im EM von Fahrbahnen - Standardisierte Erhaltungsmassnahmen	2008
1234	VSS 2006/504	Expérimentation in situ du nouveau drainomètre européen	2008
1233	ASTRA 2000/420	Unterhalt 2000 Forschungsprojekt FP2 Dauerhafte Komponenten bitumenhaltiger Belagsschichten	2009
651	AGB 2006/006_OBF	Instandsetzung und Monitoring von AAR-geschädigten Stützmauern und Brücken	2013
650	AGB 2005/010	Korrosionsbeständigkeit von nichtrostenden Betonstählen	2012
649	AGB 2008/012	Anforderungen an den Karbonatisierungswiderstand von Betonen	2012
648	AGB 2005/023 + AGB 2006/003	Validierung der AAR-Prüfungen für Neubau und Instandsetzung	2011
647	AGB 2004/010	Quality Control and Monitoring of electrically isolated post-tensioning tendons in bridges	2011
646	AGB 2005/018	Interactin sol-structure : ponts à culées intégrales	2010
645	AGB 2005/021	Grundlagen für die Verwendung von Recyclingbeton aus Betongranulat	2010
644	AGB 2005/004	Hochleistungsfähiger Faserfeinkornbeton zur Effizienzsteigerung bei der Erhaltung von Kunstbauten aus Stahlbeton	2010
643	AGB 2005/014	Akustische Überwachung einer stark geschädigten Spannbetonbrücke und Zustandserfassung beim Abbruch	2010
642	AGB 2002/006	Verbund von Spanngliedern	2009
641	AGB 2007/007	Empfehlungen zur Qualitätskontrolle von Beton mit Luftpermeabilitätsmessungen	2009
640	AGB 2003/011	Nouvelle méthode de vérification des ponts mixtes à âme pleine	2010
639	AGB 2008/003	RiskNow-Falling Rocks Excel-basiertes Werkzeug zur Risikoermittlung bei Steinschlag-schutzgalerien	2010
638	AGB2003/003	Ursachen der Rissbildung in Stahlbetonbauwerken aus Hochleistungsbeton und neue Wege zu deren Vermeidung	2008
637	AGB 2005/009	Détermination de la présence de chlorures à l'aide du Géoradar	2009
636	AGB 2002/028	Dimensionnement et vérification des dalles de roulement de ponts routiers	2009
635	AGB 2004/002	Applicabilité de l'enrobé drainant sur les ouvrages d'art du réseau des routes nationales	2008
634	AGB 2002/007	Untersuchungen zur Potenzialfeldmessung an Stahlbetonbauten	2008
633	AGB 2002/014	Oberflächenschutzsysteme für Betontragwerke	2008
632	AGB 2008/201	Sicherheit des Verkehrssystem Strasse und dessen Kunstbauten Testregion - Methoden zur Risikobeurteilung Schlussbericht	2010
631	AGB 2000/555	Applications structurales du Béton Fibré à Ultra-hautes Performances aux ponts	2008
630	AGB 2002/016	Korrosionsinhibitoren für die Instandsetzung chloridverseuchter Stahlbetonbauten	2010

no. de rapport	no. de projet	titre	année
629	AGB 2003/001 + AGB 2005/019	Integrale Brücken - Sachstandsbericht	2008
628	AGB 2005/026	Massnahmen gegen chlorid-induzierte Korrosion und zur Erhöhung der Dauerhaftigkeit	2008
627	AGB 2002/002	Eigenschaften von normalbreiten und überbreiten Fahrbahnübergängen aus Polymerbitumen nach starker Verkehrsbelastung	2008
626	AGB 2005/110	Sicherheit des Verkehrssystems Strasse und dessen Kunstbauten: Baustellensicherheit bei Kunstbauten	2009
625	AGB 2005/109	Sicherheit des Verkehrssystems Strasse und dessen Kunstbauten: Effektivität und Effizienz von Massnahmen bei Kunstbauten	2009
624	AGB 2005/108	Sicherheit des Verkehrssystems / Strasse und dessen Kunstbauten / Risikobeurteilung für Kunstbauten	2010
623	AGB 2005/107	Sicherheit des Verkehrssystems Strasse und dessen Kunstbauten: Tragsicherheit der bestehenden Kunstbauten	2009
622	AGB 2005/106	Rechtliche Aspekte eines risiko- und effizienzbasierten Sicherheitskonzepts	2009
621	AGB 2005/105	Sicherheit des Verkehrssystems Strasse und dessen Kunstbauten Szenarien der Gefahrenentwicklung	2009
620	AGB 2005/104	Sicherheit des Verkehrssystems Strasse und dessen Kunstbauten: Effektivität und Effizienz von Massnahmen	2009
619	AGB 2005/103	Sicherheit des Verkehrssystems / Strasse und dessen Kunstbauten / Ermittlung des Netzzrisikos	2010
618	AGB 2005/102	Sicherheit des Verkehrssystems Strasse und dessen Kunstbauten: Methodik zur vergleichenden Risikobeurteilung	2009
617	AGB 2005/100	Sicherheit des Verkehrssystems Strasse und dessen Kunstbauten Synthesebericht	2010
616	AGB 2002/020	Beurteilung von Risiken und Kriterien zur Festlegung akzeptierter Risiken in Folge aussergewöhnlicher Einwirkungen bei Kunstbauten	2009