

Zur Tragfähigkeit von Stahlbeton- Fahrbahnplatten ohne Querkraftbewehrung

Vom Promotionsausschuss der
Technischen Universität Hamburg-Harburg
zur Erlangung des akademischen Grades

Doktor-Ingenieur (Dr.-Ing.)

genehmigte Dissertation

von
Sören Latte

aus
Hamburg

2010

1. Gutachter: Prof. Dr.-Ing. Günter A. Rombach

2. Gutachter: Prof. Dr.-Ing. Reinhard Maurer

Tag der mündlichen Prüfung: 27.09.2010

Vorwort

Trotz Jahrzehnte langer Forschungsarbeiten, die ersten Untersuchungen wurden von Mörsch in den 20er Jahren des letzten Jahrhunderts durchgeführt, ist die Querkraftbemessung von Stahlbetonkonstruktionen ohne Querkraftbewehrung immer noch nicht zufriedenstellend geklärt. Dies zeigt sich unter anderem an den sehr unterschiedlichen Bemessungsansätzen in den verschiedenen Normen und den hieraus resultierenden großen Differenzen der rechnerischen Tragfähigkeit. Diese Problematik betrifft besonders Brückenfahrbahnplatten, da auf diesen hohe Flächen- und Radlasten wirken.

Mit Einführung der DIN 1045-1 im Jahre 2001 bzw. des DIN-Fachberichtes 102 ist die Querkraftbemessung in den Mittelpunkt des Interesses von Tragwerksplanern und Aufsichtsbehörden gerückt. Nach den dort festgelegten Bemessungsansätzen kann die Tragfähigkeit von Brückenfahrbahnplatten aus Stahlbeton rechnerisch häufig nicht mehr ohne Querkraftbewehrung nachgewiesen werden. Der Einbau von Bügeln in neue Bauwerke ist jedoch mit großem Aufwand und damit hohen Kosten verbunden. Bei vielen Brücken im Bestand, welche nach DIN 1045:88 bzw. DIN 1075 bemessen wurden, ist die rechnerische Tragfähigkeit mit vollem Sicherheitsabstand nach den heutigen Regelungen nicht mehr gegeben. Eine einfache Sanierung, d.h. der nachträgliche Einbau von Querkraftbewehrung in eine Stahlbetonplatte, ist kaum möglich. Es werden daher dringend neue, zutreffendere Bemessungskonzepte zum Nachweis von Stahlbetonplatten benötigt, welche durch hohe Querkräfte beansprucht sind. Zu deren Entwicklung möchte die Forschungsarbeit von Herrn Latte beitragen.

Die vorliegende Dissertationsschrift besitzt zwei Schwerpunkte: Zum einen sind es die umfangreichen statistischen Analysen zur Aussagekraft verschiedener bekannter Querkraftmodelle. Hierzu wird auf eine Datenbank zurückgegriffen, welche die Ergebnisse von 374 Balkenversuchen enthält. Die Problematik statistischer Untersuchungen, wie beispielsweise die Verteilung der Versuchswerte, wird eingehend erläutert. Auf der Grundlage von Regressionsanalysen entwickelt Herr Latte ein neues Bemessungsmodell, welches gute Ergebnisse liefert. Zum anderen wurden zur Untersuchung des flächigen Tragverhaltens von Platten umfangreiche experimentelle Untersuchungen an großmaßstäblichen Stahlbetonplatten durchgeführt und mittels stofflich nichtlinearer FE-Analysen analysiert. Es zeigt sich, dass die bestehenden Rechenmodelle die Tragfähigkeit von Platten unter Radlasten erheblich unterschätzen.

Diese Forschungsarbeit liefert einen wesentlichen Beitrag zum besseren Verständnis des Biege- und Querkrafttragverhaltens von Stahlbetonbalken und -platten. Zur Entwicklung zutreffender Bemessungsmodelle sind jedoch noch weitere Untersuchungen erforderlich.

Hamburg, Oktober 2010
Prof. Dr.-Ing. G. A. Rombach.

Abstract

After the introduction of the new generation of standards, which are based on the concept of partial safety factors, it became apparent, that the design of reinforced concrete bridge deck slabs is now often governed by the shear bearing capacity. While a sufficient bearing capacity of thin slabs is frequently only reached with the alignment of shear reinforcements, it has formerly been common practice to construct thin bridge deck slabs without shear reinforcement. It is highly essential to further examine this evident discrepancy in order to achieve sound design regulations and correctly assess the reliability of existing bridge deck slabs. Hence, the purpose of this thesis is to analyse the bearing behaviour of slabs under concentrated loads, such as wheel loads, and to further improve the evaluation of the shear bearing capacity of reinforced concrete bridge deck slabs without shear reinforcement. The influencing factors, that have to be integrated in an appropriate design formula, are systematically investigated. Furthermore, the load bearing behaviour of reinforced concrete slabs without shear reinforcement under concentrated loads is studied experimentally and numerically. Fundamental models for the numerical analysis of the shear bearing capacity of reinforced concrete slabs are discussed and compared with test results.

The first part of the thesis focuses on the bearing behaviour of reinforced concrete members under shear based on studies of published research results. A substantial database comprising test data and results of experiments with reinforced concrete beams exhibiting shear failures and various models to calculate the shear bearing capacity are discussed. A new model based on the theory of the critical crack in combination with fracture mechanics is proposed. The design formula is developed by a regression analysis of the shear database. The model is verified and compared to the shear database and other models. Particular emphasis is devoted to the accuracy of the various models predicting the bearing capacity of tests with characteristics typical for bridge deck slabs. The model, which has been developed in this thesis, shows a better agreement with test results than the design formula of the present DIN 1045-1. Furthermore, the influence of typical bridge deck slab geometries and load arrangements is examined. A beneficial effect of a tapered slab bottom on the shear capacity as implemented in the DIN code with the reduction shear force V_{cc} cannot be verified by test results.

The second part of the thesis starts with an overview of methods for calculating the shear force distribution in slabs. Following this, large scale tests with slabs under point loads, representing bridge deck slabs, are described and analysed. A procedure for calculating the bearing capacity of bridge deck slabs without shear reinforcement accounting for possible deviations of principal moment, principal shear force and reinforcement directions is described and compared with test results. It appears that the implementation of the known design formulas provides conservative estimates of the shear bearing capacity. While the capacities calculated with various design formulas differ little, the choice of method determining the design shear force distribution results in a considerable variation of the calculated bearing capacity. The need for further experimental research of slabs under pointloads with and without haunches is emphasized.

Kurzfassung

Mit der Einführung der neuen, auf dem Teilsicherheitskonzept basierenden, Normengeneration zeigte sich, dass die Tragfähigkeit von Brückenfahrbahnplatten aus Stahlbeton häufig nicht mehr ohne Querkraftbewehrung nachgewiesen werden kann. Dies steht im Widerspruch zur langjährigen Praxis, nach der die Platten von Brücken meist ohne eine Bügelbewehrung im stegnahen Bereich ausgeführt wurden. Eine Untersuchung dieser Diskrepanz ist für die Baupraxis dringend notwendig. Die vorliegende Arbeit soll daher einen Beitrag zum besseren Verständnis des Tragverhaltens von Platten unter örtlich konzentrierten Einwirkungen, wie Radlasten, und damit zur Weiterentwicklung der Bemessung von Fahrbahnplatten ohne Querkraftbewehrung leisten. Hierzu werden die wesentlichen Einflussfaktoren, die in einem solchen Bemessungskonzept zu integrieren sind, systematisch analysiert. Die Tragfähigkeit von Stahlbetonplatten ohne Querkraftbewehrung unter Punktlasten wird durch Versuche und numerische Berechnungen untersucht. Weiterhin werden die wesentlichen Rechenmodelle für die Anwendung bei Fahrbahnplatten erörtert und mit einer Gegenüberstellung zu Versuchsergebnissen überprüft.

Der erste Abschnitt der Arbeit befasst sich mit dem Studium des Tragverhaltens von Stahlbetonbauteilen unter Querkraftbelastung anhand von veröffentlichten Forschungsergebnissen. Eine umfangreiche Datenbank mit Versuchsergebnissen zur Querkrafttragfähigkeit von Stahlbetonbalken und verschiedene Querkraftmodelle aus der Literatur werden ausführlich diskutiert. Mittels Regressionsanalysen der Datenbank wird ein neues Rechenmodell entwickelt, das mechanisch durch die bestehende Theorie des kritischen Biegeschubrisses und der Anwendung der Bruchmechanik begründet ist. Anschließend erfolgt eine Überprüfung dieses und weiterer Bemessungsansätze durch eine Gegenüberstellung der Rechenergebnisse mit den Versuchswerten der Querkraftdatenbank. Insbesondere wird das Sicherheitsniveau bei Versuchen mit für Fahrbahnplatten typischen Parametern betrachtet. Die Auswertung zeigt, dass der entwickelte Ansatz weitaus bessere Ergebnisse in diesen Parameterbereichen liefert, als der Ansatz der DIN 1045-1. Des Weiteren werden Einflüsse typischer bei Fahrbahnplatten auftretender Bauteilgeometrien und Belastungsanordnungen auf die Querkrafttragfähigkeit untersucht. Es zeigt sich, dass die in der DIN erlaubte Abminderung der bemessungsrelevanten Querkraft durch Anwendung des Abzugswertes V_{cc} bei Vouten teilweise widersprüchlich ist. Weiterhin liegen in der Literatur nur wenige übertragbare Versuche vor, so dass der Einfluss einer Voute auf die Tragfähigkeit von Platten ohne Querkraftbewehrung experimentell nicht abgesichert ist.

Der zweite Abschnitt widmet sich zunächst den verschiedenen Ansätzen zur Schnittgrößenberechnung von Brückenfahrbahnplatten. Es folgt eine Darstellung speziell auf diese Bauteile zugeschnittener Versuche an Platten unter Einzellasten. Hieraus wird ein Modell zur Berechnung der Tragfähigkeit von Fahrbahnplatten ohne Querkraftbewehrung mit Berücksichtigung abweichender Momenten-, Querkraft- und Bewehrungsrichtung entwickelt und dieses mit Versuchsergebnissen verglichen. Es zeigt sich, dass die bekannten Rechenansätze die Tragfähigkeit auf der sicheren Seite abschätzen. Während die Abweichungen unterschiedlicher Querkraftmodelle relativ gering sind, ergeben sich aus der Systembildung zur rechnerischen Lastausbreitung und Schnittgrößenermittlung, sowie bei Berücksichtigung des Abzugswertes V_{cc} bei Vouten wesentliche Differenzen der berechneten Tragfähigkeiten. Aufbauend auf den Erkenntnissen dieser Arbeit werden weitere experimentelle Untersuchungen empfohlen.

Inhaltsverzeichnis

Vorwort	I
Abstract	II
Kurzfassung	III
Inhaltsverzeichnis.....	IV
1 Einleitung	1
1.1 Problemstellung	1
1.2 Zielsetzung und Übersicht	6
1.3 Abgrenzung.....	7
2 Querkrafttragfähigkeit von Stahlbetonbauteilen	9
2.1 Allgemeines zur Bemessung von Stahlbetonquerschnitten	9
2.2 Stahlbetonbauteile unter Querkraftbeanspruchung.....	11
2.3 Tragwirkung von Stahlbetonbauteilen unter Querkraft	13
2.3.1 Zusammensetzung der Tragwirkung.....	13
2.3.2 Querkrafttragwirkung der Betondruckzone	14
2.3.3 Rissübergreifende Zugspannungen	16
2.3.4 Rissreibung	18
2.3.5 Dübeltragwirkung der Längsbewehrung.....	22
2.3.6 Druckbögen oder direkte Druckstreben	24
2.4 Zusammenfassung.....	25
3 Querkraftwiderstand des Stahlbetonquerschnitts.....	26
3.1 Einführung	26
3.2 Datenbank von Querkraftversuchen an Balken ohne Bügelbewehrung	28
3.3 Modelle zur Berechnung des Querkraftwiderstands von Stahlbetonquerschnitten	32
3.3.1 Allgemeines	32
3.3.2 Bemessungsgleichungen der DIN Normen.....	33
3.3.3 Stabwerkmodelle.....	42
3.3.4 Kamm- und Zahnmodelle	44
3.3.5 Modelle auf Basis der Druckzonentragfähigkeit	45
3.3.6 Fracturing Truss Model und energetischer Maßstabeffekt.....	47
3.3.7 Modified Compression Field Theory	49
3.3.8 Theorie des kritischen Biegeschubrisses.....	55
3.3.9 Kritischer Biegeschubriss mit energetischem Maßstabeffekt	57
3.4 Vergleich der Rechenmodelle	62
3.5 Zusammenfassung.....	72
4 Einflüsse der Bauteilgeometrie auf die Querkrafttragfähigkeit.....	73
4.1 Einführung	73

4.2	Querkrafttragfähigkeit bei lagernaher Laststellung.....	74
4.3	Querkrafttragfähigkeit bei veränderlicher Querschnittshöhe.....	77
4.3.1	Balkenversuche mit veränderlicher Querschnittshöhe in der Literatur.....	77
4.3.2	Berücksichtigung veränderlicher Querschnittshöhen im Rechenmodell	80
4.4	Zusammenfassung.....	86
5	Fahrbahnplatten unter konzentrierter Lasteinwirkung	88
5.1	Einführung.....	88
5.2	Schnittgrößenermittlung bei Platten.....	89
5.3	Fahrbahnplatten von Brücken	94
5.4	Traglastversuche mit Platten unter konzentrierten Lasten	97
5.4.1	Versuche von Leonhardt und Walther	97
5.4.2	Großmodellversuche der EPF Lausanne	99
5.4.3	Großmodellversuche der TU Hamburg-Harburg	102
5.5	Berechnung der Tragfähigkeit von Fahrbahnplatten ohne Querkraftbewehrung.....	111
5.5.1	Rechenmodelle für Platten unter konzentrierten Lasten	111
5.5.2	Vergleich der Rechenmodelle mit Versuchen.....	116
5.6	Zusammenfassung.....	128
6	Numerische Untersuchungen	130
6.1	Einführung.....	130
6.2	Zusammenstellung des nichtlinearen FE-Modells	130
6.2.1	Beton unter Zugbeanspruchung	130
6.2.2	Beton unter Druckbeanspruchung.....	133
6.2.3	Beton unter mehraxialer Beanspruchung	134
6.2.4	Materialmodell für Beton	135
6.2.5	Modellierung der Bewehrung.....	141
6.3	Untersuchungen von Stahlbetonbalken.....	141
6.4	Numerische Untersuchungen von Stahlbetonplatten	145
6.5	Zusammenfassung.....	152
7	Zusammenfassung und Ausblick	154
7.1	Zusammenfassung.....	154
7.2	Ausblick	157
	Literaturverzeichnis.....	159
	Formelzeichen und Abkürzungen	168

1 Einleitung

1.1 Problemstellung

Fahrbahnplatten von Straßenbrücken aus Stahl- und Spannbeton mit Hohlkasten- und Plattenbalkenquerschnitten wurden bislang weitgehend ohne eine lotrechte Bewehrung zur Aufnahme von Querkräften (im Weiteren als Querkraftbewehrung oder vereinfachend als Bügelbewehrung bezeichnet) ausgeführt. Mit der bauaufsichtlichen Einführung der neuen Normen, respektive der DIN 1045-1 sowie der DIN-Fachberichte (DIN-Fb 101 und 102) im Jahre 2003, zeigte sich jedoch, dass die Tragfähigkeit üblicher Fahrbahnplatten entgegen der langjährigen Praxis häufig nicht mehr ohne Querkraftbewehrung im stegnahen Bereich nachgewiesen werden kann. In der Folge führt dies zu massigeren Überbauten oder einem erheblich gestiegenem Aufwand beim Verlegen der Bewehrung. Weiterhin stellt sich die Frage nach der Tragsicherheit von Fahrbahnplatten des Brückenbestandes. Wie auch in *Rombach & Latte 2009* ausgeführt, kann, obwohl bisher keine Brückenschäden aufgrund mangelnder Querkrafttragfähigkeit der Fahrbahnplatten bekannt sind, diese Diskrepanz nicht einfach mit einem Hinweis auf den Bestandsschutz übergangen werden. Es ist zu bedenken, dass das Querkraftversagen eines Stahlbetonbauteils einen Sprödbruch ohne wesentliche Tragwerksverformungen oder andere Vorwarnzeichen darstellt.

Die Ursache der durch die Normenänderung hervorgerufenen Widersprüchlichkeit wird deutlich, wenn die Nachweisführung zur Sicherstellung eines genügenden Querkraftwiderstands und die Auswirkung der Normenänderung auf die Nachweise betrachtet werden. Einerseits wurden die für Brücken anzusetzenden Bemessungslasten durch die Einführung eines neuen Lastmodells (LM 1) im DIN-Fb 101 verändert. Die auf der Fahrbahnplatte nun stärker konzentriert einwirkenden Radlasten wirken sich durch höhere Maximalwerte der Schnittgrößen in bemessungsrelevanten Schnitten aus. Andererseits wurde mit der Einführung der DIN 1045-1 der rechnerische Querkraftwiderstand von Bauteilen ohne Bügelbewehrung erheblich reduziert. So stellten *Rombach & Velasco 2005* fest, dass nach der bisherigen allgemeinen Bemessungspraxis mit den ‚alten‘ Normen (DIN 1045:88 / 1072 / 1075 / 4227-1) die zulässigen rechnerischen Betonzugspannungen in Brückenquerrichtung für die Dimensionierung der Fahrbahnplattendicke maßgebend waren. Seit Einführung der „neuen“ Normen, mit den genannten Änderungen, ist aufgrund des rechnerischen Querkraftwiderstands der Platten ohne Querkraftbewehrung nun oft eine größere Plattendicke erforderlich.

Nach den älteren deutschen Regelwerken hing die Querkrafttragfähigkeit $v_{Rd,ct}$ eines Stahlbetonbauteils ohne Bügelbewehrung lediglich von der Betonfestigkeitsklasse und der Bauteildicke ab. Nach DIN 1045-1 kommt als wesentliche, dominierende Einflussgröße der Längsbewehrungsgrad ρ_l nach Gleichung (1.1) hinzu. Dadurch können in Querschnitten ohne Bügelbewehrung

Einleitung

rung mit kleinen Längsbewehrungsgraden $\rho_l < 1,0 \%$, wie sie bei Fahrbahnplatten vorliegen, nur noch geringe Querkräfte aufgenommen werden. Um diesem Unterschied zur erprobten Bemessungspraxis der DIN 1045:88 entgegen zu wirken, wurde im DIN-Fb 102 eine untere Grenze der Querkrafttragfähigkeit von Bauteilen ohne Bügelbewehrung nach (1.2) und nun auch in der DIN 1045-1:2008 eingeführt.

$$V_{Rd,ct} = \left[\frac{0,15}{\gamma_c} \cdot \kappa \cdot (100 \cdot \rho_l \cdot f_{ck})^{1/3} - 0,12 \cdot \sigma_{cd} \right] \cdot b_w \cdot d \quad (\text{DFB 102, Gl. 4.118a}) \quad (1.1)$$

$$V_{Rd,ct} \geq V_{Rd,ct,min} = \left[\frac{\kappa_1}{\gamma_c} \cdot \kappa^{3/2} \cdot f_{ck}^{0,5} - 0,12 \cdot \sigma_{cd} \right] \cdot b_w \cdot d \quad (\text{DFB 102, Gl. 4.118b}) \quad (1.2)$$

- Mit:
- κ Beiwert zur Berücksichtigung des Maßstabeffektes
 $\kappa = 1 + \sqrt{200/d} \leq 2$ d in mm
 - ρ_l Längsbewehrungsgrad
 $\rho_l = A_{sl} / (b_w \cdot d) \leq 0,02$
 - σ_{cd} Bemessungswert der Betonspannungen in Höhe der Schwerachse in MPa
 - b_w die kleinste Querschnittsbreite innerhalb der Zugzone des Querschnitts in mm
 - d die statische Nutzhöhe der Biegebewehrung im betrachteten Querschnitt in mm
 - κ_1 = 0,0525 für $d \leq 600$ mm
 - κ_1 = 0,0375 für $d \geq 800$ mm
- Im Bereich $600 \text{ mm} < d < 800 \text{ mm}$ darf κ_1 linear interpoliert werden

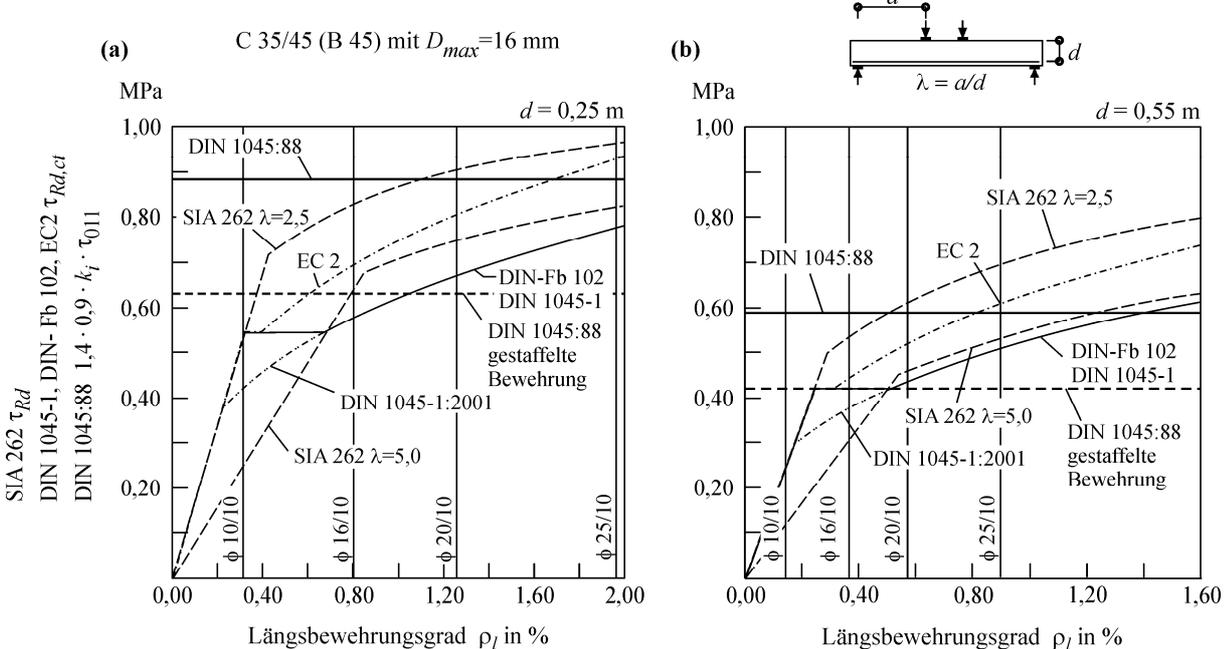


Bild 1.1: Tragfähigkeit von Stahlbetonbalken ohne Querkraftbewehrung nach DIN 1045:88, DIN 1045-1, DfB-102, EC2 und SIA 262: (a) für eine Nutzhöhe von $d = 0,25$ m; (b) für eine Nutzhöhe von $0,55$ m

Die Bemessungsgleichung des EC2 enthält prinzipiell die gleiche Parameterkombination wie DIN 1045-1. In der Gleichung (1.1) wird nach EC2 jedoch ein Vorfaktor von 0,12 anstatt $0,15/\gamma_c = 0,1$ angesetzt. Die neue SIA 262 enthält hingegen einen Ansatz bei dem auch die Bie-

geschlankheit bzw. der Ausnutzungsgrad der Biegetragfähigkeit in die Querkraftbemessung ein- geht. Zum Vergleich der verschiedenen Bemessungsansätze sind im Bild 1.1 die ohne Bügelbe- wehrung aufnehmbaren Querkräfte in Abhängigkeit vom Längsbewehrungsgrad ρ_l für die Grenzwerte der im Brückenbau verwendeten Fahrbahnplatten mit Nutzhöhen von $d = 25$ cm bis $d = 55$ cm nach DIN-Fb 102, DIN 1045-1:(2008 und 2001), EC 2, DIN 1045:88 und der SIA 262 aufgetragen. Es wird ersichtlich, dass die verschiedenen Normen durch die unterschiedlichen Rechenansätze gerade im Bereich geringer Längsbewehrungsgrade große Differenzen bei der Bestimmung der rechnerischen Tragfähigkeit auf weisen.

Die Bemessungsformeln der genannten Normen sind empirisch oder semiempirisch von Versuchsdaten abgeleitet. Dieser Umstand ist der Tatsache geschuldet, dass bis heute noch kein allgemeingültiges mechanisches Modell zur Beschreibung des Querkrafttragverhaltens von Bal- ken und Platten ohne Bügelbewehrung vorliegt. Aufgrund der empirischen Vorgehensweise be- rücksichtigen die Bemessungsgleichungen jedoch nur die Einflussgrößen, welche als relevant angesehen wurden. Die analytischen Beziehungen werden an den Versuchsdaten geeicht. Weite- re nicht erkannte oder vernachlässigte Parameter gehen in die Streuung des Rechenmodells ein. Weiterhin können die abgeleiteten Bemessungsformeln nur in den durch die Versuche der Da- tenbanken abgedeckten Bereichen gesicherte Werte für die Tragfähigkeit liefern. Eine Extra- polation der empirischen Formeln in Parameterbereiche, die bisher nicht untersucht wurden, ist nur bedingt möglich. Unter Umständen prognostiziert eine solche Extrapolation ungenaue und gar zu hohe Tragfähigkeiten, wie es *Reineck 2006* für Balken mit großen Nutzhöhen unter Gleichlast bewies.

Da bei Balken immer eine Mindestbewehrung vorzusehen ist, kann außerdem festgestellt werden, dass die Problematik der Querkrafttragfähigkeit ohne Querkraftbewehrung weitestge- hend nur Platten betrifft. Dennoch wurden bei den bisherigen Forschungen und Versuchen fast ausschließlich Balken oder einachsig gespannte Plattenstreifen ($b/d \leq 4$) mit über die Breite gleichmäßiger Belastung behandelt. Die Plattenbreite hat in diesen Versuchen somit keinen Ein- fluss auf das Trag- und Verformungsverhalten. Folglich liegen zahlreiche Veröffentlichungen vor, in denen versucht wird die Querkrafttragfähigkeit von Platten mit Hilfe der Auswertung von Balkenversuchen zu bestimmen. Beispielhaft kann hierfür die von *Reineck et. al. 2003* aufge- stellte Schubdatenbank genannt werden, die eine Zusammenstellung von 374 gut dokumentierten Drei- oder Vierpunktbiegversuchen von Balken mit $a/d > 2,4$ enthält. Ein Großteil dieser Balken- versuche wurde mit sehr hohen Längsbewehrungsgraden durchgeführt, um ein vorzeitiges Flie- ßen der Längsbewehrung zu verhindern und ein eindeutiges Querkraftversagen nachweisen zu können. In Fahrbahnplatten liegen die relevanten Bewehrungsgrade bei einer im Regelquer- schnitt sinnvollen Längsbewehrungsmenge von maximal $a_{sl} = 25$ cm²/m aber stets unter $\rho_l = 1\%$. Von den 347 in der Schubdatenbank aufgelisteten Versuchen weisen jedoch nur 82 solch geringe Längsbewehrungsgrade auf. Werden weiterhin die Versuche mit für Fahrbahnplatten unüblichen Bauteilhöhen $d > 55$ cm und Betonfestigkeiten $f_{ck} > 50$ MPa aussortiert und nur schubslanke Balkenversuche mit $a/d \geq 2,9$ berücksichtigt, bleiben lediglich noch 29 für Fahrbahnplatten re-

Einleitung

präsentative Versuche übrig. Einige dieser Versuche wurden dazu noch mit Schubslankheiten gerade über dem Grenzwert oder mit höherfesten Stählen durchgeführt.

Im Bild 1.2 werden die rechnerischen Querkrafttragfähigkeiten von Stahlbetonbalken ohne Bügelbewehrung mit Rechteckquerschnitten nach DIN-Fb 102 mit den Versuchsergebnissen der Schubdatenbank verglichen. Aus dem Vergleich wird ersichtlich, dass insbesondere in dem für Fahrbahnplatten relevanten Bereich von Längsbewehrungsgraden ($\rho_l \leq 1\%$) und Schubslankheiten ($a/d < 4$) teilweise große Differenzen zwischen den rechnerischen und experimentell ermittelten Querkrafttragfähigkeiten bestehen. Von besonderem Interesse ist es daher, die Ursache für diese Streuung zu hinterfragen und die Auswirkungen auf die Bemessung von Stahlbetonfahrbahnplatten mit den für diese charakteristischen Parametern zu untersuchen.

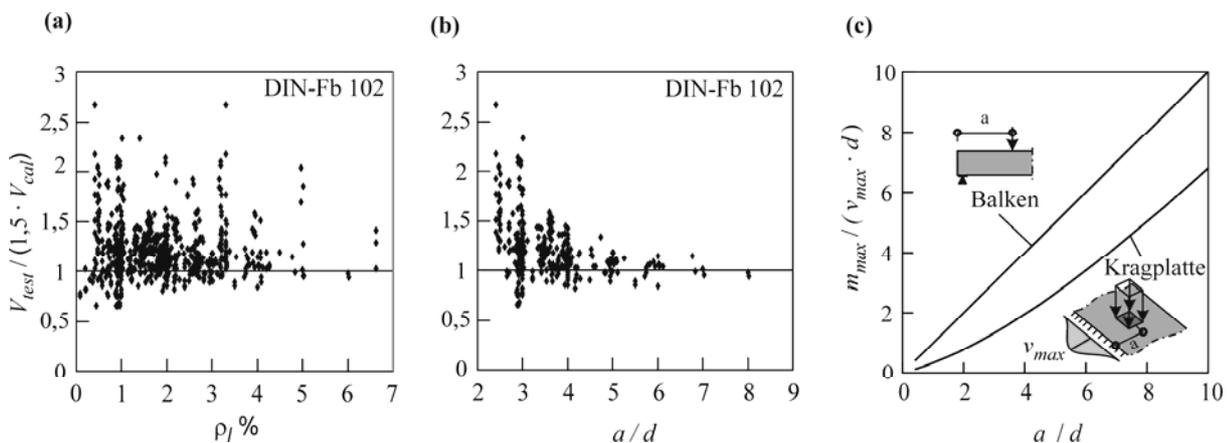


Bild 1.2: Querkrafttragfähigkeit von Balken und Platten: (a) und (b) Vergleich von Balkenversuchen mit den rechnerischen Werten gemäß DIN-Fb 102; (c) Vergleich der Momenten-Querkraft-Interaktion und Schubslankheit a/d bei Balken und Kragplatten unter Einzellasten

Die Ergebnisse von Balkenversuchen zur Querkrafttragfähigkeit sind aufgrund der im Allgemeinen unterschiedlichen Richtung von Hauptquerkraft- und Hauptmomenten sowie dieser von der Richtung der Bewehrungsführung nicht uneingeschränkt auf Platten übertragbar. Weiterhin ist die Intensität der Biegebeanspruchung gegenüber der Querkraftbeanspruchung in Platten unter konzentrierten Lasten nicht mit der von Balken vergleichbar. Während sich das Verhältnis der Momenten- zur Querkraftbeanspruchung bei Balken eindeutig über die Schubslankheit a/d ausdrücken lässt, ist dieser Parameter bei Platten allein nicht aussagekräftig. Bei Stahlbetonplatten werden die Schnittgrößen durch weitere Parameter beeinflusst, welche auch die Steifigkeit in Plattenebene bestimmen. So ist zum Beispiel die sogenannte effektive Breite $b_{eff,M}$, auf welches sich das Moment aus einer Einzellast ausbreitet, gegenüber der effektiven Breite der Querkraft $b_{eff,V}$ größer. Das Verhältnis der Querkraft- zur Momentenbeanspruchung eines die Platte repräsentierenden Ersatzbalkens wäre somit stets kleiner als das des realen Balkens. Dieser Zusammenhang ist für den Kragarm einer Fahrbahnplatte im Bild 1.2 c dargestellt.

Wie verschiedene Versuche belegen (vgl. *Muttoni 1990*) hat die vor einem Querkraftversagen entstehende Rissbildung einen wesentlichen Einfluss auf den erreichbaren Querkraft-

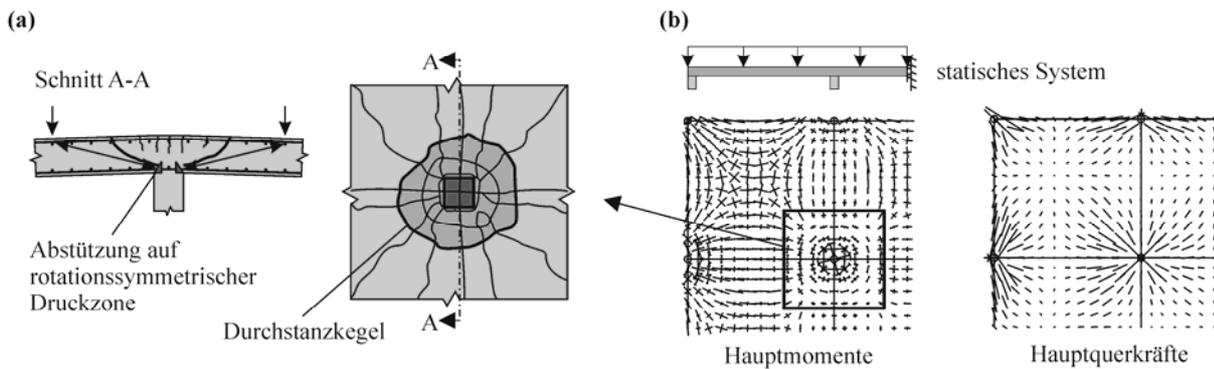
widerstand. Es kann also davon ausgegangen werden, dass Bemessungsansätze, die den Einfluss der Momenten-Querkraft-Interaktion vernachlässigen oder nur durch den Ansatz der Schubslankheit a/d erfassen, für Platten eher konservative Tragfähigkeiten ergeben. Hierzu muss jedoch vorausgesetzt werden, dass Hauptmomenten-, Hauptquerkraft- und Bewehrungsrichtungen wie bei Balken zusammen fallen. Ist dies nicht der Fall müssen die Abweichungen auf geeignete Weise in den Rechenmodellen berücksichtigt werden.

Untersuchungen zu querkraftbeanspruchten Platten unter den genannten Randbedingungen liegen jedoch kaum vor. Eine Ausnahme stellt das klassische Durchstanzproblem punktförmig gestützter Platten dar. Für diesen Sonderfall wurden spezielle Versuche durchgeführt und eigenständige Rechenmodelle aufgestellt. Dem Durchstanzproblem ist die Aufstellung von Radlasten auf einer unendlich ausgedehnten Platte oder einer vierseitig gelagerten Platte vergleichbar. Die Hauptquerkräfte und Hauptmomente verlaufen hierbei rotationssymmetrisch zum Lastschwerpunkt. Für diesen Fall lässt sich jedoch mit dem Abschnitt 4.3.4 des DIN-Fb 102 nachweisen, dass selbst bei der Mindestdicke für Fahrbahnplatten von 20 cm mit der Mindestbewehrung von $\varnothing 10$ -20 cm und $c_v = 45$ mm die Radlast nicht durchstanzt und somit kein Tragfähigkeitsproblem vorliegt. Der Tragmechanismus einer punktförmig gestützten Platte mit mehr oder weniger polar-symmetrischer Querkraftbeanspruchung weist jedoch ein grundsätzlich anderes Tragverhalten gegenüber dem hier betrachteten Problem von Radlasten auf einer Fahrbahnplatte auf.

Das unterschiedliche Trag- und Verformungsverhalten zwischen einer punktförmig gestützten Platte und einer Kragplatte unter konzentrierten Radlasten wird durch den Vergleich der Hauptmomenten- und Hauptquerkraftverläufe für beide Fälle (siehe Bild 1.3) ersichtlich. Die Hauptmomente in der punktförmig gestützten Platte weisen über der Stütze gleiche Vorzeichen auf. Folglich entstehen Risse nur an der Oberseite und die Druckstrebe stützt sich beim Durchstanzen auf eine rotationssymmetrisch um die konzentrierte Lasteinleitung verlaufende Druckzone an der Stütze. Bei der Belastung einer auf den Stegen des Überbaus liniengelagerten Fahrbahnplatte mit konzentriert einwirkenden Radlasten entstehen in der Platte hingegen Hauptmomente mit unterschiedlichem Vorzeichen. Es bilden sich dabei Risse an der Oberseite, welche primär entlang der Linienlagerung verlaufen und mit größerer Entfernung zum Lastschwerpunkt in die Platte hinein drehen. Unter der konzentrierten Last entstehen Risse an der Unterseite, die annähernd orthogonal zur Rissrichtung auf der Oberseite stehen. Die Druckstrebe stützt sich auf einer verteilten Druckzone im Bereich der Linienlagerung. Mit der in diesem Fall auftretenden konzentrierten Belastung einer einachsig gespannten Kragplatte wird der durch die genannten Balken- und Durchstanzversuche abgesicherte Bereich also verlassen.

Einleitung

Flachdecke



Kragarm einer Fahrbahnplatte

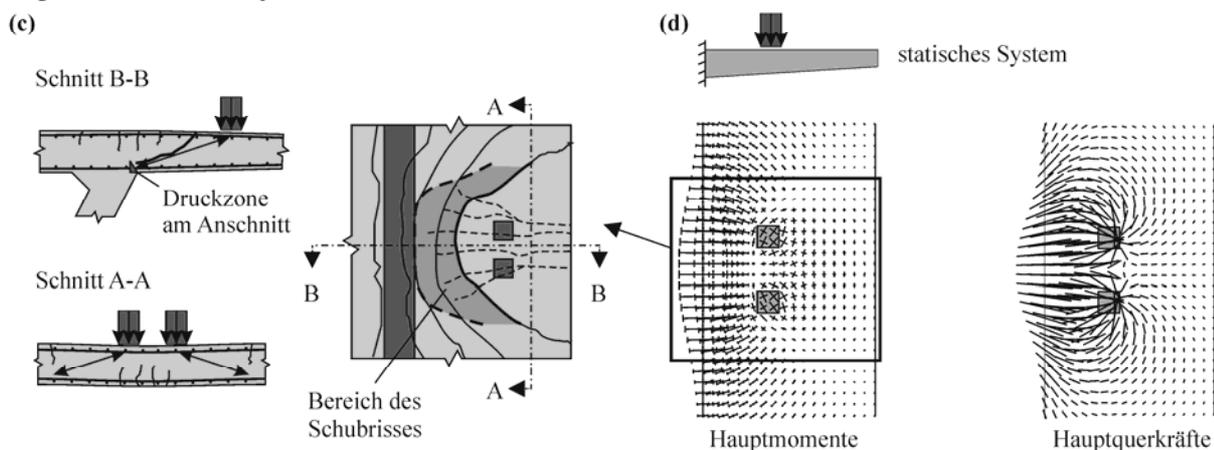


Bild 1.3: Rissbildung und Tragverhalten von punktförmig gestützten Platten und Fahrbahnplatten: (a) Rissbild eines Durchstanzkegels in Draufsicht und Schnitt; (b) Verlauf der Hauptmomente und Hauptquerkräfte in einer Flachdecke; (c) Rissbild des Kragarms einer Fahrbahnplatte in Draufsicht und Schnitt; (d) Verlauf der Hauptmomente und Hauptquerkräfte im Kragarm einer Fahrbahnplatte

1.2 Zielsetzung und Übersicht

Ziel der vorliegenden Arbeit ist es, das allgemeine Verständnis der besonderen Bemessungssituation von Fahrbahnplatten unter konzentrierten Einwirkungen aus Radlasten zu fördern und einen Beitrag zur Weiterentwicklung der Querkraftbemessung von Stahlbetonfahrbahnplatten, welche üblicherweise ohne Querkraftbewehrung ausgeführt werden, zu leisten. Es gilt somit, die wesentlichen Einflussfaktoren zu analysieren, die in einem Bemessungskonzept für Fahrbahnplatten zu integrieren sind. Hierzu wird zunächst der derzeitige Stand des Wissens zur Bestimmung der Querkrafttragfähigkeit von Stahlbetonbauteilen mit besonderer Hinsicht auf die für Fahrbahnplatten typischen Charakteristika aufgearbeitet. Die Tragfähigkeit von Stahlbetonplatten ohne Querkraftbewehrung unter Punktlasten wird experimentell untersucht und verschiedene Rechenmodelle speziell für die Anwendung bei Fahrbahnplatten durch Versuchsauswertungen überprüft.

Die Arbeit gliedert sich daher in drei Teile. Im Kapitel 1 wird zunächst auf Grundlegendes zur Analyse des Tragverhaltens von ausschließlich längsbewehrten Stahlbetonbauteilen unter Querkraftbeanspruchung und die Identifikation der wesentlichen Tragwirkungen anhand von Literaturstudien eingegangen.

Im zweiten Teil der Arbeit werden bestehende Modelle zur Berechnung der Tragfähigkeit von Stahlbetonträgern ohne Querkraftbewehrung und eine umfangreiche Datenbank mit Versuchsergebnissen von Balken im Kapitel 3 erörtert. Mittels Regressionsanalysen der Datenbank wird ein neues Rechenmodell entwickelt, das mechanisch durch bestehende Theorien zum Einfluss der Risse und der Anwendung der Bruchmechanik auf Beton begründet ist. Anschließend erfolgt eine Überprüfung verschiedener Bemessungsansätze durch Analyse der Datenbank, welche zum Teil auch den anderen Rechenmodellen zugrunde liegt. Insbesondere wird das Sicherheitsniveau bei jenen Versuchen betrachtet, die für Fahrbahnplatten typische Charakteristika aufweisen. Des Weiteren werden im Kapitel 4 Einflüsse typischer Bauteilgeometrien und Belastungsanordnungen bei Fahrbahnplatten auf die Querkrafttragfähigkeit, wie die Neigungen der Bauteilränder bei Vouten oder der Abstand der Lasten zum Auflager, am Beispiel des Balkens untersucht.

Im dritten Teil der Arbeit werden die an Balken erprobten Theorien zur Ermittlung der Querkrafttragfähigkeit auf Platten unter konzentrierten Lasten übertragen. Kapitel 5 befasst sich zunächst mit der Schnittgrößenermittlung bei Platten und Lösungen bei Fahrbahnplatten unter Radlasten. Die Berechnungsansätze werden auf die speziellen Verhältnisse bei Platten mit von einander abweichenden Hauptmomenten-, Hauptquerkraft- und Hauptbewehrungsrichtungen übertragen und weiterentwickelt. In Abschnitt 5.4 werden Großmodellversuche an Stahlbetonplatten unter konzentriert einwirkenden Lasten beschrieben und diskutiert. Anhand von Versuchsauswertungen sowie numerischen Simulationen im Kapitel 6 wird untersucht, ob Fahrbahnplatten ohne Querkraftbewehrung gegenüber der üblichen Bemessungspraxis Tragreserven aufweisen und wie diese begründet sind.

Mit den Ergebnissen dieser Untersuchungen wird insgesamt ein Beitrag zum tieferen Verständnis des Tragverhaltens von Stahlbetonfahrbahnplatten unter Radlasten geleistet und durch die Schlussfolgerungen Empfehlungen zur Weiterentwicklung der Bemessungsmodelle für die Baupraxis gegeben.

1.3 Abgrenzung

Im Rahmen dieser Arbeit wird aufbauend auf bestehenden mechanischen Theorien und Versuchsdaten von Balken ein Modell zur Berechnung der Tragfähigkeit von Stahlbetonquerschnitten ohne Querkraftbewehrung aufgestellt. Dieses ist speziell auf die Versuche mit für Fahrbahnplatten typischen Charakteristika abgestimmt. Es wird kein neues mechanisches Modell entwickelt, da das vorgeschlagene Rechenmodell grundlegend auf einer Regressionsanalyse von Ver-

Einleitung

suchsdaten basiert. Die Berechnungen beziehen sich in der Regel auf mittlere Materialeigenschaften und Mittelwerte der Tragfähigkeiten. Die Genauigkeit des aufgestellten Modells ist mit anderen Rechenansätzen vergleichbar und erzielt statistisch bessere Ergebnisse als die Bemessungsgleichung der DIN 1045-1.

Im Mittelpunkt des Interesses steht die Genauigkeit der Querkraftmodelle bei der Berechnung der Tragfähigkeit von Stahlbetonfahrbahnplatten unter konzentrierten Radlasten. Hierzu werden die am Balken entwickelten Modelle auf die allgemeine Bemessungssituation mit von einander abweichenden Hauptmomenten-, Hauptquerkraft- und Hauptbewehrungsrichtungen bei Platten übertragen und mit Versuchsdaten verglichen. Aufgrund des erheblichen Aufwandes liegen nur sehr wenige großmaßstäbliche experimentelle Untersuchungen vor. Die Erfassung des tatsächlichen Kraftflusses bzw. der Lastausbreitung in den Platten bei beginnender Biegeschubrissbildung erfolgte nicht. Den Rechenmodellen wird daher die Lastausbreitung auf Basis der linear-elastischen FE-Methode zugrundegelegt. Eine statistische Absicherung des Rechenmodells ist aufgrund der geringen Anzahl an Versuchen derzeit nicht möglich.

2 Querkrafttragfähigkeit von Stahlbetonbauteilen

2.1 Allgemeines zur Bemessung von Stahlbetonquerschnitten

Strukturen aus Stahlbeton haben oft komplexe geometrische Formen, da sich der Baustoff durch die Schalungstechnik an fast alle architektonischen Anforderungen anpassen lässt. Die Strukturen werden durch vielfältige Lastzustände beansprucht, welche durch die gewählte Konzeption des Tragwerkes sicher abgetragen werden müssen. Die Tragfähigkeit einer Stahlbetonkonstruktion hängt dabei von deren Geometrie, der sich aus dem Lastzustand ergebenden Verformung, sowie der Zusammensetzung und Festigkeit des Betons, des Bewehrungsstahls und seiner Anordnung in den Querschnitten ab. Es obliegt dabei dem Ingenieur ein geeignetes Nachweisverfahren zu finden und mit den in der Norm angegebenen Tragfähigkeiten in Einklang zu bringen. Der häufigste Weg einen sicheren Lastabtrag zu gewährleisten ist dabei die Auswirkungen der Lasteinwirkungen in einem gegebenen Querschnitt dem Widerstand des Querschnittes an eben dieser Stelle gegenüber zu stellen. Auch der Nachweis der Querkrafttragfähigkeit von Stahlbetonfahrbahnplatten ohne Querkraftbewehrung wird letztlich auf einen Querschnittsnachweis zurückgeführt. Im Folgenden werden daher die Grundlagen zur Bestimmung des Querkraftwiderstandes eines Betonquerschnittes umrissen. Insbesondere werden hierbei ausschließlich längsbeehrte Stahlbetonbauteile ohne Bügel oder andere Querkraftbewehrungen behandelt.

Der Kraftfluss in einer Stahlbetonkonstruktion und der Dehnungszustand in deren Querschnitten werden durch Randbedingungen aus der Geometrie und Belastung beeinflusst. Grundsätzlich unterscheidet man bei der Bemessung zwischen zwei Regionen, die gewöhnlich entsprechend Bild 2.1 eingeteilt werden können. Trägerabschnitte, in denen der Kraftfluss durch Diskontinuitäten in der Geometrie oder der Belastung beeinflusst ist, werden als „D-Bereiche“ bezeichnet. In diesen Bereichen, deren exakte Ausdehnung von vielen Parametern abhängig ist, herrscht eine nichtlineare Dehnungsverteilung über die Trägerhöhe, die bei der Dimensionierung des Betonvolumens und Anordnung der Bewehrung zu beachten ist. Die Bemessung kann beispielsweise mit einem Stabwerksmodell nach *Schlaich & Schäfer 1987* oder nach der Plastizitätstheorie mit Spannungsfeldern nach *Muttoni et. al. 1997* erfolgen.

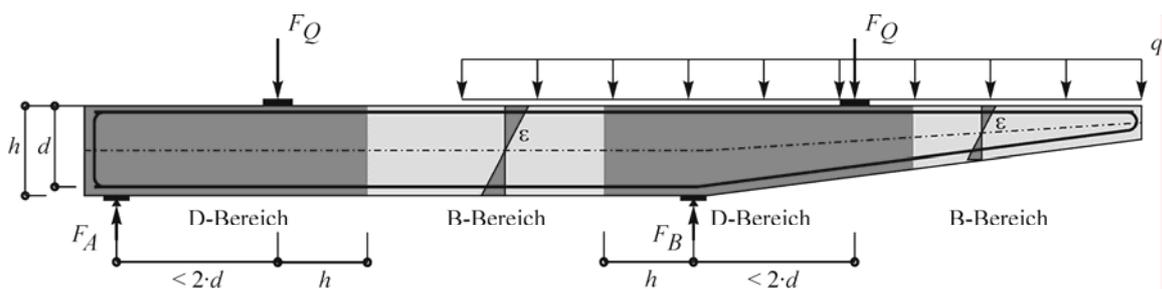


Bild 2.1: Einteilung eines Stahlbetonträgers in „B-Bereiche“ und „D-Bereiche“

2 Querkrafttragfähigkeit von Stahlbetonbauteilen

In ungestörten Regionen des Tragwerks, die als „B-Bereiche“ bezeichnet werden, kann ein Verhalten entsprechend der allgemeinen Biegetheorie mit der Annahme des Ebenbleibens der Querschnitte vorausgesetzt werden. Ein Biegeversagen wird hierbei, entsprechend den entstehenden Rissen, in einem Querschnitt orthogonal zur Schwerachse verlaufend angenommen. Der Nachweis der Biegetragfähigkeit von Stahlbetonkonstruktionen erfolgt daher durch den Nachweis maßgebender Querschnitte. Über einfache Spannungsdehnungsbeziehungen für die Baustoffe wird der Widerstand des Querschnittes ermittelt und den aus den Einwirkungen entstehenden Momenten- und Normalkraftbeanspruchungen gegenüber gestellt.

Wird ein Stahlbetonbauteil nicht allein durch Biegemomente, sondern zusätzlich durch Querkräfte beansprucht, ändert sich neben der Dehnungsebene auch das Rissbild. Es entstehen Hauptzug- und Hauptdruckspannungen, die gegenüber der Bauteilachse geneigt verlaufen. In ungerissenen, sich elastisch verhaltenden Trägerbereichen lassen sich die Neigungen der Hauptspannungen gegenüber der Bauteilachse durch die Schubspannungen τ_{xz} , τ_{yz} ausdrücken, die man durch die Zerlegung der Hauptspannungen in Achsspannungen σ_x und σ_y entsprechend dem Verlauf der Schwerachse erhält. Im Gegensatz zum rein auf Biegung beanspruchten Stahlbetonbauteil entstehen unter der Querkraftbeanspruchung durch die Neigung der größten Hauptzugspannung σ_1 Risse, die nicht normal zur Bauteilachse verlaufen. Durch diese Längsausdehnung der Risse ist das Ebenbleiben der Querschnitte nicht mehr gegeben. Weiterhin entstehen in Abhängigkeit von den Bauteileigenschaften sowie der Art der Belastung, deren Abstand zum Lager und der Lagerungsart unterschiedliche Rissbilder, die zu verschiedenen Versagensformen führen können. Grundsätzlich kann durch die zusätzliche Querkraftbeanspruchung ein Bauteil so beeinträchtigt werden, dass die rechnerische Biegetragfähigkeit $M_{u,cal}$ nicht erreicht wird. Es kommt somit zu einem vorzeitigen Querkraftversagen, das bei Balken häufig in einem bestimmten Schlankheitsbereich (a/d) festgestellt werden kann. Dieser Bereich reduzierter Tragfähigkeit ist im Bild 2.2 dargestellt und wurde von *Kani 1964* als „Schubtal“ bezeichnet.

Die Aufgabe der Querkraftbemessung ist es nun bildlich gesprochen, das „Schubtal“ zu überbrücken. Es muss unabhängig von der Belastung, der Lagerungsart und der Schubschlankheit eines Bauteils sichergestellt werden, dass die angesetzte rechnerische Biegetragfähigkeit erreicht werden kann. Obwohl die Bruchflächen beim Querkraftversagen durch die schräg verlaufenden Risse nicht mehr auf einen Schnitt normal zur Schwerachse begrenzt sind, wird zur Rechenvereinfachung analog zum Biegenachweis ein lokaler Querschnittsnachweis angestrebt. Hierzu wird angenommen, dass sich die Traganteile der schräg zur Bauteilachse verlaufenden Bruchflächen in repräsentativen Querschnitten lokalisiert abbilden lassen.

Eine Verknüpfung der zu bestimmenden Querkrafttragfähigkeit mit der maximalen Biegetragfähigkeit ist allerdings nicht unkompliziert, da der unter einer Querkraftbeanspruchung erreichte Anteil der Biegetragfähigkeit von zahlreichen Parametern abhängt. In einfachen Ansätzen erfolgt der Nachweis der Querkrafttragfähigkeit deswegen getrennt von der Berechnung der Biegetragfähigkeit. Bei Stahlbetonbauteilen ohne Querkraftbewehrung ist das Tragverhalten extrem

vom anisotropen Materialverhalten des Betons und der entstehenden Rissbildung abhängig. Daher erscheint eine Kombination der Belastungszustände aus Querkraft und Biegung unabdingbar, um die Versagensmechanismen realitätsnah zu beschreiben und damit genaue Bauteilwiderstände zu berechnen. Querkraft- und Biegebemessung können folglich nicht völlig getrennt von einander betrachtet werden. Es ist wichtig, das gesamte Bauteilverhalten bei einer querschnittsgebundenen Nachweisführung zu beachten. Aus diesem Grund soll im Folgenden das Tragverhalten von Stahlbetonbauteilen unter Querkraftbeanspruchungen nochmals eingehend betrachtet werden.

2.2 Stahlbetonbauteile unter Querkraftbeanspruchung

Im Allgemeinen wird bei einem spröden Querkraftversagen die rechnerische Biegetragfähigkeit M_u nicht erreicht. Anhand von Versuchen an Balken ohne Bügelbewehrung, bei denen ein Querkraftversagen eintritt, lassen sich unterschiedliche Rissbilder und Versagensmechanismen ableiten. Der Bereich reduzierter Tragfähigkeit oder Kani's „Schubtal“ ist im Bild 2.2 durch den Vergleich der rechnerischen Biegetragfähigkeit $M_{u,cal}$ mit der in Versuchen von *Leonhardt & Walther 1962* und *Morrow & Viest 1957* beim Bruch erreichten Biegebeanspruchung $M_{u,test}$ verdeutlicht. Bei diesen Versuchsbalken mit einheitlichen Bewehrungsgehalten ρ_l wurden verschiedene Verhältnisse von Momenten- zu Querkraftbeanspruchung durch eine Variation der Schubschlankheit a/d untersucht.

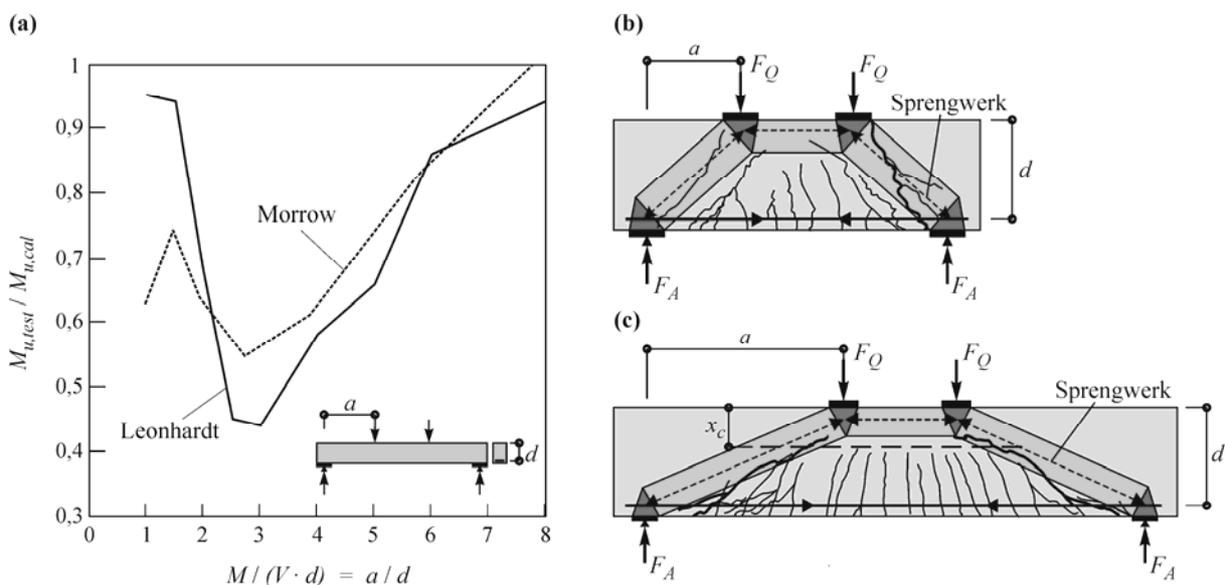


Bild 2.2: Rissbildung und Vergleich der erreichten und rechnerischen Biegetragfähigkeit bei Querkraftversuchen: (a) „Schubtal“ bei Balkenversuchen von *Leonhardt & Walther 1962* und *Morrow & Viest 1957*; (b) Rissbild des Scherbruchs bei auflagnaher Last $1,0 \leq a/d \leq 1,5$; (c) Rissbild bei Biegeschubversagen $a/d > 3$

Während die Querkrafttragfähigkeit mit zunehmendem Verhältnis a/d abnimmt und bei den in Versuchen üblicherweise verwendeten hohen Längsbewehrungsgraden bei Schlankheiten von ca. 6 bis 8 der Übergang zum Biegeversagen eintritt, weisen die erreichten Biegebeanspruchun-

2 Querkrafttragfähigkeit von Stahlbetonbauteilen

gen der Versuchsbalken im Bereich von Schubslankheiten $a/d = 2,5$ bis $a/d = 3$ ein Minimum auf. *Kani 1966* stellte diesen Zusammenhang ebenfalls fest und leitete aus dieser Beobachtung und den Rissbildern der Balken eine Zweiteilung des „Schubtales“ am Minimum ab. Hiernach wird die Tragfähigkeit eines Balkens bei geringer Schubslankheit durch ein Sprengwerk gewährleistet, während bei größeren Slankheiten die Risse den Träger in Betonzähne unterteilen.

Bei Balken mit sehr geringen Schubslankheiten von $a/d \leq 1,5$ tritt eine sich vom Schubfeld zum Zug- und Druckgurt entwickelnde Schrägrissbildung ein. *Kordina & Blume 1985* bezeichneten dieses Verhalten als Scherbruch und erklären die beobachtete Laststeigerung nach der Schrägrissbildung wie Kani durch die Wirkung eines Sprengwerkes (Bild 2.2). Nach der Schrägrissbildung versagt der Balken noch nicht, da sich ein Druckfeld von der Lasteinleitung zum Auflager auf dem Zugband der Längsbewehrung abstützen kann. Der Bereich zwischen Lasteinleitung und Auflager lässt sich daher durch eine direkte Druckstrebe abbilden. Das endgültige Versagen tritt erst durch Verlust der Bewehrungsverankerung oder durch Zerstauchen der Betondruckzone ein.

Wird die Schubslankheit des Balkens auf Werte von $1,5 \leq a/d \leq 2,5$ vergrößert, entwickelt sich der maßgebende Schrägriss zunehmend aus einem Biegeriss. Dieser verläuft bis in den Bereich unterhalb der Lasteinleitung und schneidet somit in die direkte Abstützung der Last zum Auflager ein, wodurch die für den Querschnitt zu Verfügung stehende Betondruckzonenhöhe reduziert wird. Durch das Spannungsfeld zwischen Last und Lager kann sich aber immer noch eine Druckstrebe zwischen Stützung und Einwirkung ausbilden, die zu einer Laststeigerung nach Beginn der Schrägrissbildung führt. Die verfügbare Biegedruckzonenhöhe wird mit zunehmender Slankheit stärker im oberen Bereich des Trägers eingeschnürt. Hierdurch muss die Druckstrebe zum Lager eine größer werdende Umlenkung um den entstehenden Biegeschubriss vollziehen, so dass die Tragfähigkeit mit zunehmender Slankheit abnimmt.

Das Versagen eines schubslanken Balkens mit $a/d > 3$ wird als Biegeschubversagen bezeichnet, da sich der zum Bruch führende Riss stets aus einem Biegeriss entwickelt. Der Rissverlauf folgt den Trajektorien der Hauptspannungen und neigt sich daher mit steigender Last gegenüber der Balkenachse. Durch die Rissöffnung des maßgebenden Biegeschubrisses kommt es hier zur Aktivierung einer Dübeltragwirkung der Längsbewehrung. Die Querkrafttragfähigkeit eines schubslanken Trägers ist laut *Zink 2000* am Ende des stabilen Risswachstums mit auslösen eines charakteristischen Dübelrisses entlang der Längsbewehrung erschöpft. Jede weitere Belastung führt zu einem instabilen Risswachstum, sowohl des Biegeschubrisses in die Druckzone als auch des Dübelrisses zum Auflager. Der Balken versucht dadurch eine Systemumlagerung vom klassischen Biegebalken in ein Sprengwerk mit direkter Druckstrebe zwischen Last und Auflager zu vollziehen. Bei geringen Längsbewehrungsgraden und niedrigen Druckzonenhöhen führt das instabile Risswachstum des Biegerisses in die Druckzone hinein jedoch meist direkt zu einem schlagartigen spröden Versagen.

Es ist davon auszugehen, dass bei Fahrbahnplatten mit ihren oftmals geringen Längsbewehrungsgraden und höheren Betonfestigkeiten größtenteils das Biegeschubversagen maßgebend ist. Daher wird im Folgenden hauptsächlich das Tragverhalten schubslanker Bauteile betrachtet, obwohl die wandernden Radlasten auf den zu untersuchenden Fahrbahnplatten auch lagernahe Stellungen mit geringen Schubslankheiten einnehmen können. Die Abgrenzung der Bemessung für „B-Bereiche“ gegenüber der Bemessung der Fahrbahnplatte mit lagernahe Radlaststellung („D-Bereich“), bei der Stabwerksmodelle (*Schlaich & Schäfer 1989*) oder Spannungsfelder (*Muttoni et. al. 1997*) zur Anwendung kommen sollten, wird im Kapitel 4.2 angesprochen. Um den komplexen Lastabtrag einer konzentriert auf die Fahrbahnplatten von Brücken einwirkenden Radlast zu analysieren, sollen zunächst jedoch die wesentlichen Traganteile und Versagensmechanismen für schubslanke Stahlbetonbauteile ohne Querkraftbewehrung betrachtet werden.

2.3 Tragwirkung von Stahlbetonbauteilen unter Querkraft

2.3.1 Zusammensetzung der Tragwirkung

Die Querkrafttragfähigkeit eines Stahlbetonbauteils ohne Querkraftbewehrung beruht auf mehreren sich gegenseitig überlagernden und beeinflussenden Tragwirkungen des gerissenen Betons und der Längsbewehrung. In Veröffentlichungen wie *ASCE-ACI Committee 445 1998* und *CEB Bull. 237 1997*, wird zwischen fünf am Querkraftabtrag beteiligte Tragwirkungen unterschieden (Bild 2.3):

- Schubspannungen in der Betondruckzone (V_{cc})
- Rissübergreifende Zugspannungen in der Rissprozesszone ($V_{cr\sigma}$)
- Rissreibung sich gegeneinander verschiebender Rissflächen ($V_{cr\tau}$ bzw. V_{ag})
- Dübeltragwirkung oder Querkraftwirkung der Längsbewehrung in einem Riss (V_{do})
- Druckbögen oder direkte Druckstreben (im Bereich von Auflagern)

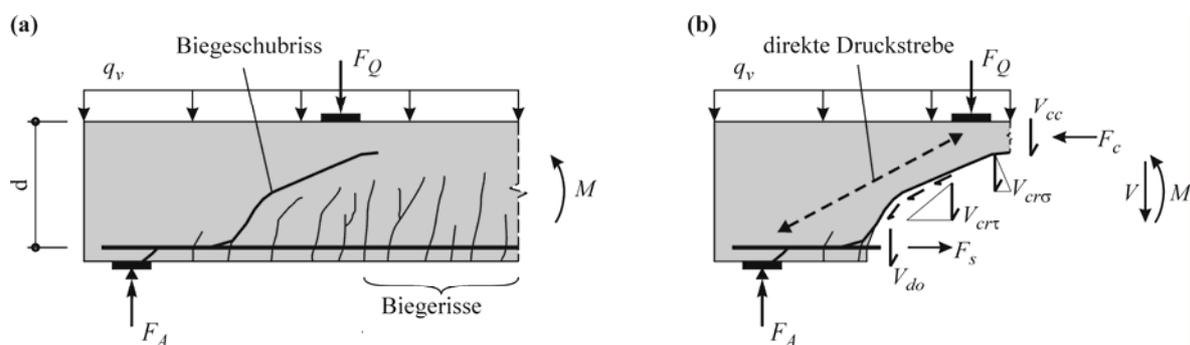


Bild 2.3: Tragwirkungen von Bauteilen ohne Bügelbewehrung im Querkraftbereich: (a) Biegeschubriss in einem Balken; (b) Innere Kräfte an einem geneigten Biegeschubriss

Aufgrund der komplexen Beziehungen und des Zusammenspiels der verschiedenen Tragwirkungen wird deren Bedeutung für die Querkrafttragfähigkeit äußerst kontrovers diskutiert.

2 Querkrafttragfähigkeit von Stahlbetonbauteilen

Über die Frage, welcher Anteil für den zu ermittelnden Querschnittswiderstand maßgeblich bestimmend ist, herrscht bis heute weitgehend Uneinigkeit. Zum besseren Verständnis des Tragverhaltens von Stahlbetonfahrbahnplatten ohne Querkraftbewehrung werden die bis heute identifizierten Tragwirkungen und Einflussparameter nachfolgend erörtert.

2.3.2 Querkrafttragwirkung der Betondruckzone

In ungerissenen Bereichen eines Stahlbetonbauteils kann eine hohe Querkraft übertragen werden. Bleibt der Querschnitt im Zustand I wird die Querkraft im gesamten Querschnitts über rechnerische Schubspannungen, explizit die geneigten Hauptzug- und Druckspannungen, im Beton aufgenommen. Bei Belastungen mit einer Kombination aus Biegemoment und Querkraft, bei denen die Hauptzugspannungen die Zugfestigkeit des Betons überschreiten, verbleibt nur die Betondruckzone als ungerissener Bereich. Diese wirkt in vielen Modellvorstellungen bei der Querkraftabtragung mit, wird jedoch auf unterschiedliche Weise erfasst.

In einigen Fachwerk- oder Bogen-Zugband-Modellen wird der Druckgurt gegenüber der Bauteilachse geneigt angenommen. Die Vertikalkomponente der Druckkraft wird dann als Beitrag der Druckzone zum Querkraftabtrag angesehen. Bei parallelgurtigen Fachwerken wird die Querkraftkomponente durch die Integration von rechnerischen Schubspannungen in der Betondruckzone bestimmt. Im Grunde führen beide Methoden zu annähernd gleichen Ergebnissen, da die in der Druckzone integrierten Schubspannungen nichts weiter darstellen als die gegenüber der Bauteilachse geneigten Hauptspannungen der Druckzone. Anders als bei direkten Druckstreben kann diese Tragwirkung jedoch auch in Bereichen von Trägern mit großen Schubschlankheiten auftreten. Auf der Grundlage von Gleichgewichtsbetrachtungen an einem Balkenelement δx können nach der Stabstatik die wesentlichen Komponenten der Querkraft aus der Änderung des Biegemomentes $\delta M/\delta x$ ermittelt werden. Da das Biegemoment durch das Gleichgewicht der Betondruckkraft und der Zugkraft im Bewehrungsstahl aufgenommen wird, lässt sich eine Beziehung entsprechend Gleichung (2.1) in Abhängigkeit von der Stahlzug- oder Betondruckkraft formulieren.

$$V = \frac{\delta M}{\delta x} = \frac{\delta(F_s \cdot z)}{\delta x} = \frac{\delta(F_c \cdot z)}{\delta x} = \frac{\delta F_c}{\delta x} \cdot z(x) + F_c(x) \cdot \frac{\delta z}{\delta x} \quad (2.1)$$

Dabei resultiert eine Querkraftkomponente aus einer Änderung der Gurtkräfte F_c über das Inkrement δx . Eine weitere Komponente ergibt sich aus der Änderung des inneren Hebelarms z und beschreibt so eine Neigung der Gurtkräfte zueinander. Im Bild 2.4 sind die Tragwirkungen der Betondruckzone separat am Freischnitt eines Biegeschubrisses dargestellt. Wird der Hebelarm entlang der Bauteilachse konstant angenommen, wie bei den meisten Modellen zur Beschreibung des Tragverhaltens von Stahlbetonbauteilen üblich, entfällt die Querkraftkomponente aus der Neigung der Gurtkräfte. Dies bedeutet jedoch nicht, dass diese Komponente in Trägern mit konstanter Querschnittshöhe real nicht existiert. Nur bei gevouteten Trägern, die im Kapitel

4.3 dieser Arbeit noch eingehender betrachtet werden, wird die Komponente eines geneigten Druckgurtes rechnerisch berücksichtigt.

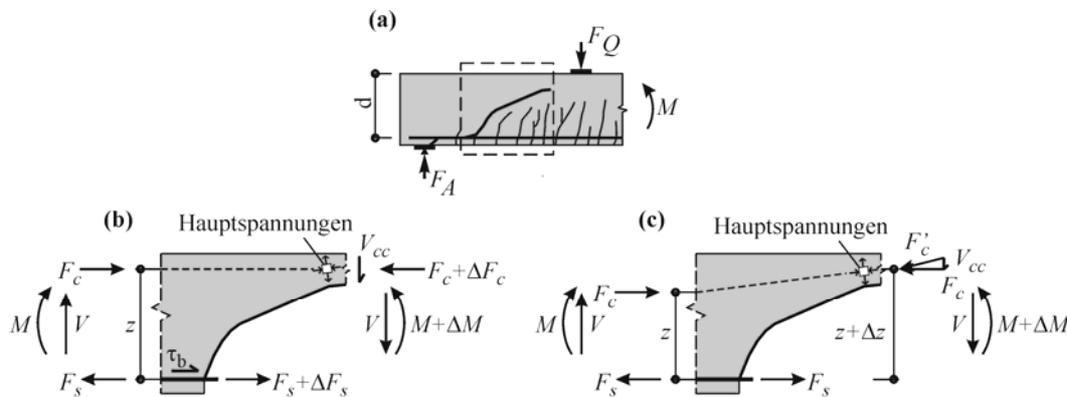


Bild 2.4: Querkraftabtrag in der Druckzone: (a) Biegeschubriss und Freischnitt; (b) Querkraftabtrag bei Verbundwirkung und gleichbleibendem Hebelarm; (c) Querkraftabtrag ohne Verbundwirkung durch zunehmenden Hebelarm

Neben der Neigung der Druckkraft wird auch der in der Druckzone herrschende Spannungszustand als maßgebend für die Querkrafttragfähigkeit eines Trägers angesehen. So steigt zum Beispiel nach *Grimm 1996* oder *Choi et. al. 2007* mit zunehmender Druckspannung in der Betondruckzone die Möglichkeit, schiefe Hauptzugspannungen infolge Biegung und Querkraft zu überdrücken. Die in der Druckzone aufnehmbare Hauptzugspannung, also der Traganteil der Druckzone, wird daher in manchen Modellvorstellungen als hauptverantwortlich für den Einfluss der Betongüte auf das Bauteilversagen angesehen.

Bei der Betrachtung von Stahlbetonfahrbahnplatten ist zu bedenken, dass in deren Druckzonen nach DIN-Fb 102 stets eine Quer- und Längsbewehrung von mindestens $\text{Ø}10\text{-}20\text{ cm}$ angeordnet sein muss. Diese könnte zu einer Steigerung der Tragfähigkeit führen. So zeigte z. B. *Muttoni 1990*, dass eine ausschließlich auf die Druckzone begrenzte Umschnürungsbewehrung effektiv die Querkrafttragfähigkeit von Stahlbetonbauteilen steigern kann. Des Weiteren berichtet *Keller 2003* und *Keller 2004* von Versuchen an Leichtbetonbalken mit und ohne Druckbewehrung, bei denen die Tragfähigkeit durch die Druckbewehrung um 50% gesteigert werden konnte. Eventuell hatte die Anordnung einer Druckbewehrung bei diesen Versuchen einen solch positiven Effekt, weil die Rissreibung bei Stahlbetonbauteilen aus Leichtbeton einen wesentlich geringeren Anteil am Querkraftabtrag einnimmt. Bei Bauteilen aus Normalbeton ist ein so ausgeprägter Einfluss der Druckbewehrung eher nicht zu erwarten. Diese Vermutung kann durch Versuche von *Gale & Ibell 2000* an Balken aus Normalbeton mit und ohne Druckbewehrung bekräftigt werden. Nach diesen Untersuchungen wird die Bruchlast durch die Anordnung der Druckbewehrung bei Normalbeton nicht beeinflusst. Weiterhin führte *Braestrup 2001* in einer Diskussion dieser Versuchsergebnisse theoretisch aus, dass die Druckbewehrung bei Balken ohne Bügelbewehrung nur einen geringen Einfluss auf die Tragfähigkeit haben kann. Eine systematische theoretische und experimentelle Analyse des Einflusses einer Druckbewehrung liegt in der

2 Querkrafttragfähigkeit von Stahlbetonbauteilen

Literatur jedoch nicht vor und konnte aus Mangel an Versuchen auch in dieser Arbeit nicht verfolgt werden.

Ein weiterer, bei der Betrachtung der Betondruckzone von Fahrbahnplatten, zu erörternder Aspekt ist, dass bei den geringen Bewehrungsgraden, in Kombination mit eher geringen Bauteilhöhen, die Druckzonenhöhe bei Erreichen des Fließmomentes der Querschnitte klein ist. Üblicherweise dürfte die Dehnung der Betondruckzone daher im Bereich von 2‰ und darunter liegen. Eine Einschnürung der Betondruckzone durch einen Biegeschubriss könnte in diesem Fall durch einen weiteren Anstieg der Dehnungen und Spannungen in der verbleibenden Druckzone kompensiert werden. Das für die Übertragung des Biegemomentes notwendige Gleichgewicht der Betondruckkraft mit der Stahlzugkraft lässt sich somit vor und nach dem Einschneiden eines Biegeschubrisses in die Druckzone herstellen.

2.3.3 Rissübergreifende Zugspannungen

Zugspannungen können nur bei sehr kleinen Rissweiten über diese hinweg übertragen werden. Somit sind rissübergreifende Zugspannungen auf den Bereich der Rissprozesszone des in die Biegedruckzone hinein propagierenden Biegeschubrisses beschränkt. Sie sind nicht mit der im Kapitel 2.3.4 beschriebenen Kraftübertragung an den Rissen durch Rissuferverzahnung zu verwechseln. Um die Entstehung von rissübergreifenden Zugspannungen und deren Auswirkung bei der Querkrafttragfähigkeit zu verstehen, ist zunächst jedoch das Materialverhalten von Beton unter Zugbeanspruchung zu betrachten.

Beton verhält sich bei Zugbeanspruchung bis zum Erreichen der maximal tragbaren Zugspannungen annähernd linear-elastisch. Die Haftung zwischen Zementmatrix und Gesteinskörnung sowie die Zugfestigkeit des Zementsteins beeinflussen das Verhalten und die Festigkeit des Betons. Nach Erreichen der Zugfestigkeit f_{ct} weist dieser ein entfestigendes Verhalten mit abnehmenden Zugspannungen bei steigender Verformung auf, welches stark vom Rissbildungsprozess beeinflusst ist. Das Entfestigungsverhalten lässt sich zum Beispiel in einem verformungssteuerten zentrischen Zugversuch beobachten. Unter geringen Zugbeanspruchungen bilden sich anfänglich Mikrorisse, die durch Schwind- und Haftspannungen sowie die Neigung zur Wasseransammlung an den Oberflächen der Gesteinskörnung vornehmlich an der Kontaktfläche von Zementstein und Gesteinskorn verlaufen. Bei anwachsender Zugbeanspruchung bilden sich sukzessive Makrorisse, die sich vergrößern und vereinigen, bis sich schließlich ein diskreter, normal zur Hauptzugspannung orientierter Riss öffnet. Der Entfestigungsbereich des Betons lässt sich daher durch eine Spannungs-Rissweitenbeziehung beschreiben, deren Integral die bei der Rissentstehung dissipierte Bruchenergie darstellt. Die Bruchenergie eines Betons zeigt Abhängigkeiten von der Festigkeit der Zementmatrix und der Gesteinskörnung, sowie von der Sieblinie, der Kornform und dem Größtkorndurchmesser. Die bei der Rissentstehung übertragenen Zugspannungen lassen sich durch Haftspannungen und Reibung erklären, welche bei kleinen Rissweiten zunächst noch durch den unebenmäßigen Verlauf der Risse an den Korngrenzen über

diesen übertragen werden. Ab einer kritischen Rissöffnung, die nach *Remmel 1994* etwa bei 150 bis 200 μm liegt, werden keine Zugspannungen mehr übertragen.

Bei der Verformung eines Stahlbetonbauteils unter Zugbeanspruchung schreitet die Rissbildung in einer Rissprozesszone fort, während das außerhalb liegende Betonvolumen entlastet wird. Die freigesetzte elastische Energie wird daher in der Rissprozesszone aufgenommen und die Verformungen des Betons lokalisieren sich in einem diskreten Riss. Durch die Energiemethode der Bruchmechanik lassen sich das Bruchverhalten und der Entfestigungsprozess beschreiben. Dabei wird das globale Trag- und Verformungsverhalten eines unbewehrten Betonkörpers durch die Trennung in die Rissprozesszone und das außerhalb liegende Betonvolumen beschrieben. *Hillerborg 1983* gelang eine Abbildung der Rissprozesszone auf einen fiktiven Einzelriss. Gleichbedeutend ist das von *Bažant 1983* entwickelte Modell des Rissbandes. Nach beiden Theorien ist die Ausdehnung der Rissprozesszone annähernd eine Materialkonstante, so dass deren Länge unabhängig von der Bauteilgröße ist.

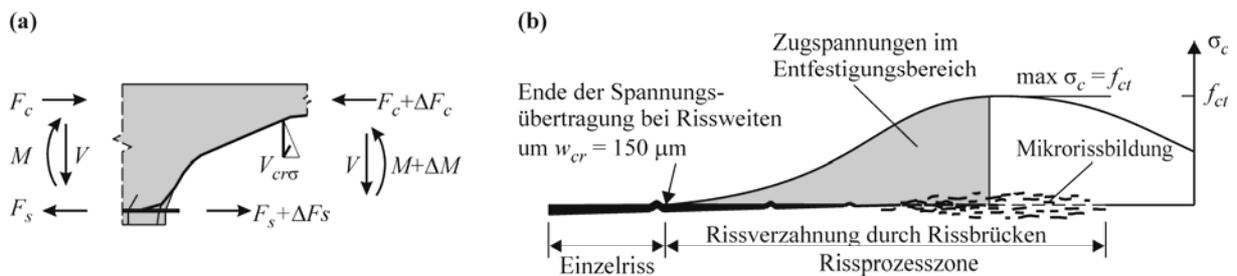


Bild 2.5: Querkraftabtrag in der Rissprozesszone: (a) Innere Kräfte am Biegeschubriss; (b) Übertragung von Zugspannungen über Risse in der Rissprozesszone

Da die in der Rissprozesszone übertragene Zugkraft konstant ist (siehe Bild 2.5), erklärt *Zink 2000* den Maßstabeffekt der Querkrafttragfähigkeit bei Balken unterschiedlicher Nutzhöhe durch die normal zur Risspitze des Biegeschubrisses übertragenen Zugspannungen. Nach seinen Überlegungen nimmt die Rissprozesszone bei Balken geringer Nutzhöhe eine wesentliche Länge des Gesamtrisses ein, so dass die in der Rissprozesszone übertragenen Zugspannungen einen größeren Anteil zur Querkrafttragfähigkeit leisten. Im Gegensatz dazu ist der Einfluss bei hohen Balken gegenüber den anderen Tragwirkungen vernachlässigbar. Entscheidend für den Anteil der rissübergreifenden Zugspannungen am Querkraftabtrag kurz vor Bauteilversagen hat auch der Verlauf bzw. die Neigung des Biegeschubrisses. Um diesen zu quantifizieren, ist somit eine Annahme des Neigungswinkels der Risswurzel gegenüber der Bauteilachse notwendig.

Bažant & Yu 2005 führen aus, dass die normal zum Riss wirkenden Zugspannungen im Beton sehr viel kleiner als die Druckspannungen einer parallel zum Riss verlaufenden Druckstrebe sind. Hieraus folgern sie, dass der Einfluss der rissübergreifenden Zugspannungen bei Höchstlast sehr viel geringer als der Einfluss der Druckspannungen im angrenzenden Beton ist und somit die rissübergreifenden Spannungen nicht Ursache des Maßstabeffektes sein können.

2.3.4 Rissreibung

Nach Überschreiten einer kritischen Rissweite können keine Zugspannungen mehr normal zum Riss übertragen werden. Durch die Rauigkeit der Rissflächen, die eine Scherverformung parallel zur Rissebene verhindert, können jedoch weiterhin Schubspannungen τ_{cr} parallel zum Riss auftreten. Hierzu ist eine Rissgleitung durch Parallelverschiebung der Rissflächen zu einander notwendig. Die Spannungs-Verschiebungsbeziehung hängt dabei von der Rissbreite und der Spannung normal zu den Rissflächen, des Weiteren von der Festigkeit des Zementsteins und der Gesteinskörnung sowie von deren Kornform, Größtkorndurchmesser und Sieblinie ab. Bei Normalbetonen ist die Festigkeit der Gesteinskörnung im Allgemeinen höher, als die Verbindung dieser mit dem Zementstein. Die Risse umwandern also die Gesteinskörnung und bilden raue Rissflächen. Bei früheren Betrachtungen, die sich ausschließlich mit Normalbeton befassten, wurde dieser Effekt deshalb auch als Kornverzahnung bezeichnet. Der Begriff Rissreibung ist jedoch geeigneter, da auch bei Leichtbetonen und hochfesten Betonen eine Kraftübertragung an den Rissflächen möglich ist, obwohl die lokale Rauigkeit durch Kornverzahnung in diesen Fällen weitaus geringer ausfällt. Die Risse verlaufen in diesen Fällen, aufgrund der geringen Festigkeit des Gesteins bei Leichtbeton, sowie der Erhöhung der Matrixfestigkeit und deren Verbundeigenschaften zur Gesteinskörnung, durch die Gesteinskörner hindurch. Die globale Rauigkeit der Bruchflächen durch Streuungen im Gefüge und dessen Festigkeit bleibt jedoch auch bei Bauteilen aus Leichtbeton oder hochfestem Beton vorhanden.

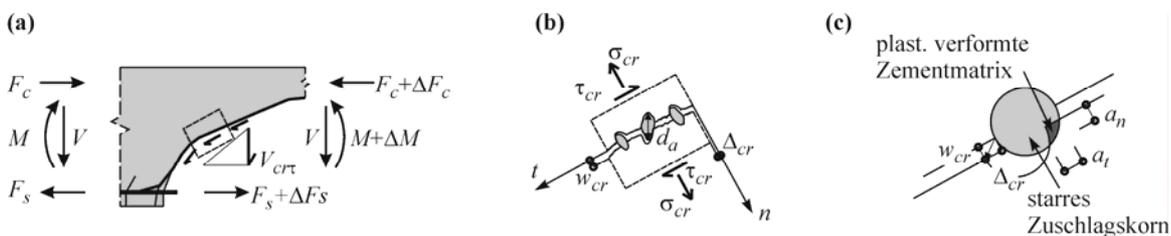


Bild 2.6: Querkraftabtrag durch Rissreibung: (a) Innere Kräfte am Biegeschubriss; (b) Verschiebungen und Spannungen an den Rissflächen; (c) Kontaktflächen zwischen Zementmatrix und Gesteinskörnung nach *Walraven 1980*

Die Rissreibung wurde von vielen Forschern als ein wesentlicher Parameter des Querkraftwiderstandes von gerissenen Stahlbetonbauteilen identifiziert (vgl. *Fenwick & Paulay 1968*, *Hamadi & Regan 1980* und *Reineck 1990*). Daher wurde die Kraftübertragung längs der Rissflächen in vielen theoretischen und experimentellen Studien untersucht. Einen Überblick über diese Arbeiten liefert *Nissen 1987*. *Walraven 1980* entwickelte ein mathematisches Modell zur Beschreibung der Kontaktflächen von kugelförmigen Kornzuschlägen und der Zementmatrix auf Basis einer stochastischen Verteilung der Gesteinskörnung in der Matrix. Darauf aufbauend ermittelte er die an den Rissoberflächen in Abhängigkeit der Rissöffnung und Rissgleitung übertragbaren Spannungen. Die Zusammenhänge lassen sich mit den Gleichungen (2.2) und (2.3) ausdrücken. Die Werte von μ und f_{pu} wurden dabei so ermittelt, dass sich gute Übereinstimmungen für Scherversuche an Probekörpern aus Normalbeton ergaben.

$$\sigma_{cr} = \sigma_{cr}(w_{cr}, \Delta_{cr}) = f_{pu} (\mu \cdot A_n - A_t) \quad (2.2)$$

$$\tau_{cr} = \tau_{cr}(w_{cr}, \Delta_{cr}) = f_{pu} (A_n + \mu \cdot A_t) \quad (2.3)$$

Mit: w_{cr}, Δ_{cr} Rissöffnung bzw. Rissgleitung in mm
 A_n, A_t Summen der im Querschnitt projizierten Kontaktflächen a_n und a_t der Zuschlagskörner
 $\mu = 0,4$ Reibungsbeiwert der Zementmatrix
 $f_{pu} = 6,39 f_{cw}^{0,56}$ Fließgrenze der Zementmatrix in MPa
 f_{cw} Würfeldruckfestigkeit

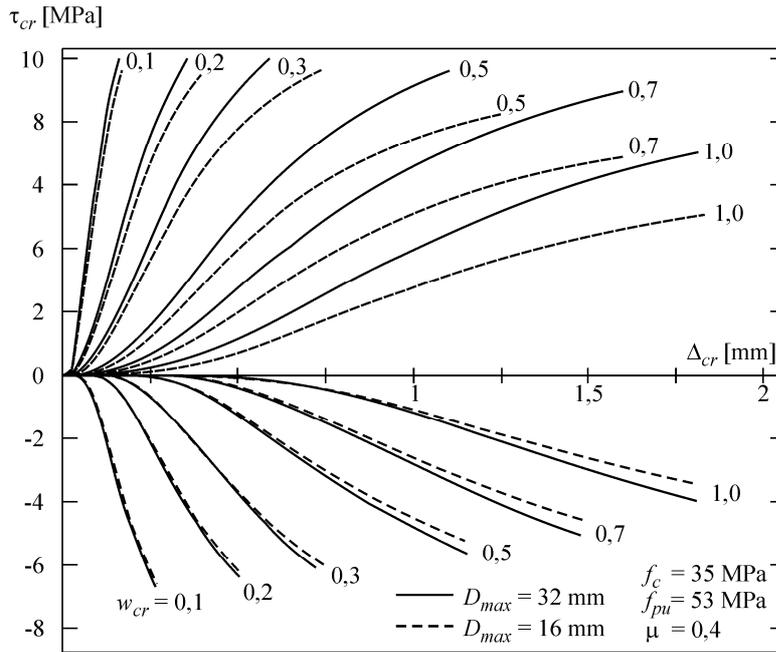


Bild 2.7: Einfluss des Größtkorndurchmessers auf die Rissreibung nach *Walraven 1980*

Durch Regressionsanalysen der obigen Beziehungen leitete *Walraven* für unbewehrte Rissoberflächen unter Einbeziehung der Würfeldruckfestigkeit des Betons vereinfachte Ausdrücke für die Riss Schub- und Rissnormalspannung nach Gleichung (2.4) und (2.5) ab, die mit dem Umrechnungsfaktor $f_c \approx 0,8 \cdot f_{cw}$ auch für die heute übliche Betonfestigkeitsklassen genutzt werden können. Der Einfluss des Größtkorndurchmessers der Gesteinskörnung wurde dabei vernachlässigt, da dieser nach *Walraven* für den praxisrelevanten Bereich von $D_{max} = 16$ bis 32 mm keinen wesentlichen Einfluss hat. Nach den vereinfachten Gleichungen sind die Riss Schub- und Rissnormalspannungen bei konstanten Rissweiten w_{cr} Geraden über die Rissgleitung Δ_{cr} .

$$0 \leq \tau_{cr} = -\frac{f_{cw}}{30} + \left[1,8 \cdot w_{cr}^{-0,8} + (0,234 \cdot w_{cr}^{-0,707} - 0,2) f_{cw} \right] \Delta_{cr} \quad w_{cr} \text{ und } \Delta_{cr} \text{ in mm} \quad (2.4)$$

$$0 \geq \sigma_{cr} = \frac{f_{cw}}{20} - \left[1,35 \cdot w_{cr}^{-0,63} + (0,191 \cdot w_{cr}^{-0,552} - 0,15) f_{cw} \right] \Delta_{cr} \quad w_{cr} \text{ und } \Delta_{cr} \text{ in mm} \quad (2.5)$$

2 Querkrafttragfähigkeit von Stahlbetonbauteilen

Durch umformen der Gleichungen (2.4) und (2.5) lassen sich auch die Riss Schubspannungen und erforderlichen Rissgleitungen in Abhängigkeit der Rissöffnung durch die Beziehungen (2.6) und (2.7) darstellen.

$$\tau_{cr} = -\frac{f_{cw}}{30} + \left(\frac{f_{cw}}{20} - \sigma_{cr} \right) \frac{1,8 \cdot w_{cr}^{-0,8} + (0,234 \cdot w_{cr}^{-0,707} - 0,2) f_{cw}}{1,35 \cdot w_{cr}^{-0,63} + (0,191 \cdot w_{cr}^{-0,552} - 0,15) f_{cw}} \quad (2.6)$$

$$\Delta_{cr} = \frac{f_{cw} - 20 \cdot \sigma_{cr}}{20} \cdot \frac{1}{1,35 \cdot w_{cr}^{-0,63} + (0,191 \cdot w_{cr}^{-0,552} - 0,15) f_{cw}} \quad (2.7)$$

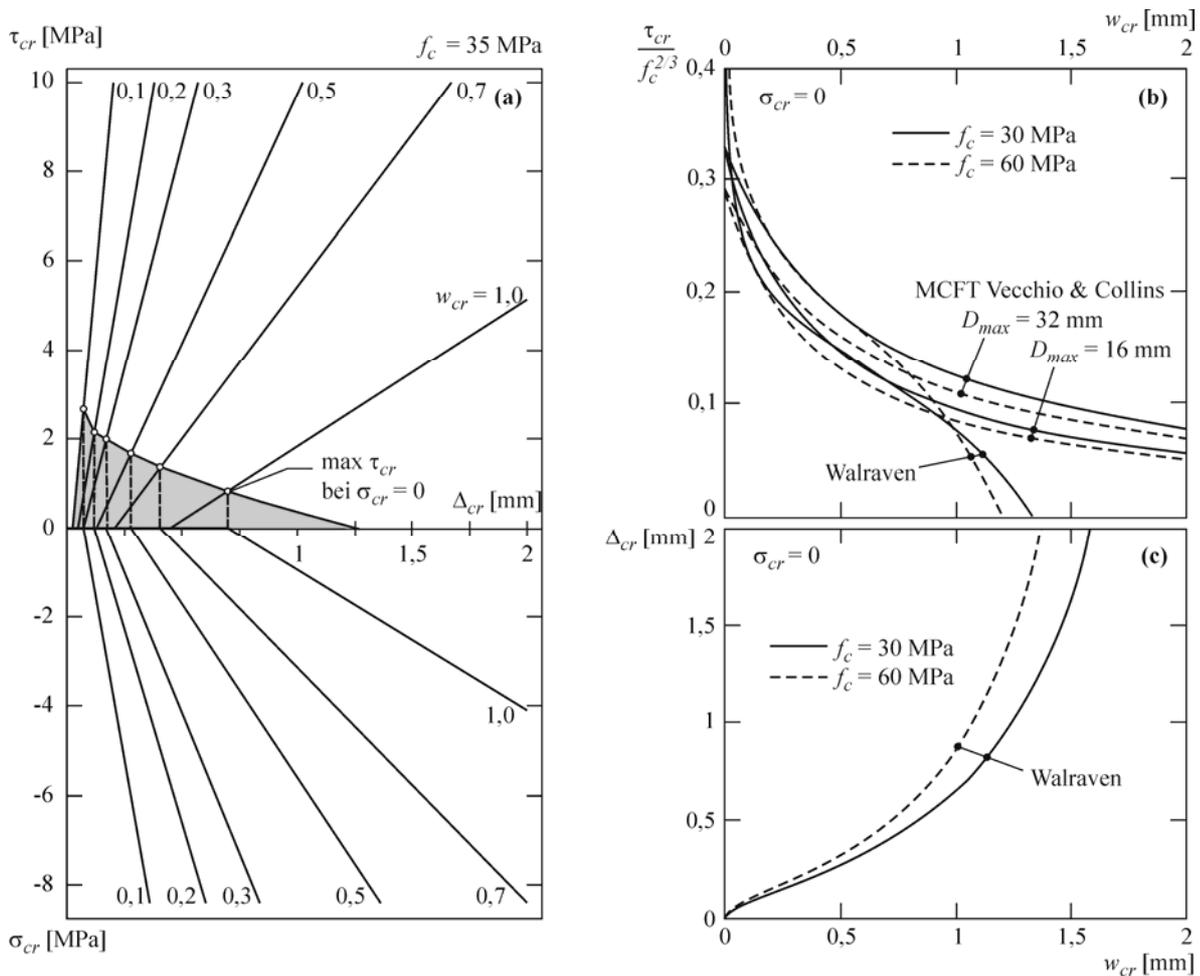


Bild 2.8: Rissreibung ohne Normalspannungen am Riss: (a) Rissreibung nach dem vereinfachten Ansatz von Walraven (Gl. 2.4 u. 2.5); (b) Vergleich der maximalen Riss Schubspannungen nach Walraven Gl. (2.6) und MCFT nach Vecchio & Collins Gl. (2.8); (c) erforderliche Rissgleitung nach Walraven Gl. (2.7)

Durch *Walraven 1980* wurde somit theoretisch und experimentell belegt, dass nach einem anfänglichen Schlupf eine Kraftübertragung parallel zum Riss auch ohne Rissnormalspannungen möglich ist. Dies wird besonders bei Betrachtung der vereinfachten Beziehungen in Bild 2.8 deutlich. *Vecchio & Collins 1986* gaben daher bei der Entwicklung der sogenannten Modified

Compression Field Theory (MCFT) in Anlehnung an die Arbeiten von Walraven die Gleichung (2.8) für die ohne Normalspannungen durch einen Riss aufnehmbaren Schubspannungen an.

$$\tau_{cr} = \frac{0,18 \cdot \sqrt{f_c}}{0,3 + 24 \cdot w_{cr} / (D_{max} + 16)} \quad w_{cr} \text{ und } D_{max} \text{ in mm} \quad (2.8)$$

Diese im Bild 2.8 b ebenfalls dargestellte Beziehung beinhaltet neben der Rissöffnung w_{cr} und der Betonfestigkeit noch einen Einfluss des Größtkorndurchmessers D_{max} . Die Rissgleitungen Δ_{cr} wurden jedoch nicht berücksichtigt. Weiterhin ist festzustellen, dass nach dem Ansatz von Vecchio und Collins noch Schubspannungen an den Rissflächen übertragen werden, während dies nach Walraven schon ab einer kritischen Rissöffnung von ca. 1,3 mm nicht mehr möglich ist.

Einige Modelle weisen der Rissreibung den wesentlichen Anteil am Querkraftabtrag zu. Dabei ist jedoch zu bedenken, dass die an den üblichen Versuchskörpern festgestellten Rissreibungs- und Rissspannungsbeziehungen nicht auf den allgemeinen Fall des querkraftbeanspruchten Balkens übertragbar sind. Durch den Dehnungszustand unter einer Biegebeanspruchung sind die Rissweiten am Rand der Zugzone groß, so dass die auftretenden Rissgleitungen durch die gleichzeitig weite Rissöffnung nur begrenzte Riss Schubspannungen zulassen. In der Risspitze treten hingegen nur kleine Rissweiten auf. Die Riss Schubspannungen sind jedoch auch hier begrenzt, da Parallelverschiebungen der Rissflächen durch die intakte Betondruckzone behindert werden. Unter anderen weist *Zink 2000* darauf hin, dass sich nach seiner Ansicht durch die Rotation um die Risspitze Kombinationen von Rissgleitung und Rissöffnung einstellen, bei denen die Rissgleitung immer kleiner als die zugehörige Rissöffnung ist. Nach seinen Schlussfolgerungen ist der Einfluss der Rissreibung während des stabilen Risswachstums vor dem Versagen somit gering.

Messungen der Rissflächenverschiebungen an Balken unter kombinierten Biege- und Querkraftbeanspruchung von *Taylor 1974*, *Walraven 1980* sowie *Vaz Rodrigues 2007* belegen jedoch, dass es, abhängig von den Rissverläufen, in Teilen der Risse zu parallelen Rissverschiebungen bei moderaten Rissweiten kommt. In diesen Bereichen lässt sich die Rissreibung mit den Gesetzmäßigkeiten der Beziehungen (2.6) und (2.7) beschreiben. Für den Ansatz der Rissreibung in Rechenmodellen ist jedoch mindestens die Bestimmung oder die Annahme des Biegeschubrissverlaufes notwendig, wenn nicht sogar eine über die Verteilung der Riss Schubspannungen in diesem. Bei der Übertragung der Rissreibung auf den Fall der punktförmig belasteten Fahrbahnplatte ist weiterhin zu bedenken, dass die Rissfläche anders als beim Balken eine große mehrdimensionale Ausdehnung hat. Durch die in der Plattenebene um die konzentrierte Last herum verlaufende konische Rissbildung ähnelt diese gewissermaßen einem Durchstanzkegel. Eine Vergrößerung der kraftübertragenden Reibungsflächen ist hierdurch wahrscheinlich.

2 Querkrafttragfähigkeit von Stahlbetonbauteilen

Zur Übertragung der Rissreibung in den Biegeschubbrissen von Stahlbetonbauteilen ist die Kontrolle der Rissweiten von ausschlaggebender Bedeutung. Aus diesem Grund führt die Kopplung des Querkraftwiderstandes ausschließlich auf den Bewehrungsgrad nicht zu aussagefähigen Modellen. Für die Kontrolle der Rissweiten wird die Beanspruchung der Längsbewehrung und deren Verbund zum Beton ebenso bedeutsam, wenn nicht sogar wichtiger, als die Bewehrungsmenge allein. Die Gesetzmäßigkeiten des Verbundes müssten sich somit auf die Tragfähigkeit der Rissreibung in einem Stahlbetonbauteil übertragen lassen. Das bedeutet, dass bei gleichem Bewehrungsgehalt mehrere verteilte Bewehrungsstäbe zu einem besseren Verbund, kleinerer Rissweite und einer höheren Querkrafttragfähigkeit infolge der Rissreibung führen, als wenige Stäbe mit großen Durchmessern. Mit der Verkleinerung der Stabdurchmesser in einem Stahlbetonbauteil geht die Tragfähigkeitszunahme der Rissreibung allerdings mit einer Tragfähigkeitsabnahme der Dübelwirkung der Längsbewehrung einher. *Reineck 1990* zeigte mit seinem Zahnmodell für Balken (vgl. Kapitel 3.3.4), dass die Rissreibung durch Parallelverschiebungen der Rissflächen erst durch ein Auslösen der Einspannung der Betonzähne und des Dübelrisses aktiviert werden kann. Die nachfolgend noch zu betrachtende Dübeltragwirkung der Längsbewehrung wird somit durch die zur Aktivierung der Rissreibung notwendigen Rissgleitung ohnehin beeinträchtigt oder sogar gänzlich abgebaut.

2.3.5 Dübeltragwirkung der Längsbewehrung

Bereits Mörsch wies auf die Verdübelungswirkung der Längsbewehrung hin und sprach ihr einen wesentlichen Anteil am Querkraftabtrag zu, ohne dies weiter zu quantifizieren. In anderen Veröffentlichungen wird hingegen angeführt, dass die Dübeltragwirkung nur einen untergeordneten Beitrag zum Querkraftabtrag liefert, da die Traglast eines Längsbewehrungsstabes in einem Balken ohne Querkraftbewehrung durch die Betonzugfestigkeit der Betonüberdeckung begrenzt wird. Mehrfach (*Zink 2000, Kordina & Blume 1985*) wurde jedoch angenommen, dass der Ausfall der Verdübelungswirkung der Längsbewehrung eine kinematische Voraussetzung für das Querkraftversagen von Balken ohne Bügelbewehrung mit dem charakteristischen Rissfortschritt eines Biegeschubrisses in die Betondruckzone darstellt. *Chana 1987, Reineck 1990* und *Fischer 1997* bewiesen, dass der Ausfall der Dübeltragwirkung zumindest bei Balken mit geringer Nutzhöhe tatsächlich eine notwendige kinematische Bedingung für den Biegeschubbruch ist.

Durch die Ausdehnung des Biegeschubrisses in Längsrichtung der Systemachse besteht ein Versatz zwischen Risspitze und dem Riss auf Höhe der Längsbewehrung. Durch die fortschreitende Rissbildung mit einer weiteren Rotation um die Risspitze entsteht somit eine Scherverformung, die eine Dübelkraft in der Längsbewehrung aktiviert. Die Dübelwirkung ist dabei durch die Abstützung der Längsbewehrung auf der Betondeckung bedingt, und beruht daher im Wesentlichen auf der Betonzugfestigkeit.

2.3 Tragwirkung von Stahlbetonbauteilen unter Querkraft

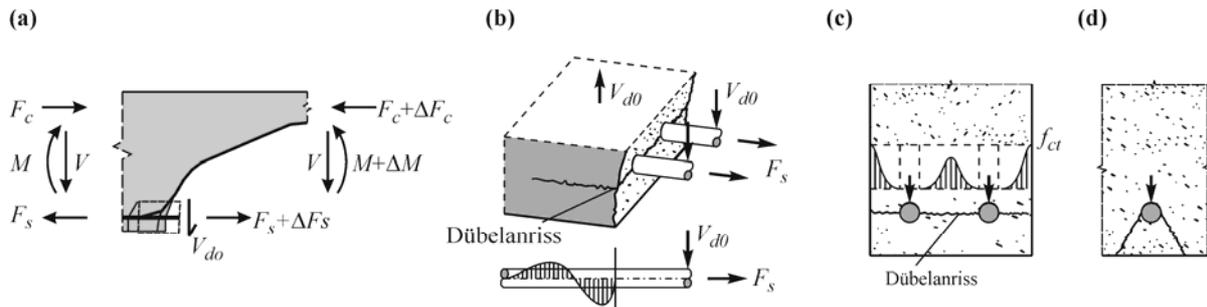


Bild 2.9: Dübelschubwirkung: (a) Innere Kräfte am Biegeschubriss; (b) Auslösen des Dübelschubrisse und elastische Bettung der Längsbewehrung auf der Betonüberdeckung; (c) Spannungen an der Rissfläche über die Bauteilbreite; (d) Ausbruch eines einzelnen Bewehrungsstabes

Die zur reißverschlussartigen Rissbildung entlang der Längsbewehrung führende kritische Dübelschubkraft hängt weiterhin von der Biegesteifigkeit der Bewehrung und der Form der entstehenden Bruchflächen ab. Die Form der Bruchflächen wird dabei durch die Randabstände der belasteten Dübelschubkräfte zu den Seiten, untereinander und durch die Dicke der Betondeckung beeinflusst. Zur Dübelschubwirkung der Längsbewehrung liegen viele Forschungsarbeiten vor *Taylor 1969*, *Baumann & Rüschi 1970* sowie *Vintzeleou & Tassios 1986*. Baumann und Rüschi gelang es durch Versuchsauswertung und empirische Bestimmung der Bettungslänge der Längsbewehrung auf der Betondeckung die Dübelschubwirkung in einer Formel zu quantifizieren. Die Dübelschubfähigkeit der Längsbewehrung ist hiernach stark von der Nettobreite des Querschnitts auf Höhe der Längsbewehrung und deren Stabdurchmessern abhängig. Diese Beziehungen wurde von Vintzeleou & Tassios prinzipiell bestätigt.

$$V_{do} = f_{ct} \cdot b_n \cdot d_s \frac{14,3}{\sqrt[3]{f_{cw}}} = 7,6 \cdot b_n \cdot d_s \cdot f_{cw}^{1/3} \quad (2.9)$$

Mit: d_s Stabdurchmesser in mm
 b_n Nettobreite $b_w - \sum \phi_s$ in mm
 $f_{ct} = 0,53 \cdot \beta_{cw}^{2/3}$ Betonzugfestigkeit in MPa
 β_{cw} Würfeldruckfestigkeit Kantenlänge 200 mm

Zink 2000 nimmt an, dass bei einer Rissöffnung von ca. 0,15 mm die kritische Öffnung des Dübelschubrisse vorliegt, bei welcher der Zugspannungsblock über dem Riss sein größtes Volumen aufweist und das Maximum der Dübelschubkraft erreicht wird. Dies begründet er mit entsprechenden Beobachtungen bei Zugversuchen an Beton, bei denen ab der zuvor genannten Rissweite keine nennenswerten Zugspannungen mehr übertragen werden.

Bei der Übertragung der verschiedenen Modelle zur Quantifizierung der Dübelschubwirkung bei Fahrbahnplatten ohne Querkraftbewehrung ist jedoch zu beachten, dass Brücken eine große Betondeckung von 4 bis 5 cm und eine in zwei Lagen kreuzweise verlegte Bewehrung bei relativ großen Stababständen aufweisen. Der Einfluss der Betondeckung wurde in Versuchen prinzipiell untersucht. Dabei ergaben sich keine bedeutsamen Steigerungen der Tragfähigkeiten, solange das Versagen durch einen Dübelschubriss über die gesamte Breite der Versuchskörper erfolgte. In den Versuchen wurde jedoch meist nicht das Ausbrechen eines einzelnen Bewehrungsstabes unter-

2 Querkrafttragfähigkeit von Stahlbetonbauteilen

sucht, wie es bei einem großen Abstand zu Bauteilrändern und zwischen den einzelnen Bewehrungsstäben erfolgen kann. Gerade durch dieses Bruchbild und die Möglichkeit zur Abstützung der Längsbewehrung auf der Querbewehrung in Platten kann eventuell ein Ausbreiten der Dübelwirkung und somit eine Steigerung der aufnehmbaren Kraft in Platten unter konzentrierten Belastungen erzielt werden. Eine systematische Untersuchung des Einflusses der Abstände der Bewehrungsstäbe bei großen Randabständen und gegenseitiger Beeinflussung durch gleichzeitiges Belasten mehrerer Dübel wurde nach *Vintzeleou* in *CEB Bulletin 237* bisher aber nicht untersucht.

2.3.6 Druckbögen oder direkte Druckstreben

Durch die Ausbildung von Druckbögen oder direkten Druckstreben, die sich auf den Auflagern abstützen, kann ein bedeutender Anteil der Querkraft abgetragen werden. Grundvoraussetzung ist, dass sich diese Tragwirkungen ohne große Spannungsumlagerungen einstellen müssen, da Bauteile ohne Bügel- und Querbewehrung nach der Rissbildung kaum Möglichkeiten zur Spannungsumlagerung und somit kein duktiler Verhalten aufweisen. Direkte Druckstreben stellen sich daher vornehmlich bei sehr kleinen Schubschlankheiten ein, bei denen die Belastung am oberen Bauteilrand nahe der am unteren Bauteilrand erfolgenden Lagerung aufgebracht wird. In diesen Fällen wird die Tragwirkung durch Stabwerkmodelle, die nur geringfügig von der elastischen Spannungsverteilung vor der Rissbildung abweichen, gut wiedergegeben.

Auch bei Platten kann sich zwischen einer lagernahen konzentriert einwirkenden Rechtecklast und dem Auflager eine direkte Druckstrebe ausbilden. Der Unterschied zwischen einem Flächentragwerk und einem Balken ist jedoch, dass sich die direkte Druckstrebe von der Last zum Auflager hin quer ausbreiten kann. Die größten Querkräfte und geneigten Hauptzugspannungen ergeben sich bei einer konzentriert eingeleiteten Last daher direkt an der Lasteinleitung, in deren Umfeld ein günstiger dreidimensionaler Druckspannungszustand vorliegt. Die Höhe der Druck- und Quertzugspannungen der Druckstrebe am Lager wird jedoch durch die Lastausbreitung in Querrichtung mit bestimmt. Da die Lastausbreitung reduziert wird, wenn die konzentrierte Last näher zum Lager rückt, erhöht sich die Beanspruchung des Betons der Druckstrebe bei lagernahen Laststellungen entsprechend. In der Druckstrebe der Platte dürfte, durch die gegenüber einem Balken gegebene Möglichkeit zur Lastausbreitung in Querrichtung, jedoch immer ein günstigerer Spannungszustand herrschen.

In dieser Arbeit wird vornehmlich das Biegeschubversagen bei schubschlanken Konstruktionen und Lastfällen behandelt, da angenommen wird, dass dieses zu den geringsten Tragfähigkeiten der Fahrbahnplatten führt. Somit sind genauere Betrachtungen zur Modellierung der Spannungsfelder und Druckstreben für lagernahe Radlasten auf Fahrbahnplatten nicht erforderlich. Wichtig ist jedoch abzugrenzen, ab welchen Schubschlankheiten bzw. bei welcher Entfernung der konzentrierten Last zum Lager mit der tragfähigkeitssteigernden Wirkung einer direk-

ten Druckstrebe gerechnet werden kann. Eine ausführlichere Betrachtung zu dem anzusetzenden Grenzkriterium erfolgt im Kapitel 4.2 dieser Arbeit.

2.4 Zusammenfassung

Im Abschnitt 2.2 wurde das generelle Tragverhalten von Stahlbetonbauteilen unter Querkraftbeanspruchungen erörtert. Anhand von Versuchsbeobachtungen lassen sich verschiedene Versagensmechanismen feststellen. Für die in dieser Arbeit zu betrachtenden Stahlbetonfahrbahnplatten unter konzentrierten Radlasten wird das Biegeschubversagen als wesentlich angesehen.

Im Kapitel 2.3 wurden die verschiedenen bis heute identifizierten Tragwirkungen eines Stahlbetonquerschnitts ohne Querkraftbewehrung dargestellt sowie ihr jeweiliger Einfluss auf die Querkrafttragfähigkeit erörtert. Mit Ausnahme der Tragwirkung direkter Druckstreben, die neben der Querschnittsgeometrie noch von der Geometrie des Längssystems und der Lastanordnung abhängig ist, lassen sich alle angeführten Tragwirkungen annähernd in einem Querschnitt lokalisieren. Daher ist es üblich, die Querkrafttragfähigkeit von Stahlbetonbauteilen auf einen Querschnittswiderstand zurückzuführen.

3 Querkraftwiderstand des Stahlbetonquerschnitts

3.1 Einführung

Die Bestimmung des Querkraftwiderstandes von ausschließlich längsbewehrten Stahlbetonbauteilen war und ist Gegenstand vieler Forschungen. Obwohl die Problematik der Querkrafttragfähigkeit ohne Querkraftbewehrung dabei weitgehend nur Platten betrifft, da bei Balken immer eine Mindestbewehrung vorzusehen ist, wurden bei den bisherigen Forschungen und Versuchen fast ausschließlich Balken oder einachsig gespannte Plattenstreifen ($b_w/d \leq 4$) mit über die Breite gleichmäßiger Belastung behandelt. *Diaz de Cossio 1962* sprachen der Bauteilbreite von Plattenstreifen einen Einfluss auf deren Tragfähigkeit zu. Bei der Auswertung ihrer Versuchsserie vernachlässigten sie allerdings den damals noch nicht bekannten Einfluss des Maßstabeffektes. So wurde bei den breiteren Plattenstreifen eine höhere Tragfähigkeit festgestellt, da diese durchweg eine geringere Nutzhöhe als die zum Vergleich herangezogenen schmalere Balken aufwiesen. Heute gilt jedoch als gesichert, dass die Plattenbreite keinen Einfluss auf das Trag- und Verformungsverhalten von einachsig gespannten Plattenstreifen hat, wenn diese über die Breite konstant belastet werden. Eine Lastverteilung zwischen schwachen und starken Bereichen der Platte liegt somit nicht vor. Eine Umlagerung des Kraftflusses kann demnach nur bei zweiachsigem Lastabtrag durch entsprechende Lagerungsbedingungen oder konzentrierte Belastungen erfolgen. Die mögliche Lastumlagerung wurde dabei aber bis heute nicht quantifiziert.

Aus den genannten Gründen war es Ziel etlicher Forschungen die Tragfähigkeit von Stahlbetonplatten ohne Querkraftbewehrung durch Versuche an Balken zu bestimmen. In einigen Fällen wurde auch versucht, den jeweiligen Anteil einer der im Kapitel 2.3 genannten Tragwirkungen am Querschnittswiderstand zu quantifizieren. Nach umfangreichen experimentellen Untersuchungen von *Leonhardt & Walther 1962*, *Kani 1967* und weiteren schlossen *Fenwick & Paulay 1968* systematisch die Rissreibung und Dübelwirkung durch planmäßig angeordnete glatte Risse und ummantelte Bewehrung aus. Aus diesen Versuchen leiteten sie ab, dass die Rissreibung mit bis zu 70% den größten Anteil am Lastabtrag einnimmt, während der Dübelwirkung weniger als 25% zukommen. Taylor (in *ACI-ASCE 426 1973*) sowie *Regan & Hamadi 1980* wiesen der Rissreibung einen geringeren Anteil zu, stellten jedoch heraus, dass sie den größten Beitrag zum Bauteilwiderstand leistet. Während unter anderem *Zink 2000* und *Frosch 2003* die Querkrafttragfähigkeit von Stahlbetonbalken hauptsächlich auf die in der Druckzone aufnehmbaren Schubspannungen zurückführen, wird von mehreren Forschern in *ACI-ASCE 426 1973* berichtet, dass der Traganteil der Druckzone unter 40% liegt. *Kani et. al. 1979* und *Sherwood et al. 2007* maßen horizontale und vertikale Dehnungen an den Außenflächen der Druckzonen bei Balkenversuchen und schlossen, dass die Vertikalkräfte, die in einer Betondruckzone aufgenommen werden, eher klein sind. Sherwood gab den Anteil am Gesamtwiderstand mit 24%

an. Die kurze Zusammenstellung verdeutlicht die großen Meinungsunterschiede beim Ansatz der Dübelwirkung bzw. der Rissreibung.

Es ist jedoch zu bedenken, dass alle Tragwirkungen zusammen den Widerstand des Bauteils gegenüber Querkraftbelastung herstellen. Welche Tragwirkung dabei dominiert, hängt von der Konzeption des Querschnittes und des Längssystems ab. Es ist davon auszugehen, wie *Park & Paulay 1975* darlegen, dass der Anteil der Rissreibung bzw. der Dübelwirkung am Kraftabtrag während einer Laststeigerung nicht konstant ist sondern variiert. Fällt eine Tragwirkung aus, so bedeutet dies, dass die verbleibenden entsprechend stärker beansprucht werden. Wenn sich die Belastung der Bruchlast nähert, kann der Ausfall nur einer einzigen Tragwirkung zum plötzlichen Versagen aller führen, da die verbleibenden Traganteile im Allgemeinen nicht genügend Potential besitzen, die frei gewordenen Kräfte zu kompensieren. Diese These kann auch durch Versuchsbeobachtungen gestützt werden. Zudem ist es verblüffend, dass sehr unterschiedliche Modellansätze, welche das Querkraftversagen ursächlich auf den Ausfall der Druckzonentragfähigkeit (*Zink 2000* und *Choi et. al. 2007*) oder auf den Ausfall der Rissreibung (MCFT und *Muttoni 2003*) zurückführen, zu ähnlichen rechnerischen Querschnittswiderständen führen. Weiterhin wurde durch *Reineck 1990* gezeigt, dass die Dübelwirkung bei einer sehr hohen Längsbewehrung zu höheren Tragfähigkeiten führen kann, obwohl die Auslösung des Dübelrisses eine Voraussetzung zur Aktivierung der Rissreibung ist. Außerdem lässt sich die Querkrafttragfähigkeit steigern indem die Tragfähigkeit der Betondruckzone durch eine umschnürende Bewehrung erhöht wird, wie dies *Muttoni 1990* und *Kotsivos 2007* mit Versuchen belegten.

Interessant sind auch die Versuchsbeobachtungen von *Angelakos et. al. 2001* an 1,0 m hohen Balken ohne Bügelbewehrung und $a/d = 2,9$, bei denen die Betonfestigkeit von 20 bis 80 MPa bei ansonsten identischen Parametern variiert wurde. Die Balken mit hohen Betonzugfestigkeiten zeigten zwei ausgeprägte Spitzen in der Lastverformungsbeziehung vor dem Versagen (Bild 3.1). Als Ursache des ersten Kraftabfalls wurde von *Lubell 2006* das Öffnen und Gleiten der Rissverzahnung des Biegeschubrisses vermutet. Während die Rissreibung bei den hohen Betonfestigkeiten durch die glatten Rissflächen (Gesteinskörnung wird durchtrennt) reduziert ist, vergrößert sich die Tragfähigkeit des Betonvolumens, da bei höherer Betonzugfestigkeit die Rissbildung auf einen kleineren Bereich reduziert ist. Der Biegeschubriss, in dem das Gleiten der Rissflächen auftritt, liegt somit näher an der Lasteinleitung. Eine sich bei den geringen Schubslankheiten zum Auflager ausbildende Druckstrebe wird daher nicht in gleicher Weise wie bei den Balken mit geringerer Betonzugfestigkeit behindert. Dies führt zu einer höheren Tragfähigkeit der Druckstrebe, welche eine Systemumlagerung in ein neues Gleichgewicht nach Verlust der Rissreibung ermöglicht. Der Bruch erfolgte vermutlich durch das Versagen der Betondruckzone am zweiten Lasthochpunkt, der bei diesen Versuchen allerdings nicht wesentlich höher lag als der erste. Ähnliche Last-Verformungsbeziehungen mit zwei Lastspitzen wurden auch schon von anderen Forschern berichtet.

3 Querkraftwiderstand des Stahlbetonquerschnitts

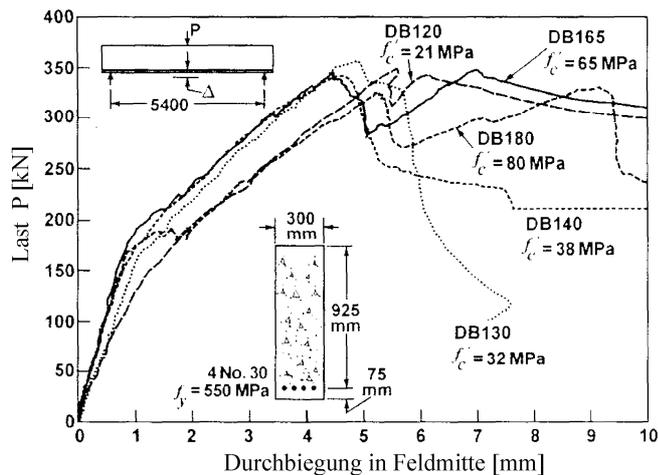


Bild 3.1: Balkenversuchen aus normal- und hochfestem Beton aus *Angelakos et.al. 2001*

Welche Last als Bruchlast anzusehen ist, bleibt bei Versuchen mit zwei Lastmaxima teilweise der Interpretation der Forscher überlassen. Dieser Umstand kann teilweise auch zur Streuung der in der Literatur berichteten Querkrafttragfähigkeiten von Versuchen beigetragen haben. Weiterhin ist zu bedenken, dass ein solches Verhalten von der Versuchseinrichtung und der Versuchssteuerung abhängt. Bei einer Kraftsteuerung, wie sie auch in der Realität unter Verkehrsbelastung vorliegt, wird aller Voraussicht nach das Versagen einer Tragwirkung zu einer gewissen dynamischen Steigerung der Durchbiegung führen, so dass ein schlagartiges Versagen durch den plötzlichen Ausfall weiterer Tragwirkungen folgt.

Da die bislang vorliegenden Modelle sehr unterschiedliche Ansätze und Annahmen aufweisen, wie zuvor dargestellt, erscheint es nicht zielführend ein neues umfassendes mechanisches Modell zur Beschreibung der Querkrafttragfähigkeit von Stahlbetonfahrbahnplatten ohne Querkraftbewehrung durch systematische Analyse der einzelnen Tragwirkungen zu entwickeln. Vielmehr werden in dieser Arbeit zuerst die bestehenden Ansätze, die alle eine gewisse Vereinfachung und Zusammenführung aller Tragwirkungen in einem Bemessungsmodell enthalten, auf ihre Aussagefähigkeit in Hinsicht auf Fahrbahnplatten unter konzentrierten Lasten untersucht. Hierzu wird eine Datenbank von Versuchen zur Querkrafttragfähigkeit von Stahlbetonbalken ohne Querkraftbewehrung herangezogen.

3.2 Datenbank von Querkraftversuchen an Balken ohne Bügelbewehrung

Da das Tragverhalten von Stahlbetonbalken ohne Querkraftbewehrung bis heute nicht vollständig mechanisch geklärt ist, beruhen viele Ansätze zur rechnerischen Bestimmung des Querkraftwiderstandes eines Betonquerschnitts auf statistischen Versuchsauswertungen. Zur Anpassung und Verifikation der daraus entwickelten Gleichungen wurden weltweit die Ergebnisse von Querkraftversuchen einschließlich der wesentlichen Parameter in verschiedenen Datenbanken

3.2 Datenbank von Querkraftversuchen an Balken ohne Bügelbewehrung

zusammengetragen. *Reineck et. al. 2003* beschreiben die Zusammenstellung einer Datenbank mit 374 gut dokumentierten Drei- oder Vierpunktbiegeversuchen an Balken mit Rechteckquerschnitten und $a/d > 2,4$. Diese Datenbank ist auch als ‚Evaluation Shear Data Base‘ (ESDB) des ACI Subkomitees 445-F bekannt. Bei der Erstellung dieser Datenbank wurde besonderer Wert darauf gelegt, dass Experimente aussortiert wurden, bei denen nicht eindeutig ein Querkraftversagen nachgewiesen werden konnte. So wurden ausschließlich Versuche mit genügenden Verankerungslängen berücksichtigt und Versuche ausgeschlossen, die rechnerisch die Biegetragfähigkeit überschritten.

Da das Minimum der Tragfähigkeit von Stahlbetonfahrbahnplatten im schubslanken Bereich vermutet wird, sollen in dieser Arbeit vornehmlich die Werte der schubslanken Versuchsbalken betrachtet werden. Aus der Originaldatenbank werden somit im Weiteren nur 314 Experimente mit $a/d > 2,89$ berücksichtigt und diese um weitere 36 Versuche von *Bentz & Buckley 2005*, *Lubell et. al. 2006* sowie *Sherwood et. al. 2007* ergänzt, so dass insgesamt 350 Versuche ausgewertet werden können.

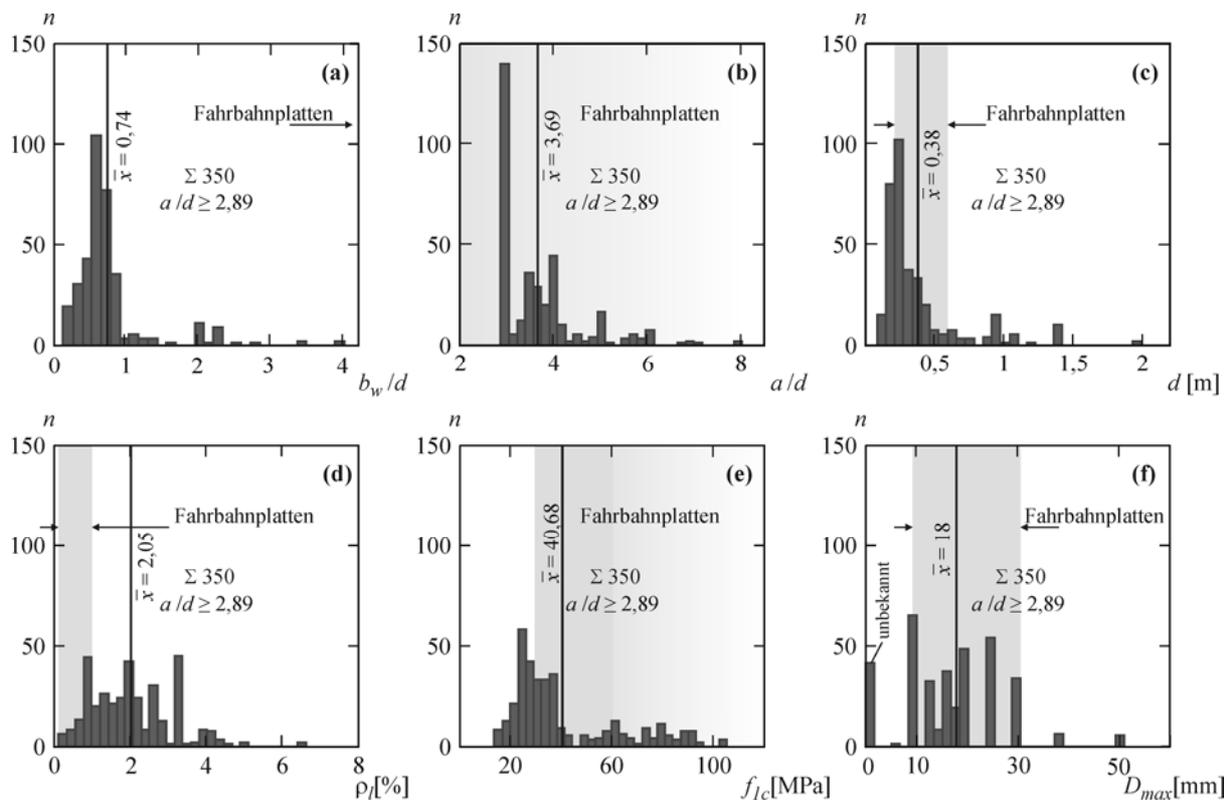


Bild 3.2: Datenbank von Querkraftversuchen an einachsig gespannten Balken: (a) bis (f) Histogramme der wesentlichen Parameter der in der Datenbank aufgeführten Versuche

Bei Betrachtung der in Bild 3.2 dargestellten Datenlage fällt auf, dass die meisten Versuche mit einer Schubslankheit von ca. $a/d = 3$ durchgeführt wurden. Dies liegt wahrscheinlich daran, dass sich die meisten Forscher auf das „Schubtal“ von Kani bezogen. Nur wenige Versuchsserien untersuchten systematisch die Momenten-Querkraft-Interaktion. Weiterhin wurde das

3 Querkraftwiderstand des Stahlbetonquerschnitts

Verhältnis b_w/d wenig variiert, da die Breite bei einachsigem Lastabtrag keinen Einfluss hat und man das mögliche andere Tragverhalten von Platten nicht erkannte. Andererseits deutet dieses Verhältnis darauf hin, dass nur wenige Versuche mit kleinem Längsbewehrungsgrad bei geringer Nutzhöhe, welche bei Fahrbahnplatten üblicherweise $d = 200$ bis 550 mm beträgt, durchgeführt wurden. Die Mehrzahl der aufgeführten Experimente mit geringen Längsbewehrungsgraden ist auf Balken mit großer Nutzhöhe zurückzuführen.

Ein Großteil der Versuche wurde mit sehr hohen Längsbewehrungsgraden durchgeführt, um ein vorzeitiges Fließen der Längsbewehrung zu verhindern und so ein eindeutiges Querkraftversagen nachweisen zu können. Aus diesem Grund beträgt der Mittelwert der Längsbewehrungsgrade $2,05\%$ (Bild 3.2d). In Fahrbahnplatten liegt ρ_l bei einer im Bemessungsquerschnitt sinnvollen Bewehrungsmenge von maximal $a_{sl} = 25$ cm²/m aber stets unter 1% . Von den 350 in der Datenbank geführten Versuchen weisen nur 71 solch geringe Längsbewehrungsgrade ($\rho_l < 1\%$) auf. Werden weiterhin die experimentellen Untersuchungen mit für Fahrbahnplatten unüblichen Bauteildicken $d > 0,55$ m aussortiert, bleiben lediglich noch 48 Versuche übrig, die den Charakteristika von Fahrbahnplatten entsprechen. Die Schubslankheiten dieser Testbalken liegt meist gerade über dem Grenzwert und einige wurden mit hochfestem Beton oder mit Bewehrung aus hochfestem Stahl und Spannlitzen durchgeführt (Bild 3.2e).

Die in der Datenbank angegebenen Betondruckfestigkeiten f_{1c} der Versuchsbalken entspricht der Druckfestigkeit eines schlanken Prismas. Diese ist annähernd mit der einachsigen Druckfestigkeit im realen Bauteil identisch, welche nach Reineck in *Hegger et. al. 1999* unbedingt für eine Ableitung von Bemessungsgleichungen zu verwenden ist. In den einzelnen Versuchen wurde die Betonfestigkeit an den unterschiedlichsten Prüfkörpern bestimmt. Eine Zusammenstellung der zur Umrechnung auf die Prismendruckfestigkeit verwendeten Gleichungen findet sich in *Reineck et. al. 2003*. Die Umrechnung der heute gebräuchlichen Zylinderdruckfestigkeit f_c erfolgt mit Gleichung (3.1).

$$f_{1c} = 0,95 \cdot f_c \quad (3.1)$$

Im Wesentlichen wurden Versuche mit eher geringen Betonfestigkeiten durchgeführt, so dass die für Stahlbetonfahrbahnplatten üblichen Betonfestigkeiten $f_c \geq 30$ MPa eher zu wenig vertreten sind. Die Anzahl von Versuchen mit hochfestem Beton in dieser Datenbank ist gering. Forschungsarbeiten, welche die Tragfähigkeit von Stahlbetonbalken aus hochfestem Beton ohne Querkraftbewehrung untersuchten führten jedoch meist zu dem Schluss, dass sich die bisher entwickelten Modelle und Bemessungsgleichungen auch auf den Bereich des hochfesten Betons übertragen lassen. Hochfester Beton wird momentan noch selten bei Fahrbahnplatten eingesetzt. Mit zunehmender Erfahrung bei der Herstellung von Bauteilen aus hochfestem Beton unter Baustellenbedingungen ist, wegen der besseren Dauerhaftigkeit des hochfesten Betons, zukünftig jedoch mit einem vermehrten Einsatz zu rechnen. Aus diesem Grund sollen die Versuche mit hochfestem Beton in dieser Arbeit nicht ausgeschlossen werden. Eine Verbesserung der Daten-

3.2 Datenbank von Querkraftversuchen an Balken ohne Bügelbewehrung

lage in diesem Bereich ist anzustreben. Der Größtkorndurchmesser der Gesteinskörnung D_{max} ist selbst bei den hier betrachteten Versuchen mit guter Datenlage bei 41 Datensätzen nicht angegeben.

Bei einer rein empirischen Auswertung einer Datenbank zur Gewinnung oder Überprüfung einer Bemessungsgleichung ist zu bedenken, dass die Versuchsdaten gleichmäßig über den gesamten Bereich der relevanten Parameter verteilt sein sollten. Vernachlässigte oder nicht erkannte Einflussgrößen steuern direkt zur Streuung eines Rechenansatzes bei und können die Rückschlüsse für andere Parameter erheblich erschweren. Insgesamt ist das Problem der Parameteranalyse dazu noch mehrdimensional, da selten der gesamte Bereich einer Einflussgröße ohne Variation eines weiteren Parameters untersucht wurde. Die Auswertung der gesamten Datenbasis für nur einen Parameter ist somit durch die Streuungen und Variation weiterer Parameter beeinflusst. So unterliegt zum Beispiel das Abnehmen der Querkrafttragfähigkeit bzw. der rechnerischen Schubspannungen $\tau_{test} = V_{test}/(b_w \cdot d)$ von Versuchen mit kleiner werdenden Bewehrungsgraden in der Datenbank dem Einfluss zweier Größen. Zum Einen lässt sich dieser Effekt teilweise auf die Reduzierung der Querschnittsfläche der Bewehrung bei gleichen Bauteilabmessungen zurückführen. Da der Bewehrungsgrad ebenso durch eine Vergrößerung des Querschnittes verringert wird, kann die Abnahme aber auch auf die Nutzhöhe und den Maßstabeffekt bezogen sein. Die Aussage über das Zutreffen eines Bemessungsansatzes kann also nur bei gleichzeitiger Betrachtung beider Parameter erfolgen. Das Sicherheitsniveau einer Bemessungsgleichung wird deshalb nur dann gleichmäßig ausfallen, wenn alle Parameter gleichzeitig richtig quantifiziert werden. Anderes herum ist die Extrapolation auf durch die Datenbank nicht abgesicherte Parameterbereiche nur dann möglich, wenn der mechanische Hintergrund der wesentlichen Einflussgrößen in der Bemessungsgleichung richtig beschrieben wird. Vor diesem Hintergrund wird häufig der Einfluss des Maßstabeffektes diskutiert. Hier wird eine besonders große Extrapolation für Bauteile wie Tunneldecken und Abfangträger notwendig. Diese können durchaus Nutzhöhen bis über 2 m und mehr erreichen, welche in der Versuchsdatenbank nur spärlich oder gar nicht vertreten sind. Aus der Darstellung im Bild 3.2 ist jedoch auch ersichtlich, dass die für die typischen Charakteristika der Fahrbahnplatten wichtigsten Einflussparameter, wie geringer Längsbewehrungsgrad bei geringer bis mittlerer Nutzhöhe und besonders der Einfluss der Momenten-Querkraft-Interaktion (ausgedrückt durch den Parameter a/d), nicht gleichmäßig verteilt sind und auch hier ein gewisser Grad an Extrapolation notwendig wird.

Die Datenbank ist trotz aller Probleme der ungleichen Verteilung der Versuchsparameter ein wertvolles Instrument. So lassen sich hiermit die verschiedenen Bemessungsansätze auf ihr Sicherheitsniveau überprüfen. Da in den Rechenmodellen eventuell nicht alle wesentlichen Parameter richtig behandelt werden, ist es dabei notwendig jede Information aus den Versuchen zu beachten. Vor diesem Hintergrund sind Ausreißertests für den Verhältniswert V_{test}/V_{cal} sehr kritisch zu beurteilen, da der Ausreißer eventuell auf das Versagen des Bemessungsansatzes für die vorliegenden Verhältnisse zurückzuführen ist. Weiterhin muss ein in einer Norm festgeschriebener Bemessungsansatz natürlich für alle möglichen Parameterkombinationen sicher sein. Wird

dabei eine Einflussgröße im Bemessungsansatz nicht oder nur ungenügend quantifiziert, so ergibt sich eine große Streuung und ein großer Abstand zwischen Mittelwert und dem festgeschriebenen Fraktilwert. Dies führt zu einem großen Sicherheitsbeiwert und einer unwirtschaftlichen Bemessung in manchen Parameterbereichen. Wenn sich das Rechenmodell jedoch nicht an der unteren 5% Fraktile für jedwede Parameterkombination ausrichtet, führt dies zu einem Sicherheitsdefizit.

3.3 Modelle zur Berechnung des Querkraftwiderstands von Stahlbetonquerschnitten

3.3.1 Allgemeines

Trotz der seit Mitte des vergangenen Jahrhunderts zahlreich durchgeführten Versuche und theoretischen Arbeiten gibt es bis heute kein akzeptiertes, allgemeingültiges mechanisches Modell zur Bestimmung des Querkraftwiderstandes von Stahlbetonbauteilen ohne Bügelbewehrung. Stattdessen existiert eine Vielzahl von Modellen mit unterschiedlichen Herangehensweisen, die teilweise mechanisch begründet, mit mechanisch begründetem Hintergrund empirisch oder rein empirisch hergeleitet wurden. Einen guten Überblick über existierende Ansätze gibt der Bericht *ASCE-ACI 445 1998*. Die historische Entwicklung der Querkraftbemessung hat *Reagan 1993* zusammengestellt. Um aufzuzeigen, wie komplex das Thema behandelt wurde und wie unterschiedlich die Herangehensweisen dabei waren, werden nachfolgend einige Modelle exemplarisch erläutert und hinsichtlich ihrer Einflussparameter untersucht. Dabei soll insbesondere überprüft werden, ob sie die für Fahrbahnplatten wesentlichen charakteristischen Parameter zutreffend berücksichtigen.

In Kapitel 1.1 wurde bereits beschrieben, dass Fahrbahnplatten unter konzentrierten Lasten die Möglichkeit zu einer Lastausbreitung besitzen. Die Momenten-Querkraft-Interaktion kann daher nicht, wie beim Balken üblich, direkt über die geometrische Schubschlankheit a/d ausgedrückt werden. So ist bei lagernahen Radlaststellungen die Querkraftbeanspruchung der Kragplatte hoch. Die gleichzeitig auftretende Biegebeanspruchung ist allerdings niedriger als die beim Ersatzbalken mit gleichem Verhältnis von a/d . Im kritischen Bereich der Platte ist somit von geringeren Dehnungen der Biegebewehrung und einer verminderten Rissbildung gegenüber dem Balken auszugehen. Die Querkrafttragfähigkeit ist, wie aus den im Kapitel 2.3 beschriebenen Tragwirkungen hervorgeht, jedoch stark vom Dehnungszustand und der Rissbildung im Bauteil abhängig. Aus diesem Grund werden bei der Wahl von Ansätzen zur Berechnung der Tragfähigkeit von Stahlbetonfahrbahnplatten ohne Querkraftbewehrung im Weiteren solche Ansätze bevorzugt, welche die Auswirkung der Momenten-Querkraft-Interaktion im Bauteil nicht nur über das rein geometrische Verhältnis a/d berücksichtigen.

3.3 Modelle zur Berechnung des Querkraftwiderstands von Stahlbetonquerschnitten

Da die Festlegung eines Sicherheitsniveaus in verschiedenen Normen unterschiedlich erfolgt, scheint es für die Auswertung und den Vergleich der Methoden miteinander und mit Versuchen sinnvoll, den Mittelwert des Bauteilwiderstandes als Bezugsgröße zu wählen. Bemessungsmodelle wie zum Beispiel der Ansatz der DIN1045-1 und des DIN-Fb 102, welche auf einem Fraktilwert basieren, müssen daher auf den Mittelwert des Bauteilwiderstandes zurückgeführt werden. Nach Einführung und Beschreibung der DIN Gleichungen erfolgen daher direkt die Auswertung der Datenbank und eine Diskussion zum Sicherheitsniveau. Im Anschluss an die Festlegung des Mittelwertes der DIN-Gleichungen wird der Ansatz von *Zink 2000* und ein Ansatz von *Bažant & Yu 2005* beschrieben. Diese berücksichtigen zwar die geometrische Schubslankheit, nicht jedoch explizit den Dehnungszustand im Bauteil. Des Weiteren werden ein Ansatz von *Muttoni 2003*, der in abgewandelter Form als Bemessungsgleichung in die neue SIA 262 Einzug hielt, und ein von *Bentz & Collins 2006* aus der MCFT abgeleiteter vereinfachter Ansatz (SMCFT) behandelt. Anschließend wird ein eigener Bemessungsansatz mechanisch begründet und dessen Koeffizienten durch Regression aus den Versuchen der Datenbank gewonnen. Abschließend werden die ausgewählten Methoden zur Bestimmung des Querkraftwiderstandes mit Hilfe der Datenbank hinsichtlich ihrer Güte im Bereich der für Fahrbahnplatten typischen Parameter überprüft.

3.3.2 Bemessungsgleichungen der DIN Normen

Viele Bemessungsmodelle von Normen beruhen auf empirischen Ansätzen. Dabei sind die Eingangsgrößen zwar meist mechanisch begründet, der formelmäßige Zusammenhang wurde jedoch aus Versuchsdatenbanken rein statistisch ermittelt. Bei den teilweise großen Streuungen der Ergebnisse einiger Rechenmodelle gegenüber Versuchswerten ist allerdings fragwürdig, ob diese Gleichungen alle relevanten Parameter richtig berücksichtigen. Werden die wesentlichen Einflüsse auf die Querkrafttragfähigkeit aus den Versuchsauswertungen umfangreicher Datenbanken jedoch zutreffend erfasst, so lässt sich mit entsprechenden Ansätzen eine gute Korrelation bei geringer Streuung erzielen. Die Rechenansätze des MC 90 und der DIN 1045-1:2008 weisen eine recht gute Korrelation zu experimentellen Werten auf. Eine genauere Modellierung scheint daher auf den ersten Blick überflüssig. Es sollte jedoch nicht vergessen werden, dass durch die prinzipbedingte Zufälligkeit der ausgewählten Datenbasis einige Faktoren eventuell nicht oder nur unzureichend erkannt werden solange kein mechanisches Modell zur Absicherung vorliegt.

Der in der Norm DIN 1045-1:2008 und dem DIN-Fb 102 verwendete Bemessungsansatz geht auf den CEB-FIP Model-Code 1990 (MC 90) zurück. Hierin wird die Gleichung (3.2) als der charakteristische Wert für eine Schubrissbildung bei Balken angegeben. Dieser soll nach MC 90 für die Ermittlung einer Mindestlängsbewehrung bei Bauteilen mit Schubrissgefahr verwendet werden. Der Bemessungswert der Tragfähigkeit eines Betonquerschnitts ohne Bügelbewehrung V_{Rd1} ergibt sich nach MC 90 aus Gleichung (3.3). Der Wert V_{Rd1} ist mit der Definition von $V_{Rd,ct}$ in der DIN 1045-1 gleichbedeutend. In Gleichung (3.3) entfällt bereits eine Berücksichti-

3 Querkraftwiderstand des Stahlbetonquerschnitts

gung der Momenten-Querkraft-Interaktion durch den Wegfall des Terms mit der geometrischen Beziehung der Schubslankheit a/d .

$$V_{sr,k} = 0,15 \cdot \left(\frac{3 \cdot d}{a} \right)^{1/3} \cdot \kappa \cdot (100 \cdot \rho_l \cdot f_{ck})^{1/3} \cdot b_w \cdot d \quad (\text{MC 90}) \quad (3.2)$$

$$V_{Rd1} = 0,12 \cdot \kappa \cdot (100 \cdot \rho_l \cdot f_{ck})^{1/3} \cdot b_w \cdot d \quad (\text{MC 90}) \quad (3.3)$$

Der Bemessungsansatz der DIN 1045-1 in Gleichung (3.4) unterscheidet sich von dem des MC 90 durch den Vorfaktor ($0,15/\gamma_c$ anstatt $0,12$) und einen Term zur möglichen Berücksichtigung von Normalspannungen. Weiterhin wurden nach DIN der Maßstabeffekt (κ -Faktor) und der anrechenbare Längsbewehrungsgrad beschränkt. Der Vorfaktor wurde in *Hegger et al. 1999* durch eine empirische Auswertung der Modellsicherheitsbeiwerte aus einer Datenbank von Versuchen zur Querkrafttragfähigkeit abgeleitet. Der Verzicht auf die Berücksichtigung der Schubslankheit in der Bemessungsgleichung führt diese auf den Mittelwert aller in der Datenbank enthaltenen Querkraftversuche mit $a/d \approx 3,7$ zurück. Günstige Effekte für die Querkrafttragfähigkeit bei kleiner werdender Schubslankheit a/d werden somit genauso vernachlässigt, wie die Abnahme der Querkrafttragfähigkeit bei zunehmender Momentenbeanspruchung. Der Ansatz liegt daher für kleinere a/d Verhältnisse eher auf der sicheren für größere eher auf der unsicheren Seite. Dies muss sich somit in der allgemeinen Streuung des Bemessungsansatzes widerspiegeln.

$$V_{Rd,ct} = \left(0,15 / \gamma_c \cdot \kappa \cdot (100 \cdot \rho_l \cdot f_{ck})^{1/3} - 0,12 \cdot \sigma_{cd} \right) \cdot b_w \cdot d \quad (\text{DFB 102, Gl. 4.118a}) \quad (3.4)$$

$$V_{Rd,ct} \geq V_{Rd,ct,min} = \left[\frac{\kappa_1}{\gamma_c} \cdot \sqrt{\kappa^3 \cdot f_{ck}} - 0,12 \cdot \sigma_{cd} \right] \cdot b_w \cdot d \quad (\text{DFB 102, Gl. 4.118b}) \quad (3.5)$$

Mit:	κ	Beiwert zur Berücksichtigung des Maßstabeffektes $\kappa = 1 + \sqrt{200/d} \leq 2$ d in mm
	ρ_l	Längsbewehrungsgrad $\rho_l = A_{sl} / (b_w \cdot d) \leq 0,02$
	σ_{cd}	Bemessungswert der Betonspannungen in Höhe und Richtung der Schwerachse in MPa
	b_w	die kleinste Querschnittsbreite innerhalb der Zugzone des Querschnitts in mm
	d	die statische Nutzhöhe der Biegebewehrung im betrachteten Querschnitt in mm
	κ_1	= 0,0525 für $d \leq 600$ mm
	κ_1	= 0,0375 für $d \geq 800$ mm
		Im Bereich $600 \text{ mm} < d < 800 \text{ mm}$ darf κ_1 linear interpoliert werden

Nach dem Ansatz der DIN 1045-1:2002 nahm die Querkrafttragfähigkeit mit abnehmendem Längsbewehrungsgrad stetig zu Null ab. Dies ist prinzipiell unlogisch, da ein Bauteil auch ohne eine Längsbewehrung einen gewissen Bauteilwiderstand unter reiner Querkraftbeanspruchung aufweist. Weiterhin führt der Ansatz nach (3.4) gerade für Platten mit kleinen Längsbewehrungsgraden zu einer starken Abnahme der Tragfähigkeit gegenüber der alten Norm. Daher wurde im DIN-Fb 102 eine Mindesttragfähigkeit eingeführt, die nun auch in der überarbeiteten Neu-

3.3 Modelle zur Berechnung des Querkraftwiderstands von Stahlbetonquerschnitten

fassung der DIN 1045-1:2008 enthalten ist. Der zur Berücksichtigung der Mindesttragfähigkeit eingeführte Term soll die von der Bauteilhöhe abhängige Biegezugfestigkeit berücksichtigen. Der formelmäßige Bezug ist jedoch rein empirischer Natur und nicht durch ein mechanisches Modell abgesichert. Die Vorwerte basieren auf einer statistischen Auswertung von *Reineck 2007* in der festgestellt wurde, dass die ursprünglich im DIN-Fb 102:2003 enthaltene Gleichung 4.118b für die Mindestquerkrafttragfähigkeit Bemessungswerte auf der unsicheren Seite lieferte. Probleme traten verstärkt im Bereich großer Nutzhöhen auf, während bei den kleinen Nutzhöhen zwar eine Verringerung des Mittelwertes eintrat, die durch den Mindestwert betroffenen Versuche jedoch nicht gravierend unsicher wurden. Im Grunde wurde der Ansatz der Mindesttragfähigkeit gegenüber dem DIN-Fb 102 nur für Bauteile mit Nutzhöhen über 600 mm geändert. Fahrbahnplatten werden üblicherweise mit geringeren Nutzhöhen ausgeführt, so dass diese Änderung die in dieser Arbeit vorgenommenen Untersuchungen nur am Rande betrifft.

Wichtig ist, darauf hinzuweisen, dass die in den Gleichungen (3.4) und (3.5) wiedergegebenen Normenansätze Bemessungswerte des Bauteilwiderstands darstellen. Daher muss zum Vergleich dieser Ansätze mit experimentellen Ergebnissen und anderen Methoden eine Umrechnung auf den Mittelwert erfolgen. Dies soll durch eine Überprüfung der Bemessungsgleichung mit der beschriebenen Datenbank erfolgen. Weiterhin ist zu bedenken, dass der in der Datenbank angegebene Wert f_{1c} die Prismendruckfestigkeit ist, die im Allgemeinen aus der, durch Druckversuche an wenigen Prüfkörpern bestimmten, mittleren Druckfestigkeit berechnet wurde. Die angegebenen Festigkeiten müssen zur Behandlung des Bemessungsansatzes in die charakteristischen Druckfestigkeiten umgerechnet werden, da es aufgrund der fehlenden Informationen nicht möglich ist, diese auf rein statistischem Wege zu ermitteln.

Nach der Definition der DIN 1045-1 ergibt sich ein Abstand von 8 MPa zwischen Mittelwert und 5%-Fraktile der Betondruckfestigkeit. Es wird allerdings häufig angeführt, dass dieser Wert für die Streuung in Versuchseinrichtungen zu hoch sei, da bei unter Laborbedingungen hergestelltem Beton die Streuung der Festigkeit wegen der kontrollierten Herstellungsbedingungen geringer ist. Von *König 1998* wird daher vorgeschlagen die Umrechnung in Anlehnung an die ENV 206 nach Gleichung (3.6) durchzuführen. Diese Vorgehensweise wird hier übernommen. Es ist jedoch zu beachten, dass dies eine zusätzliche Sicherheit implementiert, da die in den Labors hergestellten Betone durchaus eine höhere Festigkeit entwickeln und bei gleicher Rezeptur unter Baustellenbedingungen meist sehr viel schlechter klassifiziert würden.

$$f_{1ck} = 0,95 \cdot (f_{cm} - 4 \text{ MPa}) = f_{1c} - 3,8 \text{ MPa} \quad (3.6)$$

Zuerst wird die Datenbank mit dem Ansatz nach Gleichung (3.4) ausgewertet, und der Verhältniswert mit den in den Versuchen festgestellten Tragfähigkeiten $V_{test}/V_{Rd,ct}$ gebildet und in Bild 3.3 a über den Parameter ρ_l dargestellt. Weiterhin sind der Mittelwert, die 5%-Quantile unter Annahme einer Normalverteilung (n5%) und einer logarithmischen Normalverteilung (ln5%), sowie die durch Abzählen bestimmte 5%-Quantile (c5%) für alle Tests und einzelne Klassen von

3 Querkraftwiderstand des Stahlbetonquerschnitts

Längsbewehrungsgraden angegeben. Diese Aufteilung wird vorgenommen, da das Sicherheitsniveau aufgrund des empirischen Ansatzes nicht konstant ist. Es fällt auf, dass für Längsbewehrungsgrade über 2% die Tragfähigkeiten weit unterschätzt werden. Dies ist ursächlich auf die im Bemessungsansatz eingeführte Begrenzung des rechnerischen Bewehrungsgrades $\rho_l \leq 2\%$ zurückzuführen. Diese Begrenzung erhöht die Sicherheit damit nicht nur im Bereich der großen Längsbewehrungsgrade, sondern führt zu einer größeren Streuung, die wiederum bei der statistischen Auswertung die erforderliche Sicherheit insgesamt vergrößert, wenn auf die 5%-Quantile der Verteilungen zurückgegriffen wird. Aus diesem Grund scheint es sinnvoll, den Längsbewehrungsgrad bei der Auswertung nicht zu begrenzen.

Tabelle 3.1: Auswertung der Versuche nach den Gleichungen (3.4) und (3.5) ohne Begrenzung von ρ_l in Gleichung (3.4) für Kategorien des Längsbewehrungsgrads ρ_l (siehe Bild 3.3 b)

Statistische Werte	Alle	Kategorien				
		1 $\rho_l < 1\%$	2 $1\% \leq \rho_l < 1,5\%$	3 $1,5\% \leq \rho_l < 2\%$	4 $2\% \leq \rho_l \leq 3\%$	5 $3\% < \rho_l$
n	350	71	47	67	93	72
\bar{x}	1,886	1,766	1,836	1,945	1,878	1,993
s_x	0,357	0,299	0,413	0,248	0,353	0,414
k_{var}	0,189	0,169	0,225	0,128	0,188	0,208
c5%	1,413	1,367	1,174	1,594	1,414	1,483
ln5%	1,381	1,325	1,262	1,571	1,391	1,424

Die Auswertung der Gleichung (3.4) ohne die Begrenzung des Längsbewehrungsgrades (siehe Bild 3.3 b und Tabelle 3.1) führt auch im Bereich hoher Bewehrungsgrade zu angemesseneren Ergebnissen. Im Folgenden wird daher die in der DIN angegebene Begrenzung $\rho_l \leq 2\%$ fallen gelassen. Die Streuung des Ansatzes ist trotzdem noch relativ hoch. Der Variationskoeffizient beträgt $k_{var} = 18,9\%$ (siehe Tab. 3.1, Spalte 2). Der Mindestwert der Querkrafttragfähigkeit wird mit den hier verwendeten Eingangsparametern bei lediglich 5 Versuchen maßgebend, die alle Nutzhöhen unter 450 mm aufweisen. Das minimale Verhältnis der in diesen Versuchen festgestellten Tragfähigkeiten zum Bemessungswert beträgt $V_{test}/V_{Rd,ct} = 1,367 < \gamma_c = 1,5$ und liegt somit auf der unsicheren Seite. Die Anzahl von lediglich 5 betroffenen Versuchen bedeutet jedoch, dass eine Überprüfung des Mindestwertes der Querkrafttragfähigkeit mit der hier vorliegenden Datenbank nicht erfolgen kann. Hierzu sei auf *Reineck 2007* verwiesen.

Bei Betrachtung von Bild 3.3 b bzw. den Werten der Tabelle 3.1 scheinen gerade die Versuche mit geringen Bewehrungsgraden, welche für Stahlbeton Fahrbahnplatten charakteristisch sind, Werte im unteren und sogar im unsicheren Bereich zu ergeben. So fällt der Mittelwert besonders in der Kategorie 1 mit $\rho_l < 1\%$ gegenüber den übrigen Versuchen ab. Die 5%-Fraktile erreicht das Minimum in der Kategorie 2 mit $1\% < \rho_l < 1,5\%$. Der Wert beträgt $\ln 5\% = 1,262$ bei Ansatz einer logarithmischen Normalverteilung und sogar nur $c5\% = 1,174$ bei abzählen. Die Annahme, dass die geringeren Sicherheiten ursächlich auf den geringen Bewehrungsgrad zurückzuführen sind ist jedoch irreführend. Gerade hier zeigt sich, dass das zu betrachtende Problem mehrdimensional ist. Denn die unsicheren Werte im Bereich der geringen Längsbeweh-

3.3 Modelle zur Berechnung des Querkraftwiderstands von Stahlbetonquerschnitten

rungsgrade unterliegen einem weiteren Parameter, der wie aus Bild 3.3 c und e hervorgeht, mit dem Bemessungsansatz der Gleichungen (3.4) und (3.5) nicht zutreffend erfasst wird. Im Bild 3.3 c wurde zusätzlich zum Längsbewehrungsgrad, über den die Werte $V_{test}/V_{Rd,ct}$ aufgetragen sind, die Nutzhöhe d durch eine der Größe entsprechende Wichtung der Symbole dargestellt. Dazu wurden die Nutzhöhen der Versuche in 10 Klassen von 0 bis 2 m eingeteilt und jeder Klasse ein entsprechend großes Symbol zugeordnet. Durch diese Darstellung wird das Problem ersichtlich, dass die bei kleinen Bewehrungsgraden zur unsicheren Seite tendierenden Werte fast ausschließlich durch große Nutzhöhen hervorgerufen werden.

Betrachtet man die Verhältnisse $V_{test}/V_{Rd,ct}$ über den Parameter d , wird mit Tabelle 3.2 und Bild 3.3 e deutlich, dass im Bereich großer Nutzhöhen der Kategorie 5 mit $d > 1$ m die Versuchsergebnisse alle unterhalb des für die gesamte Datenbank berechneten Mittelwertes liegen. Die Mittelwerte und die 5%-Fraktile zeigen mit zunehmender Kategorie einen eindeutigen Trend zur unsicheren Seite. In den Versuchen mit geringen Nutzhöhen werden durchweg höhere, als nach DIN prognostizierte Tragfähigkeiten erreicht. Während in Kategorie 1 mit $d < 200$ mm sogar einen Mittelwert von über 2,0 vorliegt, fällt dieser im Bereich der Kategorie 4 und 5 auf einen Wert von unter 1,6 und liegt damit nur knapp über dem geforderten Sicherheitsniveau der 5%-Fraktilegrenze. Diese liegt mit Werten von $\ln 5\% = 1,179$ bei Annahme einer logarithmischen Normalverteilung und $c5\% = 1,060$ bei abzählen auf der unsicheren Seite.

Tabelle 3.2: Auswertung der Versuche nach den Gleichungen (3.4) und (3.5) ohne Begrenzung von ρ_l in Gleichung (3.4) für Kategorien der Nutzhöhe d (siehe Bild 3.3 e)

Statistische Werte	Alle	Kategorien				
		1 $d < 0,2\text{m}$	2 $0,2\text{m} \leq d < 0,4\text{m}$	3 $0,4\text{m} \leq d < 0,6\text{m}$	4 $0,6\text{m} \leq d < 1\text{m}$	5 $1\text{m} \leq d$
n	350	56	205	42	29	18
\bar{x}	1,886	2,074	1,901	1,892	1,592	1,586
s_x	0,357	0,315	0,339	0,402	0,262	0,174
k_{var}	0,189	0,152	0,178	0,212	0,165	0,110
5%gezählt	1,413	1,572	1,483	1,476	1,060	1,091
5%ln-norm	1,381	1,579	1,435	1,373	1,179	1,295

Die Frage, ob die Querkrafttragfähigkeiten von Fahrbahnplatten mit ihren moderaten Nutzhöhen und geringen Längsbewehrungsgraden nach dem Bemessungsansatz des DIN-Fb 102 auf der sicheren Seite liegen, dabei aber zu konservativ eingestuft werden, ist also berechtigt. Dies soll durch eine statistische Auswertung der Versuche mit für Fahrbahnplatten typischen Parametern überprüft werden. Aus der Datenbank von 350 Versuchen werden somit nur diejenigen herausgefiltert, die mit für Fahrbahnplatten charakteristischen Parametern $d < 600$ mm, $\rho_l < 1,5\%$ und mit normalem gerippten Bewehrungsstahl $f_y < 1000$ MPa ausgeführt wurden. Hiernach bleiben lediglich die im Bild 3.3 f dargestellten 77 Versuche der Datenbank übrig.

3 Querkraftwiderstand des Stahlbetonquerschnitts

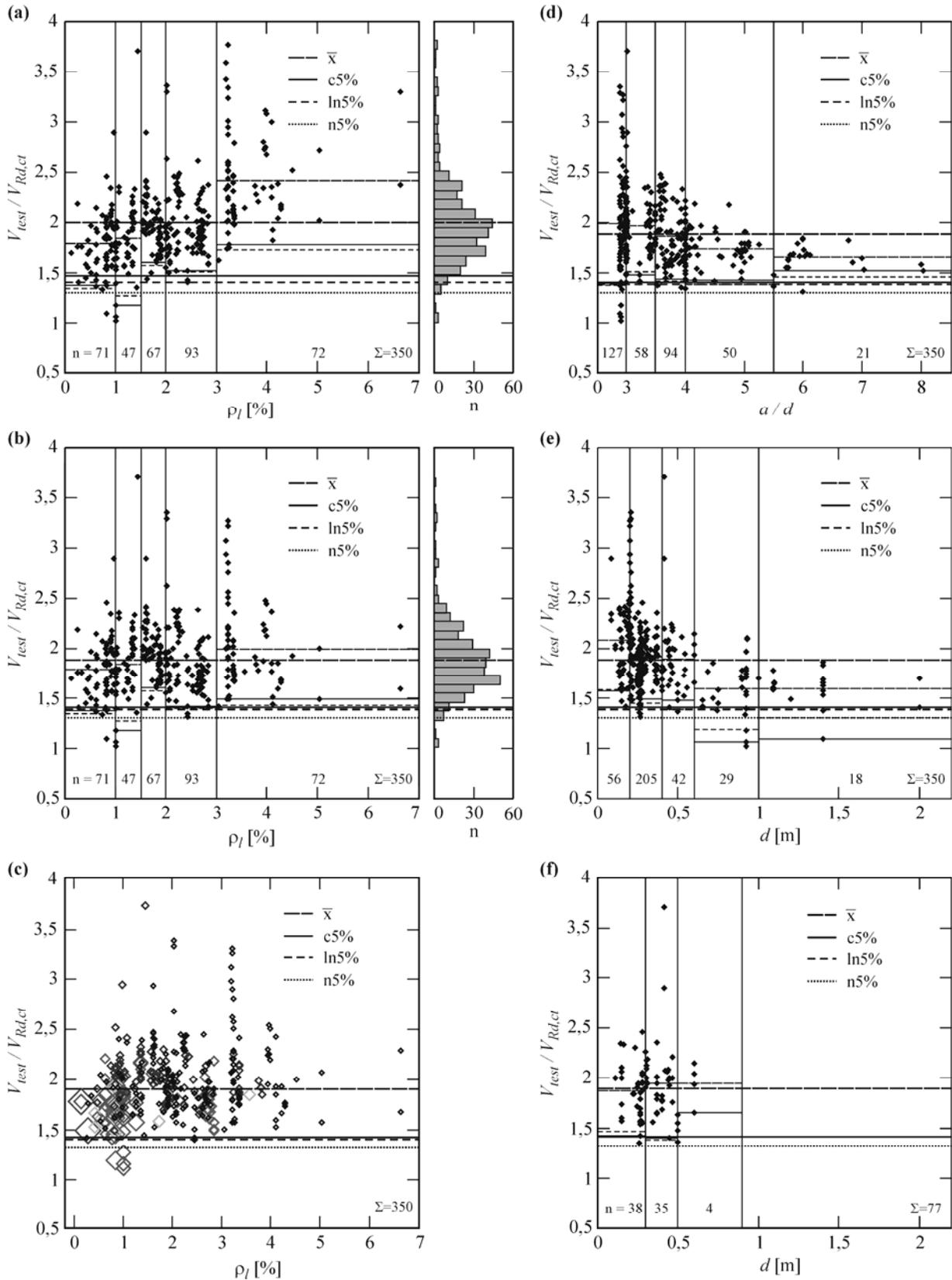


Bild 3.3: Statistische Auswertung der Versuchsdatenbank mit den Gleichungen der DIN (3.4) und (3.5):
 (a) Alle Versuche aufgetragen über ρ_l bei Ansatz der Begrenzung $\rho_l \leq 2\%$; (b) Alle Versuche aufgetragen über ρ_l ohne Begrenzung von ρ_l ; (c) Alle Versuche aufgetragen über ρ_l bei gleichzeitiger Darstellung der Nutzhöhe; (d) Alle Versuche aufgetragen über a/d ; (e) Alle Versuche aufgetragen über d ; (f) Versuche mit für Fahrbahnplatten relevanten Parametern aufgetragen über d

3.3 Modelle zur Berechnung des Querkraftwiderstands von Stahlbetonquerschnitten

Eine statistische Auswertung und sicherheitstheoretische Betrachtung für Fahrbahnplatten ist durch diese geringe Zahl leider zweifelhaft, wird hier mangels Alternativen aber dennoch vorgenommen. Es ist zu bedenken, dass die Datenbasis für andere Bauteiltypen, wie zum Beispiel Tunneldecken mit großen Nutzhöhen, für den der empirische Bemessungsansatz ebenso angewandt werden muss, durch die noch geringere Zahl an repräsentativen Versuchsdaten genauso eingeschränkt aussagekräftig ist.

Tabelle 3.3: Auswertung der für Fahrbahnplatten repräsentativen Versuche nach den Gleichungen (3.4) und (3.5) ohne Begrenzung von ρ_l in Gleichung (3.4) für Kategorien der Nutzhöhe d (siehe Bild 3.3 f)

Statistische Werte	Alle	Kategorien				
		1 $d < 0,3\text{m}$	2 $0,3\text{m} \leq d < 0,5\text{m}$	3 $0,5\text{m} \leq d < 0,9\text{m}$	4	5
N	77	38	35	4	n.b.	n.b.
\bar{x}	1,902	1,864	1,938	1,939		
s_x	0,348	0,267	0,427	0,179		
k_{var}	0,183	0,143	0,220	0,092		
5%gezählt	1,422	1,422	1,367	1,656		
5%ln-norm	1,423	1,456	1,381	1,649		

Trotz der eingeschränkten Parametervariation ist die Streuung des DIN Ansatzes immer noch groß. Der Mittelwert und die 5%-Quantile bleiben etwa auf dem selben Niveau. Daher soll das Sicherheitsniveau im Folgenden mit einer genaueren Analyse aller Versuche und der für Fahrbahnplatten repräsentativen Versuche im speziellen überprüft werden.

Da die Querkrafttragfähigkeit von Bauteilen ohne Bügelbewehrung hauptsächlich auf die Zugfestigkeit des Betons zurückzuführen ist, wird häufig davon ausgegangen, dass der bekannte Materialsicherheitskoeffizient $\gamma_c = 1,5$ direkt auf die Gleichungen (3.4) und (3.5) anzuwenden ist. Der rechnerische 5%-Fraktilwert des Bauteilwiderstandes ergäbe sich somit zu $1,5 \cdot V_{Rd,ct}$ und die 5%-Quantile der Werte $V_{test}/V_{Rd,ct}$ sollte bei 1,5 liegen. Diese Annahme ist jedoch eine Vereinfachung und würde, wie aus den vorangegangenen Betrachtungen und dem Bild 3.3 a-f deutlich wird, eine weitere Reduktion des Bemessungswertes durch Anpassung des Vorfaktors in Gleichungen (3.4) erfordern. Daher wird hier die Bemessungsgleichung auf das geforderte Zuverlässigkeitsniveau mit einem vorgeschriebenen Sicherheitsindex β überprüft. Dazu wird den folgenden Betrachtungen eine logarithmische Normalverteilung der Werte $V_{test}/V_{Rd,ct}$ nach DIN-Fb 102 zugrunde gelegt. Die Hypothese der logarithmischen Normalverteilung müsste für diese Datenbasis nach dem Chi-Quadrat-Test jedoch genauso wie die einer Normalverteilung verworfen werden. Die Wahl der logarithmischen Normalverteilung lässt sich allerdings mit dem Produktansatz der Bemessungsgleichung und der guten Übereinstimmung der 5%-Quantile nach der Abzählmethode und der 5%-Quantile der angenommenen logarithmischen Normalverteilungsform begründen.

Bei Auswertung der Datenbank mit dem Bemessungsansatz lassen sich nach König *et al.* 1999 bei bekanntem Mittelwert \bar{x} und Variationskoeffizienten k_{var} mit dem Linearfaktor $\alpha_R = 0,8$ und dem Sicherheitsindex β der Bemessungswert nach (3.8), der erforderliche Sicher-

3 Querkraftwiderstand des Stahlbetonquerschnitts

heitsbeiwert nach (3.9) und der charakteristische Wert nach (3.10) berechnen. Hierzu wird der Variationskoeffizient des Widerstandes $k_{var,R}$ mit dem Variationskoeffizienten $k_{var,M} = 0,05$ für Modellunsicherheiten und $k_{var,G} = 0,05$ für Geometrieabweichungen nach Gl. (3.7) berechnet. Ein ähnliches Verfahren wird zum Beispiel auch von *Staller 2001* angewandt.

$$k_{var,R} = \sqrt{k_{var,M}^2 + k_{var,G}^2 + k_{var}^2} \quad (3.7)$$

$$c_d = \bar{x} \cdot e^{-\alpha_R \cdot \beta \cdot k_{var,R} - 0,5 \cdot k_{var,R}^2} \quad (3.8)$$

$$\gamma_m = e^{(\alpha_R \cdot \beta - 1,645) \cdot k_{var,R}} \quad (3.9)$$

$$c_k = c_d \cdot \gamma_m \quad (3.10)$$

Tabelle 3.4: Zuverlässigkeitstheoretische Auswertung der Versuche nach den Gleichungen (3.4) und (3.5) ohne Begrenzung von ρ_I in Gleichung (3.4) bei Annahme einer logarithmischen Normalverteilung

Statistische Werte	Alle		Fahrbahnplatten	
n	350		77	
\bar{x}	1,886		1,902	
s_x	0,357		0,348	
k_{var}	0,189		0,183	
ln5%	1,381		1,423	
β	3,8	4,4	3,8	4,4
c_d	1,0	0,908	1,027	0,935
γ_m	1,326	1,46	1,315	1,445
c_k	1,325		1,351	

Die zuverlässigkeitstheoretische Auswertung für alle 350 Tests und die 77 für Fahrbahnplatten charakteristischen Tests ist in Tabelle 3.4 zusammengefasst. Bei einem veränderten Sicherheitsindex von $\beta = 4,4$ für sprödes Versagen ergibt sich $c_d = 0,908$. Somit müsste der Vorfaktor in Gleichung (3.4) bei Ansatz der höheren Sicherheit bei sprödem Versagen von 0,1 auf 0,0908 reduziert werden. Bei zugrundelegen eines üblichen Sicherheitsindizes von $\beta = 3,8$ kann hingegen der Vorfaktor von $0,15/\gamma_c = 0,10$ für alle Tests, genauso wie für die charakteristische Auswahl bestätigt werden. Für die Fahrbahnplatten liegt der Bemessungswert mit 0,1027 nur geringfügig höher, so dass der Ansatz für Fahrbahnplatten keine übertriebene Sicherheit aufweist. Hier sei jedoch nochmals darauf hingewiesen, dass die rein empirische Auswertung einer Datenbank stark durch die Dichte und Besetzung der Datenbank in den einzelnen Parameterbereichen abhängig ist. Die Datenbank wird z. B. eindeutig von der Vielzahl der Versuche mit geringen Nutzhöhen dominiert, in die auch die Fahrbahnplatten fallen. Für die Experimente mit geringen Nutzhöhen scheint der Bemessungsansatz der DIN-Fb 102 zutreffende Werte zu liefern, während die in der Datenbank bisher unterrepräsentierten Experimente mit großen Nutzhöhen nicht richtig eingestuft werden und deren Sicherheitsniveau deutlich abfällt.

3.3 Modelle zur Berechnung des Querkraftwiderstands von Stahlbetonquerschnitten

Es besteht jedoch auch die Möglichkeit, dass für Fahrbahnplatten typische Parameter bisher nicht oder nur unzureichend variiert wurden und somit von dem empirischen Bemessungsansatz nach DIN-Fb 102 nicht richtig erfasst werden. Um dies beurteilen zu können, ist ein Vergleich mit anderen Rechenmodellen sinnvoll. Die zum Vergleich heranzuziehenden Rechenmodelle sollten dabei möglichst eine noch bessere Übereinstimmung mit den Versuchen der Datenbank aufweisen. Zur Bestimmung der Tragfähigkeit von Versuchen und zum Vergleich mit anderen Rechenansätzen müssen die Gleichungen (3.4) und (3.5) jedoch zur Berechnung des Mittelwertes des Bauteilwiderstandes umformuliert werden. Hierzu ist die sicherheitstheoretische Betrachtung unerheblich und es kann von der Vereinfachung $\gamma_c = 1,5$ ausgegangen werden. Gleichzeitig sind in den Gleichungen die Mittelwerte der in den Versuchen verwendeten Materialien einzusetzen. Daher kann direkt mit der in der Datenbank angegebenen einachsigen Druckfestigkeit f_{1c} gearbeitet werden. Eine Auswertung aller 350 verwertbaren Versuche der Datenbank mit $V_{Rk,ct} = 1,5 \cdot V_{Rd,ct}$ ergibt für $V_{test}/V_{Rk,ct}$ einen Mittelwert von $\bar{x} = 1,2$. Hieraus ergibt sich Gleichung (3.11) für den Mittelwert des Bauteilwiderstandes.

$$V_{Rm,ct} = 1,8 \cdot V_{Rd,ct} \quad (3.11)$$

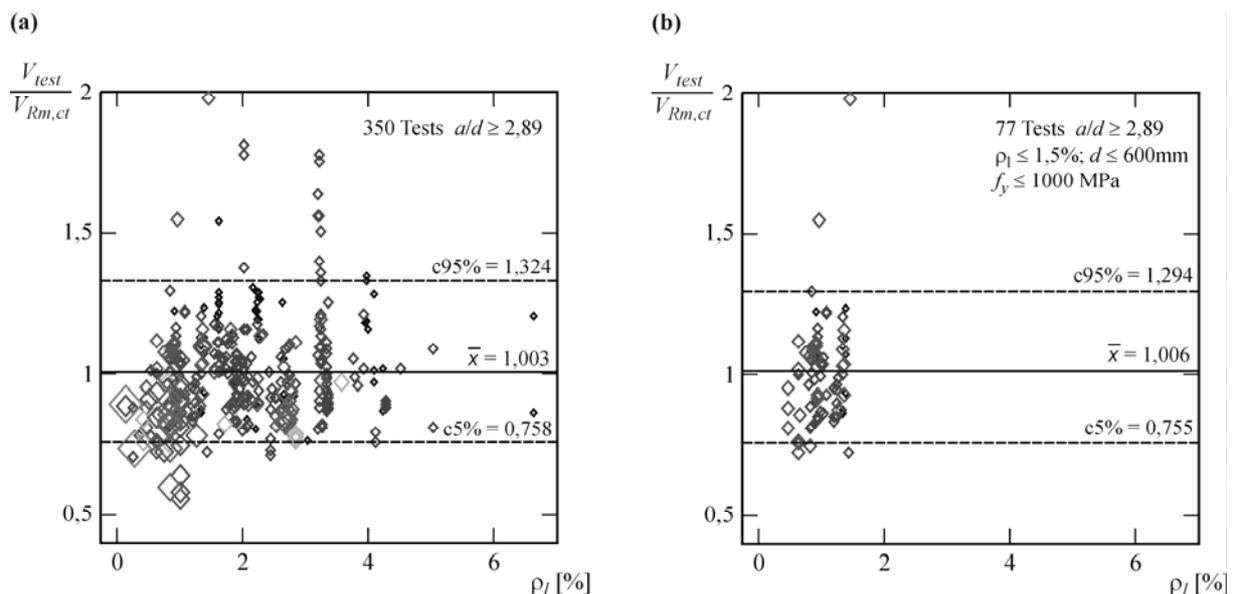


Bild 3.4: Mittelwert des Querkraftwiderstandes nach DFb-102 und Gleichung (3.11) bei Wegfall der rechnerischen Begrenzung von $\rho_l \leq 2\%$: (a) Auswertung aller Versuche; (b) Auswertung der für Fahrbahnplatten charakteristischen Versuche

Die Beziehung (3.11) wurde auch schon von *Zink 2000* angegeben und kann hier somit bestätigt werden. Die Auswertung der Datenbank für alle Versuche mit $a/d \geq 2,89$ und die für Fahrbahnplatten charakteristischen Versuche sind im Bild 3.4 mit der Symbolgröße entsprechend der Nutzhöhe über ρ_l dargestellt. Der Mittelwert liegt bei beiden Datenreihen bei 1,0. Die 5%-Fraktile bleibt annähernd konstant. Die Streuung zur sicheren Seite nimmt jedoch für die relevanten 77 Versuche leicht ab.

3 Querkraftwiderstand des Stahlbetonquerschnitts

Der Wert $V_{Rm,ct}$ nach Gleichung (3.11) wird im Folgenden für die Normgleichungen als Mittelwert zur Berechnung der Tragfähigkeiten von Versuchskörpern und zum direkten Vergleich unterschiedlicher Methoden zur Berechnung der Querkrafttragfähigkeit ausschließlich längsbewehrter Stahlbetonbauteile verwendet.

3.3.3 Stabwerkmodelle

Geht man davon aus, dass der Beton keine Zugspannungen aufnehmen kann, so ergibt sich ein Stabwerkmodell mit direkten Druckstreben zwischen Last und Auflager als einzig mögliche Lösung der Plastizitätstheorie. Bei sehr kurzen Schubfeldern mit $1,0 < a/d < 2,0$ gelingt eine Modellierung des Querkraftabtrags mit einem solchen Modell, da sich vor dem Versagen gerade noch ein ungestörtes Sprengwerk zwischen Last und Auflager einstellen kann. Bei schlankeren Balken hingegen beeinträchtigen die Biegeschubrisse die Druckstreben und die Druckzone wird eingeschnürt (siehe Bild 2.2). Durch die fehlende Bewehrung in den Biegeschubrisen und das spröde Versagen des Betons unter Zugbeanspruchungen ist das System nicht in der Lage die nötigen plastischen Verformungen zu vollziehen, um in einen neuen Gleichgewichtszustand überzugehen. Bei größeren Schubschlankheiten kann dieses Modell somit zu unsicheren Lösungen führen, da nicht der letzte Gleichgewichtszustand des Balkentragwerkes, sondern der am bereits umgelagerten System des Sprengwerks formuliert wird.

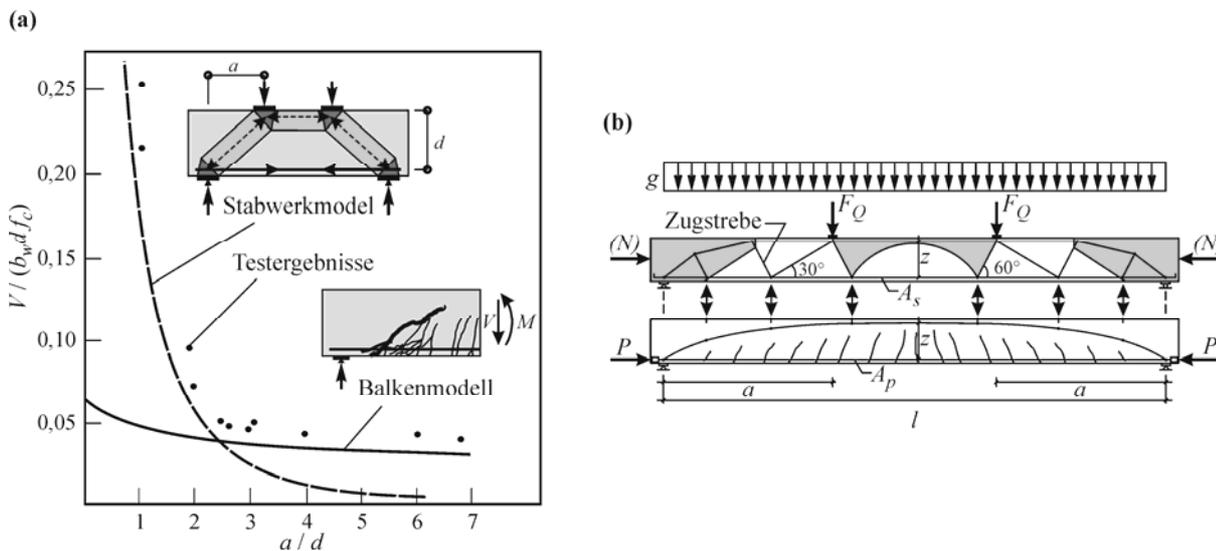


Bild 3.5: Stabwerkmodelle: (a) Tragfähigkeit durch Stabwerk oder Balkenmodell (nach CSA 2004); (b) Kombiniertes Bogen-Stabwerk-Modell von Specht und Scholz 1995

Collins & Mitchell 1991 verglichen die in Versuchen mit variierender Schubschlankheit ($a/d = 1$ bis $a/d = 7$) festgestellte Querkrafttragfähigkeiten mit einem Balkenmodell und einem Stabwerkmodell. Sie stellten fest, dass die Stabwerkmodelle bis zu einer Schubschlankheit von circa $a/d \leq 2,5$ zutreffende Ergebnisse lieferten, während die Vorhersagen von Balkenmodellen in diesem Bereich unzutreffend niedrig lagen (Bild 3.5). Nach der kanadischen Norm wird daher vorgeschlagen, die Querkrafttragfähigkeit eines Stahlbetonbauteils als die höhere der Tragfähig-

3.3 Modelle zur Berechnung des Querkraftwiderstands von Stahlbetonquerschnitten

keiten anzusetzen, die sich aus der Berechnung eines beliebigen Stabwerkmodells und dem berechneten Versagen der Rissreibung in einem kritischen Bereich des Balkenmodells ergibt. Hierbei wird davon ausgegangen, dass das Versagen der Rissreibung zum Ausfall der Balkentragwirkung führt und zur Ausbildung des Stabwerkmodells notwendig ist. Die Tragfähigkeit des Balkenmodells wird nach dieser Theorie also stets erreicht, während bei geringeren Schubslankheiten die höhere Tragfähigkeit des Stabwerkmodells ausgenutzt werden kann (siehe Bild 3.5). Hierzu müsste jedoch gewährleistet werden, dass die Biegeschubrisse die Druckstreben des angenommenen Stabwerksmodells tatsächlich nicht beeinträchtigen, oder es muss mit einer theoretisch noch zu verifizierenden geringeren Tragfähigkeit der Druckstrebe gerechnet werden.

Eine entsprechende Regelung wäre auch für Fahrbahnplatten interessant, da die Stellung der Radlast auf den Fahrbahnplatten durchaus lagernah erfolgen kann. In diesen Fällen ergeben sich aus einer Schnittgrößenberechnung sehr große Querkräfte, die mit einem Balkenmodell nicht mehr nachgewiesen werden können. Ob die Stabwerkmodelle im Übergangsbereich von ca. $a/d < 2,0$ stets zutreffende Ergebnisse liefern wird in dieser Arbeit jedoch nicht geprüft. Im Folgenden wird davon ausgegangen, dass für die Bemessung von Fahrbahnplatten die Balkenmodelle für Radlaststellungen mit größeren geometrischen Schubslankheiten als circa $a/d > 2,0$ das Minimum der Tragfähigkeit aufweisen und somit maßgebend werden.

Im Gegensatz zu den bisher behandelten Stabwerken, mit direkt auf den Lagern abgesetzten Druckstreben, berücksichtigen einige andere Ansätze eine begrenzte Zugtragfähigkeit des Betons. In diesen Modellen wird angenommen, dass die Zugstreben des Fachwerkes durch Betonflächen gebildet werden. Zugstreben werden dabei häufig nur in unmittelbarer Nähe des zum Versagen führenden Risses angesetzt, oder deren Anzahl zumindest stark begrenzt. In manchen Modellen wird weiterhin ein bogenförmiger Verlauf des Druckgurtes angenommen. Beispielhaft sei hier auf die Fachwerkmodelle von *Reineck 1990* und *Specht & Scholz 1995* hingewiesen.

Die Tragfähigkeit eines ausschließlich längsbewehrten Stahlbetonträgers wird nach Specht und Scholz anschaulich durch ein kombiniertes Fachwerk-Stützbogenmodell abgebildet. Das Modell kann dabei durch unterschiedliche Anordnung der Zug- und Druckstreben verschiedene Schubslankheiten berücksichtigen. Bei geringem a/d wird die Tragfähigkeit durch das Versagen des sich direkt auf den Auflagern abstützenden Druckbogens begrenzt. Bei größeren Schubslankheiten kann der Druckbogen zwischen den Auflagern nicht mehr in der Balkenhöhe untergebracht werden, so dass sich zwei Bogenbereiche ergeben, die durch eine Betonzugstrebe miteinander verbunden werden. Das Versagen schlanker Träger wird dann durch die Tragfähigkeit der Betonzugstreben bestimmt. *Scholz 1995* führte einen Vergleich des Modells mit Versagenslasten aus Versuchen durch und stellt fest, dass die Wirkung der Längsbewehrung und der Einfluss der Balkenhöhe durch den Ansatz nicht zutreffend erfasst werden. Daraufhin modifiziert er das Modell durch eine Koeffizientenanpassung mittels Regressionsanalysen, was eine empirische Komponente hinzufügt. Das Rechenmodell liefert keine besseren Ergebnisse als andere empirische Ansätze und wird in dieser Arbeit daher nicht weiter behandelt.

3.3.4 Kamm- und Zahnmodelle

Kani 1964 entwickelte ein Modell auf der Basis von Beobachtungen, dass Stahlbetonträger unter kombinierter Biege- und Querkraftbeanspruchung durch Risse in eine Art Kamm unterteilt werden (Bild 3.6). Die durch jeweils zwei Risse begrenzten Betonelemente in der Zugzone werden dabei als Zähne bezeichnet. Diese Betonzähne sind als Kragarme in die Betondruckzone eingespannt und werden durch die Verbundspannungen der Längsbewehrung belastet. Die beim Versagen diagonal in die Druckzone einschneidenden Risse entstehen nach Kani durch Überschreiten der Biegezugfestigkeit an der Einspannung der Betonzähne. *Fenwick & Paulay 1968* belegten, dass die Einspannung der Betonzähne in die Druckzone nicht ausreicht das Gleichgewicht der Kräfte an einem Betonzahn allein herzustellen und entwickelten das Modell weiter. Sie nahmen dazu an, dass die Betonzähne nicht frei verformbar sind, sondern durch die Rissreibung und die Dübelwirkung der Längsbewehrung eine Kraftübertragung in der Zugzone möglich ist.

Reineck 1990 entwickelte auf der Basis des Zahnmodells einen mechanischen Ansatz zur Beschreibung des Querkraftabtrags, das die bekannten Tragwirkungen der Rissreibung, Zahnbiegung, Dübelwirkung und Biegung unter Einbeziehung von Verformungs- und Verträglichkeitsbeziehungen am Zahn abbildet. Nach Auswertung verschiedener Rissbilder von Balkenversuchen nahm er hierzu an, dass die Balken durch Risse mit einer Neigung von 60° und einen Rissabstand von 70 % der unter reiner Biegung berechneten Risshöhe in Zähne unterteilt werden. Der Abstand der Biegrisse wird unabhängig von der Bewehrung zu $0,7(d - x)$ angesetzt.

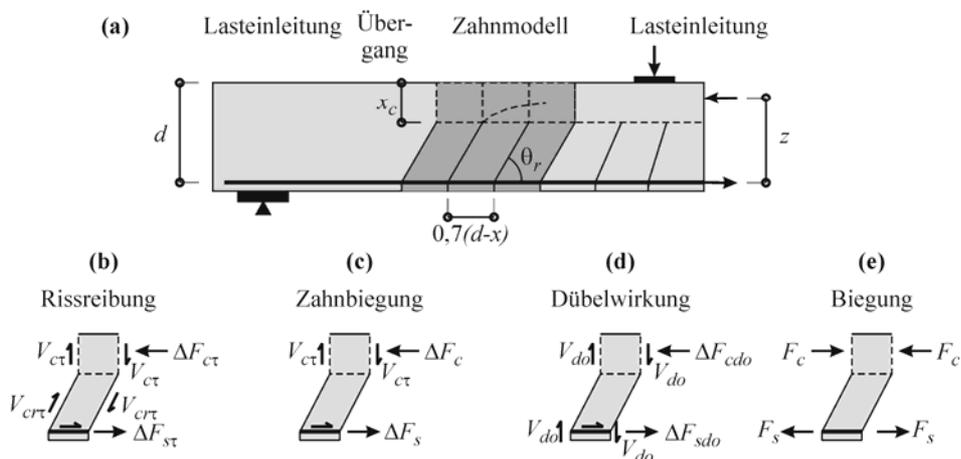


Bild 3.6: Zahnmodell nach Reineck: (a) Einteilung eines Trägers in Modellbereiche; (b) bis (e) Aufteilung der Querkrafttragwirkung an den Betonzähnen

Den im Versagenszustand entstehenden Riss, der die Biegedruckzone von der Zugzone trennt, setzt er vereinfacht als horizontal an. Die in den Betonzähnen eingeleitete Differenzkraft der Bewehrung erzeugt nach diesem Modell eine Biegezugbeanspruchung, die zunächst noch durch die Einspannung des Zahns in die Betondruckzone aufgenommen werden kann. Nach Überschreiten der Betonzugfestigkeit in der Einspannstelle setzt sich der Schubriss mit flacherer Neigung in die Druckzone fort. Dadurch entsteht eine Rotation um die Risspitze, die wiederum

3.3 Modelle zur Berechnung des Querkraftwiderstands von Stahlbetonquerschnitten

zu einer gegenseitigen Verschiebung der Rissufer führt, so dass die Rissreibung und Dübelkraft der Längsbewehrung aktiviert werden. Die so entstehenden Kräfte kompensieren den Verlust der Einspannung des Betonzahns. Erst bei Ausfall der Dübelwirkung, einem weiterem Anwachsen der Rissbreite und dem damit verbundenem Ausfall der Rissreibung wird sich der Riss ungehindert in die Druckzone fortpflanzen, was zum Versagen des Querschnitts führt. Aus dem mechanischen Modell, das empirische Ansätze zur Bestimmung der einzelnen Tragwirkungen und vereinfachende Annahmen zur Rissgeometrie benötigt, leitet Reineck einen Bemessungsansatz ab, der in Gleichung (3.12) bis (3.14) wiedergegeben wird.

$$V_{Rm,ct} = \frac{0,4 \cdot b_w \cdot d \cdot f_{ct} + V_{do}}{\left(1 + 0,16 \frac{f_{ct}}{f_{ck}} \cdot \lambda \cdot \left(\frac{a}{d} - 1\right)\right)} \quad (3.12)$$

$$\lambda = \frac{f_{ck} \cdot d}{E_s \cdot \rho_l \cdot w_u} \quad (3.13)$$

$$\frac{V_{do}}{b_w \cdot d \cdot f_{ck}} = 1,4 \cdot \frac{\rho_l^{8/9}}{f_{ck}^{2/3} \cdot d^{1/3}} \quad (3.14)$$

Mit: $f_{ct} = 0,246 f_{ck}^{2/3}$ Zugfestigkeit des Betons in MPa
 b_w kleinste Querschnittsbreite innerhalb der Zugzone des Querschnitts in mm
 d statische Nutzhöhe der Biegebewehrung im betrachteten Querschnitt in mm
 λ dimensionsloser Beiwert zur Bestimmung der Rissweiten-Rissreibungsbeziehung mit $w_u = 0.9$ mm
 V_{do} Dübelkraft nach Gleichung (3.14) in MN mit f_{ck} in MPa und d in m

Im Folgenden wird dieser Bemessungsansatz nicht weiter behandelt, da die Interaktion von Biege- und Querkraftbeanspruchung lediglich über die Beziehung a/d berücksichtigt wird. Weiterhin ergibt die Auswertung der Datenbank mit diesem Ansatz einen Variationskoeffizienten von 20% bei Betrachtung aller in der Datenbank enthaltenen Versuche. Die Abweichung der nach diesem Ansatz berechneten Querkrafttragfähigkeiten gegenüber den Versuchswerten ist daher mit der des DIN Ansatzes vergleichbar und stellt somit keine Verbesserung dar.

3.3.5 Modelle auf Basis der Druckzonentragfähigkeit

Modelle auf Basis der Druckzonentragfähigkeit gehen davon aus, dass die Tragfähigkeit von Stahlbetonbalken ohne Querkraftbewehrung durch das Versagen der Druckzone bestimmt wird. Besonders in den letzten Jahren wurden vermehrt solche Modelle entwickelt. Beispielfähig seien hier die Modelle von *Tureyen & Frosch 2003* oder *Park et. al. 2006* angeführt, welche die Querkrafttragfähigkeit eines auf Querkraft und Biegung beanspruchten Stahlbetonbauteils auf die Überschreitung der Hauptzugspannungen in der Druckzone zurückführen.

3 Querkraftwiderstand des Stahlbetonquerschnitts

Zink 2000 stellte ebenfalls ein Modell auf Basis der Druckzonentragfähigkeit für Balken mit Schubslankheiten $a/d \geq 3$ vor, welches nachfolgend exemplarisch erläutert wird. Die Beziehung zur Berechnung der Querkrafttragfähigkeit nach Zink ist in Gleichung (3.15) angegeben.

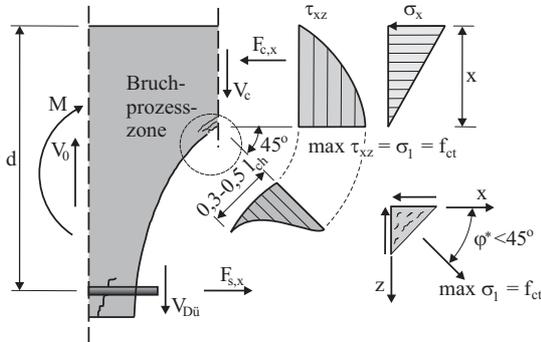


Bild 3.7: Querkraftmodell nach Zink 2000

Der wesentliche Anteil der Querkrafttragfähigkeit wird hiernach auf die über die Druckzone integrierten Schubspannungen zurückgeführt, die einen parabelförmigen Verlauf mit der Volligkeit 2/3 haben. Da nach Zink eine steigende Sprödigkeit des Betons das Abklingen der Nebentragwirkungen im Bauteil begünstigt, spielt die Berücksichtigung des Maßstabeffektes und der Sprödigkeit des verwendeten Betons in seinem Modell eine wesentliche Rolle. Der Maßstabeffekt wird dabei auf das Entfestigungsverhalten des Betons unter Zugbelastung zurückgeführt. Der hierfür eingeführte Parameter $k(l_{ch}/d)$ wurde als Verhältnis der charakteristischen Länge l_{ch} nach Hillerborg zur statischen Nutzhöhe d bruchmechanisch ausgedrückt und an einer Datenbank von Balkenversuchen korreliert. Der damit eingeführte Maßstabeffekt mit $d^{-1/4}$ entspricht nach den Ausführungen von *Bažant et. al. 2007* dem Maßstabeffekt, der sich aus der Theorie des schwächsten Gliedes nach Weibull ergibt und ist in ähnlicher Form in der japanischen Norm von 1991 zu finden.

$$V_{sr} = V_0 \cdot k(a/d) \cdot k(l_{ch}/d) = \frac{2}{3} b_w \cdot x_c \cdot f_{ct} \cdot \left(\frac{4 \cdot d}{a}\right)^{0,25} \cdot \left(\frac{5 \cdot l_{ch}}{d}\right)^{0,25} \quad (3.15)$$

Mit:	$x_c = d \cdot \rho_l \cdot \frac{E_s}{E_c} \left(\sqrt{1 + \frac{2 \cdot E_c}{\rho_l \cdot E_s}} - 1 \right)$	Druckzonenhöhe bei linearem Spannungsverlauf
	$f_{ct} = 2,12 \cdot \ln \left(1 + \frac{f_c}{10} \right)$	Zentrische Betonzugfestigkeit nach <i>Remmel 1994</i> in MPa
	$l_{ch} = \frac{E_c \cdot G_f}{f_{ct}^2}$	charakteristische Länge nach Hillerborg in mm
	$G_f = \begin{cases} 0,0307 \text{ mm} \cdot f_{ct} & \text{für } f_c \leq 80 \text{ MPa} \\ 143 \text{ N/m} & \text{für } f_c > 80 \text{ MPa} \end{cases}$	Bruchenergie des Betons

Ein weiterer Parameter, der in Gleichung (3.15) eingeht, ist die Schubslankheit a/d . Diese hat nach Zink durch ihre Auswirkung bei der versteifenden Mitwirkung des Betons auf Zug einen Einfluss auf die Querkrafttragfähigkeit von Balken mit eher kleinen Querschnittshöhen. Zur

3.3 Modelle zur Berechnung des Querkraftwiderstands von Stahlbetonquerschnitten

Berücksichtigung dieses Effekts führt Zink einen Faktor $k(a/d)$ ein, der bei $a/d = 4$ den Wert 1,0 annimmt. Der Exponentialansatz wurde wiederum aus einer Regressionsanalyse an Schubversuchen mit Schubslankheiten zwischen $a/d = 3$ und $a/d = 6$ bestimmt. Obwohl die Gleichung (3.15) die Momenten-Querkraft-Interaktion lediglich über die Schubslankheit berücksichtigt, soll der Ansatz von Zink seiner Einfachheit halber in dieser Arbeit bei weiteren Untersuchungen mit berücksichtigt werden.

3.3.6 Fracturing Truss Model und energetischer Maßstabseffekt

Auch *Bažant 1997* und *Bažant & Yu 2005* führen die Querkrafttragfähigkeit von ausschließlich längsbewehrten Balken hauptsächlich auf das Versagen des Betons auf Druck zurück. Die grundlegende Annahme ihres Modells ist jedoch der energetische Maßstabseffekt, wie er von *Bažant 1984* formuliert wurde. Zur Übertragung des energetischen Maßstabseffektes auf das Querkraftversagen ausschließlich längsbewehrter Balken stellte *Bažant 1997* ein Modell auf, indem er das klassische Fachwerkmodell um die vereinfachte Ableitung der Energiefreisetzungsrates aus der potentiellen Energie erweiterte. Hierzu wurde angenommen, dass das Versagen in der parallel zum Biegeschubriss verlaufenden Druckstrebe im Bereich der Rissspitze durch das Fortpflanzen der Druckschädigung in einem Schädigungsband mit konstanter Breite erfolgt (Fracturing Truss Model). Diese Theorie wurde in Verbindung mit dem asymptotischen Maßstabseffekt genutzt, um mit der Gleichung (3.16) eine Methode zur Berechnung der Tragfähigkeit ausschließlich längsbewehrter Balken zu formulieren.

$$\frac{V_{Rm,ct}}{b_w \cdot d} = \frac{v_0}{\sqrt{1 + d/d_0}} \quad (3.16)$$

Hierin stellt v_0 die Querkrafttragfähigkeit an der Plastizitätsgrenze, also die Tragfähigkeit eines Bauteils ohne Maßstabseinfluss, dar. Die Sprödigkeit des Bauteils wird durch d_0 erfasst. Sie bestimmt zu welchem Grad das Bauteil durch den Maßstabseffekt beeinflusst wird und ob es somit eher die Tragfähigkeit nach der Plastizitätstheorie oder den Wert nach der linear-elastischen Bruchmechanik erreicht. Die empirischen Parameter v_0 und d_0 hängen dabei hauptsächlich von der Betonfestigkeit ab.

Die Überprüfung der Theorie anhand zahlreicher Versuchsdaten zeigte jedoch, dass die Annahmen zum Versagensmechanismus in *Bažant 1997* zu weitgehende Vereinfachungen zur Erfassung aller das Versagen beeinflussenden Parameter in v_0 und d_0 darstellten. So wurde gefolgert, dass die Parameter ρ_l und a/d von *Bažant 1997* schlecht erfasst wurden und die Neigung der Druckstrebe durchaus flacher als ursprünglich angenommen verlaufen kann. Aus diesem Grund wurden von *Bažant & Yu 2005* semiempirische Produktansätze für v_0 und d_0 erstellt. Die grundlegende Form wurde durch theoretische Überlegungen zu den Einflussparametern festgelegt. Teilweise erfolgte eine Trendanpassung an Versuchsserien, welche einzelne Parameter getrennt untersuchten. Abschließend erfolgte eine Regressionsanalyse über alle in der Schubdatenbank

3 Querkraftwiderstand des Stahlbetonquerschnitts

(ESDB) des ACI Subkomitees 445-F enthaltenen Versuchsergebnisse zur Anpassung der Koeffizienten.

Die Betonfestigkeit geht mit der Zugfestigkeit in dem Term für v_0 ein und wird hier mit dem, im amerikanischen Raum gebräuchlichen, Wurzelansatz $f_{ct} \propto \sqrt{f_c}$ berücksichtigt. Andererseits wird das Versagen des Betons mit zunehmender Betondruckfestigkeit spröder, so dass hier eine Beziehung $d_0 \propto f_c^{-2/3}$ eingeführt wurde. Der Einfluss des Größtkorndurchmessers auf die Querkrafttragfähigkeit wird in der Sprödigkeit berücksichtigt, wozu davon ausgegangen wird, dass die Länge der Rissprozesszone unterproportional mit $d_0 \propto \sqrt{D_{max}}$ zunimmt. Da die Druckspannung in der Druckstrebe oberhalb des Biegeschubrisses übertragen werden muss, führt ein höherer Längsbewehrungsgrad nach diesem Modell zu einer größeren Druckzonenhöhe oder zu einer höheren Druckspannung. Aus der Regression der Versuchsdaten bestimmen Bažant und Yu eine Abhängigkeit der Querkrafttragfähigkeit vom Längsbewehrungsgrad mit $v_0 \propto \rho_l^{3/8}$. Der Einfluss der Schubschlankheit auf die Querkrafttragfähigkeit (Momenten-Querkraft-Interaktion) wird beim Fracturing Truss Model auf das Zusammenwirken eines Balkentraganteils mit direkten Druckstreben zurückgeführt. Die Balkentragwirkung stellt dabei einen konstanten Wert dar, während die Druckstrebenwirkung mit a/d invers zunimmt. Somit gilt: $v_0 \propto d/a + \text{Konstante}$.

Nachdem die allgemeinen Beziehungen aufgestellt und mit einzelnen Testserien verglichen wurden, erfolgte mit Hilfe der ACI-445F ESDB Datenbank eine Koeffizientenanpassung durch Regression mittels Minimierung der Fehlerquadrate im logarithmischen Maßstab. In der Auswertung wurde besonderer Wert auf den Maßstabeffekt und die Berücksichtigung von Balken mit großer Nutzhöhe gelegt. Da die Datenbank jedoch nur wenige Versuche mit großen Nutzhöhen aufweist (vergleiche auch Bild 3.2 c) wurde ein Wichtung der Tests vorgenommen.

Zur Bestimmung des Mittelwerts der Tragfähigkeit wurde in *Bažant & Yu 2005* eine aus der Regression abgeleitete Formel angegeben, die hier mit der Umrechnung in SI Einheiten in Gleichung (3.17) angegeben ist.

$$\frac{V_{Rm,ct}}{b_w \cdot d \cdot \sqrt{f_c}} = 1,104 \cdot \rho_l^{3/8} \cdot \left(1 + \frac{d}{a}\right) \cdot \frac{1}{\sqrt{1 + \frac{d}{d_0}}} \quad d \text{ und } a \text{ in mm} \quad (3.17)$$

$$d_0 = 639,8 \cdot \sqrt{D_{max}} \cdot f_c^{-2/3} \quad D_{max} \text{ in mm} \quad (3.18)$$

Wie im Folgenden noch dargelegt wird, zeigt die Gleichung eine sehr gute Übereinstimmung mit den Versuchen der Datenbank. Inwieweit die Theorie auf das Problem der Fahrbahnplatten unter konzentrierten Einwirkungen zutrifft, ist jedoch zu hinterfragen. Nach den Ausführungen von *Bažant & Yu 2005* beruht der Widerstand eines Stahlbetonbauteils ohne Querkraftbewehrung hauptsächlich auf der Tragfähigkeit der schrägen Druckstrebe am Übergang der Neutralen- zur Betondruckzone. Diese hat bei Balken eine durch die Trägerbreite definierte Grö-

ße. Im Falle einer Fahrbahnplatte unter Radlasten ergibt sich jedoch eine Lastausbreitung in Querrichtung. Die Breite der Druckzone und damit auch die Breite der Druckstrebe in der Platte ist am Anschnitt zur Festhaltung am Lager somit größer als am Rand der Lasteinleitung. Wie diese Ausbreitung der Druckstrebe in dem Modell zu berücksichtigen ist, wurde bisher nicht behandelt. Daher kann die Berücksichtigung der Momenten-Querkraft-Interaktion lediglich wie beim Balken über die Kopplung mit der Schubschlankheit erfolgen.

3.3.7 Modified Compression Field Theory

Die Modified Compression Field Theory (MCFT) geht aus den klassischen Druckfeldmodellen hervor, wie Sie auch schon von *Kupfer 1964* formuliert wurden. Grundlage für diese Theorie ist das bekannte Fachwerkmodell nach Mörsch. Während Mörsch in den Anfängen von einer Druckstrebenneigung von 45° ausging, erweiterte Kupfer das Modell um einen variablen Neigungswinkel der Risse bzw. Betondruckstreben. Bei den klassischen Druckfeldmodellen werden spannungsfrei Risse angenommen, die parallel zur Hauptdruckspannungsrichtung im Beton verlaufen und sich orthogonal zur Rissrichtung öffnen. Die Richtungen der Hauptdruckspannungen passen sich daher der Beanspruchung an und können während einer Steigerung der Belastung drehen. Aus diesem Grund werden diese Modelle auch als rotierende Rissmodelle bezeichnet. Da die versteifende Wirkung des Betons auf Zug zwischen den Rissen vernachlässigt wird, ergeben die klassischen Druckfeldmodelle im Allgemeinen ein zu wenig steifes Bauteilverhalten.

Die MCFT von *Vecchio & Collins 1986* erweitert das klassische Druckfeldmodell um die Annahme einer zugversteifenden Mitwirkung des Betons zwischen den Rissen. Hierbei werden die Dehnungen über die Risse und das Betonvolumen gemittelt. Weiterhin wird angenommen, dass die Hauptrichtungen der Dehnungen mit den mittleren Betonspannungen und diese wiederum mit der Rissrichtung zusammenfallen. Vecchio und Collins formulieren Gleichgewichtsbedingungen an einem Membranelement entsprechend den mittleren Dehnungen und Spannungen im Beton. Die Dübelwirkung der Bewehrung wird jedoch vernachlässigt. Für die Bewehrung kommt die Spannungs-Dehnungslinie des nackten Betonstahls zur Anwendung, während für Beton unter zweiaxialer Beanspruchung aus Versuchen abgeleitete Spannungsdehnungsbeziehungen empirisch formuliert wurden. Durch Berücksichtigung des Betons zwischen den Rissen (verschmiertes Rissmodell) ergeben sich geringere mittlere Spannungen in der Bewehrung und somit geringere Dehnungen. Das Bauteilverhalten wird daher steifer abgebildet als nach den klassischen Druckfeldmodellen.

Aus dem Gleichgewicht am gerissenen Scheibenelement ergeben sich die mittleren Spannungen nach (3.19) bis (3.21).

$$\sigma_x = \rho_x \cdot \sigma_{sxm} + \sigma_{c1m} - \tau \cdot \cot \theta \quad (3.19)$$

$$\sigma_z = \rho_z \cdot \sigma_{szm} + \sigma_{c1m} - \tau \cdot \tan \theta \quad (3.20)$$

3 Querkraftwiderstand des Stahlbetonquerschnitts

$$\tau = \frac{\sigma_{c1m} + \sigma_{c2m}}{\tan \theta + \cot \theta} \quad (3.21)$$

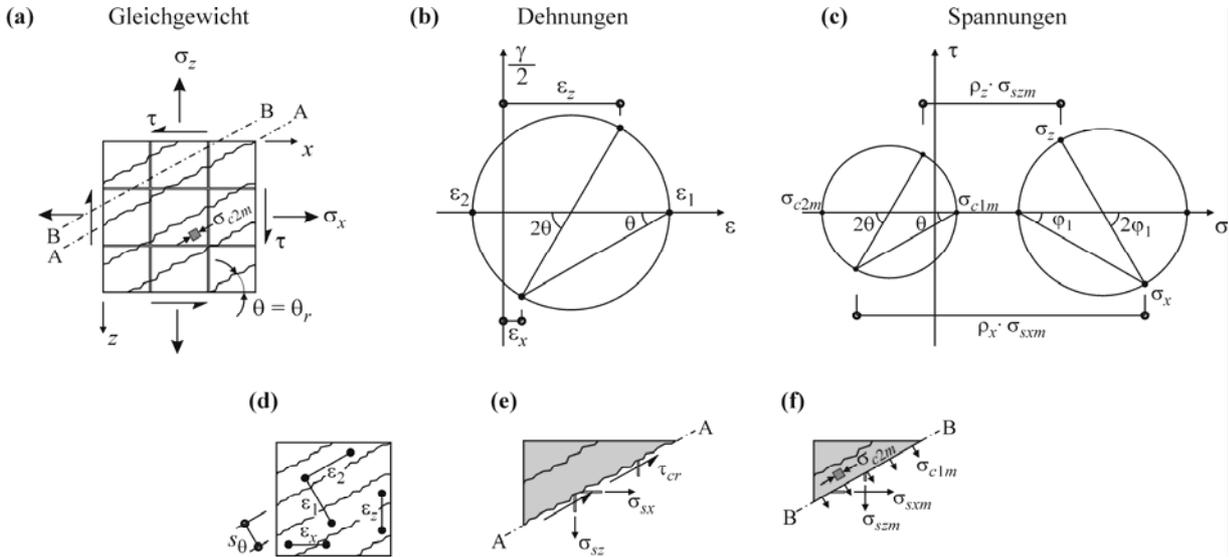


Bild 3.8: MCFT: (a) Gerissenes Scheibenelement; (b) Mohrscher Kreis für Dehnungsbeziehung; (c) Mohrsche Kreise für Lastspannungen und mittleren Betonspannungen; (d) Mittlere Dehnungen am gerissenen Element; (e) Spannungen lokal am Riss; (f) Berechnete mittlere Spannungen

Aus der Betrachtung der geometrischen Beziehungen in Bild 3.8 d ergibt sich die Neigung der Risse und diagonalen Druckstreben. Die Rissweite folgt aus den mittleren Dehnungen in die erste Hauptrichtung und dem Rissabstand aus Gleichung (3.25) und (3.26).

$$\tan^2 \theta = \frac{\epsilon_x - \epsilon_2}{\epsilon_z - \epsilon_2} \quad (3.22)$$

$$\epsilon_1 = \epsilon_x + \epsilon_z - \epsilon_2 \quad (3.23)$$

$$\gamma_{xz} = 2(\epsilon_x - \epsilon_2) \cdot \cot \theta \quad (3.24)$$

$$s_\theta = \left(\frac{\sin \theta}{s_x} + \frac{\cos \theta}{s_z} \right)^{-1} \quad (3.25)$$

$$w_{cr} = s_\theta \cdot \epsilon_1 \quad w_{cr} \text{ in mm} \quad (3.26)$$

Die Spannungs-Dehnungsbeziehung für Stahl wird ideal plastisch angenommen, während für Beton die von Vecchio und Collins empirisch bestimmte Gleichung (3.27) für den Druckbereich von Beton unter Schubbeanspruchung und (3.28) für die Mitwirkung des Betons unter Zugbeanspruchung gegeben werden.

3.3 Modelle zur Berechnung des Querkraftwiderstands von Stahlbetonquerschnitten

$$\sigma_{c2m} = \frac{f_c}{0,8 + 170 \cdot \varepsilon_1} \left(\frac{2 \cdot \varepsilon_2}{\varepsilon'_c} - \left(\frac{\varepsilon_2}{\varepsilon'_c} \right)^2 \right) \quad \varepsilon'_c = 2 \text{ ‰} \quad (3.27)$$

$$\sigma_{c1m} = \frac{0,33 \cdot \sqrt{f_c}}{1 + \sqrt{500 \cdot \varepsilon_1}} \quad (3.28)$$

Die Formulierung des Gleichgewichtes zwischen inneren und äußeren Kräften mit mittleren Spannungen führt im Rissquerschnitt zu einer Überschätzung der Tragfähigkeit. Aus diesem Grund ist eine zusätzliche Überprüfung der Stahlspannungen im Riss nach den Gleichungen (3.29) und (3.30) notwendig.

$$\rho_x \cdot \sigma_{sx} = \sigma_x + \tau \cdot \cot \theta + \tau_{cr} \cdot \cot \theta \quad (3.29)$$

$$\rho_z \cdot \sigma_{sz} = \sigma_z + \tau \tan \theta - \tau_{cr} \tan \theta \quad (3.30)$$

$$\tau_{cr} \leq \frac{0,18 \cdot \sqrt{f_c}}{0,31 + 24 \cdot w_{cr} / (D_{max} + 16)} \quad w_{cr} \text{ und } D_{max} \text{ in mm} \quad (3.31)$$

Weiterhin müssen die über einen Riss übertragbaren Schubspannungen überprüft werden. Vecchio und Collins führten daher eine empirisch ermittelte Rissöffnungs-Schubspannungs-Beziehung nach Gleichung (3.31) ein, die auch in Kapitel 2.3.4 schon beschrieben wurde. Die an den Rissen eingeführten Schubspannungen stehen jedoch im Widerspruch zur anfänglichen Annahme des Zusammenfallens der Hauptspannungsrichtungen mit dem Riss- und Druckstrebenwinkel.

Die MCFT kann die Spannungs- und Dehnungsbeziehungen von Membranelementen wie in Bild 3.8 a beschreiben. Bei Einteilung eines Balkensteges in mehrere solcher Elemente entspricht die MCFT einer Lösung mittels finiter Elemente. *Bentz 2000* entwickelte auf Basis der MCFT das Computerprogramm Response-2000, mit dem sich, durch eine entsprechende Schichtmodellierung, die Schubspannungsverteilung über die Höhe und somit die Querkrafttragfähigkeit eines Querschnitts berechnen lässt. Dazu wurde angenommen, dass die vertikalen Belastungen der zu berechnenden Querschnitte gegenüber den Belastungen in Längsachse vernachlässigbar sind. Um die MCFT in eine Bemessungsformel für Platten ohne Querkraftbewehrung umzuformulieren sind jedoch noch weitere Vereinfachungen notwendig, die zum Beispiel in *Bentz et. al. 2006* und *Bentz & Collins (2006)* bei der Entwicklung der Simplified Modified Compression Field Theory (SMCFT) beschrieben werden. Im Folgenden soll eine Zusammenfassung wiedergegeben werden, da die Ableitung des Rechenmodells für die Schlussfolgerungen bei der Auswertung der Datenbank aufschlussreich sind.

Bei der Modellierung einer Platte ohne Querkraftbewehrung wird lediglich ein bi-axiales Membranelement zwischen Zug- und Druckzone angesetzt. Weiterhin wird angenommen, dass

3 Querkraftwiderstand des Stahlbetonquerschnitts

das Element der Platte nur Längsbewehrung enthält und keine Spannungen in vertikaler Richtung vorliegen ($\rho_z = \sigma_z = 0$). Nun kann Gleichung (3.20) mit Hilfe von (3.28) und β_v nach Gleichung (3.32) zu (3.33) umformuliert werden. Zur Begrenzung der Spannungen am Riss muss für β_v jedoch ebenso die aus den Gleichungen (3.30), (3.31) und (3.33) erstellte Bedingung nach (3.34) eingehalten werden.

$$\beta_v = \frac{0,33 \cdot \cot \theta}{1 + \sqrt{500 \cdot \varepsilon_1}} \quad (3.32)$$

$$\tau = \beta_v \cdot \sqrt{f_c} \quad (3.33)$$

$$\beta_v \leq \frac{0,18}{0,31 + 24 \cdot w_{cr} / (D_{max} + 16)} \quad w_{cr} \text{ und } D_{max} \text{ in mm} \quad (3.34)$$

Mit der Annahme, dass für Bauteile ohne Bügelbewehrung $s_\theta = s_x / \sin \theta$ gilt, und die maximale Querkrafttragfähigkeit erreicht ist, wenn (3.32) und (3.34) gleich sind, lässt sich die Beziehung (3.35) formulieren.

$$\tan \theta = \frac{0,568 + 1,258 \cdot s_{xe} \cdot \varepsilon_1 / \sin \theta}{1 + \sqrt{500 \cdot \varepsilon_1}} \quad (3.35)$$

Weiterhin müssen die mittleren Hauptdehnungen normal zur Rissrichtung ε_1 auf die Dehnungen in Achsenlängsrichtung ε_x bezogen werden. Dazu lassen sich die mittleren Dehnungen aus (3.22) und (3.23) zu (3.36) zusammenfassen. Mit $\rho_z = f_z = 0$ und der Annahme, dass die Druckspannungen im Stegbereich von Bauteilen ohne Querkraftbewehrung gering sind und sich daher mit einer elastischen Beziehung $\varepsilon_2 = f_z / E_c$ beschreiben lassen, kann letztendlich die Hauptdehnung in die erste Hauptrichtung berechnet werden. In der Herleitung des Verfahrens wird dabei die Beziehung $E_c = 4950 \cdot \sqrt{f_c}$ verwendet. Mit den zuvor erläuterten Vereinfachungen ergibt sich Gleichung (3.37).

$$\varepsilon_1 = \varepsilon_x \cdot (1 + \cot^2 \theta) + \varepsilon_2 \cot^2 \theta \quad (3.36)$$

$$\varepsilon_1 = \varepsilon_x \cdot (1 + \cot^2 \theta) + \frac{\cot^4 \theta}{15 \cdot 10^3 \cdot (1 + \sqrt{500 \cdot \varepsilon_1})} \quad (3.37)$$

Die Beziehungen (3.35) und (3.37) sind im Bild 3.9 a dargestellt. Prinzipiell ließe sich auch die in der DIN 1045-1 gebräuchliche Definition des E-Moduls und die in (3.27) gegebene Spannungs-Dehnungs-Linie verwenden. Die Unterschiede sind jedoch marginal, wie in Bild 3.9 a exemplarisch durch die gestichelten Linien bei einer Achsdehnung von $\varepsilon_x = 0$ für Betonfestigkeiten von 20 MPa und 80 MPa gezeigt ist. Für gegebene Werte von ε_x und s_{xe} ergeben sich die

3.3 Modelle zur Berechnung des Querkraftwiderstands von Stahlbetonquerschnitten

Werte θ und ε_1 durch gleichzeitiges Lösen von (3.35) und (3.37). Die Tragfähigkeit des Membranelementes lässt sich somit durch β_v aus (3.32) quantifizieren.

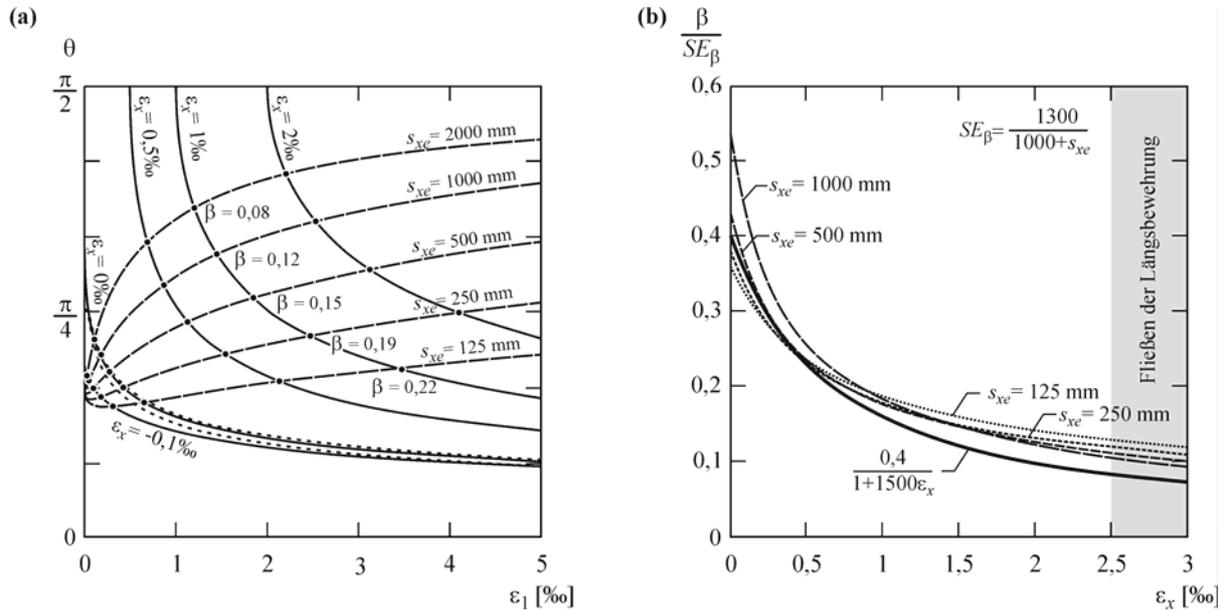


Bild 3.9: Ableitung der SMCFT: (a) Beziehungen des β Wertes nach der MCFT für verschieden Druckstrebenwinkel, Dehnungszustände und Rissabstände; (b) Vergleich der vereinfachten Gleichung (3.38) der SMCFT mit den Werten der MCFT bei maximalem τ_{cr}

Wie aus Bild 3.9 a ersichtlich wird, ergeben sich nach der MCFT für größer werdende Rissabstände s_{xe} geringere Querkrafttragfähigkeiten. Mit der MCFT wird der Maßstabeffekt daher auf den Rissabstand zurückgeführt. Weiterhin ist ersichtlich, dass die Tragfähigkeit nach diesem Modell im wesentlichen vom Rissabstand und der Längsdehnung ε_x abhängig ist. Obwohl beide Einflussfaktoren nicht völlig unabhängig voneinander sind, wird bei der SMCFT angenommen, dass die Tragfähigkeit als ein Produkt des Rissabstandes mit der Längsdehnung ausgedrückt werden kann. Mit einer Kurvenanpassung durch Regression wurde dazu die Gleichung (3.38) erstellt, die im Allgemeinen Tragfähigkeiten unterhalb des Niveaus der MCFT ergibt. Wie aus Bild 3.9 b ersichtlich, liegen die Tragfähigkeiten der vereinfachten Gleichung nur für kleine Längsdehnungen in Kombination mit kleinen Rissabständen oberhalb derer der vollen MCFT.

$$\beta_v = \frac{0,4}{1+1500 \cdot \varepsilon_x} \cdot \frac{1300}{1000 + s_{xe}} \quad (3.38)$$

Zur Übertragung der Methode auf ausschließlich längsbewehrte Balken sind für den ersten Term der Gl. 3.38 noch Annahmen über die Lage der zur Bestimmung der Tragfähigkeit maßgebenden Längsdehnung ε_x und für den zweiten Term über den die Rissweite bestimmenden Rissabstand s_{xe} notwendig. Hierzu wird angenommen, dass sich der Rissabstand proportional zur Nutzhöhe, d.h. $s_{xe} \propto d$ verhält. Somit hat der nach der SMCFT auf den Rissabstand zurückgeführte Maßstabeffekt die allgemeine Form $1/d$.

3 Querkraftwiderstand des Stahlbetonquerschnitts

Für die Basislänge des Rissabstandes wird vereinfachend der innere Hebelarm mit $s_x = z \approx 0,9 \cdot d$ angesetzt. Weiterhin wird mit dem Rissweitenparameter auch der Einfluss des Größtkorndurchmessers auf die Querkrafttragfähigkeit berücksichtigt, indem die Basislänge der Rissweite mit einem Faktor zur Berücksichtigung der Rissrauigkeit multipliziert wird. Hierdurch ergibt sich der effektive Rissabstand s_{xe} nach (3.39). Mit Studien und Versuchen von *Sherwood et. al 2006* wurde der Einfluss des Größtkorndurchmessers auf die Querkrafttragfähigkeit untersucht und festgestellt, dass der Einfluss von D_{max} im Bereich großer Größtkorndurchmesser durch die einfache Formulierung von s_{xe} in (3.39) überschätzt wird. Um diesen Effekt zu unterdrücken, wurde die untere Begrenzung von $s_{xe} \leq 0,85 \cdot z = 0,765 \cdot d$ eingeführt.

$$s_{xe} = \frac{35 \cdot s_x}{D_{max} + 16} = \frac{31,5 \cdot d}{D_{max} + 16} \leq 0,765 \cdot d \quad s_{xe}, d \text{ und } D_{max} \text{ in mm} \quad (3.39)$$

Da die Risse in hochfesten Betonen die Gesteinskörnung aufgrund der höheren Matrixfestigkeit durchtrennen und damit die Rissrauigkeit folglich abnimmt, erfolgt eine weitere Anpassung des effektiven Rissabstandes. Bei Betonfestigkeiten von $f_c \geq 70$ MPa wird in (3.39) $D_{max} = 0$ gesetzt. Um durch diese Anpassung keine sprunghafte Abnahme der Querkrafttragfähigkeit einzuführen, wird angenommen, dass der Einfluss des Größtkorndurchmessers zwischen $f_c = 60$ MPa bis 70 MPa linear abnimmt.

Der Dehnungsterm in Gl. 3.38 berücksichtigt, dass mit zunehmender Belastung die Dehnung im Stahl und somit auch die Rissöffnung zunimmt, was durch eine Verringerung der Rissreibung zu einer Reduzierung der Tragfähigkeit führt. Hierzu ist es notwendig, die zur Beschreibung der Rissöffnung maßgebende Dehnung zu bestimmen. In der SMCFT wird dazu die Dehnung in halber Höhe des Querschnitts angesetzt und vereinfacht als die Hälfte der Dehnungen auf Höhe des Bewehrungsschwerpunktes angenommen. Dabei wird der Einfluss der Querkraft auf die Längsdehnung berücksichtigt und der Winkel der Druckstrebe auf der sicheren Seite liegend zu $\cot\theta = 2$ bzw. $\theta = 26,6^\circ$ angesetzt. Von *Bentz & Collins 2006* wird für die maßgebende Längsachsendehnung die Gleichung (3.40) angegeben. Allgemein lassen sich hierdurch Einflüsse aus Momenten- und Querkraftbeanspruchung, sowie Normalkräfte und Vorspannung berücksichtigen. Für den hier untersuchten Fall der nicht vorgespannten Stahlbetonfahrbahnplatten sind jedoch die Terme $V_p = A_p = N_{Ed} = 0$ unbedeutend.

$$\varepsilon_x = \frac{\frac{M_{Ed}}{0,9 \cdot d} + V_{Ed} - V_p + 0,5 \cdot N_{Ed} - A_p \cdot \sigma_{p0}}{2 \cdot (A_s \cdot E_s + A_p \cdot E_p)} \quad \text{bzw.:} \quad \varepsilon_x = \frac{\frac{M_{Ed}}{0,9 \cdot d} + V_{Ed}}{2 \cdot A_s \cdot E_s} \quad (3.40)$$

Die Zugfestigkeit des Betons wird, wie im amerikanischen Raum üblich, mit $f_{ct} = \sqrt{f_c}$ angesetzt. Weiterhin wird die im Querschnitt aktivierte rechnerische Schubspannung auf den inneren Hebelarm $z \approx 0,9 \cdot d$ bezogen. Somit lässt sich die Tragfähigkeit eines Stahlbetonquerschnitts mit der Gleichung (3.41) berechnen.

3.3 Modelle zur Berechnung des Querkraftwiderstands von Stahlbetonquerschnitten

$$\frac{V_{Rm,ct}}{b_w \cdot 0,9 \cdot d \cdot \sqrt{f_c}} = \frac{0,4}{1 + 1500 \cdot \varepsilon_x} \cdot \frac{1300}{1000 + s_{xe}} \quad (3.41)$$

mit:	ε_x	Längsdehnung auf halber Querschnittshöhe nach Gl. (3.40)
	s_{xe}	Effektiver Rissabstand nach Gl. (3.39) zur Berücksichtigung des Maßstabeffektes
	b_w	kleinste Querschnittsbreite innerhalb der Zugzone des Querschnitts in mm
	d	statische Nutzhöhe der Biegebewehrung in mm

Da mit der Berücksichtigung des Dehnungszustandes ε_x eine Variable eingeführt wurde, die von der Lage des Nachweisschnittes im Bauteil abhängig ist, muss zusätzlich zur Definition des Querschnittswiderstandes noch der maßgebende Schnitt zur Bestimmung der Querkrafttragfähigkeit eines Bauteils gefunden werden. Für die in der Datenbank untersuchten Dreipunkt- und Vierpunktversuche an Balken wird der Bemessungsschnitt entsprechend *Bentz & Collins 2006* im Abstand von $0,9 \cdot d$ zum Ende der Lastplatte festgelegt. Bei der Übertragung auf die Fahrbahnplatten heißt dies, dass der Nachweis in einem Querschnitt der Platte mit eben diesem Abstand zum Anschnitt des Steges erfolgt.

Die nach der SMCFT hergeleitete Gleichung (3.41) stellt den Mittelwert des Querschnittswiderstandes $V_{Rm,ct}$ dar. Zur Bemessung ist daher nach der kanadischen Norm noch ein Sicherheitskoeffizient von 0,65 zu berücksichtigen, d.h. $V_{Rd,ct} = 0,65 \cdot V_{Rm,ct}$. Wie Auswertung der Versuchsdatenbank mit dem Ansatz der SMCFT zeigt, liegt der Mittelwert der berechneten Tragfähigkeiten erwartungsgemäß auf der sicheren Seite.

3.3.8 Theorie des kritischen Biegeschubrisses

Muttoni 1990 stellte fest, dass die Bildung und der Verlauf von Rissen in den Stegbereichen von Trägern und Platten einen Einfluss auf die in Versuchen erzielte Querkrafttragfähigkeit haben. Aus diesen Beobachtungen leitet er ab, dass die Rissweite eines Biegeschubrisses, welcher die nach der Plastizitätstheorie angenommene Druckstrebe kreuzt, einen wesentlichen Einfluss auf die erlangte Tragfähigkeit hat. Bei der Entwicklung der so genannten Theorie des kritischen Biegeschubrisses führte *Muttoni 2003* das Versagen eines Stahlbetonbauteils ursächlich auf den Ausfall der Rissreibung zurück. Da die Rissreibung wiederum von der Rissöffnung und Rissrauigkeit abhängig ist, kann der Bauteilwiderstand nach Muttoni als Funktion dieser Parameter ausgedrückt werden $V_R = f(w_{cr}, D_{max})$.

Die wesentlichste Annahme zur Aufstellung des Rechenmodells für Bauteile ohne plastische Dehnungen des Bewehrungsstahls ist jedoch, dass die Rissweite eines kritischen Biegeschubrisses proportional zum Produkt der Längsdehnung des Betonstahls mit der Nutzhöhe ist ($w_{cr} \propto \varepsilon \cdot d$). Der Maßstabeffekt wird durch diese Annahme daher mit der Basisfunktion $1/d$ abgebildet. Bei vorliegen plastischer Stahldehnungen, wie sie zum Beispiel beim Durchstanzen von Platten vorkommen, wird die Beziehung vorzugsweise auf die Rotation der Platte im Stützbe- reich bezogen. Für die hier betrachteten Stahlbetonfahrbahnplatten werden nach den in Deutschland zulässigen Bemessungsverfahren im Grenzzustand der Tragfähigkeit jedoch keine Umlage-

3 Querkraftwiderstand des Stahlbetonquerschnitts

rungen durch plastische Stahldehnungen akzeptiert. Außerdem wird in dieser Arbeit davon ausgegangen, dass die Rissbildung und insbesondere die Lage der Druckzone in einer Fahrbahnplatte unter konzentrierten Radlasten sich prinzipiell vom Durchstanzproblem unterscheiden. Somit treten auch Differenzen beim Spannungszustand in der Druckzone auf. Ein Rechenmodell, dessen Koeffizienten durch Auswertung von Durchstanzversuchen an Platten gewonnen wurden, ist daher nicht allgemein auf die Situation der Fahrbahnplatte übertragbar. Daher wird in dieser Arbeit nur das Verfahren betrachtet, dass sich nach *Muttoni & Vaz Rodrigues 2006* vornehmlich für Bereiche mit einachsigem Kraftfluss eignet.

Die Querkrafttragfähigkeit wird auf die Wurzel der Betondruckfestigkeit bezogen. Die für das Versagen maßgebende Längsdehnung eines Bauteils wird in einem Kontrollschnitt lokalisiert. *Muttoni 2003* legt diesen für Balken unter Einzellasten in einem Abstand von $0,5 \cdot d$ zur Lasteinleitung fest. Für Stahlbetonfahrbahnplatten unter Radlasten ergibt sich der maßgebende Schnitt nach *Muttoni & Vaz Rodrigues 2006* in einem Abstand von $0,5 \cdot d$ zum Auflager (Steganschnitt). Die maßgebliche Dehnung wurde von Muttoni in einem Kontrollpunkt mit einem Abstand von $0,6 \cdot d$ normal zum Druckzonenrand definiert. Bei der Bestimmung der Längsdehnungen wird weiterhin vom Ebenbleiben vertikaler Schnitte ausgegangen und nur die Biegung ohne ein Mitwirken des Betons auf Zug berücksichtigt. Die Dehnung im Kontrollpunkt lässt sich somit unter der Annahme linearen Materialverhaltens in der Betondruckzone mit Gleichung (3.42) bestimmen.

$$\varepsilon = \frac{M_{Ed}}{b_w \cdot d \cdot \rho \cdot E_s \cdot (d - x_c / 3)} \cdot \frac{0,6 \cdot d - x_c}{d - x_c} \quad (3.42)$$

Mit: $x_c = d \cdot \rho \cdot \frac{E_s}{E_c} \cdot \left(\sqrt{1 + \frac{2 \cdot E_c}{\rho \cdot E_s}} - 1 \right)$ Druckzonenhöhe bei linearem Spannungsblock

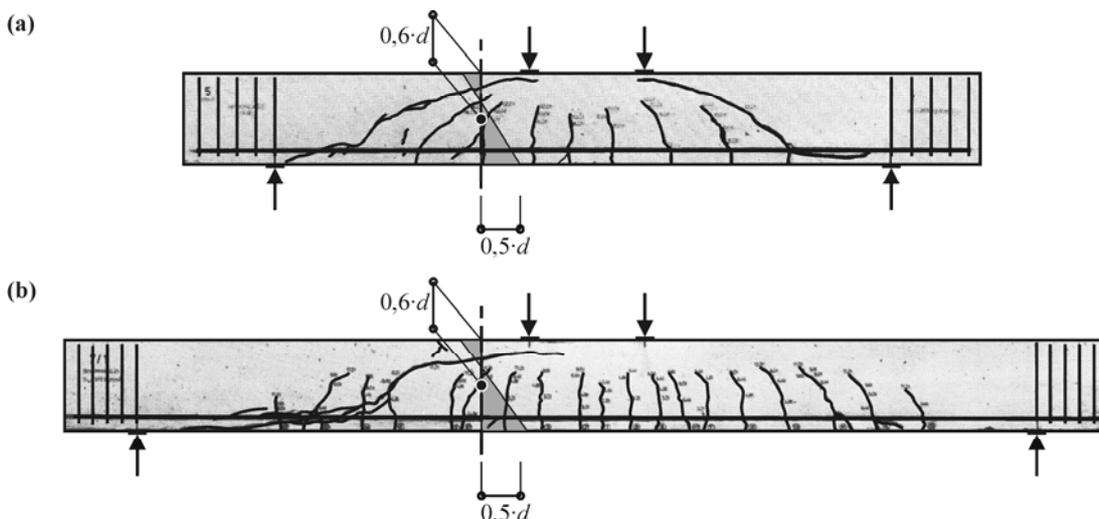


Bild 3.10: Lage des Kontrollschnittes und der korrelierten Längsdehnungen nach Muttoni an Versuchsbalken: (a) Balken 5; (b) Balken 7-1 von *Leonhardt & Walther 1962*

3.3 Modelle zur Berechnung des Querkraftwiderstands von Stahlbetonquerschnitten

Die Rissraugigkeit wird durch einen Faktor berücksichtigt, der als Produkt mit der durch die Dehnung und Nutzhöhe ausgedrückten Rissweite die Abhängigkeit der Tragfähigkeit vom Größtkorndurchmesser herstellt. Der Einfluss des Größtkornes ist dabei durch Gleichung (3.43) gegeben. Zur Berücksichtigung der die Gesteinskörnung durchtrennenden Risse bei hochfesten Betonen soll nach *Muttoni & Fernández Ruiz 2007* ab $f_c > 60$ MPa der Einfluss des Größtkorndurchmessers verschwinden. In dieser Arbeit wird jedoch ähnlich wie bei der SMCFT davon ausgegangen, dass der Einfluss des Größtkornes nicht schlagartig abgebaut wird. Daher wird auch bei diesem Ansatz eine lineare Abnahme von $f_c = 60$ MPa angenommen, bis bei $f_c = 70$ MPa der Einfluss durch $D_{max} = 0$ gänzlich verschwindet.

$$k_{dg} = \frac{48}{D_{max} + 16} \quad D_{max} \text{ in mm} \quad (3.43)$$

Nach Einführung der wesentlichen Parameter und Beziehungen erfolgte zur Bestimmung der Koeffizienten eine Regressionsanalyse des Ansatzes mit einer Datenbank von Versuchsergebnissen. Der Ansatz ist somit kein reines mechanisches Modell, sondern besitzt eine empirische Komponente. Welche Datenbank dabei zur Parameteranpassung verwendet wurde ist der Literatur nicht zu entnehmen. Die Gleichung zur Bestimmung der Querkrafttragfähigkeit von Stahlbetonbauteilen wird durch (3.44) angegeben. Die so berechneten Tragfähigkeiten stellen den Mittelwert des Querschnittswiderstandes dar. Zur Bemessung muss eine Koeffizientenanpassung auf die 5%-Fraktile erfolgen, wie sie zum Beispiel in *Vaz Rodriguez 2007* angegeben wird.

$$\frac{V_{Rm,ct}}{b_w \cdot d \cdot \sqrt{f_c}} = \frac{0,3}{0,9 + 2,3 \cdot \epsilon \cdot d \cdot k_{dg}} \quad b_w \text{ und } d \text{ in mm} \quad (3.44)$$

$$\frac{V_{Rd,ct}}{b_w \cdot d \cdot \sqrt{f_{ck}}} = \frac{0,2}{1 + 2,2 \cdot \frac{M_{Ed}}{M_{Rd}} \cdot k_{dg} \cdot d} \quad b_w \text{ und } d \text{ in mm} \quad (3.45)$$

In die schweizerische Norm SIA 262 hielt der Ansatz durch weitere Modifikationen und Vereinfachungen in der Form der Gleichung (3.45) Einzug. Hiernach wird die Querkrafttragfähigkeit auf den Ausnutzungsgrad der Biegetragfähigkeit zurückgeführt. Im Folgenden soll jedoch nur der genauere Ansatz mit dem Mittelwert der Querkrafttragfähigkeit nach Gleichung (3.44) betrachtet werden.

3.3.9 Kritischer Biegeschubriss mit energetischem Maßstabseffekt

Wie man aus den vorherigen Ausführungen erkennt, gibt es prinzipiell eine Vielzahl von Rechenmodellen zur Beschreibung der Querkrafttragfähigkeit von Stahlbetonbalken. Bei der Entwicklung der verschiedenen Ansätze stand jedoch meist eine andere Fragestellung als die in dieser Arbeit im Mittelpunkt stehende Problematik der Querkrafttragfähigkeit von Stahlbetonfahr-

3 Querkraftwiderstand des Stahlbetonquerschnitts

bahnplatten unter konzentrierten Lasten im Vordergrund. So wurde beispielsweise bei der notwendigen Anpassung des Rechenmodells an Versuchsergebnisse häufig eine willkürliche oder eine nicht zu dieser Fragestellung passende Auswahl von Versuchen getroffen. Sehr oft wurde in letzter Zeit der Einfluss des Maßstabeffektes auf die Querkrafttragfähigkeit und die Sicherheit von Balken mit großen Nutzhöhen behandelt. Somit standen Bauteile mit großen Nutzhöhen wie z.B. bei *Kani 1967*, *Collins & Kuchma 1999* und *Bazant & Yu 2005* schon häufiger im Focus. In *Bazant et. al. 2007* wurde dabei festgestellt, dass die Variation des Versuchsparameters d in der Datenbank ungleich verteilt ist. Durch die überwiegende Mehrheit an Versuchen mit geringen Nutzhöhen kommt es zu einer starken Dominanz dieser Versuche. Bei einer statistische Auswertung und Regression eines Rechenmodells sollte dies stets beachtet werden. Weiterhin ist zu befürchten, dass der Trend einiger Parameter durch die ungleiche Variation von Versuchsparametern beeinflusst ist und somit bei einer Regressionsanalyse mit der gesamten Datenbank nicht richtig erkannt werden kann. Da viele der Versuche einen unüblich hohen Längsbewehrungsgrad aufweisen, wie er für die zu behandelnden Stahlbetonfahrbahnplatten ohne Querkraftbewehrung im Allgemeinen nicht zutrifft, soll nachfolgend ein Rechenmodell entwickelt werden, dass bei der Anpassung der Koeffizienten besonders auf die für Fahrbahnplatten charakteristischen Parameter Wert legt. Da eine rein statistische Auswertung der Datenbank keine Extrapolation über die durch die Versuchsdaten abgesicherten Bereich zulässt, muss der Rechenansatz auf einer theoretischen Grundlage basieren.

Das Verhältnis der Momenten- zur Querkraftbeanspruchung und somit auch das Rissbild in einer Platte unter konzentrierten Lasten weicht von dem eines Balkens ab. Viele Rechenmodelle berücksichtigen die Momenten-Querkraft-Interaktion jedoch nicht oder lediglich über eine geometrische Beziehung. Von diesen Ansätzen können keine guten Vorhersagen der tatsächlichen Tragfähigkeit von Fahrbahnplatten unter konzentrierten Radlasten erwarten werden. In dem hier entwickelten Rechenmodell soll der wesentliche Einfluss der Rissbildung bzw. des Biegemomentes auf die Querkrafttragfähigkeit daher berücksichtigt werden. Ähnlich wie bei der Theorie des kritischen Biegeschubrisses nach *Muttoni & Fernández Ruiz 2007* oder der MCFT wird hierbei angenommen, dass das Versagen eines auf Querkraft beanspruchten Bauteils durch den Verlust der Rissreibung eingeleitet wird. Die Tragwirkung direkter Druckstreben ist nach dem Ausfall der Rissreibung nur bedingt in der Lage zu einer weiteren Tragfähigkeitssteigerung bei größeren Schubschlankheiten zu führen. Anders als im weggesteuerten Laborversuch, kann die Tragfähigkeit durch Umlagerung in ein Sprengwerk nicht wiederhergestellt werden, da die Zunahme der Durchbiegungen beim Versagen der Rissreibung unter realen Lasten mit einer gewissen Dynamik erfolgt. Die Dübelwirkung hat bei den niedrigen Längsbewehrungsgraden realer Platten nur einen geringen Einfluss auf die Querkrafttragfähigkeit und wird daher vernachlässigt. Es wird jedoch davon ausgegangen, dass neben der Rissreibung auch die Druckzone einen Anteil zum Querkraftabtrag leistet. Bei einem Versagen, das schlagartig mit der Bildung eines Biegeschubrisses eintritt, reicht die bei Ausfall der Rissreibung frei werdende Energie meist aus, den Biegeschubriss durch die Druckzone voranzutreiben. In einigen Fällen kann eine höhere Druckzonentragfähigkeit die Bruchenergie kompensieren und durch eine Umlagerung in ein Spreng-

3.3 Modelle zur Berechnung des Querkraftwiderstands von Stahlbetonquerschnitten

werk zu einer Laststeigerung führen. Der Bruchvorgang wird daher auch maßgeblich durch bruchmechanische Vorgänge in der Druckzone beeinflusst. Der Einfluss der Bauteilhöhe wird daher wie bei *Bažant 1997* auf den energetischen Maßstabseffekt zurückgeführt und es wird eine Funktion in der Form $V_{Rm,ct}/(b_w \cdot d) = v_0 \cdot 1/\sqrt{1+d/d_0}$ gesucht.

Da die Querkrafttragfähigkeit von Stahlbetonbauteilen ohne Querkraftbewehrung hauptsächlich auf die Zugfestigkeit des Betons zurückzuführen ist, soll der Einfluss der Materialfestigkeit direkt durch die Zugfestigkeit im Term v_0 berücksichtigt werden. Dabei wird eine durchgängige Formulierung der Zugfestigkeit f_{ct} für normal und hochfeste Betone von *Remmel 1994* verwendet. Weiterhin steigt mit zunehmender Festigkeit des Betons die Sprödigkeit des Materials. In den Untersuchungen von *Bažant & Yu 2005* wurde die Beziehung $d_0 \propto f_c^{-2/3} \cdot \sqrt{D_{max}}$ eingeführt, wonach die Sprödigkeit invers von der Zugfestigkeit und dem Größtkorndurchmesser abhängig ist. Da bei dem hier entwickelten Rechenmodell der Größtkorndurchmesser bereits in der Rissrauigkeit eingeht und die Korneigenschaften auch einen nicht zu vernachlässigenden Einfluss auf die Zugfestigkeit des Betons haben, scheint eine Formulierung der Sprödigkeit mit $d_0 \propto f_{ct}^{-k_4}$ über die hier verwendete Zugfestigkeit nach *Remmel 1994* ausreichend. Der Koeffizient k_4 muss allerdings durch statistische Auswertung und Regression gewonnen werden.

Bei geringen Nutzhöhen und geringer Sprödigkeit des Betons hängt die Tragfähigkeit maßgeblich von v_0 also dem Spannungszustand nach Ausfall der Rissreibung, ab. Es wird dabei angenommen, dass der Ausfall der Rissreibung bei einer kritischen Rissweite in einem Kontrollschnitt durch das Produkt der Dehnung der Längsbewehrung mit der Rissrauigkeit $v_0 \propto 1/(\epsilon_s \cdot k_{Dmax})$ ausgedrückt werden kann. Eine Proportionalität zur Bauteilhöhe ist nicht zwingend erforderlich und wird daher nicht angesetzt.

Die Rissrauigkeit lässt sich über den Größtkorndurchmesser ausdrücken. Auch weitere Parameter wie Kornform, Kornfestigkeit und Sieblinie haben einen Einfluss auf die Rissrauigkeit. Im Allgemeinen wurden diese Abhängigkeiten jedoch nicht untersucht, was somit ein statistisches Rauschen über den Parameter des Größtkorndurchmessers legt. Nach *Walraven 1980* hat der Größtkorndurchmesser der Gesteinskörnung für den praxisrelevanten Bereich mit $D_{max} = 16$ bis 32 mm jedoch nur einen geringen Einfluss auf die Übertragung von Schubspannungen in Rissen. In einer Versuchsserie von *Sherwood et. al. 2007* wurde der Einfluss des Größtkorndurchmessers auf die Querkrafttragfähigkeit von Balken untersucht. In dieser Studie wurde festgestellt, dass der Einfluss durch den Ansatz der SMCFT bei großen Durchmessern überschätzt wird. Der Ansatz von *Muttoni 2003* weist einen ähnlichen Trend auf. Bei der SMCFT erfolgte eine Begrenzung des Parameters s_{xe} , um die Auswirkungen des Größtkorndurchmessers zu beschränken. In dieser Arbeit wird eine Beziehung in Anlehnung an Muttoni und die MCFT gewählt. Es wird jedoch von einem geringen Einfluss des Größtkorndurchmessers ausgegangen. Die Beziehung für k_{Dmax} wurde an der genannten Versuchsserie von *Sherwood et. al. 2007* speziell kalibriert. Hieraus ergab sich eine Beziehung nach Gleichung (3.46). In dem hier entwickelten Ansatz wird, wie auch bei der SMCFT, davon ausgegangen, dass der Einfluss des Größt-

3 Querkraftwiderstand des Stahlbetonquerschnitts

korndurchmessers bei hochfesten Betonen ab einer Druckfestigkeit von $f_c = 60$ MPa abnimmt. Bei Druckfestigkeiten von $f_c = 70$ MPa wird von einer solch hohen Matrixfestigkeit ausgegangen, dass die Risse die Gesteinskörnung durchtrennen und daher $D_{max} = 0$ angesetzt werden muss.

$$k_{D_{max}} = \frac{3}{(3 + D_{max})^{0,25}} \quad D_{max} \text{ in mm} \quad (3.46)$$

Die Dehnung im kritischen Riss wird einerseits durch Biegebeanspruchung und andererseits durch die Querkraftbeanspruchung beeinflusst. Der Einfluss der Biegung lässt sich im Kontrollschnitt bei Annahme einer linearen Spannungsverteilung in der Druckzone über den Hebelarm der Gurtkräfte berechnen. Für die üblichen Balkenversuche unter Einzellasten wird der Kontrollschnitt in einem Abstand von $0,5 \cdot d$ zur Lasteinleitung festgelegt. Die Querkraftbeanspruchung führt zur Ausbildung schräger Druckstreben, die sich auf der Bewehrung absetzen und zu einer Dehnungszunahme führen (Versatzmaß). Die Neigung der Druckstreben hängt dabei vom Belastungs- und Dehnungszustand sowie von der Rissbildung ab. Auf der sicheren Seite liegend wird im Weiteren von einem Druckstrebenwinkel im Versagenszustand von $\cot\theta = 2$ ausgegangen. Eine ähnliche Annahme wird auch bei der SMCFT verwendet. Für die maßgebende Dehnung im Kontrollschnitt ergibt sich somit der Ausdruck in Gleichung (3.47).

$$\varepsilon_s = \frac{\frac{M}{d - x_c/3} + V}{b_w \cdot d \cdot \rho \cdot E_s} \quad (3.47)$$

Mit: $x_c = d \cdot \rho \cdot \frac{E_s}{E_c} \cdot \left(\sqrt{1 + \frac{2 \cdot E_c}{\rho \cdot E_s}} - 1 \right)$ Druckzonenhöhe bei linearem Spannungsblock

Die noch freien Koeffizienten k_1 bis k_4 der für v_0 und d_0 aufgestellten Beziehungen müssen statistisch gewonnen werden. Hierzu erfolgt eine Regressionsanalyse der Gleichung (3.48) mit den Balkenversuchen der in Kapitel 3.2 beschriebenen Versuchsdatenbank.

$$\frac{V_{Rm,ct}}{b_w \cdot d \cdot f_{ct}} = \frac{1}{k_1 + k_2 \cdot \varepsilon_s \cdot k_{D_{max}}} \cdot \frac{1}{\sqrt{1 + k_3 \cdot d \cdot f_{ct}^4}} \quad (f_{ct} \text{ nach Rimmel}) \quad (3.48)$$

Die Festlegung der Koeffizienten ist dabei ein nichtlineares Regressionsproblem. Die Schätzung der Regressionskoeffizienten kann nicht effizient über die Kleinstquadratmethode erfolgen. Die Residuen zwischen den Regressionsgleichungen und den Datenpunkten sollten wahrscheinlichkeits-theoretisch jeweils Zufallsvariablen sein und die gleiche Varianz aufweisen. Durch die zugrundegelegte Versuchsdatenbank weisen die Residuen allerdings nicht die gleiche Varianz über alle Parameter auf. So nimmt zum Beispiel die Streubreite mit zunehmender Nutzhöhe ab. Die Datenlage der Versuchsdatenbank ist also heteroskedastisch. Dies bedeutet, dass die Schätzwerte aus einer Minimierung der kleinsten Fehlerquadrate nicht unbedingt die kleinstmögliche

3.3 Modelle zur Berechnung des Querkraftwiderstands von Stahlbetonquerschnitten

Varianz aufweisen müssen. Abhilfe kann in diesem Fall mittels einer Datennormalisierung durch Logarithmieren geschaffen werden. Die Schätzung der Regressionskoeffizienten erfolgt somit nach Gleichung (3.49) durch Minimieren der Fehlerquadrate im logarithmischen Maßstab. Nach Gleichung (3.48) beträgt die Zahl der freien Koeffizienten $n_k = 4$, wenn die vorab festgelegten Parameter mitberücksichtigt werden, sollte jedoch besser $n_k = 6$ angesetzt werden. Zur Minimierung der Fehlerquadrate wurde eine standardisierte Subroutine des nichtlinearen Levenberg-Marquardt Algorithmus im Program MathCad verwendet.

$$RS^2 = \frac{1}{n - n_k} \sum_1^n \left(\ln \frac{V_{Rm,ct}}{V_{test}} \right)^2 \quad (3.49)$$

Mit: n = Anzahl der Versuchsdaten

Die Kalibrierung der Koeffizienten erfolgte speziell mit den für Fahrbahnplatten typischen Parametern. Da jedoch nur 77 Tests die charakteristischen Parameter $a/d \geq 2,89$; $\rho_l \leq 1,5\%$; $d \leq 600$ mm; $f_y \leq 1000$ MPa aufweisen und von diesen für 9 keine Daten zum Größtkorndurchmesser vorliegen, stehen streng genommen nur 68 Tests zur Verfügung. Da bei einer solch geringen Anzahl eine sinnvolle statistische Regression nicht möglich erscheint, wurden statt dessen 252 Tests mit $a/d \geq 2,89$; $\rho_l \leq 3\%$ ausgewählt. Der Bewehrungsgrad dieser Versuche ist baupraktisch relevant. Es sind alle notwendigen Parameter der Versuche dokumentiert. Um trotzdem eine Kalibrierung an den für Fahrbahnplatten typischen Parameter zu ermöglichen, wurden die 68 relevanten Tests speziell gewichtet, so dass ihre Fehlerquadrate einen doppelt so großen Einfluss wie die der übrigen Tests hatten.

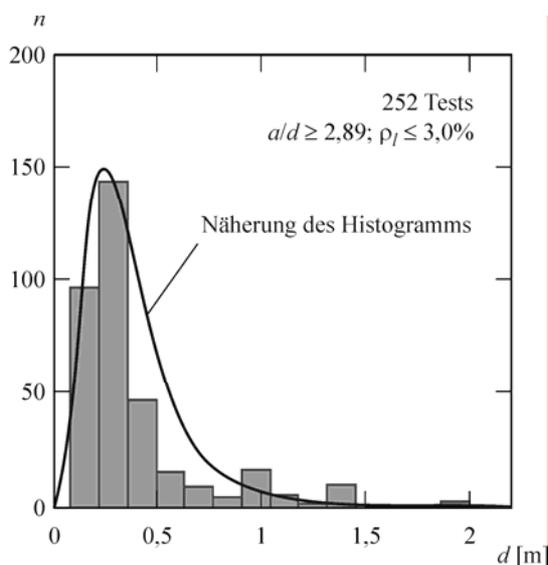


Bild 3.11: Histogramm der 252 zur Regression aus der Datenbank ausgewählten Versuche

Um zu verhindern, dass der Bemessungsansatz nur durch die Tests mit geringen Nutzhöhen dominiert wird und für größere Nutzhöhen nicht zutreffend sein könnte, wurden die kalibrierten

3 Querkraftwiderstand des Stahlbetonquerschnitts

Koeffizienten nochmals anhand einer Regression mit 252 Tests und einer Wichtung der Nutzhöhe, entsprechend dem Vorgehen von *Bazant & Yu 2005*, überprüft. Hierzu wurden die Nutzhöhen in 15 Klassen eingeteilt und das Histogramm durch eine Näherungsfunktion geglättet. Die Versuchsdaten erhielten dann eine Wichtung umgekehrt proportional zur Näherungsgleichung im Bild 3.11. Die Überprüfung ergab nur geringe Abweichungen, so dass die letztlich gewählten Koeffizienten durch eine Mittelung aus beiden Regressionen gewonnen wurden.

Die Kombination des energetischen Maßstabeffektes mit der Theorie des kritischen Biegeschubrisses führt somit zur Gleichung (3.50), mit welcher sich der Mittelwert der Querkrafttragfähigkeit berechnen lässt.

$$\frac{V_{Rm,ct}}{b_w \cdot d \cdot f_{ct}} = \frac{1}{0,23 + 121 \cdot \varepsilon_s \cdot k_{Dmax}} \cdot \frac{1}{\sqrt{1 + 0,055 \cdot d \cdot f_{ct}^{0,25}}} \quad (3.50)$$

Mit: $f_{ct} = 2,12 \cdot \ln\left(1 + \frac{f_c}{10}\right)$ Zentrische Betonzugfestigkeit nach *Remmel 1994* in MPa

ε_s Dehnung auf Höhe der Längsbewehrung im Kontrollschnitt nach Gleichung (3.47)
 b_w kleinste Querschnittsbreite innerhalb der Zugzone des Querschnitts in mm
 d statische Nutzhöhe der Biegebewehrung im betrachteten Querschnitt in mm
 k_{Dmax} Berücksichtigung der Rissrauigkeit nach Gleichung (3.46)

3.4 Vergleich der Rechenmodelle

Der mit der Gleichung (3.11) auf den Mittelwert der Querkrafttragfähigkeit zurückgeführte Ansatz des DIN-Fb 102 (Absatz 3.3.2) sowie die in dieser Arbeit speziell für die Belange der Fahrbahnplatten aufgestellte Gleichung (3.50) sollen im Folgenden mit Versuchsergebnissen und den Rechenansätzen von *Muttoni 2003* (Absatz 3.3.8), der SMCFT (Absatz 3.3.7), dem Modell von *Bazant & Yu 2005* (Absatz 3.3.6), sowie der Gleichung (3.15) von *Zink 2000* verglichen werden. Zuerst bietet sich eine Überprüfung der Ansätze mit der Versuchsdatenbank an. Es sollte dabei nicht vergessen werden, dass alle Verfahren eine gewisse empirische Komponente besitzen und an dieser oder einer ähnlichen Versuchsdatenbank korreliert wurden. Dies lässt für alle Methoden eine relativ gute Übereinstimmung erwarten. Die statistische Auswertung und Auswahl der Beurteilungskriterien bedarf jedoch einer Kommentierung.

Eingangs erfolgte die Auswertung der gesamten Datenbank mit 350 Versuchen, welche eine Schubschlankheit von $a/d \geq 2,89$ aufweisen. Da für 41 Versuche, 12% der Datenbank, keine Daten zum Größtkorndurchmesser vorliegen, könnten diese streng genommen nicht mit den Modellen berechnet werden, die diesen Parameter beinhalten. Um diese Versuche dennoch zu berücksichtigen, könnte der Größtkorndurchmesser mit dem Mittelwert der Datenbasis $D_{max} = 18$ mm angesetzt werden. Dies führte jedoch bei zwei Tests (*Lambotte & Taerwe 1990*) zu besonders großen Abweichungen von den übrigen Werten. Außerdem verschlechterte sich der Variationskoeffizient bei allen Methoden, die den Größtkorndurchmesser berücksichtigen, während er sich bei den Methoden, die diesen Einfluss vernachlässigen leicht verbesserte. Aus diesem Grund

wurde die Auswertung der Datenbank nur mit den 309 Versuchen durchgeführt, für die alle notwendigen Informationen vorlagen.

Stahlbetonplatten weisen in der Regel geringere Bewehrungsgrade als viele in der Datenbank enthaltenen Balkenversuche auf. Hierbei kann es dazu kommen, dass der Parameter des Bewehrungsgrades durch Überlagerungseffekte verschleiert wird. So kann sich besonders bei stark bewehrten Balken die Dübeltragwirkung positiv auf die Querkrafttragfähigkeit auswirken, was bei den Platten mit geringen Bewehrungsgraden jedoch nicht eintreten kann. Durch die Vielzahl an Versuchen mit hohen Bewehrungsgraden wird somit die Beurteilung des Tragverhaltens von Platten eventuell verborgen. Aus diesem Grund soll eine gesonderte Auswertung der Datenbank ohne die Versuche mit hohen Längsbewehrungsgraden erfolgen. Hierzu wurde eine Obergrenze der Längsbewehrung entsprechend dem Höchstbewehrungsgrad von Balken vorgesehen. Somit blieben 252 Versuche mit $a/d \geq 2,89$, $\rho_l \leq 3\%$ und bekanntem Größtkorn. Das Vorgehen wird zwar Versuchen mit hochfesten Betonen, die durchaus hohe Bewehrungsgrade aufweisen können, nicht gerecht, kritische Versuche werden aber aussortiert. Abschließend erfolgte eine Auswertung der 68 für Fahrbahnplatten charakteristischen Versuche mit $a/d \geq 2,89$, $\rho_l \leq 1,5\%$, $d \leq 0,60$ m, $f_y \leq 1000$ MPa und bekanntem Größtkorn.

Als wesentliche Vergleichsgrundlage bieten sich die üblichen statistischen Parameter Mittelwert \bar{x} , Standardabweichung s_x und Variationskoeffizient k_{var} an. Etwas problematisch ist die Beurteilung der Korrelation. Die Übereinstimmung der Rechenmodelle wird häufig mit dem Maßkorrelationskoeffizient nach Pearson beurteilt. Voraussetzung für die Pearson-Korrelation ist jedoch, dass beide Variablen normalverteilt sind. Weiterhin kann lediglich ein linearer Zusammenhang beurteilt werden. Ist der Zusammenhang nichtlinear oder weichen die Variablen von der Normalverteilung ab, ist die Aussage des Korrelationskoeffizienten eingeschränkt. Weiterhin lässt sich mit den Werten V_{test} und $V_{Rm,ct}$ ein höherer Korrelationskoeffizient als mit den rechnerischen Schubspannungen τ_{test} und $\tau_{Rm,ct}$ berechnen. Durch den Maßstabeffekt und die unterproportionale Zunahme der Querkrafttragfähigkeiten mit zunehmender Nutzhöhe ist der hier mit τ_{test} und $\tau_{Rm,ct}$ berechnete Korrelationskoeffizienten r für den Vergleich der Rechenwerte mit den Versuchsergebnissen aussagekräftiger.

Ein sehr wichtiges Kriterium bei der Entwicklung eines Bemessungsmodells ist die 5% Fraktile. Diese sollte möglichst nah am Mittelwert liegen und kann durch eine Normierung mit Gleichung (3.51) zum Vergleich herangezogen werden. Die Auswertung der Datenbank und Durchführung des Chiquadrat-Test zeigt, dass die Hypothese der Normalverteilung, sowie die der logarithmischen Normalverteilung, des Koeffizient V_{test}/V_{cal} für alle hier verwendeten Rechenmodelle abgelehnt werden muss. Aus diesem Grund wird hier der $c5\%$ Wert nach der Auszählmethode zum Vergleich der Rechenmodelle herangezogen.

$$R5\% = \frac{|c5\% - \bar{x}|}{\bar{x}} \quad (3.51)$$

3 Querkraftwiderstand des Stahlbetonquerschnitts

Der aussagekräftigste Parameter zur Beurteilung der Korrelation der Rechenmodelle mit den Versuchsergebnissen ist der Vergleich der Fehlerquadrate im logarithmischen Maßstab entsprechend Gleichung (3.49). Mit diesem Indikator wird die heteroskedastische Datenlage mit ungleicher Varianz über die Versuchsparameter durch Transformieren ausgeglichen. Des Weiteren ist eine gleichzeitige Aussage über die Streuung und die Abweichung des Mittelwerts zur Solllage bei dem Wert 1,0 möglich. Dementsprechend werden für alle Rechenmodelle die Residuen nach Gleichung (3.52) zum Vergleich angegeben.

$$RS = \sqrt{\frac{1}{n-6} \sum_1^n \left(\ln \frac{V_{Rm,ct}}{V_{test}} \right)^2} \quad (3.52)$$

Tabelle 3.5: Auswertung der Rechenmodelle für 309 Versuche mit $a/d \geq 2,89$ und bekanntem Größtkorn

Statistische Werte	Gl. (3.50)	Muttoni	SMCFT	Bažant	DIN-Fb 102	Zink
\bar{x}	1,055	1,051	1,224	1,046	1,064	1,069
s_x	0,190	0,193	0,228	0,174	0,238	0,167
k_{var}	0,180	0,183	0,186	0,167	0,224	0,157
r	0,891	0,893	0,907	0,897	0,862	0,910
R5%	0,211	0,216	0,235	0,211	0,286	0,217
RS	0,171	0,174	0,256	0,160	0,214	0,162

Tabelle 3.6: Auswertung der Rechenmodelle für 252 Versuche mit $a/d \geq 2,89$, $\rho_l \leq 3\%$ und bekanntem Größtkorn

Statistische Werte	Gl. (3.50)	Muttoni	SMCFT	Bažant	DIN-Fb 102	Zink
\bar{x}	1,022	1,020	1,180	1,031	1,001	1,052
s_x	0,150	0,156	0,148	0,150	0,172	0,148
k_{var}	0,146	0,153	0,156	0,145	0,172	0,141
r	0,887	0,885	0,894	0,889	0,865	0,895
R5%	0,185	0,192	0,217	0,194	0,243	0,206
RS	0,140	0,145	0,216	0,140	0,171	0,146

Tabelle 3.7: Auswertung der Rechenmodelle für 68 Versuche mit für Fahrbahnplatten charakteristischen Parametern $a/d \geq 2,89$, $\rho_l \leq 1,5\%$, $d \leq 0,60$ m, $f_y \leq 1000$ MPa und bekanntem Größtkorn

Statistische Werte	Gl. (3.50)	Muttoni	SMCFT	Bažant	DIN-Fb 102	Zink
\bar{x}	0,997	0,983	1,147	1,018	0,985	1,062
s_x	0,098	0,109	0,124	0,135	0,135	0,115
k_{var}	0,098	0,110	0,108	0,118	0,137	0,108
r	0,917	0,893	0,908	0,877	0,827	0,893
R5%	0,143	0,169	0,165	0,180	0,231	0,151
RS	0,104	0,119	0,178	0,125	0,149	0,127

Im Bild 3.12, Bild 3.13 und Bild 3.14 werden die zu den statistischen Auswertungen der Datenbank zugehörigen Grafiken mit den Punktwolken der Werte $V_{Rm,ct}/V_{test}$ präsentiert. Diese Form der Darstellung wurde gewählt, da gerade die auf der unsicheren Seite liegenden Werte von Interesse sind und diese so besser hervorgehoben werden. Weiterhin erfolgte zur besseren Anschauung für alle Methoden eine Normierung auf den Mittelwert, so dass in der Darstellung

der Mittelwert stets bei 1,0 liegt. Der tatsächlich vorhandene Mittelwert ist Tabelle 3.6 und Tabelle 3.7 zu entnehmen.

Es ist zu erkennen, dass der Ansatz nach DIN-Fb 102 die geringste Übereinstimmung mit den Versuchen der Datenbank zeigt. Die fehlende Berücksichtigung der Schubslankheit und eine anscheinend schlechte Beurteilung des Maßstabeffektes führen zu einer großen Streuung der rechnerischen Tragfähigkeit gegenüber den Versuchswerten. Andere Ansätze, welche die Momenten-Querkraft-Interaktion über die einfache geometrische Beziehung der Schubslankheit a/d erfassen, liefern weitaus bessere Übereinstimmungen. Besonders hoch scheint die Streuung des DIN Ansatzes im Bereich kleiner Schubslankheiten zu sein. Dies ist jedoch nicht allein auf diesen Parameter zurückzuführen. Da die große Mehrzahl der Versuche mit $a/d \approx 3$ durchgeführt wurde, kommt es hier zu einer Überlagerung von Streuungen aufgrund verschiedener Parameter. Aus diesem Grund ist ein eindeutiger Trend in der Beurteilung der Momenten-Querkraft-Interaktion mit der Auswertung der Versuchsdatenbank nicht erkennbar.

Die Auswertung der Versuchsdatenbank mit dem Ansatz der SMCFT zeigt, dass dieser aufgrund der Ableitung des β_v -Wertes aus der MCFT stärker auf der sicheren Seite liegt und zu einer Variation des Mittelwertes über verschiedene Nutzhöhen neigt. Während der Ansatz bei den Versuchen großer Nutzhöhen, die an der University of Toronto bevorzugt behandelt wurden, gut ausgerichtet ist, liegt er im Bereich kleiner Nutzhöhen relativ weit auf der sicheren Seite. Die SMCFT ist für die Berechnung der Querkrafttragfähigkeit von Fahrbahnplatten daher zu konservativ. Eine Anpassung des Mittel- an den Bemessungswert, wie dies für die DIN Gleichung vorgenommen wurde, ist bei diesem Ansatz allerdings nicht unproblematisch. Die rechnerische Erhöhung der Traglast durch einen konstanten Vorfaktor führt in diesem Modell zu einem veränderten Dehnungszustand, der wiederum einen Einfluss auf die zu berechnende Tragfähigkeit hat. Um das Verhältnis V_{test}/V_{cal} der SMCFT auf den Mittelwert von 1,0 anzupassen, müssten die mit der SMCFT berechneten Werte mit ca. 1,2 multipliziert werden. Eine Anpassung des Mittelwertes wurde aus den zuvor genannten Gründen bei der SMCFT jedoch nicht vorgenommen. Aufgrund der Abweichung des Mittelwertes vom Sollwert 1,0 zeigen die Residuen RS trotz hoher Korrelation und eines geringen Variationskoeffizienten des Ansatzes hohe Werte.

Aus Tabelle 3.7 und dem Bild 3.14 kann entnommen werden, dass die Rechenansätze nach Muttoni und Gl. (3.50) die beste Übereinstimmung mit den für Fahrbahnplatten relevanten Versuchen aufzeigen. Wie Bild 3.12, Bild 3.13 und Tabelle 3.5 zeigen, verändert sich die Abweichung der berechneten Tragfähigkeiten von den Versuchswerten bei Variation der Parameter nicht. Zumal diese Modelle den tatsächlichen Dehnungszustand und somit die Momenten-Querkraft-Interaktion berücksichtigen, scheinen diese Modelle für die Beurteilung der Tragfähigkeit von Fahrbahnplatten unter konzentrierten Lasten besonders vielversprechend.

3 Querkraftwiderstand des Stahlbetonquerschnitts

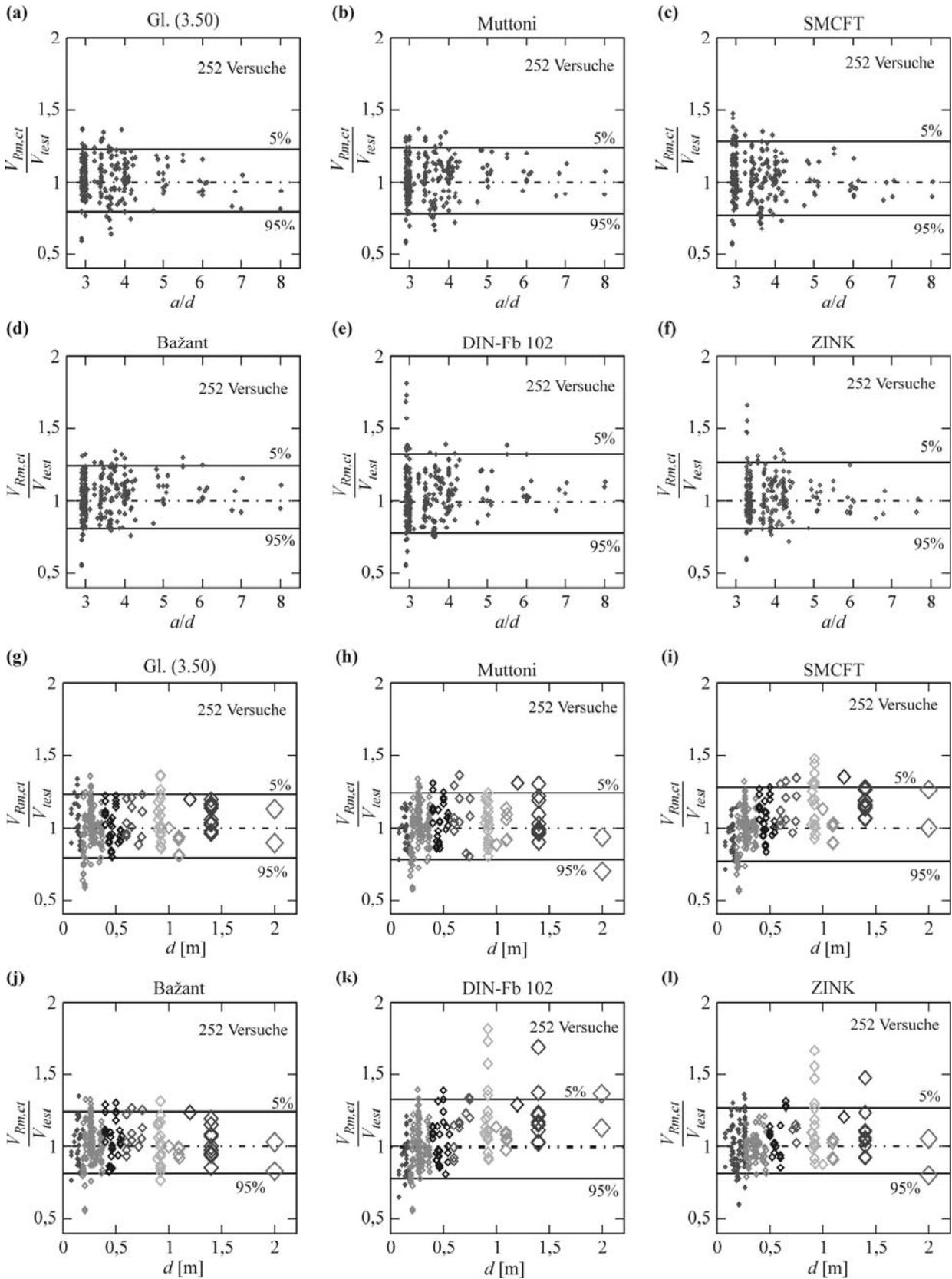


Bild 3.12: Auswertung der Datenbank mit den Rechenmodellen: (a) bis (f) Darstellung über die Schubschlankheit a/d (252 Versuche mit $a/d \geq 2,89$; $\rho_l \leq 3\%$); (g) bis (l) Darstellung über die Nutzhöhe d mit Wichtung der Symbole entsprechend der Nutzhöhe (252 Versuche mit $a/d \geq 2,89$; $\rho_l \leq 3\%$)

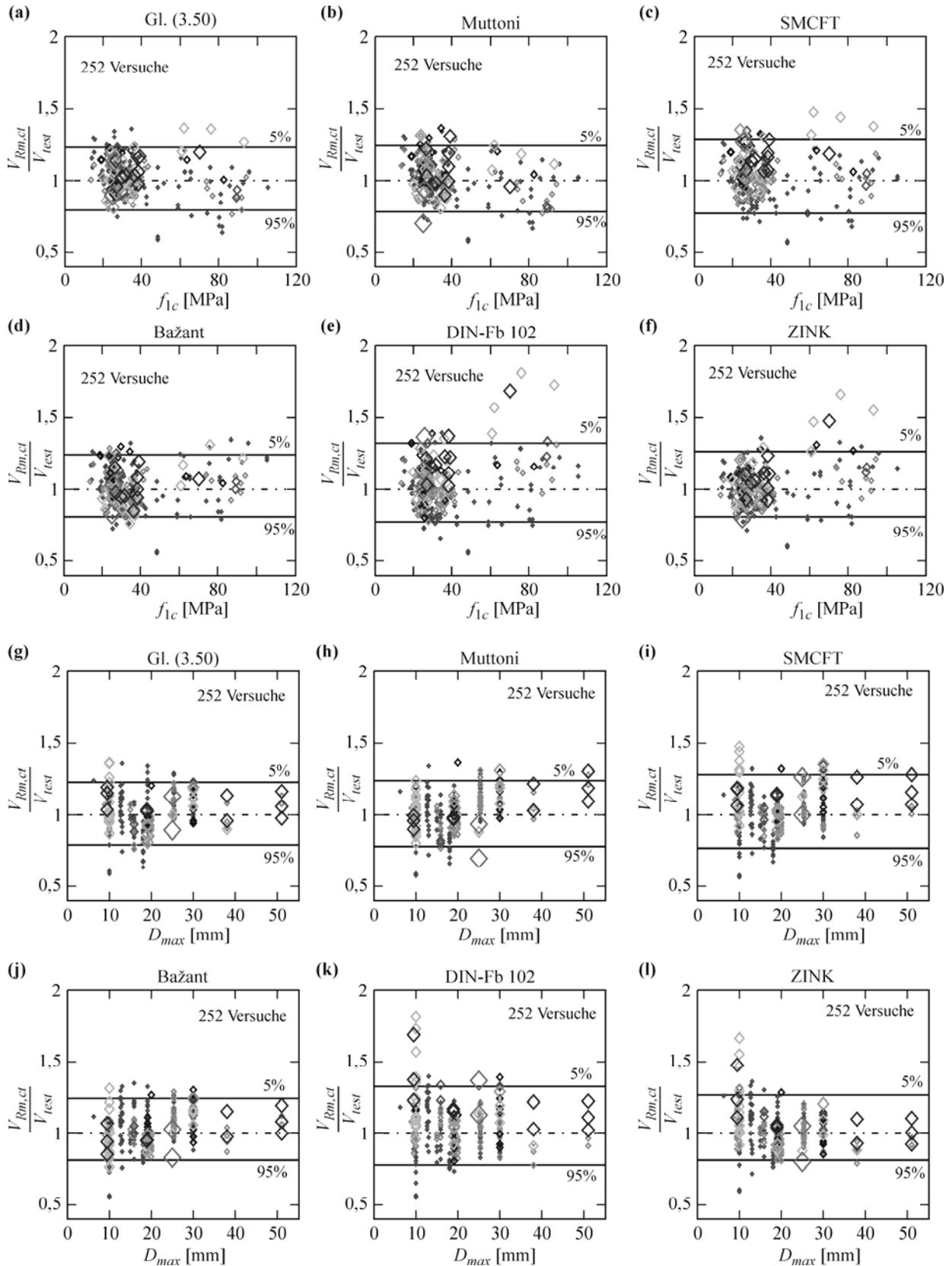


Bild 3.13: Auswertung der Datenbank mit den Rechenmodellen: (a) bis (f) Darstellung über die Betonfestigkeit f_{1c} (252 Versuche mit $a/d \geq 2,89$; $\rho_l \leq 3\%$); (g) bis (l) Darstellung über den Größtkorndurchmesser D_{max} (252 Versuche mit $a/d \geq 2,89$; $\rho_l \leq 3\%$); (Wichtung der Symbole entsprechend der Nutzhöhe)

3 Querkraftwiderstand des Stahlbetonquerschnitts

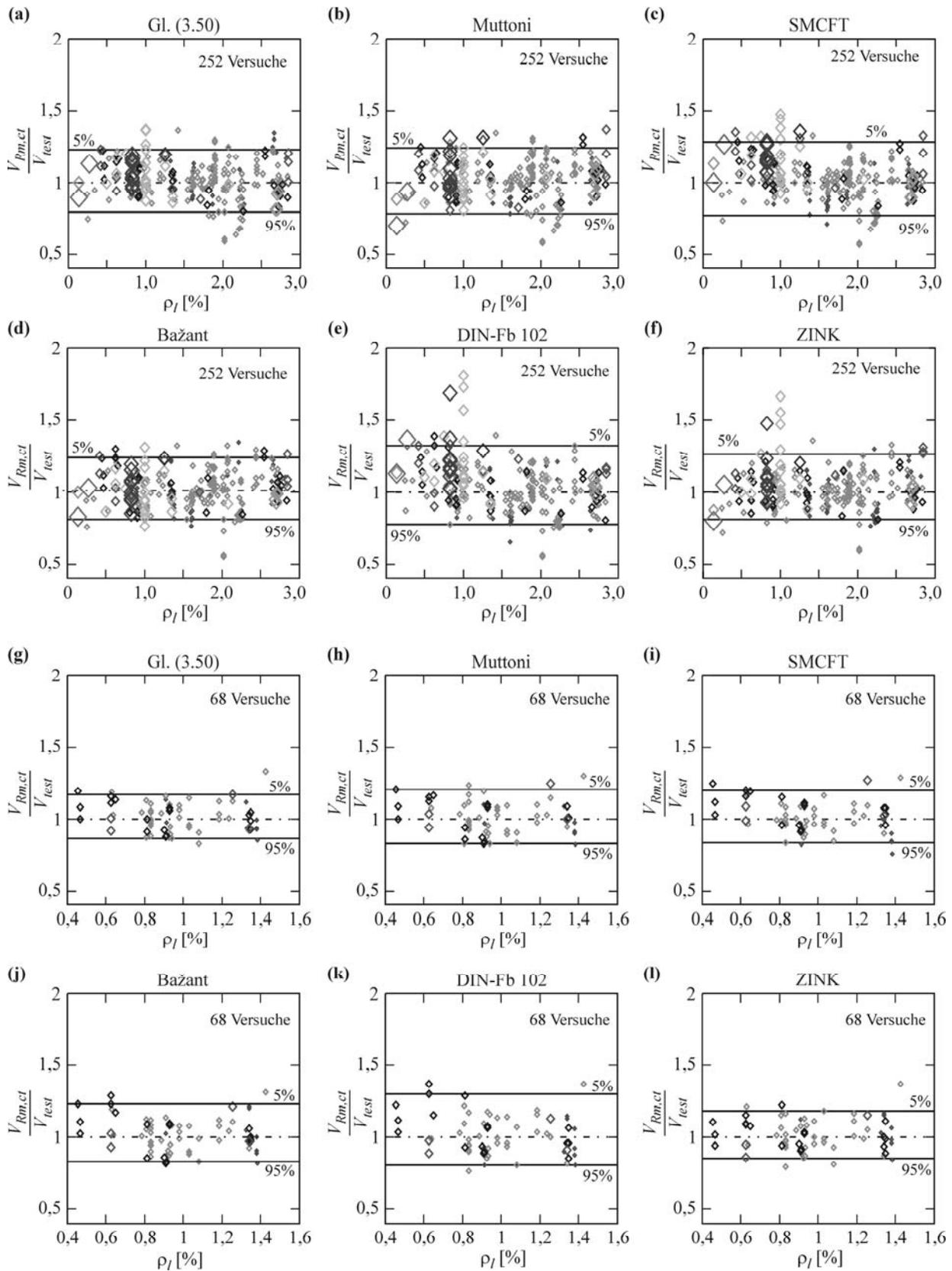


Bild 3.14: Auswertung der Datenbank mit den Rechenmodellen: (a) bis (f) Darstellung über den Längsbewehrungsgrad ρ_l (252 Versuche mit $a/d \geq 2,89$; $\rho_l \leq 3\%$); (g) bis (l) Darstellung über den Längsbewehrungsgrad ρ_l (68 Versuche mit $a/d \geq 2,89$; $\rho_l \leq 1,5\%$; $d \leq 0,6m$; $f_y \leq 1000$ MPa); (Wichtung der Symbole entsprechend der Nutzhöhe)

3.4 Vergleich der Rechenmodelle

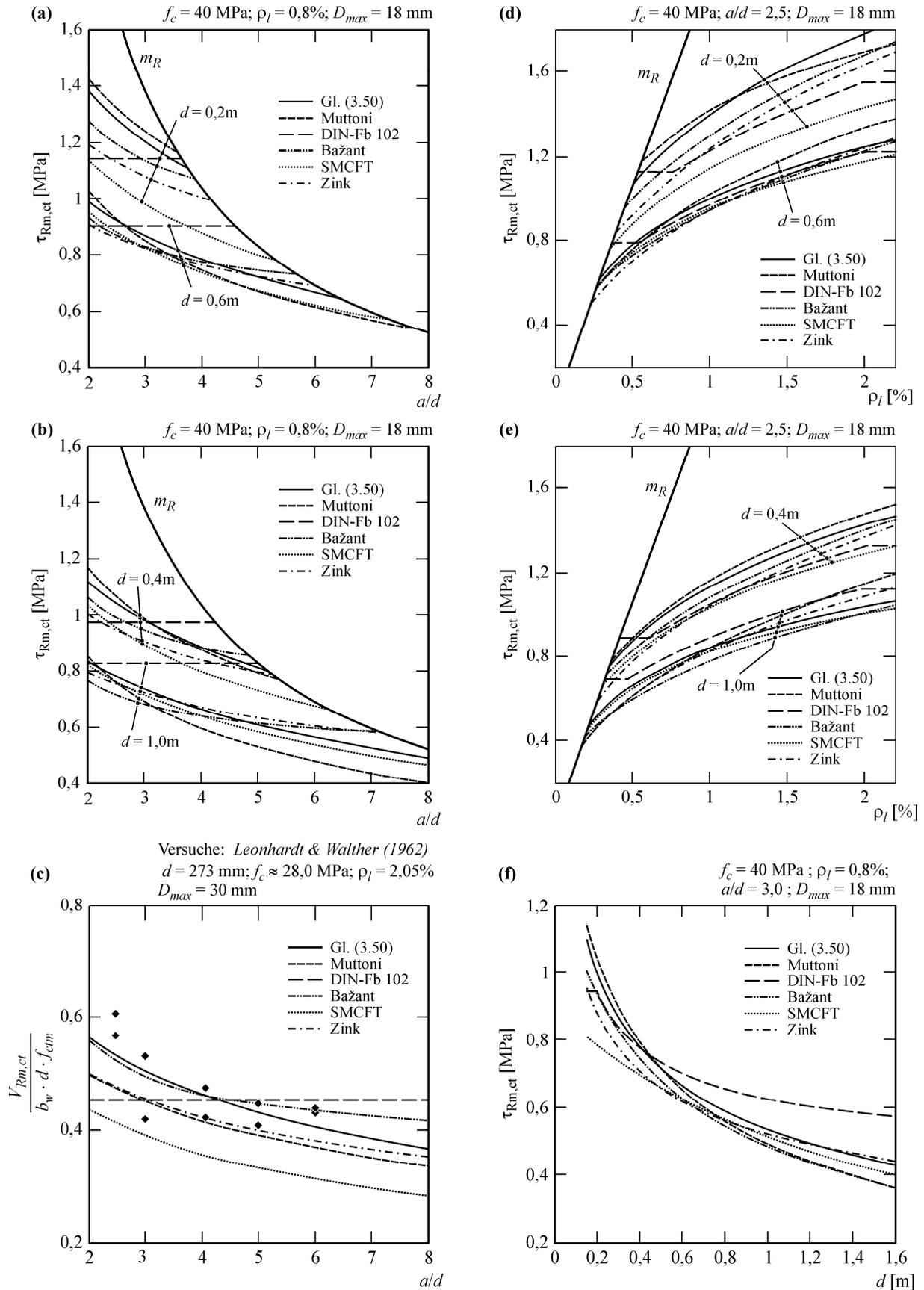


Bild 3.15: Vergleich der Rechenmodelle an Balken unter Einzellasten: (a) und (b) Variation der Schubschlankheit; (c) Vergleich mit Versuchen; (d) und (e) Variation des Bewehrungsgrades; (f) Variation der Nutzhöhe

3 Querkraftwiderstand des Stahlbetonquerschnitts

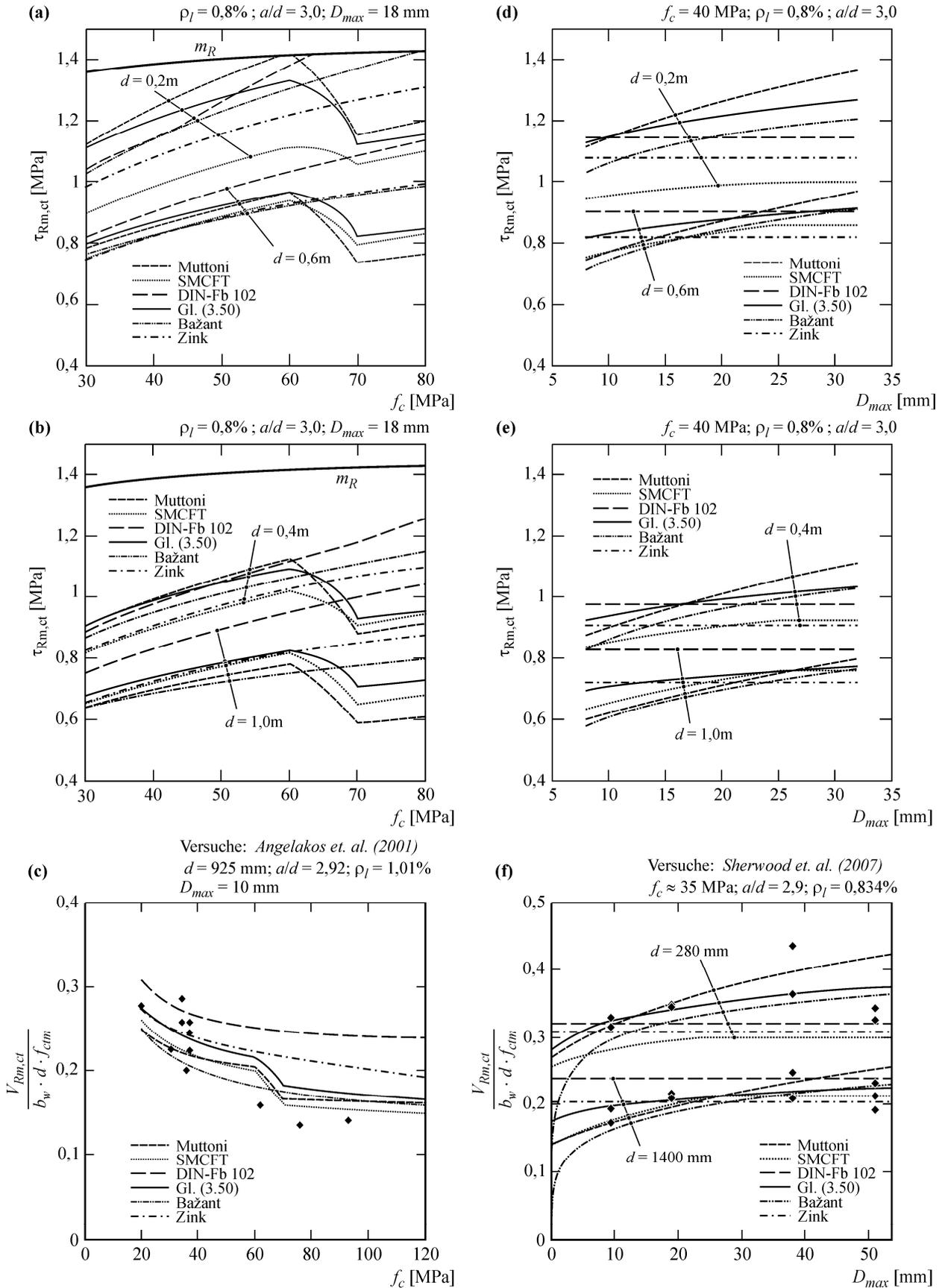


Bild 3.16: Vergleich der Rechenmodelle für Balken unter Einzellasten: (a) und (b) Variation der Betonfestigkeit; (c) Vergleich mit Versuchen; (d) und (e) Variation des Größtkorndurchmessers; (f) Vergleich mit Versuchen

Um über die rein statistische Auswertung von Versuchsdaten hinaus zu prüfen, ob die Rechenmodelle die selben Trends bei Variation charakteristischer Parameter ergeben, ist es sinnvoll, die Rechenmodelle mit einzelnen Versuchsserien und durch Parametervariation direkt zu vergleichen. Die mit den verschiedenen Modellen berechneten Tragfähigkeiten sind für Variation der Parameter $\lambda = a/d$, ρ_l und d im Bild 3.15 sowie für f_c und D_{max} im Bild 3.16 dargestellt. Aus dem direkten Vergleich der Rechenmodelle im Bild 3.15 f ist bei den Ansätzen des DIN-Fb 102 und der SMCFT die systematische Abweichung bei verschiedenen Bereichen der Nutzhöhen zu erkennen. So liefert die SMCFT besonders bei kleinen Nutzhöhen geringere Tragfähigkeiten als alle anderen Modelle. Bei Nutzhöhen ab ca. $d = 0,6$ m liegen die berechneten Tragfähigkeiten wieder auf gleichem Niveau. Bei der DIN ist dieser Trend genau umgekehrt. Hier ergibt sich schon ab einer Nutzhöhe von ca. $d = 0,5$ m eine Abweichung zu den anderen Modellen. Mit zunehmender Nutzhöhe liegen die berechneten Tragfähigkeiten stärker auf der unsicheren Seite. Dieser Trend lässt sich entsprechend Bild 3.12 k und Bild 3.16 c auch mit Versuchen belegen. Das Rechenmodell von Zink zeigt, wie Bild 3.16 c entnommen werden kann, Probleme bei der Berechnung der Tragfähigkeit von Versuchen großer Nutzhöhe und hoher Festigkeit. Dies lässt sich, wie Bild 3.16 d bis f nahe legt, durch die fehlende Berücksichtigung des Größtkorndurchmessers erklären. Der Ansatz von Muttoni scheint dagegen etwas zu stark auf die Zunahme des Größtkorndurchmessers zu reagieren und liegt für große Gesteinskörnungen oberhalb der in Versuchen festgestellten Tragfähigkeiten. Bedenkt man dass bei kleinen Nutzhöhen die Abweichung der SMCFT zur sicheren Seite liegen, wird aus Bild 3.15 d und f ersichtlich, dass alle Rechenmodelle bei geringer Schubschlankheit und einem für Fahrbahnplatten typischen Bewehrungsgrad eine höhere Tragfähigkeit als der DIN Ansatz ergeben. Weiterhin wird die nach DIN-Fb 102 eingeführte Mindestquerkrafttragfähigkeit von keinem anderen Rechenmodell in dieser Form bestätigt.

Besonders interessant ist die im Bild 3.15 a bis c dargestellte Variation der Schubschlankheit. Dieser Parameter wird im DIN Ansatz vernachlässigt. Die nach den übrigen Modellen berechneten Tragfähigkeiten schwanken daher um den Wert des DIN-Fb 102. Bedenkt man, dass der DIN Ansatz für große Nutzhöhen auf der unsicheren Seite liegt, liefert der direkte Vergleich der Modelle im Bild 3.15 b bei einer Nutzhöhe von 0,4 m eine wesentliche Erkenntnis. Da der Mittelwert der Schubschlankheit aller Versuche der Datenbank bei $a/d = 3,7$ und der Mittelwert der Nutzhöhe bei $d = 0,38$ m liegt (siehe Bild 3.2), ergeben hier alle Modelle im Bereich von $a/d = 3$ bis 4 Tragfähigkeiten gleicher Größenordnung. Der Trend abnehmender Tragfähigkeit bei zunehmender Schubschlankheit wird durch den DIN Ansatz jedoch vernachlässigt. So liefert der Ansatz bei großen Schlankheiten im Vergleich zu den anderen Modellen zu hohe Bauteilwiderstände. Da die zunehmende Querkrafttragfähigkeit bei abnehmender Momentenbeanspruchung durch den DIN-Fb 102 ebenso vernachlässigt wird, ist der Ansatz für Fahrbahnplatten aber zu konservativ. Diese These kann, wie im Bild 3.15 c verdeutlicht, durch den Vergleich mit Balkenversuchen belegt werden. Beim Querkraftnachweis einer Fahrbahnplatte wird meist eine Laststellung mit geringem Abstand der Radlasten zum Plattenanschnitt maßgebend. Das geometrische Verhältnis beträgt in der Regel ca. $a/d = 2,5$. In diesem Bereich liegt die rechnerische

Tragfähigkeit nach DIN jedoch weit unterhalb derer anderer Rechenmodelle. Weiterhin ist zu bedenken, dass das Verhältnis der Biege- zur Querkraftbeanspruchung durch die mögliche Lastausbreitung in Querrichtung der Platte sogar noch niedriger als bei den hier behandelten Versuchsbalken ist.

3.5 Zusammenfassung

Im diesem Abschnitt wurde ein Überblick über verschiedene Modelle zur Berechnung des Querkraftwiderstands von Stahlbetonbauteilen gegeben. In den erläuterten Ansätzen wurden die einfließenden Parameter je nach theoretischem Hintergrund unterschiedlich gewichtet. Bei allen Rechenmodellen erfolgte jedoch eine empirische Koeffizientenanpassung an Datenbanken von Balkenversuchen. Weiterhin wurde im Kapitel 3.3.9 durch die Kombination der Theorie des kritischen Biegeschubrisses von *Muttoni 2003* mit dem energetischen Maßstabeffekt nach *Bažant 1997* und *Bažant & Yu 2005* ein neues Bemessungsmodell entwickelt, das insbesondere an Balkenversuchen mit für Fahrbahnplatten charakteristischen Parametern ausgerichtet wurde.

Die unterschiedlichen Bemessungsansätze wurden im Abschnitt 3.4 miteinander und mit einer im Kapitel 3.2 beschriebenen Datenbank verglichen. Aus dem direkten Vergleich der Rechenmodelle und der statistischen Auswertung der Datenbank von Balkenversuchen geht hervor, dass das Rechenmodell der DIN gegenüber den hier betrachteten anderen Modellen die geringste Übereinstimmung mit den Werten der Versuchsdatenbank aufweist. Zudem vernachlässigt die DIN die Auswirkungen einiger Einflussparameter, die von anderen Rechenmodellen durchaus gut wiedergegeben werden. Besonders ist hier auf das mit steigender Nutzhöhe abnehmende Sicherheitsniveau des berechneten Querschnittswiderstandes hinzuweisen. Im Gegensatz dazu liefert der Normansatz durch die Vernachlässigung der Momenten-Querkraft-Interaktion zu konservative Querschnittswiderstände für Nutzhöhen bis ca. 0,50 m bei niedrigen Längsbewehrungsgraden und geringen Schubslankheiten. Gerade die Querkrafttragfähigkeit von Stahlbetonfahrbahnplatten ohne Querkraftbewehrung wird nach DIN bei den maßgebenden Lastfällen mit lagernaher Stellung der Radlasten somit unterschätzt.

Das Rechenmodell von *Muttoni 2003* und der in dieser Arbeit entwickelte Ansatz nach Gl. (3.50) weisen eine sehr gute Übereinstimmung mit allen Versuchen der Datenbank auf. Der mit diesen Rechenmodellen gezogene Vergleich V_{cal}/V_{test} zeigt in allen Parameterbereichen eine gleichmäßige Streuung um den Mittelwert. Insbesondere gelingt es mit diesen Ansätzen die für Fahrbahnplatten relevanten Versuche am besten abzubilden. Da beide Modelle die Momenten-Querkraft-Interaktion über den Dehnungszustand in einem Kontrollschnitt des Bauteils berücksichtigen, sind diese Ansätze zur praktischen Berechnung der Querkrafttragfähigkeit von Fahrbahnplatten geeignet. Der Lastausbreitung von Radlasten und dem vom Balken abweichende Momenten-Querkraft-Verhältnis bei Fahrbahnplatten unter konzentriert einwirkenden Radlasten kann somit Rechnung getragen werden.

4 Einflüsse der Bauteilgeometrie auf die Querkrafttragfähigkeit

4.1 Einführung

Im vorangegangenen Kapitel wurde die Bestimmung des allgemeinen Querschnittswiderstandes von Stahlbetonbauteilen ohne Querkraftbewehrung behandelt. Die Bemessungsgleichungen wurden dabei ausschließlich für die B-Bereiche schubslanker Balken mit Rechteckquerschnitt und konstanter Bauteilhöhe abgeleitet. Reale Stahlbetonbauteile weisen jedoch meist eine weit- aus komplexere Geometrie und Belastung als die bisher behandelten Balken auf. Die Bemessungsmodelle müssen daher auf allgemeine Stahlbetonbauteile mit abweichender Geometrie übertragen oder ergänzt werden. Wie *Muttoni 1990* ausführte und es auch aus Abschnitt 2.2 hervorgeht hat die Geometrie und das Längssystem des Bauteils einen wesentlichen Einfluss auf die erreichbare Traglast. Für die hier zu betrachtenden Stahlbetonfahrbahnplatten ergeben sich aus der im Bild 4.1 dargestellten möglichen Lastanordnung und Bauteilgeometrie zwei wesentliche, die Querkrafttragfähigkeit beeinflussende, Parameter des Längssystems.

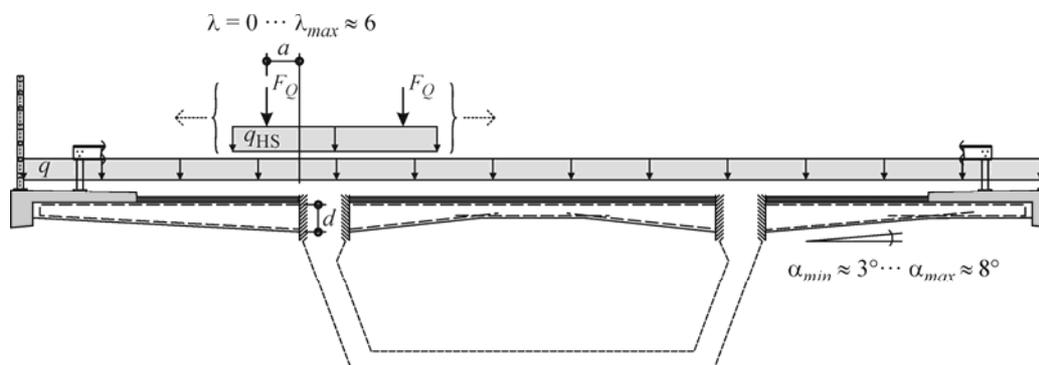


Bild 4.1: Beim Querkraftnachweis üblicher Fahrbahnplatten zu berücksichtigende Geometrie und Lastanordnung

Aus den Radlasten und deren freier Beweglichkeit auf den Fahrbahnplatten resultieren lagerferne und lagernahe Laststellungen, die auch im Übergangsbereich zwischen B- und D-Bereich liegen können. Bei sehr geringen Abständen der Lasten zum Auflager ergibt sich zunehmend eine Störung des Dehnungszustandes und die Balkentragwirkung wird durch die Wirkung direkter Druckstreben überlagert. Einige Bemessungsmodelle berücksichtigen zwar die Momenten-Querkraft-Interaktion bei der Ermittlung des Querschnittswiderstandes, gelten jedoch nur für B-Bereiche. Zur Bestimmung der Tragfähigkeit von Fahrbahnplatten ist somit die Festlegung einer Grenزشlankheit, ab welcher die Wirkung direkter Druckstreben zu einer nennenswerten Steigerung der Querkrafttragfähigkeit führt, von besonderem Interesse.

Weiterhin weisen Stahlbetonfahrbahnplatten von Straßenbrücken, wie im Bild 4.1 dargestellt, in der Regel eine Voutung der Platte mit zu den Auflagern zunehmender Bauteildicke auf. Bei Stahlbetonkonstruktionen mit veränderlicher Querschnittshöhe kann die Neigung der inneren Kräfte in der Druck- und Zugzone entsprechend der Bauteilkanten jedoch einen wesentlichen Einfluss auf die Tragfähigkeit und die Bemessungsschnittgrößen haben. Diese Abweichung der Bauteilgeometrie gegenüber den bisher betrachteten üblichen Versuchsbalken mit parallelen Bauteilkanten soll in diesem Abschnitt am Beispiel von gevouteten Balken behandelt werden.

4.2 Querkrafttragfähigkeit bei lagernaher Laststellung

Wie in Abschnitt 2.3.6 bereits ausgeführt, kann ein bedeutender Anteil der Querkraft durch Druckbögen oder direkte Druckstreben, die sich auf den Auflagern abstützen, abgetragen werden. Grundvoraussetzung ist jedoch, dass sich diese Tragwirkungen ohne große Spannungsumlagerungen einstellen können muß. Bei großen Schubslankheiten ist daher der Einfluss direkter Druckstreben gering. Mit kleiner werdenden Abständen zwischen Belastung und Auflager wird nach Ausfall der Rissreibung die Umlagerung des Tragwerkes in ein tragfähiges Sprengwerk mit direktem Lastabtrag in die Auflager möglich. Ab einem gewissen Lastabstand löst die Tragwirkung der direkten Druckstreben die Balkentragwirkung daher ab. Ein mögliches Modell zur Berücksichtigung der direkten Druckstreben wurde im Abschnitt 3.3.3 bereits erläutert. Für die Bemessung von Fahrbahnplatten ist es jedoch von besonderem Interesse einen Richtwert zu bestimmen, ab dem das Balkenmodell seine Aussagefähigkeit verliert und die tatsächlichen Tragfähigkeiten unterschätzt werden. In vielen Regelwerken wird auch bei geringeren Schubslankheiten die Bemessung mit dem Balkenmodell beibehalten und die Wirkung der direkten Druckstreben durch eine Reduzierung der zu bemessenden Querkraft berücksichtigt (bspw. β -Wert in DIN 1045-1). Diese Vorgehensweise stützt sich, mit der Annahme des Minimums der erreichbaren Biegetragfähigkeit bei einer bestimmten Grenزشlankheit, auf das ‚Schubtal‘ nach Kani. Es wird dabei angenommen, dass mit Unterschreiten dieser Grenزشlankheit eine überproportionale Zunahme der Querkrafttragfähigkeit durch die Wirkung direkter Druckstreben erfolgt. Die Festlegung der Grenزشlankheit bedarf jedoch einer genaueren Betrachtung.

Auf der Grundlage der Beobachtung, dass die Schubtragfähigkeiten bei kleineren Schubslankheiten zunehmen, darf nach DIN 1045-1 Abschnitt 10.3.2(2) bei direkter Lagerung der Querkraftanteil einer im Abstand $a \leq 2,5 \cdot d$ vom Auflagerrand wirkenden Einzellast mit dem Beiwert β entsprechend Gleichung (4.1) abgemindert werden. Es sei hier darauf hingewiesen, dass die Einwirkungen auflagernaher Einzellasten abgemindert werden können, jedoch nicht die Querkrafttragfähigkeit in Auflagernähe allgemein erhöht wird. Im Bild 4.2 a ist die Abminderung der bemessungsrelevanten Querkraft, die nach dem Balkenmodell Gl. (3.4) nachzuweisen ist, für eine Kragplatte unter Einzellast dargestellt.

$$\beta = \frac{a}{2,5 \cdot d} \leq 1 \quad (\text{nach DIN 1045-1, Gl. 68}) \quad (4.1)$$

Obwohl dieser Ansatz durch Versuchsdaten bestätigt scheint, ist zu Vorsicht geraten, wenn eine solche Überlagerung bei Stahlbetonfahrbahnplatten angesetzt werden soll. *Reineck 2006* schlägt zum Beispiel aufgrund der Auswertung einer erweiterten Datenbank mit Versuchen geringer Schubschlankheiten ($a/d < 2,4$) vor, den Beiwert zur Abminderung auf $\beta \geq 1/3$ zu begrenzen. Dies hieße eine Lastabminderung nur bis zu einem Abstand von $a \geq 2,5 \cdot d/3 = 0,83 \cdot d$ vorzunehmen. Des Weiteren ist zu bedenken, dass sich eine direkte Druckstrebe nur ungehindert ausbilden kann, solange der Bereich zwischen Lasteinleitung und Auflager ungerissen ist. Dies ist bei den üblichen Versuchen mit Einfeldbalken unter Einzellasten stets der Fall, da die Lagerung direkt am unteren Bauteilrand und die Belastung am oberen Rand erfolgt (Bild 4.2 a). Das Biegemoment im Bereich des Auflagers ist somit klein und die Biegerisse schneiden nicht mehr von unten in die Druckstreben ein. Bei Durchlaufträgern und Kragplatten, wie sie bei Straßenbrücken stets vorkommen, sehen die Lagerungs- und Belastungsbedingungen jedoch anders aus. Hier greifen die maßgebenden konzentrierten Radlasten zwar in Auflagernähe an, eine direkte Druckstrebe muss sich aber über einen Bereich mit geöffneten Biegerissen entwickeln, welche durch die weiteren Verkehrs- und Eigengewichtslasten hervorgerufen werden (Bild 4.2 b). Die gegenüber der Lagerung und dem Rissbild veränderte Lastanordnung kann so zu einer verminderten Tragfähigkeit der Druckstrebe führen.

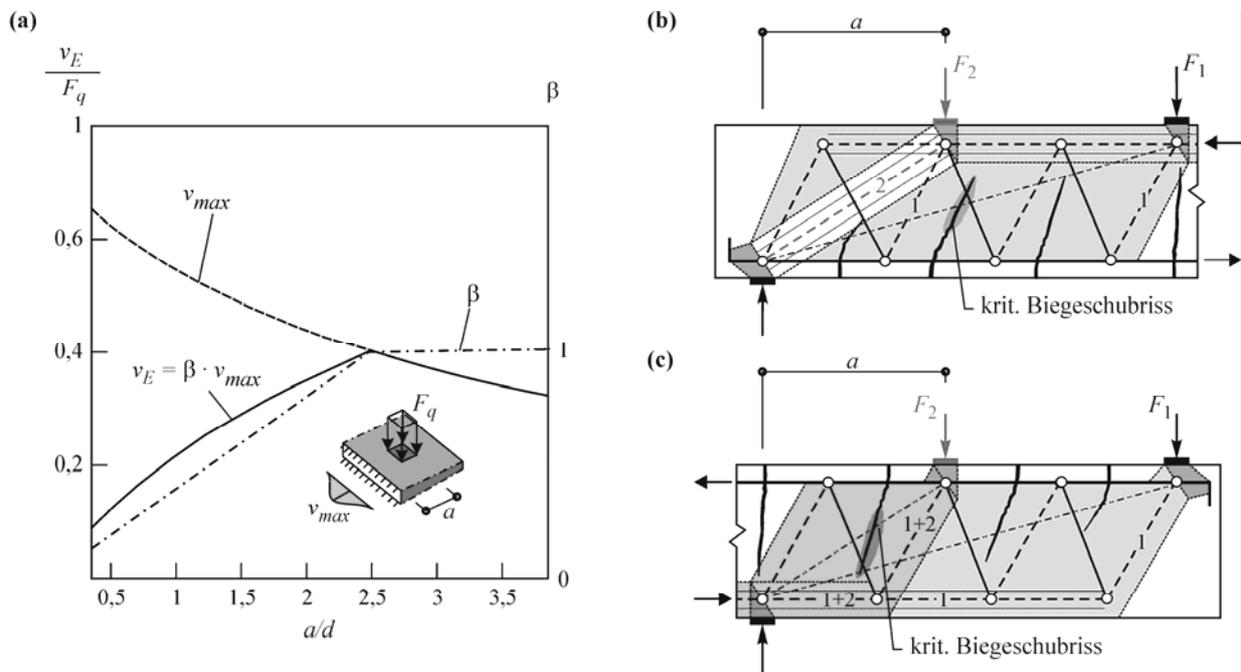


Bild 4.2: Wirkung direkter Druckstreben: (a) Abminderung der nach DIN zur Bemessung anzusetzenden Querkrafteinwirkung; (b) Stabwerksmodell bei Ausbildung einer direkten Druckstrebe im ungestörten Bereich eines Einfeldträgers; (c) Stabwerksmodell eines vergleichbaren Kragträgers mit Rissen im Bereich der Lastaufbringung

4 Einflüsse der Bauteilgeometrie auf die Querkrafttragfähigkeit

Zur Verdeutlichung der unterschiedlichen Lastabtragung bei Einfeldträgern mit direkter Lagerung und Belastung am oberen Bauteilrand gegenüber der Situation bei Krag- und Durchlaufträgern mit Belastung am gerissenen Bauteilrand, sind im Bild 4.2 b und c Modelle für eine lagernahe Last F_2 bei gleichzeitiger Wirkung einer weiteren Last F_1 für einen Einfeldträger und einen Kragarm dargestellt. Während sich beim Einfeldträger die direkte Druckstrebe zwischen Auflager und Last F_2 ungehindert ausbilden kann, ist beim Kragarm der Pfad der direkten Druckstrebe für die Last F_2 durch den Biegeschubriss behindert. Geht man davon aus, dass die schräge Druckkraft nicht über den geöffneten Riss übertragen werden kann, muss die Kraft F_2 ebenfalls um den entstehenden Biegeschubriss herum gelenkt werden, wodurch der Kraftfluss der Kräfte F_1 und F_2 zusammenfällt. Solange nicht ausgeschlossen werden kann, dass sich ein Riss in dem Bereich zwischen Last und Lagerung entwickelt, muss beim Kragarm also, anders als beim Einfeldträger, die Summe der Lasten F_1 und F_2 über dem kritischen Biegeschubriss übertragen werden. Nach der Theorie des kritischen Biegeschubrisses ist die Tragfähigkeit des Systems dann wiederum für beide Lasten maßgeblich von der im Riss durch Rissreibung übertragbaren Kraft abhängig.

Nach Durchsicht der Literatur muss jedoch festgestellt werden, dass derzeit keine Versuche mit einer Lastkonfiguration vorliegen, bei der eine Last in einem Bereich großer Momentenbeanspruchung auf der Seite der Zugzone aufgebracht wurde. Die angeführte These kann hier also weder durch Versuche untermauert und quantifiziert noch widerlegt werden. Aus den vorangegangenen Betrachtungen lässt sich daher lediglich ableiten, dass auflagernahe Lasten zu einem großen Teil durch direkte Druckstreben abgetragen werden können, solange weitgehend ungerissene Bereiche zwischen Last und Lagerung bzw. eine geringe Biegemomentenbeanspruchung im Lagerbereich vorliegen. Da dies bei Stahlbetonfahrbahnplatten nicht der Fall ist, sollte mit einer Anwendung des β -Faktors vorsichtig umgegangen werden. Es ist zu bedenken, dass in Stabwerksmodellen die Tragfähigkeit von Druckstreben, die sich in gerissenen Tragwerksbereichen entwickeln, um ca. 20% abgemindert wird. Eine entsprechende Anpassung des β -Faktors bei Rissbildung im Lasteinleitungsbereich scheint daher angebracht. Bedenkt man weiterhin, dass durch das *ARS 11/2003* der Druckstrebenwinkel zur Bestimmung einer notwendigen Querkraftbewehrung auf einen Wert von $\cot\theta = 1,75$ ($\theta = 29,7^\circ$) begrenzt wurde, scheint der in der DIN vorgesehene Einfluss der direkten Druckstreben ab $a \leq 2,5 \cdot d$ für den betrachteten Fall zu unsicher. Eine komplette Vernachlässigung des positiven Einflusses direkter Druckstreben auf die Querkrafttragfähigkeit ist dagegen zu konservativ. In dieser Arbeit wird vorgeschlagen, die Abminderung vorerst nur bei Lastabständen $a \leq 2,0 \cdot d$ entsprechend Gleichung (4.2) vorzunehmen.

$$\beta = \frac{a}{2,0 \cdot d} \leq 1 \quad (4.2)$$

Dieser Vorschlag deckt sich mit der im Bild 2.1 dargestellten üblichen Einteilung eines Tragwerkes in D- und B-Bereiche und anderen Regelwerken wie zum Beispiel der SIA 262.

4.3 Querkrafttragfähigkeit bei veränderlicher Querschnittshöhe

4.3.1 Balkenversuche mit veränderlicher Querschnittshöhe in der Literatur

In der Literatur liegen äußerst wenige Forschungsarbeiten vor, welche die Querkrafttragfähigkeit ausschließlich längsbewehrter Stahlbetonträger mit veränderlicher Nutzhöhe behandeln. Aus diesem Grund muss an dieser Stelle auch auf ältere Versuche verwiesen werden, die nicht direkt auf die heute üblichen Bauteile (Betonfestigkeit, Betonstähle, etc.) übertragbar sind. *Mörsch 1922* führte Untersuchungen zum Einfluss der Bauteilgeometrie auf die Tragfähigkeit von Stahlbetonbalken durch. Dabei wurden die im Bild 4.3 abgebildeten zwei Balken mit unter 18° zum Auflager fallendem Druckgurt mit und ohne zusätzlicher Bügel- und Längsbewehrung, sowie ein vergleichbarer gerader Balken getestet. Die Versuchskörper von *Mörsch* wurden allerdings mit den damals üblichen glatten Bewehrungsstäben ausgeführt. Die Balken weisen durch den geringen Verbund zwischen glatten Stäben und Beton daher eine deutlich andere Rissbildung als vergleichbare Konstruktionen mit gerippter Bewehrung auf. Nach den Ausführungen von *Leonhardt & Walther 1962*, *Muttoni 1990* und *Muttoni & Fernandez Ruiz 2008* hat die Ausbildung von Rissen im Bereich des Schubfeldes jedoch einen wesentlichen Einfluss auf die erreichbare Tragfähigkeit. Die Ergebnisse dieser Versuche sind somit nicht direkt auf die heute üblichen Konstruktionen übertragbar. Andererseits lassen sich die in den Versuchen beobachteten Unterschiede der Tragfähigkeit mit der andersartigen Rissbildung der Balken erklären.

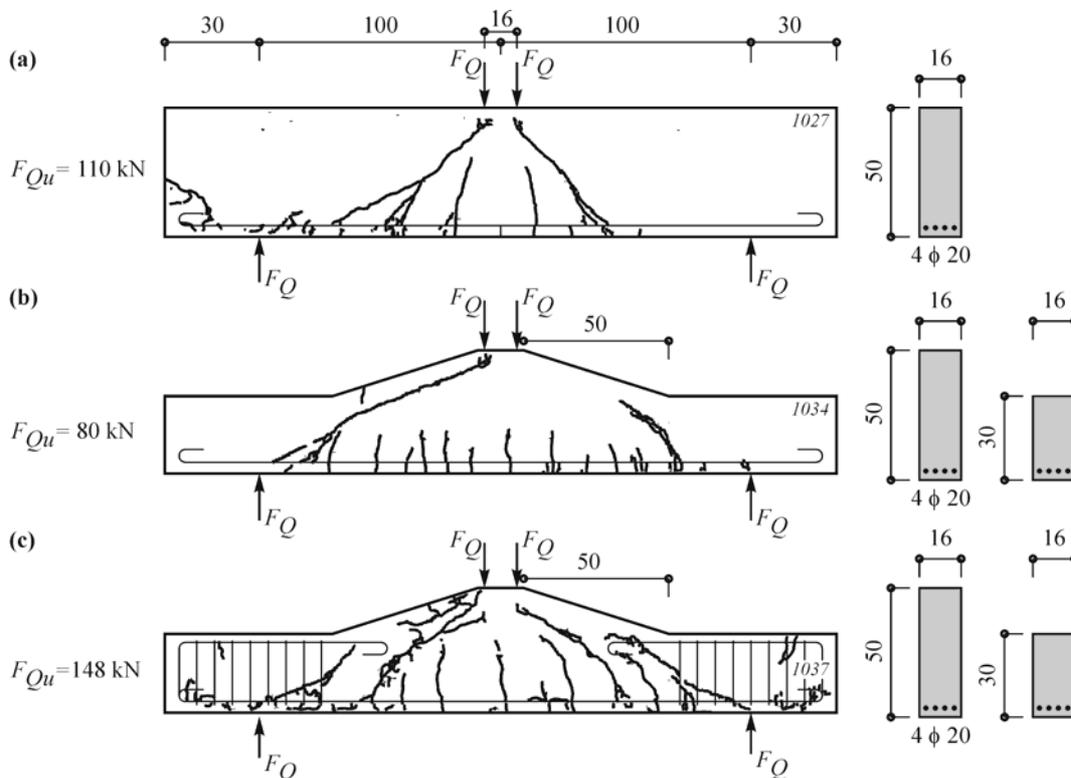


Bild 4.3: Versuche an Balken mit veränderlicher Querschnittshöhe und glatter Bewehrung von *Mörsch 1922*: (a) Verankerungsbruch beim geraden Balken; (b) Querkraftversagen beim gevouteten Träger; (c) Querkraftversagen beim gevouteten Träger mit zusätzlicher Bügel- und Längsbewehrung

4 Einflüsse der Bauteilgeometrie auf die Querkrafttragfähigkeit

Elniema & Debaiky 1982 berichten von Versuchen an Einfeldträgern mit Rechteckquerschnitten, variierender Querschnittshöhe und Gurtneigungen bis 15° . Die Versuchsbalken wurden jedoch mit Bügelbewehrung versehen, und bei gerader Bauteilkante des Druckgurtes wurde die Zugzone zu den Auflagern hin fallend oder steigend ausgeführt. Diese Versuche sind für den hier zu betrachtenden Fall der Fahrbahnplatten daher nicht repräsentativ. Dennoch soll hier angemerkt werden, dass in diesen Versuchen keine nennenswerte Abweichung der Schubbrisslast für gevoutete und gerade Träger festgestellt werden konnte. Weiterhin entsprach die rechnerische Tragfähigkeit nach Gleichung (4.3) nicht den in den Versuchen beobachteten. Einerseits nahm die Tragfähigkeit der bügelbewehrten Versuchsbalken bei zu den Auflagern kleiner werdenden Querschnitten nicht wesentlich ab. Andererseits nahm die Tragfähigkeit bei zu den Auflagern größer werdenden Querschnitten aber auch nicht wesentlich zu.

MacLeod & Houmsi 1994 testeten auskragende gevoutete Stahlbetonbalken ohne Bügelbewehrung (Bild 4.4). Alle Balken erhielten eine Längsbewehrung in der Zugzone von jeweils $2 \text{ } \phi 20 + 1 \text{ } \phi 12$. Nur an den Übergängen der Vouten zu den geraden Balkenbereichen wurde eine Bügelbewehrung angeordnet. Die Balken wiesen allerdings eine parallel zum Druckrand des geraden Trägerabschnitts mit geringer Höhe verlaufenden Längsbewehrung aus $2 \text{ } \phi 12$ auf. Die Bewehrung wurde über die gesamte Länge der Balken durchgeführt und liegt daher im Bereich des Auflagers somit in unterschiedlicher Höhe. Die Biegeschubrisse kreuzten diese Bewehrung daher in unterschiedlichen Phasen der Versuche. Die Geometrie, Bewehrungsführung und Betonfestigkeit der Versuche kann Bild 4.4 sowie Tabelle 4.1 entnommen werden.

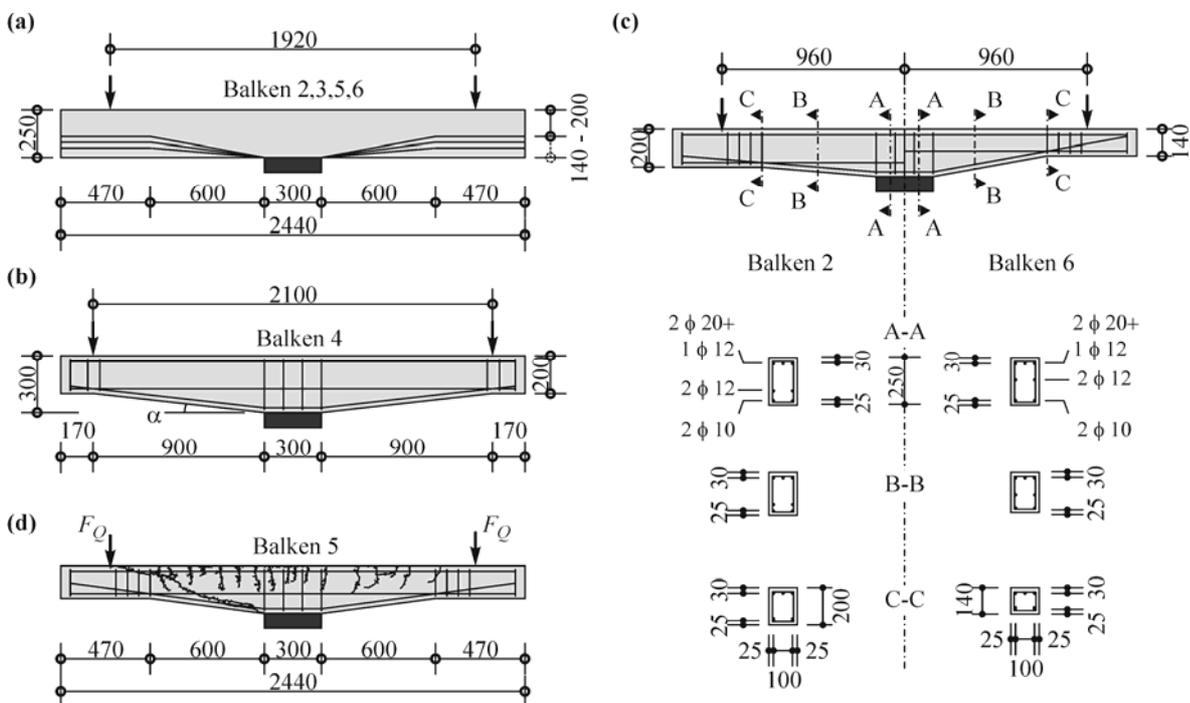


Bild 4.4: Versuche an Balken mit veränderlicher Querschnittshöhe von *MacLeod & Houmsi 1994*: (a) Geometrie der Versuchsbalken mit kurzen Vouten ; (b) Geometrie und Bewehrung des Balkens mit langer Voute; (c) Gegenüberstellung der Bewehrungsführung des Balkens 2 und Balkens 6; (d) Rissbild des Versuchsbalkens 5

4.3 Querkrafttragfähigkeit bei veränderlicher Querschnittshöhe

Tabelle 4.1: Geometrie, Bewehrung und Betonfestigkeit der Versuchsbalken von *MacLeod & Houmsi 1994*

Balken	$d_0^{(1)}$ [mm]	$d_1^{(2)}$ [mm]	ρ_0 [%]	$l_v^{(3)}$ [mm]	α [°]	f_{ic} [MPa]	D_{max} [mm]
3	220	220	2,247	600	0	28,5	20
2	220	170	2,247	600	4,76	28,4	20
5	220	140	2,247	600	7,60	25,9	20
5R	220	140	2,247	600	7,60	24,8	20
6	220	110	2,247	600	10,39	24,9	20
4	270	170	1,831	900	6,34	25,1	20

⁽¹⁾ Nutzhöhe am Lager ⁽²⁾ Nutzhöhe am Kragarmende ⁽³⁾ Länge der Voute

Die wesentlichen Versuchsbeobachtungen wurden wie folgt zusammengefasst:

- Die Anzahl der Biegerisse nahm mit zunehmendem Winkel der Vouten zu.
- Die Rissbreite der Biegerisse der gevouteten Träger war größer als beim geraden Balken.
- Bei größerem Winkel der Vouten formten sich mehrere diagonale Biegeschubrisse.
- Nachdem die Biegeschubrisse in den gevouteten Balken bis zur Druckzone vorgedrungen waren erfuhren diese einen Widerstand.
- Das Lastinkrement, das nach der Bildung eines Biegeschubrisses benötigt wurde, um ein Versagen herbeizuführen, nahm mit zunehmendem Winkel zu.
- Das Verformungsvermögen und die Traglast nahmen mit zunehmendem Winkel zu.

Die Versuchsbeobachtungen zur Rissbildung sind aufschlussreich. In Bezug zum letzten Punkt soll hier jedoch darauf hingewiesen werden, dass die Zunahme der Tragfähigkeit bei diesen Balkenversuchen durch einen wesentlichen Faktor beeinflusst wurde, der nicht mit dem geneigten Druckgurt bei Vouten zusammen hängt. Die parallel zum Druckrand des geraden Trägerabschnitts eingelegte zusätzliche Längsbewehrung aus 2 Ø12 hat einen ganz wesentlichen Einfluss auf die Rissentwicklung und somit auf die Tragfähigkeit der Balken. Diese Bewehrung liegt bei einer flachen Voute komplett in der Druckzone. Mit zunehmender Neigung der Voute kommen diese Stäbe im Schubfeld in den Bereich der Zugzone, womit ihr Einfluss mit zunehmendem Winkel größer wird. Die rissverklammernde Wirkung der Bewehrung erklärt die Versuchsbeobachtung, nach der die Biegeschubrisse kurz vor oder bei Erreichen der Druckzone einen Widerstand erfuhren. Auch die Entwicklung mehrerer Biegeschubrisse und der Vergleich mit Bild 4.3 c stützt die Vermutung, dass die Rissöffnung durch die zusätzliche Längsbewehrung behindert wurde. Die Zunahme der Tragfähigkeit lässt sich somit auf die Bewehrungsanordnung zurückführen. Ein direkt vergleichbarer gerader Balken, bei dem eine entsprechende zusätzliche Längsbewehrung in gleicher Lage vorgesehen würde, erführe ebenso eine Laststeigerung. Dies lässt sich zum Beispiel mit der Berechnung eines entsprechenden Balkens mit dem von *Bentz 2000* entwickelten Programm *Response 2000* belegen. Durch die Anwendung der vollen MCFT in einer Layermodellierung kann, im Gegensatz zu den anderen Rechenmodellen, die zusätzliche Längsbewehrung in Mitte des Querschnitts annähernd berücksichtigt werden. Nach den durchgeführten Berechnungen mit *Response 2000* liegt die Tragfähigkeit eines geraden Balkens mit einer Bewehrungsanordnung entsprechend der des Balkens 6 (Bild 4.4 c) um ca. 12% über der des geraden Balkens ohne die mittlere Längsbewehrung. Eine genaue Beurteilung des

4 Einflüsse der Bauteilgeometrie auf die Querkrafttragfähigkeit

reinen Einflusses der Druckgurtneigung auf die Querkrafttragfähigkeit ist mit diesen Versuchen daher nicht möglich.

4.3.2 Berücksichtigung veränderlicher Querschnittshöhen im Rechenmodell

Wie im Abschnitt 2.3.2 ausgeführt wurde, lassen sich die Komponenten der Querkraft nach der Stabstatik auf der Grundlage von Gleichgewichtsbedingungen an einem Balkenelement dx aus der Änderung des Biegemomentes dM/dx ermitteln und können nach Gleichung (2.1) in Abhängigkeit der Stahlzugkraft geschrieben werden. Eine Komponente resultiert dabei aus der Änderung der Gurtkräfte, die andere resultiert aus der Neigung der Gurtkräfte zueinander und berücksichtigt eine Änderung des inneren Hebelarms. Bei der Querkraftbemessung mit Balkenmodellen wurde der Hebelarm z der inneren Kräfte bisher vereinfacht konstant angenommen. Dies heißt jedoch nicht, dass eine mögliche Änderung des inneren Hebelarms nicht auch in Trägern mit konstanter Querschnittshöhe zu einem gewissen Grad am Querkraftabtrag beteiligt ist.

Bei Trägern mit Vouten wird die aus der Neigung der Gurtkräfte entstehende Vertikalkomponente im Allgemeinen entsprechend Bild 4.5 a und b berücksichtigt. In vielen Regelwerken, wie zum Beispiel auch im DIN-Fb 102, wird der Einfluss der Gurtneigung auf die Tragfähigkeit durch eine Anpassung der zu bemessenden Querkraft nach Gleichung (4.3) berücksichtigt. Hiernach wird die bemessungsrelevante Querkraft reduziert, wenn die Bauteilhöhe mit steigender Momentenbeanspruchung zunimmt. Im umgekehrten Fall muss die rechnerische Querkraft erhöht werden. Es sei darauf hingewiesen, dass in diesem Rechenmodell die Querkraft nicht senkrecht zur geneigten Stabachse sondern immer vertikal angesetzt wird.

$$V' = V \pm \frac{M}{z} \cdot (\tan \alpha_c + \tan \alpha_t) \quad (4.3)$$

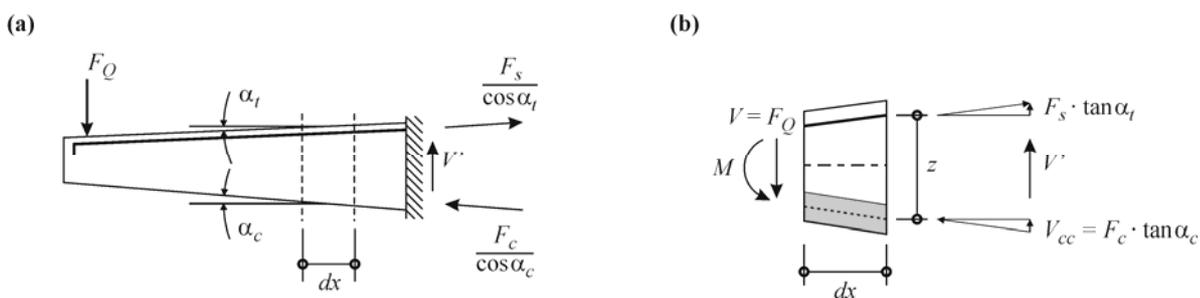


Bild 4.5: Stahlbetonbauteile mit veränderlicher Querschnittshöhe: (a) Statisches System eines gevouteten Trägers; (b) Kräftegleichgewicht am Balkenelement

Bei den für Fahrbahnplatten von Straßenbrücken üblichen Vouten ergibt sich ein Abzugsterm nur aus der Neigung α_c des Druckgurttes. Dieser wird in der Regel mit V_{cc} bezeichnet. Weiterhin wird die Neigung des Druckgurttes üblicherweise mit der Neigung der äußersten gedrückten Faser angenommen. Der innere Hebelarm wird zu $z \approx 0,9 \cdot d$ gesetzt. Durch diese Vereinfachungen lässt sich der Abzugswert der rechnerischen Querkraft durch die Beziehung (4.4) aus-

drücken. Der Nachweis der Querkrafttragfähigkeit kann somit im allgemeinen Fall mit der reduzierten Querkraft nach Gleichung (4.5) erfolgen.

$$V_{cc} = \frac{M}{0,9 \cdot d} \cdot \tan \alpha_c \leq A_s \cdot f_y \cdot \tan \alpha_c \quad (4.4)$$

$$V' = V - V_{cc} \leq V_{Rm,ct} \quad (4.5)$$

Bei Bauteilen mit Querkraftbewehrung lässt sich der Abzugswert V_{cc} direkt aus einem Stabwerkmodell ableiten. In diesem Fall wird die Querkrafttragfähigkeit des Bauteils hauptsächlich durch die mit Bewehrung abgedeckten Zugstreben gewährleistet und ist somit weitgehend unabhängig von Rissbildung und Dehnungszuständen im Bauteil. In Bauteilen ohne Querkraftbewehrung müssen hingegen die Gleichgewichtsbetrachtungen die tatsächliche Rissbildung und die durch geänderte Bauteilgeometrien veränderten Dehnungszustände berücksichtigen. Wie aus Abschnitt 4.3.1 hervorgeht liegen bisher äußerst wenige Forschungsarbeiten vor, die sich mit der Querkrafttragfähigkeit ausschließlich längsbewehrter Stahlbetonträger mit veränderlicher Nutzhöhe beschäftigen. Aus diesem Grund können die Gleichungen (4.4) und (4.5) für Stahlbetonbauteile ohne Querkraftbewehrung nicht durch geeignete Versuchsserien verifiziert werden. Die Bemessungsformel der DIN ist jedoch das Ergebnis zahlreicher Auswertungen von Balkenversuchen, die speziell an nicht bügelbewehrten Bauteilen mit parallelen Bauteilrändern durchgeführt wurden. Mit der Einführung eines aus Versuchsdaten empirisch hergeleiteten Bemessungsansatzes sind somit alle im Bauteil aktiven Tragwirkungen in der entwickelten Beziehung enthalten, auch wenn nicht alle Parameter in der Gleichung auftreten. Durch die Abminderung der Querkraft mit V_{cc} werden nun aber Anteile berücksichtigt, die theoretisch und experimentell nicht in gleicher Weise für Träger ohne Querkraftbewehrung abgesichert sind. Bei näherer Betrachtung der Zusammenhänge stellt sich für Stahlbetonbauteile ohne Querkraftbewehrung daher die Frage nach der Berechtigung des Abzugs einer Vertikalkomponente V_{cc} . Besonders fraglich wird dies im Zusammenhang mit dem Querkraftnachweis der DIN, welcher keine Momenten-Querkraft-Interaktion berücksichtigt.

Nach Ansatz von (4.4) in Kombination mit dem vom Belastungszustand unabhängigen Ansatz der DIN nach (3.4) und (3.5) wird für Träger mit Vouten die Querkrafttragfähigkeit bei gleichbleibender Querkraft im maßgebenden Schnitt mit zunehmendem Moment größer, da der innere Hebelarm im Querschnitt annähernd konstant bleibt. Somit nimmt die rechnerische Tragfähigkeit mit zunehmendem Abstand a zwischen Last und Auflager und ansteigendem Moment stetig zu, bis die Tragfähigkeitssteigerung durch Erreichen der maximalen Momentenbeanspruchung und das Fließen der Längsbewehrung begrenzt wird. Bei Kombination des Abzugswertes V_{cc} mit den Ansätzen nach *Muttoni 2003* Gl. (3.44), der SMCFT Gl. (3.41) oder der in dieser Arbeit entwickelten Gleichung (3.50), welche den Dehnungszustand im Bauteil explizit berücksichtigen, kommt es je nach Bauteilgeometrie und Belastungszustand zu einer Überlagerung des positiven Effekts des Abzugswertes mit dem negativen Einfluss der Dehnungszunahme im Bau-

4 Einflüsse der Bauteilgeometrie auf die Querkrafttragfähigkeit

teil. Daher nimmt die Tragfähigkeit nach diesen Ansätzen mit zunehmendem Moment nicht unbedingt stetig zu. Durch die veränderliche Bauteilhöhe variiert die rechnerische Querkrafttragfähigkeit jedoch bei allen Rechenmodellen entlang der Bauteillängsachse. Da die in der DIN für diesen Fall keine Angaben zur Lage des bemessungsrelevanten Schnittes enthält, ist unklar, an welcher Stelle des gevouteten Trägers der Nachweis ausreichender Querkrafttragfähigkeit überhaupt geführt werden soll. Üblicherweise erfolgt der Nachweis der Fahrbahnplatten am Anschnitt zum Steg, also im Schnitt mit der größten Bauteilhöhe. Auch für die anderen Bemessungsmodelle bleibt die Frage offen, ob die Lage des maßgebenden Schnittes unverändert bleibt. Im Folgenden wird hiervon zunächst ausgegangen.

In diesem Zusammenhang ist es interessant zu vermerken, dass *MacLeod & Houmsi 1994* einen Vorschlag zur Bemessung gevouteter Balken machen, bei dem die Tragfähigkeit der von ihnen getesteten Balken (siehe Bild 4.4) in einem kritischen Schnitt ca. $2,7 \cdot d_1$ von der Lasteinleitung entfernt maßgebend wird (d_1 = Nutzhöhe am freien Kragende). An dieser Stelle liegt eine gegenüber dem Anschnitt an der Stütze reduzierte Nutzhöhe und ein geringeres Moment vor. Nach diesem Bemessungsansatz werden somit der Querschnittswiderstand und der Abzugswert V_{cc} niedriger als am Anschnitt zum Lager berechnet. In Tabelle 4.2 sind die mit den angeführten Rechenmodellen bestimmten Tragfähigkeiten des jeweiligen Kontrollschnittes im Auflagerbereich und die in den Versuchen gemessenen Bruchlasten eingetragen. Die Tragfähigkeit nach DIN-Fb 102 wurde dabei mit der Nutzhöhe d_0 am Anschnitt zum Auflager, die nach Muttoni und Gl. (3.50) im Schnitt $0,5 \cdot d$ vom Auflagerrand berechnet. Der Abzugswert V_{cc} wurde bei den Berechnungen nicht berücksichtigt. Bedenkt man den positiven Einfluss der zusätzlichen Längsbewehrung auf die Querkrafttragfähigkeit der steileren Vouten, wird aus Tabelle 4.2 deutlich, dass die in diesen Schnitten ohne V_{cc} berechneten Tragfähigkeiten nicht wesentlich von den Versuchswerten abweichen. Besonders erwähnenswert ist in diesem Zusammenhang, dass die Berechnung der Tragfähigkeit mit Berücksichtigung des Abzugswertes V_{cc} in diesen Schnitten nach allen drei Methoden ein Biegebruch der gevouteten Träger vorhersagen. Dies traf jedoch sogar bei dem unter 10° gevouteten Träger nicht zu.

Tabelle 4.2: Vergleich der für die Versuchsbalken von *MacLeod & Houmsi 1994* berechneten und gemessenen Bruchlasten (ohne Ansatz von V_{cc})

Balken	α [°]	V_{test} [kN]	$V_{Rm,ct}$ [kN]			$V_{test}/V_{Rm,ct}$		
			DIN-Fb 102	Muttoni	Gl. (3.50)	DIN-Fb 102	Muttoni	Gl. (3.50)
3	0	43,5	46,4	46,4	47,9	0,94	0,94	0,91
2	4,76	43,3	46,4	44,8	46,5	0,93	0,97	0,93
5	7,60	47,4	45,0	42,5	44,4	1,05	1,12	1,07
5R	7,60	50,2	44,3	41,8	43,7	1,13	1,20	1,15
6	10,39	57,2	44,4	41,0	43,1	1,29	1,40	1,33
4	6,34	50,6	48,6	48,4	49,2	1,04	1,05	1,03
Mittelwerte						1,06	1,11	1,07

Um den Einfluss des Abzugswertes V_{cc} auf die rechnerische Querkrafttragfähigkeit zu verdeutlichen, soll hier, aus Ermangelung geeigneter Versuchsserien in der Literatur, ein theoretischer

sches Beispiel angeführt werden. Hierzu wird die bekannte Versuchsserie von *Leonhardt & Walther 1962* verwendet und für ansonsten identische Balken eine fiktive Voute mit einer Neigung von 5° angenommen. Mit diesem Beispiel lassen sich die rechnerischen Werte für gerade Balken durch die Versuchsserie belegen und mit den rechnerischen Werten für die fiktiv eingeführte Voutung vergleichen. Bild 4.6 zeigt links die realen Versuchsbalken und rechts die vergleichbaren Balken mit fiktiver Voute.

Mit dem am Institut für Massivbau der TU Hamburg-Harburg entwickelten Programm Stab2D-NL wurde unter Berücksichtigung der Spannungs-Dehnungs-Linien der Materialien und der zugversteifenden Mitwirkung des Betons der Dehnungszustand der geraden und gevouteten Balken für die Bruchlast der Versuche bestimmt. Die berechneten Stahldehnungen sind im Bild 4.6 dargestellt. Aus den Berechnungen geht hervor, dass die Dehnung des gevouteten Balkens im Abstand $0,5$ bis $0,9 \cdot d$ um etwa 6 bis 12% zunimmt. Im Mittelbereich des Schubfeldes ist die Dehnungszunahme sogar noch stärker ausgeprägt. Durch die geänderte Balkengeometrie ist aufgrund der Dehnungen daher, wie auch die Versuche von *MacLeod & Houmsi 1994* belegen, mit einer verstärkten Rissbildung und größeren Rissweite zu rechnen. Durch die Reduktion der Rissreibung führt dies zu einer Schwächung der Querkrafttragfähigkeit der Zugzone. Gleichzeitig wird jedoch die Ausbildung von direkten Druckstreben durch die Neigung des Druckgurtes und die im Bild 4.6 a bis c dargestellte zum Auflager hin tiefer liegende Nulllinie begünstigt.

Bei der Betrachtung der für die Querschnitte entlang der Bauteilachse des Trägers mit $a/d = 4$ berechneten Tragfähigkeiten (Bild 4.6 d und e) fällt auf, dass das Minimum der Querschnittstragfähigkeit beim geraden Träger in Feldmitte, also bei der größten Momentenbeanspruchung vorliegt. Bei den gevouteten Balken nimmt die Querkrafttragfähigkeit der Querschnitte nach DIN-Fb 102 und dem Ansatz von Muttoni hingegen von der Mitte zu den Auflagern ab. Dies erfolgt nach SMCFT und Gl. (3.50) nur bei gleichzeitigem Ansatz des Abzugswertes V_{cc} . Es muss jedoch darauf hingewiesen werden, dass die Querschnittswiderstände der SMCFT entsprechend den Erkenntnissen aus Kapitel 3.4 für den Vergleich der Träger mit einer Nutzhöhe von $d = 270$ mm mit einem Faktor von $\gamma_{mod} = 1,2$ multipliziert wurden um die Abweichung zum Mittelwert in diesem Nutzhöhenbereich zu kompensieren. Aus den Betrachtungen der Querschnittswiderstände und der Dehnungsverteilung entlang der Balkenlängsachse im Bild 4.6 wird klar, dass der maßgebende Biegeschubriss bei gevouteten Trägern näher am Auflager auftritt. Durch die Neigung des Biegeschubrisses entwickelt sich dieser allerdings in den Bereich mit größeren Nutzhöhen hinein und muss somit flacher und länger als bei vergleichbaren Trägern ohne Voute sein. Die maßgebliche Einschnürung der Druckzone erfolgt daher unter Umständen wieder im annähernd gleichen Bereich wie bei den geraden Trägern. Die Annahme, den maßgebenden Schnitt für gevoutete und gerade Träger im gleichen Abstand festzulegen, kann in dieser Arbeit daher weder bestätigt noch widerlegt werden. Aus diesem Grund wird an den üblichen Definitionen festgehalten. Es wird jedoch empfohlen den Einfluss der Vouten auf die Lage des maßgebenden Schnittes durch geeignete Versuche zu untersuchen.

4 Einflüsse der Bauteilgeometrie auf die Querkrafttragfähigkeit

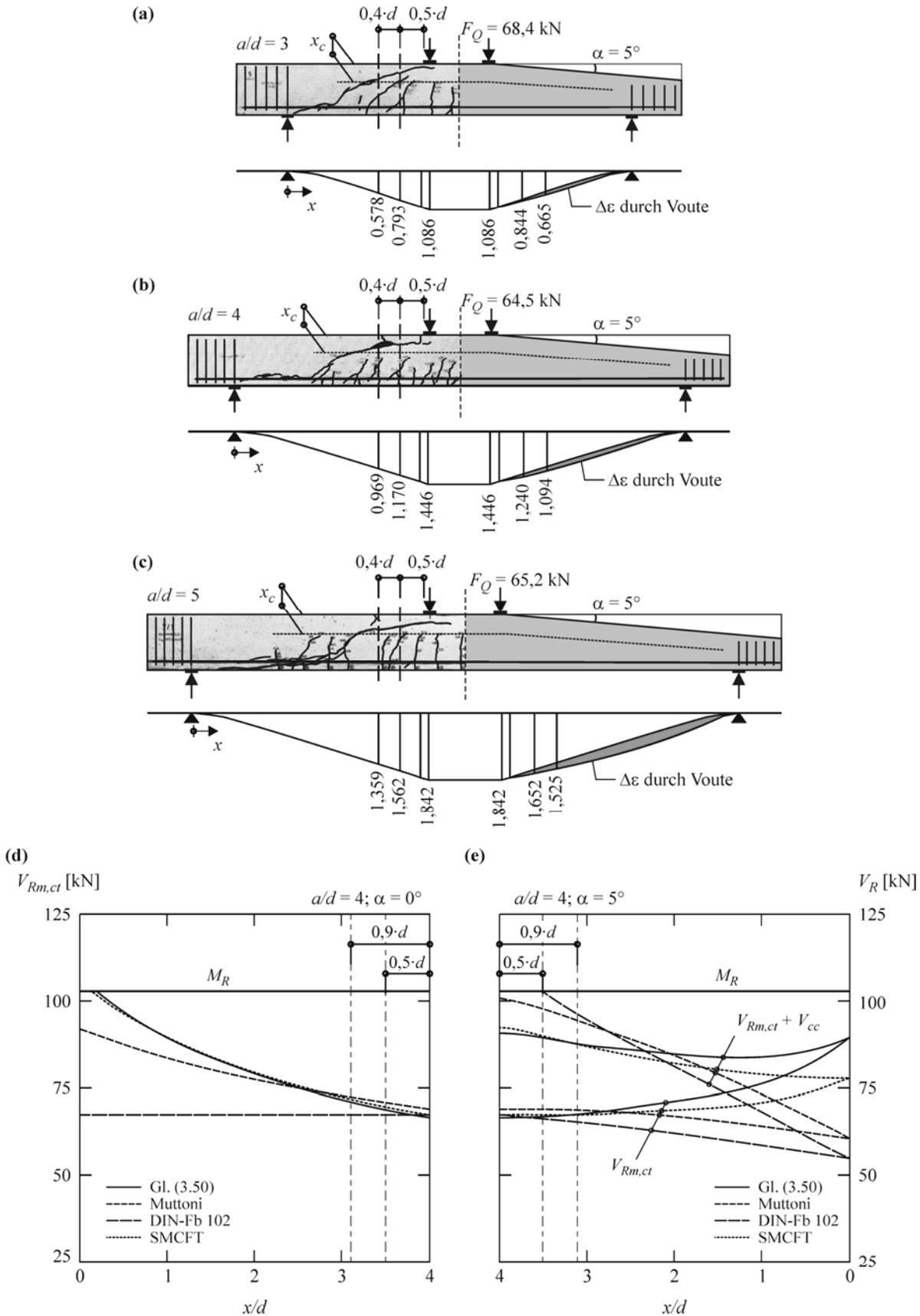


Bild 4.6: Einfluss veränderlicher Bauteilhöhen auf die Querkrafttragfähigkeit am Beispiel der Versuche von *Leonhardt & Walther 1962*: (a) bis (c) Dehnung und Druckzonenhöhe der Versuchsbalken ohne und mit Voute; (d) und (e) Tragfähigkeit in Schnitten entlang der Balkenachse (d) ohne und (e) mit Voute

4.3 Querkrafttragfähigkeit bei veränderlicher Querschnittshöhe

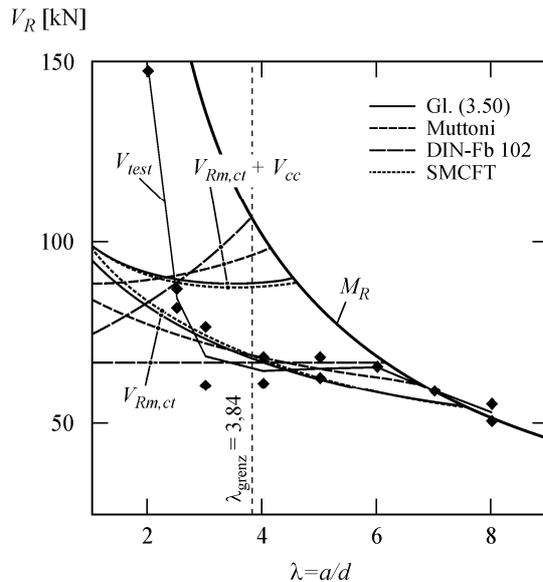


Bild 4.7: Einfluss der Neigung des Druckgurtes unter 5° auf die rechnerische Querkrafttragfähigkeit der Versuche von *Leonhardt & Walther 1962* bei Variation der Schubschlankheit

Im Bild 4.7 sind die in Balkenversuchen von *Leonhardt & Walther 1962* (siehe auch Abschnitt 5.4.1) gemessenen Querkrafttragfähigkeiten gegenüber dem Verhältnis a/d aufgetragen. Die rechnerische Tragfähigkeitssteigerung aus dem Anteil des geneigten Druckgurtes, unter Beibehaltung der Lage der Kontrollschnitte, wurde in das Diagramm mit $V = V_{Rm,ct} + V_{cc}$ eingetragen. Bei den Versuchsbalken mit konstantem Rechteckquerschnitt unter Einzellasten von *Leonhardt* nimmt die Querkrafttragfähigkeit bei steigender Momentenbelastung $M/(V \cdot d) = a/d$ bis zu einer Schubschlankheit von $a/d = 3$ ab und verringert sich danach nur geringfügig. Im Gegensatz dazu nehmen die aufnehmbaren Querkräfte nach DIN-Fb 102 bei Berücksichtigung des Abzugswertes mit steigendem a/d überproportional bis zum Erreichen der Biegetragfähigkeit bei der Grenzschlankheit $\lambda_{\text{grenz}} = 3,84$ zu. Hiernach könnte theoretisch die 1,60-fache Querkraft im Vergleich zum nicht gevouteten Balken aufgenommen werden. Die Tragfähigkeiten von Balken mit parallelen Gurten verhalten sich jedoch gegensätzlich. Aus den Versuchen der im Kapitel 3.2 beschriebenen Versuchsdatenbank geht, genau wie bei den hier betrachteten Versuchen hervor, dass die Tragfähigkeit eines Balkens mit zunehmender Schlankheit a/d , und damit zunehmendem Dehnungszustand im maßgebenden Schnitt, eher abnimmt. Dieser Trend wird durch die anderen Modellansätze generell wiedergegeben. Hiernach ist die Tragfähigkeit eines Balkens mit geringer Schubschlankheit größer als nach DIN berechnet. Weiterhin reagieren diese Methoden bei der Berücksichtigung des Abzugswertes V_{cc} nicht so stark, da die Zunahme der Tragfähigkeit mit Berücksichtigung des Abzugswertes V_{cc} durch den gegenläufigen Effekt der Dehnungszunahme geringer ausfällt. Bei dem Ansatz der SMCFT und der Gl. (3.50) ergibt sich sogar ein Minimum der Tragfähigkeit bei einem Verhältnis von ca. $a/d = 3,52$. Insgesamt liegt die Tragfähigkeit mit Berücksichtigung von V_{cc} jedoch auch bei diesen Rechenmodellen im Bereich großer Schlankheiten und Biegemomente um ca. 30 bis 40% höher als bei Vernachlässigung eines Einflusses der Druckgurtneigung.

4 Einflüsse der Bauteilgeometrie auf die Querkrafttragfähigkeit

Abschließend bleibt festzuhalten, dass der DIN Ansatz bei einem Nachweis am Anschnitt der Platte zum Steg mit der maximalen Bauteilhöhe, wie für Fahrbahnplatten üblich, am stärksten auf die Reduktion der bemessungsrelevanten Querkraft durch den Abzugswert V_{cc} reagiert. Dies lässt sich durch die fehlende Berücksichtigung des tatsächlichen Dehnungszustandes in diesem Rechenmodell erklären. In Kombination mit V_{cc} führt dies teilweise zu unlogischen Ergebnissen. So ließe sich zum Beispiel die Tragfähigkeit eines gevouteten Balkens nach DIN rechnerisch dadurch erhöhen, dass bei gleichbleibender Querkraft ein zusätzliches Moment aufgebracht wird. Aber auch bei den anderen Rechenmodellen scheint die Verwendung des Abzugswertes nach Gl. (4.4) ohne die Einführung eines von der Geometrie abhängigen bemessungsrelevanten Schnittes fragwürdig. Die Steigerung der Querkrafttragfähigkeit über die des vergleichbaren geraden Trägers hinaus ist nach der hier vertretenen Theorie des kritischen Biegeschubrisses nur durch die Ausbildung direkter Druckstreben zwischen Last und Lager möglich. Kommt es durch die geometrischen Randbedingungen bei steileren Vouten zu einer Ausbildung direkter Druckstreben, die nicht von Rissen behindert werden, ist die Rissweite im Bauteil sekundär. Bei geringen Winkeln der Vouten ist jedoch davon auszugehen, dass die Ausbildung einer direkten Druckstrebe durch die Rissbildung behindert wird. Nach der Theorie des kritischen Biegeschubrisses werden dann die bei einer Voute vermehrt auftretenden Biegerisse mit größerer Rissweite die Tragfähigkeit negativ beeinflussen und die positive Wirkung der Neigung des Druckgurtes teilweise aufheben.

4.4 Zusammenfassung

Die Rechenmodelle zur Bestimmung des allgemeinen Querschnittswiderstandes von Stahlbetonbalken ohne Querkraftbewehrung wurden unter großem Aufwand durch zahlreiche Forschungen und Versuche an Einfeldträgern mit konstantem Rechteckquerschnitt unter Einzellasten in etlichen Parameterbereichen experimentell abgesichert. Einige Rechenmodelle erzielten dabei eine respektable Genauigkeit. Demgegenüber wurden die bei gevouteten Stahlbetonfahrbahnplatten ohne Bügelbewehrung real vorliegenden Bedingungen in nur sehr wenigen und teilweise nur eingeschränkt übertragbaren Balkenversuchen erfasst. Daher sind die in der DIN erlaubten Abminderungen der bemessungsrelevanten Querkraft im Falle auflagnaher Lasten und die Anwendung des Abzugswertes V_{cc} eines geneigten Druckgurtes bei Vouten nicht in gleicher Weise experimentell abgesichert.

Aus den genannten Gründen wird empfohlen die Abminderung der im Querschnittsnachweis anzusetzenden Querkraft bei Lasteinleitung in der gerissenen Zugzone kritisch zu hinterfragen. In dieser Arbeit wird diese Reduktion vorerst nur bei Lasten mit kleineren Abständen als $a \leq 2,0 \cdot d$ vorgenommen. Bei den weiter entwickelten Bemessungsansätzen wird die höhere Querkrafttragfähigkeit bei lagernahen Stellungen durch die Momenten-Querkraft-Interaktion bereits berücksichtigt. Der Ansatz des Abzugswert V_{cc} in Kombination mit dem nach DIN bestimmten Querschnittswiderstand wird als teilweise widersprüchlich erachtet, da bei Kombinati-

on des vom Belastungszustands unabhängigen Querkraftansatzes der DIN mit V_{cc} die Tragfähigkeit für Träger mit Vouten bei gleichbleibender Querkraft mit zunehmendem Moment stetig größer wird. Bei einer Kombination von V_{cc} mit Rechenmodellen, welche die Momenten-Querkraft-Interaktion berücksichtigen, wird zwar auch eine Steigerung der Tragfähigkeit berechnet, diese nimmt allerdings nicht stetig mit zunehmender Momentenbeanspruchung zu, sondern ist vom jeweiligen Beanspruchungsgrad abhängig. Die Frage nach der Lage des maßgebenden Schnitts zum Nachweis gevouteter Träger bleibt jedoch offen und sollte durch Versuche an Balken mit veränderlicher Querschnittshöhe geklärt werden.

5 Fahrbahnplatten unter konzentrierter Lasteinwirkung

5.1 Einführung

In den vorangegangenen Abschnitten dieser Arbeit wurde zuerst die Tragfähigkeit von ausschließlich längsbewehrten Stahlbetonbalken oder einachsig lastabtragenden Plattenstreifen mit konstanter Querschnittshöhe betrachtet. Weiterhin wurden Rechenmodelle zur Bestimmung des allgemeinen Querschnittswiderstandes erörtert und Auswirkungen geänderter Geometrie- und Lastbedingungen auf die Querkrafttragfähigkeit einachsig lastabtragender Balken oder Plattenstreifen untersucht. Mögliche Anpassungen der Rechenmodelle zur Berücksichtigung geneigter Bauteilränder wurden in diesem Zusammenhang angesprochen. Durch diese Betrachtungen wurden die Grundlagen zur Bemessung von Stahlbetonfahrbahnplatten üblicher Straßenbrücken auf Basis der Querschnittstragfähigkeit erörtert. Beim Nachweis der Fahrbahnplatten ist jedoch zu bedenken, dass die für die Bemessung maßgebenden Schnittgrößen aus den Radlasten des Lastmodells LM1 nach DIN-Fb 101 entstehen. Diese Radlasten sind dabei örtlich begrenzte, konzentrierte Einwirkungen, die in den Platten eine Lastausbreitung in Quer- und Längsrichtung erfahren. Ein ganz wesentlicher Punkt bei der Bemessung der Fahrbahnplatten mit einem Querschnittsmodell ist daher die Erfassung der Lastausbreitung und Bestimmung der bemessungsrelevanten Schnittgrößen im maßgebenden Schnitt.

Während bei den bisherigen Betrachtungen davon ausgegangen wurde, dass die Richtung von Hauptquerkraft und Hauptmoment mit der Richtung der Zugbewehrung zusammenfallen, ist dies bei Fahrbahnplatten unter konzentriert einwirkenden Radlasten nur in örtlich begrenzten Bereichen der Fall. Die Ergebnisse von Balkenversuchen zur Querkrafttragfähigkeit sind somit nicht uneingeschränkt auf Platten übertragbar. Im Folgenden sollen daher speziell für Fahrbahnplatten typische Versuche an Platten unter konzentrierten Lasten analysiert werden. Dazu wird zuerst auf die gängigen Ansätze zur Berechnung der Schnittgrößen in Platten und insbesondere deren Anwendung bei Fahrbahnplatten von Brücken eingegangen. Es folgt eine Darstellung und Diskussion aus der Literatur entnommener, experimenteller Untersuchungen an Stahlbetonplatten unter konzentrierten Lasten. Hierbei werden speziell zur Untersuchung der Querkrafttragfähigkeit von Fahrbahnplatten unter Radlasten durchgeführte Versuche der EPF Lausanne sowie eine an der TU Hamburg-Harburg durchgeführte Versuchsserie zusammengefasst. Abschließend sollen Rechenmodelle zur Bestimmung der Tragfähigkeit von Stahlbetonfahrbahnplatten ohne Querkraftbewehrung mit der Möglichkeit zur Berücksichtigung unterschiedlicher Hauptmomenten-, Hauptquerkraft- und Bewehrungsrichtungen dargelegt und mit den Ergebnissen der vorgestellten Versuche verglichen werden.

5.2 Schnittgrößenermittlung bei Platten

Die Bemessung von Stahlbetonplatten erfolgt heute üblicherweise unter Verwendung des unteren Grenzwertsatzes der Plastizitätstheorie mit statisch zulässigen Momentenfeldern und der klassischen linear-elastischen Plattentheorie. Hierbei handelt es sich um Gleichgewichtsbetrachtungen, bei denen sowohl die statisch zulässigen Spannungszustände als auch die statischen Randbedingungen erfüllt werden müssen.

Ein unterer Grenzwert der Tragfähigkeit kann durch ein Momentenfeld beschrieben werden, dass im Gleichgewicht ist und an keiner Stelle das Fließmoment überschreitet. Die Gleichgewichtsbedingungen lassen sich am differentiellen Plattenelement entsprechend Bild 5.1 ableiten. Für die Momente ergibt sich Gleichung (5.1) und für die Querkräfte entlang der Kanten des Elementes ergeben sich die Beziehungen in (5.2).

$$\frac{\partial^2 m_x}{\partial x^2} + \frac{\partial^2 m_y}{\partial y^2} + 2 \frac{\partial^2 m_{xy}}{\partial x \partial y} = -q \tag{5.1}$$

$$v_x = \frac{\partial m_x}{\partial x} + \frac{\partial m_{xy}}{\partial y} \quad \text{und} \quad v_y = \frac{\partial m_y}{\partial y} + \frac{\partial m_{yx}}{\partial x} \tag{5.2}$$

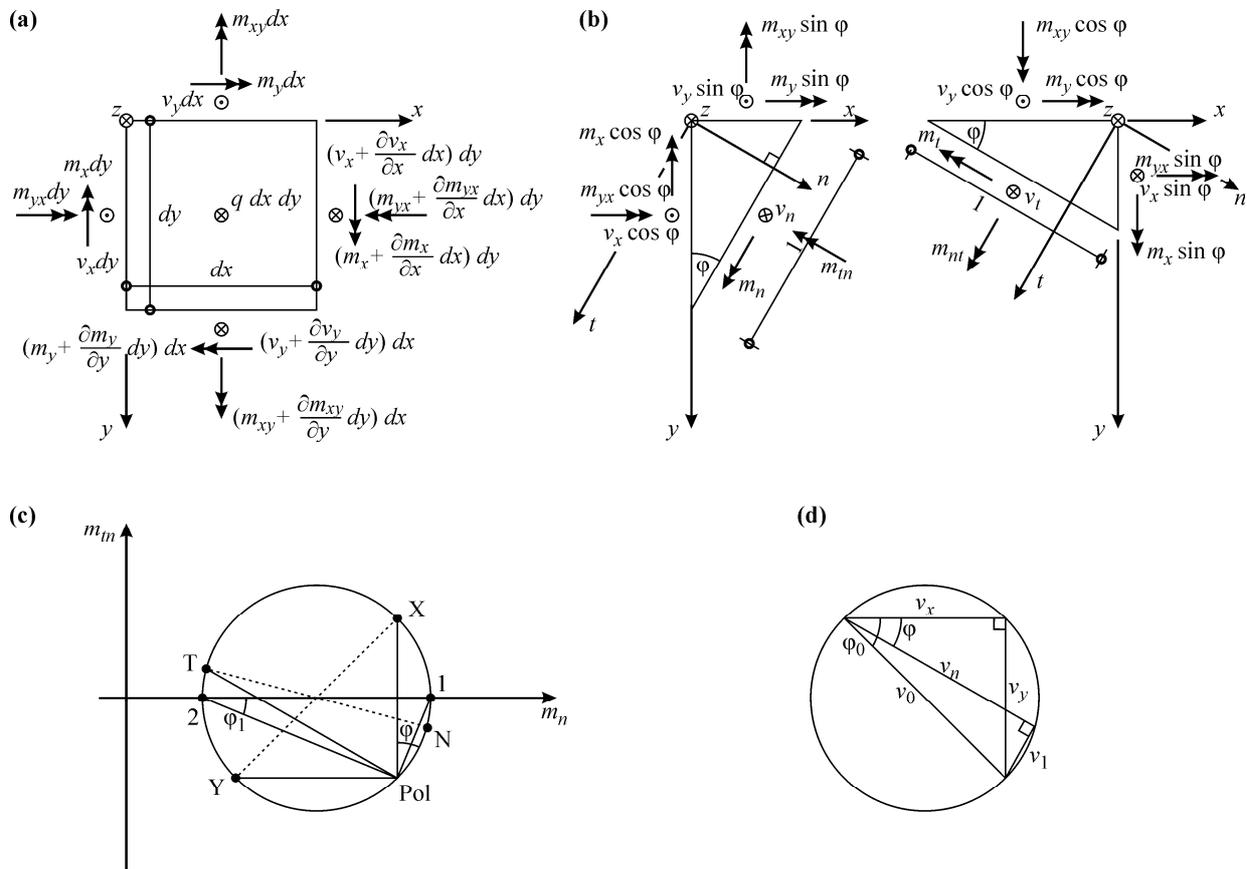


Bild 5.1: Transformation von Schnittgrößen am Plattenelement: (a) und (b) differentielle Plattenelemente; (c) Mohrscher Kreis für Momententransformation; (d) Thales-Kreis für Querkrafttransformation

5 Fahrbahnplatten unter konzentrierter Lasteinwirkung

Die Biegemomente sind Tensoren und besitzen zwei Hauptmomente in orthogonal aufeinander stehenden Hauptrichtungen. Durch eine Transformation lassen sich die Momente für jedwede um den Winkel φ gedrehte Basis berechnen.

$$\begin{aligned} m_n &= m_x \cdot \cos^2 \varphi + m_y \cdot \sin^2 \varphi + 2m_{xy} \cdot \sin \varphi \cdot \cos \varphi \\ m_t &= m_x \cdot \sin^2 \varphi + m_y \cdot \cos^2 \varphi - 2m_{xy} \cdot \sin \varphi \cdot \cos \varphi \\ m_m &= (m_y - m_x) \cdot \sin \varphi \cdot \cos \varphi + m_{xy} \cdot (\cos^2 \varphi - \sin^2 \varphi) \end{aligned} \quad (5.3)$$

Bei Drehung in die orthogonalen Hauptmomentenrichtungen verschwindet das Drillmoment $m_m = 0$. Die Richtung der Hauptmomente wird mit der Neigung im Winkel φ_1 gegenüber der x-Achse ausgedrückt. Die dazugehörigen Hauptmomente mit $m_1 \geq m_2$ lassen sich nach (5.5) berechnen.

$$\tan(2\varphi_1) = \frac{2m_{xy}}{m_x - m_y} \quad (5.4)$$

$$m_{1,2} = \frac{m_x + m_y}{2} \pm \frac{\sqrt{(m_x - m_y)^2 + 4m_{xy}^2}}{2} \quad (5.5)$$

Querkräfte können als Vektoren abgebildet werden. Durch Formulierung des Gleichgewichts und eine entsprechende Transformation lassen sich die Querkräfte analog zu den Momenten ebenfalls in jede beliebige um den Winkel φ gedrehte Richtung berechnen.

$$\begin{aligned} v_n &= v_x \cdot \cos \varphi + v_y \cdot \sin \varphi \\ v_t &= -v_x \cdot \sin \varphi + v_y \cdot \cos \varphi \end{aligned} \quad (5.6)$$

Der Kraftfluss lässt sich jedoch in jedem Punkt eindeutig mit der Hauptquerkraft nach (5.7) in die gegenüber der x-Richtung um den Winkel φ_0 verschobene Hauptquerkrafttrichtung beschreiben. Orthogonal zur Hauptquerkrafttrichtung erfolgt nach *Marti 1990* keine Querkraftübertragung.

$$v_0 = \sqrt{v_x^2 + v_y^2} = \sqrt{v_n^2 + v_t^2} \quad (5.7)$$

$$\tan \varphi_0 = \frac{v_y}{v_x} \quad (5.8)$$

Üblicherweise wird in Fahrbahnplatten die Bewehrung kreuzweise in Richtung des gewählten Koordinatensystems verlegt und die Hauptquerkraft- und Hauptmomentenrichtungen weichen mit unterschiedlichen Winkeln von der Bewehrungsrichtung ab. Daher gilt im Allgemeinen $\varphi_1 \neq \varphi_0 \neq 0$. In einigen Punkten können eine oder beide Hauptrichtungen jedoch mit der Hauptbewehrungsrichtung übereinstimmen.

Eine spezielle Lösung des unteren Grenzwertes ist mit der linear-elastische Theorie für dünne isotrope Platten durch die Differenzialgleichung (5.9) gegeben.

$$\frac{\partial^4 w}{\partial x^4} + \frac{\partial^4 w}{\partial y^4} + 2 \frac{\partial^4 w}{\partial x^2 \partial y^2} = \frac{q}{B} \quad (5.9)$$

Mit: $B = \frac{E \cdot h^3}{12 \cdot (1 - \nu^2)}$ Plattensteifigkeit (ν = Querdehnzahl)

Die Lösung der Differenzialgleichung kann in wenigen Fällen, bspw. bei Kreisplatten unter rotationssymmetrischer Belastung, direkt erfolgen. Bei komplizierten Geometrie und Lastanordnungen greift man heute üblicherweise auf eine Näherungslösung durch die Finite-Elemente-Methode zurück. Die Anwendung der linear-elastischen Plattentheorie erlaubt dabei die Berechnung der Schnittgrößen unter Gebrauchslasten. Die Lösung weicht mit zunehmender Rissbildung und nichtlinearem Materialverhalten bei Annäherung an den Bruchzustand vom tatsächlichen Kraftfluss ab. Falls es im Grenzzustand der Tragfähigkeit jedoch nicht zu signifikanten Lastumlagerungen kommt, kann die Lösung auch hier verwendet werden. Daher ist die linear-elastische Berechnung auch durch das Vorhandensein entsprechender FEM Programme weit verbreitet und das wesentliche Verfahren zur Bestimmung der Schnittgrößen von Stahlbetonplatten.

Näherungsverfahren behalten nichtsdestotrotz zur Kontrolle der FE-Berechnungen oder zur zeitsparenden Berechnung der Konstruktion im Entwurfsstadium ihre Berechtigung. Dem Ingenieur stehen dabei einige Hilfsmittel zur Bestimmung der Biegemomente in Stahlbetonfahrbahnplatten zur Verfügung. Besonders erwähnenswert sind in diesem Zusammenhang die von *Pucher 1964*, *Homberg & Ropers 1965* und *Homberg 1968* entwickelten Einflussflächen für Biegemomente von Platten mit variabler Dicke, wie sie beispielhaft im Bild 5.2 dargestellt sind. Die Diagramme sind ein wertvolles Hilfsmittel für die Ermittlung der maßgebenden Biegemomente von Fahrbahnplatten unter der Einwirkung von Radlasten.

Des Weiteren wurden Näherungsgleichungen zur Bestimmung der Biegemomente von Kragplatten unter Einwirkung einer beliebig aufgestellten Einzellast von *Sawko & Mills 1971* für die Einspannstelle sowie *Bakht & Holland 1976* für weitere Punkte gegeben. *Dilger et. al. 1990* untersuchten die Auswirkungen realer Lagerungsbedingungen auf die Biegemomente an der Einspannstelle bzw. dem Anschnitt der Platte. Hierzu wurden die Schnittgrößen verschiedener Modelle von Kragarmen mit und ohne Anordnungen von Innenplatten in Kombination mit unterschiedlich steifen Stegen berechnet. Die elastische Einspannung der Kragplatte in die Stege und Innenplatten führte gegenüber der Annahme einer vollen Einspannung immer zu geringeren Momenten (Bild 5.2b). Aus diesen Untersuchungen wurde somit geschlossen, dass die Berechnung der Schnittgrößen von Kragplatten unter der Annahme einer vollen Einspannung zu einer erheblichen Überschätzung der tatsächlich einwirkenden Biegemomente führt.

5 Fahrbahnplatten unter konzentrierter Lasteinwirkung

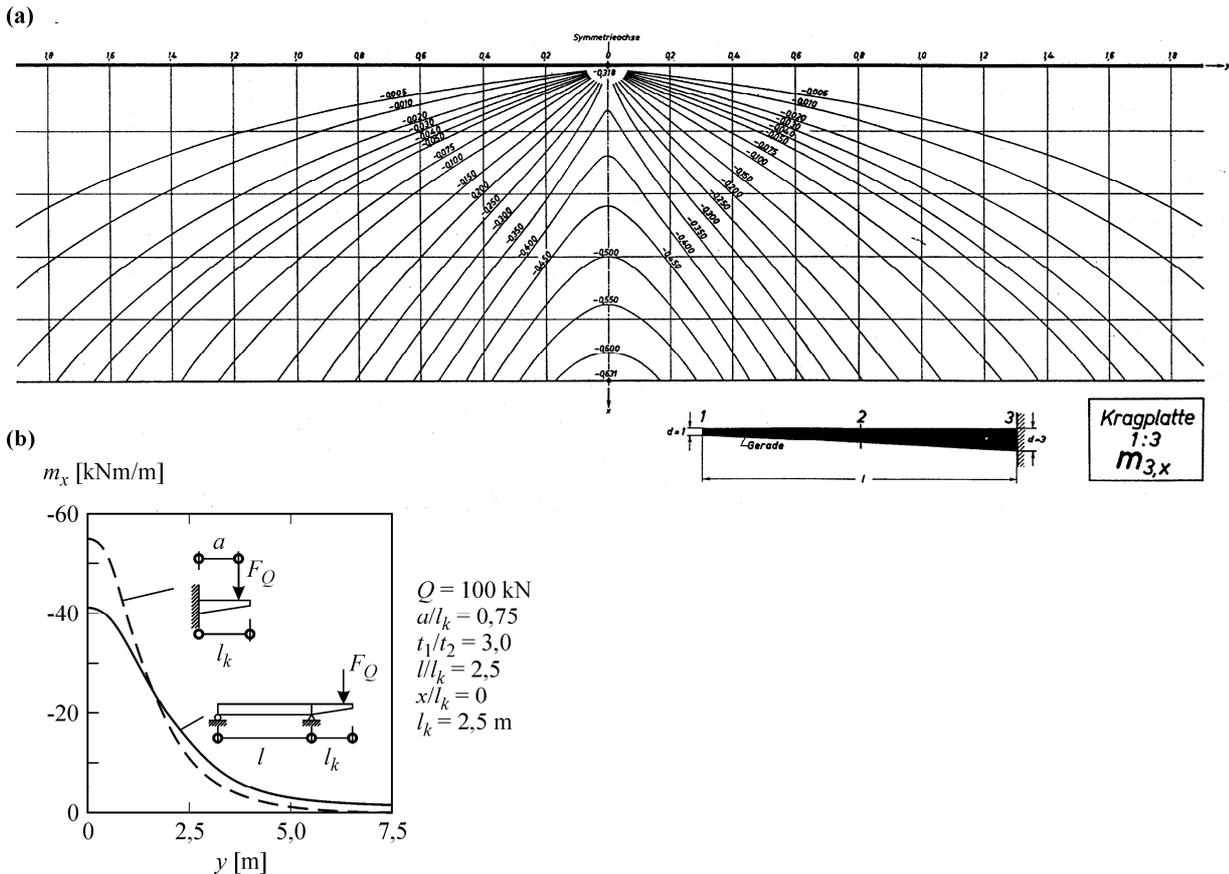


Bild 5.2: Bestimmung des Einspannmomentes von Kragplatten: (a) Einflussflächen für die Bestimmung des Einspannmomentes einer Kragplatte mit veränderlicher Plattendicke aus *Homberg & Ropers 1965*; (b) Einfluss des Einspanngrades auf die Biegemomente einer Kragplatte nach *Dilger et. al. 1990*

Während die genannten Verfahren fast ausschließlich Biegemomente behandeln, gibt der DAfStb im Heft 240 (*Grasser & Thielen 1991*) Abschnitt 2.2.2 Näherungsgleichungen zur Bestimmung von Biegemomenten und Querkräften für einachsige gespannte Platten unter Punkt-, Linien-, und Rechtecklasten mittels effektiver Lastverbreitungsweiten an. Dabei wird ebenso wie bei der häufig angewandten Lastausbreitung von Einzellasten unter 45° in der Plattenebene eine zusätzliche Lastausbreitung in vertikaler Richtung unter 45° bis zur Schwerlinie vorgenommen. *Rombach & Velasco 2005* zeigten jedoch, dass die Gleichungen des DAfStb Heft 240 die in Stahlbetonfahrbahnplatten auftretenden Biegemomente und insbesondere die Querkräfte stark überschätzen. Der Ansatz einer Lastausbreitung unter 45° liefert dagegen für Biegemomente tendenziell zu hohe Werte, während die maximalen Querkräfte, auf der unsicheren Seite liegend, unterschätzt werden. Zur genaueren Bestimmung von Querkräften und Biegemomenten im Anschnitt auskragender Stahlbetonfahrbahnplatten unter Radlasten stellten sie daher Näherungsgleichungen auf. Die angenommenen Randbedingungen der Kragplatten berücksichtigen dabei die Erkenntnisse von *Dilger et. al. 1990* und entsprechen den tatsächlichen Lagerungsbedingungen von Kragplatten an Hohlkastenquerschnitten. Die Übereinstimmung des Ansatzes von *Rombach & Velasco 2005* mit FEM-Lösungen der elastischen Plattentheorie ist aber auch für massivere Überbauquerschnitte weitaus besser als jene nach Heft 240 und der 45° Ausbreitmethode.

Die effektive Breite für die Lastausbreitung einer im Abstand a aufgestellten Radlast ergibt sich hiernach aus dem Lastabstand und der Bauteilhöhe h_a unter dem Lastzentrum.

$$b_{eff,v} = 0,60 + 0,95 \cdot h_a + 1,15 \cdot a \quad h_a \text{ und } a \text{ in [m]} \quad (5.10)$$

Die effektive Breite für Momentenbelastung ist maßgeblich durch den Lastabstand a vom Steg und die Kraglänge l_k der Kragplatte beeinflusst.

$$b_{eff,m} = 0,78 + 0,82 \cdot l_k + 0,90 \cdot a \quad l_k \text{ und } a \text{ in [m]} \quad (5.11)$$

Mit den so bestimmten effektiven Breiten lassen sich die Schnittgrößen entlang des Anschnitts der Platte mit den Beziehungen (5.12) und (5.13) ausdrücken.

$$v_x(y) = \frac{F_Q}{2 \cdot b_{eff,v}} \cdot \left[e^{-\pi \left(\frac{y}{0,6 \cdot b_{eff,v}} \right)^2} + e^{-\pi \left(\frac{y}{1,4 \cdot b_{eff,v}} \right)^2} \right] \quad (5.12)$$

$$m_x(y) = \frac{F_Q \cdot a}{2 \cdot b_{eff,m}} \cdot \left[e^{-\pi \left(\frac{y}{0,5 \cdot b_{eff,m}} \right)^2} + e^{-\pi \left(\frac{y}{1,5 \cdot b_{eff,m}} \right)^2} \right] \quad (5.13)$$

mit: F_Q Radlast
 a Abstand der Last vom Steganschnitt
 y Abstand von der Lastachse in Brückenlängsrichtung

Durch Superposition lassen sich mit Gl. (5.12) und (5.13) die Schnittgrößen am Anschnitt von Kragplatten unter beliebiger Kombination von Einzellasten berechnen. Bild 5.3 zeigt exemplarisch den Biege- und Querkraftverlauf am Anschnitt einer 4 m auskragenden Fahrbahnplatte unter der Einwirkung der Radlasten des Lastmodell 1 nach DIN-Fb 101. Variiert wurden dabei die Anzahl der auf der Kragplatte befindlichen Radlasten und deren Abstand zum Lager bis hin zur Anordnung aller vier Radlasten auf dem Kragarm. Das Eigengewicht der Platte wurde vernachlässigt.

Man erkennt, dass die maximale Querkraft am Anschnitt mit zunehmendem Lastabstand kleiner wird. Der absolute Maximalwert ergibt sich bei dieser äußerst langen Kragplatte, wenn alle 4 Radlasten auf dem Kragarm so angeordnet werden, dass die jeweils zweiten Räder der Achsen gerade am Anschnitt stehen. Während das maximale Biegemoment mit zunehmendem Lastabstand zunimmt, nehmen die Querkräfte ab. Da die Spitzenwerte der Querkraftbelastung durch lagernahe Lastenstellungen $a/d < 2$ erzeugt werden, können sich hier, entsprechend den Ausführungen in Abschnitt 2.3.6 und 4.2, direkte Druckstreben zwischen Last und Auflager einstellen. Das heißt, dass diese Querkraftspitzen nicht mit dem Ansatz eines Balkenmodells zu bemessen sind, bzw. die überproportionale Tragfähigkeitszunahme durch den β -Faktor berücksichtigt werden kann. Im Bild 5.3 e sind die einwirkenden Querkräfte am Anschnitt und in Bild 5.3 f die bemessungsrelevanten Querkräfte bei Ansatz von β nach Gleichung (4.2) für verschie-

5 Fahrbahnplatten unter konzentrierter Lasteinwirkung

dene Lastabstände a/d dargestellt. Wie hieraus zu erkennen ist, entfallen die Spitzenwerte bei Anwendung von β und die maximalen bemessungsrelevanten Querkräfte treten bei Laststellungen auf, bei denen gerade eine Radreihe den Abstand $a/d = 2$ erreicht.

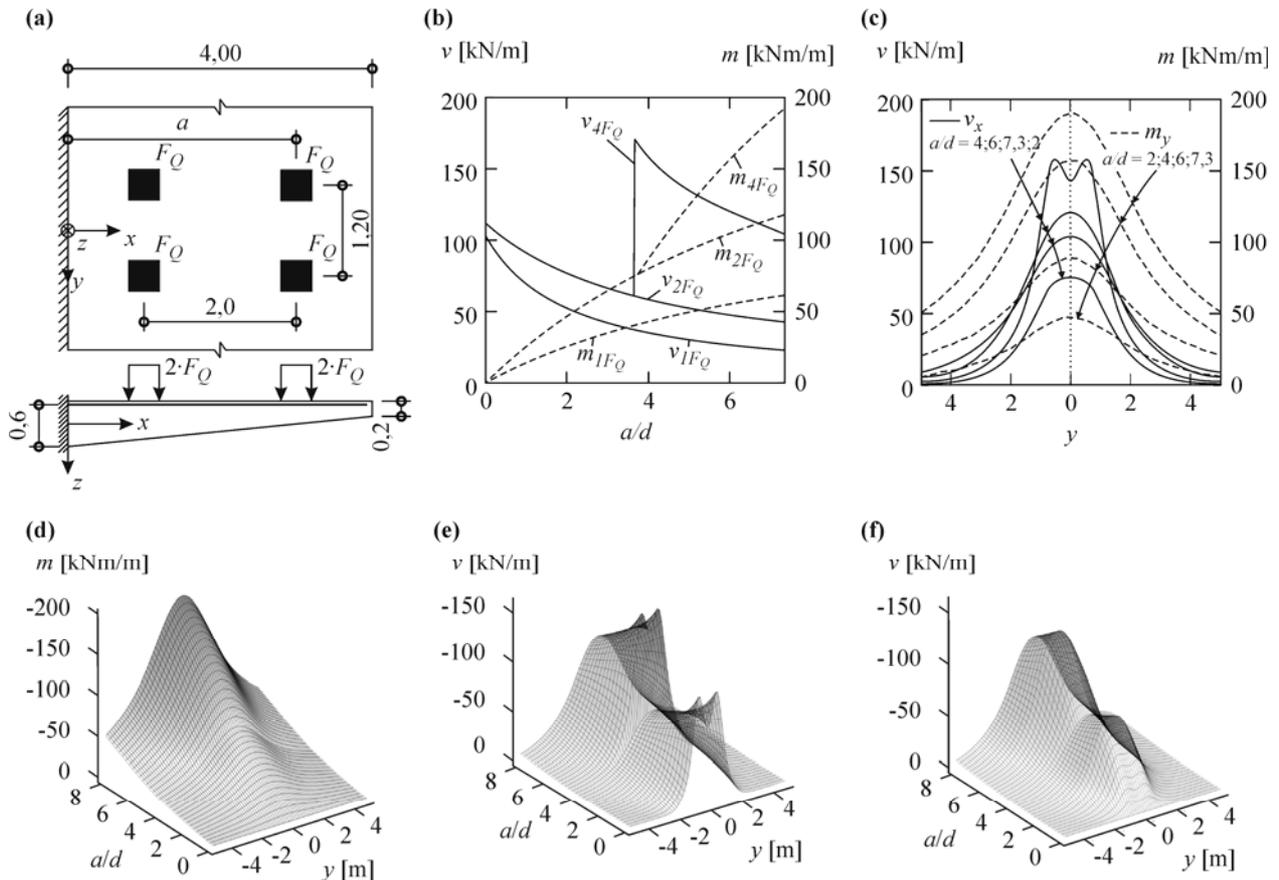


Bild 5.3: Schnittgrößen am Anschnitt einer Kragplatte nach *Rombach & Velasco 2005*: (a) Statisches System der Kragplatte unter Radlasten; (b) Maximale Schnittgrößen am Anschnitt bei einer Laststellung von nur einer, zwei und vier Radlasten; (c) Schnittgrößen entlang des Anschnitts; (d) Biegemomente entlang des Anschnitts bei unterschiedlichem Abstand der äußeren Radlasten zum Anschnitt; (e) Querkräfte entlang des Anschnitts bei unterschiedlichem Abstand der äußeren Radlasten zum Anschnitt; (f) Querkräfte entlang des Anschnitts bei Ansatz von β nach Gl. (4.2)

5.3 Fahrbahnplatten von Brücken

Grundsätzlich sind bei Fahrbahnplatten mehrere Teilstrukturen zu unterscheiden. So ergeben sich, allein durch die Lage des Längssystems zu den Stegen, Innenplatten und Kragplatten, die an den Rändern unterschiedliche Lagerungsbedingungen aufweisen. Bezüglich der Querkraftverteilung bei unterschiedlicher Lagerungsbedingung lassen sich bei zugrundelegen der Elastizitätstheorie nach *Thürmer 1984* folgende Zusammenhänge aufzeigen:

- Bei Belastung von Platten durch Einzellasten wirkt die größte Querkraft in der Regel unmittelbar am Rand der Lastverteilungsfläche. Mit Näherung einer Last an die Plattenränder vergrößert sich die maximale Querkraft.

- Die Art der Plattenstützung hat auf die Querkräfte in der Nähe der Stützung einen großen Einfluss.
- Der Einfluss der Stützung auf die Querkraft in Lastnähe verringert sich schnell mit Zunahme des Abstands der Last von der Stützung. Bei genügend großem Abstand geht der Einfluss der Stützung verloren.
- Bei auflagnahen Lasten von beidseitig gelagerten Platten haben die Art der Stützung des gegenüberliegenden Randes und damit auch die Stützweite nur geringen Einfluss auf die Querkraft in Schnitten zwischen Stützung und Last.

Die Biegemomente der auskragenden Fahrbahnplatten von Betonbrücken werden im Allgemeinen unabhängig von Einflüssen aus dem Haupttragwerk ermittelt. Während somit die Kragplatte in Brückenquerrichtung ein statisch bestimmtes System darstellt, handelt es sich bei der Innenplatte durch die elastische Einspannung in die Stege der Längsträger um ein statisch unbestimmtes System. Somit hängt die Lastausbreitung und auch die Bemessung einer Fahrbahnplatte zwischen zwei Längsträgern von der Steifigkeitsverteilung und der Ausbildung des Brückenquerschnitts (Hohlkasten, Plattenbalken, Verbundquerschnitt etc.) ab. Eine Schnittgrößenermittlung der Innenfelder müsste daher folgende Randbedingungen unterscheiden:

- Innenplatten mit nachgiebiger bis starrer Einspannung in die Hauptträgerstege:
Betonbrücken mit Hohlkastenquerschnitt sind torsionssteife Tragwerke mit elastischer Einspannung der Innenplatte in die Stege. Die Einflüsse der üblichen Querschnittsgeometrie und der Rahmensteifigkeit des Hohlkastens auf die Einspannverhältnisse müssten sinnvoll erfasst werden. Eine starre Einspannung der Platte liegt für die Bemessung des Anschnitts auf der sicheren Seite, da sich die inneren Schnittgrößen auf den steiferen Stützbereich konzentrieren.
- Innenplatten mit nachgiebiger Einspannung in die Hauptträgerstege, deren Schnittgrößen sich in Längs- und Querrichtung überlagern:
Bei mehrstegigen Balkenbrücken überlagert sich die Plattentragwirkung der Fahrbahntafel in Querrichtung mit der „Trägerrostwirkung“ des Längssystems. Somit hängt die Querbeanspruchung von der Steifigkeit der Längsträger und der Anzahl der Stege ab.
- Innenplatten mit „gelenkiger“ Lagerung auf den Hauptträgerstegen:
Fahrbahnplatten von Stahlverbundbrücken mit torsionsweichen Hauptträgern können näherungsweise als in Hauptträgerachse gelenkig gelagert angenommen werden.

Das Tragverhalten der Innenbereiche unterscheidet sich durch den zweiaxialen Lastabtrag in Spannrichtung von dem der Kragplatte. In den Innenbereichen ist somit die Möglichkeiten zur Lastumlagerungen zwischen Stütz- und Feldbereichen gegeben. Die Kragplatte stellt durch die eingeschränkte Lastumlagerung bei Überlagerung des Kraftflusses aus konzentrierten und verteilten Lasten daher den kritischeren Bereich der Fahrbahnplatten dar. Die Länge der Kragplatten und deren Dicke am Anschnitt zum Steg sind folglich wesentliche Faktoren bei der Auslegung eines Brückenquerschnitts. Die Dimensionierung der Fahrbahnplatte einer Betonbrücke hängt jedoch von vielen Einflussfaktoren ab. So ist, neben der Ausführung des Längssystems (vorgespannter oder schlaff bewehrter Hohlkasten- oder Plattenbalkenquerschnitt) unter anderem auch die verwendete Betongüte, die als sinnvoll erachtete Obergrenze des Bewehrungsgrads, und die Form der Randkappe für die Festlegung der Kraglänge und der Plattendicke von Bedeutung.

5 Fahrbahnplatten unter konzentrierter Lasteinwirkung

Für die „alten“ Normen (DIN 1045:88 etc.) hat *Neumann 1997* Entwurfshilfen für die Praxis geschaffen. Hiernach betragen die bislang üblichen Querschnittshöhen eines Kragarms am Anschnitt zwischen $h = 30$ cm bei einer Kraglänge von $l_k = 1,5$ m bis zu $h = 55$ cm bei einer Kraglänge von $l_k = 3,75$ m. Am äußeren Rand liegt die Plattendicke zwischen ca. 20 cm bis 25 cm, wobei die größere Querschnittshöhe eher bei quervorgespannten Systemen ausgeführt wird. Nach *Neumann 1997* sollte ein am Anschnitt 30 cm dicker Kragarm, mit Kappe 1 (siehe Bild 5.4), einer in Längsrichtung vorgespannten Brücke aus B45 bei Einhaltung der zulässigen Querbiegezugspannungen nach DIN 4227 Teil 1, Tab 9, Zeile 45 maximal eine Länge von $l_k = 2,25$ m aufweisen. Bei ausschließlich schlaff bewehrten Stahlbetonplatten konnte nach DIN 1045-88 ohne Begrenzung der Querbiegezugspannungen eine Spannweite bis zu $l_k = 3,0$ m bei Einhaltung einer realistischen Bewehrungsmenge von $a_s \leq 25$ cm²/m realisiert werden.

Mit dem in Kapitel 5.2 beschriebenen Näherungsverfahren zur Bestimmung der Schnittgrößen von *Rombach & Velasco 2005* können in Anlehnung an *Neumann 1997* vergleichbare Bemessungsdiagramme für auskragende Fahrbahnplatten erstellt werden. Diese Diagramme lassen sich mit einfachen Tabellenprogrammen erstellen und sind somit ein geeignetes, vereinfachtes Verfahren für die Vordimensionierung in der Vor- und Entwurfsplanung. Bild 5.4 zeigt die erforderliche Querschnittsdicke am Steganschnitt einer auskragenden Fahrbahnplatte mit Kappe 1 bei Anwendung der Belastungen und Nachweise der DIN-Fb 101 und 102 in Abhängigkeit von der Kraglänge. Bei der Erstellung dieses Diagramms wurden die bemessungsrelevanten Querkkräfte, zur Berücksichtigung der zunehmenden Querkrafttragfähigkeit für Radlaststellungen nahe der Einspannung, normgerecht ab $a < 2,5 d$ mit dem Abminderungsfaktor β nach DIN-Fb 102 reduziert. Weiterhin wurden, nach den Erkenntnissen aus Kapitel 4.3, die aus dem Querkraftnachweis erforderlichen Plattendicken mit und ohne Berücksichtigung des bemessungsrelevanten Abzugswertes v_{ccd} des geneigten Druckgurtes berechnet.

Für den Fall, dass keine in den Platten aufwändig zu verlegende Querkraftbewehrung angeordnet werden soll, wird nach den DIN-Fachberichten nun stets der Querkraft- und nicht der Biegemomentennachweis für die Plattendicke am Anschnitt maßgebend (siehe Bild 5.4). Auch das Kriterium der rechnerischen Querbiegezugspannungen längsvorgespannter Brücken nach DIN-Fb 102, Tab. 4.118a (zul $\sigma_c = 5,0$ MN/m² für C 35/45) ist gegenüber dem Querkraftnachweis nicht immer maßgebend. Gerade bei kurzen Kragarmen mit einer Bewehrung von $a_s \leq 20$ cm²/m (Ø16-10) bestimmt der Querkraftnachweis bei Verzicht auf Bügelbewehrung die Plattendicke. Weiterhin wird aus Bild 5.4 deutlich, dass die geneigte Druckstrebenkraft v_{ccd} die Plattendicke über die bemessungsrelevante Querkraft v_{Ed} erheblich reduziert.

Aus den Betrachtungen geht hervor, dass sich für lange Kragplatten mit größeren Anschnittsdicken und stärkerer Neigungen der Plattenunterseite gravierende Unterschiede in der Tragfähigkeit ergeben, wenn der Abzug einer geneigten Druckstrebe v_{ccd} in Ansatz gebracht wird. Im Kapitel 4.3 wurde jedoch festgestellt, dass der Ansatz dieses Abminderungsbeiwertes zum Nachweis von Platten ohne Querkraftbewehrung experimentell nicht abgesichert ist. Aus

5.4 Traglastversuche mit Platten unter konzentrierten Lasten

diesen Betrachtungen wird weiterer Forschungsbedarf klar ersichtlich. In diesem Zusammenhang ist es sehr wichtig zu klären, ob die Druckstrebenkraft überhaupt im vollen Maße mit der Neigung der Bauteilunterkante abgezogen werden darf. Des Weiteren lässt sich ableiten, dass die Tragfähigkeit kurzer Kragplatten mit geringen Plattendicken durch das Querkraftversagen begrenzt wird. In diesen Fällen ergibt sogar der Nachweis mit Abzug von v_{ccd} aus der geneigten Druckstrebe die größere erforderliche Fahrbahnplattendicke als das Querbiegezugkriterium.

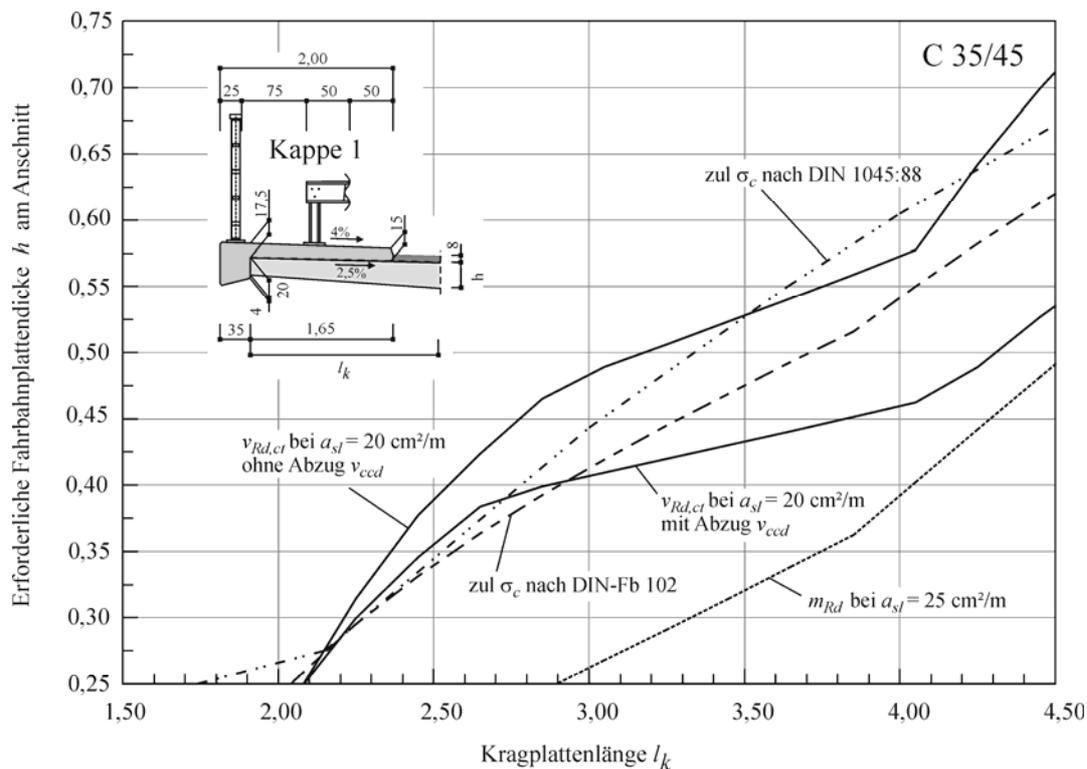


Bild 5.4: Erforderliche Fahrbahnplattendicke h am Anschnitt einer Kragplatte aus C 35/45 nach den statischen Nachweisen des DIN-FB 102 bei Belastung mit LM 1 des DIN-Fb 101 sowie Querbiegezugkriterium $zul \sigma_c$ nach DIN-Fb 102 und DIN 1045:88 zum Vergleich

5.4 Traglastversuche mit Platten unter konzentrierten Lasten

5.4.1 Versuche von Leonhardt und Walther

Leonhardt & Walther 1962 führten im Rahmen ihrer umfangreichen Untersuchungen zur Querkrafttragfähigkeit von Stahlbetonbauteilen auch 14 Versuche an Plattenstreifen mit teilweise konzentrierten Lasten durch. Ziel war es, festzustellen, ob die im Hochbau verwendeten Platten, welche kleinere Nutzhöhen als die durchgeführten Balkenversuche haben, ein ähnliches Bruchverhalten und dieselben Abhängigkeiten aufzeigen. Die untersuchten Plattenstreifen hatten eine Breite von $b = 500$ mm. Die statische Nutzhöhe betrug bei 12 Versuchskörpern $d = 144$ mm und je einmal 102 mm bzw. 183 mm. Es handelte sich um Vierpunktbiegeversuche, wobei die Linienlager sowie eine der Lastplatten über die gesamte Breite des Trägers verliefen. Die zweite

5 Fahrbahnplatten unter konzentrierter Lasteinwirkung

Last wurde jedoch mit einer quadratischen Stahlplatte von nur $c = 80$ mm Kantenlänge als konzentrierte Einwirkung aufgebracht ($c/b = 0,16$). Der Versuchsaufbau der Plattenstreifenversuche ist im Bild 5.5 ersichtlich.

Die Mehrzahl der Versuche versagte durch einen Biegeschubbruch, und zwar alle bis auf zwei auf der Seite der konzentrierten Lasteinleitung. Dabei entwickelten sich zu beiden Seiten der konzentrierten Rechtecklast Schubrisse über die Lasteinleitungsstelle hinaus zur Feldmitte. Dieser Rissverlauf wurde mit dem mehraxialen Druckzustand unter der Lastplatte erklärt. Direkt unter der Lastplatte werden die schrägen Hauptzugspannungen durch die vertikale Druckspannung unter der Lastplatte überdrückt. Der Riss wird somit vor der Lastplatte aufgehalten, während er seitlich weiter in die Feldmitte hinein verläuft. Das Versagen zweier Platten auf der Seite mit Linienlast wurde darauf zurückgeführt, dass die Querkrafttragfähigkeit beider Seiten nicht sehr verschieden ist. Eine örtliche Abweichung der Betongüte kann daher den Ausschlag für das Versagen auf der einen oder anderen Seite geben. Dass sich die Querkrafttragfähigkeiten der beiden Seiten nicht stark unterscheiden, kann auch auf die relativ geringe Lastausbreitung aufgrund der schmalen Abmessung der Plattenbreite b/d von 3,47 bis 4,90 zurückgeführt werden.

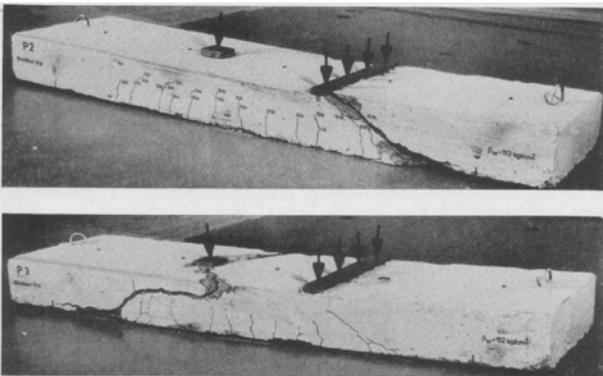


Bild 5.5: Bruchbilder der Plattenstreifenversuche mit konzentrierten Lasten von *Leonhardt & Walther 1962*

Leonhardt und Walther schlossen aus ihren Versuchen, dass eine Platte gegenüber einem Balken bei gleicher Schubslankheit, gleichem Bewehrungsgehalt, und gleicher Betongüte eine höhere Querkrafttragfähigkeit besitzt. Eine mögliche Erklärung für die beobachtete höhere Tragfähigkeit der Platten könnte jedoch auch in dem damals vernachlässigten Maßstabeffekt liegen, denn der zum Vergleich herangezogene Balkenversuch besaß eine Nutzhöhe von $d = 270$ mm gegenüber $d = 145$ mm der Platte. Eine weitere mögliche Ursache ist ein leicht abweichendes Rissverhalten, das hauptsächlich durch die Verbundeigenschaften der Bewehrung gesteuert wird. Meist werden in Plattenbauteilen, wie auch in diesen Versuchen, viele Bewehrungsstäbe mit kleineren Durchmessern als bei Balken üblich verwendet. Andererseits weisen Leonhardt und Walther auch darauf hin, dass die bei den Plattenversuchen festgestellten hohen Tragfähigkeiten evtl. durch eine erhöhte plastische Verformbarkeit des verwendeten Betons mit geringer Druckfestigkeit zustande gekommen sein könnten. Insgesamt lassen die Versuche aufgrund der Wahl des statischen Systems kaum Rückschlüsse auf das Verhalten realer Fahrbahnplatten unter kon-

zentrierter Radlasteinwirkung zu. Durch die geringe Breite der Versuchskörper konnte lediglich eine sehr begrenzte Lastausbreitung zu den Lagern stattfinden. Die Hauptmomenten-, Hauptquerkraft- und Rissrichtung am Bauteilrand und in der Mitte wichen nur unwesentlich von einander ab, so dass die Plattenstreifen ein eher balkenähnliches Tragverhalten aufwiesen.

5.4.2 Großmodellversuche der EPF Lausanne

Muttoni & Vaz Rodrigues 2006 führten an der Ecole Polytechnique Fédérale de Lausanne (EPFL) Versuche an zwei Großmodellen von auskragenden Fahrbahnplatten im Maßstab 3 : 4 ohne Querkraftbewehrung durch. Die Kragplatten hatten eine Spannweite von 2,78 m und eine Gesamtlänge von 10,0 m (Bild 5.6). Die Unterseite war geneigt, wobei die Dicke am Anschnitt $h = 380$ mm und am freien Rand $h = 190$ mm betrug. Zur Einspannung der Kragplatte wurde diese mit konstanter Dicke von 380 mm um 1,42 m über ein nicht monolithisch verbundenes Auflager hinweg verlängert und dort gegen ein Widerlager mit vertikal abgespannten Stahlträgern verankert. Die Biegerisse konnten konzentriert über dem Auflager entstehen. Wölbverformungen der Platte wurden nicht behindert. Die Rissentwicklung in den Platten und die Lagerpressung an der theoretischen Einspannstelle entsprachen somit nicht einer monolithischen Rahmenecke, wie sie bei realen Spann- oder Stahlbetonbrücken vorliegen. An den seitlichen freien Rändern wurde eine konzentrierte Bewehrung von 5 Ø22 eingelegt. Die Bewehrung im Regelbereich sowie die wesentlichen Abmessungen und Baustoffkenngrößen der Versuche können Bild 5.6 und Tabelle 5.1 entnommen werden.

An den beiden Modellen wurden jeweils drei verschiedene Versuche mit unterschiedlicher Lastanordnung durchgeführt. Die Rechtecklasten repräsentierten dabei die Radlasten des Verkehrslastmodells LM 1 von Straßenbrücken nach EC 1 bzw. DIN-Fb 102. Die Versuche mit randnaher Laststellung wurden gegenüber denen in den Mitten der Platten durch die seitlichen freien Ränder und teilweise durch die Rissbildung des jeweils ersten Versuches in Plattenmitte beeinflusst. Bei allen Versuchen trat ein plötzliches Versagen durch einen spröden Querkraftbruch ein. Keiner der Versuche konnte die mit der Bruchlinientheorie errechnete Momentenlast $F_{mu,cal}$ erreichen.

Tabelle 5.1: Baustoffkennwerte und Bewehrung der Kragplattenversuche von *Muttoni & Vaz Rodrigues 2006*

Baustoffe der Platte DR1 und DR2		
Beton	$f_c = 40$ MPa	$E_c = 36$ GPa
Betonstahl	$f_y = 500$ MPa	$c_v = 30$ mm
Bewehrung	Platte DR1	Platte DR2
oben längs a_{sl}	Ø16 – 75 mm	Ø14 – 75 mm
d_l	342 mm	343 mm
ρ_l	0,79 %	0,60 %
oben quer a_{st}	Ø12 – 150 mm	Ø12 – 150 mm
unten $a_{st} = a_{sl}$	Ø12 – 150 mm	Ø12 – 150 mm

5 Fahrbahnplatten unter konzentrierter Lasteinwirkung

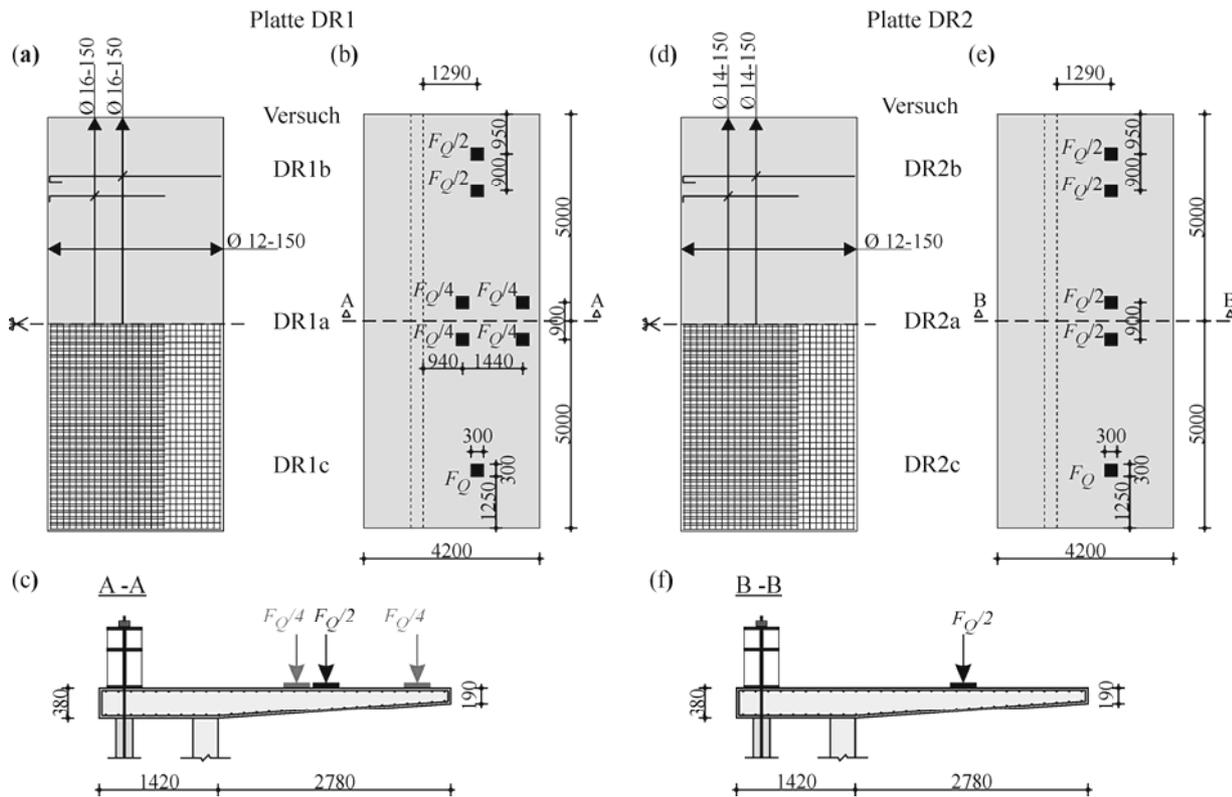


Bild 5.6: Versuche von *Muttoni & Vaz Rodrigues 2006*: (a) bis (c) Abmessungen, obere Bewehrungslage und Laststellungen bei den Versuchen an der Platte DR1; (d) bis (f) Abmessungen, obere Bewehrungslage und Laststellungen bei den Versuchen an der Platte DR2

Der Versuch DR1a mit den vier Rechtecklasten wies die größte Traglast F_Q auf und erreichte auch das größte Verhältnis von $F_Q / F_{mu,cal} = 0,86$. Die Dehnungsmessung an den Oberflächen der Betonplatte wiesen an der Einspannstelle vor der Last und direkt unter den Lastpunkten Werte auf, die auf ein Fließen der Bewehrungen in diesen Bereichen hindeuten. Das geringste Verhältnis von $F_Q / F_{mu,cal}$ ergab sich bei dem Versuch DR2a mit zwei Rechtecklasten.

Der Bruch trat bei DR1a durch ein Querkraftversagen vor den beiden äußeren randnahen Lasten auf. Alle anderen Versuchskörper versagten im Einspannbereich zwischen Lager und Last und wiesen keine oder nur sehr geringe Fließerscheinungen in der Bewehrung auf. Insbesondere bei den Laststellungen im Mittenbereich der Platten ähnelten die Bruchflächen einem Durchstanzkegel, was besonders bei dem Versuch DR1a durch die geringere Bauteilhöhe und die geringere Lastumlagerungsmöglichkeit durch die randnahe Position des Bruchkegels auffällt (siehe Bild 5.7). Der Bruchkegel ist jedoch in Kragrichtung sehr viel ausgeprägter und länger, was auf den in Haupttragrichtung deutlich ausgeprägteren Schubfluss zur Einspannung hinweist. Es ist auch zu bedenken, dass die Druckzone nicht auf der Seite der konzentrierten Last, sondern auf der lastabgewandten Seite liegt, was eine deutliche Abweichung zum klassischen Durchstanzversagen darstellt. Der Querkraftbruch der weiteren Versuche wurde durch die freien Ränder beeinflusst. Die Bruchkegel sind hier durch den hauptsächlich Schubfluss zur Einspannung stark verzerrt. Bei den Versuchen DR1b und DR1c sowie DR2b und c waren die Biegeschubrisse an den Seiten der freien Ränder deutlich zu sehen. Bei dem Versuch DR1a wurde die Biege-

5.4 Traglastversuche mit Platten unter konzentrierten Lasten

schubrissbildung im Inneren der Platte durch einen Sägeschnitt sichtbar gemacht. Die Rissbilder der Versuche DR1a und DR1c sind im Bild 5.7 dargestellt. Eine Zusammenfassung der experimentellen Untersuchungen kann Tabelle 5.2 entnommen werden.

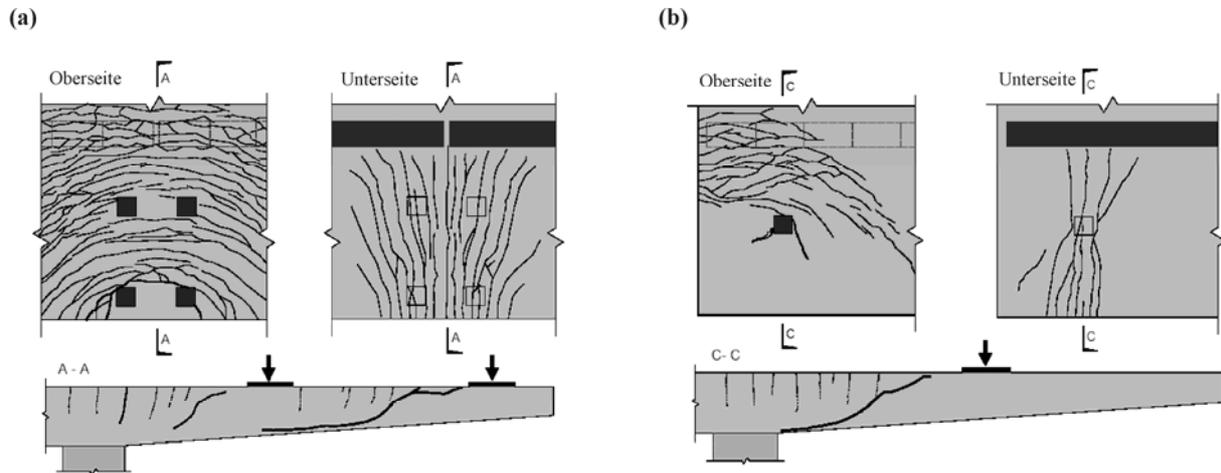


Bild 5.7: Rissbilder der Kragplatten aus *Muttoni & Vaz Rodrigues 2006*: (a) Rissbild des Versuchs DR1a mit 4 Radlasten; (b) Rissbild des Versuchs DR1c mit einer Radlast

Am Sägeschnitt der Platte im Bereich des Versuchs DR1a (Bild 5.7 a Schnitt A-A) wurde festgestellt, dass sich zwischen der auflagernahen Last und dem Auflager ein Biegeschubriss gebildet hatte, der zwar schon am Rand der Druckzone angelangt war, jedoch noch nicht zum Versagen führte. Es wurde daher vermutet, dass der Schrägriss frühzeitig entstand, jedoch durch eine Änderung des Schubflusses eine Kraftumlagerung stattfinden konnte. Dies ließ eine Laststeigerung zu, bis das Versagen durch einen zweiten, sich zeitgleich ausbreitenden, Biegeschubriss im Bereich der randnahen Lasten eintrat. Beim zweiten Mittenversuch DR2a wurden zur besseren Beobachtung der Schubrissbildung im Inneren der Platte Messungen der Änderung der Querschnittshöhen zwischen den Lasten und der Einspannung durchgeführt. Hiermit konnte gezeigt werden, dass eine Schubrissbildung bereits bei geringeren Lasten als der Versagenslast stattfand. Die Schubrissbildung schritt danach im Bauteil fort, während sich Kraftumlagerungen einstellten, die eine weitere Steigerung bis zur Versagenslast ermöglichten. Die These der Änderungen im Kraftfluss durch eine fortschreitende Schubrissbildung scheint damit bestätigt.

Tabelle 5.2: Versuchsergebnisse der Platten von *Muttoni & Vaz Rodrigues 2006*

Versuch	Anzahl der Radlasten	Lastabstand a/d	Bruchlasten			Ort des Versagens
			F_{test} [kN]	$F_{mu,cal}$ [kN]	$F_{test} / F_{mu,cal}$	
DR1	a	4	1397	1600	0,86	Randlasten
	b	2	1025	1320	0,78	Einspannbereich
	c	1	910	1190	0,79	Einspannbereich
DR2	a	2	961	1500	0,64	Einspannbereich
	b	2	857	1060	0,80	Einspannbereich
	c	1	719	960	0,75	Einspannbereich

(1) vier Radlasten in zwei Reihen

Das beim Versuch DR1a beobachtete Querkraftversagen im Bereich der randnahen Lasten wurde durch die Staffelung der Längsbewehrung über die Kragarmlänge begünstigt. Im Bereich der äußeren Lasten war nur noch die Hälfte der maximalen Längsbewehrung an der Einspannung vorhanden. Weiterhin wurde keine Bewehrung parallel zum freien Kragarmrand angeordnet, wie sie nach DIN-Fb 102 ($a_s \geq \text{Ø}12-10$) vorgeschrieben ist. Außerdem stehen die äußeren Lasten mit einem Abstand von lediglich 400 mm zwischen freiem Rand und Lastzentrum extrem randnah. Eine solch randnahe Stellung einer konzentriert auf die Platte wirkenden Radlast ist bei realen Fahrbahnplatten in der Regel nicht möglich, da hier Kappen vorhanden sind. Der unerwartete Querkraftbruch im Bereich der äußeren Lasten beweist jedoch, dass das Versagen auskragender Fahrbahnplatten nicht immer im Bereich der Einspannung zu den Stegen auftreten muss. Insbesondere bei gevouteten Platten und gestaffelter Bewehrung kann ein Versagen an einer weiter entfernten Stelle in der Platte maßgebend werden.

5.4.3 Großmodellversuche der TU Hamburg-Harburg

Am Institut für Massivbau der TU Hamburg-Harburg (TUHH) wurden im Auftrag des Bundesministeriums für Verkehr, Bau- und Wohnungswesen (BMVBS) vertreten durch die Bundesanstalt für Straßenbau (BASt) zwölf großmaßstäbliche Versuche durchgeführt. Die experimentellen Untersuchungen umfassten vier Versuchskörper (VK1 bis VK4) mit einer Breite von 2,40 m und Länge von 5,68 m bzw. 6,58 m. Die Stahlbetonplatten besaßen jeweils zwei 1,65 m lange Kragarme und ein Innenfeld, so dass 3 verschiedene Laststellungen, zwei auf den Kragplatten (V1 und V2) sowie eine auf der Innenplatte (V3), untersucht werden konnten. Eine Kragplatte wurde mit und die andere ohne Querkraftbewehrung ausgeführt. An jedem Versuchskörper wurde zuerst der Bruchversuch V1 der Kragplatte ohne Bügelbewehrung, dann der Versuch V2 der Kragplatte mit Bügelbewehrung und abschließend der Versuch V3 an der Innenplatte durchgeführt. In dieser Arbeit werden jedoch nur die Kragplattenversuche behandelt. Detaillierte Angaben zu den gesamten experimentellen Untersuchungen liegen in Form eines Forschungsberichtes vor

(*Rombach et al 2008*). Versuchsaufbau und Durchführung sowie ein typisches Querkraftversagen einer Kragplatte sind im Bild 5.8 am Beispiel des ersten Versuchskörpers (VK1) dargestellt.

Geometrie, Abmessungen und die Bewehrungsanordnung in den Krag- und Innenplatten der Versuchskörper können Bild 5.9 und Tabelle 5.3 entnommen werden. Die Kragarme der Versuche V1 und die Innenplatten eines jeden der vier Modelle enthielten keine Querkraftbewehrung, während die Kragplatten der Versuche V2 eine Bügelbewehrung aufwiesen. Hierdurch ist ein direkter Vergleich der Tragfähigkeit von Kragplatten mit und ohne Bügelbewehrung bei sonst identischen Parametern möglich. Die Rahmenecke aus Steg, Krag- und Innenplatte führt zu einer realistischen Einspannung, wie sie bei Fahrbahnplatten von Brücken vorliegen. Die 4 Versuchskörper unterschieden sich im Wesentlichen in der Querschnittshöhe der Platte am Anschnitt (20 cm, 25 cm, 30 cm), der Ausführung einer gevouteten (1:15) oder geraden Plattenunterseite,

5.4 Traglastversuche mit Platten unter konzentrierten Lasten

der Spannweite der Innenplatte (1,82 m und 2,71 m), und der Betondeckung der Bewehrung ($c_v = 45$ mm bzw. 25 mm).

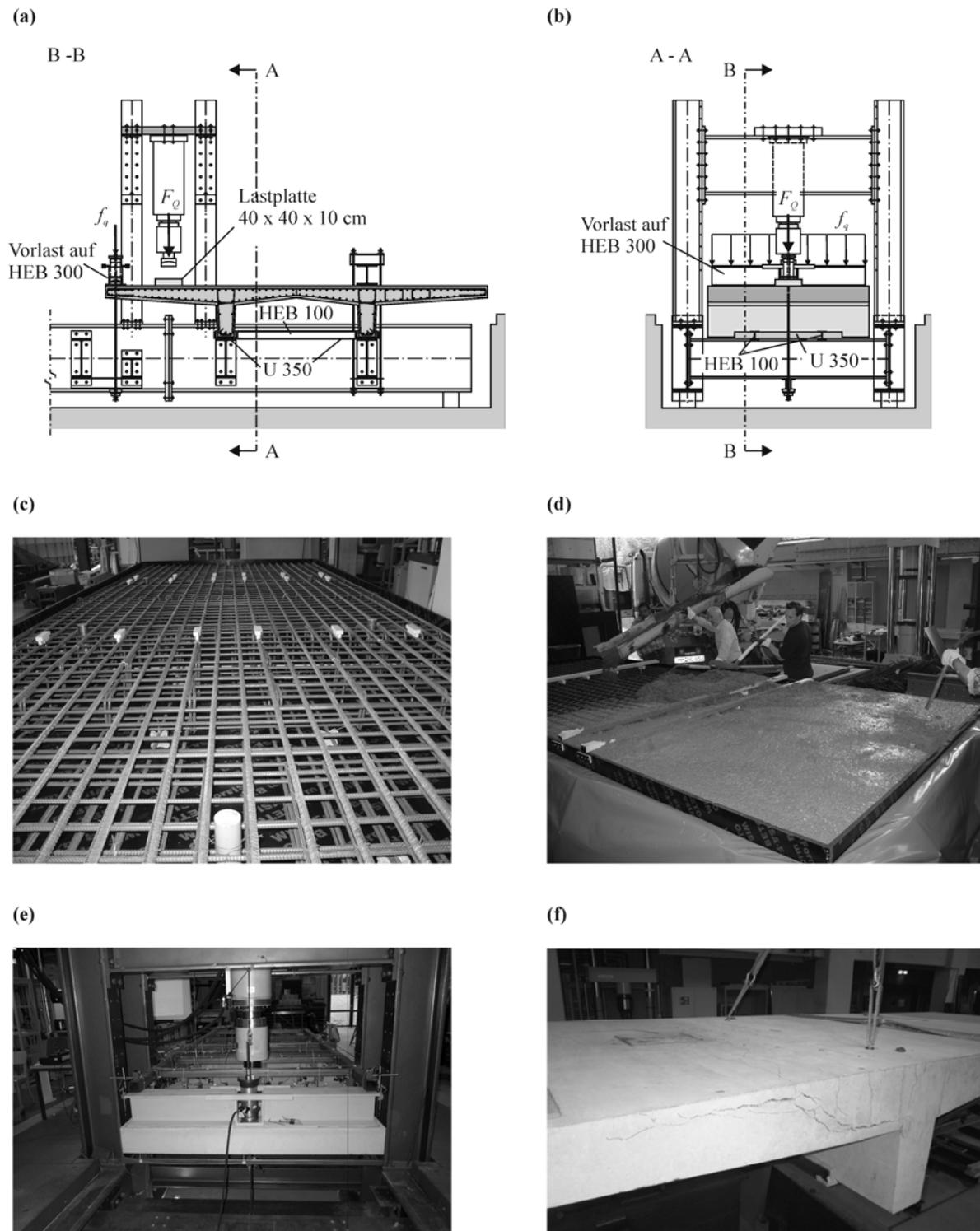


Bild 5.8: Versuchsaufbau und Durchführung von Großmodellversuchen an der TUHH am Beispiel von VK1: (a) Längsschnitt durch den Versuchsrahmen mit Versuchs-
aufbau; (b) Querschnitt durch den Versuchs-
rahmen mit Versuchs-
aufbau; (c) Bewehrung vor dem Betonieren; (d) Betonieren des Versuchskörpers; (e)
Durchführung des Versuchs VK1 V1; (f) Biegeschubriss in der Kragplatte des VK1 V1

5 Fahrbahnplatten unter konzentrierter Lasteinwirkung

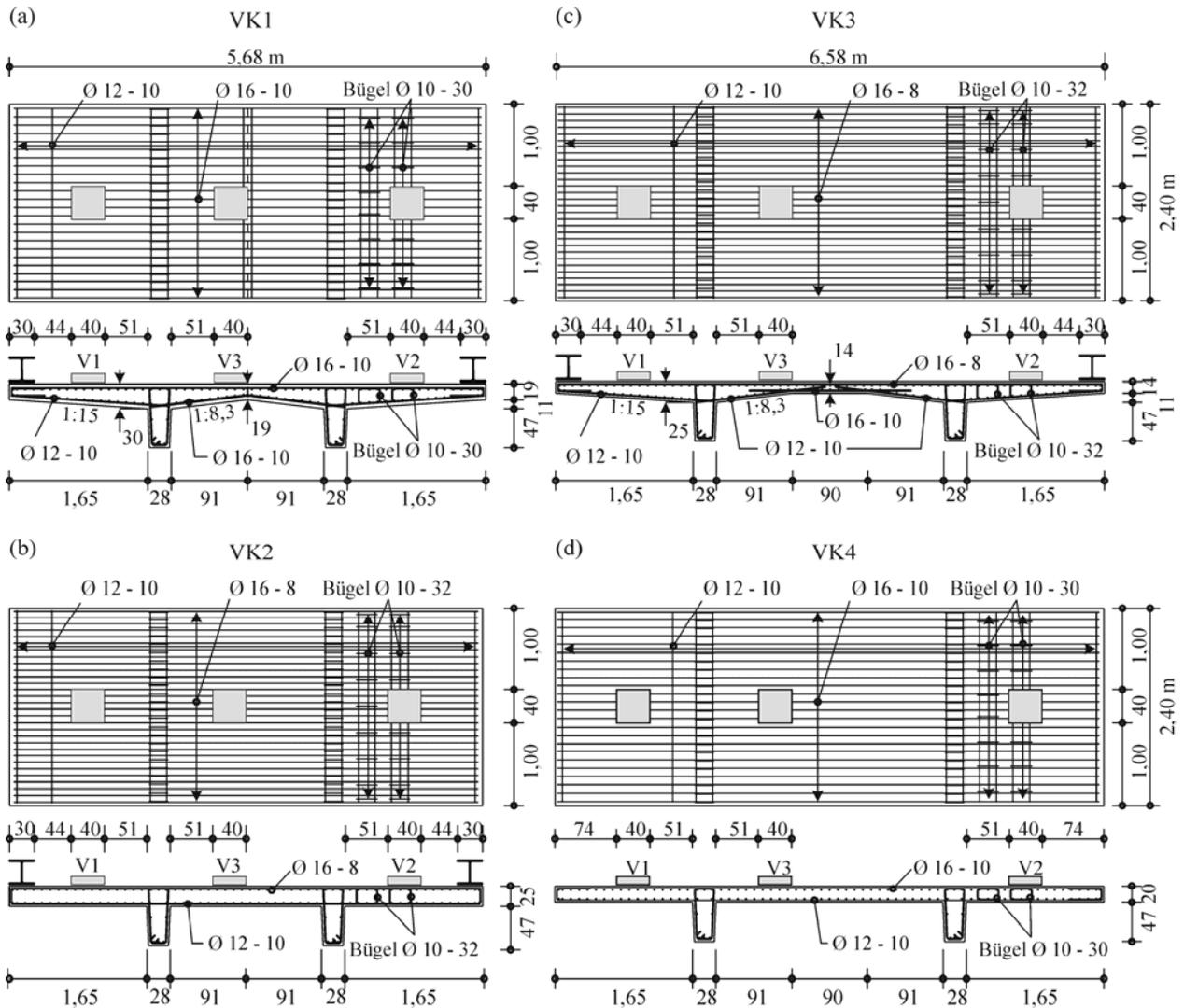


Bild 5.9: Abmessungen und Bewehrung der Versuchskörper: (a) VK1; (b) VK2; (c) VK3; (d) VK4

Tabelle 5.3: Bewehrungsanordnung in den Versuchskörpern der TUHH

Ver- such	Beton- deckung c_v [mm]	Längsbewehrung oben			Längsbewehrung Kragarme unten			Längsbewehrung Innenplatte unten			Bügelbewehrung rechter Kragarm Ø 10	
		Ø [mm]	a_{sx} [cm ² /m]	$\rho_x^{(1)}$ [%]	Ø [mm]	a'_{sx} [cm ² /m]	$\rho'_x^{(1)}$ [%]	Ø [mm]	a'_{sx} [cm ² /m]	$\rho'_x^{(1)}$ [%]	$s_x - s_y$ [cm]	a_{sw} [cm ² /m ²]
VK1	45	16-10	20,1	0,81	12-10	11,3	0,46	16-10	20,1	0,81	20 - 30	13,1
VK2	25	16-8	25,1	1,16	12-10	11,3	0,52	12-10	11,3	0,52	20 - 32	12,3
VK3	25	16-8	25,1	1,16	12-10	11,3	0,52	12-10	11,3	0,52	20 - 32	12,3
VK4	25	16-10	20,1	1,20	12-10	11,3	0,68	12-10	11,3	0,68	20 - 30	13,1

(1) Berechnet mit der statischen Nutzhöhe d am Anschnitt zum Steg

Die Bewehrung des Versuchskörpers VK1 wurde aus der Bemessung einer realen Kragplatte mit einer Plattendicke von $h = 30$ cm am Anschnitt zum Steg und $h = 20$ cm am freien Rand bei

5.4 Traglastversuche mit Platten unter konzentrierten Lasten

$l_k = 2,5$ m mit einer Kappe 1 nach ZTV-Ing abgeleitet. Bei der realen Kragplatte konnte der Querkraftnachweis nach DIN 1045:88 erbracht werden. Nach DIN-Fb 102 lässt sich die Platte ohne Schubbewehrung jedoch nicht mehr nachweisen. Alle Plattenbereiche der Versuchskörper erhielten oben und unten ein für Fahrbahnplatten vorgeschriebenes Bewehrungsnetz in Längs- und Querrichtung. Für den Versuchskörper VK 1 ergibt sich dieses entsprechend dem Nachweis zur Begrenzung der Erstrissweite des vergleichbaren Kragarms mit $l_k = 2,5$ m zu $\emptyset 12 - 10$ cm. Diese Bewehrung wurde für die übrigen Versuchskörper beibehalten und liegt über der nach DIN-Fb 102 5.4.1.2 vorgeschriebenen Mindestbewehrung. Mit der gewählten Geometrie, Bewehrung und der Betondeckung von 45 mm kann der Versuchskörper VK1, bis auf die reduzierte Breite, als repräsentativ für kurze Kragarme von realen Brückenkonstruktionen angesehen werden. Die für eine in Längsrichtung vorgespannte Brücke zulässigen Betonrandspannungen nach DIN-Fb 102 Tab. 4.118 werden jedoch nicht eingehalten. Bei den Versuchskörpern VK2 und VK3 wurde die Plattendicke am Anschnitt auf $h = 25$ cm und die Betondeckung auf $c_v = 25$ mm reduziert, wobei die Kragplatten die gleiche Bewehrung erhielten. Bei VK3 wurde lediglich die Plattendicke am Ende der Kragplatten um 11 cm verringert. Mit diesen beiden Versuchskörpern kann somit die Tragfähigkeit einer Kragplatte mit und ohne Voute bei ansonsten gleichen Randbedingungen untersucht werden. VK4 unterscheidet sich von VK3 durch die konstante Plattendicke von $h = 20$ cm. Die Reduzierung der Plattendicke führt hier zu einer stärkeren örtlichen Konzentration des Kraftflusses zwischen Lastplatte und Anschnitt in der Lastachse. Der Längsbewehrungsgrad der Versuchskörper VK2 bis VK4 und der Abstand der Bewehrungsstäbe $\emptyset 16$ in der obersten Lage ergaben sich aus der Anforderung, dass ein Biegeversagen der Kragarme ohne Bügelbewehrung ausgeschlossen werden sollte. Daher sind die Längsbewehrungsgrade mit $\rho_l = 0,8$ bis 1,2 % geringfügig höher als bei Brückenfahrbahnplatten mit einer üblichen Höchstbewehrung von ca. 25 cm²/m. Bei den Versuchskörpern VK3 und VK4 wurde die Spannweite der Innenplatten gegenüber VK1 und VK2 vergrößert.

Die Versuchskörper wurden in der Versuchshalle des Instituts für Massivbau der TU Hamburg-Harburg hergestellt. Zum Einsatz kam eine Bewehrung aus Stabstahl BSt 500 S bzw. BSt 500 WR und Transportbeton. Die Zielfestigkeit des Betons sollte dem für Brücken üblichen Beton der Güte C 35/45 entsprechen. Da Transportbetone jedoch häufig höhere Festigkeiten entwickeln, und eine zu hohe Betonfestigkeit ein Querkraftversagen verhindert und ein Biegeversagen begünstigt hätte, wurde ein C 30/37 bestellt. Der Größtkorndurchmesser der Gesteinskörnung lag bei 16 mm. Zeitgleich mit dem Betonieren der Versuchskörpern wurden Betonzylinder $\emptyset 150$ mm $h = 300$ mm zur Festigkeitsprüfung des Betons hergestellt und unter den gleichen Bedingungen wie die Platten gelagert. Pro Versuchskörper wurden zur Bestimmung der Materialparameter drei Druck- und Spaltzugfestigkeitsprüfungen am Tag des ersten Versuches (V1) und des letzten Versuches (V3) vorgenommen. Die Betondruckfestigkeit zum Zeitpunkt des jeweils zweiten Versuches (V2) wurde als Mittelwert der beiden Prüfzeitpunkte angenommen. Die genauen Materialeigenschaften sind in der Tabelle 5.4 und Tabelle 5.5 aufgelistet.

5 Fahrbahnplatten unter konzentrierter Lasteinwirkung

Tabelle 5.4: Baustoffkennwerte des Betons der Versuchskörper zum Zeitpunkt der Versuche

Versuchskörper	Versuch	Betonalter [d]	Mittelwerte		E_c [GPa]
			$f_{c,cyl,dry}$ [MPa]	$f_{ct,sp}$ [MPa]	
VK1	V1	46	35,0	2,85	29,17
	V3	71	37,9	3,05	-
VK2	V1	45	46,0	3,42	33,99
	V3	58	45,2	3,54	33,19
VK3	V1	44	46,5	3,34	33,34
	V3	80	51,5	3,61	33,67
VK4	V1	36	42,5	3,23	32,49
	V3	50	46,0	3,38	32,23

Tabelle 5.5: Baustoffkennwerte des in den Versuchskörpern verwendeten Betonstahls

Ø [mm]	Art	Mittelwerte		ϵ_u [%]	$\frac{f_t}{f_y}$	E_s [GPa]
		f_y [MPa]	f_t [MPa]			
10	BSt500 WR	540	598	4,70	1,11	194
12	BSt500 WR	550	607	5,09	1,11	195
16	BSt500 S	554	646	11,61	1,17	195

Die beiden Stege der Versuchskörper wurden an den Fußpunkten in zwei jeweils 2,0 m lange Stahlprofile U 350 einbetoniert, welche mit zwei Trägern HEB 100 quer verbunden waren und auf den Querträgern des Versuchsrahmens auflagen. Wie im Bild 5.8 a und b dargestellt, war der zur Belastung abliegende Steg bei den Kragplattenversuchen mit einer Traverse und vier Zugstangen gegen den Versuchsrahmen verspannt, um die abhebenden Kräfte durch die Belastung aufzunehmen. An den Kragspitzen der Versuchskörper VK1 bis VK3 wurde zunächst eine Vorlast f_q als Linienlast über die Breite der Versuchskörper durch einen Hydraulikzylinder und ein Stahlprofil HEB 300 aufgebracht. Der Hydraulikzylinder war kraftgesteuert und mit einem eigenen Regelkreis versehen, so dass die Kraft auch bei der Verformung der Kragplatte über die gesamte Versuchsdauer bis zum Bruch konstant gehalten wurde. Die Vorlast repräsentierte für den VK1 die Ausbau- sowie gleichmäßig verteilten Lasten auf der zum VK1 vergleichbaren realen Fahrbahnkragplatte mit $h = 30$ cm am Anschnitt und $h = 20$ cm bei $l_k = 2,5$ m. In diesem Fall wird durch die verteilten Lasten in etwa das rechnerische Rissmoment M_{cr} am Anschnitt der Platte erreicht. Für die Versuchskörper VK2 und VK3 wurde dieses Kriterium übernommen, so dass die von der Querschnittsdicke abhängige Vorlast f_q über die gesamte Breite des Versuchskörpers das mit der Zugfestigkeit eines C 35/45 von $f_{ctm} = 3,2$ MPa ermittelte Rissmoment am Anschnitt der Platte erzeugte. Da die Kragplatte des VK4 mit dem Verhältnis von $a/d = 4,25$ hinsichtlich des Biegeversagens kritisch war, wurde hier auf eine Vorlast f_q verzichtet.

Die Kragplatten der Versuchskörper VK1 bis VK3 wurden nach Aufbringen der Vorlast, die des VK4 ausschließlich, durch den Hauptzylinder des Versuchsstands mit der konzentrierten Last F_Q belastet. Diese repräsentierte die entsprechend dem DIN-Fb 101 auf einer Fläche von 40x40 cm anzusetzende Radlast. Der Zylinder wirkte dabei auf eine 40 x 40 x 10 cm große Last-

5.4 Traglastversuche mit Platten unter konzentrierten Lasten

platte aus Stahl ein, die mittig in einem Abstand von $a = 71$ cm zwischen Steganschnitt und Lastzentrum auf der Kragplatte plaziert wurde (siehe Bild 5.8 und Bild 5.9). Die Last F_Q wurde weggesteuert aufgebracht und innerhalb von ca. einer halben Stunde bis zum Bruch gesteigert (siehe Bild 5.10). Alle Versuche V1 mit Kragplatten ohne Bügelbewehrung versagten dabei schlagartig durch Querkraftbruch. Die Längsbewehrung kam bei keinem dieser Versuche vor dem Bruch ins Fließen, so dass an den Oberflächen des Betons nur feine gleichmäßig verteilte Risse und geringe Verformungen auftraten. Im Gegensatz dazu führte die Bügelbewehrung der Kragplatten bei allen Versuchen V2 zu einem duktilen Biegeversagen, wobei immer die Fließgrenze der Längsbewehrung überschritten wurde. Infolge der plastischen Dehnungen der Bewehrung ergaben sich sehr große Verformungen der Kragarmspitzen und weite Rissöffnungen über die gesamte Plattenbreite, in nur wenigen Rissen am Anschnitt der Platte. Die Lastverformungskurven der Kragplattenversuche sind in Bild 5.11 dargestellt. Die in den Versuchen gemessenen Bruchlasten sind in Tabelle 5.6 zusammengefasst.

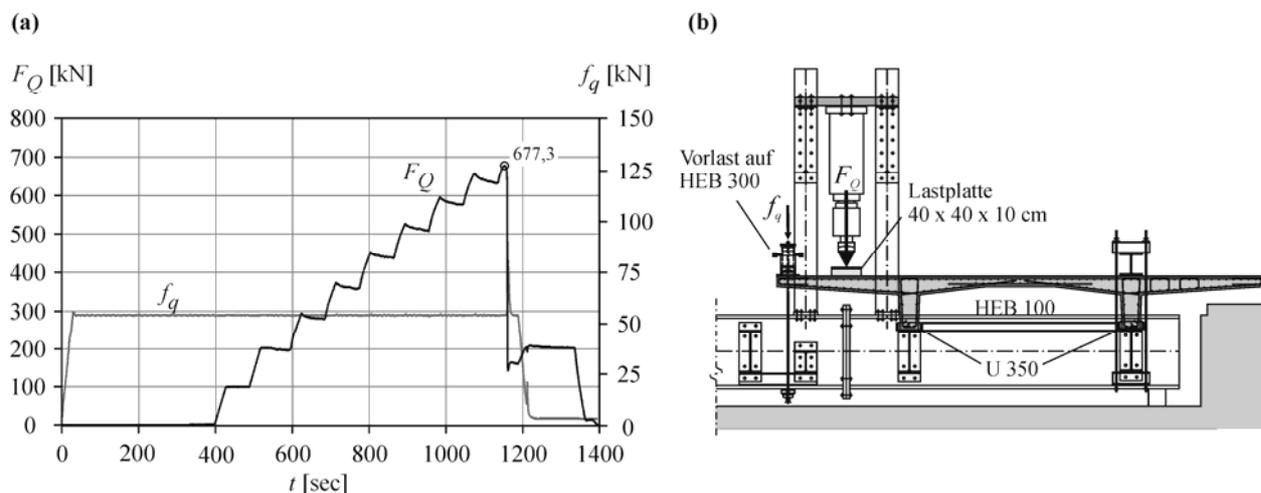


Bild 5.10: Belastung der Versuche am Beispiel des VK3 V1: (a) Last-Zeit-Diagramm; (b) Versuchsaufbau

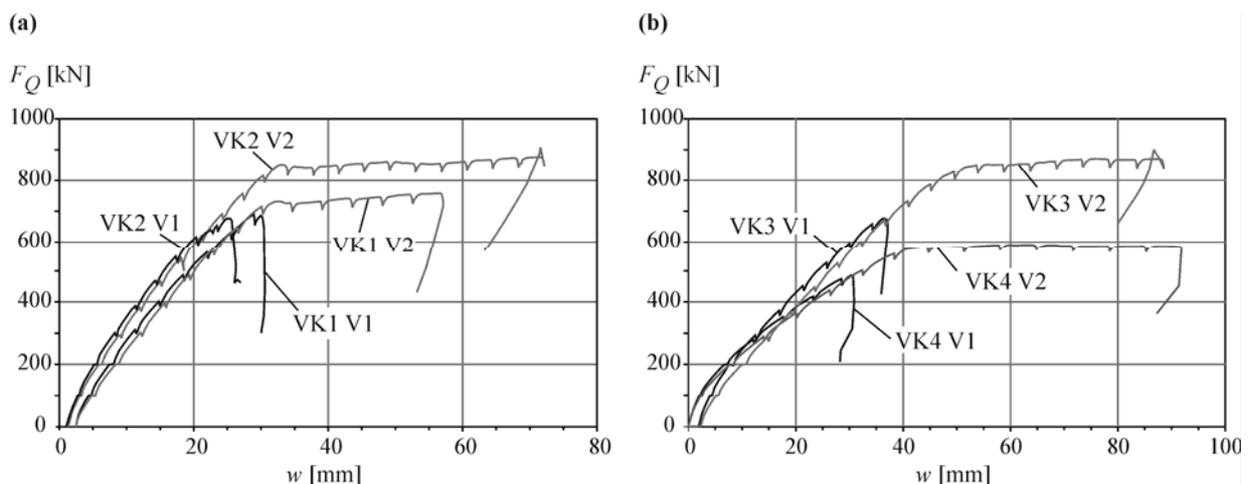


Bild 5.11: Vergleich der Last-Verformungs-Kurven für die Kragplattenversuche ohne und mit Querkraftbewehrung: (a) Kragplatten der Versuchskörper VK1 und VK2; (b) Kragplatten der Versuchskörper VK3 und VK4

5 Fahrbahnplatten unter konzentrierter Lasteinwirkung

Tabelle 5.6: Versuchsergebnisse der Kragplattenversuche ohne und mit Querkraftbewehrung

1 Versuch	2 $b/d^{(1)}$	3 Vorlast f_q		4 Punktlast F_Q		5 Fließen		6 Erster Schubriss $F_{O,ct}^{(4)}$ [kN]	7 Bruchlast $F_{Ou}^{(5)}$ [kN]	8 Versagen
		f_q [kN/m]	e [m]	a [m]	$a/d^{(1)}$	$F_{Ov,mittle}^{(2)}$ [kN]	$F_{Ov,gesamt}^{(3)}$ [kN]			
VK1-V1	9,7	32,1	1,50	0,71	2,88	-	-	350	690	Querkraft
VK1-V2		32,1	1,50			671	732	-	758	Biegung
VK2-V1	11,1	22,5	1,50	0,71	3,27	-	-	360	678	Querkraft
VK2-V2		22,5	1,50			808	851	-	877	Biegung
VK3-V1	11,1	22,5	1,50	0,71	3,27	-	-	400	677	Querkraft
VK3-V2		22,5	1,50			767	850	-	870	Biegung
VK4-V1	14,4	-	-	0,71	4,25	-	-	260	487	Querkraft
VK4-V2		-	-			548	579	-	590	Biegung

(1) Mit der statischen Nutzhöhe d am Anschnitt zum Steg

(2) Überschreiten der Fließdehnung von 3,3 % in den mittleren Stäben

(3) Maximallast beim Übergang in den horizontalen Verlauf des Last-Weg-Diagramms

(4) Aus den gemessenen Vertikaldehnungen abgeleiteter Lastwert bei Auftreten des ersten Biegeschubrisses an den Messstellen

(5) Bei den Versuchen V2 wurde der Versuch vor dem Bruch der Längsbewehrung beendet

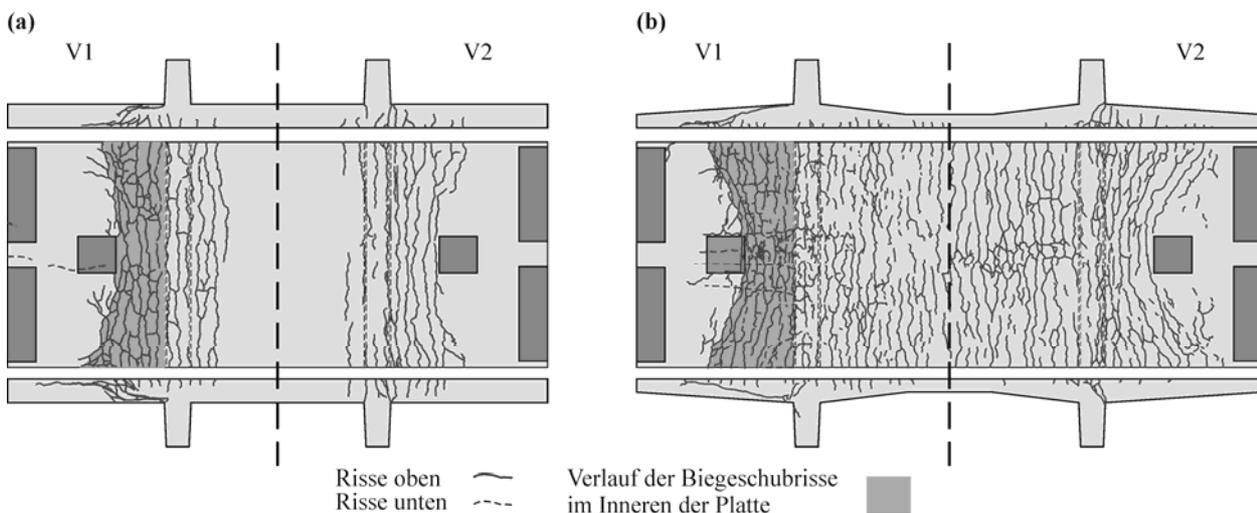


Bild 5.12: Rissbilder der Kragplattenversuche ohne und mit Querkraftbewehrung: (a) Rissbild am VK2 nach Durchführung von V1 und V2; (b) Rissbild am VK3 nach Durchführung von V1 und V2

Die an den Oberflächen der Kragplattenversuche V1 sichtbaren feinen Biegerisse verliefen bis kurz vor dem Biegeschubbruch an den Seitenflächen der Kragplatten annähernd vertikal nach unten. Erst nach dem Versagen waren die charakteristischen Biegeschubrisse mit den sich oben anschließenden, entlang der Längsbewehrung verlaufenden, Dübelrissen sichtbar. Der sich auf den Seitenflächen der Platten abbildende schräge Biegeschubriss mündete auf der zum Steg gewandten Seite in einen Riss, der sich teilweise entlang der unteren Längsbewehrung bis hin zum Plattenanschnitt fortsetzte (siehe Bild 5.12). Die Biegedruckzone an der Unterseite der Platte

5.4 Traglastversuche mit Platten unter konzentrierten Lasten

wurde über die gesamte Breite des Versuchskörpers von 2,40 m in einem geraden Riss entlang des Anschnitts an der Kante zum Steg durchtrennt. Auf der zum freien Rand gelegenen Seite endete der auf den Seitenflächen sichtbare Biegeschubriss ca. auf Höhe der Lastplatte mit sich anschließenden Dübelrissen entlang der oberen Längsbewehrung. Im mittleren Bereich der Kragplatte verlief der Biegeschubriss bis direkt vor die Lastplatte und endete dort an der Oberfläche. Der Biegeschubriss der gevouteten Kragplatte verlief in den Randbereichen der Platte flacher als jener bei konstanter Dicke.

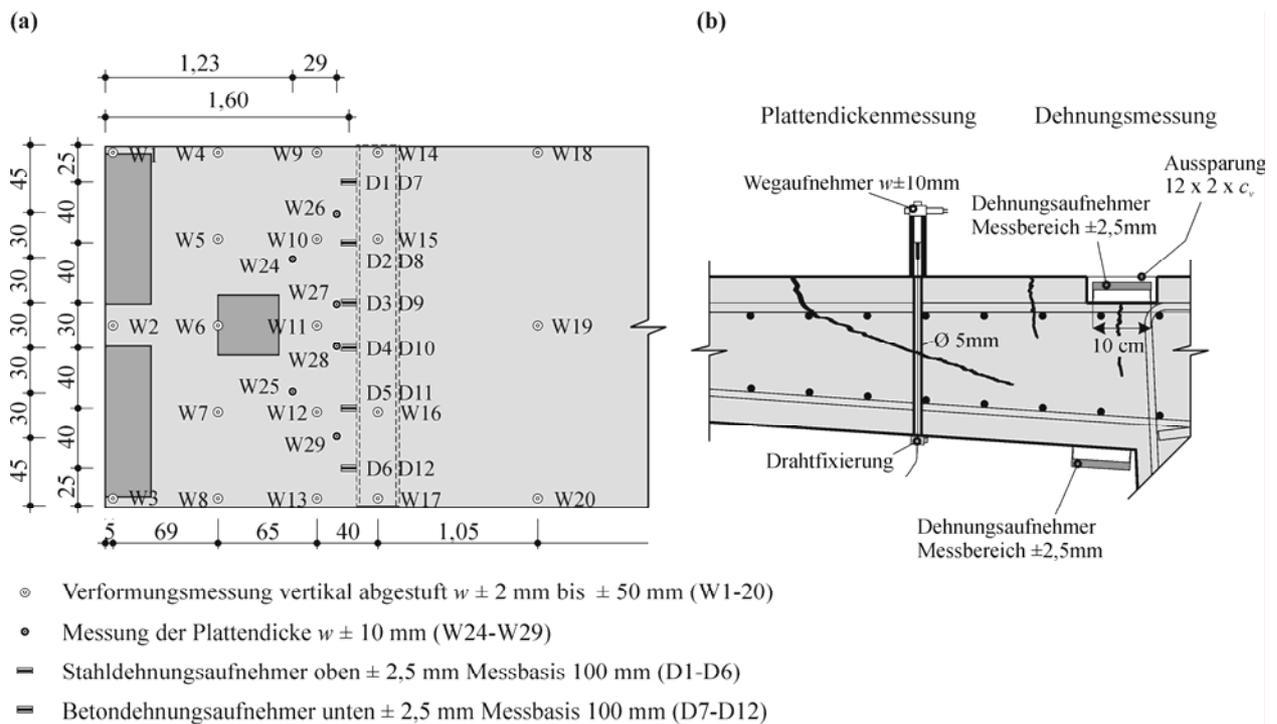


Bild 5.13: Messeinrichtung am Beispiel des VK1: (a) Anordnung der Messstellen; (b) Aufbau der Dehnungs- und Plattendickenmessung

Während der Versuche wurden u.a. die Beton- und Stahldehnungen am Anschnitt verteilt über die Plattenbreite gemessen. Aus den in Bild 5.14 a und b dargestellten Verläufen ist zu erkennen, dass die Dehnungen bei geringer Belastung relativ gleichmäßig über die Breite verteilt waren. Bei den Versuchen V1 ohne Bügelbewehrung fand in der Mitte der Platte eine örtlich begrenzte Zunahme der Betondehnungen bei Steigerung der Last statt. Ein ähnliches Verhalten war bei den Stahldehnungen nicht festzustellen. Bei den Versuchen V2 mit Bügelbewehrung trat die lokale Betondehnungszunahme ebenfalls nicht auf. Dies lässt darauf schließen, dass bei den Versuchen ohne Bügelbewehrung V1 ein Biegeschubriss im Inneren der Platte örtlich begrenzt in die Betondruckzone einschneidet. Die Last konnte jedoch auf die noch tragfähigen Seitenbereiche der Platte umgelagert werden. Erst nach einer weiteren Laststeigerung kam es auf einer maßgeblichen Breite zu einer Einschnürung der Druckzone, so dass die Druckzone letztlich schlagartig auf der gesamten Breite durchtrennt wurde.

5 Fahrbahnplatten unter konzentrierter Lasteinwirkung

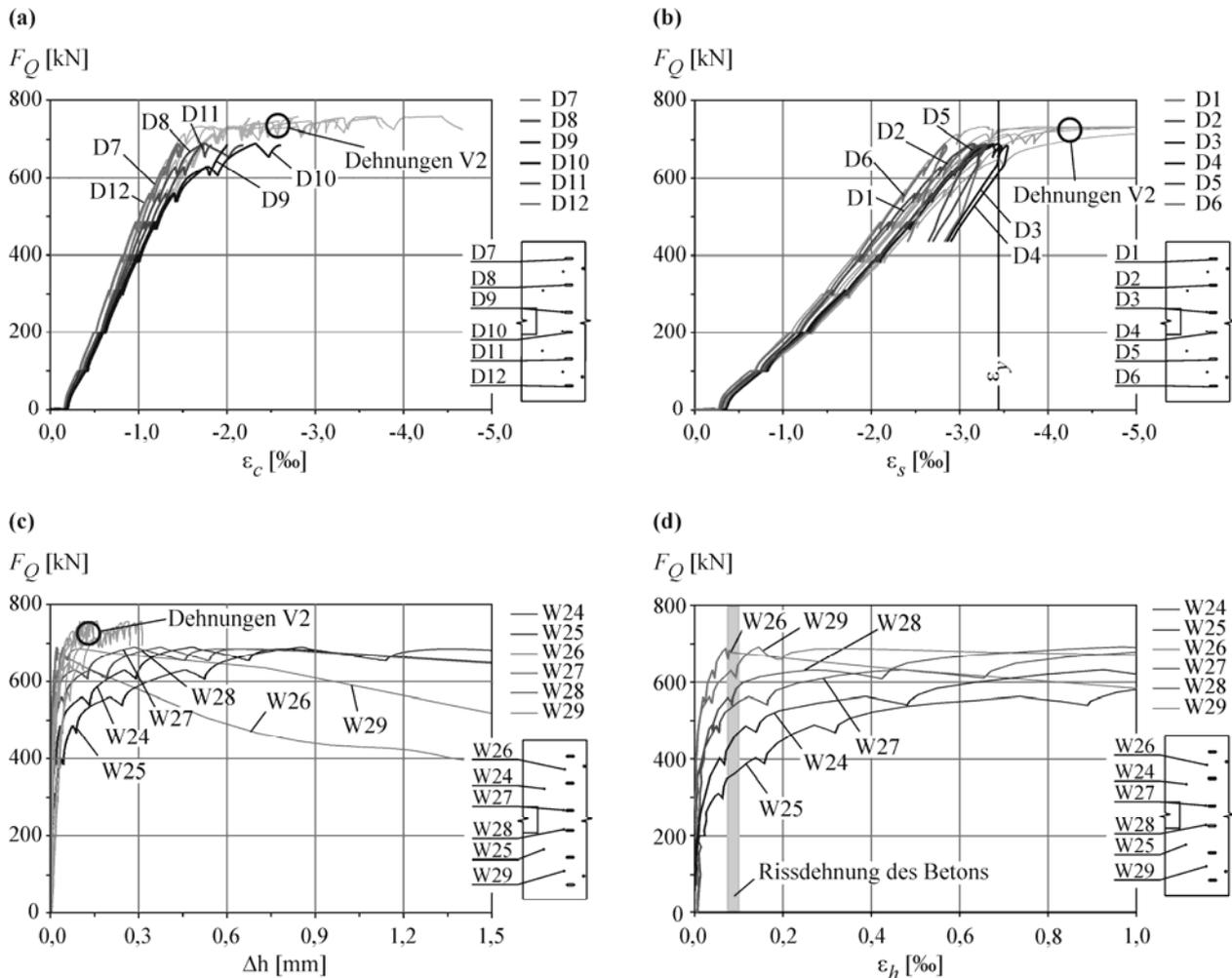


Bild 5.14: Versuchsergebnisse der Kragplattenversuche bei Versuchskörper VK1: (a) Betondehnungen am Plattenanschnitt bei den Versuchen V1 und V2; (b) Stahldehnungen am Plattenanschnitt bei den Versuchen V1 und V2; (c) Gemessene Dickenänderung der Platte bei den Versuchen V1 und V2; (d) Aus den gemessenen Dickenänderungen berechnete Dehnungen normal zur Plattenebene bei Versuch V1

Zusätzlich zu den Dehnungen am Anschnitt wurde die Dickenänderung Δh der Platten im Bereich zwischen Last und Steg gemessen (siehe Bild 5.13). Aus dem Vergleich der Messwerte an Platten mit und ohne Bügelbewehrung ist zu erkennen, dass die eingelegte Bügelbewehrung die Rissufer des Biegeschubrisses effektiv verklammert. Wie Bild 5.14 c zeigt, setzte die Dickenzunahme bei den Versuchen ohne Querkraftbewehrung früher und wesentlich stärker ein als bei jenen mit Bügeln. Die ersten und größeren Dickenänderungen wurden bei den Versuchen V1 an den Messstellen der lastzugewandten Seiten detektiert. Hiermit konnte bestätigt werden, dass sich die Biegerisse im mittleren Bereich der Platte frühzeitig zu Biegeschubrissen entwickelten. Aus den Messungen der Dickenänderung konnten mit den entsprechenden Plattenhöhen die mittleren vertikalen Dehnungen ϵ_h berechnet werden. Diese sind in Bild 5.14 d in Abhängigkeit zur Last F_Q aufgetragen. Mit der Annahme, dass Beton bei einer Zugdehnung von $\epsilon_{cr} = 0,1$ ‰ reißt und dass die Risse in einem Winkel von 45° bis 0° die Messstelle kreuzten, wurde die Entstehung von Schubrissen bei vertikalen Dehnungen von $\epsilon_h = 0,07$ bis $0,1$ ‰ eingegrenzt. Tatsächlich gingen die gemessenen Dickenänderungen bei den Versuchen V1 in diesem Bereich größ-

tenteils in einen horizontaleren Verlauf über. Durch Ablesen des Wertes F_Q im Bereich $\varepsilon_h = 0,07 - 0,1 \text{ ‰}$ wurde somit die Last bestimmt, bei der ein Biegeschubriss die Messstelle kreuzte. Die entsprechenden Lastwerte bei Entstehung der ersten Biegerisse $F_{Q,ct}$ sind in Tabelle 5.6 Spalte 6 eingetragen. Weitere Details können dem Forschungsbericht entnommen werden.

5.5 Berechnung der Tragfähigkeit von Fahrbahnplatten ohne Querkraftbewehrung

5.5.1 Rechenmodelle für Platten unter konzentrierten Lasten

Die vorangegangenen Betrachtungen und die im Kapitel 5.4 beschriebenen Versuche zeigen, dass zur Bemessung von Fahrbahnplatten ein Rechenmodell notwendig ist, welches nicht nur Einflüsse aus der reinen Querschnittstragfähigkeit in Hauptbewehrungsrichtung, den geometrischen Randbedingungen mit variabler Laststellung und veränderlicher Bauteildicke berücksichtigt, sondern auch dem Kraftfluss bei voneinander abweichender Hauptmomenten-, Hauptquerkraft-, Riss- und Bewehrungsrichtung gerecht wird.

Die Bestimmung des Kraftflusses und Berechnung der Schnittgrößen in einer Platte erfolgt normalerweise mit linear-elastischen FE-Modellen, wie im Kapitel 5.2 dargelegt. Die so gefundene Lösung weicht jedoch vom exakten Tragverhalten ab, weil belastungsabhängige Steifigkeitsänderungen nicht berücksichtigt werden. Nach DIN-Fb 102 sind bei der Bemessung von Fahrbahnplatten allerdings keine Momentenumlagerungen mit plastischen Stahldehnungen zulässig. Daher ergeben sich bei den so bemessenen Fahrbahnplatten lediglich aus der Rissbildung Einflüsse auf die Steifigkeitsverteilung. Unter diesen Voraussetzungen sind die mit linear-elastischen FE-Modellen berechneten Schnittgrößen verhältnismäßig gut zutreffend. Aus diesem Grund soll auch hier ein Nachweismodell auf Grundlage der Schnittgrößenermittlung mittels linear-elastischer FEM erfolgen. Dies hat weiterhin den Vorteil, dass das Modell praxistgerecht bleibt. Die FEM-Berechnung liefert das Momentenfeld und den Kraftfluss mit den zugehörigen Querkraften in der Platte. Den bekannten Schnittgrößen soll nun ein Querschnittswiderstand gegenübergestellt und somit der Tragfähigkeitsnachweis erbracht werden.

Bei der Biegebemessung wird das weichere Biegeverhalten der Platte bei Differenzen zwischen der Hauptmomenten- und der Bewehrungsrichtung meistens mit dem Scheibenmodell nach *Baumann 1972* berücksichtigt. Durch die Abweichung der Hauptmomente von der Bewehrungsrichtung nehmen die Stahldehnungen zu und die Rissweiten vergrößern sich. Daher werden die Biegemomente durch die aus der Hauptmomentenbeanspruchung der Platte mit dem Scheibenmodell berechneten Stahlspannungen nachgewiesen. Die bei der Abweichung der Hauptmomenten- von der Bewehrungsrichtung entstehenden größeren Rissweiten führen durch die Abnahme der Rissreibung jedoch auch zu einer Verminderung der Querkrafttragfähigkeit der Platte.

Ausgehend vom Querkraftmodell für Balken gibt der CEB-FIP Model Code 90 zur Bestimmung des richtungsabhängigen Querkraftwiderstands einen effektiven Biegebewehrungsgehalt an. Hiernach erfolgt der Nachweis der Platte mit der Hautquerkraft v_0 Gl. (5.7) und der bezüglich der Hauptquerkraft- und Bewehrungsrichtungen auch für die Nachweise der DIN Gültigkeit besitzt. Die Querkrafttragfähigkeit von Fahrbahnplatten nach DIN wird deshalb im Folgenden mit den Gleichungen (3.4) und (3.5) unter Ansatz des effektiven Bewehrungsgehaltes nach Gl. (5.14) berechnet. Beim Vergleich mit anderen Modellen und Versuchen kommt Gl. (3.11) zur Berechnung des Mittelwertes der Tragfähigkeit zur Anwendung.

$$\rho_{eff} = (\rho_x \cdot \cos^4 \varphi_0 + \rho_y \cdot \sin^4 \varphi_0) \quad (5.14)$$

Im Kapitel 3.5 wurden das Modell von *Muttoni 2003* und die in dieser Arbeit entwickelte Gleichung (3.5) für die Anwendung bei Fahrbahnplatten, die hauptsächlich durch konzentrierte Einwirkungen belastet werden, hervorgehoben. Beide Modelle berücksichtigen die Rissbildung implizit über den Dehnungszustand des Bauteils. Hierdurch lässt sich der Einfluss des Dehnungszustandes auf die Tragfähigkeit bei Ausbreitung der Radlasten in der Platte erfassen, wenn die im jeweiligen Schnitt auftretenden Kraftgrößen zutreffend erfasst werden. *Vaz Rodrigues 2007* schlägt hierzu einen Nachweis mit der um den Winkel φ_0 gegenüber der x-Achse geneigten Hauptquerkraft v_0 vor. Die für die Berechnung der Querschnittstragfähigkeit nach Gleichung (3.44) benötigte Dehnung wird nach *Vaz Rodrigues 2007* mit dem Moment m_0 berechnet, welches man durch die Transformation der Momente in die Hauptquerkraft- und Bewehrungsrichtung φ_0 nach Gleichung (5.3) erhält. Für Rechenmodelle, welche die Querkrafttragfähigkeit über den Dehnungszustand implizit auf die Rissweite zurückführen, ist dieser Ansatz jedoch unbrauchbar, denn es ist zu bedenken, dass das Moment m_0 in Hauptquerkraft- und Bewehrungsrichtung φ_0 auch bei starker Momentenbelastung gleich Null werden kann. Weisen die Hauptmomente zum Beispiel denselben Wert bei unterschiedlichem Vorzeichen auf $m_1 = -m_2$ und ist der Winkel zwischen Hauptmomenten- und Hauptquerkraft- und Bewehrungsrichtung $\varphi_1 - \varphi_0 = 45^\circ$, so ergibt sich das Moment in Hauptquerkraft- und Bewehrungsrichtung zu $m_0 = 0$. Hierdurch werden die mit Gleichung (3.42) berechneten Dehnungen ebenfalls zu Null. Der Querkraftwiderstand wird in diesem Fall nach Gleichung (3.44) überschätzt, da ein ungerissenes Bauteil berechnet wird, während der Querschnitt durch die sich in der Platte oben und unten orthogonal zueinander öffnenden Risse geschwächt ist. Nach der Theorie des kritischen Biegeschubrisses wird die Querkraft in diesen potentiellen Versagenschnitten durch die Rissreibung übertragen. Fällt die Rissreibung aus, so leitet dies das Versagen des Bauteils ein. Auch eine Platte mit beliebiger Orientierung der Hauptquerkraft-, Hauptmomenten- und Bewehrungsrichtung kann daher nur solchen Einwirkungen widerstehen, deren Querkräfte über die entstehenden Risse hinweg übertragen werden können. Der Querkraftnachweis muss folglich mit der in Rissrichtung orientierten Querkraft v_{1r} und der zum jeweiligen Riss gehörenden Rissöffnung oder implizit über die Dehnung in Rissrichtung geführt werden.

5.5 Berechnung der Tragfähigkeit von Fahrbahnplatten ohne Querkraftbewehrung

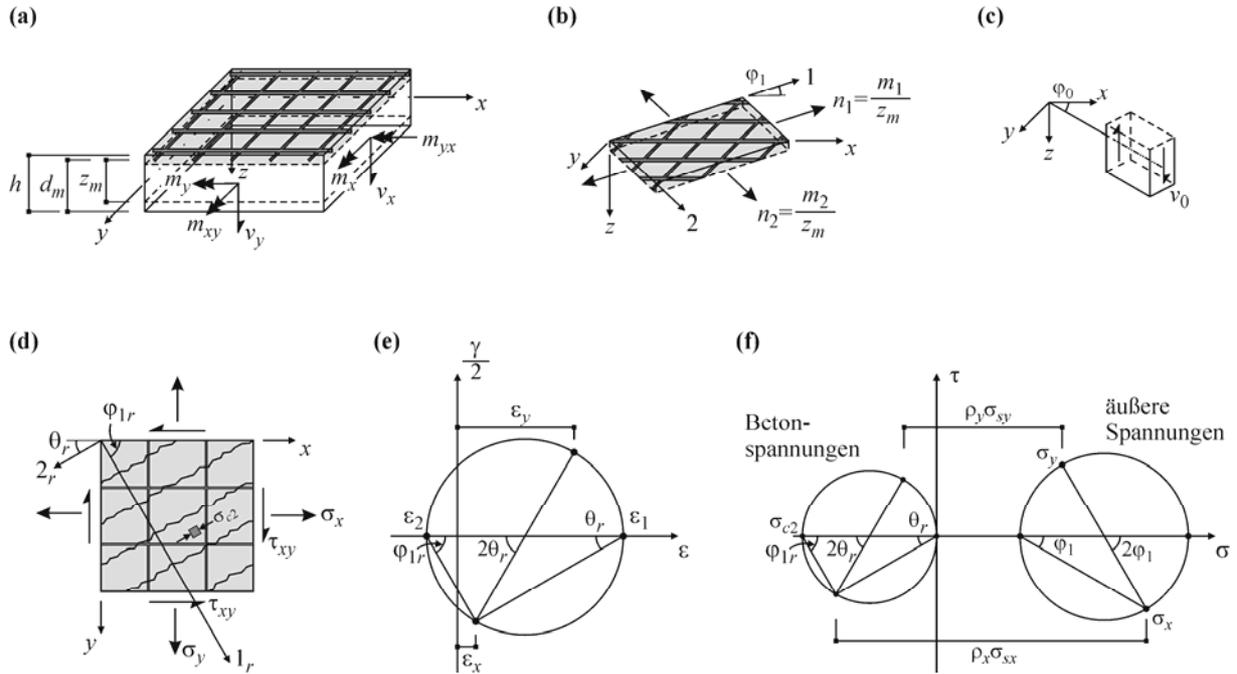


Bild 5.15: Beschreibung der Plattentragwirkung durch ein Scheibenmodell: (a) Schnittgrößen am Plattenelement; (b) Beschreibung der Normalkräfte am Scheibenelement; (c) Beschreibung der Querkraft im Kern; (d) orthogonal bewehrtes Scheibenelement; (e) Morscher Kreis für Dehnungen des Scheibenmodells; (f) Mohrscher Kreis für Spannungen einer Scheibe nach dem Druckfeldmodell.

Zur Berechnung der Querkrafttragfähigkeit von Platten in beliebigen Schnitten ist es daher notwendig die Querkraft v_{1r} und die Stahldehnung in die jeweilige Rissrichtung ϕ_{1r} zu bestimmen. Die Rissrichtung und die mittlere positive Hauptdehnung lassen sich in geeigneter Weise über ein Sandwichmodell oder mit Hilfe des Scheibenmodells nach *Baumann 1972* bestimmen. Hierzu werden die am Plattenelement angreifenden Momente in der Biegezugzone durch die äquivalenten Membrankräfte $n_1 = m_1/z_m$ und $n_2 = m_2/z_m$ ersetzt (siehe Bild 5.15 a und b). Der innere Hebelarm z_m ist hierbei der Mittelwert der zu den Bewehrungsrichtungen gehörigen Hebelarme z_x und z_y . Am orthogonal bewehrten Scheibenelement nach Bild 5.15 d bis f lassen sich dann die Betonhauptdruckspannungs- und Hauptverzerrungsrichtung nach der klassischen Druckfeldtheorie über die Verträglichkeitsbedingung Gl. (5.15) sowie die Gleichgewichtsbedingungen Gl. (5.16) bis (5.18) ermitteln.

$$\cot^2 \theta_r = \frac{(\epsilon_y - \epsilon_2)}{(\epsilon_x - \epsilon_2)} \quad (5.15)$$

$$\sigma_x = E_c \cdot \epsilon_2 \cdot \cos^2 \theta_r + \rho_x \cdot E_s \cdot \epsilon_x \quad (5.16)$$

$$\sigma_y = E_c \cdot \epsilon_2 \cdot \sin^2 \theta_r + \rho_y \cdot E_s \cdot \epsilon_y \quad (5.17)$$

$$\tau_{xy} = -E_c \cdot \epsilon_2 \cdot \sin \theta_r \cos \theta_r \quad (5.18)$$

5 Fahrbahnplatten unter konzentrierter Lasteinwirkung

$$\varepsilon_1 = \varepsilon_x + \varepsilon_y - \varepsilon_2 \quad (5.19)$$

Durch Einsetzen der aus der Plattenbiegung gemäß (5.19) bestimmten positiven Hauptverzerrung ε_1 in die Gleichung (3.44) oder (3.50) lässt sich die Querkrafttragfähigkeit normal zum Riss in jedem beliebigen Schnitt der Platte mit der Gleichung nach *Muttoni 2003* respektive dem in dieser Arbeit entwickelten Ansatz berechnen.

Für die bei den Fahrbahnplatten kritischen Kragplatten, die normalerweise ein orthogonales Bewehrungsnetz mit der Hauptbewehrung normal zur Auflagerung auf den Stegen erhalten, ist eine Vereinfachung möglich. In den Kragplatten weicht die Richtung der Risse an der Plattenseite meist nur unwesentlich von der Hauptmomentenrichtung φ_1 ab. Bild 5.16 zeigt diesen Zusammenhang am Beispiel des Versuches DR1a von *Muttoni & Vaz Rodrigues 2006*. Weiterhin wird der Kraftfluss in einer realen Kragplatte durch die aus der Vorbelastungen bereits vorhandene Rissbildung und die beweglichen Radlasten beeinflusst. Eine geringfügige Abweichung der vorausgesetzten Rissrichtung kann daher im Allgemeinen akzeptiert werden. Somit lassen sich die für die Berechnung der Querkrafttragfähigkeit notwendigen Dehnungen über das Hauptmoment m_1 mit der zugehörigen Querkraft in Hauptmomentenrichtung φ_1 berechnen. Hierbei sollte jedoch die effektive Bewehrung $\rho_{eff} = (\rho_x \cdot \cos^4 \varphi_1 + \rho_y \cdot \sin^4 \varphi_1)$ zur Berücksichtigung des weicheren Biegeverhaltens verwendet werden.

Falls die Bewehrung der Kragplatte nicht gestaffelt und die Voute nicht übermäßig steil ausgeführt wird, ist beim Kragarm von Fahrbahnplatten normalerweise der Anschnitt am Steg für den Biegemomenten- und Querkraftnachweis maßgebend. Die größten Schnittgrößen ergeben sich dabei in dem Bereich zwischen oder auf Höhe der Radlasten. In diesem Bereich sind die Hauptmomenten-, Hauptbewehrungs- und Hauptquerkrafttrichtung wieder gleich orientiert (siehe Bild 5.16). Für einen vereinfachten Nachweis der Fahrbahnplatten lässt sich die Tragfähigkeit somit über die Querkraft v_x mit den Dehnungen aus den Momente m_x in Hauptbewehrungsrichtung am Anschnitt bzw. im Kontrollschnitt $0,5 \cdot d$ vom Anschnitt entfernt bestimmen. Für diesen Schnitt lassen sich wiederum die Schnittgrößen nach den im Abschnitt 5.2 genannten Näherungsverfahren berechnen.

5.5 Berechnung der Tragfähigkeit von Fahrbahnplatten ohne Querkraftbewehrung

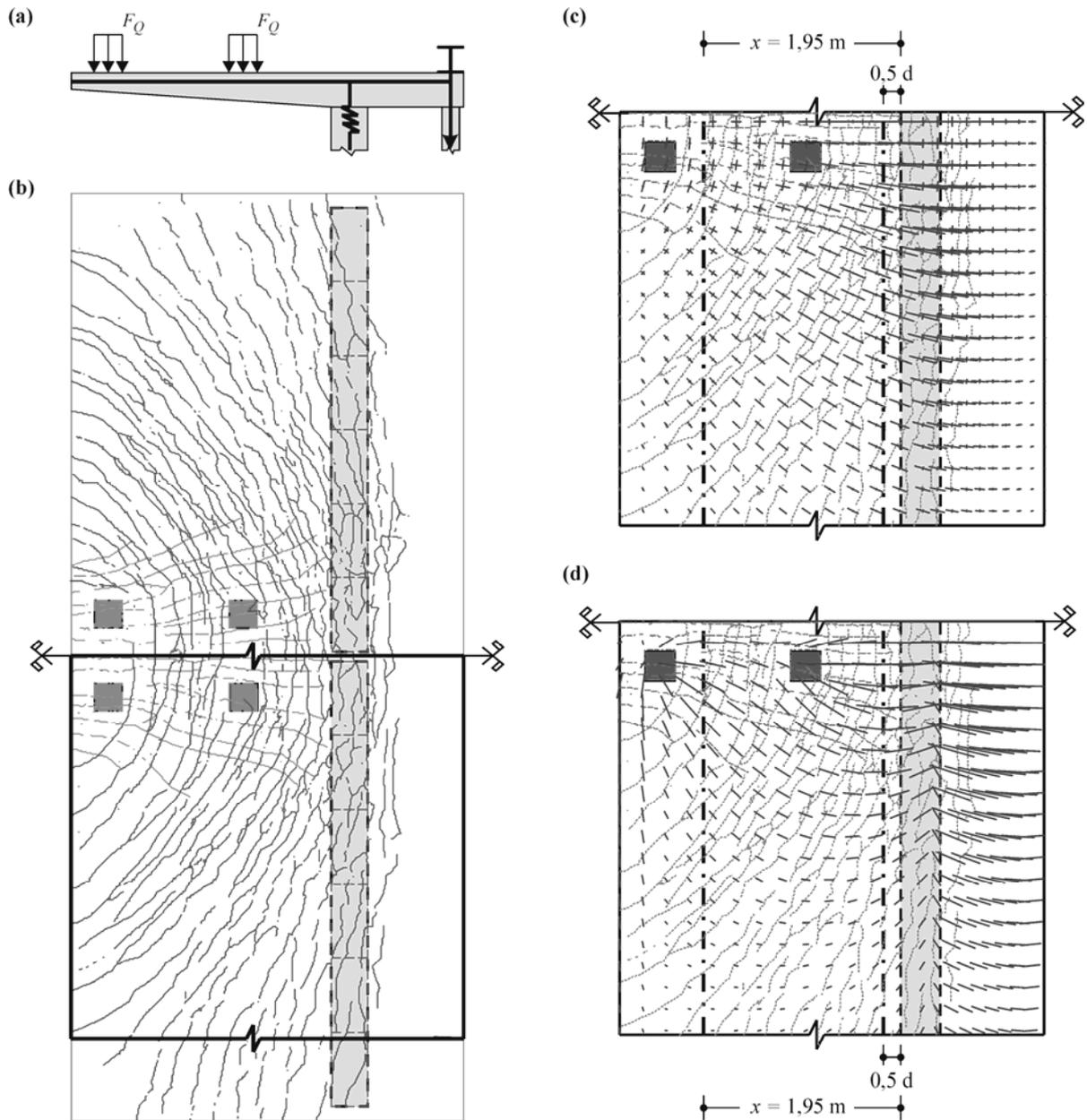


Bild 5.16: Hauptmomente und Hauptquerkräfte am Versuchskörper DR1a von *Muttoni & Vaz Rodrigues 2006*:

(a) Statisches System zur Berechnung der Schnittgrößen mit FEM; (b) Rissbild an Ober- und Unterseite; (c) Tensoren der Hauptmomente nach elastischer Berechnung überlagert mit dem Rissbild am Plattenausschnitt; (d) Vektoren der Hauptquerkräfte nach elastischer Berechnung überlagert mit dem Rissbild am Plattenausschnitt

Der Umgang mit dem Abzugsterm v_{cc} aus der Neigung α_c des Druckgurtes ist bei Platten nicht trivial, denn die Druckspannungen verlaufen im Allgemeinen nicht parallel zur geneigten Plattenunterseite. Somit ist α_c nur in Sonderfällen mit dem Winkel der Voutung gleichzusetzen. Der Neigungswinkel der Druckspannungen gegenüber der Horizontalen ist prinzipiell an die Richtung der Hauptdruckspannungen des Betons in der Betondruckzone oder dem Scheibenelement an der Plattenunterseite gekoppelt. Vereinfacht werden nachfolgende bei Ansatz des Abzugswertes v_{cc} die Druckspannungen und Neigungen senkrecht zu der jeweilig zu betrachtenden Rissrichtung berücksichtigt. Hiermit ergibt sich zum Beispiel für den vereinfachten Nachweis in

Hauptmomentenrichtung die bemessungsrelevante Querkraft v' nach Gleichung (5.20). Der Neigungswinkel der Druckspannungen wird hierbei mit der Neigung α_{c1} der Plattenkante in Richtung des Hauptmomentes ausgedrückt.

$$v'_1 = v_1 - \frac{m_1}{z} \cdot \tan \alpha_{c1} \quad (5.20)$$

Es sei hier allerdings nochmals auf die Widersprüche bei der Querkraftbemessung mit dem Abzugswert v_{cc} hingewiesen, die im Abschnitt 4.3.2 ausführlich am Beispiel von Balken behandelt wurden.

5.5.2 Vergleich der Rechenmodelle mit Versuchen

Zur Überprüfung der verschiedenen Rechenansätze sollen diese auf die im Abschnitt 5.4 beschriebenen Großmodellversuche an auskragenden Stahlbetonplatten angewandt werden. Hierzu ist es notwendig die Schnittgrößen in den Platten der Versuchskörper durch eine FE-Berechnung zu bestimmen. Dabei wurde das bei linear-elastischem Baustoff- und Systemverhalten gültige Superpositionsprinzip verwendet und die Schnittgrößen für die konzentrierte Rechtecklast zunächst mit einer Einheitskraft von $F_Q = 1$ MN ermittelt. Die rechnerische Bruchlast bei Querkraftversagen $F_{Qct,cal}$ ergibt sich aus dem Minimum des Gleichungssystems $v_R(n \cdot F_Q) = v_E(n \cdot F_Q) + v_E(g+q)$ entlang eines Kontrollschnittes. Bei Ansatz des Abzugswertes v_{cc} zur Reduzierung der bemessungsrelevanten Querkraft infolge eines geneigten Druckgurtes muss das Gleichungssystem entsprechend $v_R(n \cdot F_Q) = v'_E(n \cdot F_Q) + v'_E(g+q)$ gelöst werden. Die rechnerische Bruchlast kann aber auch iterativ gefunden werden, indem die Lastgröße F_Q gesteigert wird, bis die Querkrafteinwirkung in einem Punkt den rechnerischen Bauteilwiderstand v_R erreicht.

5.5.2.1 Großmodellversuche der TU Hamburg-Harburg

Die Nachrechnung der Versuche erfolgte mit einem räumlichen FE-Modell aus dünnen Schalenelementen mit linear-elastischem Ansatz (siehe Bild 5.17 a und b). Dabei wurde die Lagerung der Stege, welche in einem Profil U 350 einbetoniert und mit zwei HEB 100 Stahlprofilen abgesteift waren, beachtet. Die Voutung der Versuchskörper VK1 und VK3 wurde durch Variation der Elementdicke sowie durch eine entsprechende Lage der Schwerachse der Elemente berücksichtigt. Die Lastaufbringung erfolgte durch die Anordnung einer Blocklast mit der Fläche der Lastplatte. Eine Lastausbreitung bis zur Schwerlinie wurde vernachlässigt. Bei diesen Versuchen ist stets der Anschnitt der Kragplatten für das Biege- und Querkraftversagen maßgebend. Die Schnittgrößen müssen daher nur am Anschnitt der Platte bzw. im Kontrollschnitt $0,5 \cdot d$ vom Anschnitt ermittelt werden. Zur Berechnung der Tragfähigkeit ist das Verfahren mit den Querkraften in Hauptmomentenrichtung, die hier auch der Hauptbewehrungs- und Rissnormalenrichtung entspricht, ausreichend (siehe Bild 5.17 c bis f).

5.5 Berechnung der Tragfähigkeit von Fahrbahnplatten ohne Querkraftbewehrung

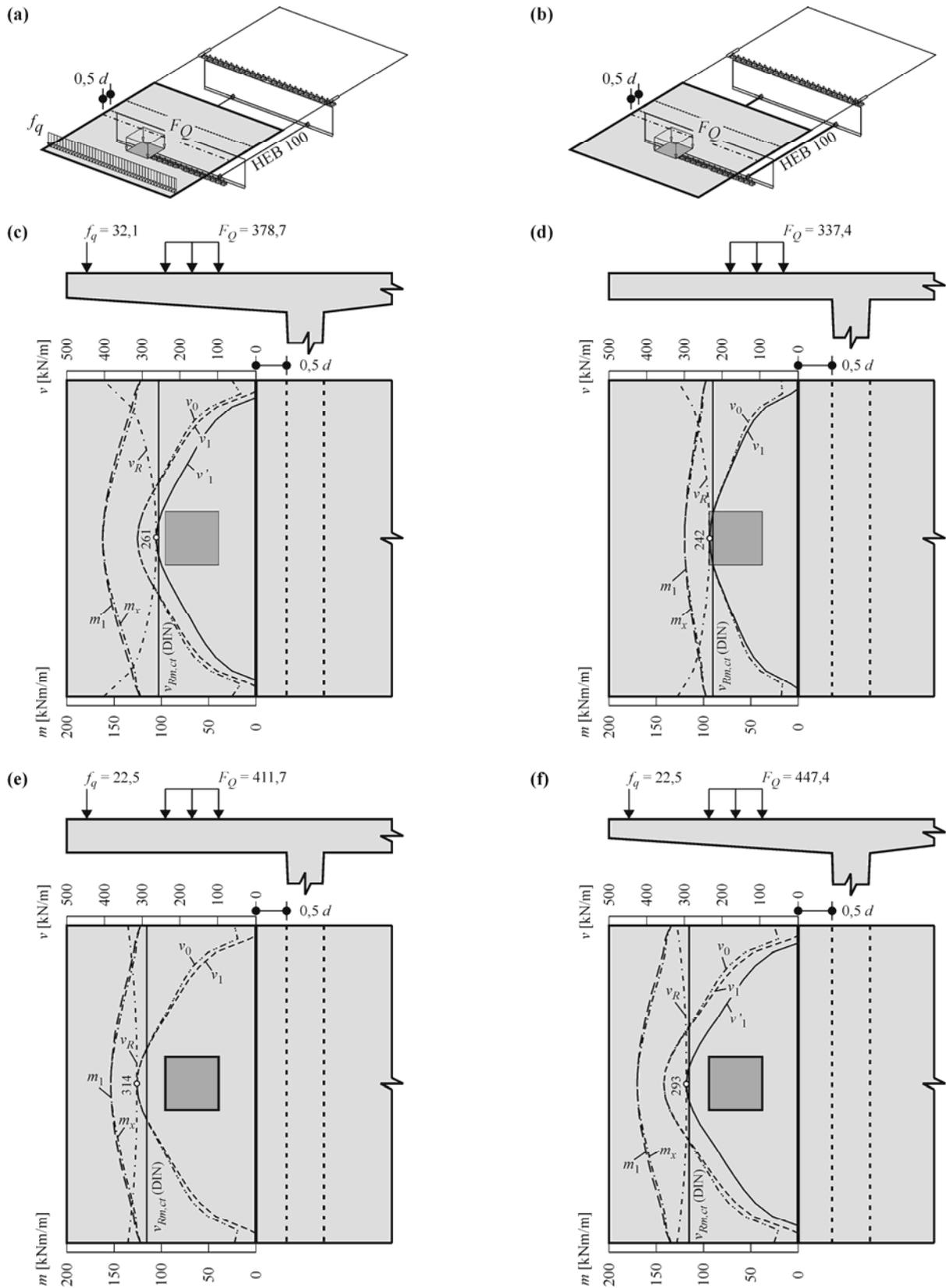


Bild 5.17: Schnittgrößenverteilung im Schnitt $x = 0,5d$ bei Erreichen der rechnerischen Querkrafttragfähigkeit der Kragplatte: (a) FE-Modell für VK 1 bis VK3; (b) FE-Modell für VK4; (c) Schnittgrößen bei Tragfähigkeit des VK1 nach Gl. (3.50); (d) Schnittgrößen bei Tragfähigkeit des VK4 nach Gl. (3.50); (e) Schnittgrößen bei Tragfähigkeit des VK2 nach *Muttoni*; (f) Schnittgrößen bei Tragfähigkeit des VK3 nach *Muttoni*

5 Fahrbahnplatten unter konzentrierter Lasteinwirkung

Im Bild 5.17 ist zusätzlich der Querkraftwiderstand $v_{Rm,ct}$ nach DIN gemäß Gl. (3.4) und (3.11) eingetragen. Der Mindestwert des Querkraftwiderstandes wird bei den hier vorliegenden Bewehrungsgraden nicht maßgebend. Es wird ersichtlich, dass die DIN im Kontrollschnitt, $0,5 \cdot d$ vom Anschnitt entfernt, leicht geringere Tragfähigkeiten als die Rechenmodelle von Muttoni oder Gleichung (3.50) liefert. Dabei ist jedoch zu bedenken, dass der Nachweis nach DIN direkt im Anschnitt berechnet werden sollte. Hier ergeben sich ebenfalls geringere Tragfähigkeiten als nach den beiden anderen Modellen. Mit Ansatz des Abzugswertes v_{cc} am direkten Anschnitt ergeben sich mit der DIN allerdings die größten rechnerischen Tragfähigkeiten.

Tabelle 5.7: Vergleich der Versuche mit den Rechenmodellen für Schnittgrößen nach linearer FEM

1 Versuch	2 Versuchsergebnisse		3 Gl. (3.50)		4 Muttoni		5 DIN	
	Schubriss $F_{Qct}^{(1)}$ [kN]	Bruch F_{Qu} [kN]	$F_{Oct,cal}^{(2)}$ [kN]	$F'_{Oct,cal}^{(3)}$ [kN]	$F_{Oct,cal}^{(2)}$ [kN]	$F'_{Oct,cal}^{(3)}$ [kN]	$F_{Oct,cal}^{(2)}$ [kN]	$F'_{Oct,cal}^{(3)}$ [kN]
VK1 V1	350	690	323,2	378,7	329,2	384,5	306,3	392,6
VK2 V1	360	678	403,0		411,7		373,9	
VK3 V1	400	672	374,4	437,4	381,9	447,4	358,9	459,1
VK4 V1	260	487	337,4		338,3		310,3	
			$\frac{F_{Qu}}{F_{Oct,cal}}$	$\frac{F_{Qu}}{F'_{Oct,cal}}$	$\frac{F_{Qu}}{F_{Oct,cal}}$	$\frac{F_{Qu}}{F'_{Oct,cal}}$	$\frac{F_{Qu}}{F_{Oct,cal}}$	$\frac{F_{Qu}}{F'_{Oct,cal}}$
VK1 V1			2,14	1,82	2,10	1,79	2,25	1,76
VK2 V1			1,68		1,65		1,81	
VK3 V1			1,80	1,54	1,76	1,50	1,87	1,46
VK4 V1			1,44		1,44		1,57	

(1) Aus den berechneten Vertikaldehnungen abgelesener Lastwert bei ersten Biegeschubrisen an den Messstellen

(2) Traglast bei Ansatz der Querkrafteinwirkung von v

(3) Traglast bei Ansatz der Querkrafteinwirkung von $v' = v - v_{cc}$

Bei dem in Tabelle 5.7 dargestellten Vergleich der berechneten Werte $F_{Qct,cal}$ mit den Bruchlasten F_{Qu} der Versuche fällt auf, dass alle Ansätze in Kombination mit der linear-elastischen Berechnung des Querkraftverlaufs konservative Werte liefern. Während die mit den verschiedenen Modellen berechneten Grenzlasten nur geringfügig differieren, liegen die in den Versuchen erreichten maximalen Lasten um Faktoren von 1,44 bis 2,25 höher als die rechnerischen Tragfähigkeiten. Tatsächlich scheinen die Ansätze aber die Rissbildung im Inneren der Platte vorherzusagen. Beim Vergleich der elastisch berechneten Traglasten mit den aus den Dickenmessungen der Platten bestimmten Schubrislasten kann festgestellt werden, dass der Rechenwert $F_{Qct,cal}$ nur wenig von der in den Versuchen festgestellten Risslast F_{Qct} abweicht. Es soll jedoch darauf hingewiesen werden, dass die Neigung des Biegeschubrisses im Inneren nicht explizit bekannt ist, und sich daher die Risslast bzw. die Betondehnung aus den gemessenen Änderungen der Plattendicken nicht exakt bestimmen lässt. Das Entstehen der ersten Biegeschubrissse bei Lasten, für welche die Tragfähigkeit v_R mit dem beschriebenen Modell rechnerisch erreicht wird, zeigt, dass die linear-elastische Berechnung für den Zustand I zutreffende Schnittgrößen liefert. Mit Hin-

5.5 Berechnung der Tragfähigkeit von Fahrbahnplatten ohne Querkraftbewehrung

sicht darauf, dass bei einem schlanken Balken die Querkrafttragfähigkeit im Allgemeinen mit dem Auftreten des ersten Biegeschubrisses erschöpft ist, lässt sich die bei diesen Versuchen festgestellte Laststeigerung nach Schrägrissbildung durch eine Umlagerung des Kraftflusses in den Platten erklären. Anders als beim Balken können die Lasten in Plattenquerrichtung verteilt werden. Dieser Vorgang wird auch durch die Plattendickenmessungen bestätigt. Die Umlagerung erfolgt, bis die Beanspruchung zu einer Rissbildung in den weiter außen gelegenen Plattenbereichen führt und die Betondruckzone auf großer Breite eingeschnürt wird. Die Umlagerung ist bei den hier untersuchten Kragplatten auf eine Breite von maximal 2,4 m entsprechend der Abmessung der Versuchskörper begrenzt.

Tabelle 5.8: Vergleich der Versuche mit den Rechenmodellen bei Umlagerung der Lasten auf die volle Breite

1 Versuch	3 Versuchsergebnisse		4 5 Gl. (3.50)		6 7 Muttoni		8 9 DIN	
	2 Schubriss $F_{O,ct}^{(1)}$ [kN]	Bruch F_{Ou} [kN]	$F_{Oct,cal}^{(2)}$ [kN]	$F'_{Oct,cal}^{(3)}$ [kN]	$F_{Oct,cal}^{(2)}$ [kN]	$F'_{Oct,cal}^{(3)}$ [kN]	$F_{Oct,cal}^{(2)}$ [kN]	$F'_{Oct,cal}^{(3)}$ [kN]
VK1 V1	350	690	504,1	615,5	511,4	623,1	517,9	706,1
VK2 V1	360	678	595,5		611,2		612,7	
VK3 V1	400	672	589,1	723,7	604,9	746,8	620,6	862,1
VK4 V1	260	487	500,6		512,9		515,9	
			$\frac{F_{Qu}}{F_{Oct,cal}}$	$\frac{F_{Qu}}{F'_{Oct,cal}}$	$\frac{F_{Qu}}{F_{Oct,cal}}$	$\frac{F_{Qu}}{F'_{Oct,cal}}$	$\frac{F_{Qu}}{F_{Oct,cal}}$	$\frac{F_{Qu}}{F'_{Oct,cal}}$
VK1 V1			1,37	1,12	1,35	1,11	1,33	0,98
VK2 V1			1,14		1,11		1,11	
VK3 V1			1,14	0,93	1,11	0,90	1,08	0,78
VK4 V1			0,97		0,95		0,94	

(1) Aus den berechneten Vertikaldehnungen abgelesener Lastwert bei ersten Biegeschubrissen an den Messstellen

(2) Traglast bei Ansatz der Querkrafteinwirkung von v

(3) Traglast bei Ansatz der Querkrafteinwirkung von $v' = v - v_{cc}$

Analog zur maximalen Momententragfähigkeit bzw. dem rechnerischen Bruchmoment, das erreicht wird, wenn die Einspannbewehrung am Steg über die gesamte Breite vollständig plastiziert, ist davon auszugehen, dass die Kragplatte nicht versagt, wenn die Querkrafttragfähigkeit in nur einem Punkt überschritten wird. Die maximale Querkrafttragfähigkeit ist hier bei analoger Anwendung einer Bruchlinie erst erreicht, wenn die Rissreibung auf der gesamten Breite des Versuchskörpers ausfällt. Für die Ausbreitung der Querkraft über die gesamte Auflagerbreite spricht auch die Versuchsbeobachtung des geradlinigen Trennrisses durch die Druckzone am Anschnitt der Stege. Die bei einer Umlagerung der Momente und Querkräfte auf eine effektive Breite entsprechend der vollen Plattenbreite von 2,4 m berechneten Tragfähigkeiten sind in Tabelle 5.8 aufgeführt. Die mit diesem Ansatz berechneten Tragfähigkeiten weisen eine weitaus bessere Übereinstimmung mit den tatsächlich erreichten Tragfähigkeiten der Versuche auf, als bei Ansatz der am linear-elastischen FE-Modell berechneten Schnittgrößenverteilung. Es sei darauf hingewiesen, dass die Querkrafttragfähigkeiten nach DIN mit Ansatz des Abzugswertes v_{cc} am Anschnitt bei den Versuchskörpern VK1 und VK3 Werte von $F'_{Oct,cal}$ ergeben, die größer

sind als die rechnerische Traglast $F_{Qu,cal}$ aus der Biegebemessung mit einer Bruchlinie am Anschnitt. Nach dem Rechenmodell hätten die Platten also auf Biegung und nicht auf Querkraft versagen müssen. Die berechneten Tragfähigkeiten liegen bei der Kombination der Ansätze daher auf der unsicheren Seite. Insgesamt ist auffällig, dass die Tragfähigkeiten mit zunehmender Plattendicke und damit zunehmender Steifigkeit der Platte sowie abnehmender Schubschlankheit a/d stärker überschätzt werden.

5.5.2.2 Großmodellversuche der EPF Lausanne

Die Nachrechnung der Versuche der EPFL erfolgte mit einem räumlichen FE-Modell aus dünnen Schalenelementen mit linear-elastischem Ansatz. Die Voutung der Platten wurde durch Variation der Elementdicke sowie durch die entsprechende Lage der Schwerachse der Elemente berücksichtigt. Die Belastungen wurden als Blocklasten mit der Fläche der Lastplatten aufgebracht. Die Lagerung der Platte auf den Betonblöcken wurde durch eine elastische Bettung in deren Schwerachse mit der Steifigkeit von $(E_c \cdot A)/L$ abgebildet. Auf Höhe der hinteren Abspannung wurde eine feste Einspannung der Platte angenommen (siehe Bild 5.18 a).

Bei dem Versuch DR1a war nicht der Anschnitt der Kragplatten für das Querkraftversagen maßgebend. Stattdessen versagte die Platte im Bereich zwischen den Radlasten, in dem auch die obere Zugbewehrung gestaffelt war. Nach einer elastischen Schnittgrößenberechnung ergeben sich die größten Zug- und Druckspannungen an den Bauteilrändern in diesem Bereich mit einem Abstand von ca. 1,95 m zum Anschnitt der Platte. Als Kontrollschnitt zur Bestimmung der rechnerischen Querkrafttragfähigkeit dieses Versuches wurde folglich ein Schnitt bei $x = 1,95$ m gewählt. Wie in Bild 5.18 g dargestellt, weichen die Rissrichtung sowie die Hauptmomenten- und Hauptquerkrafttrichtung in dem maßgeblichen Bereich zwischen den Lasten von den Hauptbewehrungsrichtungen ab. Weiterhin wird aus Bild 5.18 e und f gut ersichtlich, dass ein Nachweis mit der Hauptquerkraft v_0 und den aus dem Moment m_0 in Hauptquerkrafttrichtung φ_0 bestimmten Dehnungen für die Ansätze von Muttoni und Gleichung (3.50) nicht adäquat ist. Das Moment m_0 hat im Bereich zwischen $y = 5$ m bis $y = 3,75$ m eine Nullstelle. Die Dehnungen der Zugzone würden mit dem Ansatz des Momentes in Hauptquerkrafttrichtung unterschätzt, da die Querkrafttragfähigkeit eines ungerissenen Bauteils unterstellt würde. Aus Bild 5.18 c und d geht jedoch eindeutig hervor, dass die Platte mit Rissen an der Ober- und Unterseite durchzogen ist. In diesem Schnitt muss die Querkrafttragfähigkeit bei Verwendung des Modells von Muttoni oder der Gl. (3.50) deswegen in Richtung der Rissnormalen mit den aus dem Scheibenmodell berechneten Dehnungen in Rissrichtung berechnet werden, wie dies in Abschnitt 5.5.1 beschrieben wurde. Bild 5.18 b zeigt die ermittelten Schnittgrößen und den Querkraftwiderstand bei Erreichen der Traglast mit Ansatz des Abzugswertes v_{cc} . Die reduzierte, einwirkende Querkraft in Rissrichtung v'_{1r} erreicht den nach Gl. (3.50) ermittelten Bauteilwiderstand in einem Bereich seitlich der Lastplatten, in dem zwar nicht der Maximalwert der Hauptquerkraft vorliegt, der Bauteilwiderstand aber durch das weiche Biegeverhalten bei Abweichung der Hauptmomenten- von der Bewehrungsrichtung verringert wird. Die in dem Kontrollschnitt bei $x = 1,95$ m berech-

5.5 Berechnung der Tragfähigkeit von Fahrbahnplatten ohne Querkraftbewehrung

neten Querkrafttragfähigkeiten sind in Tabelle 5.9 zusammen gefasst. Bei der Bestimmung der Querkrafttragfähigkeit nach DIN wurde dabei die Hauptquerkraft und der effektive Bewehrungsgehalt ρ_{eff} in φ_0 Richtung nach Gleichung (5.14) verwendet.

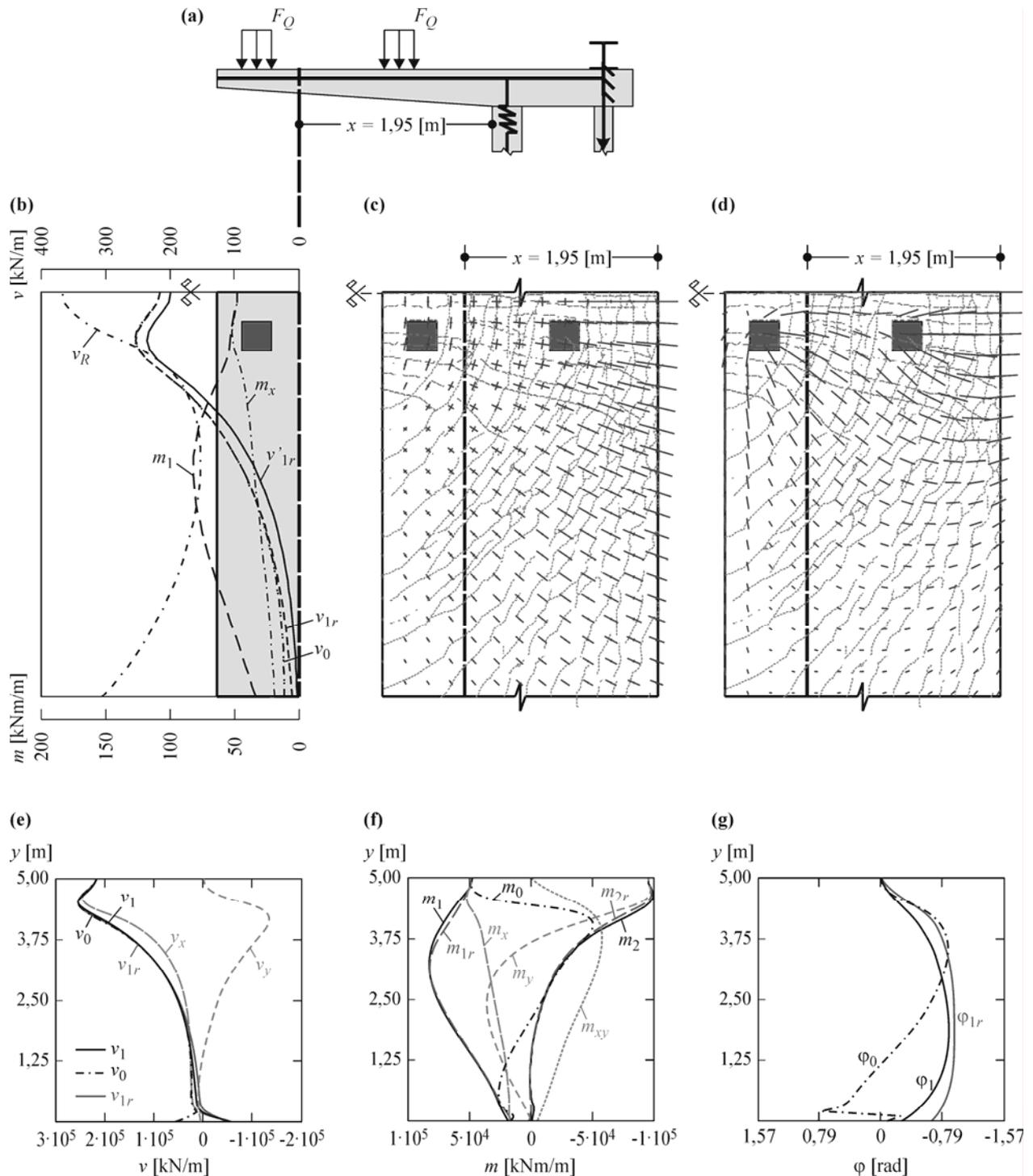


Bild 5.18: Rechnerische Querkrafttragfähigkeit des Versuches DR1a im Versagensschnitt ($x = 1,95$ m): (a) System-schnitt; (b) Einwirkungen und Bauteilwiderstand nach Gl. (3.50) im Kontrollschnitt; (c) Rissbild und Hauptmomente aus FE-Berechnung; (d) Rissbild und Hauptquerkräfte aus FE-Berechnung; (e) Querkräfte entlang des Kontrollschnittes; (f) Momente entlang des Kontrollschnittes; (g) Hauptmomenten-, Haupt-querkraft-, und Rissnormalenrichtung entlang des Kontrollschnittes.

5 Fahrbahnplatten unter konzentrierter Lasteinwirkung

Die Tragfähigkeiten am Anschnitt der Kragplatten bzw. im Kontrollschnitt bei $0,5 \cdot d$ lassen sich wiederum mit dem vereinfachten Verfahren über die Hauptmomente und Querkräfte in Hauptmomentenrichtung φ_1 ermitteln. Die mit den verschiedenen Querkraftmodellen berechneten Traglasten sind in Tabelle 5.10 den in den Versuchen festgestellten Bruchlasten gegenübergestellt. Bild 5.19 zeigt die bei Erreichen der jeweiligen Tragfähigkeit vorliegenden Schnittgrößenverläufe. Für den Versuchskörper DR1a wurde hier ebenfalls die rechnerische Querkrafttragfähigkeit am Anschnitt bestimmt. Der Versuchskörper DR1a wies im Bereich zwischen den lagernahen Lasten und dem Auflager einen Biegeschubriss im Inneren der Platte auf (siehe Bild 5.7 a). Der Riss führte bei diesem Versuch wider erwarten der rechnerisch ermittelten Tragfähigkeiten (vergleiche Tabelle 5.9 und Tabelle 5.10) jedoch nicht zum Versagen im stegnahen Bereich.

Tabelle 5.9: Vergleich der Versuche mit den Rechenmodellen für Schnittgrößen im Kontrollschnitt bei $x = 1,95$ m nach FEM mit elastischer Bettung

1	2	3		4		5		6		7		8	
Versuch	Versuchsergebnis F_{Ou} [kN]	Gl. (3.50)		Muttoni		DIN							
		$F_{Oct,cal}$ [kN]	$F'_{Oct,cal}$ [kN]										
DR1a	1397	1319	1383	1380	1465	1188	1298						
		$\frac{F_{Qu}}{F_{Oct,cal}}$	$\frac{F'_{Qu}}{F'_{Oct,cal}}$										
DR1a		1,06	1,01	1,01	0,95	1,18	1,08						

Tabelle 5.10: Vergleich der Versuche mit den Rechenmodellen für Schnittgrößen am Anschnitt nach FEM mit elastischer Bettung

1	2	3		4		5		6		7		8	
Versuch	Versuchsergebnis F_{Ou} [kN]	Gl. (3.50)		Muttoni		DIN							
		$F_{Oct,cal}$ [kN]	$F'_{Oct,cal}$ [kN]										
DR1a	1397	983,5	1171,9	980,1	1155,9	987,8	1301,4						
DR1b	1025	822,7	966,3	824,6	958,6	794,0	1022,0						
DR1c	910	769,3	895,1	774,5	892,1	735,9	933,0						
DR2a	961	902,8	1041,0	910,0	1036,5	866,1	1085,9						
DR2b	857	732,2	859,2	732,2	848,2	716,3	922,8						
DR2c	719	697,3	810,4	703,2	806,7	679,2	861,6						
		$\frac{F_{Qu}}{F_{Oct,cal}}$	$\frac{F'_{Qu}}{F'_{Oct,cal}}$										
DR1a		1,42	1,19	1,43	1,21	1,41	1,07						
DR1b		1,25	1,06	1,24	1,07	1,29	1,00						
DR1c		1,18	1,02	1,17	1,02	1,24	0,98						
DR2a		1,06	0,92	1,06	0,93	1,11	0,88						
DR2b		1,17	1,00	1,17	1,01	1,20	0,93						
DR2c		1,03	0,89	1,02	0,89	1,06	0,83						

5.5 Berechnung der Tragfähigkeit von Fahrbahnplatten ohne Querkraftbewehrung

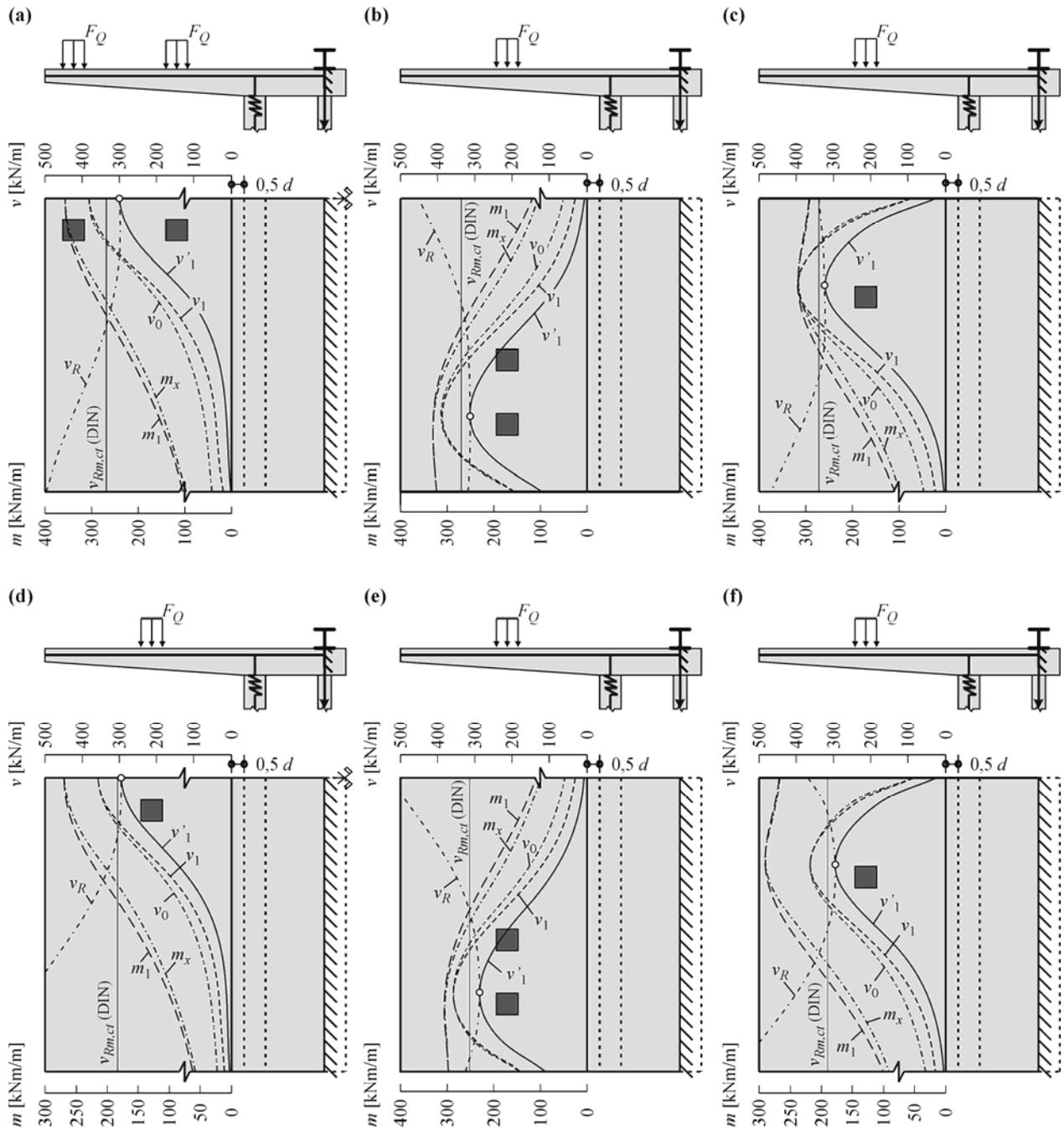


Bild 5.19: Schnittgrößenverteilung im Anschnittsbereich ($x = 0,5d$) der Kragplatten bei Erreichen der Querkrafttragfähigkeit: (a) DR1a bei Traglast nach Muttoni; (b) DR1b bei Traglast nach Muttoni; (c) DR1c bei Traglast nach Muttoni; (d) DR2a bei Traglast nach Gl. (3.50); (e) DR2b bei Traglast nach Gl. (3.50); (f) DR2c bei Traglast nach Gl. (3.50)

In der Praxis ist es üblich, Schnittgrößen an einem vereinfachten System zu berechnen, und den Nachweis der Querkrafttragfähigkeit mit diesem zu führen. Die gängigste Vereinfachung bei allen Brückentypen ist dabei die Modellierung der Kragplatte mit fester Einspannung am Steg. Wie im Kapitel 5.2 beschrieben, resultiert aus dieser Vereinfachung eine stärkere Konzentration der Schnittgrößen auf den Lastbereich. Hieraus ergeben sich am Anschnitt größere Momente und Querkräfte, welche rechnerisch zu einer geringeren Querkrafttragfähigkeit führen. Die Auswir-

5 Fahrbahnplatten unter konzentrierter Lasteinwirkung

kung der Annahme einer festen Einspannung am Steg wird in Tabelle 5.11 für die Versuche der EPFL dargestellt.

Tabelle 5.11: Vergleich der Versuche mit den Rechenmodellen für Schnittgrößen am Anschnitt nach FEM mit fester Einspannung am Steg

1 Versuch	2 Versuchsergebnis F_{Ou} [kN]	3 Gl. (3.50)		5 Muttoni		7 DIN	
		$F_{Oct,cal}$ [kN]	$F'_{Oct,cal}$ [kN]	$F_{Oct,cal}$ [kN]	$F'_{Oct,cal}$ [kN]	$F_{Oct,cal}$ [kN]	$F'_{Oct,cal}$ [kN]
DR1a	1397	808,6	962,3	806,1	949,5	819,0	1086,1
DR1b	1025	735,1	866,4	735,7	858,3	735,1	959,7
DR1c	910	642,7	747,1	647,0	744,6	623,1	793,6
DR2a	961	833,4	719,7	827,8	723,8	892,1	701,7
DR2b	857	654,4	770,6	653,2	759,3	663,8	867,3
DR2c	719	582,8	676,8	587,6	673,7	575,4	733,4
		$\frac{F_{Ou}}{F_{Oct,cal}}$	$\frac{F'_{Ou}}{F'_{Oct,cal}}$	$\frac{F_{Ou}}{F_{Oct,cal}}$	$\frac{F'_{Ou}}{F'_{Oct,cal}}$	$\frac{F_{Ou}}{F_{Oct,cal}}$	$\frac{F'_{Ou}}{F'_{Oct,cal}}$
DR1a		1,73	1,45	1,73	1,47	1,71	1,29
DR1b		1,39	1,18	1,39	1,19	1,39	1,07
DR1c		1,42	1,22	1,41	1,22	1,46	1,15
DR2a		1,15	1,34	1,16	1,33	1,08	1,37
DR2b		1,31	1,11	1,31	1,13	1,29	0,99
DR2c		1,23	1,06	1,22	1,07	1,25	0,98

Während die rechnerische Tragfähigkeit der einzelnen Querkraftmodelle nur um ca. 5 % differiert, liegen die in Tabelle 5.11 mit dem Ansatz einer festen Einspannung berechneten Tragfähigkeiten um ca. 10 bis 20 % unter denen der Tabelle 5.10, welche mit Ansatz der Schnittgrößen des kompletten räumlichen FE-Modells ermittelt wurden. Dies zeigt, dass eine realistische Erfassung des Tragsystems und der tatsächlichen Lastausbreitung einen wesentlichen Einfluss auf die rechnerische Tragfähigkeit hat. In diesem Zusammenhang stellt sich die Frage nach der Genauigkeit und Zulässigkeit von vereinfachten Rechenverfahren. In der Praxis ist es aber auch heute noch notwendig, den Nachweis der Querkrafttragfähigkeit mit einem vereinfachten Verfahren „von Hand“ führen zu können. Die Tragfähigkeit der hier beschriebenen Großmodellversuche DR2a und DR1a wird daher mit den nach dem vereinfachten Ansatz von *Rombach & Velasco 2005* Gl. (5.12) und (5.13) bestimmten Schnittgrößen und den unterschiedlichen Querkraftmodellen berechnet. In Bild 5.20 ist der Vergleich der Versuchswerte mit den Querkrafttragfähigkeiten dargestellt, die anhand der vereinfachten Schnittgrößenermittlung sowie mit den Ergebnissen des FE-Modells mit fester Einspannung und dem Gesamtmodell ermittelt wurden. In Bild 5.20 a und d ist der Betrag einer Radlast bei Erreichen der rechnerischen Querkrafttragfähigkeit mit und ohne Ansatz von v_{cc} über die Schubslankheit a/d aufgetragen. Die Versuchsdaten sind in den Diagrammen ebenfalls gekennzeichnet. In Bild 5.20 b, c sowie e und f werden die nach den verschiedenen Querkraftmodellen mit den unterschiedlichen Ansätzen zur Schnittgrößenermittlung berechneten Tragfähigkeiten verglichen.

5.5 Berechnung der Tragfähigkeit von Fahrbahnplatten ohne Querkraftbewehrung

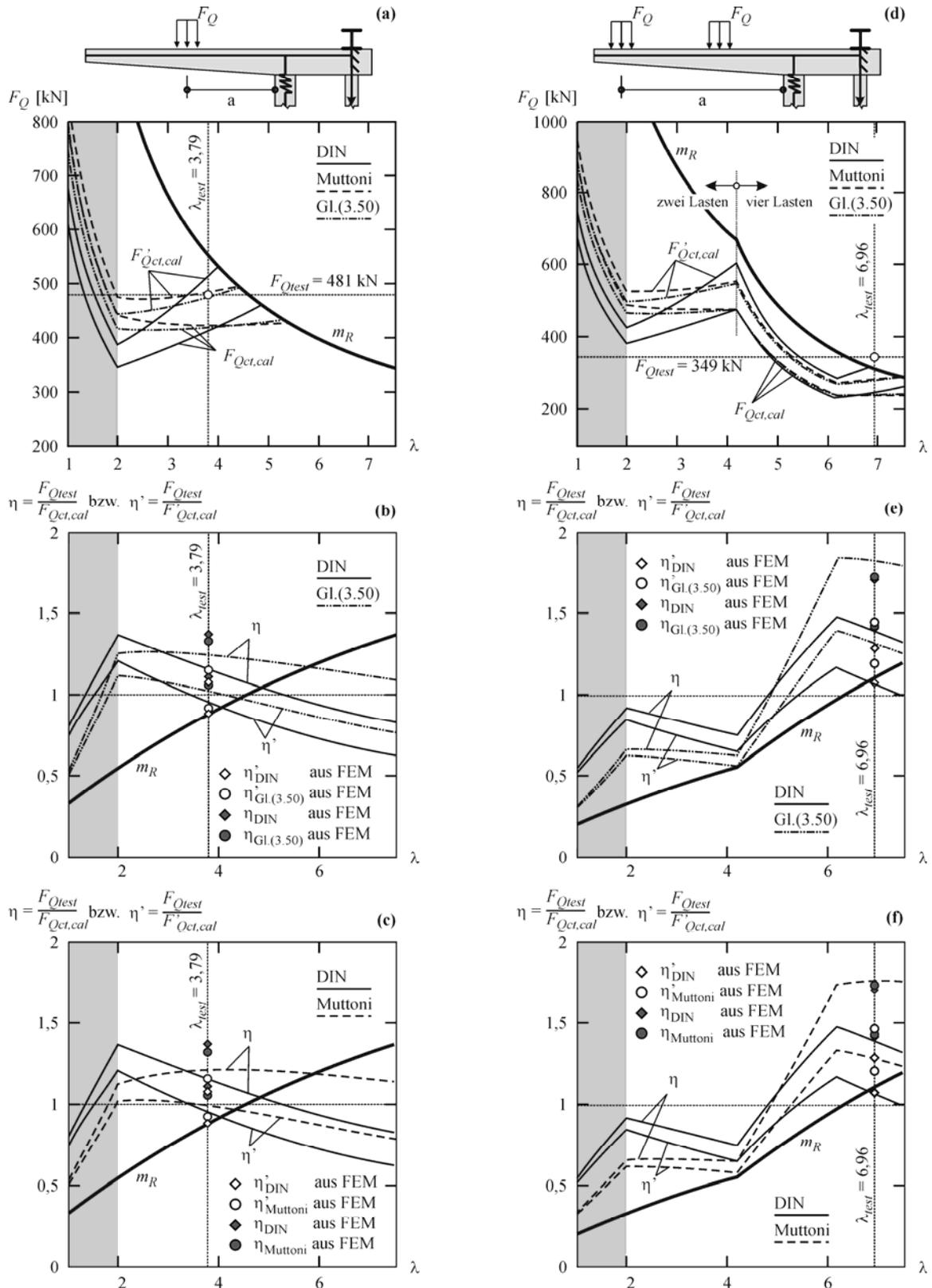


Bild 5.20: Vergleich der Rechenmodelle für Schnittgrößen am Anschnitt nach dem Näherungsverfahren *Rombach & Velasco 2005*: (a) DR2a rechnerische Traglast in Abhängigkeit des Lastabstandes von zwei Radlasten; (b) und (c) Vergleich der Querkraftmodelle mit Versuch DR2a; (d) DR1a rechnerische Traglast in Abhängigkeit des Abstandes der äußeren beiden Radlasten; (e) und (f) Vergleich der Querkraftmodelle mit Versuch DR1a

Aus Bild 5.20 b, c sowie e und f geht hervor, dass die mit dem vereinfachten Ansatz zur Schnittgrößenermittlung ermittelten Tragfähigkeiten gut mit den Ergebnissen auf Basis der FE-Modelle übereinstimmen. Die Rechenwerte liegen dabei zwischen denen der beiden FE-Modelle. Der Versuch DR2a wird durch alle Rechenmodelle weitaus besser erfasst als der Versuch DR1a. Letzterer weist jedoch auch zwei Merkmale auf, die das Tragverhalten und die erreichte Tragfähigkeit beeinflussen und somit zu den Abweichungen geführt haben könnten. Erstens ist die rechnerische Biegetragfähigkeit am Anschnitt bereichsweise überschritten. Dies bedeutet, dass die Bewehrung, wie auch im Versuch beobachtet, örtlich plastizierte und eine Umlagerung des Kraftflusses eintrat. Diese kann zu einer weiteren Lastausbreitung und somit zu einer höheren Grenzlast geführt haben. Weiterhin könnte die höhere Tragfähigkeit des Versuchs DR1a im Anschnittsbereich durch den geringen Abstand der lagernahen Last zum Steg und einen Lastabtrag mit direkten Druckstreben begründet liegen.

Anhand von Bild 5.20 a lässt sich sehr gut erkennen, warum die verschiedenen Querkraftmodelle ohne Ansatz des Abzugswertes v_{cc} für alle Versuche der EPFL, die eine Schubschlankheit von $a/d = 3,79$ besaßen (alle außer DR1a), nur sehr geringe Differenzen bei der rechnerischen Tragfähigkeit aufweisen. Während die rechnerische Tragfähigkeit nach dem DIN-Ansatz bei geringem Lastabstand zum Steganschnitt ihr Minimum erreicht und mit zunehmendem Abstand der Last vom Auflager schnell zunimmt, weisen die beiden anderen Querkraftmodelle mit größer werdender Schubschlankheit keine wesentliche Veränderung der Tragfähigkeit auf. Nach dem Ansatz von Muttoni ergibt sich für den Versuch DR2a das Minimum der Tragfähigkeit sogar bei einem Lastabstand von $a/d = 3,6$. Es gibt jedoch einen Schnittpunkt im Bereich von $a/d = 3,9$ bei dem alle Querkraftmodelle die gleiche Tragfähigkeit $F_{Qct,cal}$ ergeben. Der Lastabstand bei den hier betrachteten Versuchen liegt genau in dem Bereich, in dem die Differenz der mit den verschiedenen Querkraftmodellen berechneten Tragfähigkeiten minimal ist. Der Schnittpunkt der Querkraftmodelle lässt sich auf die allen Rechenansätzen gleiche Ableitung von einer Datenbank mit Querkraftversuchen erklären. Die zur Aufstellung der Rechenmodelle verwendete Datenbank ist dabei fast identisch. Der Mittelwert der Schubschlankheit der Versuchsbalken der Datenbank liegt bei $a/d = 3,7$ (siehe Bild 3.2). Wie auch im Kapitel 3.4 gezeigt, wird aufgrund der empirischen Ableitung gerade die Schnittmenge der Versuche gut erfasst und damit die Tragfähigkeit beim Mittelwert der Parameter von den Modellen fast immer gleich beurteilt. Nur in den Randbereichen der Einflussparameter, die durch nur wenige Versuche abgedeckt sind, oder die lediglich durch eine Extrapolation der Ansätze abgedeckt werden können, gibt es wesentliche Unterschiede zwischen den mit einzelnen Modellen berechneten Tragfähigkeiten. Hierzu gehört bei den Platten unter konzentrierten Lasten auch der Bereich mit geringen Abständen zwischen Last und Auflagersteg. Der DIN-Ansatz liefert durch die Vernachlässigung der Momenten-Querkraft-Interaktion bzw. des Schlankheitsparameters a/d mit abnehmendem Abstand der Lasten vom Anschnitt stetig kleiner werdende Tragfähigkeiten. Das Tragvermögen von Platten unter Punktlasten mit geringem Lastabstand wird daher unterschätzt. Die beiden anderen Ansätze zeigen, dass die Querkrafttragfähigkeit durch zunehmende Momentenbelastung und Rissbildung geringer wird, wenn die Radlasten weiter vom Anschnitt entfernt wirken.

5.5 Berechnung der Tragfähigkeit von Fahrbahnplatten ohne Querkraftbewehrung

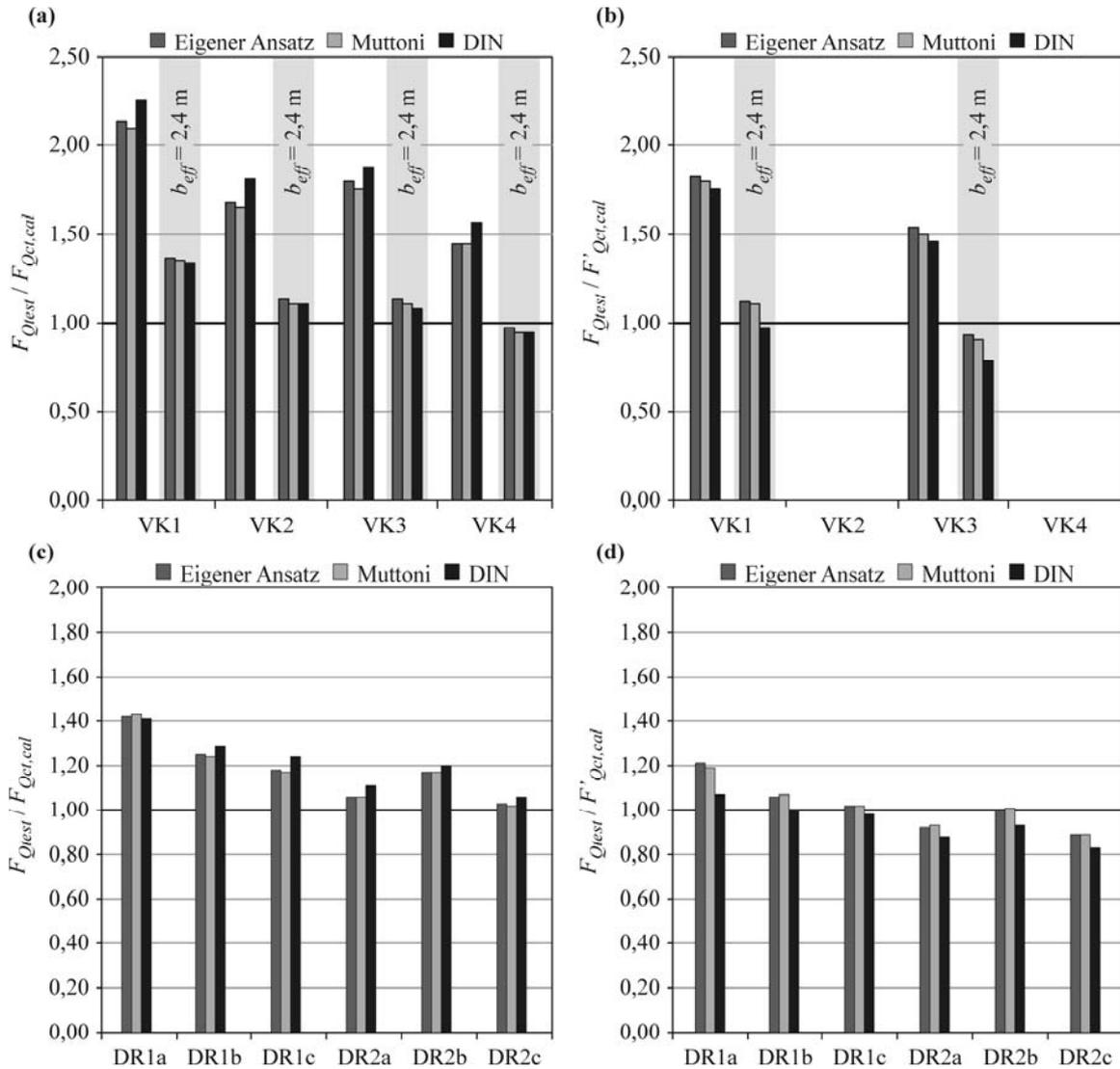


Bild 5.21: Zusammenfassung der Nachrechnung von Versuchen: Nachrechnung der Versuche der TUHH bei Schnittgrößenermittlung mit linear-elastischer FEM und Lastausbreitung auf die volle Versuchskörperbreite $b_{eff} = 2,4$ m (a) ohne Ansatz von v_{cc} (b) mit v_{cc} ; Nachrechnung der Versuche der EPFL bei Schnittgrößenermittlung mit linear-elastischer FEM am Gesamtsystem (c) ohne Ansatz von v_{cc} (d) mit v_{cc} .

Die Abweichung der rechnerischen Tragfähigkeiten von den experimentell bestimmten Werten war bei den Versuchen der EPFL geringer als bei denen der TUHH (siehe Bild 5.21). Nur durch Ansatz der Lastausbreitung auf die volle Plattenbreite lies sich eine ähnlich geringe Abweichung bei der Nachrechnung der Versuche der TUHH erzielen. Diese Auffälligkeit kann hier allerdings nicht vollständig geklärt werden, da der Einfluss der Versuchskörperbreite nicht experimentell untersucht wurde. Auf den ersten Blick scheint es jedoch unlogisch, dass eine Verbreiterung der Versuchskörper zu einer geringeren Lastausbreitung im Bruchzustand der Platte führen soll. Die Ursache könnte dennoch entweder auf die fehlende torsionssteife Einspannung der Seitenränder der Versuchsplatten der TUHH zurückzuführen sein, was die Ausdehnung der Bruchlinie über die gesamte Plattenbreite von $b_{eff} = 2,4$ m begünstigt haben könnte, oder aber auf die unterschiedliche Lagerung der Versuchsserien der EPFL und der TUHH am Steg. Die Platten der Versuchskörper der TUHH waren mit monolithisch angefügten Stegen und entsprechender

Anschlussbewehrung versehen und somit in eine Rahmenecke eingespannt. Diese Lagerung entspricht der realen Ausbildung bei Brückenplatten. Die Kragplatten der EPFL waren hingegen über einen separaten Auflagerblock hinweg gespannt. Dies könnte zu einer ungünstigeren Belastung der Druckzone am Steg und somit zu einer Minderung der Tragfähigkeit der Platten geführt haben. Weiterhin geht aus der in Bild 5.21 dargestellten Auswertung der Versuchsnachrechnungen hervor, dass der Ansatz des Abzugswertes v_{cc} teilweise zu Ergebnissen auf der unsicheren Seite führt.

5.6 Zusammenfassung

Kragarme sind die zumeist am stärksten belasteten Tragelemente einer Fahrbahnplatte, da sich am Anschnitt zum Steg der Querkraftabtrag mit einem großen Biegemoment überlagert. Der zur Bestimmung der Tragfähigkeit maßgebende Schnitt ist meist der Anschnitt bzw. der Kontrollschnitt im Abstand von $0,5 \cdot d$ vom Auflagertrand am Steg. Bei großer Spannweite und geringer Schiefwinkligkeit der Brücke sind in diesem Bereich der Fahrbahnplatte die Hauptquerkraft v_0 und das Hauptmoment m_1 annähernd gleichgerichtet, in Hauptbewehrungsrichtung orientiert und stehen orthogonal zur Rissrichtung an der Plattenoberseite. Die Querkrafttragfähigkeit kann daher häufig vereinfacht unter Ansatz der Hauptquerkraft und des Hauptmomentes berechnet werden. Die Lastausbreitung und die Bestimmung der nachweisrelevanten Schnittgrößen in der Platte haben einen großen Einfluss auf die rechnerisch zu bestimmende Tragfähigkeit. Auch die Steifigkeit und Bettung der Platte auf den Stegen sollte realistisch berücksichtigt werden. Um nicht zu konservativ zu bemessen, empfiehlt es sich daher, die Tragfähigkeit mit den am räumlichen Gesamtsystem der Fahrbahnplatte ermittelten Schnittgrößen zu bestimmen. Zur Vorbemessung empfiehlt sich hingegen die Verwendung von einfacheren auch per Hand anwendbaren Rechenansätzen zur Bestimmung der einwirkenden Querkraft. Hierfür liefert der Ansatz zur Lastausbreitung von Radlasten in Fahrbahnplatten von *Rombach & Velasco 2005* gute Ergebnisse. Die hier nicht weiter behandelten vereinfachten Ansätze nach DAfStb Heft 240 liegen hingegen weit auf der sicheren Seite.

Vouten, eine Staffelung der Bewehrung und eine Abweichung der Hauptquerkraft- von der Riss- und Hauptbewehrungsrichtung können die Querkrafttragfähigkeit einer Platte in einem weiter vom Anschnitt entfernt gelegenen Bereich reduzieren, wodurch nicht der Auflagerbereich sondern eine weiter entfernt gelegener Stelle für die Tragfähigkeit der Fahrbahnplatte maßgebend wird. Dieser Fall ist besonders bei einer Staffelung der Bewehrung in langen Kragplatten oder bei kurzen Kappen zu berücksichtigen, da hier beide Achsen des Lastmodells 1 nach DIN-Fb 101 auf der Kragplatte angeordnet werden müssen. Hierbei sollte man die Tragfähigkeit der gesamten Platte in mehreren Schnitten nachweisen. Hierzu ist die Tragfähigkeit innerhalb der Platte unter Berücksichtigung der jeweiligen Querkraft-, Bewehrungs- und Rissrichtung zu bestimmen. Nach der Theorie des kritischen Biegeschubrisses stellen die Risse eine wesentliche Schwächung des Tragsystems einer Platte dar. Die Querkraft muss über den Riss hinweg über-

tragen werden, daher auch orthogonal zum Riss nachgewiesen werden. Die für die Ansätze von Muttoni oder nach Gl. (3.50) benötigten Dehnungen lassen sich dazu aus einem Scheibenmodell z.B. nach *Baumann 1972* berechnen. Bei Verwendung des DIN-Ansatzes sollte man bei der Ermittlung der Tragfähigkeit zumindest der effektive Bewehrungsgehalt nach Gleichung (5.14) berücksichtigen.

Bei Anwendung der DIN ergibt sich die maßgebende Laststellung für den Nachweis der Querkrafttragfähigkeit durch eine äußerst lagernahe Stellung, die durch den Ansatz des β -Wertes zur Berücksichtigung direkter Druckstreben vorgegeben wird. Obwohl theoretische Überlegungen in dieser Arbeit (Kapitel 4.2) zur Vorsicht bei der Anwendung des rechnerischen Ansatz zur Berücksichtigung der Tragwirkung direkter Druckstreben bei lagernaher Laststellung im gerissenen Bereich raten, zeigen die Versuche der TUHH und der Versuch DR1a der EPFL, dass die Tragfähigkeit von Platten unter konzentrierten Lasten bei lagernaher Anordnung der Radlasten eher zunimmt und durch die Rechenmodelle unterschätzt wird. Die bemessungsrelevante Laststellung für den Querkraftnachweis ist somit nicht in Stegnähe, wie durch den Rechenansatz der DIN nahegelegt. Vielmehr ergibt sich das Minimum der Tragfähigkeit durch eine Lastanordnung bei denen der Einfluss direkter Druckstreben vernachlässigbar ist und die Momenten-Querkraft-Interaktion, bzw. die stärkere Rissbildung bei größerem Moment, durch lagerfernere Laststellungen zu einer Reduzierung der Querkrafttragfähigkeit führt. Dies wird durch die Querkraftmodelle von *Muttoni* und dem in dieser Arbeit entwickelten Ansatz nach Gl. (3.50) bestätigt.

Insgesamt ergeben die verschiedenen Querkraftmodelle sehr ähnliche rechnerische Tragfähigkeiten für die hier untersuchten Versuche an Platten unter Radlasten. Dies liegt insbesondere an der Wahl der Versuchsparameter. Besonders der Einfluss der Schubslankheit bzw. der Momenten-Querkraft-Interaktion auf die Tragfähigkeit von Fahrbahnplatten sollte in weiteren Versuchen durch Variation der Laststellung studiert werden. Generell zeigt sich jedoch, dass die Tragfähigkeit der Platten unter konzentrierten Lasten durch die Rechenansätze eher unterschätzt wird. Die Bruchlasten lagen um bis zu 2,25 über den rechnerischen Mittelwerten. Bei Stahlbetonfahrbahnplatten, welche nach der alten DIN 1045:88 bemessen wurden und keine Querkraftbewehrung aufweisen, scheint ein Sicherheitsdefizit in Hinblick auf die Querkrafttragfähigkeit daher nicht zu bestehen. Während die unterschiedlichen am Balken abgeleiteten Querkraftmodelle nach Kapitel 3.3 relativ ähnliche Ergebnisse liefern, ergeben sich aus der rechnerischen Berücksichtigung der Einflüsse einer Voutung oder direkter Druckstreben nach Kapitel 4 sowie bei der Systembildung zur Lastausbreitung und Schnittgrößenermittlung nach Kapitel 5.2 wesentliche Unterschiede bei den berechneten Tragfähigkeiten. In weiteren Forschungsarbeiten sollten diese Einflüsse daher verstärkt analysiert werden. Hierbei ist zu bedenken, dass die Tragfähigkeit von Stahlbetonplatten ohne Querkraftbewehrung bisher fast ausschließlich an Balken untersucht wurde und hierzu eine Vielzahl von Versuchen vorliegt. Balkentragwerke müssen jedoch immer eine Schubbewehrung aufweisen. Im Gegensatz dazu wurden die verschiedenen Tragwirkungen der meistens ohne Querkraftbewehrung ausgeführten Fahrbahnplatten mit örtlich begrenzt einwirkenden Radlasten für reale Bauteilgeometrien bisher nicht ausreichend studiert.

6 Numerische Untersuchungen

6.1 Einführung

Im vorangegangenen Kapitel wurde auf die gängigen Ansätze zur Berechnung der Schnittgrößen in Platten und insbesondere die Anwendung bei Fahrbahnplatten von Brücken eingegangen. Es wurden Versuche an Stahlbetonplatten unter konzentrierten Lasten der EPF Lausanne sowie der TU Hamburg-Harburg erörtert und mit den beschriebenen Rechenmodellen zur Bestimmung der Tragfähigkeit von Stahlbetonfahrbahnplatten ohne Querkraftbewehrung unter Berücksichtigung abweichender Hauptmomenten-, Hauptquerkraft- und Bewehrungsrichtungen untersucht. Dabei zeigte sich, dass die richtige Erfassung der Lastausbreitung und Schnittgrößenverteilung in den Platten einen wesentlichen Einfluss auf die rechnerisch ermittelten Traglasten haben. In diesem Zusammenhang wurde weiterhin festgestellt, dass die Kombination der Querkraftmodelle mit der Schnittgrößenermittlung mittels linear-elastischer FE-Modelle zum Teil konservative Ergebnisse liefert. In diesem Kapitel soll daher eine Untersuchung des Tragverhaltens von Stahlbetonplatten unter örtlich begrenzt einwirkenden Lasten mittels nichtlinearer dreidimensionaler FE-Modelle vorgenommen werden.

Hierzu werden stofflich nichtlineare Materialmodelle zur Berücksichtigung des komplexen Materialverhaltens von Beton und Bewehrungsstahl aus der Literatur behandelt und für die Anwendung in einem Finiten-Element-Programm aufbereitet. Zur Lösung des FE-Modells unter Berücksichtigung des physikalisch nichtlinearen Materialverhaltens von Stahlbeton kommt dabei das Programmpaket ABAQUS mit dem Stoffmodell „*Concrete Damaged Plasticity*“ für Beton und einer elastisch-plastischen Beziehung für die Bewehrung zur Anwendung. Die implementierten Modelle werden anschließend durch numerische Untersuchungen an Stahlbetonbalken ohne Querkraftbewehrung verifiziert und auf die im Kapitel 5.4 beschriebene Großmodellversuche angewandt.

6.2 Zusammenstellung des nichtlinearen FE-Modells

6.2.1 Beton unter Zugbeanspruchung

Bis zu einer Beanspruchung von ca. 70% der Zugfestigkeit verhält sich der Beton weitgehend linear-elastisch. Mit zunehmender Belastung weiten und verbinden sich Mikrorisse, die zum Teil auch schon vor Belastungsbeginn im Gefüge vorhanden waren. Noch vor Erreichen der Zugfestigkeit bildet sich eine lokale Bruchzone durch ein System sehr feiner, zum Teil parallel verlaufender Risse. In diesem Rissystem entsteht bei Erreichen der Zugfestigkeit meist ein breiter Riss, womit ein steiler Abfall der Spannungs-Dehnungs-Beziehung einhergeht. Durch Rissüber-

brückung und Rissverzahnung können bis zur Ausbildung des vollständigen Trennrisses noch verbleibende Zugspannungen übertragen werden. Zur physikalisch nichtlinearen Modellierung von Beton sind daher die Beschreibung der im Materialgefüge entstehenden Risse, ihr Verlauf und das Tragverhalten bei Rissbildung im Rissbereich notwendig. Hinsichtlich der Deformationen in Rissen werden nach der Bruchmechanik dabei drei verschiedene Rissöffnungsarten (siehe Bild 6.1) unterschieden. Für die Betrachtung von allgemein räumlichen Strukturen kann jedoch auf die Unterscheidung der Modi 2 und 3 verzichtet werden.

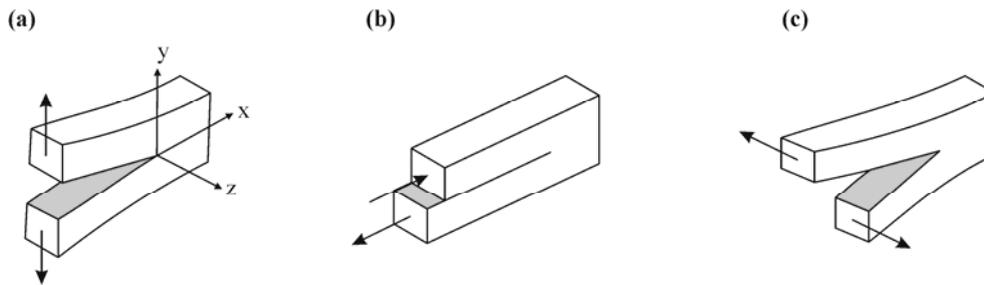


Bild 6.1: Rissöffnungsarten nach der Bruchmechanik: (a) Modus 1: Zugbeanspruchung; (b) Modus 2: Schubbeanspruchung in Rissebene; (c) Modus 3: Schubbeanspruchung senkrecht aus der Rissebene heraus.

Grundsätzlich sind zwei verschiedene Möglichkeiten zur Modellierung der aus Zug oder kombinierter Zug- und Schubbeanspruchung resultierenden Risse im Beton gegeben. Zum einen können die Risse diskret mit speziellen Risselementen oder Kopplung der Elementknoten im Riss mittels Federelementen zum anderen durch ein verschmiertes Rissmodell, das die Auswirkung der Rissbildung durch einen Abfall der Elementsteifigkeit normal zum Riss berücksichtigt, abgebildet werden. Die diskrete Rissmodellierung bedingt entscheidende Nachteile, wie die laufend notwendige Neudefinition des FE-Netzes während der Berechnung sowie die Vordefinition der entstehenden Risse entlang der Elementkanten des Modells im Rissbereich. Bei der Anwendung des verschmierten Rissmodells können hingegen Risse in beliebige Richtungen, ohne eine Veränderung des FE-Netzes abgebildet werden. Dazu werden die in den Integrationspunkten der finiten Elemente lokalisiert abgebildeten Risse über das Volumen des Elementes mit eingeschriebenen Rissen verschmiert. Einen potentiellen Nachteil des verschmierten Rissmodells stellen die in der Modellstruktur auftretenden „stress-locking“ Effekte dar. In dem Kontinuumsmodell mit verschmiertem Risskonzept muss die Verträglichkeit der Verschiebungen eingehalten werden. Dies steht im Gegensatz zu den in der Realität auftretenden Verschiebungssprüngen zwischen den Rissufer. Da sich das gerissene Element jedoch nicht vom benachbarten ungerissenen Element trennen kann, treten im gerissenen Element zunehmende Zugdehnungen auf, oder im ungerissenen Element entstehen durch die großen Dehnungen des gerissenen Elementes steigende Zugspannungen, die im Widerspruch zu dem in Wirklichkeit zu beobachtenden Spannungsabfall in den intakten Bereichen (siehe Bild 6.2) stehen. Die ungewollte Auswirkung dieser Effekte kann zu einer möglichen Überschätzung der Steifigkeit und Versagenslast des modellierten Tragsystems führen. In dieser Arbeit wird trotz des beschriebenen Problems auf ein verschmiertes Rissmodell zurückgegriffen, da der Vorteil überwiegt, Risse in beliebige Richtungen ohne

Vorgaben der Rissgeometrie und Veränderung des FE-Netzes abbilden zu können. Das verschmierte Rissmodell bedingt die kontinuumsmechanische Beschreibung des Bruchvorgangs von Beton unter Zugentfestigung.

In der Umgebung eines Risses entsteht im Material ein Bereich mit großen plastischen Verformungen. Dieser Bereich wird auch als Bruchzone bezeichnet und spielt eine wichtige Rolle für die kontinuumsmechanische Beschreibung des Bruchvorgangs. Während bei sehr spröden Materialien die Bruchzone auf den unmittelbaren Rissbereich beschränkt bleibt, kann die Bruchzone bei Beton erhebliche Ausmaße annehmen und sich teilweise auch über das gesamte Volumen des Betonkörpers erstrecken. Das Werkstoffverhalten muss daher durch die elastisch-plastische Bruchmechanik oder ein kohäsives Rissmodell wie das „Fictious Crack Model“ von *Hillerborg et al. 1976* beschrieben werden. Das kohäsive Rissmodell geht davon aus, dass sich der Riss an der Stelle der maximalen Hauptzugspannung bei Erreichen der Zugfestigkeit bildet. Die Rissebene wird dabei senkrecht zur Richtung der maximalen Hauptspannung angenommen. In Abhängigkeit der Größe der Rissöffnung werden Spannungen über den Riss hinweg übertragen. Das intakte Material außerhalb der Bruchzone folgt bei der Be- und Entlastung der normalen Spannungs-Dehnungs-Kurve.

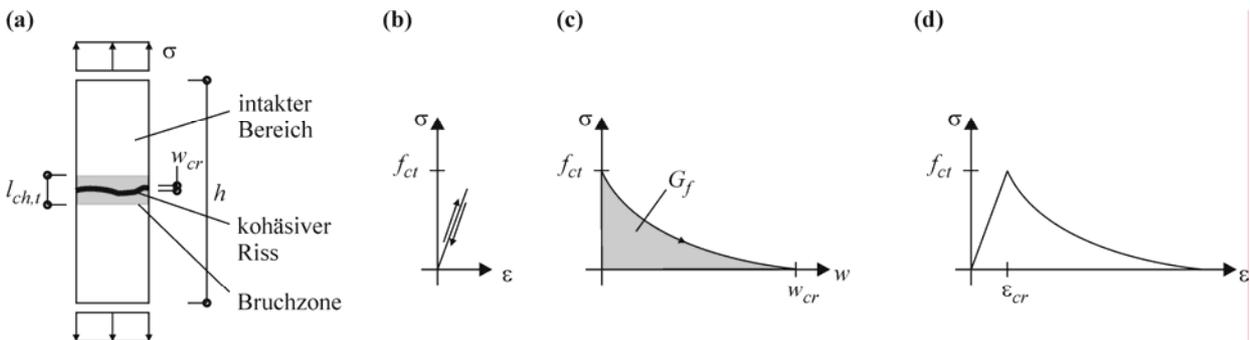


Bild 6.2: Kohäsives Rissmodell: (a) Lokalisierung des Rissbandes; (b) Spannungs-Dehnungs-Verhalten der intakten Bereiche; (c) Spannungs-Rissöffnungs-Verhalten im kohäsiven Riss; (d) Spannungs-Dehnungs-Verhalten in der lokalisierten Bruchzone.

Entsprechend dem Fictious Crack Model ist die charakteristische Länge $l_{ch,t}$ der Bruchzone unter Zugbelastung eine Materialkenngröße. Das Zugverhalten von Beton kann durch eine Spannungs-Dehnungsbeziehung für die intakten Bereiche außerhalb der Bruchzone und eine Spannungs-Rissöffnungs-Beziehung in der lokalisierten Bruchzone abgebildet werden. Die von der Größe der Rissöffnung abhängige Spannung kann daher durch eine Entfestigungsbeziehung beschrieben werden, die experimentell bestimmt werden muss. Die Gesamtfläche unter der Spannungs-Rissöffnungsbeziehung (σ - w -Beziehung) entspricht der Bruchenergie G_f des Materials.

$$G_f = \int_{w=0}^{w_{cr}} \sigma_c dw \tag{6.1}$$

$$G_f = G_{F0} \cdot \left(\frac{f_{cm}}{10 \cdot \text{MPa}} \right)^{0,7} \quad (6.2)$$

mit: $G_{F0} = 25 \text{ N/m}$ bei $D_{max} = 8 \text{ mm}$
 $G_{F0} = 30 \text{ N/m}$ bei $D_{max} = 16 \text{ mm}$
 $G_{F0} = 58 \text{ N/m}$ bei $D_{max} = 32 \text{ mm}$

Tabelle 6.1: Spezifische Bruchenergie G_f [Nm/m²] nach MC 90

D_{max} [mm]	C12	C20	C30	C40	C50	C60	C70	C80
8	30	40	50	60	70	75	85	90
16	50	60	75	90	105	115	125	135
32	80	105	130	150	170	190	200	220

Gemäß CEB Model Code 90 kann die spezifische Bruchenergie in Abhängigkeit verschiedener Betondruckfestigkeiten und Größtkorndurchmesser durch Gleichung (6.2) angenähert werden. Die sich hiernach für verschiedene Betonfestigkeiten ergebenden Werte sind in Tabelle 6.1 aufgeführt.

6.2.2 Beton unter Druckbeanspruchung

Eine äußere einachsige Druckbeanspruchung erzeugt im Beton einen ungleichmäßigen, räumlichen Spannungszustand. Senkrecht zur Belastungsrichtung bilden sich miteinander im Gleichgewicht stehende Zug- und Druckspannungen. Bis zu einer Belastung von ca. 40% der Druckfestigkeit verhält sich der Beton dabei annähernd linear-elastisch. Danach beginnen die in der Kontaktzone zwischen dem Zementstein und der Gesteinskörnung vorhandenen Mikrorisse parallel zur Belastungsrichtung zu wachsen und breiten sich mit zunehmender Beanspruchung entlang der Grenzschichten durch die Zementmatrix aus. Bei ca. 80% der Betondruckfestigkeit vereinigen sich die Risse, wodurch das Gefüge kontinuierlich zerstört wird. Der Beton ist somit vor Erreichen der Druckfestigkeit von feinen Mikrorissen durchzogen, was zu einer Nichtlinearität in der Spannungs- Dehnungs-Beziehung im Vorbruchbereich führt. Beim Erreichen der Druckfestigkeit knicken die äußeren durch Risse begrenzten Lamellen eines Probekörpers aus und es kommt zur Ausbildung größerer, geneigter Risse, auf denen der Betonkörper abgeschert wird. Die in Versuchen gemessenen Neigungswinkel der Scherflächen bei konzentrierten Brüchen werden im Allgemeinen mit 20° bis 30° angegeben. Abhängig von der Größe der Versuchskörper und den Versuchsbedingungen, kann es zu einem diffusen Bruch mit mehreren, ineinander übergehenden Scherflächen kommen. Bei Druckversuchen an längeren Probekörpern weisen die Bereiche außerhalb der Bruchzone oft keine sichtbaren Risse auf. Sie werden daher auch als intakte Bereiche bezeichnet. Etliche Untersuchungen bestätigen dabei, dass die Länge der Bruchzone, wie auch beim Verhalten unter Zugbelastung, als Materialkenngröße aufgefasst werden kann.

Mit der Annahme einer linearen Rückverformung des Betons entsprechend der Ausgangssteifigkeit E_c , lässt sich die im Beton gespeicherte Energie bestimmen. Bei gleicher Bruchzonlänge ergibt sich eine konstante Bruchenergie innerhalb des Versagensbereichs. Die nach Errei-

6 Numerische Untersuchungen

chen der Druckfestigkeit dissipierte Energie G_{cl} ist somit bei gleichem Querschnitt von der Länge des Probekörpers unabhängig. Die bei Erreichen der Druckfestigkeit im Beton gespeicherte Energie ist hingegen proportional zur Länge des Körpers. Dies führt zu dem in Versuchen festgestellten steilerem Entfestigungsverhalten bei zunehmender Länge der Probekörper, wie es im Bild 6.3 schematisch dargestellt ist.

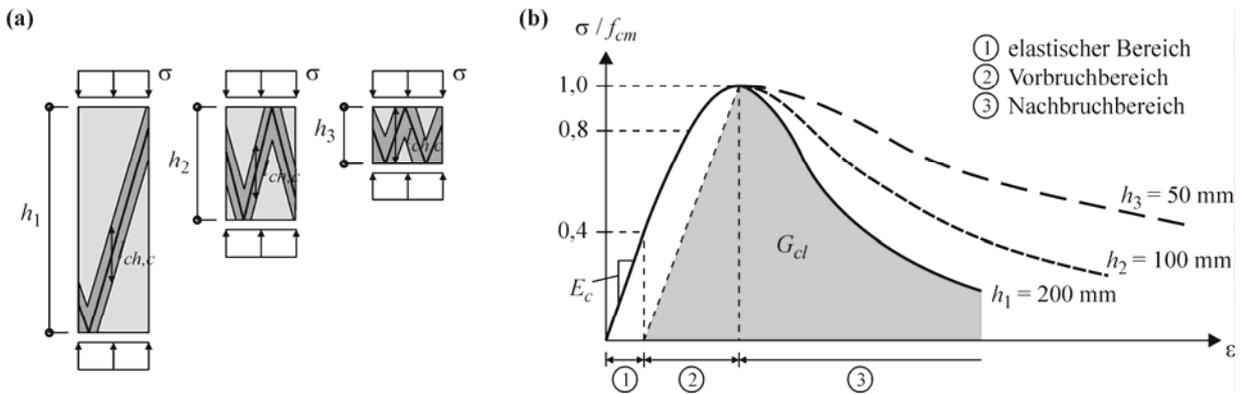


Bild 6.3: Einfluss der Probekörperlänge auf die Spannungs-Dehnungs-Beziehung bei einachsiger Druckbeanspruchung: (a) Bruchzonen bei unterschiedlicher Probekörperlänge; (b) Spannungs-Dehnungslinien der Probekörper und Definition der Bruchenergie G_{cl} in der Bruchzone.

6.2.3 Beton unter mehraxialer Beanspruchung

Der in den Abschnitten 6.2.1 und 6.2.2 beschriebene einaxiale Spannungszustand ist nur eine stark idealisierte Annahme. Bei realen Tragwerken tritt häufig ein mehraxialer Spannungszustand auf, wobei zusätzliche senkrecht zur betrachteten Beanspruchungsrichtung auftretende Druckspannungen die Mikrorissbildung im Beton vermindern, Zugspannungen diese verstärken. Da das Mikrorisswachstum im erheblichen Maße das Verformungs- und Tragverhalten des Betons beeinflusst, führt eine mehraxiale Beanspruchung zu einer veränderten Grenztragfähigkeit. Die rechnerische Bruchfläche des Betons im biaxialen Spannungsraum ist in Bild 6.4 a dargestellt. Während die Zugfestigkeit unter biaxialer Zugbeanspruchung identisch mit der einachsigen Zugfestigkeit und unabhängig vom Hauptspannungsverhältnis ist, kann die Druckfestigkeit um bis zu 25 % größer als die einachsige Druckfestigkeit sein. Bei einem gemischten Spannungszustand wird die aufnehmbare Druckspannung bereits bei geringen Zugspannungen maßgeblich reduziert.

Das Verhalten von Beton unter einem räumlichen Spannungszustand wird mittels Triaxialversuchen an Betonkörpern gewonnen. Die Ergebnisse experimenteller Untersuchungen haben gezeigt, dass die Versagensflächen unabhängig und damit invariant vom gewählten Koordinatensystem sind, was sich auch mechanisch begründen lässt. Ähnlich zur Versagenskurve unter biaxialer Beanspruchung kann somit eine Versagensfläche im Hauptspannungsraum σ_1 , σ_2 , σ_3 angegeben werden. Bei hydrostatischem Zug nimmt die Versagensfläche in der Deviatorebene einen dreiecksförmigen Verlauf an und geht mit zunehmendem hydrostatischem Druck in eine

Kreisform über. Für die mathematische Beschreibung des Materialverhaltens von Beton unter mehraxialen Beanspruchungszuständen sind aufgrund der komplexen Zusammenhänge im Tragverhalten des inhomogenen Baustoffs jedoch starke Vereinfachungen erforderlich. Die einfachsten und am meisten verbreiteten Modelle sind dabei die Versagenskriterien nach Mohr-Coulomb oder Drucker-Prager.

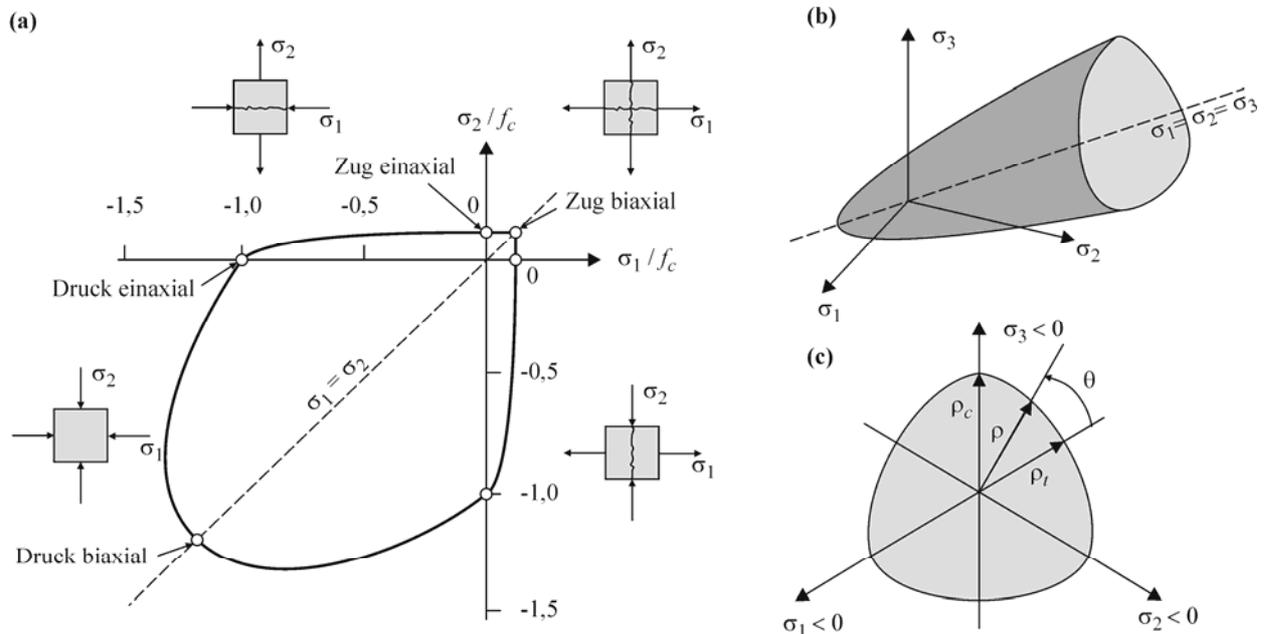


Bild 6.4: Beton unter mehraxialer Beanspruchung: (a) Spannungs-Beziehung unter biaxialer Beanspruchung; (b) Schematische Darstellung der Versagensfläche dreiachsiger Spannungszustände im Hauptspannungsraum; (c) Deviatorenebene der triaxialen Versagensfläche.

6.2.4 Materialmodell für Beton

Die Wahl eines geeigneten Materialmodells, mit dem das Verhalten des Betons unter mehraxialen Spannungszuständen aus Druck- und Zugbeanspruchung, sowie das Rissverhalten bei Überschreitung der Materialfestigkeiten beschrieben werden kann, ist die Grundvoraussetzung zur nichtlinearen Analyse eines Tragwerkes mittels der FE-Methode. Prinzipiell lassen sich drei verschiedene Grundtypen zur Materialmodellierung unterscheiden. Es sind die Elastizitätstheorie mit dem Sonderfall der linearen Elastizität, die Plastizitätstheorie und die Schädigungsmechanik. Ziel der Plastizitätstheorie ist die phänomenologische Beschreibung der Deformationsentwicklung unter mechanischer Beanspruchung. Häufig wird die Nichtlinearität durch plastische Deformationen in der Spannungs-Dehnungsbeziehung erzeugt. Bei vollständiger Entlastung bleiben irreversible Dehnungen vorhanden, die elastischen Materialparameter erfahren allerdings keine Veränderung, so dass eine elastische Entlastung vorliegt. Die Kontinuumschädigungsmechanik erlaubt hingegen die Beschreibung der Degradation eines Materials infolge der Entstehung und des Zusammenschlusses von Mikrodefekten. Diese Veränderung der Mikrostruktur bewirkt makroskopisch eine Steifigkeitsreduktion des Materials. Im Fall der isotropen Kontinuumschädigungsmechanik wird die Schädigungsvariable $d_a = A_a/A_0$ zur Beschreibung der Materialdegra-

dation mit dem Wertebereich $0 \leq d_a \leq 1$ eingeführt. Dabei wird die ungeschädigte Fläche mit A_0 , die geschädigte Fläche mit A_d gekennzeichnet. Der Fall $d_a = 0$ beschreibt den ungeschädigten Ausgangszustand, $d_a = 1$ den Zustand vollständiger Schädigung des Materials. Es muss bemerkt werden, dass mit einer skalaren Schädigungsvariablen d_a nur die Degradation eines Materialparameters, üblicherweise des Elastizitätsmoduls E beschrieben werden kann. Somit bleibt die Querdehnzahl ν unverändert. Im allgemeinen Fall der isotropen Schädigung muss eine zusätzliche Schädigungsvariable eingeführt werden, um die Degradation beider Materialparameter unabhängig voneinander beschreiben zu können. Die wesentlichen Vorteile der isotropen Schädigung sind ihre Einfachheit, ihre hohe Effizienz und relativ gute Genauigkeit für eine Vielzahl praktischer Anwendungen unter proportionalen Belastungszuständen. Aus diesem Grund wird in dieser Arbeit das von Lee & Fenves 1998 vorgestellte und in dem FE-Programm ABAQUS implementierte „Concrete Damaged Plasticity“ Modell zur Beschreibung des Materialverhaltens von Beton verwendet.

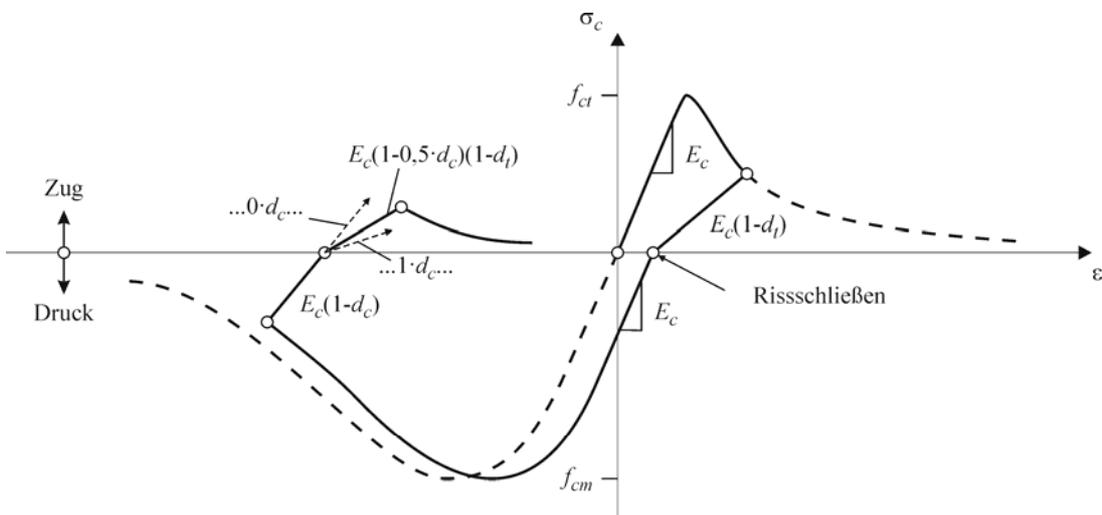


Bild 6.5: Spannungs-Dehnungs-Beziehung für einachsige zyklische Belastung nach dem Schädigungsmodell.

Bei diesem Modell setzt sich die Verzerrung additiv aus einem elastischen und einen plastischen Anteil entsprechend Gleichung (6.3) zusammen. Die durch die Belastung entstehenden Risse werden als isotrope Steifigkeitsminderung modelliert und über einen skalaren Schädigungsparameter mit $0 \leq d_a \leq 1$ einbezogen, so dass $D = (1 - d_a) D_0$ und die Spannungen und Verzerrungen über die Werkstoffmatrix D_0 des Materials nach (6.4) verknüpft werden können.

$$\boldsymbol{\varepsilon} = \boldsymbol{\varepsilon}^{el} + \boldsymbol{\varepsilon}^{pl} \quad (6.3)$$

$$\boldsymbol{\sigma} = (1 - d_a) \cdot D_0 \cdot (\boldsymbol{\varepsilon} - \boldsymbol{\varepsilon}^{pl}) \quad (6.4)$$

$$\boldsymbol{\varepsilon} = \boldsymbol{\varepsilon}^{el} + \boldsymbol{\varepsilon}^{pl} = \frac{\boldsymbol{\sigma}}{E} + \boldsymbol{\varepsilon}^{in} \quad \text{mit} \quad \boldsymbol{\varepsilon}^{pl} = b \cdot \boldsymbol{\varepsilon}^{in} \quad (6.5)$$

Die Formulierung der Materialfunktionen des „Concrete Damaged Plasticity“ Modells beruht auf der additiven Aufspaltung der Verzerrungen in elastische, plastische und inelastische Anteile (Zeiger *el, pl, in*) entsprechend Gleichung (6.5). Im Stoffmodell des Programms ABAQUS können beliebige Formen für die Spannungs-Dehnungs-Beziehungen eingegeben werden. Benötigt werden dabei σ - ε -Beziehungen für einachsige Druck- und Zugbelastungen sowie Schädigungsfunktionen für den Parameter d_a im Zug- und Druckbereich. Die Definition der Funktionen für die Materialkennwerte wird im Folgenden näher erläutert.

6.2.4.1 Materialparameter für einachsige Zugbeanspruchung

Entsprechend Abschnitt 6.2.1 Bild 6.2 d wird angenommen, dass der Beton bis zum Erreichen der Zugfestigkeit einem linear-elastischen Materialverhalten entsprechend Gleichung (6.6) folgt.

$$\sigma_c(\varepsilon) = E_c \cdot \varepsilon \quad (6.6)$$

Die Modellierung des Nachbruchbereiches, auch „tension softening“ genannt, ist durch die Spannungs-Rissöffnungs-Beziehung mit Hilfe der Parameter G_f , f_{ct} und E_c bestimmt. Zur Beschreibung dieser Beziehung gibt es jedoch mehrere Möglichkeiten. Einfache Formen sind der bilineare Ansatz nach Hillerborg 1983 oder ein exponentieller Ansatz entsprechend Bild 6.6 b.

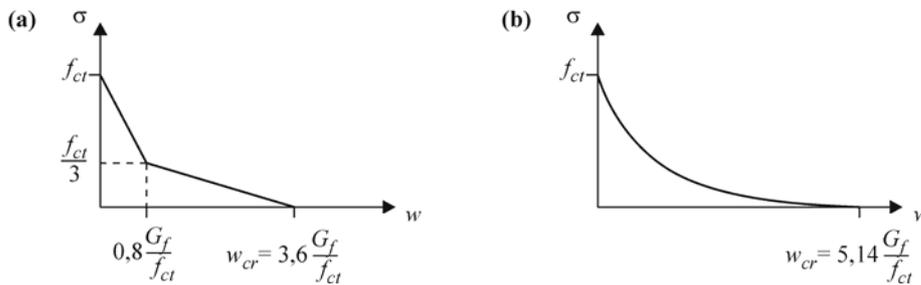


Bild 6.6: Spannungs-Rissöffnungsbeziehung: (a) Bilineares Modell nach Hillerborg; (b) Exponentielles Modell

Für die Implementierung in ein FE-Programm wird allerdings eine Formulierung über Dehnungen an Stelle von Verformungen w benötigt. Hierzu kann die kritische Rissöffnung w_{cr} mit Hilfe der charakteristischen Elementlänge l_{eq} in eine Rissdehnung ε_c umgerechnet werden. Dabei ist l_{eq} die äquivalente Größe des jeweiligen finiten Elementes, über welche die Rissöffnungsweite an den Integrationspunkten eines finiten Elements verschmiert wird. Die Länge hängt dabei vom Elementtyp, der Integrationsregel, der Größe und der Form des Elements ab. Nach Pölling 2001 wird für annähernd würfelförmige Volumenelemente mit dem Volumen V^e eine vereinfachte Verknüpfung mit $l_{eq} = \sqrt[3]{V^e / n^{int}}$ des Elementes empfohlen. Der Divisor n^{int} ist dabei die Anzahl der Integrationspunkte des jeweiligen Elementes.

$$\sigma_{ct}(\varepsilon) = f_{ct} \cdot e^{(\varepsilon_{cr} - \varepsilon) / \gamma_t} \quad \text{bei} \quad \varepsilon > \varepsilon_{cr} \quad (6.7)$$

$$\gamma_t = \frac{G_f}{f_{ct} \cdot l_{eq}} \quad (6.8)$$

In dieser Arbeit wird ein exponentieller Ansatz nach *Pölling 2001* entsprechend Gleichung (6.7) verwendet. Bei diesem Modell ist die Nachbruchbeziehung durch die Vorgabe der Bruchenergie G_f und charakteristischen Elementlänge l_{eq} automatisch bestimmt. Der Lokalisierung der Schädigung bei Zugbeanspruchungen wird durch die Anwendung des Rissbandmodells Rechnung getragen. Der Bezug des „strain softening“ auf der Zugseite im abfallenden Ast auf die Elementgröße korrigiert den Wert der Bruchenergie, die bei der Bildung von Zugrissen in einem Element verbraucht werden kann. Hierdurch wird versucht die Objektivität der Netzmodellierung herzustellen, dass heißt die Berechnungsergebnisse von der Netzeinteilung in gewissen Grenzen unabhängig zu machen.

6.2.4.2 Materialparameter für einachsige Druckbeanspruchung

Der elastische Bereich bis 40% der Druckfestigkeit f_{cm} wird mit dem linearen Zusammenhang in (6.6) beschrieben. In dem Vorbruchbereich steigt die Spannung bis zur Druckfestigkeit weiter an, während die tangentielle Festigkeit von der Ursprungsfestigkeit E_c bis auf Null im Punkt der Bruchlast zurück geht (horizontal Tangente). Dieser Bereich wird mit der im Model Code 90 enthaltenen Gleichung (6.9) beschrieben. Dabei sind f_{cm} die Bruchspannung und ϵ_{c1} die dazugehörige Bruchdehnung, die als Materialparameter den Vorbruchbereich festlegen.

$$\sigma_c(\epsilon) = \frac{E_{ci} \frac{\epsilon}{f_{cm}} - \left(\frac{\epsilon}{\epsilon_{c1}} \right)^2}{1 + \left(E_{ci} \frac{\epsilon}{f_{cm}} - 2 \right) \frac{\epsilon}{\epsilon_{c1}}} f_{cm} \quad \text{bei} \quad 0,4 \frac{f_{cm}}{E_c} < \epsilon \leq \epsilon_{c1} \quad (6.9)$$

$$E_{ci} = \frac{2}{3 \cdot E_c} \left(\frac{f_{cm}}{\epsilon_{c1}} \right)^2 - \frac{4 \cdot f_{cm}}{3 \cdot \epsilon_{c1}} + \frac{5}{3} E_c \quad (6.10)$$

Der Nachbruchbereich ist durch die Lokalisierung des Versagens in Bruchzonen entsprechend den Ausführungen in Abschnitt 6.2.2 gekennzeichnet. Die Lokalisierung der Schädigung führt dazu, dass bei einem Probekörper, der höher ist als die lokalisierte Bruchzone $l_{ch,c}$, nur ein Teil des Volumens tatsächlich an Festigkeit verliert und der restliche intakte Bereich entlastet wird. Da jedoch die Dehnung als die mittlere Dehnung über die Höhe des Probekörpers verstanden wird, muss die Spannungs-Dehnungs-Beziehung für den Nachbruchbereich in Abhängigkeit von der Höhe des Probekörpers definiert werden. Nach der Rissbandtheorie von *Bazant & Oh 1983* und dem „Fictitious Crack Model“ nach *Hillerborg 1983* ist die Länge der lokalisierten Bruchzone $l_{ch,c}$ und die in der Bruchzone dissipierte Energie G_{cl} eine Materialkonstante. Bildet man jedoch die beschriebene Probe mit der finite Elemente Methode ab und gibt ein Materialgesetz mit Entfestigung vor, so bekommt man ebenfalls eine Konzentration der Entfestigung in

einem lokalen Bereich. Dieser ist jedoch so breit wie die gewählten Elemente. Somit hängen die Breite der Entfestigungszone und auch die durch den Riss frei gesetzte Bruchenergie von der Elemententeilung ab. Die Objektivität ist nicht mehr gegeben. Um hingegen sicherzustellen, dass bei einer Vernetzung der Struktur mit Elementen die Zerstauchungsenergie unabhängig von der Elementgröße erfasst werden kann, wird die Spannungsdehnungslinie im Entfestigungsbe- reich in Abhängigkeit von der Elementgröße modifiziert, damit die volumenspezifische Zerstauchungsenergie für einen Integrationspunkt gerade G_{cl}/l_{eq} erreicht. Somit ergibt sich die Spannungsdehnungsbeziehung für den Nachbruchbereich entsprechend (6.11).

$$\sigma_c(\epsilon) = \frac{1}{\frac{2 + \gamma_c \cdot f_{cm} \cdot \epsilon_{cl}}{2 \cdot f_{cm}} - \gamma_c \cdot \epsilon + \frac{\gamma_c}{2 \cdot \epsilon_{cl}} \epsilon^2} \quad \text{bei } \epsilon_{cl} < \epsilon \quad (6.11)$$

$$\gamma_c = \frac{\pi^2 \cdot f_{cm} \cdot \epsilon_{cl}}{2 \left[\frac{G_{cl}}{l_{eq}} - \frac{1}{2} \cdot f_{cm} (\epsilon_{cl} \cdot (1 - b_c) + b_c \frac{f_{cm}}{E_c}) \right]^2} \quad (6.12)$$

6.2.4.3 Materialparameter für mehraxiale Beanspruchungen

Für dreidimensionale Spannungszustände liegt dem Betonmodell eine von *Lubliner et al. 1989* entwickelte und von *Lee & Fenves 1998* modifizierte Fließbedingung zugrunde. Dabei handelt es sich um eine Kombination aus zwei verschiedenen formulierten Drucker-Prager Fließbedingungen, mit denen die starken Festigkeitszuwächse bei zunehmenden hydrostatischen Drücken und abnehmender Festigkeit bei zusätzlichen Zugbeanspruchungen beschrieben werden. Wesentlicher Parameter ist der in der P/Q-Ebene definierte Dilatanzwinkel ψ . Darüber hinaus kann mit dem Parameter α_e die Abweichung von der linearen Drucker-Prager Fließbedingung entsprechend Bild 6.7 a festgelegt und mit dem Parameter K_c die deviatorische Ebene entsprechend Bild 6.7 b angepasst werden.

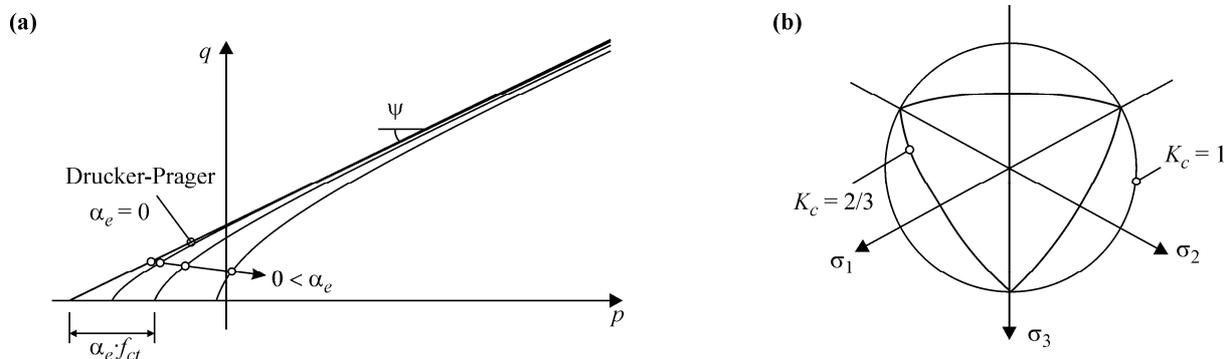


Bild 6.7: Anpassung der Drucker-Prager Fließbedingung: (a) Parameter α_e zur Anpassung in der p-q Ebene; (b) Parameter K_c zur Anpassung in der Deviatorebene

In Entsprechung zu *Mark 2006* kann basierend auf Versuchsergebnissen der Dilatanzwinkel von Beton zu $\psi = 30^\circ$, die Abweichung in der Deviatorebene zu $K_c = 2/3$ und in Meridianebene zu $\alpha_e = 0,1$ angesetzt werden. Das Verhältnis zwischen uniaxialer und biaxialer Druckfestigkeit wird hier mit dem Parameter $\alpha_f = 1,16$ abgeschätzt.

6.2.4.4 Materialparameter für die Schädigungsfunktionen

Die für das Materialmodell „Concrete Damaged Plasticity“ benötigten Schädigungsfunktionen $d_{ac}(\epsilon_c^{in})$ und $d_{at}(\epsilon_t^{in})$ für Druck- (Index c) und Zugbeanspruchungen (Index t) werden über die Schädigungsparameter b_c bzw. b_t hergeleitet. Diese Parameter drücken das Verhältnis von verbleibender plastischer Dehnung ϵ_c^{pl} bzw. ϵ_t^{pl} zu inelastischer Dehnung je nach Belastungsgrad aus.

$$b_c = \frac{\epsilon_c^{pl}}{\epsilon_c^{in}} \quad \text{bzw.} \quad b_t = \frac{\epsilon_t^{pl}}{\epsilon_t^{in}} \tag{6.13}$$

$$d_c(\epsilon_c^{in}) = 1 - \frac{\epsilon_{0c}^{el}}{\epsilon_c^{in}(1 - b_c) + \epsilon_{0c}^{el}} \quad \text{bzw.} \quad d_t(\epsilon_t^{in}) = 1 - \frac{\epsilon_{0t}^{el}}{\epsilon_t^{in}(1 - b_t) + \epsilon_{0t}^{el}} \tag{6.14}$$

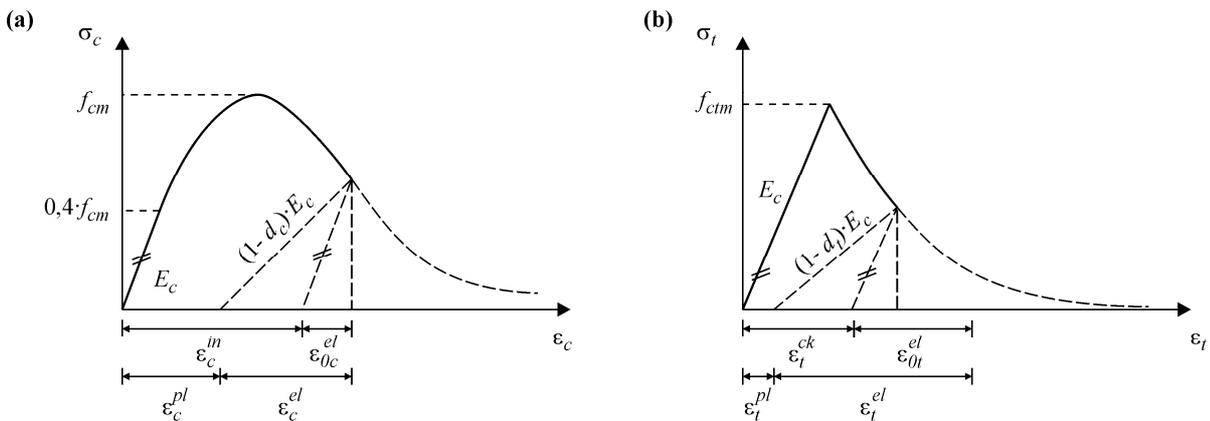


Bild 6.8: Schädigung im „Concrete Damaged Plasticity“ Modell: (a) Druckschädigung; (b) Zugschädigung

In dieser Arbeit werden die Ansätze nach *Mark 2006* übernommen, wonach zyklische Druckversuche von *Sinha, Gertle & Tulin* mit einem Wert von $b_c = 0,7$ gut angenähert, und zyklische Zugversuche von *Reinhardt & Cornelissen* mit einem Wert von $b_t = 0,1$ gut wiedergegeben werden konnten. Weiterhin wird das Schließen von Rissen durch ein Wiederherstellen von Steifigkeiten bzw. die Berücksichtigung von vorangegangenen Schädigungen bei Belastungsumkehr modelliert (stiffness recovery). Hierzu wird angenommen, dass eine durch Zugbelastung erzeugte Schädigung bei Belastungsumkehr ihre Wirksamkeit vollständig verliert. Eine Druckschädigung wird aufgrund der in Versuchen beobachteten, gegenüber der Druckkrafttrichtung geneigten Rissverläufe, zur Hälfte auch für die Zugbelastung schädigend angenommen. Im Allgemeinen wird empfohlen aus Konvergenzgründen die Schädigung im numerischen Modell nie

mit 1 anzusetzen. In dieser Arbeit werden die Schädigungsfunktionen daher auf ein Maximum von 0,9 begrenzt.

6.2.5 Modellierung der Bewehrung

Aufgrund der vorwiegend einachsigen Zug- oder Drucktragwirkung der Bewehrung eignet sich die numerische Modellierung durch Fachwerkstäbe. Verwendet wird eine bilineare Spannungs-Dehnungs-Beziehung mit identischem Verhalten im Zug- und Druckbereich. Der Elastizitätsmodul wird mit $E_s = 200$ GPa und die nach dem Fließen einsetzende Verfestigung angesetzt. Liegen keine weiteren Daten vor, wird ein Verhältnis von $f_t/f_y = 1,1$ mit $\varepsilon_u = 2$ % angenommen.

Zur Diskretisierung der Bewehrung stehen unterschiedliche Methoden zur Verfügung. Zum einen können die einzelnen Bewehrungsstäbe durch Fachwerkstabelemente zwischen den Knoten der Betonelemente modelliert werden. Neben dem durch die Kopplung der Elementknoten erzeugten starren Verbund lässt sich weiterhin ein verschieblicher Verbund durch die Einführung von speziellen Verbundelementen abbilden. Diese Methode bedeutet im Allgemeinen aber einen erheblichen Aufwand bei der Diskretisierung. Zur Vereinfachung der Modellierung steht in ABAQUS die eingebettete Modellierung durch „embedded elements“ zur Verfügung. Der wesentliche Unterschied besteht in der beliebigen Orientierung der Fachwerkstäbe gegenüber den Betonelementen und die durch das Programm automatisch vorgenommene Kopplung der Bewehrungselemente an das Verschiebungsfeld der Betonelemente anstelle der diskreten Elementknoten. Diese Art der Modellierung bedingt zwar einen starren Verbund, wird aber aufgrund der einfacheren Handhabung bevorzugt.

6.3 Untersuchungen von Stahlbetonbalken

Das in Abschnitt 6.2 beschriebene Betonmodell wird nachfolgend anhand von zwei der von *Leonhardt & Walther 1962* getesteten Einfeldbalken mit unterschiedlicher Schubschlankheit (Balken Nr. 5 mit $a/d = 3$ und Balken Nr. 7 mit $a/d = 5$) verifiziert. Die Balken wurden lastgesteuert in Stufen von etwa 1/10 der erwarteten Bruchlast ca. 30 Minuten lang belastet, dann kurzzeitig entlastet, und danach bis zur nächsten Laststufe wieder belastet. So erfolgte beim Balken Nr. 5 die letzte Verformungsmessung bei der Laststufe mit 58,86 kN vor Erreichen der Bruchlast. Die Querkraft beim Versagen durch einen Biegeschubbruch auf der linken Seite des Trägers betrug 60,33 kN. Die endgültige Verformung bei Versagen ist somit nicht dokumentiert. Der Träger wurde auf der linken Seite nach dem Bruch bandagiert und bis zum Versagen der rechten Seite bei einer Querkraft von 76,52 kN wiederbelastet. Von dem Balken Nr. 7 wurden zwei Stück hergestellt. Der erste versagte bei 62,29 kN, der zweite bei 68,18 kN.

6 Numerische Untersuchungen

Tabelle 6.2: Parameter der Versuchsbalken von *Leonhardt & Walther 1962*

Balken	l [mm]	a [mm]	f_{1c} [MPa]	f_{1cr} [MPa]	f_y [MPa]	D_{max} [mm]	G_f [N/m]	G_c [kN/m]	v
5	1950	810	27,4	2,6	465	16	62	15	0,2
7	3100	1350	28,7	2,7	465	16	63	15	0,2

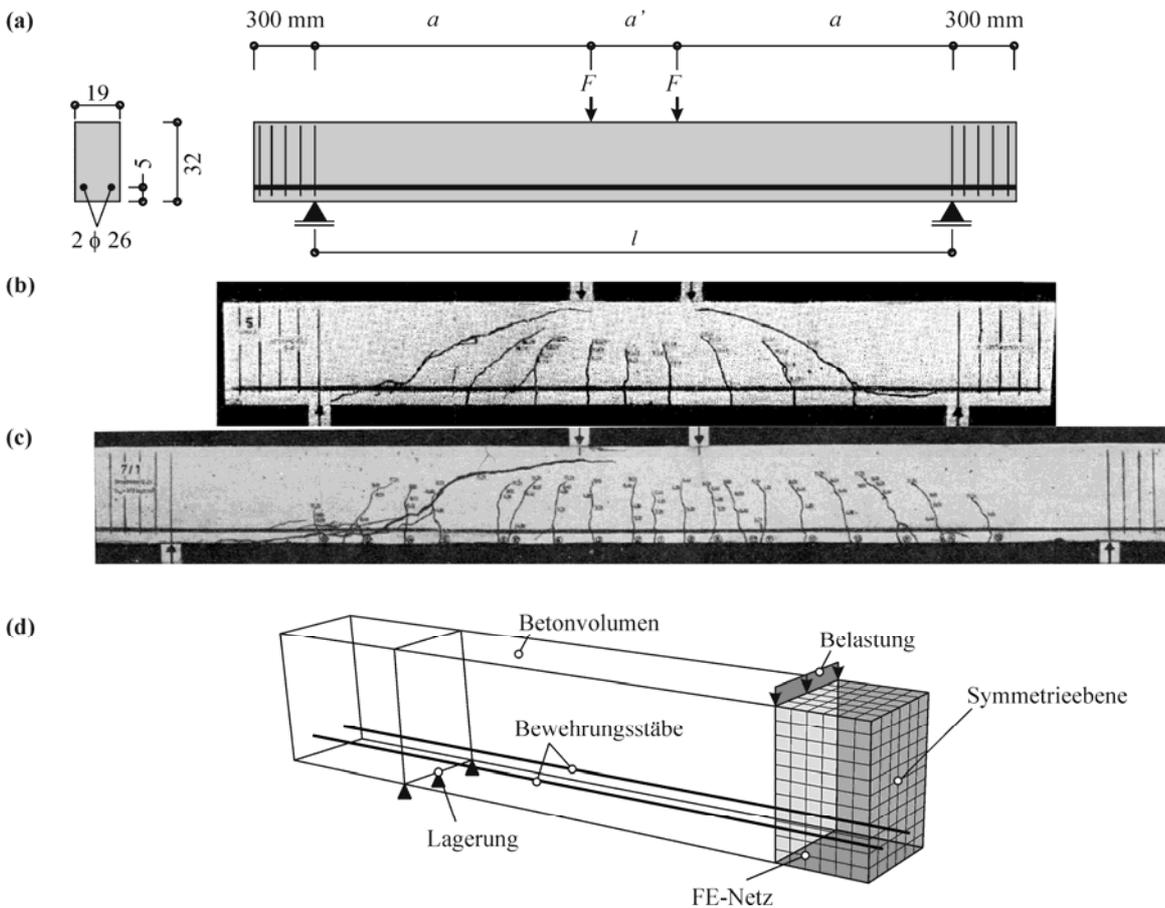


Bild 6.9: Versuchsbalken von *Leonhardt & Walther 1962*: (a) Geometrie der Versuchsbalken; (b) Rissbild des Balkens Nr. 5; (c) Rissbild des Balkens Nr. 7; (d) Schematische Darstellung des FE-Modells.

Das zur numerischen Simulation verwendete FE-Modell ist in Bild 6.9 d dargestellt. Die Bewehrungsstäbe wurden als Fachwerkstabelemente modelliert und als „embedded elements“ an die Verschiebungsbedingungen der Betonvolumenelemente gekoppelt. Unter Berücksichtigung der Symmetriebedingung wurde jeweils nur eine Balkenhälfte abgebildet. Zunächst wurden die Balken mit dreidimensionalen isoparametrischen Volumenelementen mit acht Knoten und acht Integrationspunkten diskretisiert und mit Hilfe des in ABAQUS / Standard implementierten Newton-Raphson-Verfahrens unter schrittweiser Aufbringung der Belastung berechnet. Bei der Berechnung zeigte sich jedoch, dass die zur Lösung benötigte Rechenzeit aufgrund des nichtlinearen Betonverhaltens erheblich war und viele Rechnungen auf Grund von numerischen Instabilitäten frühzeitig abgebrochen wurden. So liesen sich nur unter Entschärfung der Konvergenzkriterien überhaupt Simulationen bis in den Bruch- bzw. Nachbruchbereich der Balken durchfüh-

ren (siehe Bild 6.10). Für die Berechnung größerer Systeme wie die der Plattenversuche schien die Modellierung und Lösung mit ABAQUS / Standard somit wenig geeignet. Aus diesem Grund wurde von der impliziten, auf Berechnungen der Steifigkeitsmatrizen in jedem Iterationsschritt beruhenden Methode, auf eine explizite Methode zur Lösung eines quasi-statischen Problems in ABAQUS / Explicit gewechselt. Dies bedingte aufgrund von Programmrestriktionen jedoch auch die Verwendung eines Volumenelementes mit acht Knoten und einem reduzierten Integrationsschema in nur einem Knoten pro Element.

Generell stellt ABAQUS / Explicit einen Solver für dynamische Systeme dar. Bei den hier zu betrachtenden Problemen wird jedoch eine statische Lösung angestrebt, bei der die Beschleunigung wie im natürlichen statischen System gegen Null strebt. Aus diesen Gründen muss die Belastung im numerischen Modell so langsam aufgebracht werden, dass keine signifikanten dynamischen oder Massenträgheitseffekte auftreten und die Berechnungen beeinflussen. Die Laststeigerung muss dabei durch ausgeglichene Amplitudenkurven abgebildet werden, um die Beschleunigungsänderung von einem Inkrement zum nächsten möglichst gering zu halten. Für Probleme mit einem spröden Bauteilversagen ist dies besonders wichtig, da der plötzliche Steifigkeits- und Tragfähigkeitsverlust beim Bruch zu einer Freisetzung von kinetischer Energie führt. Zur numerischen Berechnung der Balken mit ABAQUS / Explicit erfolgt die Belastung daher durch Aufbringen einer Verformung w^* mit einer sehr geringen Geschwindigkeit, die eine quasi-statische Antwort des Systems hervorruft. Hierzu gibt man an den Lastknoten eine Amplitude über eine Zeit t [sec] vor. Das Integral über die Amplitudenkurve ist dabei die vorgegebene Durchbiegung. Nachteilig hieran ist jedoch, dass die Verformung w^* sowie eine sinnvolle Verformungsrate w^*/t vorab geschätzt werden muss und die angesetzten Werte einen teilweise nicht zu vernachlässigenden Einfluss auf die Berechnungsergebnisse haben. Mit Hilfe von Energiebetrachtungen kann jedoch überprüft werden, ob die Lösung noch einem quasi-statischen Prozess entspricht oder ob signifikante dynamische Effekte das System beeinflussen haben. Dabei sollte die bei der Lösung auftretende kinetische Energie zu keinem Zeitpunkt mehr als 5 bis 10% der gesamten inneren Energie des Systems betragen. Zur Nachrechnung der Balken wurde hier eine Verformungsrate von ca. 0,1 mm/sec verwendet. Die Energiebetrachtung lieferte stets Werte kleiner 10%.

Die in Bild 6.10 dargestellten Ergebnisse der numerischen Berechnungen zeigen eine gute Übereinstimmung des Last-Verformungs-Verhaltens der Balken. Die Steifigkeitsminderung nach einsetzender Rissbildung wird gut wiedergegeben. Für das Modell des Balkens Nr. 5 mit einer Elementgröße von $l_e = 29$ mm wurde die Belastung bei gleichbleibendem Zeitschritt für drei unterschiedliche Verformungsvorgaben von $w^* = 5 ; 6 ; 7$ mm also unterschiedlicher Amplitudenfunktion aufgebracht. Die Vorgabe der Verschiebung hatte hierbei einen wesentlichen Einfluss auf die Berechnungsergebnisse. Während bei der größeren Verschiebung mit schnellerer Belastung die erste wesentliche Rissbildung im Modell überstanden und die Lastabtragung bis zum Versagen durch ein Sprengwerk erfolgte, führte die Rissbildung bei Vorgabe von $w^* = 5$ mm zu einer Instabilität mit drastischem Einbruch der Tragfähigkeit. Das sich hiernach einstellende

6 Numerische Untersuchungen

Sprengwerk erreichte nicht die Tragfähigkeiten der anderen Modelle. Die Übereinstimmung der mit ABAQUS / Explicit bestimmten quasi-statischen Lösung mit der im Newton-Raphson-Verfahren ermittelten impliziten Berechnung in ABAQUS / Standard ist bei Vorgabe von $w^* = 6 \text{ mm}$ am besten.

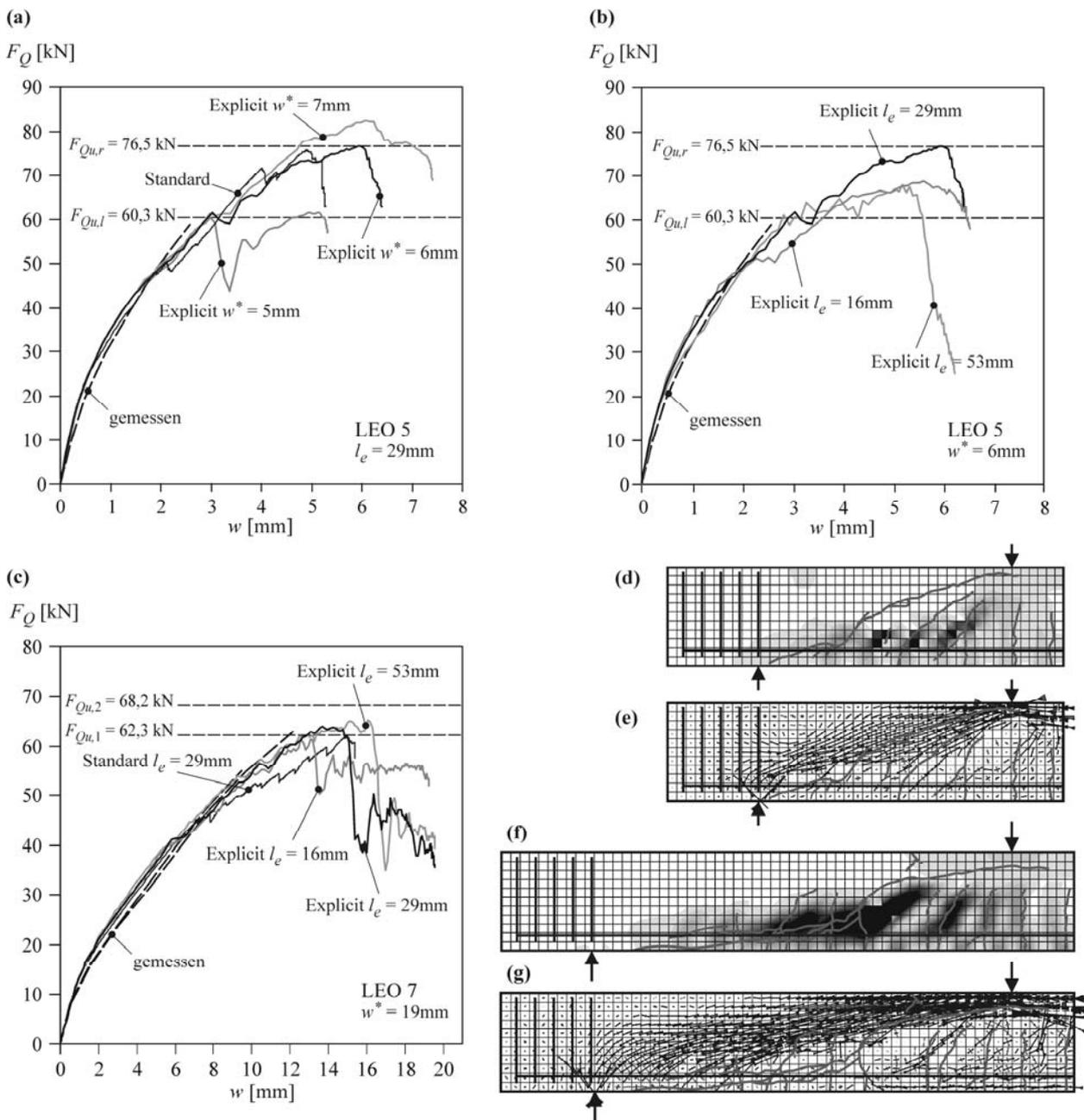


Bild 6.10: Numerische Simulation von Stahlbetonbalken mit ABAQUS: (a) Last-Verformungs-Diagramm für Simulationen des Balkens Nr. 5; (b) Vergleich unterschiedlicher Netzeinteilungen am Balken Nr. 5; (c) Vergleich unterschiedlicher Netzeinteilungen am Balken Nr. 7; (d) und (g) Vergleich der Rissbilder von Versuch und Simulation; (e) und (f) Darstellung der Hauptspannungstrajektorien bei F_{Qmax}

Zur Untersuchung der Netzunabhängigkeit der Lösung werden in Bild 6.10 b und c die Ergebnisse dreier unterschiedlicher Vernetzungen miteinander verglichen. Während die Modelle des Balkens Nr. 5 bei der Rissbildung stärker auf die unterschiedliche Elementierung reagierten und somit unterschiedliche Bruchlasten ergaben, lieferten die Berechnungen am Balken Nr. 7 relativ ähnliche Ergebnisse. Trotz der Vorkehrungen zur Vermeidung einer Netzhängigkeit, durch Anwendung der Rissbandtheorie und Anpassung der Materialparameter an die Elementgrößen, sind die Ergebnisse der FE-Analysen nicht von der Wahl der Elementierung unabhängig. Gleichwohl scheinen die Lösungen bei Wahl einer mittleren Elementgröße von hier 29 mm recht annehmbare Werte zu liefern.

Bei Betrachtung der Drucktrajektorien und Rissbilder, die durch die Auswertung der Zugschädigung der Elemente gewonnen werden können, wird ersichtlich, warum die Simulationen beim Balken Nr. 5 stärker variieren. In dem kurzen Schubfeld des Balkens Nr. 5 werden nur wenige Risse gebildet, welche die Druckspannungen am oberen Rand des Balkens einschnüren. Das Tragverhalten und die erreichte Tragfähigkeit ist daher im Wesentlichen von den im Schubfeld gebildeten Rissen abhängig. Im numerischen Modell bildet sich oberhalb der Risse, die in Wirklichkeit etwas steiler und weiter in die Druckzone hinein verlaufen als bei der Simulation, stets eine Druckstrebe zwischen dem Bewehrungsstahl und der Lasteinleitung aus. Dies wird durch den starren Verbund zwischen Beton und Stahl begünstigt, und so kann sich die Druckstrebe auch hinter dem Auflagerbereich auf die Bewehrung absetzen. In den Modellberechnungen führt dies zu einer stabilen Tragwirkung, die vom System besonders nach der Rissbildung angestrebt wird. In Realität kann dieses System durch die Verbund-Schlupf-Bedingungen besonders im Verankerungsbereich nicht so ausgeprägt auftreten. Das endgültige Versagen des Balkens Nr. 5 wird in den numerischen Untersuchungen stets durch eine über dem Auflager an der Oberseite einsetzende Rissbildung eingeleitet, welche die Lastabtragung über das Sprengwerk unterbindet. Das Rissbild des Balken Nr. 7 wird durch die numerischen Modelle besser abgebildet. Durch die größere Schubschlankheit bilden sich hier mehr Risse aus und die direkte Druckstrebe kann sich nicht hinter dem Auflager abstützen. Die Ergebnisse werden daher auch im Modell maßgeblich durch die Rissbildung im Schubfeld beeinflusst. Bedenkt man jedoch die bei den Balken Nr. 5 und 7 auch in den Versuchen aufgetretenen Differenzen der Traglast der identischen Balken bzw. Balkenhälften, liefern alle hier angeführten Berechnungen angemessene Ergebnisse. Das Modell kann daher zur Simulation der Plattenversuche übernommen werden.

6.4 Numerische Untersuchungen von Stahlbetonplatten

Für die Nachrechnung von Versuchen mit für Fahrbahnplatten typischen Parametern unter Punktlasten wurden die im Abschnitt 5.4.2 und 5.4.3 behandelten Versuche DR2a der EPFL und VK2 V1 der TUHH ausgewählt. Zunächst wird hier, aufgrund der einfacheren Geometrie, der Versuch VK2 V1 behandelt. Unter Berücksichtigung der Symmetriebedingungen wurde nur ein Viertel des Versuchskörpers im FE-Modell abgebildet. Die Bewehrungsstäbe wurden als in den

Betonelementen eingebettete Fachwerkstäbe diskretisiert. Zur Vernetzung des Betonvolumens wurde eine Netzeinteilung mit einer Elementkantenlänge von 25 mm gewählt, so dass sich würfelförmige Volumenelemente mit einem zentralen Integrationspunkt (C3D8R-Elemente) ergaben. Da Nichtlinearitäten im Bereich der Innenplatte sowie des Steges für dieses Problem kaum Relevanz haben, wurden diese im FE-Modell mit elastischem Materialansatz abgebildet, um den Rechenaufwand zu verringern. Die im Modell angesetzten Materialparameter sind in Tabelle 6.3 aufgeführt. Das FE-Modell des Versuchskörpers ist in Bild 6.11 a dargestellt.

Tabelle 6.3: Zur Modellierung der Versuchskörper verwendete Materialparameter

Modell	f_{1c} [MPa]	f_{1cr} [MPa]	E_c [GPa]	G_f [N/m]	G_c [kN/m]	ν	f_v [MPa]	f_t [MPa]
VK2 V1	43	3,3	33,9	83	15	0,2	554	646
DR2a	37	2,6	31,7	75	15	0,2	505	591

Wie im Versuch selbst musste die Belastung bei der Simulation in zwei Schritten aufgebracht werden. Das Eigengewicht der Platte wurde zur einfacheren Handhabung der Lastaufbringung jedoch vernachlässigt. In einem ersten Schritt wird somit die Vorlast als Flächenlast langsam an der Kragarmspitze aufgebracht, so dass das Modell mit einer Belastungsrate von $0,225 \text{ kN}/(\text{m} \cdot \text{sec})$, bis zum Erreichen der vollständigen Vorlast f_q bei 100 sec, belastet wurde. Anschließend wurde in einer zweiten Belastungsstufe die Verschiebung des Hydraulikzylinders durch die Vorgabe einer Geschwindigkeit, mit der sich die Elementknoten über einen Belastungszeitraum verschieben, modelliert. Da die Lastplatte sich mit der Kragplatte verdrehen muss, wird die Verschiebungsrandbedingung nur auf den Knoten in der Mitte der Lastplatte angewandt. Die Belastung eines einzelnen Knotens führt zwar zu einer sehr starken Spannungszunahme in den umgebenden Elementen (Singularität), hat aber wegen der Steifigkeit und Dicke der Lastplatte keinen Einfluss auf das Verhalten der umgebenden Betonelemente. Gewählt wurde die Vorgabe einer Gesamtverschiebung von $w^* = 15 \text{ mm}$ an der Lastplatte, wie sie auch annähernd im Versuch beobachtet wurde. Die maximale Belastungsgeschwindigkeit betrug dabei $0,15 \text{ mm} / \text{sec}$ bei einer Laufzeit von 200 sec.

Der Vergleich des Last-Verformungs-Verhaltens in Bild 6.11 d zeigt eine erstaunlich gute Übereinstimmung der Bruchlast (Lage der Messstellen siehe Bild 5.13). Das Modell reagiert jedoch etwas steifer als die Versuchskörper, was evtl. auf „stress-locking“ Effekte, zu einem Teil aber auch auf die elastische Modellierung des Steg- und Innenplattenbereiches zurückgeführt werden kann. Auch das numerische Modell versagt über die gesamte Plattenbreite. Der sich über mehrere Biegerisse hinweg fortsetzende Biegeschubriss wird deutlich abgebildet. Was bei dem Vergleich der Rissbilder in Bild 6.11 c jedoch auffällt ist, dass die Risse an der Plattenoberseite im Modell gradliniger verlaufen. Dieser Effekt kann durch die Modellbildung und Materialdefinition des Betons auf Zug beeinflusst worden sein. Die Risse stellen sich bei der gewählten Modellierung parallel zu den Elementkanten ein. Ein Schrägriss muss also durch einen sich zickzackförmig durch das FE-Netz fortplanzenden Riss abgebildet werden. Die Rissrichtung parallel zur Lagerung scheint im Modell evtl. auch durch „stress-locking“ begünstigt dominant. Die

Stahldehnungen des Modells liegen wie im Versuch unterhalb der Fließgrenze. Durch den starren Verbund werden die Stahldehnungen jedoch etwas unterschätzt. Die im Bild 6.11 f durch zur Mitte hin zunehmenden Dehnungen festzustellende Lastkonzentration im mittleren Bereich der Platte fällt beim Versuch etwas geringer aus. Eine größere Abweichung zu den Versuchswerten ist auch in den vertikalen Plattendickenänderungen (Bild 6.11 e) festzustellen, da die Vertikaldehnung bei den Modellberechnungen wesentlich früher einsetzt. Wie bei den Versuchen auch, führt diese einen Biegeschubriss indizierende Vertikaldickenänderung jedoch nicht direkt zum Versagen der Platte.

Insgesamt scheint die numerische Simulation des Versuchs VK2 V1 gelungen. Die Versuchsdaten werden trotz Abweichungen bei den Systemsteifigkeiten gut wiedergegeben. Es muss hierzu jedoch angemerkt werden, dass zur Erlangung dieser Lösung einige Rechenläufe und ein iteratives Vorgehen bei der Festlegung des Belastungsvorgangs und der Amplitudenfunktion notwendig waren. Die Vorausberechnung eines Systems, ohne die Möglichkeit zur Überprüfung der aus den Rechenläufen resultierenden Lösungen an Hand der Versuchsdaten, hätte leicht zur Akzeptanz einer weniger gut übereinstimmenden Lösung geführt, zumal die Energiebetrachtungen auch bei den anderen Testläufen keine wesentlichen Anormalitäten zeigten.

6 Numerische Untersuchungen

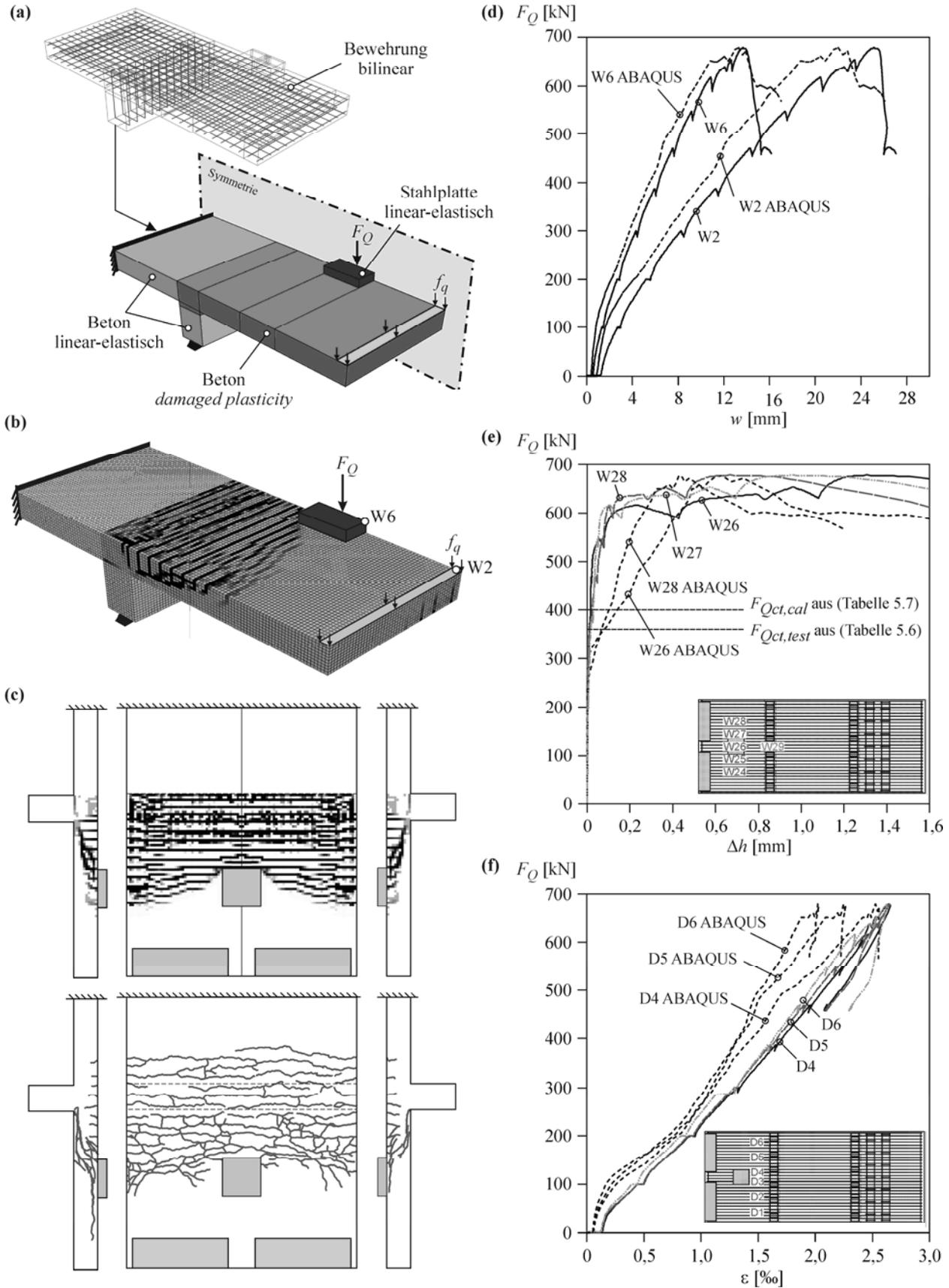


Bild 6.11: Numerische Simulation des Versuchs VK2 V1: (a) FE-Modell; (b) FE-Netz und Rissbild bei Höchstlast; (c) Vergleich der Rissbilder bei Versuch und Simulation; (d) Vergleich des Last-Verformungs-Verhaltens; (e) Vergleich der vertikalen Plattendickenänderung; (f) Vergleich der Dehnung der Zugbewehrung

Im Weiteren soll nun die Möglichkeit zur Simulation größerer Strukturen mit einer ausgeprägteren Quertragwirkung und einer weiteren für Fahrbahnplatten wesentlichen Charakteristik, der Voutung, untersucht werden. Hierzu wird der Versuch DR2a der Testserie der EPFL betrachtet. Die verwendeten Materialparameter sind in Tabelle 6.3 zusammengestellt. Unter Berücksichtigung der Symmetriebedingungen wurde die Simulation des Versuchs DR2a am Halbsystem durchgeführt. Die Bewehrungsstäbe wurden als eingebettete Fachwerkstäbe abgebildet. Der Bereich der Platte hinter dem Auflagersteg wurde bis zur Mittelachse der Spanngliedabspannung des Versuchskörpers abgebildet. Die Festhaltung der Platte an der Abspannung wurde durch eine Einspannung der Platte durch entsprechende Lagerung der Elementknoten modelliert. Es wird davon ausgegangen, dass in den Bereichen des Stegs und in der Platte hinter dem Auflagersteg auftretende nichtlineare Effekte einen nur geringen Einfluss auf die Tragwirkung des Gesamtsystems haben. Aus diesem Grund wurden diese Bereiche zur Rechenzeiteinsparung mit elastischem Materialverhalten modelliert. Da zwischen der Platte und den Betonblöcken des Auflagerstegs jedoch keine monolithische Verbindung bestand, wurde die erste Elementreihe im Steg ebenfalls mit Betonvolumenelementen mit nichtlinearem Materialansatz modelliert. Dieser Schicht wurde nur ein Drittel der Zugfestigkeit des Betons zugewiesen, um das Entstehen einer Zugkraftübertragung auf den Steg zu unterbinden. Das FE-Modell zur numerischen Simulation des Versuchs ist in Bild 6.12 a dargestellt. Wie in Bild 6.12 b ersichtlich, kommt es, bei einer sinnvollen Vernetzung mit gleich bleibender Elementanzahl über die Querschnittshöhe, aufgrund der Voute, zu einer Verkleinerung der Elemente vom Auflager zur Kragspitze. Um diese unterschiedlichen Elementgrößen zu berücksichtigen, müsste, wegen der zur Objektivität der Netzeinteilung gewählten Abhängigkeit der Materialdefinition des Betons von der Elementgröße, für jedes Element eine eigene Materialdefinition erstellt werden. Um diesen großen Aufwand zu vermeiden, wurde die Platte lediglich in drei Bereiche mit verschiedenen Materialdefinitionen für Beton eingeteilt. Die in einem Bereich angewandte Definition ist dabei stets auf den Mittelwert der Elementgröße in diesem Abschnitt bezogen. Wegen der großen Spannweite der Kragplatte wurde der Einfluss des Eigengewichts auf das Tragverhalten berücksichtigt. Die Belastung erfolgte daher in zwei Schritten. Im ersten Schritt wurde das Eigengewicht der Konstruktion über ein Zeitintervall von 100 sec aufgebracht. Danach erfolgte die Belastung aus der Presse durch die Vorgabe einer Geschwindigkeit, mit der sich der Elementknoten in der Mitte der Lastplatte über die vorgegebene Belastungsdauer von 200 sec um $w^* = 20$ mm verschob. Aus dem in Bild 6.12 e dargestellten Vergleich der Last-Verformungs-Diagramme wird ersichtlich, dass die numerische Berechnung die Steifigkeit der Platte überschätzt. Des Weiteren liegt die in der Simulation erreichte Maximallast um 20 % höher als die Tragfähigkeit der Versuchsplatte. Vor Erreichen der Maximallast wurde in der numerischen Berechnung bei der 1,1-fachen Traglast des Versuchs jedoch eine starke Instabilität festgestellt, die aus einer starken Zunahme der Zugschädigung im Mittelbereich der Platte hervorgerufen wurde. Das in der numerischen Berechnung an der Plattenunterseite aufgetretenen Rissbild ist dem des Versuchs sehr ähnlich (Bild 6.12 d). Bei einem Vergleich der an der Oberseite aufgetretenen Rissbilder (Bild 6.12 c) fällt jedoch auf, dass bei der FE-Lösung wiederum viele parallel verlaufende Risse aufgetreten sind. Der Bereich zwi-

schen Lasteinleitung und Auflager weist dabei ungewöhnlich viele gleichgerichtete Biegerisse auf, welche die erzielte Lösung und somit auch die Maximallasten der Berechnung beeinträchtigt haben. Das Auftreten der vielen gleichgerichteten Risse ist hier sicherlich auch der Netzeinteilung geschuldet. Durch die Voutung nimmt die Plattendicke zum Auflager mit folglich zunehmender Elementhöhe zu. Bei gleichbleibender Elementbreite sind diese also nicht mehr würfelförmig sondern zunehmend ungleichförmig lang. Hierdurch wird die im Modell berechnete Rissrichtung durch in die in die verschiedenen Richtungen unterschiedlichen Energiefreisetzungsmöglichkeiten beeinflusst.

Im Bild 6.12 f ist der im ABAQUS Modell durch Integration der Kontenspannungen über eine Schnittfläche im Abstand von $0,5 \cdot d$ zum Auflagerrand bestimmte Querkraftverlauf v_x dargestellt. Zum Vergleich wurden hier auch die Querkraftverläufe aus einer 2D-FE Berechnung mit linear-elastischen Plattenelementen und einer Berechnung mit nichtlinearem Ansatz für Stahlbetonplattenelemente mit dem Programmsystem *Sofistik* aufgetragen. Weiterhin wurde die Schnittgröße v_x nach dem Näherungsverfahren von *Rombach & Velasco 2005* Gleichung (5.12) eingefügt. Während das lineare 2D FE-Modelle und die hierauf basierende Näherungsgleichung sehr ähnliche Ergebnisse liefern, zeigt sich, dass die nichtlineare Plattenberechnung mit *Sofistik* eine Lastumlagerung vom Mittenbereich zu den Seiten ergibt. Diese Umlagerung wurde auch mit dem nichtlinearen ABAQUS Modell berechnet, fällt hier jedoch ungleich stärker aus. Auch wenn die in den Versuchen beobachteten gegenüber den mit elastischen Schnittgrößenermittlungen bestimmten Tragfähigkeiten gesteigerten Bruchlasten eine Kraftumlagerung vermuten lassen, ist die Größe der hier berechneten Lastumlagerung, besonders vor dem Hintergrund der verstärkten Rissbildung im Mittenbereich, fraglich.

6.4 Numerische Untersuchungen von Stahlbetonplatten

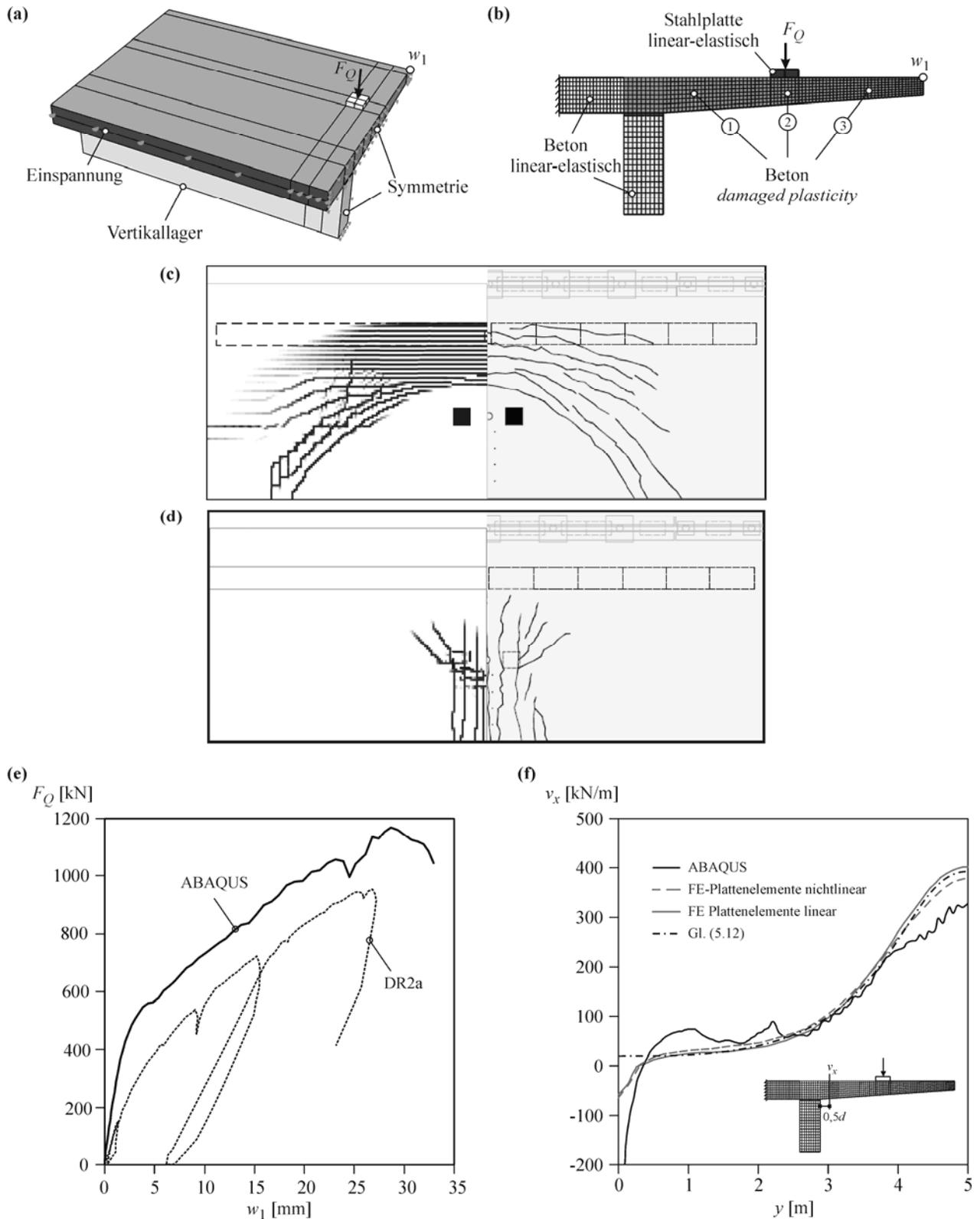


Bild 6.12: Numerische Simulation des Versuchs DR2a der EPFL: (a) FE-Modell; (b) Einteilung des FE-Netzes und der Materialmodelle; (c) Vergleich des Rissbildes an der Plattenoberseite zwischen FE-Berechnung und Versuch; (d) Rissbilder an der Plattenunterseite; (e) Vergleich des Last-Verformungs-Verhaltens; (f) Vergleich der Querkraftverläufe im Anschnittsbereich bei $x = 0,5 \cdot d$

6.5 Zusammenfassung

Im Kapitel 6 wurde dargelegt, wie das Materialverhalten des Betons nach Ansätzen von *Mark 2006* und *Pölling 2001* zur Anwendung im Finiten-Elemente Programm ABAQUS bei Verwendung des Materialmodells „*concrete damaged plasticity*“ aufbereitet werden kann. Stahlbetonbalken und Platten mit konstanter Querschnittshöhe sowie deren Bewehrung lassen sich mit einem nichtlinearen, komplexen Materialmodell für Beton und einer Diskretisierung der Balken in Volumenelemente mit darin eingebetteten Stabelementen gut modellieren. Die für Fahrbahnplatten typischen Vouten erschweren hingegen den Modellierungsaufwand erheblich.

Balkenversuche konnten zutreffend simuliert werden. Insbesondere sind die globalen Berechnungsergebnisse wie Kräfte und Verformungen akzeptabel. Die Rissverläufe weichen jedoch von jenen in den Versuchen festgestellten ab. Bei kleinen Schubslankheiten tendiert die numerische Simulation aufgrund des starren Verbundes zwischen Bewehrung und Beton zur Bildung von Sprengwerken. Hierdurch neigen die Modelle dazu, die Tragfähigkeit bei geringem Lastabstand zu überschätzen. Aufgrund der Rechenzeiten und von Konvergenzproblemen ließen sich die komplexeren Plattenmodelle nicht unter Anwendung eines direkten, auf Berechnungen der Steifigkeitsmatrizen basierenden, Lösungsalgorithmus berechnen. Um dennoch Ergebnisse für die Plattenmodelle zu erhalten, musste deshalb auf die Lösung eines quasi-statischen Problems mit ABAQUS / Explicit gewechselt werden. Die Berechnungsmethode wurde zuerst an den Balken verifiziert. Die Ergebnisse waren zufriedenstellend, zeigten jedoch eine gewisse Abhängigkeit von der Vernetzung und Abhängigkeit von der Belastungsrate. Das Last-Verformungsverhalten und die Traglast des Plattenversuchs VK2 V1 mit konstanter Plattendicke und geringer Versuchskörperbreite konnten bei leichter Überschätzung der Systemsteifigkeit gut wiedergegeben werden. Auch das Rissbild und die im Modell ausgewerteten Stahl- und Betondehnungen wiesen eine gute Übereinstimmung zu den Messwerten des Versuchs auf. Das Modell der größeren, gevouteten Platte DR2a konnte hingegen nicht so treffend simuliert werden. Zum einen wurde die Systemsteifigkeit überschätzt, zum anderen konnten trotz vieler Vorkehrungen zur Vermeidung von Netzabhängigkeiten diese nicht ausgeschlossen werden. Hierdurch wurde das in der Simulation entstandene Rissbild und damit das Gesamttragverhalten beeinflusst. Die in dem Modell festgestellte relativ starke Ausbreitung der maximalen Querkraft am Anschnitt ist somit fraglich.

Trotz einiger guter Übereinstimmungen muss festgehalten werden, dass mit den numerischen Simulationen lediglich eine Nachrechnung von Versuchen möglich ist. Eine qualitative und quantitative Vorausberechnung des Tragverhaltens abgewandelter Systeme erscheint nicht sinnvoll, weil bei einer Veränderung der Systemparameter stets eine Anpassung der gewählten Belastungsraten und Rechenzeiten notwendig ist. Da bei der expliziten Methode nicht in jeden Iterationsschritt die Steifigkeitsmatrix berechnet und somit das statische Gleichgewicht nicht fortlaufend überprüft wird, sollten die Lösungen des quasi-statischen Systems mit ABAQUS / Explicit kritisch betrachtet werden. Ohne einen direkten Vergleich mit den Ver-

suchsdaten ist nicht immer festzustellen, ob die mit der Simulation erhaltene Lösung zutreffend ist.

Es bleibt, wie auch in *Hegger et. al. 2006*, festzustellen, dass die numerischen Simulationen nicht als Ersatz für Bauteilversuche angesehen werden können. Aufgrund der geringen Anzahl an Versuchen mit für Fahrbahnplatten charakteristischen Vouten und Platten unter konzentrierten Einzellasten werden daher weitere Versuche zur Untersuchung der Lastausbreitung und des Tragverhaltens von Stahlbetonplatten ohne Querkraftbewehrung empfohlen.

7 Zusammenfassung und Ausblick

7.1 Zusammenfassung

Mit der Einführung der neuen, auf dem Teilsicherheitskonzept basierenden Normengeneration zeigte sich, dass die Tragfähigkeit von Brückenfahrbahnplatten häufig nicht mehr ohne Querkraftbewehrung nachgewiesen werden kann. Dies steht im Widerspruch zur langjährigen Praxis. Die Betonplatten von älteren Brücken weisen größtenteils keine Bügelbewehrung im stegnahen Bereich auf. Eine Untersuchung bzw. Klärung dieser Diskrepanz ist für die Baupraxis dringend notwendig. Die vorliegende Arbeit soll daher einen Beitrag zum besseren Verständnis des Tragverhaltens von Platten unter örtlich konzentrierten Einwirkungen, wie Radlasten, und damit zur Weiterentwicklung der Bemessung von Fahrbahnplatten ohne Querkraftbewehrung leisten. Hierzu werden die wesentlichen Einflussfaktoren, die in einem solchen Bemessungskonzept zu integrieren sind, systematisch analysiert. Ein speziell auf die für Fahrbahnplatten typischen Parameter zugeschnittener Rechenansatz wird durch statistische Auswertung einer Versuchsdatenbank von Balkenmodellen verifiziert und dessen Anwendung bei abweichender Hauptmomenten-, Hauptquerkraft- und Bewehrungsrichtung dargelegt. Anhand von Auswertungen eigener Versuche an Stahlbetonplatten unter örtlich konzentriert einwirkenden Lasten und Versuchen aus der Literatur werden verschiedene Rechenansätze überprüft und ein Beitrag zur Weiterentwicklung der Bemessung von Fahrbahnplatten ohne Querkraftbewehrung geleistet.

Im ersten Teil der Arbeit wird das Tragverhalten von Stahlbetonbauteilen und speziell von Fahrbahnplatten unter konzentrierten Radlasten unter Querkraftbelastung erörtert. Es zeigt sich, dass der Biegeschubbruch der wesentlichen Versagensmechanismus darstellt. Darauf aufbauend erfolgt im Kapitel 2.3 eine eingehende Darstellung und Diskussion der bis heute identifizierten unterschiedlichen am Querkraftabtrag beteiligten Traganteile eines Stahlbetonquerschnitts ohne Querkraftbewehrung. Die theoretischen Modelle zur Beschreibung der Tragwirkung und ihr jeweiliger Einfluss auf die Querkrafttragfähigkeit werden erörtert. Alle bekannten Traganteile, mit Ausnahme direkter Druckstreben, lassen sich annähernd in einem Querschnitt lokalisieren. Daher wird im Weiteren die Rückführung der Querkrafttragfähigkeit von Stahlbetonbauteilen auf einen Querschnittswiderstand untersucht.

Eine umfangreiche Datenbank mit Versuchen zur Querkrafttragfähigkeit von Stahlbetonbalken wird im Kapitel 3.2 erläutert und analysiert. Es zeigt sich, dass derzeit nur wenige experimentelle Untersuchungen mit für Fahrbahnplatten typische Parameter vorliegen. Es folgt eine Darstellung der wichtigsten Ansätze zur Berechnung des Querkraftwiderstands von Stahlbetonbauteilen, welche die Querkrafttragfähigkeit durch Berechnung eines Querschnittswiderstands beurteilen. Durch die Kombination der Theorie des kritischen Biegeschubbrisses von

Muttoni 2003 mit dem energetischen Maßstabseffekt nach *Bazant 1997* und *Bazant & Yu 2005* wird ein neues Rechenmodell entwickelt, das mittels Regressionsanalysen der Datenbank insbesondere an Balkenversuchen mit für Fahrbahnplatten charakteristischen Parametern ausgerichtet ist. Im darauf folgenden Abschnitt 3.4 wird das eigene Modell sowie andere ausgewählten Bemessungsansätze miteinander und mit der beschriebenen Datenbank verglichen. Aus der direkten Gegenüberstellung der Rechenmodelle und der statistischen Auswertung von Balkenversuchen geht hervor, dass der DIN-Ansatz gegenüber den anderen betrachteten Modellen die geringste Übereinstimmung mit den Versuchsdaten aufweist. Dies ist darauf zurückzuführen, dass die Normgleichung die Auswirkungen einiger wichtiger Einflussparameter vernachlässigt, die von anderen Rechenmodellen aber durchaus gut erfasst werden. Unter anderem ist auf das mit steigender Nutzhöhe abnehmende Sicherheitsniveau der DIN hinzuweisen. Im Gegensatz dazu liefert der Normansatz bei niedrigen Längsbewehrungsgraden und geringen Schubslankheiten für Nutzhöhen bis ca. 0,50 m infolge der Vernachlässigung der Momenten-Querkraft-Interaktion zu konservative Querschnittswiderstände. Daher wird gerade die Querkrafttragfähigkeit von Stahlbetonfahrbahnplatten ohne Querkraftbewehrung mit dem Verfahren der DIN unterschätzt. Das Rechenmodell von *Muttoni 2003* und der in dieser Arbeit entwickelte Ansatz nach Gl. (3.50) weisen sehr gute Übereinstimmungen mit allen Werten der Datenbank auf. Insbesondere gelingt es mit diesen Ansätzen, die für Fahrbahnplatten relevanten Versuche am zutreffendsten zu modellieren. Da beide Modelle die Momenten-Querkraft-Interaktion über den Dehnungszustand in einem Kontrollschnitt des Bauteils berücksichtigen, sind diese Ansätze potentiell besser geeignet die Querkrafttragfähigkeit bei vom Balken abweichender Momenten-Querkraft-Interaktion in Fahrbahnplatten unter Radlasten zu bestimmen.

Im Kapitel 4 werden die bei Fahrbahnplatten typischerweise auftretende Bauteil- und Belastungsgeometrien, wie Vouten und lagernahe Laststellungen, welche die Querkrafttragfähigkeit beeinflussen können, am Beispiel des Balkens untersucht. Eine ausführliche Literaturstudie zeigt, dass die Querkrafttragfähigkeit von Balken bzw. Plattenstreifen mit über die Breite konstanter Belastung und der Länge nach konstantem Querschnitt durch zahlreiche Forschungen und Versuchsserien umfassend untersucht wurde. Demgegenüber liegen nur sehr wenige und teilweise nur eingeschränkt übertragbare experimentelle Untersuchungen zu gevouteten Trägern, wie sie bei Fahrbahnplatten im Allgemeinen auftreten, vor. Während die Rechenmodelle zur Bestimmung des allgemeinen Querschnittswiderstandes von Stahlbetonbalken mit konstantem Rechteckquerschnitt ohne Querkraftbewehrung somit experimentell gut abgesichert ist, kann der in der DIN enthaltene Ansatz zur Abminderung der bemessungsrelevanten Querkraft durch den Abzugswerte V_{cc} bei geneigtem Druckgurt nicht als in gleicher Weise verifiziert betrachtet werden. Der Ansatz des Abzugswert V_{cc} in Kombination mit dem nach DIN bestimmten Querschnittswiderstand kann jedoch zu einer großen Steigerung der rechnerischen Tragfähigkeit bis zum Erreichen der Biegetragfähigkeit führen. Dies ist aber teilweise widersprüchlich, da bei einer Kombination des vom Belastungszustand unabhängigen Querkraftansatzes der DIN mit V_{cc} die Tragfähigkeit für gevoutete Balken bei gleich bleibender Querkraft mit zunehmendem Moment stetig größer wird. Bei einem Ansatz von V_{cc} in Rechenmodellen, welche die Momenten-

Querkraft-Interaktion berücksichtigen, wird zwar auch eine Steigerung der Tragfähigkeit mit zunehmender Neigung berechnet, diese nimmt allerdings nicht stetig mit zunehmender Momentenbeanspruchung zu, sondern ist vom jeweiligen Beanspruchungsgrad abhängig. Die Steigerung der Querkrafttragfähigkeit infolge einer Voutung fällt bei diesen Modellen somit geringer aus.

Im Kapitel 5 werden einführend die gängigen Ansätze zur Berechnung der Schnittgrößen in Fahrbahnplatten von Brücken diskutiert. Es folgt eine Darstellung von speziell auf Fahrbahnplatten zugeschnittenen experimentellen Untersuchungen an Platten mit Einzellasten. Hierbei wird insbesondere auf die eigene, in *Rombach et. al. 2008* veröffentlichte, am Institut für Massivbau der TU Hamburg-Harburg durchgeführte Versuchsserie und die experimentellen Arbeiten von *Muttoni & Vaz Rodrigues 2006* eingegangen. Aufbauend auf den Erkenntnissen aus den Versuchen wird ein Modell zur Berechnung der Tragfähigkeit von Fahrbahnplatten ohne Querkraftbewehrung, welches Notwendigerweise die abweichende Hauptmomenten-, Hauptquerkraft- und Bewehrungsrichtung berücksichtigt, entwickelt und mit den Versuchsergebnissen verglichen. Zur Untersuchung der Querkrafttragfähigkeit von Fahrbahnplatten aus Stahlbeton werden so insgesamt 18 Versuche an 6 unterschiedlichen Versuchsmodellen betrachtet. Es zeigt sich, dass alle behandelten Rechenansätze bei linear-elastischer Schnittgrößenermittlung die Tragfähigkeit der Versuche weit auf der sicheren Seite abschätzen. Die im Experiment erreichten Bruchlasten lagen um Faktoren bis zu 2,25 über den rechnerischen Mittelwerten. Im Versuch wies selbst eine lediglich 20 cm dicke Platte eine Traglast von fast 500 kN auf. Ein Sicherheitsdefizit in Hinblick auf die Querkrafttragfähigkeit von Stahlbetonfahrbahnplatten, welche nach der alten DIN 1045:88 bemessen wurden und keine Querkraftbewehrung aufweisen, scheint daher nicht implizit zu bestehen. Andererseits zeigt sich, dass die Ergebnisse unterschiedlicher Querkraftmodelle im untersuchten Parameterbereich untereinander relativ gering voneinander abweichen. Aus unterschiedlichen Ansätzen bei der Systembildung zur rechnerischen Schnittgrößenermittlung und Lastausbreitung, sowie bei Berücksichtigung einer Voutung durch den Abzugswertes V_{cc} ergeben sich hingegen wesentliche Änderungen der ermittelten Tragfähigkeit. Der Ansatz von V_{cc} bei gevouteten Platten lieferte dabei teilweise auf der unsicheren Seite liegende Ergebnisse. Weiterhin legen die beschriebenen Versuche nahe, dass die Querkrafttragfähigkeit von auskragenden Fahrbahnplatten unter Radlasten mit abnehmendem Abstand der Laststellung zum Auflager zunimmt. Dies steht im Widerspruch zum Bemessungsansatz der DIN, bei dem eine lagernahe Laststellung für die Bemessung des Querkraftwiderstands maßgebend wird. Die Modelle nach der Theorie des kritischen Risses bilden die Zunahme der Tragfähigkeit bei abnehmender Schubslankheit des Systems hingegen teilweise ab. Aus diesem Grund muss der jetzige Bemessungsansatz der DIN, der keine Momenten-Querkraft-Interaktion berücksichtigt, kritisch hinterfragt werden. Es wird empfohlen die Querkraftbemessung von Fahrbahnplatten ohne Querkraftbewehrung unter Punktlasten zukünftig durch ein Modell vorzunehmen, welches die Querkrafttragfähigkeit des Bauteils mit der Zugbeanspruchung seiner Biegezugzone im kritischen Bereich verknüpft, wie es das Modell von *Muttoni 2003* oder der hier weiterentwickelte Ansatz tun.

Im letzten Abschnitt der Arbeit wird über numerische Untersuchungen der Tragfähigkeit von Stahlbetonbauteilen ohne Querkraftbewehrung berichtet. Nach einer kurzen Erläuterung des durch die Modelle abzubildenden Materialverhaltens von Beton unter ein- und mehrachsiger Zug- und Druckbeanspruchung wird das im Programmsystem ABAQUS implementierte komplexe Stoffmodell „*concrete damaged plasticity*“ behandelt. Die Handhabung der notwendigen Materialparameter und Funktionen sowie die Anwendung und Lösung mit dem Programmsystem ABAQUS / Explicit wird dargelegt. Es zeigte sich, dass Versuche von Stahlbetonbalken und Platten mit konstanter Querschnittshöhe und geringerer Breite zutreffend simuliert werden konnten. Die globalen Berechnungsergebnisse, wie Kräfte und Verformungen, sind bei gewissen Abweichungen der inneren Dehnungen und simulierten Rissbilder akzeptabel. Das den beschriebenen Versuchen entsprechende FE-Modell einer gevouteten Platte konnte hingegen nicht so treffend simuliert werden. Trotz vieler Vorkehrungen zur Vermeidung von Netzabhängigkeiten konnten diese bei dem komplexeren Modell nicht ausgeschlossen werden. Eine weitere Parameterstudie wurde daher nicht durchgeführt. Insgesamt wird der Feststellung von *Hegger et. al. 2006* beigepflichtet, dass Finite-Elemente-Berechnungen, trotz vieler Fortschritte in der Modellierung des nichtlinearen Betonverhaltens, bisher nicht als Ersatz oder Teilersatz für Bauteilversuche herangezogen werden können. Aufgrund der geringen Anzahl an Versuchen mit für Fahrbahnplatten charakteristischen Vouten und Platten unter konzentrierten Einzellasten werden daher weitere Versuche zur Untersuchung des Tragverhaltens von Stahlbetonplatten ohne Querkraftbewehrung empfohlen.

7.2 Ausblick

Aus der vorangegangenen Zusammenfassung der wesentlichen Ergebnisse und Schlussfolgerungen lassen sich Vorschläge für die Tragfähigkeitsberechnung von Stahlbetonfahrbahnplatten ohne Querkraftbewehrung ableiten. Ferner ergeben sich Fragestellungen, die in weiteren Untersuchungen abgeklärt werden sollten.

Während die Rechenmodelle zur Bestimmung des allgemeinen Querschnittswiderstandes von Stahlbetonbalken ohne Querkraftbewehrung auf einer breiten Basis experimentell gestützt sind, ist der Ansatz zur Abminderungen der bemessungsrelevanten Querkraft durch den Abzugswerte V_{cc} bei geneigtem Druckgurt nicht in gleicher Weise abgesichert. Der von V_{cc} in Kombination mit dem nach DIN bestimmten Querschnittswiderstand kann jedoch zu großen Tragfähigkeitssteigerungen bis zum Erreichen der Biegetragfähigkeit führen, die jedoch als teilweise widersprüchlich erachtet werden muss. Es wird daher empfohlen, weitere Untersuchungen mit für Fahrbahnplatten typischen Charakteristiken, wie lagernahe und lagerferne Laststellungen bei geneigtem Druckgurt mit zum Auflager steigender Querschnittshöhe, durchzuführen.

Es wird empfohlen die Querkraftbemessung von Fahrbahnplatten ohne Querkraftbewehrung unter Punktlasten langfristig auf ein Modell umzustellen, welches die Querkrafttragfähigkeit des Bauteils mit der Beanspruchung des Querschnitts im kritischen Bereich verknüpft. Entsprechen-

de Ansätze existieren bereits in der Modified Compression Field Theory, der Theorie des kritischen Biegeschubrisses von *Muttoni 2003* oder dem in dieser Arbeit entwickelten Modell. Derzeit liegt jedoch noch kein vollständig mechanisch begründetes Querkraftmodell für Stahlbetonplatten unter örtlich begrenzt einwirkenden Lasten vor, mit welchem sich die Traglasten dieser Bauteile für alle Einflussgrößen mit ausreichender Genauigkeit bestimmen lassen. Es sind daher weitere experimentelle und theoretische Untersuchungen erforderlich.

Bis zum Vorliegen genauerer Bemessungsmodelle sollte die Normgleichung der DIN eingehalten werden, auch wenn diese, wie die Versuche gezeigt haben, teilweise weit auf der sicheren Seite liegen. Bei Querkraftproblemen kann zunächst versucht werden, durch FE-Berechnungen des Gesamtsystems die Lastausbreitung in den Platten genauer zu erfassen. Ein fest eingespannter Rand überschätzt die Biegemomenten- und Querkraftbeanspruchung bei auskragenden Fahrbahnplatten teilweise erheblich. Die elastische Lagerung durch die Stege führt zu einer wesentlichen Vergrößerung der Lastausbreitung und Steigerung der rechnerischen Tragfähigkeit. Eine praxisgerechte gute Näherung lässt sich mit dem vereinfachten Ansatz von *Rombach & Velasco 2005* erzielen. Weiterhin ist zu bedenken, dass die maßgebende Laststellung nicht die lagernahe durch den β -Wert vorgegebene ist.

In weiteren Untersuchungen ist ferner der Einfluss der wandernden und dynamischen Belastung von Brücken genauer zu verfolgen. Dabei ist unter anderem zu klären, ob die bei monotonen Belastungsversuchen feststellbare Traglasten oder eine zyklische Belastung mit einer Kraftgröße im Bereich des Auftretens erster Schubrisse für die Dimensionierung von Fahrbahnplatten relevant ist.

Literaturverzeichnis

Angelakos D., Bentz E. C. & Collins M. P. (2001): Effect of Concrete Strength and Minimum Stirrups on Shear Strength of Large Members; ACI Structural Journal 98(3): S 290-300.

ARS 11/2003 (2003): Allgemeines Rundschreiben Straßenbau des Bundesministeriums für Verkehr, Bau- und Wohnungswesen; Nr. 8/2003 – Nr. 14/2003 vom 7. März 2003; Verkehrsblatt-Verlag, Dortmund.

ASCE-ACI 445 (1998): Recent approaches to shear design of structural concrete, State-of-the-Art-Report by ASCE-ACI Committee 445 on Shear and Torsion; ASCE-Journal of Structural Engineering 124 (12): S. 1375-1417.

Bakht B. & Holland D.A. (1976): A manual method for the elastic analysis of wide cantilever slabs of linearly varying thickness; Canadian Journal of Civil Engineering 3: S. 523-530.

Baumann T. & Rüsç H. (1970): Versuche zum Studium der Verdübelungswirkung der Biegezugbewehrung eines Stahlbetonbalkens; Deutscher Ausschuss für Stahlbeton, Heft 210, Ernst u. Sohn, Berlin.

Baumann T. (1972): Tragwirkung orthogonaler Bewehrungsnetze beliebiger Richtung in Flächentragwerken aus Stahlbeton; Deutscher Ausschuss für Stahlbeton, Heft 217, Ernst u. Sohn, Berlin.

Baumann T. (1972): Zur Frage der Netzbewehrung von Flächentragwerken; Bauingenieur 47: S. 367-377.

Bažant Z. P. & Kazemi M. T. (1991): Size Effect on Diagonal Shear Failure of Beams without Stirrups; ACI Structural Journal 88 (3): S. 268-276.

Bažant Z. P. & Oh B. H. (1983): Crack band theory for fracture of concrete; Materials and Structures, RILEM 93 (16): S. 155-177.

Bažant Z. P. & Yu Q. (2005): Design Against Size Effects on Shear Strength of Reinforced Concrete Beams Without Stirrups: I. Formulation; ASCE Journal of Structural Engineering 131 (12): S. 1877-1885.

Bažant Z. P. & Yu Q. (2005): Design Against Size Effects on Shear Strength of Reinforced Concrete Beams Without Stirrups; ASCE Journal of Structural Engineering 131 (12): I. Formulation, S. 1877-1885; II. Verification and Calibration: S. 1886-1897.

Bažant Z. P. (1997): Fracturing Truss Model: Size Effect in Shear Failure of Reinforced Concrete; ASCE Journal of Engineering Mechanics 123 (12): S. 1276-1288.

- Bažant Z. P., Yu Q., Gerstle W., Hanson J. & Ju J.W. (2007):** Justification of ACI 446 Code Provision for Shear Design of Reinforced Concrete Beams; ACI Structural Journal 104 (5): S. 601-610.
- Bažant Z.P. (1984):** Size Effect in Blunt Fracture: Concrete, Rock, Metal; Journal of Engineering Mechanics 110 (4): S. 518-535.
- Bentz E. C. & Buckley S. (2005):** Repeating a Classic Set of Experiments on Size Effect in Shear of Members without Stirrups; ACI Structural Journal 102 (6): S. 832-838.
- Bentz E. C. & Collins M. P. (2006):** Development of the 2004 Canadian Standards Association (CSA) A23.3 shear provisions for reinforced concrete; Canadian Journal of Civil Engineering 33: S. 521-534.
- Bentz E. C. & Collins M. P. (2008):** Comparing EC2, ACI, and CSA shear provisions to test results; Proceeding of the FIB-Symposium "Tailor Made Concrete Structures" : S. 1095-1096, Amsterdam, Taylor & Francis.
- Bentz E. C. (2000):** Sectional Analysis of Reinforced Concrete Members; PhD thesis, Department of Civil Engineering, University of Toronto.
- Bentz E. C. (2005):** Empirical Modeling of Reinforced Concrete Shear Strength Size Effect for Members without Stirrups; ACI Structural Journal 102 (2): S. 232-241.
- Bentz E. C., Vecchio F. J. & Collins M. P. (2006):** Simplified Modified Compression Field Theory for Calculating Shear Strength of Reinforced Concrete Elements; ACI Structural Journal 103 (4): S. 614-624.
- Braestrup M. (2001):** Discussion on paper published in Magazine of Concrete Research 52 (4) p. 275-285; Magazine of Concrete Research 53 (6): S. 429-431.
- CEB Bulletin 237 (1997):** Concrete Tension and Size Effects; Contribution from CEB Task Group 2.7, Comité Euro-International du Béton, Lausanne.
- CEB-FIP Model Code (1990):** Comité Euro-International du Béton (CEB), Bulletin d'Information No 213-214; Thomas Telford Services, London 1993.
- Chana P.S. (1987):** Investigation of the Mechanism of Shear Failure of Reinforced Concrete Beams; Magazine of Concrete Research 39 (12): S. 196-204.
- Collins M. & Kuchma D.(1999):** How Safe are our Large, Lightly Reinforced Concrete Beams, Slabs, and Footings?; ACI Structural Journal 96 (4): S. 482-490.

Collins M. & Mitchell D. (1991): Prestressed Concrete Structures; Prentice-Hall, Englewood Cliffs, N.Y.

Debaiky S. Y. & El-Niema E. I. (1982): Behavior and Strength of Reinforced Concrete Haunched Beams in Shear; ACI Journal 79 (5): S. 184-194.

Diaz de Cossio R. & Siess C. P. (1960): Behaviour and Strength in Shear of Beams and Frames Without Web Reinforcement; ACI Journal Proceedings 56 (8): S. 695-736

Dilger W. H., Tadros G. S., & Chebib J. (1990): Bending moments in cantilever slabs; Developments in short and medium span bridges: Engineering 90, Canadian Society for civil engineering 1: S. 265-276.

DIN 1045-1 (2001): Tragwerke aus Beton, Stahlbeton und Spannbeton Teil 1: Bemessung und Konstruktion; Ref.-Nr. DIN 1045-1:2001-07; Beuth Verlag GmbH, Berlin.

DIN 1045-1 (2002): Berichtigungen zu DIN 1045-1:2001-07; Ref.-Nr. DIN 1045-1 Ber 1:2002-07; Beuth Verlag GmbH, Berlin.

DIN 1045-1 (2008): Tragwerke aus Beton, Stahlbeton und Spannbeton Teil 1: Bemessung und Konstruktion; Ref.-Nr. DIN 1045-1:2008-08; Beuth Verlag GmbH, Berlin.

DIN Fachbericht 102 (2003): Betonbrücken; Deutsches Institut für Normung e.V; 2. Auflage; Beuth Verlag GmbH; Berlin.

El-Niema E. I. (1988): Investigation of Concrete Haunched T-Beams under Shear; Journal of Structural Engineering 114 (4): S. 917-930.

Elzanaty A., Nilson A. & Slate F. (1986): Shear Capacity of Reinforced Concrete Beams Using High-Strength Concrete; ACI Structural Journal 83 (2): S. 290–296.

Fenwick K R. & Paulay T. (1968): Mechanisms of Shear Resistance of Concrete Beams; ACI Structural Journal 94 (10): S. 2325-2350.

Fingerloos F. & Zilch K. (2008): Neuausgabe von DIN 1045-1 Hintergründe und Erläuterungen; Bauingenieur Band 83.

Fischer J. (1997): Versagensmodell für schubslanke Balken; Deutscher Ausschuss für Stahlbeton, Heft 480, Beuth Verlag, Berlin.

Gale L. & Ibell T. (2000): Effects of compression reinforcement on the shear strength of reinforced concrete bridge beams; Magazine of Concrete Research 52 (4): S. 275-285.

Görtz S. (2004): Zum Schubrissverhalten von Stahlbeton- und Spannbetonbalken aus Normal- und Hochleistungsbeton; Dissertation RWTH Aachen.

Grasser E., Thielen G. (1991): Hilfsmittel zur Berechnung der Schnittgrößen und Formänderungen von Stahlbetontragwerken nach DIN 1045, Ausgabe Juli 1988 3. überarbeitete Auflage 1991; ; Deutscher Ausschuss für Stahlbeton, Heft 240, Beuth Verlag, Berlin.

Gustafsson P. J. & Hillerborg A. (1988): Sensitivity in Shear Strength of Longitudinally Reinforced Concrete Beams to Fracture Energy of Concrete, ACI Structural Journal 85 (5): S. 286-294.

Hegger J., Beutel R., Karakas A., Häusler F. (2006): Ersatz oder Teilersatz von Querkraftversuchen durch Finite-Elemente-Berechnungen; Bericht Nr. ZP 52-5-7.237-1121/04 des Deutschen Instituts für Bautechnik, Berlin.

Hegger J., König G., Zilch K. & Reineck K.-H. et. al. (1999): Überprüfung und Vereinheitlichung der Bemessungsansätze für querkraftbeanspruchte Stahlbeton- und Spannbetonbauteile aus normalfestem und hochfestem Beton nach DIN 1045-1; DIBT Forschungsvorhaben IV 1-5-876/98.

Hillerborg, A. (1983): Analysis of one single crack; Fracture Mechanics of Concrete, Elsevier Science Publishers B.V., Amsterdam, S. 223-249.

Hillerborg A., Modeer M. & Peterson P.E. (1976): Analysis of Crack Formation and Crack Growth in Concrete by Means of Fracture Mechanics and Finite Elements; Cement and Concrete Research No. 5: S. 776-782.

Homberg H. & Ropers W. (1965): Fahrbahnplatten mit veränderlicher Dicke; Erster Band Springer-Verlag, Berlin.

Homberg H. (1968): Fahrbahnplatten mit veränderlicher Dicke; Zweiter Band Springer-Verlag, Berlin.

Jäger T. (2007): Querkraftwiderstand und Verformungsvermögen von Stahlbetonplatten; Dissertation ETH Nr. 17403, Zürich.

Kani G. (1964): The riddle of shear failure and its solution; ACI Journal 61 (4): S. 441-467.

Kani G. (1966): Basic Facts Concerning Shear Failure; ACI Journal 63 (6): S. 674-690.

Kani G. (1967): How Safe Are Our Large Concrete Beams?; ACI Journal 64 (3): S. 128-141.

- Keller C. (2003):** Shear Failure Mechanisms of Beams without Shear Reinforcement; Lacer No. 8, Universität Leipzig; S. 197-204.
- Keller C. (2004):** Shear Bearing Capacity after Inclined Cracking; Lacer No. 9, Universität Leipzig.
- König G. & Tue N. (1998):** Grundlagen des Stahlbetonbaus; Teubner Verlag, Leipzig.
- König G., Tue N., Soukhov D. & Ahner C. (1999):** Design Format; Structural Concrete, Vol. 2, CEB-FIP Bulletin No. 2.
- Kordina K. & Blume F. (1985):** Empirische Zusammenhänge zur Ermittlung der Schubtragfähigkeit stabförmiger Stahlbetonelemente; Deutscher Ausschuss für Stahlbeton, Heft 364, Beuth Verlag, Berlin.
- Kotsovos M.D. (2007):** Concepts Underlying Reinforced Concrete Design: Time for Reappraisal; ACI Structural Journal 104 (6): S. 675-684.
- Lee J. & Fenves G. L. (1998):** Plastic-damage model for cyclic loading of concrete structures, Journal Engineering Mechanics 124 (8): S. 892-900.
- Leonhardt F. & Walther R. (1962):** Schubversuche an einfeldrigen Stahlbetonbalken mit und ohne Schubbewehrung; Deutscher Ausschuss für Stahlbeton, Heft 151, Ernst u. Sohn, Berlin.
- Lubell A. S. (2006):** Shear in Wide Reinforced Concrete Members; PhD thesis, Department of Civil Engineering, University of Toronto.
- Lubell A. S., Sherwood T., Bentz E. C. & Collins M. P. (2004):** Safe Shear Design of Large, Wide Beams; Concrete International 26 (1): S. 67-78.
- Lublinter J., Oliver J., Oller S. & Onate E. (1989):** A plastic-damage model for concrete, International Journal Solids Structures 25 (3): S. 299-326.
- MacLeod I. A. & Houmsi A. (1994):** Shear Strength of Haunched Beams without Shear Reinforcement; ACI Structural Journal 91 (1): S. 79-89.
- Mark P. (2006):** Zweiachsig durch Biegung und Querkraft beanspruchte Stahlbetonträger, Habilitationsschrift RWTH-Aachen, Shaker Verlag.
- Marti P. (1990):** Design of Concrete Slabs for Transverse Shear; ACI Structural Journal 87 (2): S. 180-190.
- Marti P. (2003):** Kraftfluss in Stahlbetonplatten; Beton- und Stahlbetonbau 98 (2): S. 85-93.

Mathey G. & Watstein D. (1963): Shear Strength of Beams Without Web Reinforcement Containing Deformed Bars of Different Yield Strength; ACI Journal 60, (2): S. 183-208.

Morrow J. & Viest I. (1957): Shear Strength of Reinforced Concrete Frame Members without Web Reinforcement; ACI Journal 53 (9): S. 833-870.

Mörsch E. (1922): Der Eisenbetonbau seine Theorie und Anwendung; Stuttgart, Verlag von Konrad Wittwer.

Muttoni A. & Fernandez Ruiz M. (2008): Shear strength in one- and two-way slabs according to the Critical Shear Crack Theory; Proceeding of the FIB-Symposium "Tailor Made Concrete Structures": S. 559-563, Amsterdam, Taylor & Francis.

Muttoni A. & Fernandez Ruiz M. (2008): Shear Strength of Members without Transverse Reinforcement as Function of Critical Shear Crack Width; ACI Structural Journal 105 (2): S. 163-172.

Muttoni A. & Vaz Rodrigues R. (2006): Large Scale Tests on Bridge Slab Cantilevers Subjected to Traffic Loads; FIB Congress June 5-8 2006 Naples Italy, Session 3: ID3-36.

Muttoni A. & Vaz Rodrigues R. (2006): Large Scale Tests on Reinforced Concrete Bridge Deck Slabs; Ecole Polytechnique Fédérale de Lausanne, Institut de Structures Laboratoire de Construction en Béton (IS-Beton).

Muttoni A. (1990): Die Anwendbarkeit der Plastizitätstheorie in der Bemessung von Stahlbeton; IBK Bericht 176, Birkhäuser Verlag, Basel.

Muttoni A. (2003): Einführung in die Norm SIA 262 Betonbau Bauteile ohne Querkraftbewehrung; Auszug der Dokumentation D 0182, Schweizerischer Ingenieur- und Architektenverein, Zürich.

Muttoni A. (2003): Schubfestigkeit und Durchstanzen von Platten ohne Querkraftbewehrung; Beton- und Stahlbetonbau 98 (2): S. 74-84.

Muttoni A. , Schwartz J. & Thürlimann B. (1997): Design of concrete structures with stress-fields, Birkhäuser Verlag, Basel.

Neumann W. (1997): Auskragende Fahrbahnplatten für Beton- und Stahlverbundbrücken; Forschung Straßenbau und Straßenverkehrstechnik, Heft 749, Bundesministerium für Verkehr Abteilung Straßenbau, Bonn.

- Park H.-G., Choi K.-K. & Wight J. K. (2006):** Strain-based Shear Strength Model for Slender Beams without Reinforcement, *ACI Structural Journal* 103(6): S. 783-793.
- Park R. & Paulay T. (1975):** Reinforced Concrete Structures; John Wiley & Sons, N.Y..
- Pölling R. (2001):** Eine praxisnahe, schädigungsorientierte Materialbeschreibung von Stahlbeton für Strukturanalysen; Dissertation Ruhr- Universität Bochum.
- Regan P.E. (1993):** Research on Shear: A Benefit to Humanity or a Waste of Time?; *The Structural Engineer* 71 (19): S. 337-347.
- Reineck K.-H. & Kuchma D. et. al. (2003):** Shear Database for Reinforced Concrete Members without Shear Reinforcement; *ACI Structural Journal* 100 (2): S. 240-249.
- Reineck K.-H. (1990):** Ein mechanisches Modell für den Querkraftbereich von Stahlbetonteilen; Dissertation Universität Stuttgart.
- Reineck K.-H. (1991):** Ultimate Shear Force of Structural Concrete Members without Transverse Reinforcement Derived from a Mechanical Model; *ACI Structural Journal* 88 (5): S. 592-602.
- Reineck K.-H. (2006):** Datenbanken für Querkraftversuche als Grundlage der Querkraftbemessung nach DIN 1045-1; 46. DafStb Forschungskolloquium, Stuttgart: S. 253-265.
- Reineck K.-H. (2007):** Überprüfung des Mindestwertes der Querkrafttragfähigkeit in EN 1992-1-1; Abschlussbericht Projekt A3; DIBt Forschungsvorhaben ZP 52-5-7.270-1218/05.
- Rommel G. (1994):** Zum Zug- und Schubtragverhalten von Bauteilen aus hochfestem Beton; Deutscher Ausschuss für Stahlbeton, Heft 444, Beuth Verlag, Berlin.
- Rombach G. & Velasco R. (2005):** Schnittgrößen auskragender Fahrbahnplatten infolge von Radlasten nach DIN-Fachbericht; *Beton- und Stahlbetonbau* 100 (5): S. 376-384.
- Rombach G. & Latte S. (2008):** Shear resistance of bridge decks without shear reinforcement; *Proceeding of the FIB-Symposium "Tailor Made Concrete Structures"*: S. 519-525, Amsterdam, Taylor & Francis.
- Rombach G., Latte S. & Steffens R. (2009):** Querkrafttragfähigkeit von Fahrbahnplatten ohne Querkraftbewehrung; *Forschung Straßenbau und Straßenverkehrstechnik, Bundesministerium für Verkehr Bau und Stadtentwicklung*, Heft 1011.
- Rombach G. & Latte S. (2009):** Querkrafttragfähigkeit von Fahrbahnplatten ohne Querkraftbewehrung; *Beton- und Stahlbetonbau* 104 (10): S. 642-656.

Schlaich J. & Schäfer K. (1989): Konstruieren im Stahlbetonbau; Betonkalender 1989, Teil II, W. Ernst & Sohn, Berlin.

Scholz H. (1995): Ein Querkraftmodell für Bauteile ohne Schubbewehrung im Bruchzustand aus normalfestem und hochfestem Beton; Dissertation Technische Universität Berlin.

Sherwood E. G., Bentz E. C. & Collins M. P. (2007): Effect of Aggregate Size on Beam-Shear Strength of Thick Slabs; ACI Structural Journal 104 (2): S. 180-190.

Specht M. & Scholz H. (1995): Ein durchgängiges Ingenieurmodell zu Bestimmung der Querkrafttragfähigkeit im Bruchzustand von Bauteilen mit und ohne Vorspannung; Deutscher Ausschuss für Stahlbeton, Heft 453, Beuth Verlag, Berlin.

Staller M. A. (2001): Analytische und numerische Untersuchungen des Durchstanztragverhaltens punktgestützter Stahlbetonplatten; Deutscher Ausschuss für Stahlbeton, Heft 515, Beuth Verlag, Berlin.

Taylor H. P. J. (1969): Investigation of the Dowel Shear Forces Carried by the Tensile Steel in Reinforced Concrete Beams; Cement and Concrete Association, Technical Report 431.

Thürmer E. (1984): Querkräfte in Platten infolge Einzellasten; Wissenschaft und Technik im Straßenwesen, Heft 22, Ministerium für Verkehrswesen der Deutschen Demokratischen Republik.

Tureyen A. K. & Frosch R. J. (2003) : Concrete Shear Strength: An other Perspective; ACI Structural Journal 100 (5): S. 609-615.

Vaz Rodrigues R. (2007): Shear Strength of Reinforced Concrete Bridge Deck Slabs; Dissertation École Polytechnique Fédérale de Lausanne.

Veccio F.J. & Collins M.P. (1986): The Modified Compression Field Theory for Reinforced Concrete Elements Subjected to Shear; ACI Journal Proceedings 83 (2): S. 219-231.

Vintzeleou E. N. & Tassios T.P. (1986): Mathematical Models for the Dowel Action under Monotonic Conditions; Magazine of Concrete Research 38 (3) 1986: S. 13-22

Walraven J. C. & Reinhardt H. W. (1981): Cracks in Concrete Subjected to Shear; Journal of the Structural Division, ASCE 108 (ST1): S. 207-224.

Walraven J. C. (1980): Aggregate Interlock: A theoretical and experimental analysis; Dissertation, Delft University Press.

Walraven J. C. (1981): Fundamental Analysis of Aggregate Interlock; Journal of the Structural Division, ASCE 107 (ST11): S. 2245-2270.

Zink M. (2000): Zum Biegeschubversagen schlanker Bauteile aus Hochleistungsbeton mit und ohne Vorspannung; Dissertation Universität Leipzig.

Formelzeichen und Abkürzungen

Große lateinische Buchstaben

<i>A</i>	Fläche
<i>C</i>	Symbol für die Festigkeitsklasse bei Normalbeton
<i>E</i>	Elastizitätsmodul
<i>F</i>	Kraft
<i>M</i>	Moment
<i>N</i>	Längskraft
<i>Q</i>	veränderliche Einwirkung
<i>R</i>	Tragwiderstand
<i>V</i>	Querkraft

Kleine lateinische Buchstaben

<i>a</i>	Abstand
<i>b</i>	Breite
<i>c</i>	Betondeckung
<i>d</i>	statische Nutzhöhe; Durchmesser
<i>f</i>	Flächenlasten
<i>h</i>	Höhe, Bauteildicke
<i>l</i>	Länge; Stützweite, Spannweite
<i>m</i>	Moment je Längeneinheit
<i>n</i>	Normalkraft je Längeneinheit; Anzahl
<i>v</i>	Querkraft je Längeneinheit
<i>x</i>	Höhe der Druckzone
\bar{x}	Mittelwert
<i>z</i>	Hebelarm der inneren Kräfte

Griechische Buchstaben

γ	Teilsicherheitsbeiwert
ε	Dehnung
θ	Druckstrebenwinkel
λ	Schubslankheit $\lambda = a/d$
σ	Normalspannung
τ	Schubspannung
η	Ausnutzungsgrad

Indizes

<i>b</i>	Verbund
<i>c</i>	Beton; Druck
<i>cr</i>	Riss
<i>d</i>	Bemessungswert
<i>g</i>	ständige Einwirkung
<i>h</i>	Bauteilhöhe
<i>k</i>	charakteristisch
<i>m</i>	Durchschnittswert, mittlerer Wert
<i>q</i>	veränderliche Einwirkung
<i>r</i>	Widerstand
<i>s</i>	Betonstahl
<i>t</i>	Zug; quer
<i>w</i>	Steg
<i>y</i>	Fließ-, Streckgrenze
<i>cal</i>	Rechenwert
<i>eff</i>	effektiv, wirksam
<i>erf</i>	erforderlich
<i>ges</i>	Gesamtwert
<i>max</i>	maximaler Wert
<i>min</i>	minimaler Wert

pl	plastisch
$test$	Versuchswert, Messdaten

Große lateinische Buchstaben mit Indizes

A_c	Gesamtfläche des Betonquerschnitts
A_s	Querschnittsfläche des Betonstahls
A_{sw}	Querschnittsfläche der Querkraftbewehrung
D_{max}	Größtkorndurchmesser der Gesteinskörnung
E_c	Elastizitätsmodul für Normalbeton
E_{c0}	E-Modul des Betons als Tangente im Ursprung der Spannungs-Dehnungslinie
E_{cm}	mittlerer Elastizitätsmodul für Normalbeton
E_s	Elastizitätsmodul für Betonstahl
F_c	Betondruckkraft
F_s	Zugkraft des Betonstahls
G_f	Bruchenergie des Betons
M_{Ed}	Bemessungswert des einwirkenden Moments
N_{Rd}	Bemessungswert der aufnehmbaren Normalkraft
N_{Ed}	Bemessungswert der einwirkenden Normalkraft
R_d	Bemessungswert des Tragwiderstandes
R_m	Mittelwert des Tragwiderstandes
V_{cc}	Abzugswert der Querkraft bei geneigtem Druckgurt
V_{Ed}	Bemessungswert der einwirkenden Querkraft
V_{Rd}	Querkrafttragwiderstand
$V_{Rd,ct}$	Bemessungswert der ohne Querkraftbewehrung aufnehmbaren Querkraft
$V_{Rm,ct}$	Mittelwert der ohne Querkraftbewehrung aufnehmbaren Querkraft
V_{do}	Dübeltragwirkung der Längsbewehrung

Kleine lateinische Buchstaben mit Indizes

a_s	Bewehrungsfläche je Längeneinheit
b_{eff}	mitwirkende Plattenbreite für einen Plattenbalken
b_w	Stegbreite
d_s	Stabdurchmesser der Betonstahlbewehrung
f_{1c}	Einaxiale Druckfestigkeit des Betons eines schlanken Prismas
f_c	Einaxiale Zylinderdruckfestigkeit des Betons
f_{cd}	Bemessungswert der einaxialen Druckfestigkeit des Betons
f_{cm}	Mittelwert der des Betons
f_{ct}	zentrische Zugfestigkeit des Betons
$f_{ct,sp}$	Spaltzugfestigkeit des Betons
f_{cw}	Einaxiale Würfeldruckfestigkeit des Betons
f_{ctm}	Mittelwert der zentrischen Betonzugfestigkeit
f_{tk}	charakteristischer Wert der Zugfestigkeit des Betonstahls
f_{yd}	Bemessungswert der Streckgrenze des Betonstahls
f_{yk}	charakteristischer Wert der Streckgrenze des Betonstahls
h_{ges}	Gesamthöhe
l_{ch}	charakteristischen Länge nach Hillerborg
w_{cr}	Rissöffnung

Griechische Buchstaben mit Indizes

α_c	Neigungswinkel des Druckgurt
γ_c	Teilsicherheitsbeiwert für Beton
ϵ_c	Dehnung des Betons
ϵ_s	Dehnung des Betonstahls
φ_0	Hauptquerkraftrichtung
φ_1, φ_2	Hauptmomentenrichtung
ρ_l	geometrisches Bewehrungsverhältnis der Längsbewehrung
ρ_w	geometrisches Bewehrungsverhältnis der Querkraftbewehrung
σ_c	Spannung im Beton
σ_s	Spannungen im Betonstahl

Lebenslauf

Dipl.-Ing **Sören Latte**, M.Sc.

Geburtsdatum: 07.04.1974
Geburtsort: Hamburg
Staatsangehörigkeit: Deutsch
Familienstand: verheiratet, drei Kinder

Ausbildung und Werdegang

1984 – 1993	Lessing-Gymnasium in Norderstedt 06/1993 Abitur
1993 – 1994	Grundwehrdienst
1994 – 2000	Studium an der Technischen Universität Hamburg-Harburg Fachrichtung Bauingenieurwesen und Umwelttechnik Vertiefung: Konstruktiver Ingenieurbau 10/1996 Vordiplom 09/2000 Diplom
1997 – 1999	Studium an der Chalmers University of Technology Göteborg, Schweden International Mastersprogram in Structural Engineering 05/1999 Master of Science in Engineering
2000 – 2003	IMS Ingenieurgesellschaft mbH in Hamburg
2003 – 2008	Wissenschaftlicher Mitarbeiter am Institut für Massivbau der Technischen Universität Hamburg-Harburg
seit 2008	IMS Ingenieurgesellschaft mbH in Hamburg

**Verzeichnis
der in der Schriftenreihe des Institutes für Massivbau der TUHH
erschienenen Titel**

- Band 1 Zur Rissbildung und Mindestbewehrung in Stahlbetontragwerken
 Von Christine Fehsenfeld (Januar 2008)
- Band 2 Kraft-Verformungs-Verhalten von umschnürtem Stahlbeton
 Von Frank Möbius (Februar 2009)
- Band 3 Brücken mit massiver Unterspannung
 Von Anja Sternberg (September 2009)
- Band 4 Tragwerke aus ultrahochfestem Beton
 Von Marion Rauch (April 2010)
- Band 5 Zwangsbeanspruchungen und Rissbildung in fugenlosen Kaianlagen
 aus Stahlbeton
 Von Lars Aberspach (November 2010)