



DIPLOMARBEIT

Master Thesis

Auswertung von Datenbanken zur Beurteilung der Querkrafttragfähigkeit von schlanken Stahlbetonbauteilen

ausgeführt zum Zwecke der Erlangung des akademischen Grades
eines Diplom-Ingenieurs

unter der Leitung von

O.Univ.Prof. Dipl.-Ing. Dr.-Ing. M.Eng. Johann Kollegger

und

Dipl.-Ing. Patrick Huber

E 212

Institut für Tragkonstruktionen - Betonbau

eingereicht an der Technischen Universität Wien

Fakultät für Bauingenieurwesen

von

Stefan Allerbauer

0426446

Schmiedgasse 4

7423 Pinkafeld

Wien, im März 2014

.....

Vorwort

Mit dieser Diplomarbeit endet nicht nur mein Studium, sondern auch ein sehr großer Lebensabschnitt. Deshalb ist dieses Vorwort eine gute Gelegenheit allen Menschen zu danken, die mich bisher in meinem Leben unterstützt haben.

Für die Betreuung beim Erstellen dieser Arbeit möchte ich mich bei den Mitarbeitern des Instituts für Tragkonstruktionen - Forschungsbereich für Stahlbeton- und Massivbau bedanken. Allen voran bei O.Univ.Prof. Dipl.-Ing. Dr.-Ing. M.Eng. Johann KOLLEGER, der mir es ermöglicht hat ein theoretisches Thema zu behandeln, da aufgrund meines Jobs wenig Zeit für Versuchsdurchführungen vorhanden war. Besonderer Dank gilt meinem Diplomarbeitsbetreuer Dipl.-Ing. Patrick HUBER, der mir immer mit Rat und Tat zur Seite stand und gute Einfälle parat hatte.

Bedanken möchte ich mich auch bei allen Gesellschaftern und Arbeitskollegen der Mayer Ingenieurleistungen ZT G.m.b.H. Vor allem für die flexiblen Arbeitszeiten und das lockere Arbeitsklima.

Dafür, dass ich in meinem Leben überhaupt so weit gekommen bin, möchte ich mich ganz herzlich bei meiner Familie bedanken. An erster Stelle bei meinen Eltern Sabine und Dieter. Ohne eure moralische und finanzielle Unterstützung wäre dieses Studium nicht zu meistern gewesen. Ihr habt mir meine Entscheidungen immer selber überlassen und oft Geduld bewiesen. Weiters bedanke ich mich bei meinem Bruder Paul und allen anderen Verwandten dafür, dass mich jeder von euch auf seine eigene Art und Weise unterstützt hat. Es ist immer wieder schön nach Hause nach Pinkafeld zu fahren und jeden zu besuchen.

Zum Schluss möchte ich mich bei allen Freunden und Kollegen bedanken. Sei es auf der Universität, beim chilligen Beisammensein, beim Feiern und Ausgehen, am Fußballplatz, oder auf den schon traditionell gewordenen Yacht-Trips in Kroatien. Diese oft sehr lustigen Erlebnisse würde ich für kein Geld der Welt eintauschen wollen. Ohne euch wäre das Leben nicht so lebenswert und voller Spaß. Außerdem

bekomme ich durch diese Aktivitäten meinen Kopf frei, wodurch mein Akku immer wieder aufs Neue aufgeladen wird. Das ist für mich sehr wichtig.

DANKE NOCHMAL AN ALLE !!!

Kurzfassung

Im Gegensatz zur Biegebemessung wurde bis heute noch kein global anerkanntes Berechnungsmodell zur Bestimmung der Querkrafttragfähigkeit von Stahlbetonbauteilen gefunden. Deshalb ist die Querkraftbemessung eines der Gebiete im Betonbau, bei welchem aktuell am meisten geforscht wird.

Am Anfang dieser Diplomarbeit wird der Wissensstand des Querkrafttragverhaltens anhand einer Literaturstudie zusammengefasst. Hierfür werden alle auftretenden Traganteile und relevanten Einflussparameter erläutert. Aufgrund des unterschiedlichen Tragverhaltens ist grundsätzlich zwischen Bauteilen ohne Querkraftbewehrung und Bauteilen mit Querkraftbewehrung zu unterscheiden. Diese Unterteilung erfolgt in allen Teilen der Diplomarbeit.

Im nächsten Abschnitt werden die Herleitungen der wichtigsten Modelle zur Bestimmung der Querkrafttragfähigkeit erläutert. Da diese Modelltheorien die Abtragung der Querkraft vorwiegend über einen Haupttraganteil beschreiben, lassen sich alle Modellvorstellungen anhand ihrer gewählten Ansätze in unterschiedliche Modellkategorien einteilen.

In Kapitel 4 wird speziell auf die Entwicklung der Querkraftbemessung in Österreich eingegangen. Dabei werden die Bemessungsverfahren der aktuell gültigen Norm (Eurocode 2) und vorangegangener Normen erläutert.

Den Hauptteil dieser Arbeit bildet die Beurteilung der Querkrafttragfähigkeit ausgewählter Berechnungsmodelle und Bemessungsverfahren verschiedener internationaler Normen. Hierfür werden Vergleichsstudien anhand einer am Institut für Tragkonstruktionen der TU Wien erstellten Versuchsdatenbank durchgeführt.

Abschließend werden die Ergebnisse der Vergleichsstudien interpretiert und alle Erkenntnisse dieser Diplomarbeit zusammengefasst.

Abstract

In contrast to flexure strength, no world-wide accepted theory for determining the shear carrying capacity has been found. Therefore investigations on the shear strength of reinforced concrete elements is still present.

At the beginning of this master thesis the knowledge of the shear behavior is summarized on the basis of a literature study. For this purpose, the different shear carrying mechanism and their relevant influencing parameters are explained. Due to the different structural behavior of members without and with shear reinforcement a division between these two groups is made.

In the next section, the derivations of the main shear models are discussed. Since most shear models are based on the shear carrying capacity of one special mechanism, the shear theories can be classified in different categories.

In chapter four a special focus lies on the development of the shear design in Austria. The different shear design methods of current and previous Austrian standards (Eurocode 2) are explained.

The main part of this thesis forms the evaluation of the shear strength of selected national and international calculation models and design methods of different standards. For this purpose, comparative studies on shear databases, which were developed at the Institute for Structural Engineering at the University of Technology Vienna, were performed.

Finally, the results of these analyses are summarized and interpreted in this master thesis.

Inhaltsverzeichnis

1	Einleitung	1
1.1	Problemstellung und Zielsetzung	1
1.2	Abgrenzung	3
2	Stand des Wissens	5
2.1	Erläuterung von Querkraft und Schubspannung	5
2.2	Querkrafttragwirkung	7
2.2.1	Querkraftabtragung im ungerissenen Zustand	7
2.2.2	Querkrafttragmechanismen im gerissenen Zustand	9
2.2.2.1	Querkrafttraganteil der ungerissenen Biegedruckzone - V_{cz}	9
2.2.2.2	Rissverzahnung oder Rissreibung- V_r	11
2.2.2.3	Rissübergreifende Zugspannung in der Rissprozesszone - V_{cr}	13
2.2.2.4	Dübelwirkung der Längsbewehrung - V_d	14
2.2.2.5	Querkraftanteil der Schubbewehrung - V_s	15
2.2.2.6	Vertikalkomponente der Vorspannung - V_p	16
2.2.2.7	Direkte Druckstrebe oder Sprengwerk Wirkung - V_{sp}	16
2.3	Einflüsse auf die Schubtragfähigkeit	18
2.3.1	Laststellung bzw. Schubschlankheit	18
2.3.2	Betonfestigkeit	19

INHALTSVERZEICHNIS

2.3.3	Längsbewehrung	19
2.3.4	Querschnittsform	20
2.3.5	Maßstabseffekt	20
2.3.6	Geneigte Gurte	22
2.4	Unterteilung der Bauteile	24
2.5	Bauteile ohne Querkraftbewehrung	24
2.5.1	Schubtragverhalten von Bauteilen ohne Querkraftbewehrung	24
2.5.2	Schubversagen von Bauteilen ohne Querkraftbewehrung	25
2.5.2.1	Biegeschubversagen ohne Schubbewehrung	26
2.5.2.2	Schubzugbruch ohne Schubbewehrung	26
2.5.2.3	Verankerungsbruch	27
2.6	Bauteile mit Querkraftbewehrung	28
2.6.1	Schubtragverhalten von Bauteilen mit Querkraftbewehrung	28
2.6.1.1	Klassische Fachwerkanalogie nach Mörsch [27]	28
2.6.1.2	Erweiterungen der Fachwerkanalogie	29
2.6.2	Schubversagen von Bauteilen mit Querkraftbewehrung	33
2.6.2.1	Biegeschubversagen mit Schubbewehrung	33
2.6.2.2	Schubzugbruch mit Schubbewehrung	33
2.6.2.3	Druckstrebenversagen	34
2.6.2.4	Verankerungsbruch	35
3	Modelle zur Beschreibung der Querkrafttragfähigkeit	37
3.1	Allgemeines	37
3.2	Modelle zur Beschreibung der Querkrafttragfähigkeit von Bauteilen ohne Querkraftbewehrung	39
3.2.1	Stabwerkmodelle	40
3.2.2	Kamm- und Zahnmodelle	42
3.2.3	Modelle auf Basis der Druckzonentragfähigkeit	43

3.2.3.1	Zink [43]	43
3.2.3.2	Tureyen & Frosch [39]	50
3.2.3.3	Zararis & Papadakis [23]	54
3.2.4	Theorie des kritischen Biegeschubrisses	59
3.2.5	Modified Compression Field Theory - MCFT	63
3.2.5.1	Simplified Modified Compression Field Theory - SM- CFT	65
3.2.6	Fracturing Truss Model und energetischer Maßstabseffekt . . .	71
3.3	Modelle zur Beschreibung der Querkrafttragfähigkeit von Bauteilen mit Querkraftbewehrung	74
3.3.1	45° Fachwerk mit Betontraganteil	75
3.3.2	Plastizitätstheorie und Verfahren mit veränderlicher Druckstrebenneigung	76
3.3.2.1	Sigrist & Hackbarth [18]	77
3.3.3	Fachwerkmodell mit Rissreibung	82
3.3.3.1	Hegger & Görtz [54]	82
4	Normenentwicklung in Bezug auf die Querkraftbemessung	89
4.1	Überblick	89
4.2	Querkraftbemessung nach ÖNORM B4200-4 [8] und ÖNORM B4202 [10]	92
4.2.1	Nachweisführung	92
4.3	Querkraftbemessung nach ÖNORM B4200-8 [9]	94
4.3.1	Nachweisführung	94
4.3.1.1	Aufnahme der schrägen Zugkräfte in Balken und Plat- tenbalken	94
4.3.1.2	Aufnahme der schrägen Zugkräfte in Platten	95
4.4	Querkraftbemessung nach ÖNORM B4700 [11]	96
4.4.1	Allgemeines	96
4.4.2	Nachweisführung	96

INHALTSVERZEICHNIS

4.4.2.1	Bauteile mit Schrägzugbewehrung	96
4.4.2.2	Bauteile ohne Schrägzugbewehrung	100
4.5	Querkraftbemessung nach Eurocode 2 (ÖN EN 1992-1-1 [4] und ÖN B 1992-1-1 [3])	102
4.5.1	Allgemeines	102
4.5.2	Nachweisführung	103
4.5.2.1	Bauteile ohne rechnerisch erforderliche Querkraftbe- wehrung	103
4.5.2.2	Bauteile mit rechnerisch erforderlicher Querkraftbe- wehrung	105
4.6	Schlussfolgerungen	108
5	Beurteilung der Querkrafttragfähigkeit anhand von Datenbanken	113
5.1	Allgemeines	113
5.1.1	Erläuterung der Datenbanken	114
5.1.1.1	Datenbank von Versuchen ohne Querkraftbewehrung	114
5.1.1.2	Datenbank von Versuchen mit Querkraftbewehrung .	114
5.1.2	Vorgehensweise	116
5.2	Beurteilung der Querkrafttragfähigkeit von Bauteilen ohne Querkraft- bewehrung	119
5.2.1	Vergleich ausgewählter Modelle	119
5.2.2	Vergleich der Bemessungskonzepte aktueller internationaler Normen	132
5.2.3	Vergleich der Bemessungskonzepte aktueller und alter Normen in Österreich	145
5.2.3.1	Umrechnung	145
5.3	Beurteilung der Querkrafttragfähigkeit von Bauteilen mit Querkraft- bewehrung	156
5.3.1	Vergleich der Bemessungskonzepte aktueller internationaler Normen	156

6	Zusammenfassung und Interpretation der Ergebnisse	169
6.1	Zusammenfassung	169
6.2	Interpretation der Ergebnisse	170
6.3	Ausblick	171

Kapitel 1

Einleitung

1.1 Problemstellung und Zielsetzung

Die Querkraftbemessung ist eines der Gebiete im Betonbau, bei welchem in der Vergangenheit und auch aktuell am meisten geforscht wird. Grund dafür ist, dass bis heute noch kein weltweit anerkanntes, mechanisches Bemessungsmodell gefunden wurde. Dies ist auf die Komplexität der einzelnen Tragmechanismen zurückzuführen, die wiederum von vielen Parametern beeinflusst werden und gegenseitig voneinander abhängig sind. Daher existieren zur Zeit nur Modelltheorien, welche rein empirisch oder teilweise empirisch mit mechanisch begründetem Hintergrund hergeleitet werden.

Dies hat dazu geführt, dass die Überprüfung der Querkrafttragfähigkeit von Betonbrücken nach dem aktuellen Normenstand (EC2) unter Berücksichtigung des aktuellen Bauwerkszustandes in einigen Fällen nicht mehr mit der geforderten Zuverlässigkeit garantiert werden kann. Dies ist jedoch nicht nur auf die veränderte Querkraftbemessung zurückzuführen, sondern beruht auch auf der Tatsache, dass sich die Beanspruchungen durch den Transit- und Güterverkehr wesentlich erhöht haben. Grundsätzlich bedeuten die in dieser Nachrechnung festgestellten Abweichungen jedoch nicht zwangsläufig, dass die Tragfähigkeit der Bauwerke eingeschränkt oder ihre Standsicherheit gefährdet ist. [59]

In Deutschland zeigt sich ein ähnliches Bild. In einem von der deutschen Bundesanstalt für Straßenwesen initiierten Forschungsvorhaben [40] wurden Nachrechnungsergebnisse von über 146 Betonbrücken gesammelt und ausgewertet. Die Durchsicht

dieser Nachrechnungen ergab, dass von den 115 Balkenbrücken 65 Bauwerke (57%) ein rechnerisches Defizit nach Stufe 2 aufwiesen.

In einer expliziten Betrachtung der 27 untersuchten Plattentragwerke, bei welchen häufig keine rechnerische Querkraftbewehrung erforderlich war, hatte sich herausgestellt, dass acht Bauwerke ein rechnerisches Defizit besitzen. Davon lagen zwei Bauwerke in der Defizitklasse 2 (10%-20%) und sechs Tragwerke wiesen sogar ein Defizit von mehr als 100% auf.

Abbildung 1.1 beinhaltet die Auswertung der rechnerischen Querkraftdefizite von 105 Spannbetondurchlaufträger unter der Berücksichtigung ihres Baujahrs. Dabei ist eine Verbindung zwischen der Entwicklung der Querkraftbemessung in den Normen und den in der Nachrechnung festgestellten rechnerischen Defiziten zu erkennen. Deshalb werden in dieser Diplomarbeit auch speziell die rechnerischen Querkrafttragfähigkeiten vorangegangener Normen und der aktuellen Norm (EC 2) in Österreich untersucht.

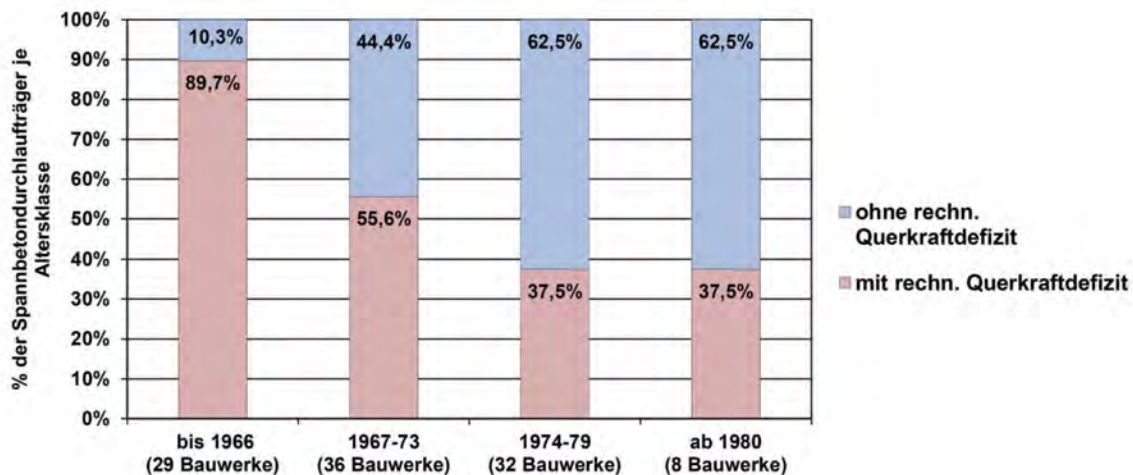


Abbildung 1.1 – Spannbetondurchlaufträger mit rechnerischem Querkraftdefizit - prozentuale Übersicht der Bauwerke je Altersklasse [40]

Bei den vor 1966 hergestellten Spannbetondurchlaufträgern mit Plattenbalken- oder Hohlkastenquerschnitt besitzen rund 90% rechnerische Querkraftdefizite. Der Hauptgrund dafür ist, dass in der damals gültigen Norm bei Einhaltung der zulässigen Hauptzugspannung nur eine konstruktive Mindestbewehrung erforderlich war, welche vom Planer in Höhe seines Ermessens gewählt werden konnte. Dies führte zu Querkraftbewehrungsgehalten, welche zum Teil unterhalb der Mindestquerkraftbewehrung $A_{sw,min}$ gemäß EC 2 liegen. Ab dem Jahr 1966 wurde eine Mindestschubbe- wehrung vorgeschrieben. Dies wird auch von der geringeren Defizithäufung (55,6%)

in Abbildung 1.1 bestätigt. Von den acht untersuchten Spannbetondurchlaufträgern, die nach 1980 hergestellt wurden, weisen lediglich drei ein geringes Defizit von weniger als 20% auf. Somit kann angenommen werden, dass Spannbetontragwerke ab diesem Zeitpunkt keine großen Querkraftdefizite besitzen. [40]

Der aktuelle Normenstand (EC2) ist hauptsächlich für den Neubau konzipiert und berücksichtigt daher nicht alle Tragmechanismen. Für die Nachrechnung wäre es jedoch von Vorteil genau diese mitzubedenken, um zusätzliche Tragreserven lukrieren zu können. Dadurch könnten teure Sanierungen verhindert bzw. Neubauten der bestehenden Brückentragwerke zeitlich verschoben werden. Im Zuge dieser Diplomarbeit soll daher anhand einer Vielzahl von Querkraftversuchen untersucht werden, inwieweit Tragreserven überhaupt vorhanden sind und unter welchen Randbedingungen gesichert auftreten. Darüber hinaus soll überprüft werden, inwieweit diese von anderen Modellen bzw. Normen bereits berücksichtigt werden.

1.2 Abgrenzung

Da heutzutage vor allem zur Überbrückung großer Spannweiten vorgespannte Träger zum Einsatz kommen und die Vorspannung auch einen gewissen Traganteil zur Querkraftabtragung leistet, wird der Traganteil der Vorspannung zur vollständigen Beschreibung der Querkrafttragwirkung in Kapitel 2 angeführt.

Diese Diplomarbeit dient jedoch ausschließlich dazu, das Querkrafttragverhalten von Bauteilen ohne und mit sehr geringen Querkraftbewehrungsgraden zu erläutern. Da man in der Literatur sehr wenige repräsentative Querkraftversuche an Spannbetonbauteilen mit nachträglichem Verbund, welche auch tatsächlich ein Querkraftversagen der Querkraftbewehrung aufweisen, findet, wird in dieser Arbeit nur die Querkrafttragfähigkeit an Stahlbetonbauteilen ohne und mit Schubbewehrung beurteilt.

KAPITEL 1. EINLEITUNG

Kapitel 2

Stand des Wissens

2.1 Erläuterung von Querkraft und Schubspannung

Werden Bauteile belastet, stellen sich im Inneren dieses Körpers sogenannte Schnittgrößen ein. Sie setzen sich aus Normalkraft N , Biegemoment M und Querkraft V zusammen. Zur Bestimmung der Schnittkräfte denkt man sich den Bauteil an einer Stelle x "durchgeschnitten". Weiters werden diese inneren Größen, zusätzlich zu den vorhandenen Belastungen, an der Schnittstelle wie äußere Lasten angesetzt und das System ins Gleichgewicht gesetzt.

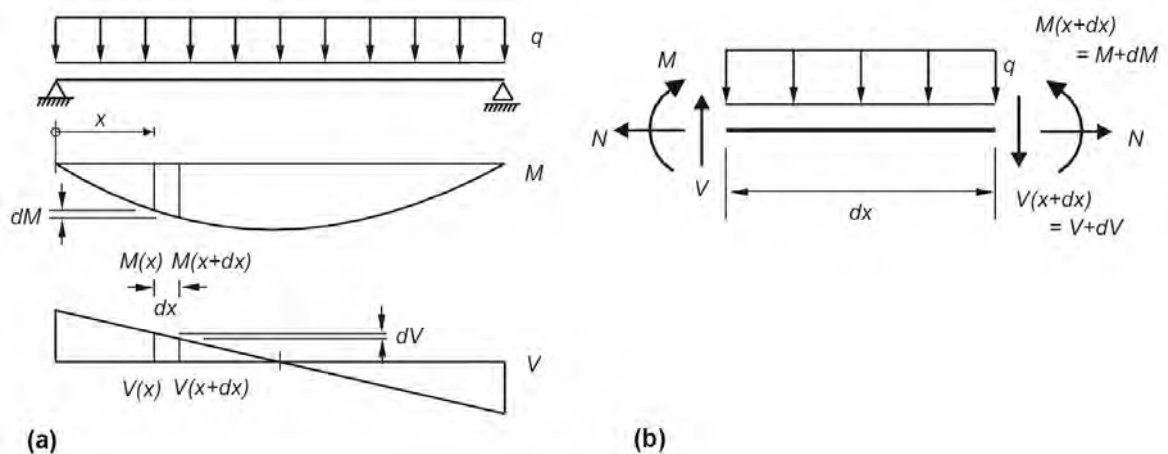


Abbildung 2.1 – (a) Schnittgrößen am Balken; (b) Schnittkräfte an einem infinitesimalen Stabelement [31]

In Abbildung 2.1 (a) ist der Schnittkraftverlauf an einem Balken dargestellt. Abbildung 2.1 (b) zeigt die Anordnung und Richtung der Schnittgrößen an einem infinitesimalen Balkenelement.

Ein veränderliches Biegemoment $M(x)$ entlang eines Stabes erzeugt stets eine Querkraft $V(x)$. Es gilt für ein Stabelement der Länge dx folgendes:

$$\sum M = 0 : dM + \underbrace{\frac{q \cdot dx^2}{2}}_{\rightarrow 0} - V \cdot dx = 0 \Rightarrow V(x) = \frac{dM}{dx} \quad (2.1)$$

Durch das Einwirken eines Biegemomentes entstehen in einem Stahlbetonbauteil Druck- und Zugkräfte. Dabei wird der Träger in Druckgurt, Zuggurt und Steg unterteilt. Als Druckgurt wird die Wirkungslinie der Resultierenden der Druckkraft verstanden. Die Lage des Zuggurtes ist im Schwerpunkt der Zugbewehrung definiert. Der Steg stellt die Verbindung dieser beiden Gurtkräfte her. Hier sind zur Herstellung des Gleichgewichts Querkräfte erforderlich. Diese Querkräfte erzeugen Schubspannungen. Sie sind allerdings nur als Hilfsgrößen anzusehen, denn tatsächlich wirken in einem Stahlbetonträger lediglich Druck- und Zugspannungen (siehe Abbildung 2.2). Die durch die Querkraft induzierte Belastung wird als Schubbeanspruchung bezeichnet. Sie wird neben Normalkraft- und Biegebeanspruchung als dritte Belastungsart angeführt. Je nachdem, welche Belastung überwiegt, wird bei Erreichen der Grenztragfähigkeit zwischen Biege- oder Schubversagen unterschieden.

2.2 Querkrafttragwirkung

Es hat einen erheblichen Einfluss auf das Tragverhalten eines Trägers, ob sein Querschnitt ungerissen bleibt, oder bereits gerissen ist. Weist nämlich ein Betonbauteil keine Risse auf, kann die Biegetheorie das gemeinsame Wirken von Biegemoment und Querkraftbeanspruchung erfassen. Deshalb wird bei Stahlbetonbauteilen zwischen dem Schubtragverhalten im Zustand I und Zustand II unterschieden.

2.2.1 Querkraftabtragung im ungerissenen Zustand

Auf Grund des linear elastischen Materialverhaltens im Zustand I stellt sich ein ebener, zweiachsender Spannungszustand ein. Es entstehen Hauptdruckspannungen und Hauptzugspannungen, welche an jeder Stelle senkrecht zueinander stehen. In Abbildung 2.2 wird der Verlauf dieser Spannungstrajektorien dargestellt. Wie man gut erkennen kann, beschreiben die Hauptdruckspannungen die Form eines Druckbogens. Hingegen dazu stellen die Hauptzugspannungen ein Zugband dar.

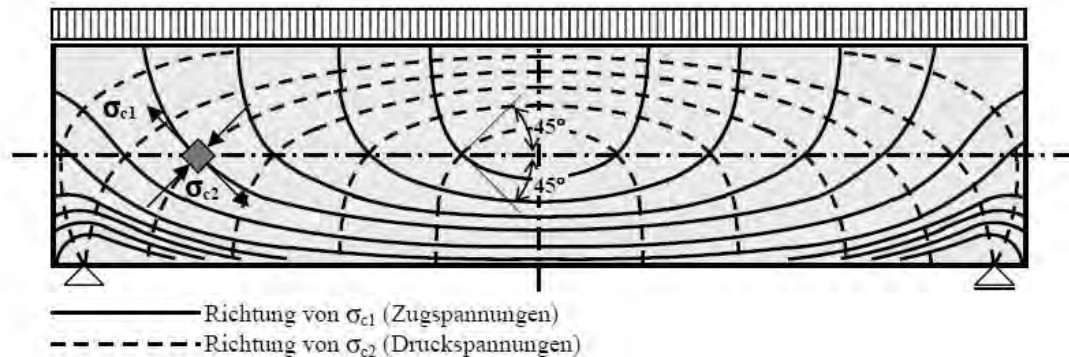


Abbildung 2.2 – Hauptspannungstrajektorien eines Einfeldträgers im Zustand I [38]

Zur Berechnung der Hauptzug- und Hauptdruckspannungen, werden diese in ein lokales x - z - Koordinatensystem transferiert. Sie werden in Normalspannungskomponenten σ_x, σ_z - und Schubspannungskomponenten τ_{xz} zerlegt bzw. umgerechnet. Nach den Regeln der technischen Mechanik ergibt sich am Mohr'schen Spannungskreis:

$$\sigma_{1,2} = \frac{\sigma_x + \sigma_z}{2} \pm \frac{1}{2} \cdot \sqrt{(\sigma_x - \sigma_z)^2 + 4 \cdot \tau_{xz}^2} \quad (2.2)$$

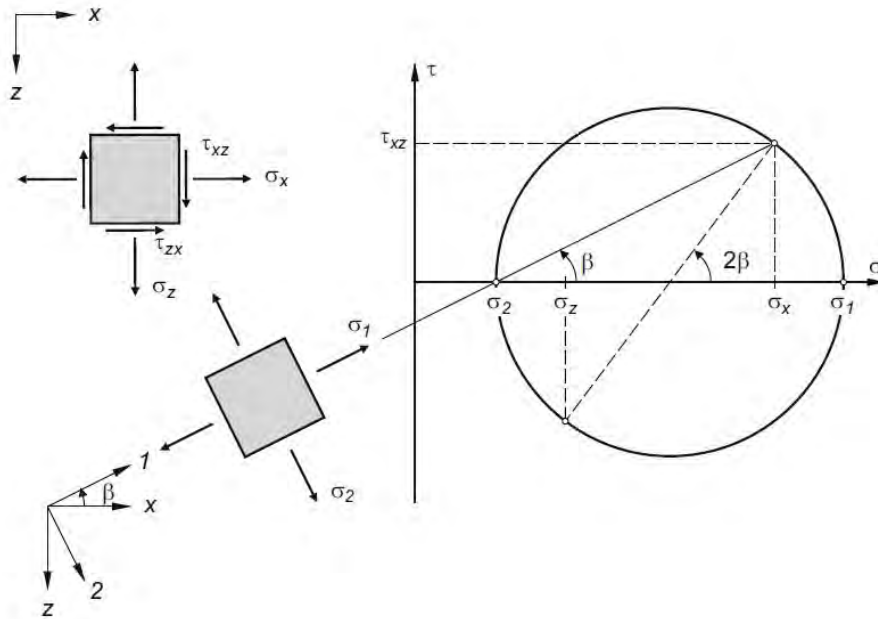


Abbildung 2.3 – Hauptspannungstrajektorien eines Einfeldträgers im Zustand I [31]

In unstetigen Trägerbereichen den sogenannten D-Bereichen (Diskontinuitätsbereiche), wie z.B. Querschnittsprünge oder Lastenleitungspunkte, kann die Hypothese von Bernoulli nicht mehr vorausgesetzt werden, da die ebene Dehnungsverteilung nicht mehr gilt. In allen anderen Bereichen, welche als B-Bereiche (Bernoulli-Bereiche) bezeichnet werden, kann die normal zur Stabachse gerichtete Spannungskomponente σ_z vernachlässigt werden, da diese Ermittlung hinreichend genau ist. Daraus folgt:

$$\sigma_{1,2} = \frac{\sigma_x}{2} \pm \frac{1}{2} \sqrt{\sigma_x^2 + 4 \cdot \tau_{xz}^2} \quad (2.3)$$

mit:

$$\sigma_x = \frac{N}{A_c} + \frac{M}{I_c} \cdot z_c \quad (2.4)$$

$$\tau_{xz} = \tau_{zx} = \frac{V \cdot S_c}{I_c \cdot b} \quad (2.5)$$

2.2.2 Querkrafttragmechanismen im gerissenen Zustand

Wird die Last so weit gesteigert, dass die Betonzugfestigkeit an der unteren Randfaser überschritten wird, treten die ersten Risse auf. Je nach Lage und Ursache dieser Risse wird zwischen Biegerissen und Schubrisen unterschieden. Schubrisse sind durch ihre diagonale Lage gekennzeichnet. Sie liegen in Richtung der Hauptdruckspannungstrajektorien und stehen somit normal auf die Hauptzugspannungen. Der Betonkörper befindet sich nun im Zustand II. Von diesem Zeitpunkt an verliert die Biegetheorie, welche die Hypothese vom Ebenbleiben der Querschnitte beschreibt, ihre Gültigkeit. Durch das Aufreißen des Querschnitts entstehen komplexe Kräftezustände, die bis heute noch nicht in ein global gültiges Bemessungsmodell überführt werden konnten. Forscher sind sich aber in einer Hinsicht einig, und zwar welche Tragmechanismen für die Abtragung der gesamten Querkraft verantwortlich sind. Das schwierige dabei ist, dass diese Anteile nicht gleichzeitig wirken, sondern zu verschiedenen Belastungszeitpunkten auftreten. Vorab sei erwähnt, dass diese Mechanismen außerdem noch von vielen Faktoren beeinflusst werden, wie zum Beispiel dem Bewehrungsgrad, den geometrischen Verhältnissen des Bauteils oder der Betongüte. Doch auf diese Einflüsse wird später noch genauer eingegangen.

Abbildung 2.4 zeigt die Aufteilung und Wirkungsweise aller möglichen Mechanismen an einem Trägerstumpf.

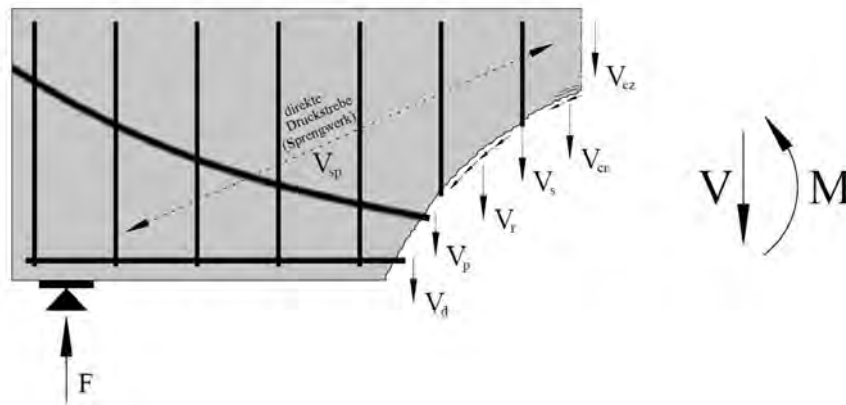


Abbildung 2.4 – Tragmechanismen im Zustand II

2.2.2.1 Querkrafttraganteil der ungerissenen Biegedruckzone - V_{cz}

Überschreitet eine kombinierte Belastung aus Biegemoment und Querkraft die Zugfestigkeit des Betons, verbleibt nur die Druckzone als ungerissener Querschnittsteil,

um die rechnerischen Schubspannungen abzutragen. Diese Druckzone stellt einen wesentlichen Anteil der Querkraftabtragung dar und kann auf zwei unterschiedliche Weisen gedeutet werden. Einerseits wird in einem Druckbogenmodell von einem zur Stabachse geneigten Druckgurt ausgegangen. Die Vertikalkomponente dieser Kraft übernimmt dann einen Anteil der Querkraftabtragung. Hier spielt das geometrische Verhältnis des Trägers eine große Rolle, denn je stärker die Biegedruckkraft geneigt ist, desto größer wird die Vertikalkomponente. Die andere Methode berücksichtigt ein parallelgurtiges Fachwerk, wobei die Querkraftkomponente durch die Integration der rechnerischen Schubspannungen in der ungerissenen Betondruckzone bestimmt wird. Der tatsächliche Spannungsverlauf der rechnerischen Schubspannung kann derzeit nur vermutet werden, was wiederum je nach Modellansatz zu vielen möglichen Spannungsblöcken führt. In beiden Fällen werden im Grunde genommen annähernd die selben Ergebnisse erzielt, da die in der Biegedruckzone integrierten Schubspannungen nichts weiter als die gegenüber der Bauteilachse geneigten Hauptspannungen der Biegedruckzone darstellen. Abgesehen davon kann man bei logischer Betrachtung erkennen, dass je höher dieser ungerissene Bereich ist, eine umso größere Querkraft abgetragen werden kann.

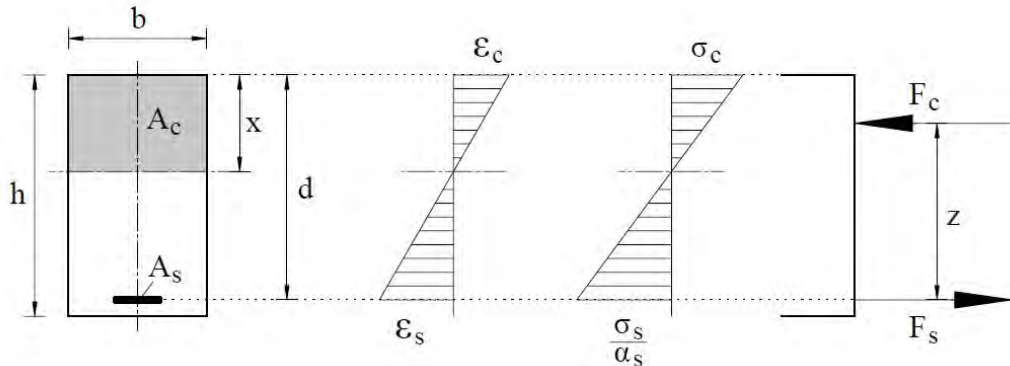


Abbildung 2.5 – Rechteckquerschnitt im Zustand II

Die Ermittlung der Druckzonenhöhe x wird hier anhand eines Rechteckquerschnitts mit Biegebeanspruchung gezeigt. Dazu wird die in Abbildung 2.5 gezeigte Spannungsverteilung angenommen. Da die statischen Momente von Betondruckzone und Bewehrung um die Nulllinie gleich sein müssen, ergibt sich mit dem Verhältnis der E-Moduli α_s folgendes:

$$\alpha_s = \frac{E_s}{E_c} \quad (2.6)$$

$$\frac{1}{2} \cdot b \cdot x^2 = \alpha_s \cdot A_s \cdot (d - x) \quad (2.7)$$

Durch Auflösen der quadratischen Gleichung und mit Einführung des Bewehrungsgrades ρ kann die Druckzonenhöhe nach Gleichung (2.9) berechnet werden.

$$\rho = \frac{A_s}{b \cdot d} \quad (2.8)$$

$$x = \alpha_s \cdot \rho \cdot d \cdot \left(\sqrt{1 + \frac{2}{\alpha_s \cdot \rho}} - 1 \right) \quad (2.9)$$

Es ist erkennbar, dass nur das Verhältnis der E-Moduli, der Bewehrungsgrad und die statische Nutzhöhe die Druckzonenhöhe beeinflussen.

2.2.2.2 Rissverzahnung oder Rissreibung- V_r

Entsteht ein Riss, so verläuft dieser bei Normalbeton um die Zuschlagskörner herum. Dies ist auf die höhere Festigkeit der Gesteinskörner gegenüber der Zementmatrix zurückzuführen. Dadurch entsteht an beiden Rissufern eine raue Oberfläche. Bei einer Scherbewegung der beiden Rissufer gegeneinander, verzahnen sich die freigebliebenen Zuschlagskörner miteinander. Somit können Spannungen normal und längs der beiden Rissufern aktiviert werden, deren Vertikalkomponenten einen Teil der einwirkenden Querkraft übernehmen.

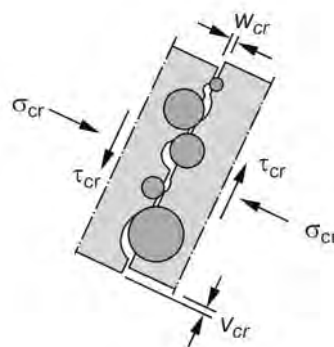


Abbildung 2.6 – Spannungen durch die Rissverzahnung [31]

Voraussetzung zur Übertragung dieser Kräfte V_r ist eine kleine Rissbreite gegenüber der Größe der Zuschlagskörner und eine Parallelverschiebung der Rissufer zueinander. Neben der Rissbreite und dem Größtkorndurchmesser beeinflussen auch die

Kornform, die Festigkeit des Zementsteins oder die Tatsache, ob der Riss von einer Bewehrung gekreuzt wird, diesen Tragmechanismus.

Die Rissverzahnung gilt in zahlreichen Untersuchungen als ein wesentlicher Parameter des Querkraftwiderstandes. Daher wurde die Kraftübertragung längs der Rissflächen in vielen theoretischen und experimentellen Studien untersucht.

Walraven [22] untersuchte die Kontaktflächen von kugelförmigen Kornzuschlägen mit der Zementmatrix. Er entwickelte daraus ein mathematisches Modell zur Beschreibung der übertragbaren Schub- und Normalspannungen, welche in Abhängigkeit zur Rissöffnung und Rissgleitung stehen. Diese Zusammenhänge lassen sich mit folgenden Formeln ausdrücken.

$$\sigma_{cr} = \sigma_{cr}(w_{cr}, v_{cr}) = f_{pu} (\mu \cdot A_n - A_t) \quad (2.10)$$

$$\tau_{cr} = \tau_{cr}(w_{cr}, v_{cr}) = f_{pu} (A_n + \mu \cdot A_t) \quad (2.11)$$

w_{cr}, v_{cr} Rissöffnung bzw. Rissgleitung in mm

A_n, A_t Summen der im Querschnitt projizierten Kontaktflächen a_n und a_t der Zuschlagskörner

μ = 0,4 Reibungsbeiwert der Zementmatrix

f_{pu} = 6,39 $f_{cw}^{0,56}$ Fließgrenze der Zementmatrix in MPa

f_{cw} Würfeldruckfestigkeit

Erwähnenswert sei dabei, dass die Werte von μ und f_{pu} so ermittelt wurden, dass sich gute Übereinstimmungen für Scherversuche an Probekörpern aus Normalbeton ergaben.

Wie zuvor erläutert weisen viele Modelle der Rissreibung einen wesentlichen Anteil zur Abtragung der Querkraft zu. Dabei muss jedoch bedacht werden, dass die an den üblichen Versuchskörpern festgestellten Rissreibungs- und Rissspannungsbeziehungen nicht auf den allgemeinen Fall des querkraftbeanspruchten Trägers übertragbar sind. Bei einer Biegebeanspruchung sind durch die Dehnungsverteilung die Rissweiten am Biegezugrand groß, so können durch die weite Rissöffnung nur begrenzte Risschubspannungen übertragen werden. Hingegen dazu treten an der Risspitze

nur kleine Rissweiten auf. Die Riss Schubspannungen sind jedoch auch hier begrenzt, da durch die noch intakte Druckzone des Betons die Parallelverschiebungen der Rissflächen behindert wird. Zink [43] weist darauf hin, dass während des stabilen Risswachstums die Rissgleitung v_{cr} immer kleiner als die zugehörige Rissöffnung w_{cr} ist. Dies ist auf die Neigung des Risses gegenüber der Stabachse, welche in der stabilen Phase immer größer als 45° ist, zurückzuführen. Somit ist vor Beginn des instabilen Risswachstums eine Aktivierung der Rissverzahnung oder Rissreibung nicht zu erwarten.

2.2.2.3 Rissübergreifende Zugspannung in der Rissprozesszone - V_{cr}

Beton kann bei sehr kleinen Rissweiten Zugspannungen über diese hinweg übertragen. Dieses Phänomen ist nicht mit der zuvor beschriebenen Rissverzahnung oder Rissreibung zu verwechseln. Um die Entstehung der rissübergreifenden Zugspannung zu verstehen, betrachtet man zunächst das Materialverhalten von Beton unter Zugbeanspruchung. Bei Annäherung an die Betonzugfestigkeit bilden sich anfänglich Mikrorisse im Betonquerschnitt. Diese verlaufen vorwiegend an der Kontaktfläche von Zementstein und Gesteinskorn. Bei fortschreitender Zugbeanspruchung bilden sich immer mehr Mikrorisse, welche sich vergrößern und vereinen, bis sich schlussendlich ein normal zur Hauptzugspannung orientierter Einzelriss öffnet. Der Bereich, indem sich diese Mikrorisse ausbilden wird als Rissprozesszone bezeichnet. Somit entsteht im Beton keine Risspitze, wie es zum Beispiel bei Stahl der Fall wäre, sondern es bildet sich, wie in Abbildung 2.7 ersichtlich, ein Bereich zwischen dem Punkt an dem die Spannung dem Wert der Betonzugfestigkeit entspricht und dem Punkt im Riss, an dem keine Zugspannung mehr übertragen werden kann. Laut Remmel [30] liegt dieser Wert bei einer kritischen Rissöffnung von etwa 150 bis 200 μm .



Abbildung 2.7 – Rissprozesszone [55]

Hillerborg [12] projiziert die Mikrorisse auf einen fiktiven Einzelriss, indem er anstel-

le der einzelnen Mikrorissöffnungen eine Gesamtöffnung dieses fiktiven Einzelrisses ermittelt. Dabei führt Hillerborg die charakteristische Länge l_{ch} ein. Sie wird aus dem Energiegleichgewicht eines Zugkörpers mit genau einer Bruchzone ermittelt. Die charakteristische Länge, welche nur einen reinen Rechenwert darstellt, beschreibt sehr gut die Sprödigkeit von Beton unter einer Zugbeanspruchung. Jedoch kann dieses von Hillerborg entwickelte Modell nur sehr schwer in vereinfachten Berechnungsverfahren eingesetzt werden.

$$G_f = \int_{-l_{ch}}^{l_{ch}} \sigma \cdot \varepsilon \, dl = \frac{1}{2} \cdot f_{ct} \cdot \frac{f_{ct}}{E_c} \cdot 2 l_{ch} \quad (2.12)$$

$$l_{ch} = \frac{E_c \cdot G_f}{f_{ct}^2} \quad (2.13)$$

E_c	E-Modul des Betons
G_f	Bruchenergie
f_{ct}	zentrische Betonzugfestigkeit

2.2.2.4 Dübelwirkung der Längsbewehrung - V_d

Da sich Schubrisse entsprechend der Richtung der schräg verlaufenden Hauptdruckspannungen ausbilden, entsteht ein horizontaler Versatz zwischen dem Kreuzungspunkt mit der Längsbewehrung, welche die einzelnen schräg geneigten Betonzähne in der Zugzone miteinander verbindet, und der Risspitze. Durch die fortschreitende Öffnung des Risses resultiert daraus auch ein vertikaler Versatz der beiden Rissufer. Dadurch erfährt die Längsbewehrung eine Scherbeanspruchung und die Dübelkraft V_d wird aktiviert (siehe Abbildung 2.8). Sie belastet die auflagerseitige Betondeckung des Bauteils. Die dabei entstehenden Zugspannungen zwischen den Bewehrungsstäben führen bei Überschreitung der Betonzugfestigkeit zu einem Dübelriss, welcher entlang der Längsbewehrung verläuft. Eine weitere Laststeigerung kann schlussendlich zum Absprengen der unteren Betondeckung führen, wodurch die Dübelwirkung ihre Wirksamkeit verliert.

Baumann und Rüschi [32] führten gezielte Versuche zur Ermittlung der Dübelwirkung durch. Sie erkannten, dass ab einer kritischen Dübelrissöffnung von ca.

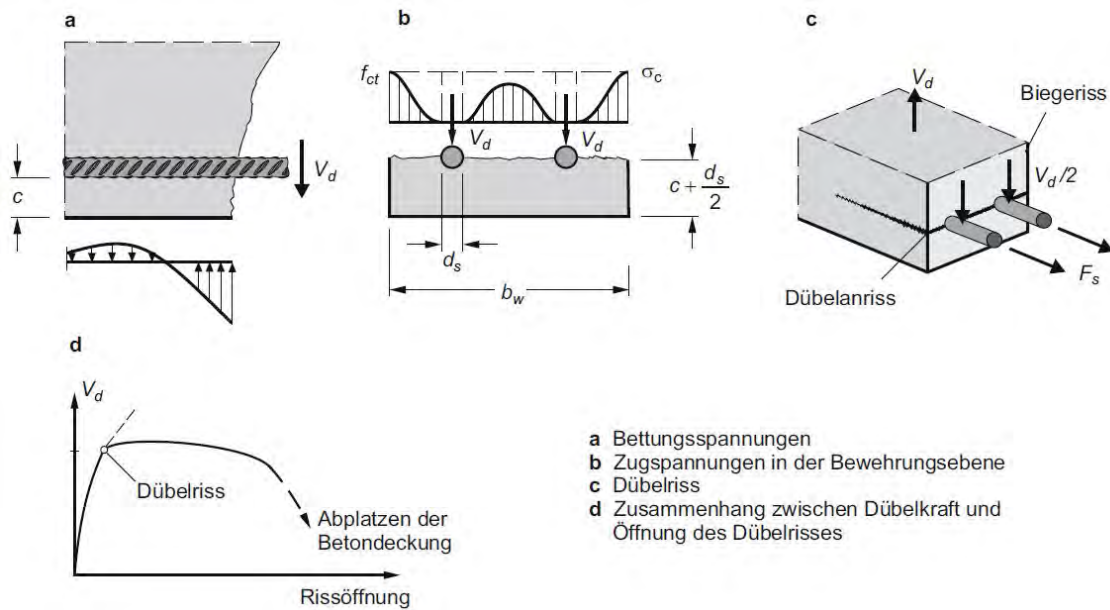


Abbildung 2.8 – Wirkungsweise der Dübelwirkung der Längsbewehrung [31]

0,08 mm bis 0,10 mm das Umlagerungsvermögen des Dübels erschöpft ist. Das bedeutet, dass ab dieser Rissweite keine nennenswerten Zugspannungen mehr übertragen werden können. Baumann und Rüschi beschreiben für eine einlagige Bewehrung die Risslast des Dübels und damit die maximale Dübellast $V_{d,cr}$ aus dem Produkt der Nettobreite des Querschnitts, der Betonzugfestigkeit und einer empirisch ermittelten Länge, welche vom Stabdurchmesser der Längsbewehrung abhängig ist.

$$V_{d,cr} = \beta_z \cdot b_n \cdot l_z = \beta_z \cdot b_n \cdot d_s \cdot \frac{14,3}{\sqrt[3]{\beta_w}} = 7,6 \cdot b_n \cdot d_s \cdot \sqrt[3]{\beta_w} \quad (2.14)$$

$V_{d,cr}$ Dübelrisslast, maximale Dübellast

$\beta_z = 0,53 \beta_w^{2/3}$ Betonzugfestigkeit

β_w Würfeldruckfestigkeit (Kantenlänge 200 mm)

$b_n = b - \sum d_s$ Nettobreite des Querschnitts

d_s Stabdurchmesser der einlagigen Längsbewehrung

2.2.2.5 Querkraftanteil der Schubbewehrung - V_s

Die Anordnung einer Querkraftbewehrung kann die Schubtragfähigkeit eines Stahlbetonbauteils deutlich erhöhen. Sie ist die konstruktive Maßnahme um sicherzustellen

len, dass kein vorzeitiger Schubbruch eintritt und somit das Schubtal nach Kani (siehe Abbildung 2.10) überbrückt wird.

Dabei verbindet die Schubbewehrung durch einen Schubriss getrennte Betonteile miteinander und übernimmt die freigewordenen Zugkräfte. Mit zunehmendem Schubbewehrungsgrad überbrücken mehrere Bügel einen schräg zur Tragwerksachse verlaufenden Schubriss. Da jeder dieser Bügel bei gleichem Durchmesser die selbe Zugkraft aufnehmen kann, steigt dieser Traganteil stark an. Dies führt dazu, dass bei hoch schubbewehrten Bauteilen der Querkraftanteil der Schubbewehrung V_s bis zu 80% der Gesamtquerkrafttragfähigkeit ausmachen kann.

Darüber hinaus verhindert zusätzlich zur Längsbewehrung auch die Querkraftbewehrung ein schnelles Öffnen der Risse und aktiviert somit die Rissverzahnung.

2.2.2.6 Vertikalkomponente der Vorspannung - V_p

Da im Betonbau und vor allem im Brückenbau zur Überbrückung größerer Spannweiten vorwiegend vorgespannte Träger zum Einsatz kommen, wird in diesem Abschnitt zusätzlich der Einfluss der Vorspannung auf die Schubtragfähigkeit behandelt. Wie bereits eingangs erwähnt, wird in dieser Arbeit in weiterer Folge jedoch ausschließlich das Querkrafttragverhalten von Stahlbetonbauteilen behandelt.

Ein zur Stabachse geneigtes Spannglied besitzt eine Vertikalkomponente V_p , welche bei der Querkraftbemessung zusätzlich berücksichtigt werden kann. Das Querkrafttragverhalten von Spannbetonbauteilen ist dem von Stahlbetonbauteilen sehr ähnlich. Es unterscheidet sich durch eine flachere Neigung der Hauptdruckspannung und die daraus resultierenden flacheren Schubriss in Auflagernähe. Außerdem beginnt die Rissbildung bei Spannbetonbauteilen aufgrund der eingeleiteten Vorspannung wesentlich später.

2.2.2.7 Direkte Druckstrebe oder Sprengwerkwirkung - V_{sp}

Durch die Ausbildung von Sprengwerken oder direkten Druckstreben kann ein bedeutender Querkraftanteil abgetragen werden. Voraussetzung für die Umlagerung der inneren Kräfte hin zu einem Sprengwerk ist allerdings die unbeschränkte Verformbarkeit der Werkstoffe (plastisches Verhalten). Da dieses Materialverhalten für Beton nicht immer gegeben ist, kann sich diese Umlagerung nicht in jedem Fall ausbilden. Eine direkte Druckstrebe stellt sich ausschließlich nur bei geringen Schub-

2.2. QUERKRAFTTRAGWIRKUNG

schlankheiten ($a/d < 3,0$ bei Einzellast und $l/d < 10,0$ bei Gleichlast) ein. Wird der Träger zusätzlich vorgespannt, begünstigt dies die Sprengwerk Wirkung.

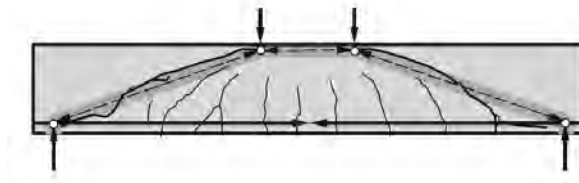


Abbildung 2.9 – Sprengwerk Wirkung bei Einzellast [31]

Durch diesen Tragmechanismus führt ein auftretender Biegeschubriss bei Bauteilen ohne und mit sehr geringer Querkraftbewehrung nicht sofort zum Versagen. Erst durch eine größer werdende Schubschlankheit kann sich die Umlagerung nicht mehr einstellen und der Träger versagt ohne Vorankündigung.

2.3 Einflüsse auf die Schubtragfähigkeit

2.3.1 Laststellung bzw. Schubschlankheit

Wird ein Stahlbetonträger ohne Querkraftbewehrung durch eine Einzellast belastet, spielt die Lage des Lastangriffpunktes eine entscheidende Rolle. Dieser Einfluss verliert bei Bauteilen mit Querkraftbewehrung an Bedeutung. Deshalb wird zur Einordnung von Bauteilen die Schubschlankheit λ eingeführt, welche das Verhältnis der Länge, dem horizontalen Abstand zwischen Last und Auflager, zur statischen Nutzhöhe d beschreibt.

$$\lambda = \frac{a}{d} \quad (2.15)$$

Kani [36] erkannte als einer der Ersten, dass die Querkrafttragfähigkeit entscheidend von der Schubschlankheit a/d beeinflusst wird. Denn bei kombinierter Beanspruchung durch Biegung und Querkraft kann ein Bauteil bereits vor Erreichen der Biegetragfähigkeit versagen. Es liegt somit Schubversagen vor. Um die Schubtragfähigkeit beurteilen zu können orientierte sich Kani an der rechnerischen Biegetragfähigkeit. Er stellte die aus den Versuchen ermittelte Biegebeanspruchung $M_{u,exp}$ und die rechnerische Biegetragfähigkeit $M_{u,calc}$ ins Verhältnis.

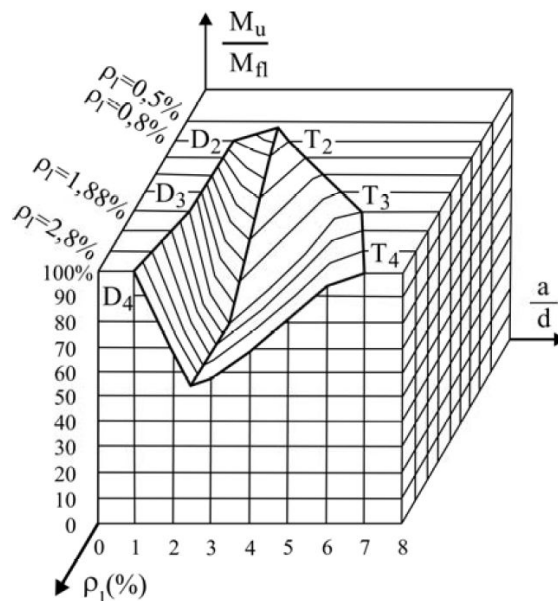


Abbildung 2.10 – Schubtal nach Kani [36]

2.3. EINFLÜSSE AUF DIE SCHUBTRAGFÄHIGKEIT

Er erkannte anhand dieser Vorgehensweise, dass die Unterschreitung der Biegetragfähigkeit von der Schubschlankheit a/d und vom Längsbewehrungsgrad ρ_l beeinflusst wird. In Abbildung 2.10, welche auch als „Schubtal“ bezeichnet wird, ist diese Unterschreitung deutlich erkennbar dargestellt.

Man kann erkennen, dass bei einer Schubschlankheit von $\lambda = 2,5 \div 3,0$ die geringste Querkrafttragfähigkeit erreicht wird. Bei Werten von $\lambda < 2,5$ wird ein Teil der Einzellast direkt über die schräg geneigte Druckkraft ins Auflager abgetragen und somit steigt die Schubtragfähigkeit stark an (Sprengwerkwirkung). Überschreitet jedoch die Schubschlankheit einen vom Längsbewehrungsgrad abhängigen Wert ($\lambda > 4,0 \div 7,0$) hat die Querkrafttragfähigkeit keinen Einfluss mehr auf die Grenztragfähigkeit, da der Träger bereits vorher auf Biegung versagt.

Abbildung 2.10 zeigt auch, dass mit steigendem Längsbewehrungsgrad ρ_l die Unterschreitung immer größer wird. Somit erreicht bei einer Schubschlankheit $\lambda = 2,5$ und einem Längsbewehrungsgrad $\rho_l = 2,8\%$ die aus den Versuchen ermittelte Biegebeanspruchung nur mehr rund 55% der rechnerischen Biegetragfähigkeit.

2.3.2 Betonfestigkeit

Sowohl Betondruckfestigkeit als auch Betonzugfestigkeit haben Einfluss auf die Querkrafttragfähigkeit eines Stahlbetonbauteils. Von der Betondruckfestigkeit hängen die Druckstrebentragfähigkeit, welche die Grenztragfähigkeit bei hochbewehrten Bauteilen bildet, und auch der Querkrafttraganteil der Biegedruckzone ab. Da sich bei Überschreitung der Betonzugfestigkeit Schubrisse ausbilden, welche wiederum ein späteres Versagen einleiten, beeinflusst die Betonzugfestigkeit die Schubtragfähigkeit von Bauteilen ohne Querkraftbewehrung direkt. Bei Bauteilen mit Querkraftbewehrung spielt die Betonzugfestigkeit eine eher untergeordnete Rolle, da die durch die Schubrisse freiwerdenden Zugkräfte von der Schubbewehrung aufgenommen werden.

2.3.3 Längsbewehrung

Die Längsbewehrung bewirkt nicht nur die in Kapitel 2.2.2 erläuterte Dübelwirkung, sondern hat auch Einfluss auf die Rissbreite und die Entwicklung der Risse. Sie kann ein rasches Öffnen der Risse verhindern und somit die Rissverzahnung aktivieren, welche nur bei relativ kleinen Rissbreiten vorhanden sein kann. Dabei muss nicht nur der Bewehrungsgrad berücksichtigt werden. Auch der Stabdurchmesser und die

Beschaffenheit der Oberfläche, wie zum Beispiel Rippen, beeinflussen die Verbund-eigenschaft zwischen Beton und Stahl.

2.3.4 Querschnittsform

Im Stahlbetonbau kommen in den meisten Fällen entweder Träger mit einem rechteckigen Querschnitt oder mit einem profilierten Querschnitt, also Träger mit dünnem Steg und verstärktem Ober- und Untergurt, zum Einsatz. Da die rechnerische Schubtragfähigkeit unter anderem auch mittels der kleinsten Stegbreite b_w ermittelt wird, hat diese einen entscheidenden Einfluss auf die Querkrafttragfähigkeit eines Bauteils. Außerdem hängt die Höhe der ungerissenen Betondruckzone stark von der Querschnittsform des Bauteils ab, welche wiederum einen wesentlichen Anteil der Querkraftabtragung übernimmt.

2.3.5 Maßstabseffekt

In vielen Untersuchungen zur Ermittlung des Querkrafttragverhaltens von Bauteilen ohne Querkraftbewehrung beobachtete man, dass die ermittelte Bruchspannung stark von der Größe der verwendeten Prüfkörper abhängt, obwohl bei den Versuchen ausschließlich Probekörper mit gleichem Material (gleicher E-Modul, gleiche Festigkeit, etc.) und ähnlicher Geometrie verwendet wurden. Zusätzlich führte man diese Untersuchungen mit gleicher Belastungsgeschichte durch.

Als Maßstabseffekt wird diese Abhängigkeit von der Bauteilhöhe bezeichnet. Er wird bei der Bestimmung der Querkrafttragfähigkeit von Stahlbetonbauteilen ohne Querkraftbewehrung in vielen Berechnungsansätzen berücksichtigt.

Außerdem wurde bei den Untersuchungen erkannt, dass die Veränderung der Bauteilbreite b keine signifikante Veränderung der Maximallast ergab. In Folge dessen dient bei maßstabstreu veränderten Versuchsbalken nicht die Querschnittsfläche als Bezugsgröße, sondern allein die statische Nutzhöhe d . Die meisten Versuchsreihen werden mit konstanter Bauteilbreite durchgeführt.

Jedoch herrscht Uneinigkeit darüber, womit dieser Maßstabseffekt zusammenhängt. Kani [37] führte Serien mit unterschiedlichen Bauteilhöhen durch. Er stellte fest, dass bei einer Probekörperhöhe von 1,097 m die Schubbrisslast nur rund 60% von jener eines Prüfkörpers mit der Höhe von 0,271 m beträgt, also dass die aufnehmbare

2.3. EINFLÜSSE AUF DIE SCHUBTRAGFÄHIGKEIT

Schubspannung mit zunehmender Bauteilhöhe abnimmt. Abbildung 2.11 zeigt die von Kani verwendeten Trägerabmessungen, sowie die entstehenden Rissbilder.

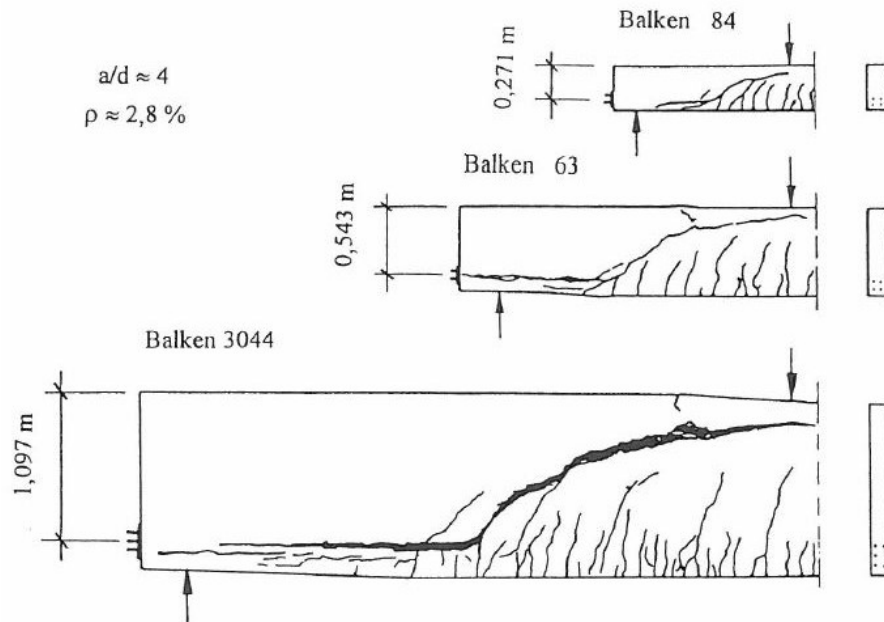


Abbildung 2.11 – Rissbilder von Balken mit unterschiedlichen Höhen bei Kani [37]

Einige Forscher erklären diesen Abfall mit Hilfe der Bruchmechanik. Andere wiederum behaupten, dass die Rissweite mit zunehmender Bauteilhöhe größer wird und somit die Rissverzahnung bzw. Rissreibung geringer ausfällt. Zink [43] geht davon aus, dass die rissübergreifenden Zugspannung in der Rissprozesszone zu dieser Abnahme mit zunehmender Bauteilhöhe zurückzuführen ist.

Leonhardt [51] bezieht die Maßstabsabhängigkeit auf die nicht maßstäbliche Abbildung der Prüfkörper. Denn der Größtkorndurchmesser der meist verwendeten Zuschlagsmischungen variiert lediglich zwischen 8 mm und 32 mm. Auch der Stabdurchmesser der Längsbewehrung liegt üblich zwischen 8 mm und 26 mm. Hier kommt noch hinzu, dass zweifellos die Verbundeigenschaften zwischen Beton und Bewehrungsstab vom Durchmesser und den Rippen der Bewehrung abhängig sind. Somit lassen sich weder Längsbewehrungsdurchmesser noch Größtkorn mehr als um den Faktor 3 anpassen. Bei den von Leonhardt durchgeführten Versuchen, in denen er Größtkorn und Bewehrungsdurchmesser veränderte, fällt die Abnahme der aufnehmbaren Schubspannung bereits schwächer aus als bei Kani [37].

Darüber hinaus kann sich auch bei verändertem Maßstab der Versuchskörper der Versagensmechanismus ändern. Daher muss bei einer Beurteilung des Maßstabsef-

fektes gewährleistet werden, dass verschiedene Versagensmechanismen nicht miteinander vermischt oder verglichen werden.

2.3.6 Geneigte Gurte

Auch gevoutete Stahlbetonträger, also Bauteile mit einer veränderlichen Höhe, werden im Stahlbetonbau oft verwendet. Diese geometrische Eigenschaft besitzt ebenso einen gewissen Traganteil für die Querkraft. Dieser ergibt sich aus der Vertikalkomponente des geneigten Druck- bzw. Zuggurtes.

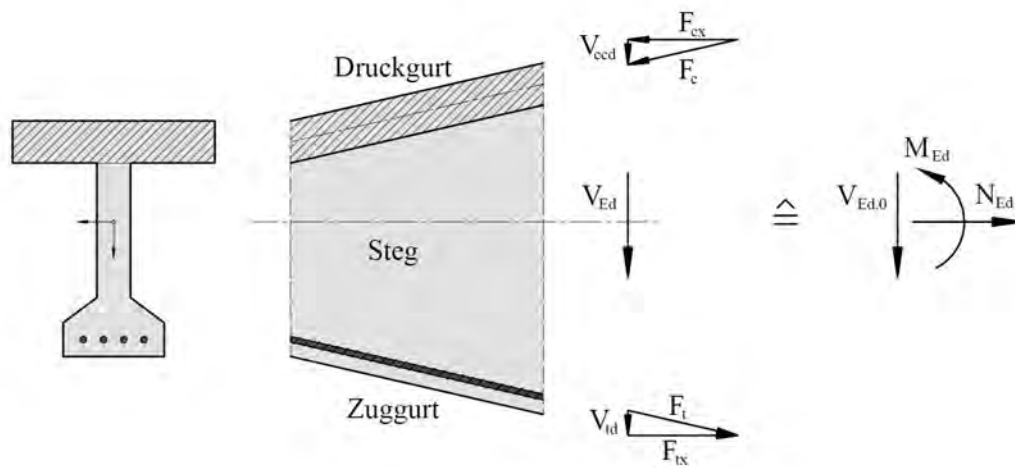


Abbildung 2.12 – Kraftkomponenten bei veränderlicher Höhe [38]

Hierbei muss zwischen einer erhöhenden und reduzierenden Komponente unterschieden werden. Erhöht sich gleich dem Biegemoment in Trägerlängsrichtung auch die Bauteilhöhe, hat dies einen positiven Einfluss auf die Querkrafttragfähigkeit gegenüber einem Träger mit konstanter Höhe. Im Gegensatz dazu verschlechtert sich die Querkrafttragfähigkeit bei größer werdendem Biegemoment und gleichzeitiger Abnahme der Höhe des Bauteils (siehe Abbildung 2.13).

In Abbildung 2.12 werden die äußeren und inneren Kräfte eines Bauteils mit veränderlicher Höhe dargestellt. Dabei ist:

- $V_{Ed,0}$ Grundbemessungswert der auf den Querschnitt einwirkenden Querkraft
- V_{Ed} Bemessungswert der einwirkenden Querkraft (Eingangswert in die Nachweise der Querkrafttragfähigkeit)

2.3. EINFLÜSSE AUF DIE SCHUBTRAGFÄHIGKEIT

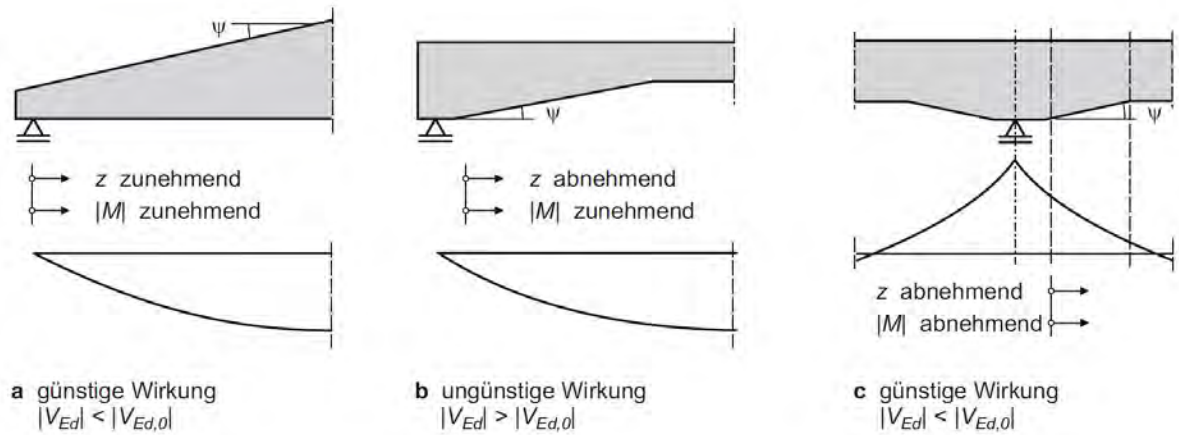


Abbildung 2.13 – Auswirkungen der Gurtneigungen auf V_{Ed} [31]

V_{ccd} Querkraftkomponente der Betondruckkraft F_c

V_{td} Querkraftkomponente der Stahlzugkraft F_t

Bei Bildung des vertikalen Gleichgewichts an einem beliebigen Querschnitt gilt:

$$\sum V = 0 : \quad V_{Ed,0} = V_{Ed} + V_{ccd} + V_{td} \quad (2.16)$$

$$V_{Ed} = V_{Ed,0} - V_{ccd} - V_{td} \quad (2.17)$$

2.4 Unterteilung der Bauteile

Bis hierhin wurden alle relevanten Tragmechanismen und Einflussgrößen auf die Schubtragfähigkeit erläutert. Da sich im gerissenen Zustand das Querkrafttragverhalten und das daraus resultierende Schubversagen von Bauteilen ohne und mit Querkraftbewehrung komplett unterscheidet, wird in dieser Diplomarbeit in weiterer Folge zwischen Bauteilen ohne Querkraftbewehrung und Bauteilen mit Querkraftbewehrung streng unterschieden.

Auf Grund dieser Tatsache unterscheiden die meisten Forschungsarbeiten und die daraus entstandenen Modelle oder empirischen Ansätze ebenfalls zwischen diesen beiden Kategorien.

Außerdem muss grundlegend zwischen der Schubtragfähigkeit von plattenförmigen Bauteilen und stabförmigen Bauteilen unterschieden werden. Während bei stabförmigen Bauteilen die Lastausbreitung quer zur Bauteillängsachse keine Rolle spielt, muss diese bei plattenförmigen Bauteilen berücksichtigt werden. Eine Ausnahme stellte eine einachsige gespannte Platte dar, welche ausschließlich durch eine Flächenbelastung belastet wird. Hierbei spielt die Lastausbreitung logischerweise ebenfalls keine Rolle.

Vor allem im Brückenbau wird die Querkraftabtragung von Fahrbahnplatte und Brückenträgern separat betrachtet, da zur Bemessung einer Fahrbahnplatte Lastmodelle anzusetzen sind, die sich aus einer Kombination von Flächenlasten und Einzelradlasten zusammensetzen und deshalb die Lastausbreitung maßgebend sein kann.

2.5 Bauteile ohne Querkraftbewehrung

2.5.1 Schubtragverhalten von Bauteilen ohne Querkraftbewehrung

Die Abtragung der Querkraft bei Bauteilen ohne Querkraftbewehrung erfolgt lediglich durch folgende Traganteile.

V_{cz} Querkrafttraganteil der ungerissenen Biegedruckzone

V_r Rissverzahnung bzw. Rissreibung

2.5. BAUTEILE OHNE QUERKRAFTBEWEHRUNG

V_{cr} Rissübergreifende Zugspannung in der Rissprozesszone

V_d Dübelwirkung der Längsbewehrung

Zur Beschreibung des Tragverhaltens werden zwischen dem ungerissenen Auflagerbereich und der Lasteinleitungsstelle häufig sogenannte Kamm- oder Zahnmodelle gewählt. Unter einem einzelnen Betonzahn versteht man dabei jenes Betonelement, welches in der Zugzone von zwei stark idealisierten Schubrisen begrenzt wird und zusätzlich aus der ungerissenen Biegedruckzone mit der Höhe x besteht. Diese Druckzone verläuft kontinuierlich bis zum Auflager und ermöglicht somit einen Teil der Querkraftabtragung. Zusätzlich besteht über die Rissreibung und die Dübelwirkung der Längsbewehrung eine Kraftübertragung in der Zugzone.

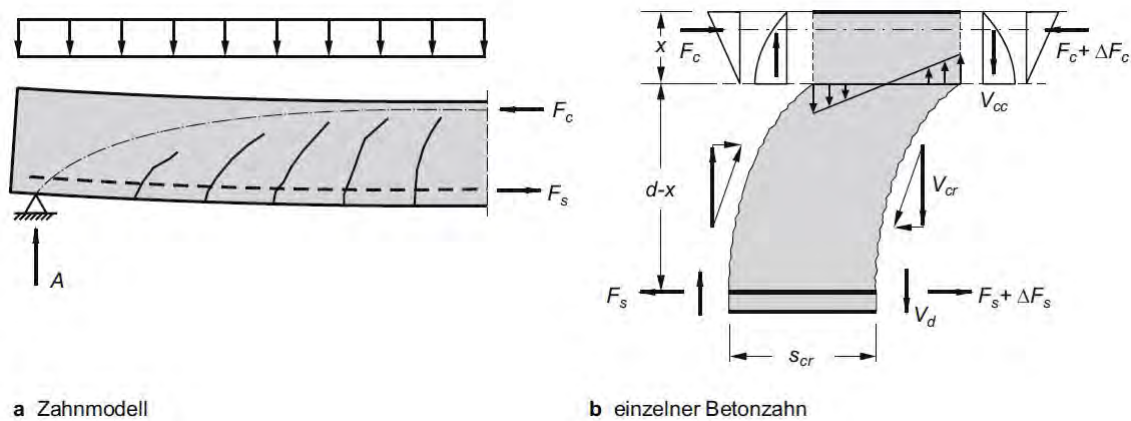


Abbildung 2.14 – Zahnmodell zur Beschreibung des Tragverhaltens von Bauteilen ohne Querkraftbewehrung [31]

In Abbildung 2.14 a sieht man einen Träger, welcher durch die entstehenden Biegeschubrisse in einen „Kamm“ geteilt wird. Abbildung 2.14 b zeigt einen einzelnen Betonzahn mit den darauf angesetzten Traganteilen. Der Anteil der einzelnen Tragmechanismen ist verformungs- und belastungsabhängig. Sie sind daher über Verträglichkeitsbedingungen zu koppeln.

2.5.2 Schubversagen von Bauteilen ohne Querkraftbewehrung

Bei Bauteilen ohne Schubbewehrung ist die Überschreitung der Betonzugfestigkeit traglastbestimmend. Jetzt stellt sich die Frage, wie sich eigentlich ein Versagen auf

Schub ankündigt. In der Regel bilden sich schräg verlaufende Schubrisse, welche unterschiedliche Ursachen aufweisen können. Das Versagen kann auf Grund der Erscheinung des Bruchbildes in einige Versagensarten eingeteilt werden. Diese werden in nachfolgender Aufzählung näher erläutert.

2.5.2.1 Biegeschubversagen ohne Schubbewehrung

Bei dieser Versagensart entwickelt sich ein kritischer Schubriss meist aus einem bereits vorhandenen Biegeriss. Wie in Abbildung 2.15 ersichtlich, vergrößert sich der Riss durch die Erhöhung der Last, pflanzt sich mit einer flachen Neigung zur Druckzone des Bauteils fort und trennt somit Zug- und Druckgurt voneinander. Die Querkraftaufnahme beschränkt sich nun nur noch auf den Traganteil der Biegedruckzone. Durch die weiter andauernde Fortpflanzung des Risses wird die Fläche dieser Druckzone immer kleiner. Schlussendlich reicht die verbleibende Druckzonenfläche nicht mehr aus um die Beanspruchung aufzunehmen. Die Betonzugfestigkeit wird in diesem Bereich überschritten und der Balken versagt schlagartig, in dem er nach oben ausweicht. Somit entspricht die Schubrisslast der Maximallast bei dieser Versagensart. Zusammengefasst stellt das Wachstum des kritischen Schubrisses in die Druckzone die primäre Versagensursache dar. Das Versagen der Druckzone folgt lediglich daraus.

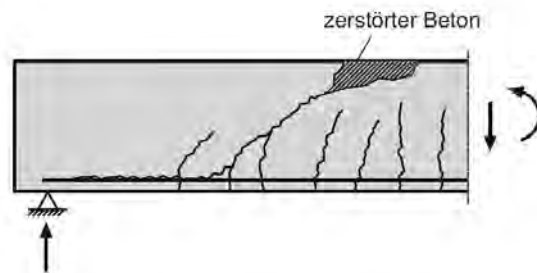


Abbildung 2.15 – Biegeschubversagen ohne Schubbewehrung [31]

2.5.2.2 Schubzugbruch ohne Schubbewehrung

Bei Trägern mit dünnen Stegen und besonders ausgeprägten Gurten kann die Randzugspannung deutlich kleiner sein, als die Hauptzugspannung im Steg. Dadurch entstehen geneigte Risse im Steg, welche sich nicht aus Biegerissen entwickelt haben. Die Gurte bleiben jedoch noch ungerissen. Die Risse trennen lediglich den Gurt vom Steg parallel zur Stabachse, bis dieser lokal ähnlich dem Biegeschubversagen versagt.

2.5. BAUTEILE OHNE QUERKRAFTBEWEHRUNG

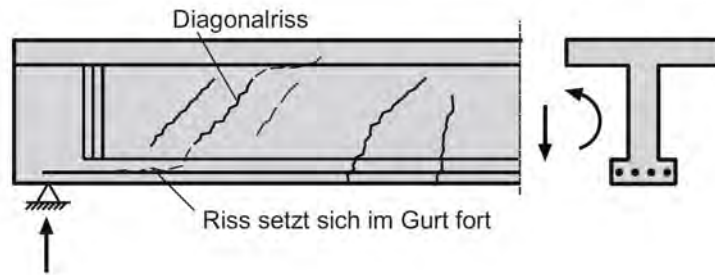


Abbildung 2.16 – Schubzugbruch ohne Schubbewehrung [31]

2.5.2.3 Verankerungsbruch

Wird die Längsbewehrung in Auflagernähe nur unzureichend verankert, entwickelt sich entlang dieser ein Dübelriss. Der Beton unterhalb der Bewehrungslage platzt ab, was wiederum zu einem schlagartigen Herausziehen der Biegezugbewehrung führen kann.

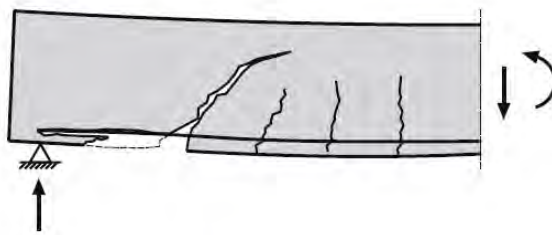


Abbildung 2.17 – Verankerungsversagen [31]

2.6 Bauteile mit Querkraftbewehrung

2.6.1 Schubtragverhalten von Bauteilen mit Querkraftbewehrung

Der Kräftefluss in einem Bauteil mit Schubbewehrung, kann am besten durch ein Fachwerkmodell beschrieben werden. Hierbei bildet die Betondruckzone den Obergurt und die Biegelängsbewehrung den Untergurt. Die schräg zum Auflager laufenden Druckstreben werden ebenfalls wie die Druckzone im Obergurt vom Beton aufgenommen. Die vertikal oder schräg angeordnete Schubbewehrung übernimmt die Aufgabe der Zugstreben. Die wirkungsvollste Anordnung der Querkraftbewehrung wäre senkrecht auf die schräg verlaufenden Hauptdruckspannungen bzw. Schubrisse. Diese Ausführung kann wie in Abbildung 2.18 ersichtlich, entweder durch Bügel erfolgen, oder ein Teil der Längsbewehrung kann in einem bestimmten Winkel in die Druckzone geführt werden, die sogenannte Querkraftaufbiegung. Doch auf Grund der unkomplizierteren und somit zeitersparenden Verlegung wird in der Praxis in den meisten Fällen eine vertikal verlaufende Bügelbewehrung bevorzugt.

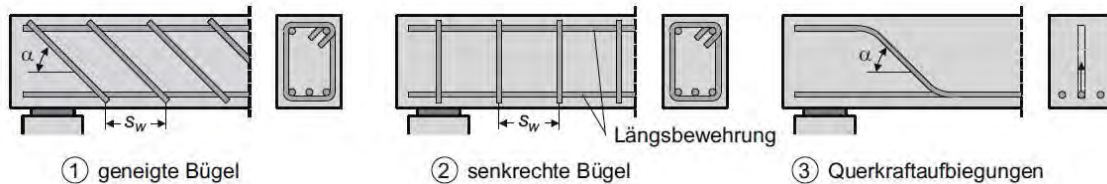


Abbildung 2.18 – Arten der Querkraftbewehrung [31]

2.6.1.1 Klassische Fachwerkanalogie nach Morsch [27]

Anfang des 20. Jahrhunderts führte Emil Morsch umfangreiche Versuchsreihen an Eisenbetonträgern, den Vorreitern der heutigen Stahlbetonträger, durch. Er befasste sich mit den Rissbildern und leitete daraus die sogenannte „Klassische Fachwerkanalogie“ ab. Seine Modellvorstellung prägte die Standardisierung der Normung und gilt heute noch in abgewandelter Form als Grundlage vieler Normenwerke.

Zur Anwendung dieses Modells müssen einige Voraussetzungen getroffen werden:

- es wird ein parallelgurtiges Fachwerk betrachtet
- die Neigung der Druckstreben beträgt $\theta = 45^\circ$
- die Zugdiagonalen verlaufen in einem Winkel zwischen $\alpha = 45^\circ$ und $\alpha = 90^\circ$

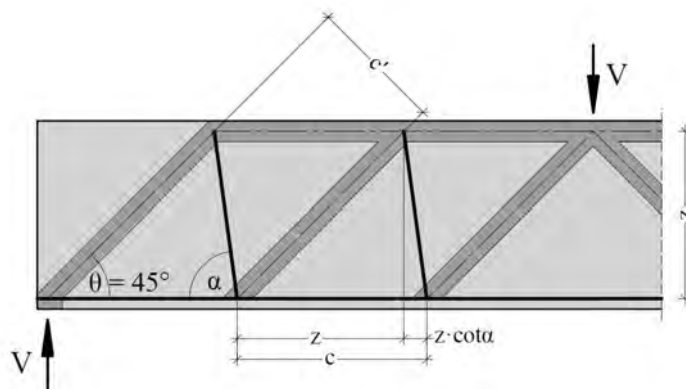


Abbildung 2.19 – Fachwerkanalogie nach Morsch [38]

2.6.1.2 Erweiterungen der Fachwerkanalogie

Die „Klassische Fachwerkanalogie“ nach Morsch berücksichtigt nur den Traganteil der Schubbewehrung. Die in 2.2.2 beschriebenen Betontragmechanismen, wie der Querkraftanteil der Biegedruckzone, die Dübelwirkung der Längsbewehrung oder die Rissverzahnung werden vernachlässigt. Deshalb ergibt sich in gewissen Fällen eine höhere Querkrafttragfähigkeit im Vergleich zu den Rechenwerten der „Klassischen Fachwerkanalogie“ nach Morsch.

In Abbildung 2.20 ist der Vergleich der tatsächlich auftretenden bzw. gemessenen Spannungen der Schubbewehrung aus den Versuchen mit der rechnerischen Stahlspannung der Fachwerkanalogie, also mit dem Fachwerk mit einer Druckstrebenneigung von 45° , in Abhängigkeit der auftretenden Querkraft dargestellt. Es ist zu erkennen, dass bevor sich der erste Schubriss ausbildet, die gemessenen Bügelspannungen deutlich unter den berechneten Werten liegen. Dies ist darauf zurückzuführen, dass sich bis hierhin der Stahlbetonbauteil im Zustand I befindet. Somit werden die Beanspruchungen von der Querkraftbewehrung und vom Beton, dem Steifigkeitsunterschied E_s/E_c entsprechend, aufgenommen. Nach der Erstrissbildung steigen die

gemessenen Stahlspannungen annähernd parallel zu den rechnerischen Werten an. Daher werden die neben dem 45° -Fachwerkanteil V_w existierenden Tragwirkungen als Betontraganteil V_c bezeichnet. Dieser Betontraganteil entspricht annähernd der Querkraft, bei welcher die Schubrissbildung einsetzt und wird deshalb auch als Querkraftwiderstand eines Bauteils ohne Querkraftbewehrung gedeutet.

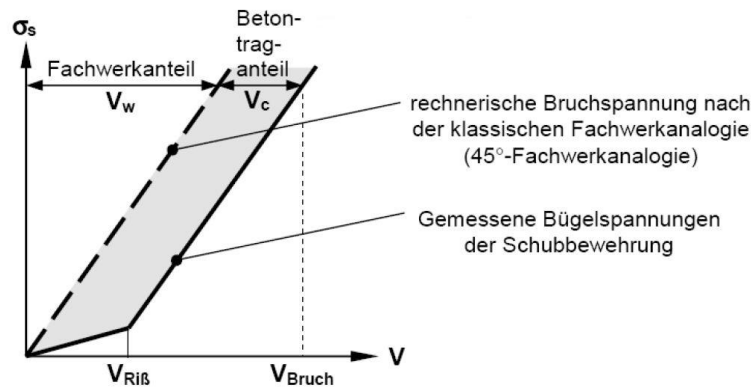


Abbildung 2.20 – Vergleich der Spannungen aus den Versuchen und der klassischen Fachwerkanalogie nach Morsch [38]

Ein weiterer Lösungsansatz folgt aus der Beobachtung von Kupfer [33]. Er erkannte, dass durch Mitwirkung der anderen Traganteile der tatsächliche Winkel der Druckstreben flacher als die von Morsch vorgegebenen 45° ist. Bei diesem Lösungsansatz wird die Neigung der Druckstrebe so weit reduziert, bis das Fließen der Querkraftbewehrung und die Tragfähigkeit der Druckstreben gleichzeitig erreicht werden. Da dieser Lösungsweg auf der Plastizitätstheorie basiert, werden bei voller Ausnutzung der möglichen Druckstrebenneigungen die Verträglichkeitsbedingungen außer Acht gelassen. Deshalb müssen Grenzwerte für die Druckstrebenneigungen eingeführt und eingehalten werden.

In weiterer Folge wird die Berechnung der Strebenkräfte des in Abbildung 2.21 gezeigten Fachwerkmodells mit veränderlicher Druckstrebenneigung erläutert.

Durch die Bildung des vertikalen Gleichgewichts $\sum V = 0$ in Schnitten A und B (siehe Abbildung 2.21) folgen die Gleichungen (2.18) und (2.19).

$$F_{swd} = \frac{V_{Ed}}{\sin \alpha} \quad (2.18)$$

$$|F_{c wd}| = \frac{V_{Ed}}{\sin \theta} \quad (2.19)$$

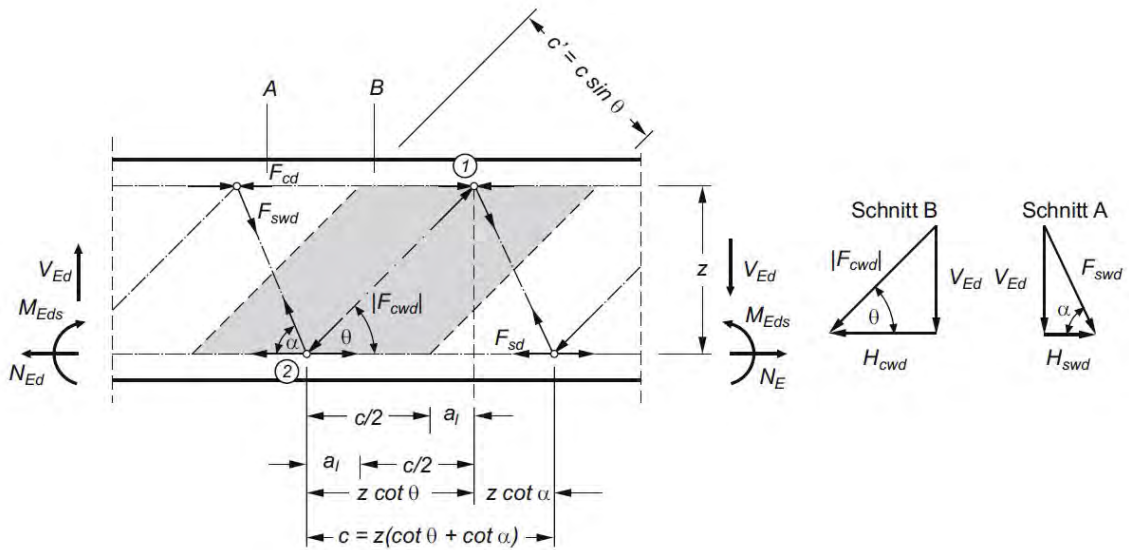


Abbildung 2.21 – Ermittlung der Strebekräfte [31]

Wird die Zugstrebenkraft F_{swd} auf die im Bereich c vorhandene Bewehrungsmenge $a_{sw} \cdot c$, und die Druckstrebenkraft $|F_{cwd}|$ auf die zu Verfügung stehende Betonfläche $b_w \cdot c'$ bezogen, ergeben sich die Spannungen σ_{swd} und σ_{cwd} nach Gleichung (2.20) und (2.21).

$$\sigma_{swd} = \frac{F_{swd}}{a_{sw} \cdot c} = \frac{V_{Ed}}{a_{sw} \cdot f_y \cdot z \cdot (\cot \theta + \cot \alpha) \cdot \sin \alpha} \quad (2.20)$$

$$|\sigma_{cwd}| = \frac{|F_{cwd}|}{b_w \cdot c'} = \frac{V_{Ed}}{b_w \cdot z \cdot \sin^2 \theta \cdot (\cot \theta + \cot \alpha)} = \frac{V_{Ed} \cdot (1 + \cot^2 \theta)}{b_w \cdot z \cdot (\cot \theta + \cot \alpha)} \quad (2.21)$$

Bei $V_{Ed} = V_{Rd}$ wird im Grenzzustand der Tragfähigkeit die Querkrafttragfähigkeit eines Querschnitts ausgeschöpft. Werden zusätzlich die Spannungen durch die Festigkeiten der Werkstoffe $|\sigma_{cwd}| = \alpha_c \cdot f_{cd}$ und $\sigma_{swd} = f_{ywd}$ ersetzt, folgen die Zugstrebentragfähigkeit $V_{Rd,s}$ nach Gleichung (2.22) und die Druckstrebentragfähigkeit $V_{Rd,max}$ nach Gleichung (2.23).

$$V_{Rd,s} = f_{ywd} \cdot a_{sw} \cdot z \cdot (\cot \theta + \cot \alpha) \cdot \sin \alpha \quad (2.22)$$

$$V_{Rd,max} = \alpha_c \cdot f_{cd} \cdot b_w \cdot z \cdot \frac{\cot \theta + \cot \alpha}{1 + \cot^2 \theta} \quad (2.23)$$

Die Zuggurtkraft F_{sd} und Druckgurtkraft F_{cd} werden mit den Gleichungen (2.24) und (2.25) berechnet.

$$F_{sd} = \left(\frac{M_{Eds}}{z} + N_{Ed} \right) + \frac{V_{Ed}}{2} \cdot (\cot \theta - \cot \alpha) \quad (2.24)$$

$$F_{cd} = -\frac{M_{Eds}}{z} + \frac{V_{Ed}}{2} \cdot (\cot \theta - \cot \alpha) \quad (2.25)$$

2.6.2 Schubversagen von Bauteilen mit Querkraftbewehrung

Bei Bauteilen mit Querkraftbewehrung kann entweder die Überschreitung der Betondruckfestigkeit, oder das Erreichen des Fließbereiches der Schubbewehrung traglastbestimmend sein. Wie bereits erwähnt, erhöht sich durch Anordnung einer Schubbewehrung die Querkrafttragfähigkeit eines Stahlbetonträgers deutlich. In Abhängigkeit der Bewehrungsgrade von Biegezug- und Querkraftbewehrung, der Trägergeometrie und insbesondere des Verhältnisses der Stegdicke zur Breite der Druck- und Zuggurte treten folgende unterschiedliche Querkraftversagensmechanismen auf.

2.6.2.1 Biegeschubversagen mit Schubbewehrung

Gleich dem Biegeschubversagen von Bauteilen ohne Querkraftbewehrung entwickelt sich auch hier ein Schubriss meist aus einem bereits vorhandenen Biegeriss. Die vorhandene Schubbewehrung, beginnt auf Grund ihres geringen Bewehrungsgrades unmittelbar nach Bildung des Schubrisses zu fließen. Sie ist auch nicht mehr in der Lage eine weitere Laststeigerung aufzunehmen. Auch hier vergrößert sich durch die Erhöhung der Last der Riss und pflanzt sich mit einer flachen Neigung zur Druckzone des Bauteils fort. Somit kommt es durch Einschnürung der Druckzone zu einem schlagartigen Versagen. Einziger Unterschied ist die primäre Versagensursache, welche hier das Fließen der Bewehrung ist. Das Schadensbild und die Versagensart sind bei Bauteilen mit und ohne Querkraftbewehrung identisch.

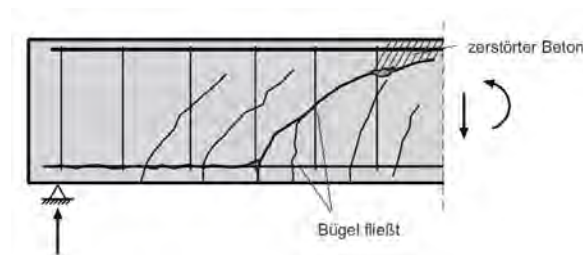


Abbildung 2.22 – Biegeschubversagen mit Schubbewehrung [31]

2.6.2.2 Schubzugbruch mit Schubbewehrung

Wie beim Schubzugbruch von Balken ohne Schubbewehrung tritt diese Versagensart meist bei profilierten Trägern mit dünnem Steg auf. Die Risse treten infolge hoher Hauptzugspannungen im dünnen Steg auf. Doch auf Grund der ausreichend hohen Querkraftbewehrung wird unmittelbar nach Bildung der Schubrisse die Streckgrenze

der Bügelbewehrung noch nicht erreicht. Die Risse verteilen sich regelmäßiger und die Betondruckzone wird nicht schon vorzeitig eingeschnürt. Somit kann sich eine vollständige Fachwerkwirkung, auf welche noch später genauer eingegangen wird, ausbilden. Erst durch eine erhöhte Laststufe beginnt die Schubbewehrung zu fließen und der Schrägriss kann bis zur Zug- und Druckzone vordringen. Das Versagen des Körpers kann entweder durch ein Abreißen der Bügel, oder durch ein wie vorher beschriebenes Biegeschubversagen auftreten.

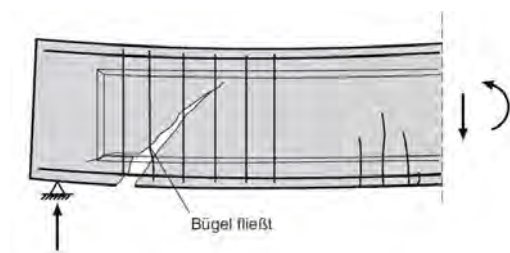


Abbildung 2.23 – Schubzugbruch [31]

2.6.2.3 Druckstrebenversagen

Das Druckstrebenversagen tritt insbesondere bei Trägern mit einem profilierten Querschnitt auf. Im meist hochbewehrten, dünnen Steg wird die Querkraft über die Fachwerkanalogie abgetragen. Großer Unterschied zu den zuvor erwähnten Bruchmechanismen ist, dass selbst bei Erreichen der Bruchlast die Streckgrenze der Schubbewehrung noch nicht erreicht ist. Bei dieser Versagensform muss außerdem noch berücksichtigt werden, dass aufgrund der Querkraftbelastung durch die Querkraftbewehrung der Beton nicht seine volle Druckfestigkeit erreichen kann. Das Versagen, welches durch ein schlagartiges Abplatzen des Betons im Steg gekennzeichnet ist, tritt ein, wenn die reduzierte Betondruckfestigkeit erreicht wird.

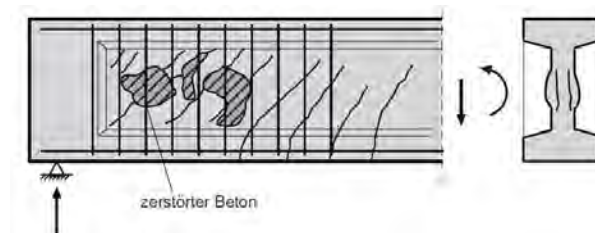


Abbildung 2.24 – Druckstrebenversagen [31]

2.6.2.4 Verankerungsbruch

Wie bei Trägern ohne Querkraftbewehrung kann die mangelhaft ausgeführte Verankerung der Längsbewehrung im Auflagerbereich zu einem Herausziehen der Biegezugbewehrung führen. Zusätzlich kann hier der Träger durch eine unzureichende Verankerung der Stegbewehrung in der Druckzone zu Bruch kommen. Beide Fälle lassen sich aber leicht durch Einhaltung bestimmter konstruktiver Regeln vermeiden.

KAPITEL 2. STAND DES WISSENS

Kapitel 3

Modelle zur Beschreibung der Querkrafttragfähigkeit

3.1 Allgemeines

Bernoulli gelang es bereits Ende des siebzehnten Jahrhunderts die Abtragung zufolge Biegung mithilfe der Hypothese vom Ebenbleiben der Querschnitte einfach und eindeutig zu beschreiben. In weiterer Folge diente seine Theorie auch als Basis für die Ermittlung der Biegetragfähigkeit von Stahlbetonbauteilen, und ist bis heute weltweit anerkannt.

Dieser Durchbruch gelang jedoch für die Beschreibung der Querkrafttragfähigkeit von Stahlbetonbauteilen bis heute noch nicht. Es wurde bisher noch kein global akzeptiertes, mechanisches Modell gefunden, obwohl seit Mitte des zwanzigsten Jahrhunderts zahlreiche Forscher eine Unzahl an Versuchsreihen durchführten und darauf aufbauende theoretische Arbeiten verfassten. Grund dafür ist die Komplexität der einzelnen Tragmechanismen, die wiederum von vielen Parametern beeinflusst werden und gegenseitig voneinander abhängig sind.

Die daraus resultierenden unterschiedlichsten Herangehensweisen und Ansätze wurden dabei

- rein empirisch
- teilweise empirisch mit mechanisch begründetem Hintergrund

hergeleitet.

KAPITEL 3. MODELLE ZUR BESCHREIBUNG DER QUERKRAFTTRAGFÄHIGKEIT

Um auch zu unterstreichen wie vielfältig dieses Thema bisher behandelt wurde, wird in diesem Kapitel der Diplomarbeit ein Überblick über die Modellvorstellungen verschafft und zusätzlich einige Beispiele von ausgewählten Modellen in Bezug auf ihre Ansätze, Herleitung und Bemessungsergebnisse angegeben.

Aufgrund der komplett unterschiedlichen Tragwirkung, wird auch hier wieder zwischen der Schubtragfähigkeit von Bauteilen ohne Querkraftbewehrung und Bauteilen mit Schubbewehrung unterschieden.

3.2 Modelle zur Beschreibung der Querkrafttragfähigkeit von Bauteilen ohne Querkraftbewehrung

Die Querkrafttragfähigkeit von schlanken Bauteilen ohne Querkraftbewehrung wird durch das Erreichen der Schubbrisslast definiert. Wie in Kapitel 2.5.1 beschrieben, stehen folgende Komponenten zur Abtragung der Querkraft zu Verfügung.

- Querkrafttraganteil der Biegedruckzone
- Rissübergreifende Kräfte aus Rissverzahnung
- Dübelwirkung der Längsbewehrung

Da sich das Schubtragverhalten von Stahlbetonbauteilen ohne Querkraftbewehrung einfacher erläutern lässt, wurde auf diesem Gebiet bis heute eine erstaunlich gute Beschreibung der Schubbrisslast erreicht. Aufgrund der unterschiedlichsten Ansätze liegen zur Zeit unzählige Modelle vor. Im Wesentlichen lassen sich die vorliegenden Modellvorstellungen zur Beschreibung der Querkrafttragfähigkeit von Bauteilen ohne Querkraftbewehrung in folgende Kategorien unterteilen. Auch Sören Latte [55] unterscheidet in seiner Dissertation folgende Modellarten:

- Stabwerkmodelle
- Kamm- und Zahnmodelle
- Modelle auf Basis der Druckzonentragfähigkeit
- Theorie des kritischen Biegeschubrisses
- Modified Compression Field Theory
- Fracturing Truss Model und energetischer Maßstabseffekt

Darüber hinaus gibt es noch das Modell des kritischen Biegeschubrisses mit energetischem Maßstabseffekt [55]. Auf diese Modellvorstellung wird in dieser Arbeit nicht näher eingegangen.

3.2.1 Stabwerkmodelle

Ein Stabwerkmodell ist aufgrund der Annahme, dass der Beton keine Zugspannungen aufnehmen kann, durch direkte Druckstreben zwischen dem Auflager und dem Lasteinleitungspunkt gekennzeichnet. Zusätzlich fungiert die Biegezugbewehrung als Zugband. Je nach Belastungsart stellen sich nach der Plastizitätstheorie unterschiedliche Gleichgewichtslösungen ein (siehe Abbildung 3.1). Wird ein Stahlbetonträger durch eine Einzellast belastet, bilden die Druckstreben ein Sprengwerk. Im Gegensatz dazu entsteht ein Bogen, wenn ein Balken durch eine Gleichlast belastet wird.

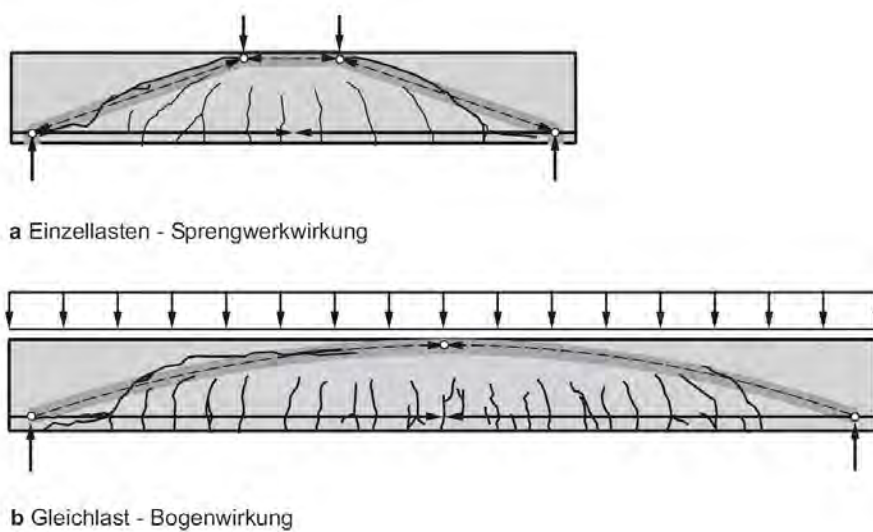


Abbildung 3.1 – Stabwerkmodelle nach der Plastizitätstheorie [31]

Direkte Druckstreben bilden sich hauptsächlich nur bei geringen Schubschlankheiten von $a/d < 2,5$ aus. Für schlankere Bauteile ist diese Modellvorstellung eher ungeeignet, da sich die Direktabstützung durch kreuzende Biegeschubrisse nicht mehr vollständig ausbilden kann.

Collins & Mitchell [24] bestätigen diese Tatsache. Sie nahmen einen Vergleich der Querkrafttragfähigkeit von Stabwerkmodellen und Balkenmodellen bei unterschiedlichen Schubschlankheiten ($a/d = 1$ bis $a/d = 7$) vor. Stabwerkmodelle lieferten dabei bis zu einer Schubschlankheit von $a/d < 2,5$ sehr zutreffende Ergebnisse. Die Ergebnisse der Balkenmodelle wichen bei diesen Schubschlankheiten hingegen dazu sehr stark ab und ergaben konservative Ergebnisse.

Im Gegensatz zu den Stabwerken mit direkter Druckstrebe formulierten einige Forscher, wie zum Beispiel Specht & Scholz [34], andere Ansätze. Hierbei wird zusätzlich

3.2. MODELLE ZUR BESCHREIBUNG DER QUERKRAFTTRAGFÄHIGKEIT VON BAUTEILEN OHNE QUERKRAFTBEWEHRUNG

zur Bogentragwirkung eine begrenzte Zugtragfähigkeit des Betons berücksichtigt. Somit ergeben sich kombinierte Bogen-Fachwerk-Modelle mit Zugstreben aus Beton (siehe Abbildung 3.2).

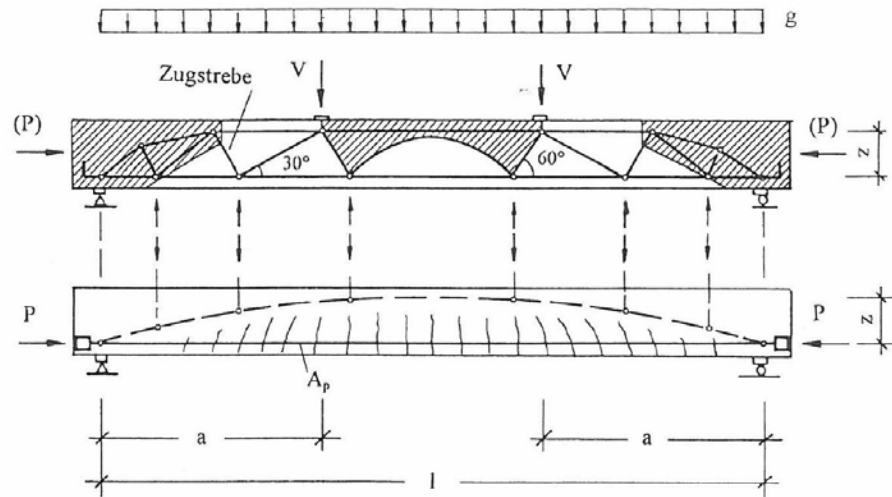


Abbildung 3.2 – Kombiniertes Bogen-Fachwerk-Modell von Specht und Scholz [34]

3.2.2 Kamm- und Zahnmodelle

Wie bereits in 2.5.1 erläutert unterteilen die unter einer kombinierten Momenten- und Querkraftbelastung entstehenden Biegeschubrisse einen Stahlbetonträger in einen „Kamm“. Die dabei in der Zugzone entstehenden Kragarme werden Betonzähne genannt. Das Gleichgewicht an einem Betonzahn wird einerseits über die Einspannung in die Betondruckzone hergestellt und andererseits besteht auch durch die Rissverzahnung und Dübelwirkung der Biegebewehrung eine Kraftübertragung in der Zugzone. Da die Betonzähne dadurch nicht frei verformbar sind, werden diese Tragmechanismen über Verträglichkeitsbedingungen am Zahn abgebildet. Bekannte Ansätze lieferten in der Vergangenheit Kani [35], Fenwick & Paulay [57] und Reineck [41].

Reineck [41] traf einen mechanischen Ansatz auf Basis des Zahnmodells. Er berücksichtigte dabei die über Verformungs- und Verträglichkeitsbedingungen gekoppelten Tragwirkungen. Zusätzlich wertete er die Rissbilder von unterschiedlichsten Versuchsreihen aus und traf dabei die Annahme, dass die Rissneigung ca. 60° gegenüber der Tragwerkslängsachse und der Abstand der Risse 70% der Höhe der Betonzähne beträgt.

Abbildung 3.3 zeigt das von Reineck verwendete Zahnmodell mit den Kräftegleichgewichten der einzelnen Tragwirkungen (Rissreibung, Zahnbiegung, Dübelwirkung und Biegung) an den Betonzähnen.

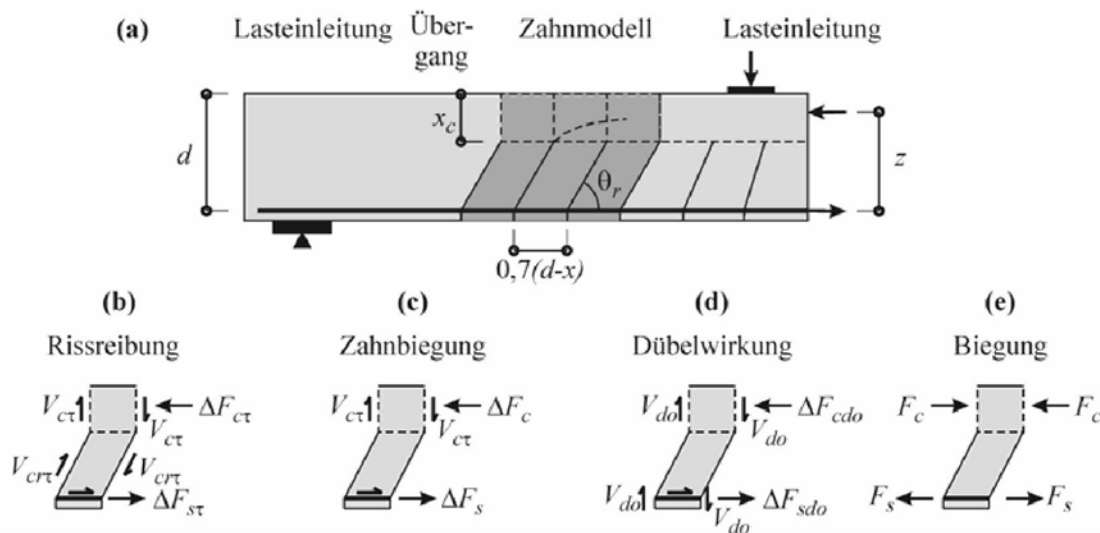


Abbildung 3.3 – Zahnmodell nach Reineck [55]

3.2.3 Modelle auf Basis der Druckzonentragfähigkeit

Diese Modellvorstellung basiert auf einem Kamm- und Zahnmodell. Es wird davon ausgegangen, dass die ungerissene Betondruckzone die Querkrafttragfähigkeit eines Bauteils ohne Querkraftbewehrung bestimmt. Die immer weiter fortschreitenden Schubrisse schnüren die Biegedruckzone ein, bis schlussendlich das Versagen durch die Überschreitung der Betondruckfestigkeit in dieser Zone eintritt. Die Forscher sind sich jedoch noch uneinig, wie groß der Anteil der abgetragenen Querkraft durch die Druckzone tatsächlich ist. Auch beim Verlauf der Schubspannung in der Druckzone gehen die Meinungen auseinander. Einige Forscher sehen den Maximalwert der Schubspannung in der Nulllinie (siehe 3.2.3.1). Andere Wissenschaftler glauben, dass aufgrund des freien Endes der Wert der Schubspannung an der neutralen Faser Null beträgt und der Maximalwert in der Mitte der Biegedruckzone liegt (siehe 3.2.3.2).

3.2.3.1 Zink [43]

Zink veröffentlichte im Jahr 2000 einen neuen Ansatz zur Beschreibung der Schubrissslast. Er beschäftigte sich mit zahlreichen Versuchen von schlanken Balken ohne Schubbewehrung und horizontal liegender Längsbewehrung und mit den daraus resultierenden empirischen Ansätzen. Hauptsächlich wird dabei die Querkrafttragfähigkeit über die Dübelwirkung der Längsbewehrung und die Rissverzahnung beschrieben, und eine idealisierte Verbundwirkung angenommen (die Schubspannungsverteilung im Zustand II verläuft bis zum Zuggurt). Außerdem wird ein konstanter Hebelarm der inneren Kräfte z vorausgesetzt.

Mit der in Abbildung 3.4 gezeigten Verteilung der Schubspannung, wird der maximale Wert der Schubspannung mit folgender Gleichung errechnet:

$$\tau_{xz}^{II} = \frac{V}{b_w \cdot z} \quad (3.1)$$

Darüber hinaus führte Zink selbst 4-Punkt-Biegeversuche durch. Er konnte aus den Versuchsergebnissen feststellen, dass wenn die Risse in die Biegedruckzone hineinreichen, die Schubtragfähigkeit des Bauteils erreicht ist. Die Auswertung der Versuche hat gezeigt, dass der rechnerisch ermittelte Schubspannungswert τ_{xz}^{II} nur rund 25% der zentrischen Zugfestigkeit f_{ct} beträgt. Deshalb genügt die Verteilung der Schubspannung Zinks Anforderungen zur Beschreibung der Schubrissslast von Bauteilen

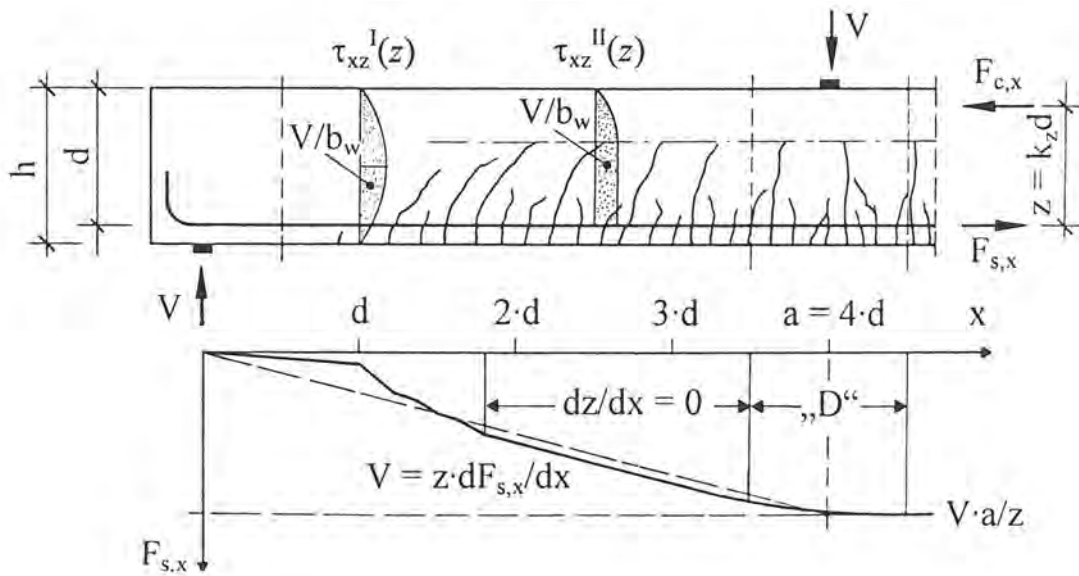


Abbildung 3.4 – Schubfeld mit idealisierter Verbundwirkung [43]

ohne Querkraftbewehrung nicht. Darüber hinaus sind die Traganteile in der Zugzone V_i , V_d und V_{BPZ} (siehe Abbildung 3.5) stark maßstabsabhängig und daher schwer zu quantifizieren.

In Folge dessen beschreitet Zink einen neuen Weg zur Beschreibung der Querkrafttragfähigkeit. Seine Formulierung basiert ausschließlich auf dem Traganteil der ungeschädigten Betondruckzone. Die Einflüsse der restlichen Traganteile werden mit zusätzlichen Faktoren berücksichtigt. Die Annahme eines konstanten Hebelarmes kann ebenso nicht zwingend in jedem Schnitt vorausgesetzt werden. Wie aus der technischen Biegelehre bekannt, kann die Querkraft V durch die Änderung des Biegemomentes längs der Trägerachse $\frac{dM}{dx}$ bestimmt werden. Da das Biegemoment M auch bei Rissen mit einer leichten Neigung größtenteils durch die Normalspannung in Betondruckzone und Stahlbewehrung bestimmt wird, kann das Moment auch durch das Produkt der Stahlzugkraft $F_{s,x}$ mit dem inneren Hebelarm z gebildet werden. In Abbildung 3.6 ist ersichtlich, dass ein lokaler Abfall der Verbundkraft in einem Riss $\frac{dF_{s,x}}{dx}$ durch eine Veränderung des inneren Hebelarmes $\frac{dz}{dx}$ aufgefangen werden kann.

$$V = \frac{dM}{dx} = \frac{d(F_{s,x} \cdot z)}{dx} = \frac{dF_{s,x}}{dx} \cdot z(x) + F_{s,x}(x) \cdot \frac{dz}{dx} \quad (3.2)$$

dabei ist:

3.2. MODELLE ZUR BESCHREIBUNG DER QUERKRAFTTRAGFÄHIGKEIT VON BAUTEILEN OHNE QUERKRAFTBEWEHRUNG

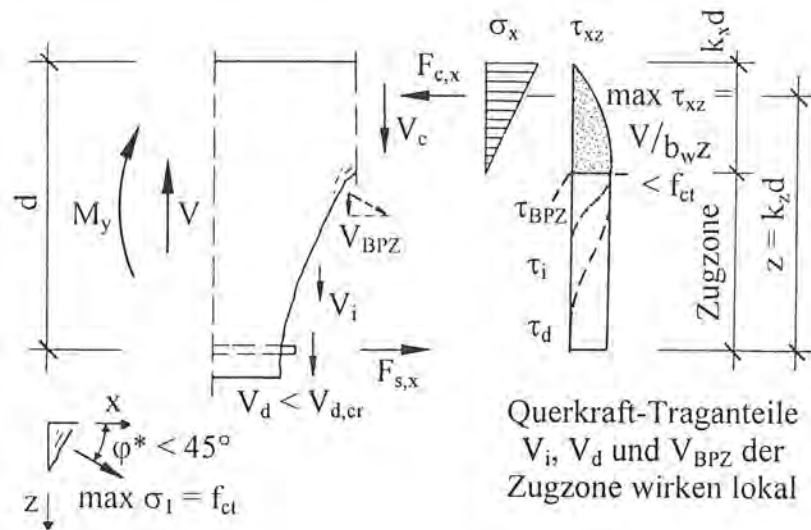


Abbildung 3.5 – Querkraftanteile im Zustand II nach der Dübelformel [43]

- z innerer Hebelarm
- $F_{s,x}$ Stahlzugkraft
- $\frac{dF_{s,x}}{dx}$ Verbundkraft in einem Riss
- $\frac{dz}{dx}$ Veränderung des inneren Hebelarmes

Ermittlung des Grundwertes - V_0

Da die kritischen Risse bereits bis an den unteren Rand der Biegedruckzone vorgegangen sind, kann die Höhe der Druckzone gleich den Biegebereichen, oder besser gesagt in Bereichen ohne Querkraft berechnet werden. Die Ermittlung der Biegedruckzonenhöhe erfolgt anschließend nach Gleichung (3.7). Außerdem hat sich im kritischen Bereich die Neigung der Schubrisse auf ca. 45° gegenüber der Stabachse geändert (siehe Abbildung 3.7). Da Risse stets senkrecht zu den Hauptzugspannungen verlaufen, sind diese ebenfalls um 45° geneigt. Direkt an der Risswurzel entspricht die Höhe der Hauptzugspannung σ_1 genau dem Wert der zentrischen Betonzugfestigkeit f_{ct} . Die zugehörige Längsnormalspannung σ_x ist auf Grund des Spannungsverlaufes in Höhe der neutralen Faser Null. Daraus ergibt sich aus der Umrechnung der Spannungen am Mohr'schen Spannungskreis:

$$\sigma_{1,2} = \frac{\sigma_x}{2} \pm \frac{1}{2} \sqrt{\sigma_x^2 + 4 \cdot \tau_{xz}^2} \quad (3.3)$$

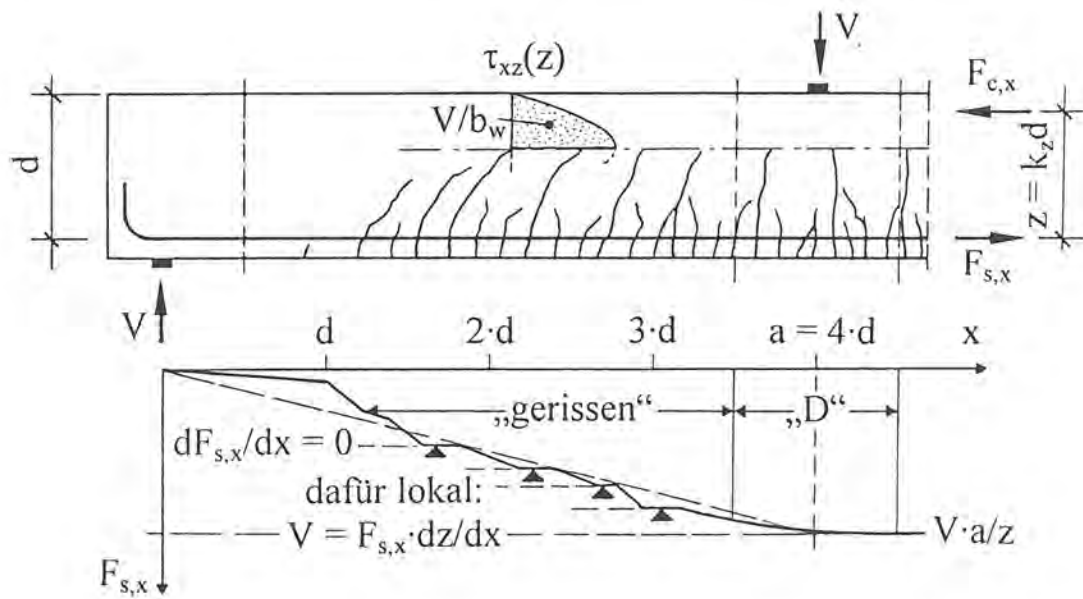


Abbildung 3.6 – Schubfeld mit lokal geschwächter Verbundwirkung [43]

mit

$$\sigma_1 = f_{ct} \text{ notwendige Spannung an der Risspitze}$$

$$\sigma_x = 0 \text{ in Höhe der neutralen Faser}$$

$$\sigma_1 = \tau_{xz} = f_{ct} \quad (3.4)$$

Der Maximalwert der Schubspannung τ_{xz} , welcher sich auf Höhe der neutralen Faser befindet, entspricht somit dem Wert der zentrischen Betonzugfestigkeit f_{ct} und der Hauptzugspannung σ_1 . Betrachtet man den oberen freien Rand der Betondruckzone, so kann man erkennen, dass in diesem Bereich nur die Längsnormalspannung wirkt. Die Schubspannung beträgt in diesem Punkt Null, welches auf den parabelförmigen Verlauf zurückzuführen ist. Die Völligkeit dieser Parabel von $2/3$ wird gleich der Dübelformel angesetzt.

Durch Integration der Schubspannung in der ungeschädigten Druckzone, ergibt sich ein „Grundwert“ V_0 der Querkrafttragfähigkeit von Trägern ohne Querkraftbewehrung im Zustand II. Wird die Querkraft, wie in den aktuellen Normenwerken, auf die Stegfläche bezogen, so erhält man in diesem Fall den Schubspannungsgrundwert τ_0 nach Gleichung (3.6).

KAPITEL 3. MODELLE ZUR BESCHREIBUNG DER QUERKRAFTTRAGFÄHIGKEIT

Druckzone genau zu ermitteln. Dabei wird die Druckzonenhöhe in Abhängigkeit der statischen Nutzhöhe ausgedrückt $k_x d$.

Im reinen Zustand II beeinflusst nur die relative Steifigkeit der Längsbewehrung $\rho \cdot n$ im Vergleich zum Beton die Druckzonenhöhe.

Dabei ist:

ρ	Bewehrungsgrad
n	Verhältnis der E-Moduli

Die Berechnung von k_x kann entweder unter der Annahme einer linear-elastischen Spannungsverteilung in der Druckzone exakt nach Gleichung (3.7) erfolgen, oder kann unter Einhaltung von in der Praxis üblichen E-Modulverhältnissen und Bewehrungsgraden mit ausreichend genauer Annäherung laut Formel (3.8) ermittelt werden.

$$k_x = \rho \cdot n \cdot \left(\sqrt{1 + \frac{2}{\rho \cdot n}} - 1 \right) = \frac{2}{1 + \sqrt{1 + \frac{2}{\rho \cdot n}}} \quad (3.7)$$

$$k_x \approx 0,78 \cdot \sqrt[3]{\rho \cdot n} \quad \text{für : } 0,008 \leq \rho \cdot n \leq 0,400 \quad (3.8)$$

Gemäß Zinks Vorstellungen hängt die Querkrafttragfähigkeit wesentlich von der Höhe der Druckzone $k_x d$ ab. Jedoch wird dieser Einfluss in den Normen nicht berücksichtigt. In der Vergangenheit (z. B.: B4200 [8]) bezieht sich die Definition der Schubspannung auf ein gedachtes Fachwerk mit dem inneren Hebelarm $k_z d$. Mit der Ermittlung $\tau = V/(b_w \cdot z)$ würde sich die Querkrafttragfähigkeit mit zunehmendem Hebelarm erhöhen. Doch eine Zunahme des Hebelarmes bedeutet gleichzeitig ein Abnehmen der Druckzonenhöhe, was nach Zinks Formulierung wiederum eine geringere Schubtragfähigkeit zu bedeuten hätte. In diesem Punkt widersprechen sich beide Ansätze.

Ermittlung der Schubrisslast - V_{sr}

Um eine realistische Einschätzung der Querkrafttragfähigkeit von Trägern ohne Schubbewehrung vorzunehmen zu können, werden wie bereits zuvor erwähnt aufbauend auf den in der Druckzone abgetragenen Querkraftanteil V_0 (siehe Gleichungen (3.5) und (3.6)) einige weitere wesentliche Einflussgrößen berücksichtigt. Diese,

3.2. MODELLE ZUR BESCHREIBUNG DER QUERKRAFTTRAGFÄHIGKEIT VON BAUTEILEN OHNE QUERKRAFTBEWEHRUNG

sich gegenseitig beeinflussenden Parameter, führen zusammengefasst zu zwei zusätzlichen Faktoren.

Einerseits kann ein geringer Einfluss der Schubslankheit, welcher aus der Mitwirkung des Betons in der Zugzone (Tension Stiffening) resultiert, beobachtet werden. Zink beschreibt diesen Einfluss über den Faktor $k(a/d)$. Die Normierung dieses Faktors erfolgt so, dass dieser bei einem Verhältnis von $a/d = 4,0$ den Wert 1 annimmt. Der aus einer Regressionsanalyse gewonnene Exponent, welcher die Änderung im Bereich zwischen $a/d = 3,0$ und $a/d = 6,0$ erläutert, ergibt sich zu $1/4$.

$$k(a/d) = \left(\frac{4 \cdot d}{a} \right)^{1/4} \quad (3.9)$$

Andererseits berücksichtigt er den Maßstabeffekt und die Sprödigkeit des verwendeten Betons in seinem Modell, da eine steigende Sprödigkeit des Betons das Abklingen der Nebentragwirkungen im Bauteil begünstigt. Hierfür führt Zink in der Literatur den Faktor $k(l_{ch}/d)$ ein, der das Verhältnis der charakteristischen Länge nach Hillerborg [12] l_{ch} zur statischen Nutzhöhe d bruchmechanisch ausdrückt.

$$k(l_{ch}/d) = \left(\frac{5 \cdot l_{ch}}{d} \right)^{1/4} \quad (3.10)$$

Somit ergibt sich die zum Versagen führende Schubrislast V_{sr} aus der Multiplikation des Grundwertes V_0 mit den Faktoren $k(a/d)$ und $k(l_{ch}/d)$, die den Einfluss der Nebentragwirkungen beschreiben, nach Gleichung (3.12)

$$V_{sr} = V_0 \cdot k(a/d) \cdot k(l_{ch}/d) \quad (3.11)$$

$$V_{sr} = \frac{2}{3} \cdot b_w \cdot k_x d \cdot f_{ct} \cdot \left(\frac{4 \cdot d}{a} \right)^{1/4} \cdot \left(\frac{5 \cdot l_{ch}}{d} \right)^{1/4} \quad (3.12)$$

Bezogen auf den statischen Querschnitt $b_w d$ wird die zum Versagen führende Schubspannung mit Gleichung (3.13) bestimmt.

$$\tau_{sr} = \frac{V_{sr}}{b_w \cdot d} = \frac{2}{3} \cdot k_x \cdot f_{ct} \cdot \left(\frac{4 \cdot d}{a} \right)^{1/4} \cdot \left(\frac{5 \cdot l_{ch}}{d} \right)^{1/4} \quad (3.13)$$

3.2.3.2 Tureyen & Frosch [39]

Auch die Autoren Tureyen und Frosch gehen davon aus, dass die Tragfähigkeit von Stahlbetonbalken ohne Querkraftbewehrung durch das Versagen der Druckzone bestimmt wird.

Basierend auf Beobachtungen schließen sie, dass die Steifigkeit der Biegebewehrung die Querkrafttragfähigkeit eines Trägers stark beeinflusst. Diese wirkt sich nämlich auf die Lage der neutralen Achse aus, welche die Höhe der ungerissenen Betondruckzone definiert. Um die Druckzonenhöhe und somit die Lage der neutralen Achse untersuchen zu können, wird ein Balken mit einer konstanten Schubbeanspruchung zwischen der Lasteinleitungsstelle und dem Auflager belastet (siehe Abbildung 3.8).

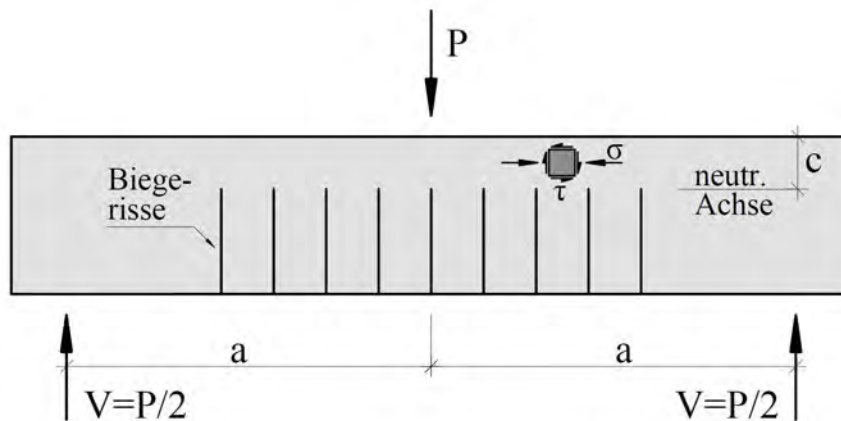


Abbildung 3.8 – Modellvorstellung [39]

Der Spannungszustand in der ungerissenen Betondruckzone bestehend aus Schubspannung τ und Längsdruckspannung σ ist ebenfalls in Abbildung 3.8 an einem Element dargestellt. In Anbetracht dieses Zustandes können die Hauptspannungen mit Hilfe des Mohr'schen Spannungskreises bestimmt werden. Ein Versagen des Querschnitts tritt dann auf, wenn die Hauptzugspannungen die Zugfestigkeit des Betons erreichen. Darauf basierend ergibt sich Gleichung (3.14).

$$\frac{\sigma}{2} - \sqrt{\tau^2 + \left(\frac{\sigma}{2}\right)^2} = -f_t \quad (3.14)$$

Die kritische Schubspannung ergibt sich durch Umformen von Gleichung (3.14) zu Gleichung (3.15).

3.2. MODELLE ZUR BESCHREIBUNG DER QUERKRAFTTRAGFÄHIGKEIT VON BAUTEILEN OHNE QUERKRAFTBEWEHRUNG

$$\tau = \sqrt{f_t^2 + f_t \cdot \sigma} \quad (3.15)$$

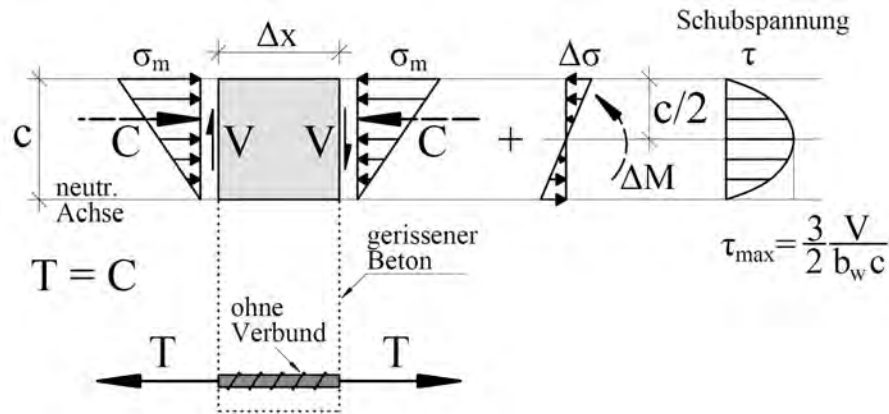


Abbildung 3.9 – Spannungsverteilung im Bereich eines Risses [39]

Um die Schubtragfähigkeit zu erhalten, müssen sowohl die Schubspannung als auch die Druckspannung in der Betondruckzone bestimmt werden. Hierfür wird ein Teil des Trägers genau an einer Rissstelle mit einer Länge von Δx freigeschnitten und untersucht. Abbildung 3.9 zeigt diesen freigeschnittenen Teil mit den darauf angelegten Spannungen. Aufgrund des fehlenden Verbunds bleibt die Zugspannung T in der Biegebewehrung über die Länge Δx konstant. Deshalb müssen zur Erfüllung des Gleichgewichts auch die Druckspannungen C auf beiden Seiten konstant bleiben.

Als Widerstand gegen das Kräftepaar $V \cdot \Delta x$ muss ein Moment ΔM entwickelt werden, welches die Biegespannungen $\Delta \sigma$ erzeugt. Indem wiederum das horizontale Gleichgewicht eingehalten wird, erhält man die auf die Biegespannungsverteilung bezogenen Schubspannungen, die von ΔM verursacht werden. Daraus folgt auch, dass die maximale Schubspannung τ_{max} in der Mitte der Druckzone $c/2$ auftritt. Da die Schubspannung an den freien Enden (oberer Trägerrand und neutrale Achse) Null sein sollte, wird ein parabolförmiger Verlauf der Schubspannung mit einer Völligkeit der Parabel von $2/3$ angenommen.

$$\tau_{max} = \frac{3}{2} \frac{V}{b_w \cdot c} \quad (3.16)$$

Durch das Einsetzen von Gleichung (3.16) in Gleichung (3.15) und der Berücksichtigung der zu τ_{max} zugehörigen Normalspannung in der Mitte der Betondruckzone $\sigma = \sigma_m/2$, erhält man folgenden Ausdruck für die maximal aufnehmbare Querkraft.

$$V_c = \frac{2}{3} \cdot b_w \cdot c \cdot \sqrt{f_t^2 + f_t \cdot \frac{\sigma_m}{2}} \quad (3.17)$$

Die in Abbildung 3.9 gezeigte Schubspannungsverteilung unterscheidet sich von den häufig verwendeten Verteilungen. Üblicherweise werden nämlich Abschnitte zwischen zwei Rissen zur Bestimmung der Querkrafttragfähigkeit von Bauteilen verwendet, welche eine durchschnittliche Schubspannungsverteilung, wie in Abbildung 3.10 gezeigt, erzeugen.

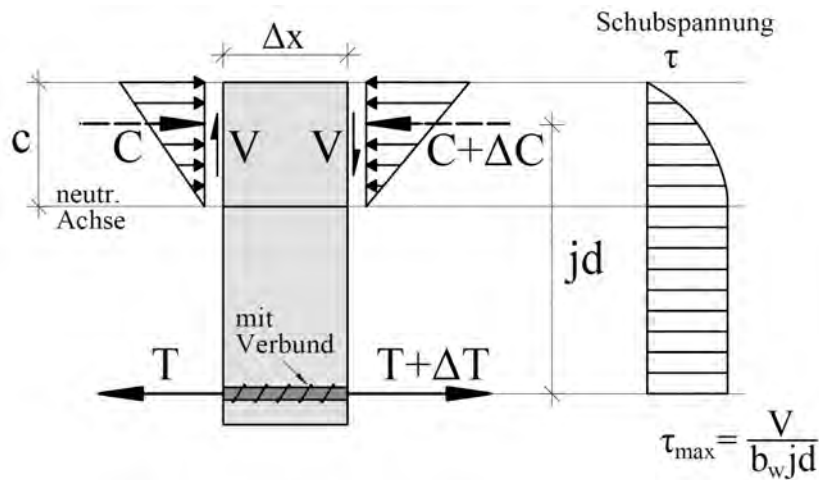


Abbildung 3.10 – Spannungsverteilung im Bereich zwischen den Rissen [39]

In den Abschnitten zwischen den Rissen existiert der Verbund zwischen Beton und Biegebewehrung, was eine Änderung der Zugkraft in der Biegebewehrung über die Länge Δx erlaubt. Aufgrund dieser Zugkraftänderung in der Biegebewehrung müssen horizontale und vertikale Schubspannungen im Steg vorhanden sein. Da diese Änderung der Zugkraft im Bereich eines Risses aufgrund des fehlenden Verbunds nicht stattfinden kann, können auch keine horizontalen und vertikalen Schubspannungen im Steg unterhalb der neutralen Achse existieren.

Die in Gleichung (3.17) angeführten Faktoren zur Bestimmung der Querkrafttragfähigkeit können leicht berechnet werden. Die Druckzonenhöhe wird unter der Annahme eines linear-elastischen Materialverhalten nach Gleichung (3.18) ermittelt.

$$c = d \cdot \rho \cdot \frac{E_s}{E_c} \cdot \left(\sqrt{1 + \frac{2 \cdot E_c}{\rho \cdot E_s}} - 1 \right) \quad (3.18)$$

Der einzige Wert, der abgeschätzt werden muss ist die Normalspannung, da dieser Wert über die Länge des Trägers variiert. Da die Erhöhung der Normalspannung

3.2. MODELLE ZUR BESCHREIBUNG DER QUERKRAFTTRAGFÄHIGKEIT VON BAUTEILEN OHNE QUERKRAFTBEWEHRUNG

auch die Querkrafttragfähigkeit erhöht, sollte die Abschätzung konservativ mit Hilfe einer Untergrenze erfolgen. Die niedrigste in einem gerissenen Querschnitt vorkommende Normalspannung σ_m tritt bei einem Moment auf, welches nur geringfügig größer ist als das Rissmoment M_{cr} . Daher wird auch das Rissmoment für die konservative Abschätzung herangezogen. Wäre das Moment kleiner als das Rissmoment, würde der Querschnitt ungerissen bleiben und der ganze Ansatz wäre unangebracht.

Um die Anwendbarkeit dieses Modells zu überprüfen, führten die Autoren eine Vergleichsreihe mit Testdaten aus anderen Untersuchungen durch. Dabei wird eine Betonzugfestigkeit $f_t = 6 \cdot \sqrt{f'_c}$ angenommen, was zu Gleichung (3.19) führt.

$$V_c = \frac{2}{3} \cdot b_w \cdot c \cdot \sqrt{\left(6 \cdot \sqrt{f'_c}\right)^2 + 6 \cdot \sqrt{f'_c} \cdot \frac{\sigma_m}{2}} \quad (3.19)$$

mit:

b_w	Stegbreite [in]
c	Betondruckzonenhöhe [in]
f'_c	Betondruckfestigkeit [psi]
f_t	Betonzugfestigkeit [psi]
σ_m	Längsnormalspannung (Biegespannung) [psi]

Eine weitere Vereinfachung für Bemessungszwecke zeigt Gleichung (3.20).

$$V_c = 5 \cdot \sqrt{f'_c} \cdot b_w \cdot c \quad (3.20)$$

Die Umrechnung der auf den US-Einheiten (psi, in) basierenden Gleichung (3.20) auf SI-Einheiten (MPa, mm) führt zu Gleichung (3.21).

$$V_c = 0,4152 \cdot \sqrt{f'_c} \cdot b_w \cdot c \quad (3.21)$$

mit:

b_w	Stegbreite [mm]
c	Betondruckzonenhöhe [mm]
f'_c	Betondruckfestigkeit [MPa]

3.2.3.3 Zararis & Papadakis [23]

Zararis und Papadakis untersuchten das Schubversagen von Stahlbetonbalken ohne Schubbewehrung. Sie bestimmen dabei den Ort des Versagens und berücksichtigen die Art der Rissbildung. Ihre Untersuchungen münden in einer einfachen Gleichung zur Bestimmung der auf die Betonfläche bezogenen Querkraft bei Bruch.

Sie nehmen an, dass sich zuerst ein schräger Riss ausbildet, welcher in den meisten Fällen zwischen vorhandenen Biegerissen entsteht. An der Risspitze dieses ersten Risses entwickelt sich oft ein zweiter flacherer Riss. Dieser pflanzt sich in die Druckzone bis hin zur Lasteinleitungsstelle fort. Darüber hinaus wird dieses Versagen ausschließlich bei schlanken Balken mit einer Schubschlankheit von $\frac{a}{d} \geq 2,5$ beobachtet, was wiederum das Versagensmodell von Zararis und Papadakis auf diesen Bereich einschränkt.

Darüber hinaus gehen die Autoren davon aus, dass sich der erste Schubriss durch eine Rotation um die Risspitze und somit nur senkrecht zur Rissrichtung öffnet. Aus diesem Grund werden die Dübelwirkung der Längsbewehrung, sowie die Rissverzahnung nicht mobilisiert. Sie leisten daher keinen Anteil zur Querkraftabtragung.

Abbildung 3.11 zeigt einen 4-Punkt-Biegeversuch, welcher die Ausgangsbasis für das Modell von Zararis und Papadakis darstellt.

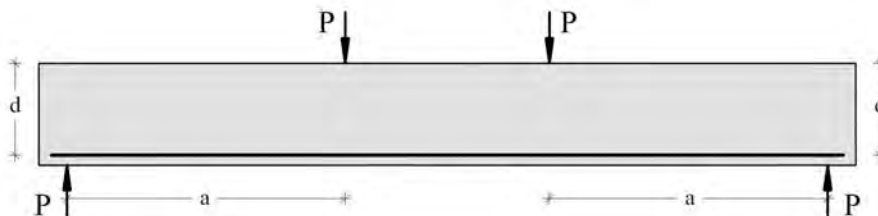


Abbildung 3.11 – Ausgangsbasis des Modells von Zararis und Papadakis [23]

Wird die Resultierende aus der Auflast P und der Druckkraft C_f gebildet, so verläuft diese auf der gedachten Verbindungslinie vom Auflager zum Lasteinleitungspunkt. Erreicht nun die Risspitze des ersten Schubrisses diese Verbindungslinie, wächst genau entlang dieser im Winkel ϑ geneigten Linie ein neuer Riss als zweiter Ast bis in die Betondruckzone und führt schlussendlich zum Versagen. In Abbildung 3.12 ist gut zu erkennen, dass sich der Beginn des zweiten Astes, die Risspitze des ersten Astes, die Spannungsnulllinie (gepunktete Linie) und die gedachte Verbindungslinie vom Auflager zum Lasteinleitungspunkt (strichlierte Linie) in einem Punkt treffen.

3.2. MODELLE ZUR BESCHREIBUNG DER QUERKRAFTTRAGFÄHIGKEIT VON BAUTEILEN OHNE QUERKRAFTBEWEHRUNG

Auch die Verbundspannungen von Bewehrung und Beton dürfen bei diesem Ansatz nicht vernachlässigt werden, denn ohne sie würde sich kein Gleichgewichtszustand einstellen. Somit ändert sich die Zugkraft in der Bewehrung T_f über die Länge des Balkens.

Weiters wird das Verhältnis der Höhe der Druckzone c zur statischen Nutzhöhe d ermittelt. Diese Beziehung beruht auf dem Dehnungsverhältnis vom Beton an der Druckzonoberkante ε_c zur Längsbewehrung ε_s

$$\frac{\varepsilon_c}{\varepsilon_s} = \frac{c}{d - c} \quad (3.22)$$

Wird von einer parabolischen Verteilung der Druckspannung ausgegangen, entspricht die Druckkraft C_f :

$$C_f = \frac{2}{3} \cdot b \cdot c \cdot f'_c \quad (3.23)$$

Aus Gleichgewichtsgründen ($\Sigma H = 0$) lautet die Zugkraft in der Bewehrung T_f :

$$T_f = \varepsilon_s \cdot E_s \cdot A_s \quad (3.24)$$

Mit $\varepsilon_c = 2\text{‰}$ und $E_s = 200.000 \text{ N/mm}^2$ erhält man durch Gleichsetzen der Gleichungen (3.23) und (3.24) schließlich die quadratische Gleichung (3.25) zur Bestimmung der Druckzonenhöhe c .

$$\left(\frac{c}{d}\right)^2 + 600 \cdot \frac{\rho}{f'_c} \cdot \frac{c}{d} - 600 \cdot \frac{\rho}{f'_c} = 0 \quad (3.25)$$

mit:

- ρ Längsbewehrungsgrad
- f'_c mittlere Betondruckfestigkeit

Beim Versagen des zweiten Astes des Schubrisses nehmen Zararis und Papadakis an, dass die Hauptdruckspannungen entlang der Druckdiagonalen wirken, und somit entlang dieser Linie nur Normalspannungen auftreten. Diese Normalspannungen stehen mit sich selbst im Gleichgewicht. Dieser Spannungszustand lässt darauf schließen, dass das endgültige Querkraftversagen des Trägers durch einen Spaltzugbruch der

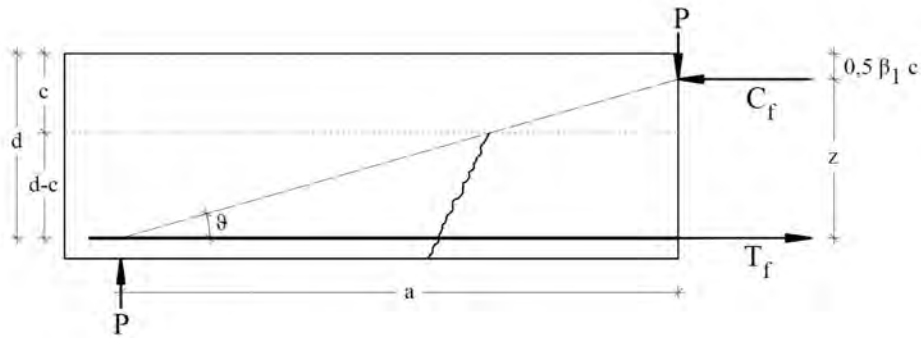


Abbildung 3.12 – Gleichgewicht am Balken [23]

gedachten Kreisscheibe auftritt. Abbildung 3.13 zeigt diese Normalspannungsverteilung am Versagensriss infolge Spaltzug.

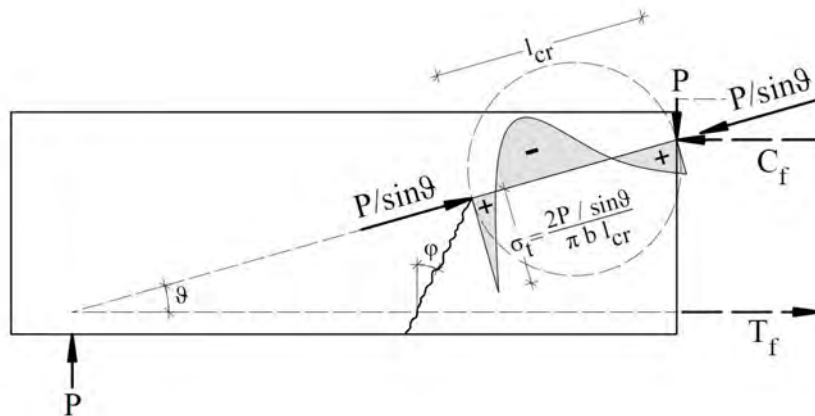


Abbildung 3.13 – Normalspannungsverteilung am Versagensriss [23]

Die Zugspannung σ_t beim Spaltzugversagen wird folgendermaßen ermittelt.

$$\sigma_t = \frac{2P / \sin \vartheta}{\pi \cdot b \cdot l_{cr}} \quad (3.26)$$

Dabei ist für l_{cr} bei quaderförmigen Spaltprismen die Höhe und bei Kreisscheiben der Durchmesser anzusetzen. Da die Autoren die Druckzone mit einem Spaltzylinder modellieren, entspricht l_{cr} dem Durchmesser des Zylinders und Dicke der Trägerbreite b . Überschreitet die Spannung σ_t die Zugfestigkeit des Betons f_{ct} , pflanzt sich der Riss weiter fort. Dabei verkleinert sich der äquivalente Durchmesser l_{cr} fortlaufend und die Spannung wird größer, so dass der Riss recht schnell zum Versagen führt. Wird in Gleichung (3.26) die Kraft P durch V_u ersetzt, und der geometrische Zu-

3.2. MODELLE ZUR BESCHREIBUNG DER QUERKRAFTTRAGFÄHIGKEIT VON BAUTEILEN OHNE QUERKRAFTBEWEHRUNG

sammenhang $\sin \vartheta = c \cdot (1 - 0,5 \beta_1) / l_{cr}$ berücksichtigt, ergibt sich folgende Bruchlast nach Gleichung (3.27).

$$V_u = \frac{1}{2} \cdot \pi \cdot (1 - 0,5 \cdot \beta_1) \cdot \frac{c}{d} \cdot f_{ct} \cdot b \cdot d \quad (3.27)$$

Wird für den Beiwert $\beta_1 = 0,72$ eingesetzt, kann der Querkraftwiderstand nach Gleichung (3.28) angegeben werden.

$$V_u = \frac{c}{d} \cdot f_{ct} \cdot b \cdot d \quad (3.28)$$

Erwähnenswert ist dabei, dass die Querkrafttragfähigkeit primär von der Spaltzugfestigkeit des Betons f_{ct} abhängt. Die Faktoren, welche die Druckzonenhöhe bestimmen (Längsbewehrungsgrad ρ und Betondruckfestigkeit f'_c), beeinflussen die Querkrafttragfähigkeit nur sekundär.

Maßstabseffekt

In weiterer Folge wird noch die Berücksichtigung des Maßstabeffekts erläutert. Hierbei kann der Maßstabeffekt des Querkraftversagens auf den Maßstabeffekt des Spaltzugversagens reduziert werden. Diese Schlussfolgerung ist auf Spaltzugversuche von verschiedenen Forschern mit unterschiedlich großen Zylindern oder Kreisscheiben zurückzuführen. Sie haben dabei herausgefunden, dass mit größer werdendem Durchmesser D die Bruchspannung σ_N abnimmt und somit ein maßstäblicher Einfluss existiert.

Um die Forschungsergebnisse auf das Spaltverhalten von Beton bei schlanken Balken und somit in das Querkraftmodell integrieren zu können, müssen folgende Annahmen getroffen werden:

- der gezogene Teil der Risslänge l_{cr} entspricht dem Durchmesser der Spaltzylinder D
- die Risslänge l_{cr} kann mit $0,40 a$ abgeschätzt werden
- der gezogene Teil der Risslänge kann mit $0,16 a$ abgeschätzt werden

Diese Annahmen lassen darauf schließen, dass der Maßstabeffekt in erster Linie von a , dem horizontalen Abstand zwischen der Lasteinleitung und dem Auflager abhängt. Mit der Substitution $a = \frac{a}{d} d$ zeigen die Autoren, dass der Maßstabeffekt von

KAPITEL 3. MODELLE ZUR BESCHREIBUNG DER QUERKRAFTTRAGFÄHIGKEIT

Trägern nicht nur, wie in den meisten Formulierungen behauptet, von der statischen Nutzhöhe d , sondern auch von der Schubslankheit $\frac{a}{d}$ abhängig ist.

Hasegawa, Shioya und Okada [58] stellten bei ihren Untersuchungen die Beziehung nach Gleichung (3.29) auf. Die Auswertung der Spaltzugversuche hat gezeigt, dass die Bruchspannung σ_N jedoch nie den Wert $0,65 f_{ct}$ unterschreitet.

$$\sigma_N = (1,20 - 1,30 D) f_{ct} \quad (3.29)$$

dabei ist:

σ_N Spaltzugfestigkeit eines Zylinders mit einem Durchmesser D

f_{ct} Spaltzugfestigkeit eines Zylinders mit einem Durchmesser von 0,15 m

Wird, wie zuvor erläutert, der Zylinderdurchmesser D durch $0,16 a$ (gezogener Teil von l_{cr}) ersetzt, ergibt sich Gleichung (3.30).

$$\sigma_N = (1,20 - 0,20 a) f_{ct} \quad (3.30)$$

Der Faktor $(1,20 - 0,20 a)$ erfasst dabei den Maßstabeffekt. Somit kann basierend auf Gleichung (3.28) folgende Formulierung nach Gleichung (3.31) für die Querkrafttragfähigkeit von schlanken Bauteilen ohne Querkraftbewehrung angegeben werden.

$$V_u = \left(1,2 - 0,2 \cdot \frac{a}{d} \cdot d\right) \cdot \frac{c}{d} \cdot f_{ct} \cdot b \cdot d \quad (3.31)$$

$$1,2 - 0,2 \cdot \frac{a}{d} \cdot d \geq 0,65 \quad (d \text{ in Meter}) \quad (3.32)$$

Die Spaltzugfestigkeit des Betons wird von den Autoren entsprechend des Eurocode 2 nach Gleichung (3.33) ermittelt:

$$f_{ct} = 0,3 \cdot (f'_c)^{2/3} \quad (3.33)$$

3.2.4 Theorie des kritischen Biegeschubrisses

Nach der Plastizitätstheorie stellen sich bei Bauteilen ohne Querkraftbewehrung je nach Belastungsart entsprechend unterschiedliche Gleichgewichtslösungen ein. Wie in Abbildung 3.14 ersichtlich und in Kapitel 3.2.1 beschrieben, bildet sich bei einer Belastung durch eine Einzellast ein durch theoretische Druckstreben gebildetes Sprengwerk aus. Hingegen dazu aktiviert eine Gleichlast die sogenannte Bogenwirkung.

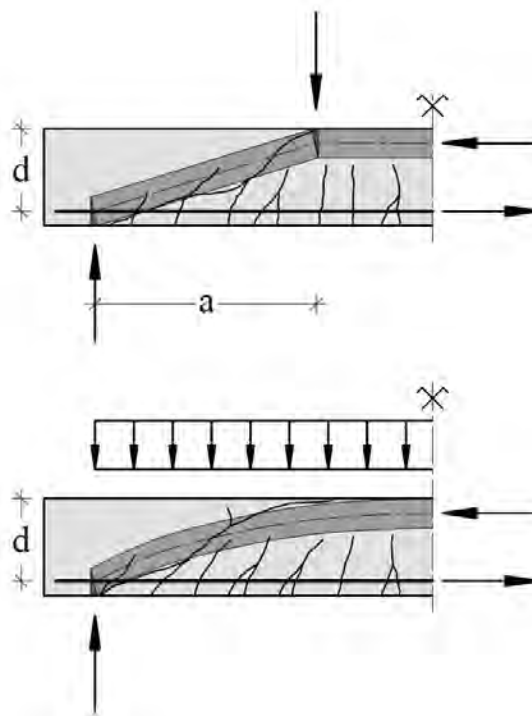


Abbildung 3.14 – Sprengwerk und Bogenwirkung [28]

Muttoni [14] beobachtete in zahlreichen Versuchen eine erhebliche Abweichung der Bruchlast von den zuvor beschriebenen Gleichgewichtslösungen. Dies führt er auf das Kreuzen der Biegeschubrisse mit der nach der Plastizitätstheorie angenommenen Druckstrebe des Bogens bzw. Sprengwerks zurück. Durch die Fortpflanzung der Risse und die dadurch immer größer werdenden Rissbreiten kann sich die Direktabstützung zu den Auflagern nicht mehr vollständig ausbilden, da durch den Ausfall der Rissverzahnung die Fähigkeit Querkraft über die Rissufer hinweg zu übertragen, verloren geht. Somit kann die angestrebte Traglast nicht erreicht werden.

Aus diesen Erkenntnissen entwickelte Muttoni die Theorie des kritischen Biegeschubrisses [28]. Bei dieser Theorie beschreibt Muttoni die Querkrafttragfähigkeit von

KAPITEL 3. MODELLE ZUR BESCHREIBUNG DER QUERKRAFTTRAGFÄHIGKEIT

Stahlbetonbauteilen ohne Querkraftbewehrung als Funktion der kritischen Schubrissbreite und der Rissrauigkeit, für welche er den Größtkorndurchmesser als Maß annimmt.

Diese Abhängigkeit ist in Gleichung (3.34) dargestellt.

$$\frac{V_R}{b \cdot d} = \sqrt{f_c} \cdot f(w, d_g) \quad (3.34)$$

Dabei ist:

f_c	Betondruckfestigkeit
w	kritische Rissbreite
d_g	Größtkorndurchmesser

Das Berechnungsmodell basiert darauf, dass die Rissbreite an einer vorgeschlagenen Stelle, dem sogenannten kritischen Bereich, bestimmt wird. Folgende Voraussetzungen müssen dabei getroffen werden:

1. Dieser kritische Bereich befindet sich, wie in Abbildung 3.15 ersichtlich, auf einem Schnitt in einer bestimmten Kontrolltiefe. Die Lage des kritischen Schnitts ist von der Art der Belastung abhängig. Bei einer Belastung durch eine Einzelast befindet sich der kritische Schnitt um $0,5d$ von der Lasteinleitungsstelle entfernt. Die Kontrolltiefe ist $0,6d$ vom Druckrand entfernt.
2. Die kritische Rissbreite ist proportional zum Produkt der Längsdehnung in der Kontrolltiefe mit der statischen Nutzhöhe.

$$w \propto \varepsilon \cdot d \quad (3.35)$$

Dabei ist anzumerken, dass Gleichung (3.35) nur für Rechteckquerschnitte ohne Längsbewehrung an den Seitenflächen, wie dies bei Stahlbetonplatten der Fall ist, eine sinnvolle Anwendung findet. Im Gegensatz dazu würde eine Bewehrung an den Seitenflächen die kritische Rissbreite reduzieren und damit die Querkrafttragfähigkeit des Elements erhöhen.

3.2. MODELLE ZUR BESCHREIBUNG DER QUERKRAFTTRAGFÄHIGKEIT VON BAUTEILEN OHNE QUERKRAFTBEWEHRUNG

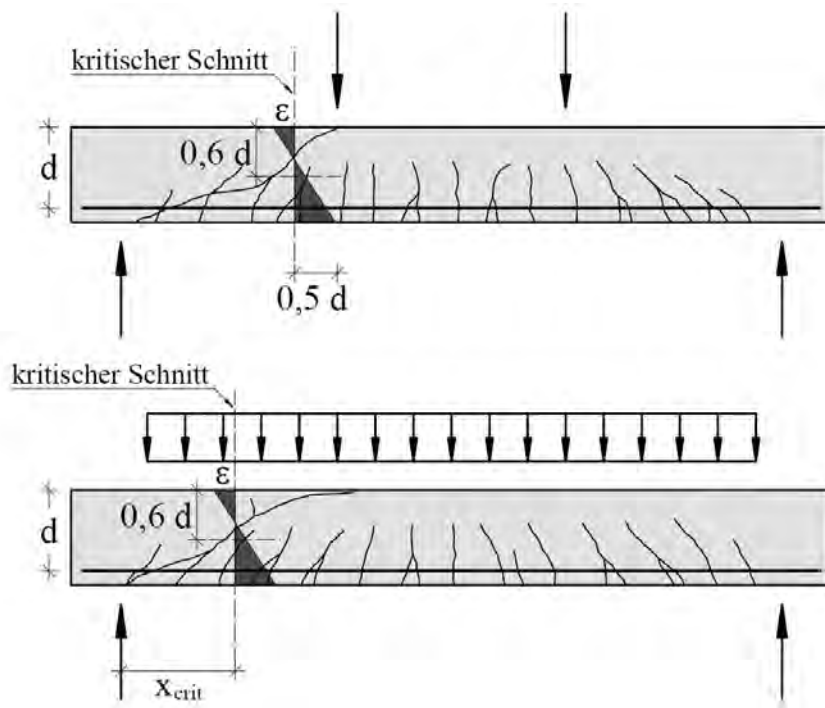


Abbildung 3.15 – Lage und Längsdehnung im kritischen Bereich nach Muttoni [28]

Bei Querschnitten ohne induzierter Längsnormalkraft und unter Vernachlässigung der Betonzugfestigkeit kann durch die Berücksichtigung des Ebenbleibens der Querschnitte die Längsdehnung in der Kontrolltiefe mithilfe der elastischen Biegetheorie ermittelt werden.

$$\varepsilon = \frac{M}{b \cdot d \cdot \rho \cdot E_s \cdot \left(d - \frac{c}{3}\right)} \cdot \frac{0,6 \cdot d - c}{d - c} \quad (3.36)$$

Hierbei ist c die elastisch ermittelte Druckzonenhöhe, welche aufgrund des linearen Spannungsblocs nach Gleichung (3.37) bestimmt werden kann.

$$c = d \cdot \rho \cdot \frac{E_s}{E_c} \cdot \left(\sqrt{1 + \frac{2 \cdot E_c}{\rho \cdot E_s}} - 1 \right) \quad (3.37)$$

Unter Berücksichtigung der Auswirkungen der kritischen Rissbreite, des Größtkorndurchmessers und der Betondruckfestigkeit wird von den Autoren folgender Ausdruck vorgeschlagen, um die Querkrafttragfähigkeit einer Stahlbetonplatte zu bestimmen.

KAPITEL 3. MODELLE ZUR BESCHREIBUNG DER QUERKRAFTTRAGFÄHIGKEIT

$$\frac{V_R}{b \cdot d \cdot \sqrt{f_c}} = \frac{1}{6} \cdot \frac{2}{1 + 120 \cdot \frac{\varepsilon \cdot d}{16 + d_g}} \quad (3.38)$$

Basierend auf Gleichung (3.38) kann für Bemessungszwecke eine Vereinfachung vorgenommen werden. Dabei gelten folgende Voraussetzungen:

1. Die Dehnung ε kann mithilfe der Stahldehnung ε_s und unter der Annahme, dass die Druckzonenhöhe $c \cong 0,32 \cdot d$ ist, wie folgt ausgedrückt werden.

$$\varepsilon = \varepsilon_s \cdot \frac{0,6 \cdot d - c}{d - c} \cong 0,41 \cdot \varepsilon_s \quad (3.39)$$

2. Die Stahldehnung ε_s wird proportional zum Biegemoment m_{Ed} angenommen. Bei Erreichen der Streckgrenze ($m_{Ed} = m_{Rd}$) beträgt der Wert der Stahldehnung

$$\varepsilon_s = f_{yd} / E_s.$$

3. Die Biegefestigkeit m_{Rd} , wird nach der Plastizitätstheorie bestimmt.

$$m_{Rd} = \rho \cdot d^2 \cdot f_{yd} \cdot (1 - \rho \cdot f_{yd} / (2 \cdot f_{cd}))$$

Mit den in der Praxis üblichen Werten, wie $E_s = 205000 \text{ N/mm}^2$; $f_{yd} = 435 \text{ N/mm}^2$; $d_g = 32 \text{ mm}$ ergibt sich folgende Vereinfachung nach Gleichung (3.40).

$$\frac{V_R}{b \cdot d \cdot \sqrt{f_{ck}}} = \frac{0,2}{1 + 0,0022 \cdot d \cdot \frac{m_{Ed}}{m_{Rd}}} \quad (3.40)$$

Die Ausführungen der Theorie des kritischen Biegeschubrisses werden in der Schweiz im Normenwerk SIA 262 [56] zur Querkraftbemessung von Bauteilen ohne erforderliche Querkraftbewehrung verwendet. Die Vorgehensweise ist in [15] beschrieben.

3.2.5 Modified Compression Field Theory - MCFT

Grundlage der Modified Compression Field Theory [49], oder auf Deutsch der modifizierten Druckfeldtheorie, sind klassische Druckfeldmodelle. Die erste Anwendung eines Druckfeldmodells geht auf Kupfer [33] zurück, welcher das Fachwerkmodell nach Mörsch [27] mit einer Beziehung für die Rissneigung im Steg ergänzte. Die klassischen Druckfeldmodelle gehen von Rissen aus, die spannungsfrei sind, deren Richtung gleich der Richtung der Hauptdruckspannungen im Beton ist und sich senkrecht zu dieser öffnen. Jedoch wird bei dieser Modellbetrachtung die Mitwirkung des Betons auf Zug zwischen den Rissen nicht berücksichtigt, was ein zu weiches Bauteilverhalten zufolge hat.

Die von Vecchio und Collins formulierte MCFT [49] erweitert die klassischen Druckfeldmodelle genau um den zuvor genannten Aspekt. Dabei werden folgende Annahmen getroffen:

- gemittelte Dehnungen über die Risse und das Betonvolumen
- selbe Richtung der Dehnungen, der mittleren Spannungen und Risse
- die Dübelwirkung der Längsbewehrung wird vernachlässigt
- Bewehrung: linear elastisch - ideal plastische Spannungs-Dehnungslinie des nackten Betonstahls
- Beton: empirisch formulierte Spannungs-Dehnungsbeziehung

Somit entsteht, durch die Berücksichtigung des Betons zwischen den Rissen, ein verschmiertes Rissmodell. Das bedeutet, dass sich geringere mittlere Spannungen in der Bewehrung ergeben, die geringere Dehnungen zufolge haben, was wiederum zu einem steiferen Bauteilverhalten als bei klassischen Druckfeldmodellen führt.

KAPITEL 3. MODELLE ZUR BESCHREIBUNG DER QUERKRAFTTRAGFÄHIGKEIT

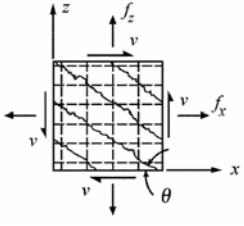
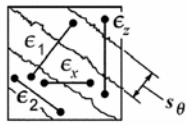
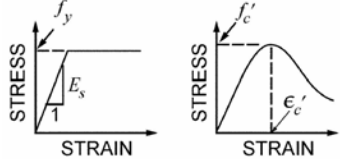
Gleichgewichtsbetrachtung	geometrische Beziehungen	Spannungs-Dehnungs-Beziehungen
<div style="display: flex; justify-content: space-around;"> <div style="text-align: center;">  <p>(a)</p> </div> <div style="text-align: center;">  <p>(b)</p> </div> <div style="text-align: center;">  <p>(c)</p> </div> </div> <p>mittlere Spannungen:</p> $f_x = \rho_x \cdot f_{sx} + f_1 - v \cdot \cot \theta \quad (3.41)$ $f_z = \rho_x \cdot f_{sz} + f_1 - v \cdot \cot \theta \quad (3.42)$ $v = \frac{f_1 + f_2}{\tan \theta + \cot \theta} \quad (3.43)$ <p>Rissspannungen:</p> $f_{sxcr} = \frac{f_x + v \cdot \cot \theta + v_{ci} \cdot \cot \theta}{\rho_x} \quad (3.44)$ $f_{szcr} = \frac{f_z + v \cdot \cot \theta - v_{ci} \cdot \cot \theta}{\rho_z} \quad (3.45)$	<p>mittlere Dehnungen:</p> $\tan^2 \theta = \frac{\epsilon_x + \epsilon_2}{\epsilon_z + \epsilon_2} \quad (3.46)$ $\epsilon_1 = \epsilon_x + \epsilon_z + \epsilon_2 \quad (3.47)$ $\gamma_{xz} = 2 \cdot (\epsilon_x + \epsilon_2) \cdot \cot \theta \quad (3.48)$ <p>Rissweite:</p> $w = s_\theta \cdot \epsilon_1 \quad (3.49)$ $s_\theta = \frac{1}{\frac{\sin \theta}{s_x} + \frac{\cos \theta}{s_z}} \quad (3.50)$	<p>Bewehrungsstahl:</p> $f_{sx} = E_s \cdot \epsilon_x \leq f_{yx} \quad (3.51)$ $f_{sz} = E_s \cdot \epsilon_z \leq f_{yz} \quad (3.52)$ <p>Beton:</p> $f_2 = \frac{f'_c}{0,8 + 170 \cdot \epsilon_1} \left[2 \cdot \frac{\epsilon_2}{\epsilon'_c} - \left(\frac{\epsilon_2}{\epsilon'_c} \right)^2 \right] \quad (3.53)$ $f_1 = \frac{0,33 \cdot \sqrt{f'_c}}{1 + \sqrt{500 \cdot \epsilon_1}} \quad (3.54)$ <p>Schubspannung beim Riss:</p> $v_{ci} \leq \frac{0,18 \cdot \sqrt{f'_c}}{0,31 + \frac{24 \cdot w}{16 + a_g}} \quad (3.55)$

Abbildung 3.16 – Formelzusammenstellung der *Modified Compression Field Theory* [46]

Die Gleichgewichtsbetrachtung am gerissenen Scheibenelement führt zu den mittleren Spannungen nach (3.41), (3.42) und (3.43).

Die Neigung der Risse und somit die Neigung der diagonalen Druckstreben kann mit Hilfe der geometrischen Beziehungen nach (3.46) bis (3.48) ermittelt werden. Die Rissweite w ergibt sich aus dem Produkt des Rissabstandes s_θ mit der mittleren Dehnung ϵ_1 in der ersten Haupttrichtung (quer zum Riss).

Die in der dritten Spalte von Abbildung 3.16 dargestellten Spannungs- Dehnungs-Beziehungen werden für den Bewehrungsstahl linear elastisch - ideal plastisch angenommen (siehe Gleichungen (3.51) und (3.52)). Die Betonspannungen (siehe Gleichungen (3.53) und (3.54)) wurden von Vecchio und Collins empirisch bestimmt.

Da die Gleichgewichtsbetrachtung mit mittleren Spannungen zu einer Überschätzung der Tragfähigkeit im Rissquerschnitt führt, ist es notwendig die Stahlspannungen im Riss zusätzlich nach (3.44) und (3.45) zu überprüfen.

Die nach Gleichung (3.55) empirisch ermittelte Rissöffnungs-Schubspannungs-Beziehung, welche den Einfluss des Größtkorndurchmessers und somit die Rissrauhigkeit be-

3.2. MODELLE ZUR BESCHREIBUNG DER QUERKRAFTTRAGFÄHIGKEIT VON BAUTEILEN OHNE QUERKRAFTBEWEHRUNG

rücksichtigt, dient zur Überprüfung der übertragbaren Schubspannungen über den Riss.

3.2.5.1 Simplified Modified Compression Field Theory - SMCFT

Mithilfe der Simplified Modified Compression Field Theory [46] kann das Querkrafttragfähigkeit eines Stahlbetonbauteils im Gegensatz zur MCFT analytisch berechnet werden. Da dieses Modell im Biegebereich eines Stahlbetonbalkens zur Anwendung kommt, kann davon ausgegangen werden, dass die Spannungen in z -Richtung vernachlässigbar klein werden ($f_z = 0$). Aufgrund der Voraussetzungen, dass bei Fließen der Querkraftbewehrung die Dehnung ε_z größer als 0,002 sein muss, die Betonbruchstauchung ε_2 ungefähr 0,002 ist und dass beim Versagen der Wert der Längsdehnung ebenfalls $\varepsilon_x = 0,002$ beträgt, kann mithilfe der Gleichungen der MCFT die maximale Schubspannung mit $0,28 f'_c$ abgeschätzt werden. Als konservative Vereinfachung wird in der SMCFT eine maximal aufnehmbare Betontragfähigkeit von $0,25 f'_c$ angenommen.

Tritt ein Versagen unter diesem Schubspannungsniveau auf, wird davon ausgegangen, dass sowohl f_{sz} als auch f_{szcr} gleich der Fließspannung der Querkraftbewehrung f_y sein werden. Mit den zuvor erwähnten Annahmen ($f_z = 0$, $f_{szcr} = f_y$) kann Gleichung (3.45) zu Gleichung (3.56) umgeformt werden.

$$v = v_{ci} + \rho_z \cdot f_y \cdot \cot \theta \quad (3.56)$$

In gleicher Weise kann auch Gleichung (3.42) durch Gleichung (3.57) ersetzt werden.

$$v = f_1 \cdot \cot \theta + \rho_z \cdot f_y \cdot \cot \theta \quad (3.57)$$

Die Formeln (3.56) und (3.57) können auch in folgender Form nach Gleichung (3.58) angeschrieben werden. Hierfür wird der Betontraganteil der Querkraft durch einen Beiwert β und der Betonzugfestigkeit, welche im amerikanischen Raum üblicherweise mit der Wurzel der Betondruckfestigkeit f'_c angesetzt wird, ausgedrückt.

$$v = v_c + v_s = \beta \cdot \sqrt{f'_c} + \rho_z \cdot f_y \cdot \cot \theta \quad (3.58)$$

Der Beiwert β ergibt sich aus (3.54), (3.57) und (3.58) zu.

$$\beta = \frac{0,33 \cdot \cot \theta}{1 + \sqrt{500 \cdot \varepsilon_1}} \quad (3.59)$$

Außerdem muss der Wert von β begrenzt werden.

$$\beta \leq \frac{0,18}{0,31 + \frac{24 \cdot w}{16 + a_g}} \quad (3.60)$$

Aufgrund der Voraussetzung, dass der größte Wert von β und somit die maximale Querkrafttragfähigkeit erreicht ist, wenn die Gleichungen (3.59) und (3.60) gleich sind, und dass bei Bauteilen ohne vertikaler Querkraftbewehrung der Rissabstand $s_\theta = s_x / \sin \theta$ beträgt, ergibt sich die Druckstrebenneigung nach (3.61).

$$\tan \theta = \frac{0,568 + 1,258 \cdot s_{xe} \cdot \varepsilon_1 / \sin \theta}{1 + \sqrt{500 \cdot \varepsilon_1}} \quad (3.61)$$

Mit dem effektiven Rissabstand s_{xe} wird weiterhin der Einfluss des Größtkorndurchmessers a_g auf die Querkrafttragfähigkeit berücksichtigt. Hierfür wird die Basislänge des Rissabstandes s_x , für welche vereinfachend der innere Hebelarm ($s_x = z$) angenommen werden kann, mit einem Faktor, der die Rissrauhigkeit berücksichtigt, versehen. Untersuchungen haben gezeigt, dass in Gleichung (3.62) der Einfluss von großen Größtkorndurchmessern auf die Querkrafttragfähigkeit überschätzt wird. Deshalb wird eine untere Grenze von $0,85 \cdot s_x$ eingeführt.

$$s_{xe} = \frac{35 \cdot s_x}{16 + a_g} \geq 0,85 \cdot s_x \quad (3.62)$$

Durch das Zusammenfassen der Gleichungen (3.46) und (3.47) kann die Hauptdehnung normal zur Rissrichtung ε_1 in (3.63) am Mohr'schen Verzerrungskreis ausgedrückt werden.

$$\varepsilon_1 = \varepsilon_x \cdot (1 + \cot^2 \theta) + \varepsilon_2 \cdot \cot^2 \theta \quad (3.63)$$

Mit den Annahmen ($\rho_z = 0$, $f_z = 0$) ergibt sich aus den Gleichungen (3.42) und (3.43).

$$f_2 = f_1 \cdot \cot^2 \theta \quad (3.64)$$

3.2. MODELLE ZUR BESCHREIBUNG DER QUERKRAFTTRAGFÄHIGKEIT VON BAUTEILEN OHNE QUERKRAFTBEWEHRUNG

Da bei den Elementen der SMCFT die Druckspannungen klein sind, ist es legitim die Elastizitätstheorie $\varepsilon_2 = f_2/E_c$ anzuwenden. Dabei verwenden die Autoren für den E-Modul des Betons die Beziehung $E_c = 4950 \cdot \sqrt{f'_c}$. Somit erhält Gleichung (3.63) folgende Form.

$$\varepsilon_1 = \varepsilon_x \cdot (1 + \cot^2 \theta) + \frac{\cot^4 \theta}{15000 \cdot (1 + \sqrt{500 \cdot \varepsilon_1})} \quad (3.65)$$

Werden die beiden geometrischen Gleichungen (3.61) und (3.65) gleichzeitig gelöst, ergeben sich für vorgegebene Werte von ε_x und s_{xe} die Werte von ε_1 und θ . Dieser Zusammenhang ist in Abbildung 3.17 graphisch dargestellt. Zusätzlich kann in den Schnittpunkten der Linien mithilfe der nun bekannten Werte von ε_1 und θ der Wert von β nach Gleichung (3.59) ermittelt werden.

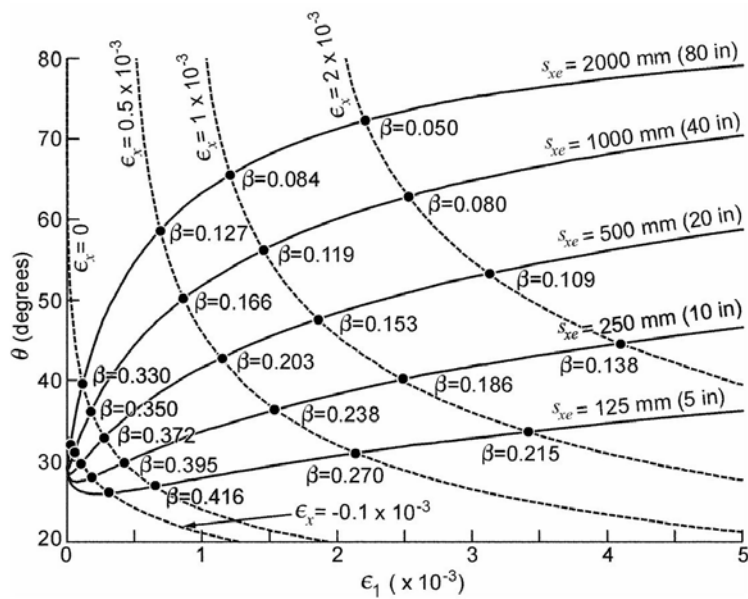


Abbildung 3.17 – Querkrafttragfähigkeit eines Stahlbetonträgers nach der Simplified Modified Compression Field Theory [46]

Ebenfalls ist in Abbildung 3.17 ersichtlich, dass bei der MCFT mit steigendem effektiven Rissabstand s_{xe} die Werte von β und somit die Querkrafttragfähigkeit verringert werden. Außerdem inkludiert der Rissabstand den Maßstabeffekt, da, wie zuvor bereits erwähnt, der Rissabstand gleich dem inneren Hebelarm ist. Es ist interessant zu sehen, dass die Schlussfolgerungen der MCFT, (wie zum Beispiel die größere Abhängigkeit des Maßstabeffektes vom vertikalen Abstand der einzelnen Stäbe der Steglängsbewehrung, anstatt der Gesamtgröße des Elements), gut mit

KAPITEL 3. MODELLE ZUR BESCHREIBUNG DER QUERKRAFTTRAGFÄHIGKEIT

den Ergebnissen von umfangreichen experimentellen Untersuchungen in Bezug auf den Maßstabseffekt übereinstimmen.

Bei Stahlbetonbauteilen ohne Querkraftbewehrung hängt der β -Wert von der Längsdehnung ε_x und vom Rissabstand s_{xe} ab. Die Autoren berücksichtigen diese beiden Einflüsse mit einem Dehnungsfaktor und Maßstabsfaktor, welche jedoch nicht komplett unabhängig voneinander sind. Dieser Umstand wird bei der SMCFT vernachlässigt und die Werte von β vereinfacht durch das Produkt der beiden Faktoren in Gleichung (3.66) ausgedrückt.

$$\beta = \frac{0,4}{1 + 1500 \cdot \varepsilon_x} \cdot \frac{1300}{1000 + s_{xe}} \quad (3.66)$$

Die Simplified Modified Compression Field Theory verwendet folgenden Ausdruck für die Berechnung des Druckstrebenwinkels θ .

$$\theta = (29^\circ + 7000 \cdot \varepsilon_x) \cdot \left(0,88 + \frac{s_{xe}}{2500}\right) \leq 75^\circ \quad (3.67)$$

Die Autoren geben Gleichung (3.68) für die Berechnung der Längsdehnung ε_x an. Diese Formel erlaubt die Berücksichtigung der Momenten-, Querkraft- und Normalkraftbeanspruchung. Auch eine eventuell vorhandene Vorspannung kann miteinbezogen werden.

$$\varepsilon_x = \frac{M_f/d_v + V_f - V_p + 0,5 \cdot N_f - A_p \cdot f_{p0}}{2 \cdot (E_s \cdot A_s + E_p \cdot A_p)} \quad (3.68)$$

3.2. MODELLE ZUR BESCHREIBUNG DER QUERKRAFTTRAGFÄHIGKEIT VON BAUTEILEN OHNE QUERKRAFTBEWEHRUNG

Zusammenfassend basiert die Simplified Modified Compression Field Theory auf der Modellierung des in Abbildung 3.18 dargestellten Scheibenelements.

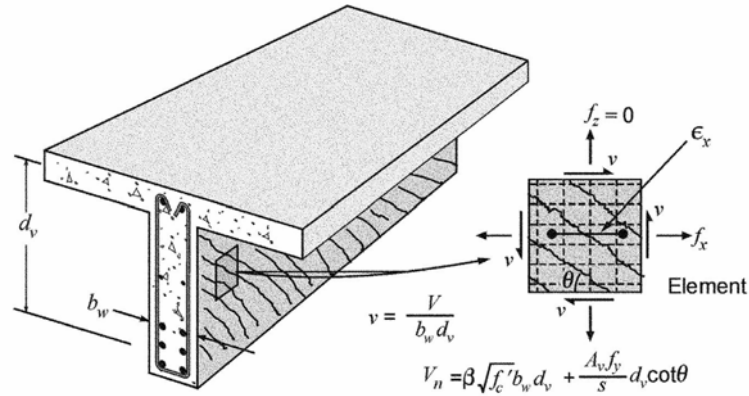


Abbildung 3.18 – Querkrafttragfähigkeit eines Stahlbetonträgers nach der Simplified Modified Compression Field Theory [46]

Der Betontraganteil ergibt sich nach Gleichung (3.69)

$$V_c = \beta \cdot \sqrt{f'_c} \cdot b_w \cdot d_v \quad (3.69)$$

Das Modell der Simplified MCFT eignet sich nicht nur zur Ermittlung der Querkrafttragfähigkeit von Bauteilen ohne Querkraftbewehrung. Ist bei der Bemessung die einwirkende Querkraft größer als der zuvor hergeleitete Betontraganteil V_c , dann ist eine Schubbewehrung anzuordnen. Somit setzt sich der Gesamtquerkraftwiderstand V_r aus einem Betontraganteil V_c und einem Anteil der idealisierten Fachwerkwirkung V_s zusammen (siehe Gleichung(3.70)).

$$V_r = V_c + V_s \quad (3.70)$$

Die Zugstreben­tragfähigkeit V_s berechnet sich entsprechend der erweiterten Fachwerkanalogie nach Gleichung (3.71).

$$V_s = a_{sw} \cdot f_y \cdot d_v \cdot \cot \theta \quad (3.71)$$

Die maximal aufnehmbare Querkrafttragfähigkeit $V_{r,max}$ wird von der maximal aufnehmbaren Betontragfähigkeit (Druckstreben­tragfähigkeit) definiert, welche wie bereits zuvor erläutert, mit $0,25 f'_c$ konservativ angegeben wird. Somit errechnet sich $V_{r,max}$ nach Gleichung (3.72).

KAPITEL 3. MODELLE ZUR BESCHREIBUNG DER QUERKRAFTTRAGFÄHIGKEIT

$$V_{r,max} = 0,25 \cdot f'_c \cdot b_w \cdot d_v \quad (3.72)$$

Das Modell der SMFCT wird in leicht abgewandelter Form aktuell in der amerikanischen Brückenbaunorm AASHTO LRFD [42] und in der kanadischen Norm CSA 23.3-04 [16] zur Bemessung der Querkrafttragfähigkeit von Bauteilen ohne und mit Querkraftbewehrung verwendet.

3.2.6 Fracturing Truss Model und energetischer Maßstabseffekt

Diese Modellvorstellung dient zur Formulierung der Querkrafttragfähigkeit von ausschließlich längsbewehrten Trägern. Das Modell ist durch das Erreichen der Betondruckfestigkeit in Verbindung mit dem energetischen Maßstabseffekt gekennzeichnet.

Das von Bažant [45] formulierte Fracturing Truss Model beschreibt das Querkraftversagen durch eine Druckschädigung der schräg zur Tragwerksachse verlaufenden Druckstrebe im Bereich der Rissspitze des kritischen Risses. Diese Druckschädigung erfolgt in einem Schädigungsband mit konstanter Breite (siehe Abbildung 3.19).

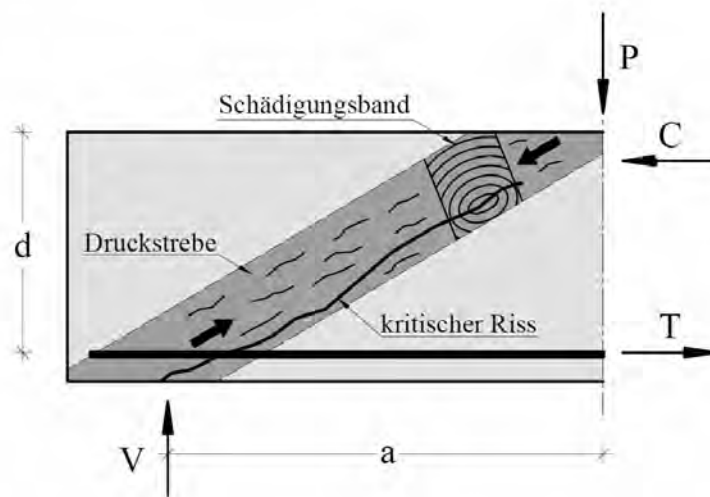


Abbildung 3.19 – Fracturing Truss Model [45]

Wird die Theorie des Fracturing Truss Model mit dem energetischen Maßstabseffekt zusammengefügt, ergibt sich der auf den statischen Querschnitt $b \cdot d$ bezogene Querkraftwiderstand eines schlanken Bauteils ohne Querkraftbewehrung v_c nach Gleichung (3.73).

$$v_c = \frac{v_0}{\sqrt{1 + d/d_0}} \quad (3.73)$$

Dabei ist:

v_0 die Querkrafttragfähigkeit eines Bauteils ohne Maßstabseinfluss (an der Plastizitätsgrenze)

- d_0 ein Faktor zur Erfassung der Sprödigkeit des Bauteils
 d die statische Nutzhöhe

Die empirisch ermittelten Parameter v_0 und d_0 werden von vielen Faktoren beeinflusst. In Bažant [45] werden diese Einflussgrößen, wie zum Beispiel $\frac{a}{d}$ und ρ_l , nicht ausreichend genau erfasst, sodass die Druckstrebenneigung flacher als angenommen verlaufen kann.

Infolge dessen formulierten Bažant & Yu [50] semiempirische Ansätze für v_0 und d_0 . Die einzelnen Faktoren werden getrennt voneinander untersucht und zusätzlich eine Regressionsanalyse zur Anpassung der Koeffizienten durchgeführt.

Bestimmung von v_0 (Querkrafttragfähigkeit ohne Maßstabseinfluss)

Die Abhängigkeit der Querkrafttragfähigkeit von der Schubslankheit wird beim Fracturing Truss Model durch ein Zusammenwirken einer Balkentragwirkung und einer Druckstrebenwirkung beschrieben. Die Druckstrebenwirkung nimmt mit einer kleiner werdenden Schubslankheit $\frac{a}{d}$ zu, und wird deshalb mit dem Kehrwert $\frac{d}{a}$ berücksichtigt. Der Balkentraganteil kann durch einen konstanten Wert ausgedrückt werden. Daraus folgt der Ansatz $v_0 \propto \frac{d}{a} + \text{Konstante}$. Die Betonzugfestigkeit wird hierbei, wie im amerikanischen Raum üblich, durch die Wurzel der Betondruckfestigkeit f'_c ausgedrückt ($f_{ct} = \sqrt{f'_c}$). Der Einfluss der Querkrafttragfähigkeit vom Längsbewehrungsgrad ergibt sich aus einer Regression von Versuchsdaten. Die Beziehung lautet $v_0 \propto \rho_l^{3/8}$.

Somit ergibt sich v_0 , die Querkrafttragfähigkeit eines Bauteils ohne Maßstabseinfluss nach Gleichung (3.74).

$$v_0 = \mu \cdot \rho_l^{3/8} \cdot \left(1 + \frac{d}{a}\right) \cdot \sqrt{f'_c} \quad (3.74)$$

Bei Versuchsnachrechnungen kann für den Beiwert $\mu = 13,3$ eingesetzt werden. Bei der Bemessung wird mit $\mu = 10$ etwas konservativer vorgegangen.

Bestimmung von d_0 (Faktor für die Sprödigkeit)

Da eine zunehmende Betondruckfestigkeit ein spröderes Materialverhalten zufolge hat, wird die Beziehung $d_0 \propto (f'_c)^{-2/3}$ eingeführt. Der Einfluss des Größtkorndurchmessers wird ebenfalls über die Sprödigkeit mit dem Ansatz $d_0 \propto \sqrt{a_g}$ berücksichtigt.

3.2. MODELLE ZUR BESCHREIBUNG DER QUERKRAFTTRAGFÄHIGKEIT VON BAUTEILEN OHNE QUERKRAFTBEWEHRUNG

Gleichung (3.75) zeigt die Ermittlung von d_0 :

$$d_0 = 0,9201 \cdot \kappa \cdot (f'_c)^{-2/3} \quad (3.75)$$

mit:

$$\kappa = 754 \cdot \sqrt{a_g} \quad (3.76)$$

Querkrafttragfähigkeit

Somit kann der Querkraftwiderstand V_c nach der Modellvorstellung von Bažant & Yu [50] mithilfe der ermittelten Einflussparameter nach Gleichung (3.77) angegeben werden.

$$V_c = v_c \cdot b \cdot d = 0,083 \cdot \mu \cdot \rho_i^{3/8} \cdot \left(1 + \frac{d}{a}\right) \cdot \sqrt{\frac{f'_c}{1 + d/d_0}} \cdot b \cdot d \quad (3.77)$$

Der Wert 0,083 folgt aus der Umrechnung von US-Einheiten (psi, in) auf SI-Einheiten (MPa, mm).

3.3 Modelle zur Beschreibung der Querkrafttragfähigkeit von Bauteilen mit Querkraftbewehrung

Eine Querkraftbewehrung, welche in der Regel aus senkrecht oder schräg angeordneten Bügeln bzw. aus Schrägaufbiegungen der vorhandenen Biegebewehrung gebildet wird, ermöglicht, die bei einem Riss freiwerdenden Kräfte über die Rissufer hinweg zu übertragen. Somit lässt sich die Querkrafttragfähigkeit über die Schubrislast hinaus steigern.

Das dabei entstehende Tragverhalten kann am besten mithilfe eines Fachwerkmodells beschrieben werden. Hierbei übernimmt der Beton die Aufgabe des Druckgurtes und der schräg im Steg des Bauteils verlaufenden Druckstreben. Die Biegebewehrung definiert den Zuggurt und die Querkraftbewehrung entspricht im Modell den Zugstreben.

Einer der ersten und bekanntesten Formulierungen eines Fachwerkmodells erzielte Mörsch [27] (siehe auch Kapitel 2.6.1.1). Die sogenannte Mörsch'sche Fachwerkanalogie setzt eine Abtragung der Querkraft ausschließlich über ein Fachwerk mit einer konstanten Druckstrebenneigung von 45° voraus. Andere Traganteile, wie zum Beispiel die Rissreibung oder die Dübelwirkung werden vernachlässigt, was zu einer Unterschätzung der tatsächlichen Querkrafttragfähigkeit führen kann und höhere Bewehrungsmengen zufolge hat. Um eine bessere bzw. genauere Beschreibung der Querkrafttragfähigkeit von Bauteilen mit Querkraftbewehrung zu erzielen, wurde in den vergangenen Jahren auf diesem Gebiet rege geforscht. Dabei sind zahlreiche Modelle und Theorien entstanden.

Görtz [54] teilte die vorhandenen Modelle prinzipiell in drei Kategorien ein.

1. 45° Fachwerk mit Betontraganteil
2. Plastizitätstheorie und Verfahren mit veränderlicher Druckstrebenneigung
3. Fachwerkmodell mit Rissreibung

3.3.1 45° Fachwerk mit Betontraganteil

Bei diesen Modellvorstellungen wird die Querkraft nicht nur über ein idealisiertes Fachwerk mit einer Neigung des Druckfeldes von 45° abgetragen, sondern es wird zusätzlich ein Betontraganteil in Rechnung gestellt. Dieser Betontraganteil entspricht im Wesentlichen der Querkrafttragfähigkeit von Bauteilen ohne Querkraftbewehrung, welcher sich aus den in 3.2 erläuterten Traganteilen, wie der verbleibenden Biegedruckzone, der Rissverzahnung und der Dübelwirkung der Biegelängsbewehrung, zusammensetzt. Somit besteht die Möglichkeit einen gleitenden Übergang zwischen Bauteilen ohne und mit Querkraftbewehrung zu erhalten.

Dieses Modell wird unter anderem auch in der amerikanischen Hochbaunorm ACI 318-11 [7] für die Bemessung der Querkrafttragfähigkeit von Bauteilen mit erforderlicher Querkraftbewehrung verwendet.

3.3.2 Plastizitätstheorie und Verfahren mit veränderlicher Druckstrebenneigung

Schon Anfang der 1960er Jahre beobachteten Walther und Leonhardt [52] anhand durchgeführter Versuchsreihen eine vom Querkraftbewehrungsgrad abhängige Abweichung der Druckstrebenneigung von den in der Mörsch'sche Fachwerkanalogie [27] vorausgesetzten 45° . Diese Abweichung fällt bei Bauteilen mit geringer Schubbewehrung erheblich aus.

Aus diesem Grund entwickelten unter anderem Thürlimann [19] bzw. Nielsen & Braestrup [61] Berechnungsmodelle, in welchen der Druckstrebenwinkel bestimmt wird. Die Modelle vernachlässigen jedoch kinematische Beziehungen, wie die Verträglichkeit der Verformungen, und lassen den zusätzlich zur Fachwerktheorie wirkenden Betontraganteil unberücksichtigt. Die Annahme, dass die Rissverzahnung eine kontinuierliche Rotation der Druckstrebenneigung ermöglicht, hat das gleichzeitige Erreichen der Druck- und Zugstreben­tragfähigkeit zur Folge. Durch Gleichsetzen der beiden Formulierungen für die Druck- und Zugstreben­tragfähigkeit kann somit der Druckstrebenwinkel berechnet werden. Diesen Modellen liegt die Plastizitätstheorie zugrunde, bei welcher der Druckstrebenwinkel innerhalb von vorgegebenen Grenzen frei gewählt werden darf. Der Plastizitätskreis legt dabei die Versagenskurve und somit die obere Spannungsgrenze fest. Die Ermittlung der Druck- und Zugstreben­tragfähigkeit wird bereits in Kapitel 2.6.1.2 erläutert.

Ein Nachteil dieses Verfahrens besteht darin, dass sich die Tragfähigkeit bei geringen Querkraftbewehrungsgraden besser mit einem zusätzlichen Betontraganteil beschreiben lässt. Das Modell mit veränderlicher Druckstrebenneigung wird in einigen Normenwerken wie in der Serie des Eurocode 2 [4, 3] für die Bemessung von Bauteilen mit Querkraftbewehrung angewandt.

Viele bestehende Druckfeldtheorien, wie zum Beispiel die von Vecchio und Collins entwickelte Modified Compression Field Theory [49], erfordern in ihrer Anwendung besondere Kenntnisse und eventuell sogar eine EDV unterstützte Lösung. Deswegen sind diese Konzepte für den Gebrauch in der Praxis wenig geeignet, denn Grundvoraussetzung eines Bemessungsverfahrens ist einerseits die einfache Anwendung und andererseits muss es leicht zu verstehen sein.

3.3. MODELLE ZUR BESCHREIBUNG DER QUERKRAFTTRAGFÄHIGKEIT VON BAUTEILEN MIT QUERKRAFTBEWEHRUNG

3.3.2.1 Sigrist & Hackbarth [18]

Die Autoren entwickelten ein dreistufiges Verfahren, welches einfach in seiner Anwendung und leicht zu verstehen ist. Das Verfahren beinhaltet

- die Bemessung (Plastizitätstheorie),
- die generelle Überprüfung (verallgemeinerte Spannungsfelder) und
- die detaillierte Beurteilung (Cracked Membrane)

der Querkrafttragfähigkeit von Stahlbetonbauteilen.

Auch bei den Modellvorstellungen von Sigrist und Hackbarth wird der Stahlbetonträger wie für Druckfeldmodelle üblich in Druckgurt, Zuggurt und Stegscheibe zerlegt (siehe Abbildung 3.20a).

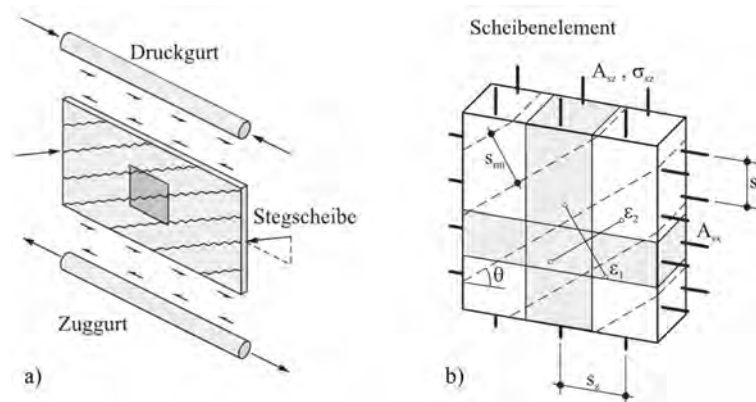


Abbildung 3.20 – a) Unterteilung eines Trägers, b) herausgeschnittenes Scheibenelement [18]

Weiters lässt sich die Stegscheibe in Druckfelder (Beton) und in Zugfelder (Querkraftbewehrung) unterteilen. Diese beschreiben zusammen mit den Gurtkräften einen Gleichgewichtszustand. Am herausgeschnittenen Scheibenelement, welches in Abbildung 3.20b dargestellt ist, ist gut die orthogonale Bewehrung zu erkennen. Dieses Element weist Risse mit der Neigung θ auf. Als Vereinfachung fallen die Richtung der Hauptspannungen, der Hauptdehnungen und der Risse zusammen. Daraus folgt, dass sich die Risse lediglich senkrecht zur Rissneigung öffnen. Dieses Verhalten wird jedoch in der Realität nicht auftreten.

Eine Vereinfachung der analytischen Beziehungen kann durch die Vernachlässigung der Dübelwirkung der Längsbewehrung, der Rissreibung, sowie der Gurtkraftnei-

gung erzielt werden. Diese Vernachlässigungen sind auch zulässig, wenn die Betondruckfestigkeit reduziert wird und die Festlegung der Druckfeldneigung durch Anwendungsgrenzen erfolgt.

Verallgemeinerte Spannungsfelder (generelle Überprüfung)

Mit Spannungsfeldern lässt sich ein Spannungszustand in einem Stahlbetonträger beschreiben. Bestandteile eines Spannungsfeldes sind, wie schon zuvor erwähnt, Druck- und Zugfelder, Gurtkräfte sowie Fächer und Knoten.

Aus Gleichgewichtsgründen entsteht durch den fächerförmigen Verlauf der Trajektorien Spannungsfelder mit veränderlicher Druckfeldneigung, wobei die Betondruckspannungen innerhalb dieses Fächers hyperbolisch von oben nach unten zunehmen. Doch die Modellvorstellungen beruhen auf einem parallelen Druckfeld $\theta_l = \theta_r = \theta$, also einem Spannungsfeld mit konstanter Druckfeldneigung, und daraus folgender konstanter Betondruckspannung und linear veränderlichen Gurtkräften.

In diesem parallelen Druckfeld sollte der Nachweis zur Bestimmung der Querkrafttragfähigkeit in einem Schnitt geführt werden, welcher einen Abstand z vom Auflagertrand aufweist. In diesem Schnitt ergeben sich mit den Annahmen $\sigma_{sz} = f_y$ und $-\sigma_2 = f_{ce}$ die Zugstreben­tragfähigkeit nach Gleichung (3.78) und die Druckstreben­tragfähigkeit nach Gleichung (3.79).

$$V_s = \frac{A_{sz}}{s_z} \cdot f_y \cdot z \cdot \cot \theta \quad (3.78)$$

$$V_{max} = f_{ce} \cdot b_w \cdot z \cdot \sin \theta \cdot \cos \theta \quad (3.79)$$

mit:

f_y	Fließgrenze der Bügelbewehrung
f_{ce}	effektive (reduzierte) Betondruckfestigkeit
b_w	Stegbreite
z	Hebelarm der Gurtkräfte
θ	Druckfeldneigung (Druckstrebenneigung)

3.3. MODELLE ZUR BESCHREIBUNG DER QUERKRAFTTRAGFÄHIGKEIT VON BAUTEILEN MIT QUERKRAFTBEWEHRUNG

Werden die Gleichungen (3.78) und (3.79) gleichgesetzt und der Bügelbewehrungsgrad $\rho_z = A_{sz}/b_w \cdot s_z$ verwendet, ergeben sich die aus der Plastizitätstheorie bekannten Ausdrücke für den bezogenen Querkraftwiderstand τ_R und der zugehörigen Druckstrebenneigung θ .

$$\tau_R = \sqrt{\rho_z \cdot f_y \cdot (f_{ce} - \rho_z \cdot f_y)} \quad (3.80)$$

$$\tan \theta = \sqrt{\frac{\rho_z \cdot f_y}{f_{ce} - \rho_z \cdot f_y}} \quad (3.81)$$

Die effektive Betondruckfestigkeit f_{ce} ergibt sich durch eine Reduktion der Zylinderdruckfestigkeit f_c .

$$f_{ce} = \eta_c \cdot f_c \cdot \left(\frac{30}{f_c}\right)^{1/3} \leq \eta_c \cdot f_c \quad (3.82)$$

Dabei beinhaltet der Beiwert $(30/f_c)^{1/3}$ eine Festigkeitsreduktion aufgrund des spröden Bruchverhaltens von hochfesten Betonen $f_c > 30 \text{ N/mm}^2$. Der Beiwert η_c , der die Stegverzerrungen berücksichtigt, wird aus Versuchsergebnissen an Scheibenelementen angegeben. Die Beziehung lautet:

$$\eta_c = \frac{1}{1,2 + 55 \cdot \varepsilon_1} \quad (3.83)$$

Dabei kann die Hauptdehnung ε_1 mit Hilfe des Mohr'schen Verzerrungskreises ermittelt werden.

$$\varepsilon_1 = \varepsilon_x + (\varepsilon_x - \varepsilon_2) \cdot \cot^2 \theta \quad (3.84)$$

Durch Umformen und Linearisieren der kinematischen Bedingung

$$\tan^2 \theta = \frac{\varepsilon_x - \varepsilon_2}{\varepsilon_z - \varepsilon_2} \quad (3.85)$$

erhält man folgende Anwendungsgrenzen für die Druckfeldneigung in Abhängigkeit der Längsdehnung ε_x :

$$20^\circ + 5000 \cdot \varepsilon_x \leq \theta \leq 35^\circ + 5000 \cdot \varepsilon_x \quad (3.86)$$

Plastizitätstheorie (Bemessung)

Zur Querkraftbemessung von Stahlbetonbauteilen kann ein vereinfachtes Verfahren verwendet werden. Dabei baut das Verfahren, wie auch die zuvor erläuterten verallgemeinerten Spannungsfelder, deren Anwendungsbereich die generelle Beurteilung von Trägern ist, auf den Gleichgewichtsbeziehungen (3.78) und (3.79) auf. Jedoch wird hier die Verträglichkeit der Verformung vernachlässigt. Man geht also von einer konstanten reduzierten Betondruckfestigkeit $f_{c,red}$ aus. Wie in Gleichung (3.87) ersichtlich, beträgt der Wert des konstanten Reduktionsbeiwertes zur Berücksichtigung der Stegverzerrungen 0,6.

$$f_{c,red} = 0,6 \cdot f_c \cdot \left(\frac{30}{f_c}\right)^{1/3} \leq 0,6 \cdot f_c \quad (3.87)$$

Daraus ergeben sich folgende Anwendungsgrenzen der Druckfeldneigung.

$$30^\circ \leq \theta \leq 45^\circ \quad (3.88)$$

Auch hier befindet sich die Stelle des Schnittes, in welchem der Nachweis geführt werden sollte, im Abstand z vom Auflager entfernt. Der Hebelarm der Gurtkräfte kann in diesem Fall mit einer ausreichenden Genauigkeit mit $z = 0,9 \cdot d$ abgeschätzt werden.

Cracked Membrane (detaillierte Beurteilung)

Das Modell der „Cracked Membrane“ oder der gerissenen Stegscheibe (siehe Abbildung 3.20b) wird für die detaillierte Beurteilung der Querkrafttragfähigkeit von einzelnen Bauteilen verwendet. Sie ist Grundlage für die verallgemeinerten Spannungsfelder und basiert auf dem sogenannten Zuggurtmodell. Dieses Modell erlaubt es die Mitwirkung des Betons zwischen den Rissen (Tension Stiffening) zu berücksichtigen, sowie die Rissabstände und Rissweiten abzuschätzen. Die „Cracked Membrane“ stellt eine Erweiterung des Zugmodells für den ebenen Spannungszustand dar. Durch die bei einer Laststeigerung auftretenden Risse müssen die Beanspruchungen auf die zwischen liegenden schrägen Betondruckstreben und die Bewehrungsstäbe umgelagert werden. Mithilfe der allgemeinen Gleichgewichtsbedingungen und der kinematischen Bedingung (3.85) kann die Druckfeldneigung θ unter Einbezug der Baustoffeigenschaften numerisch gelöst werden.

3.3. MODELLE ZUR BESCHREIBUNG DER QUERKRAFTTRAGFÄHIGKEIT VON BAUTEILEN MIT QUERKRAFTBEWEHRUNG

Zusammenfassung

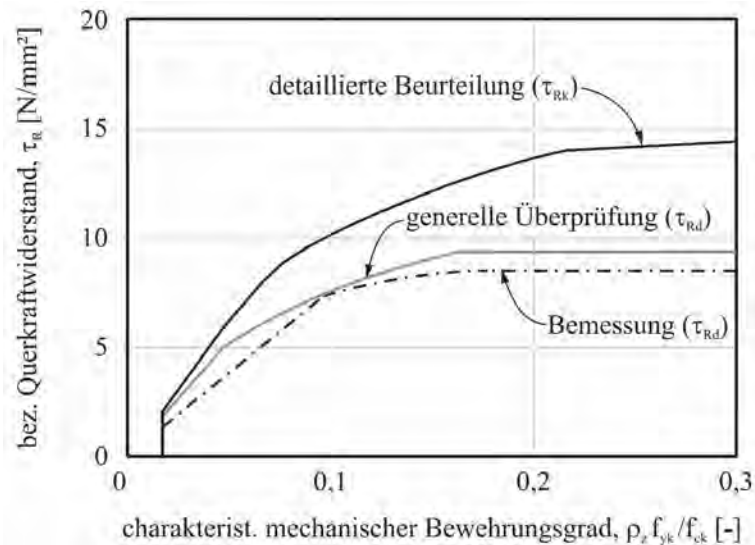


Abbildung 3.21 – Erläuterung des 3-stufigen Verfahrens [18]

Das dreistufige Verfahren von Sigrist und Hackbarth scheint in seiner Anwendung durchaus sinnvoll zu sein, denn zum Zeitpunkt der Bemessung eines Tragwerks ist es unmöglich alle zukünftig auftretenden Einwirkungen zu wissen und zu berücksichtigen. Außerdem ist es auch nicht erforderlich, da eine gewisse Überdimensionierung eine längere Lebensdauer und eventuell Nutzungsänderung der Tragwerke sicherstellen kann. Die generelle Überprüfung mithilfe der verallgemeinerten Spannungsfelder rentiert sich aufgrund des höheren Aufwands hauptsächlich nur bei Bauwerken von höherer Bedeutsamkeit bzw. für Nachrechnungen. Die detaillierte Beurteilung eines bestehenden Tragwerks erfordert einen besonders hohen Arbeitsaufwand, jedoch kann aufgrund der Miteinbeziehung aller für die Berechnung erforderlichen Parameter der Querkraftwiderstand und somit der Ausnutzungsgrad genau ermittelt werden.

Abbildung 3.21 zeigt den berechneten bezogenen Querkraftwiderstand für alle drei Berechnungsstufen in Abhängigkeit des mechanischen Bügelbewehrungsgrades. Schön zu sehen ist, dass bei höheren Bügelbewehrungsgraden der Querkraftwiderstand durch Erreichen der effektiven Betondruckfestigkeit bestimmt wird und somit nicht mehr zunimmt (die Linie verläuft horizontal).

3.3.3 Fachwerkmodell mit Rissreibung

Auch beim Fachwerkmodell mit Rissreibung stellt die Plastizitätstheorie die Basis dar. Doch hier wird ein über die Fachwerkwirkung hinausreichender Betontraganteil berücksichtigt. In diesem Fall übernimmt die Rissverzahnung einen Teil der Querkraftabtragung. Voraussetzung dieser Modellbeschreibung ist die Unterscheidung zwischen Druckstrebenwinkel θ und Risswinkel β_r . Die auf den Schubquerschnitt bezogene Querkrafttragfähigkeit v_u setzt sich somit aus einem Rissreibungsanteil v_{cr} und einem vom Risswinkel abhängigen Anteil der Querkraftbewehrung $\omega_w \cdot \cot \beta_r$ zusammen. Wie in Abbildung 3.22 ersichtlich, wird die obere Grenze v_{max} durch den Schnittpunkt der im Risswinkel geneigten Geraden mit dem Plastizitätskreis gebildet.

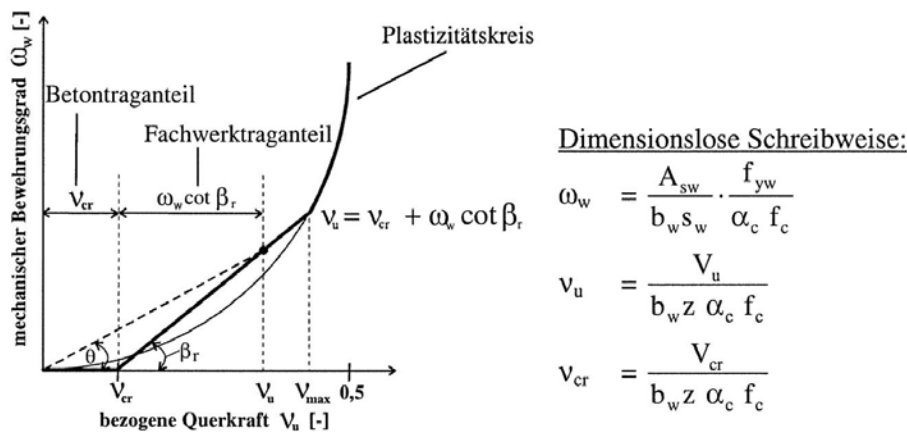


Abbildung 3.22 – Darstellung des Berechnungsverfahrens am Plastizitätskreis [54]

Dieses Modell wird in der DIN 1045 [1] sowie im Nationalen Anhang der DIN EN 1992-1-1 [5] zur Bemessung der Querkrafttragfähigkeit von Bauteilen mit erforderlicher Querkraftbewehrung verwendet. Hierbei erfolgt die Begrenzung der Druckstrebenneigung mit dem Faktor $\frac{1,2}{1 - V_{Rd,cc}/V_{Ed}}$. Dieser Faktor beinhaltet einen Fachwerkanteil, dessen Druckstrebe durch einen Risswinkel von 40° begrenzt wird ($\cot \beta_r = 1,2$), und einen Betontraganteil $V_{Rd,cc}$.

3.3.3.1 Hegger & Görtz [54]

Das Bemessungskonzept von Hegger und Görtz beschreibt die Querkrafttragfähigkeit von schubbewehrten Stahlbeton- und Spannbetonbauteilen. Dabei erläutern sie die Querkrafttragfähigkeit, wie zuvor erwähnt, durch die idealisierte Fachwerkwirkung V_s mithilfe des Risswinkels β_r und einen darüber hinausgehenden Resttraganteil des Betons V_c .

3.3. MODELLE ZUR BESCHREIBUNG DER QUERKRAFTTRAGFÄHIGKEIT VON BAUTEILEN MIT QUERKRAFTBEWEHRUNG

$$V = V_c + V_s \quad (3.89)$$

Die Autoren erkannten aus theoretischen Untersuchungen, dass dieser Resttraganteil auf Grund der gleichen Tragmechanismen mit der Querkrafttragfähigkeit von Bauteilen ohne Querkraftbewehrung $V_{c,s}$ gleichzusetzen ist. Nimmt die Tragfähigkeit des Fachwerkanteils zu, findet nur mehr eine begrenzte Umlagerung auf den Resttraganteil des Betons statt. Um diesen Einfluss zu berücksichtigen, wird der Betontraganteil in Abhängigkeit des Bügelbewehrungsgrades mit dem Faktor κ abgemindert.

V_c - Querkrafttraganteil von Bauteilen ohne Querkraftbewehrung (Betontraganteil)

Der gesamte Traganteil des Betons setzt sich aus einem abgeminderten Betontraganteil des Stahlbetonquerschnitts und aus einem abgeminderten Wert aus der durch die Vorspannung begünstigten Sprengwerkwirkung zusammen.

$$V_c = \kappa_s \cdot V_{c,s} + \kappa_p \cdot V_{c,p} \quad (3.90)$$

Diese Unterteilung erfolgt, da mit zunehmendem Querkraftbewehrungsgrad die durch die Vorspannung begünstigte Sprengwerkwirkung $V_{c,p}$ schneller an Einfluss verliert als der Betontraganteil des Stahlbetonquerschnitts $V_{c,s}$. Die den Anteilen zugehörigen Abminderungsfaktoren werden empirisch ermittelt und sinnvollerweise in Abhängigkeit von dem auf die Betonzugfestigkeit bezogenen mechanischen Bügelbewehrungsgrad $\omega_{w,ct}$ angegeben.

$V_{c,s}$ - Betontraganteil des Stahlbetonquerschnittes

Gleich den Untersuchungen von Zink [43] (siehe Kapitel 3.2.3.1) weisen auch Hegger & Görtz der ungerissenen Druckzone den größten Anteil der Querkrafttragfähigkeit eines Stahlbetonbauteils ohne Querkraftbewehrung zu. Daher dient der Bemessungsansatz von Zink als Grundlage für die Ermittlung des Betontraganteils des Stahlbetonquerschnitts, welcher allerdings nur für Bauteile mit einer Schubschlankheit $\frac{a}{d} \geq 3,0$ gilt. Um die erhöhte Tragfähigkeit auch im Bereich von $\frac{a}{d} < 3,0$ bestimmen zu können, wird wie auch im Eurocode 2 [4, 3] der Faktor β verwendet, welcher mit folgender Formel ermittelt wird:

$$\beta = \frac{3}{a/d} \geq 1,0 \quad (3.91)$$

Somit ergibt sich der Betontraganteil des Stahlbetonquerschnittes zu

$$V_{c,s} = \beta \cdot \frac{2}{3} \cdot b_{s,eff} \cdot k_x d \cdot f_{ct} \cdot \left(\frac{4 \cdot d}{a}\right)^{1/4} \cdot \left(\frac{5 \cdot l_{ch}}{d}\right)^{1/4} \quad (3.92)$$

Um den Ansatz auch bei profilierten Trägern anwenden zu können, untersuchten die Autoren den Verlauf der Schubspannung über die Flanscbreite. Sie stellten bei einer mit einem nichtlinearen FE-Programm durchgeführten Parameterstudie fest, dass dabei die Flanshhöhe die dominierende Größe darstellt. Daher kann die Breite des idealisierten rechteckigen Schubspannungsblockes $b_{s,eff}$ am besten in Abhängigkeit der Flanshhöhe bestimmt werden.

$$b_{s,eff} = b_w + 0,3 \cdot \sum_i h_{f,i} \quad (3.93)$$

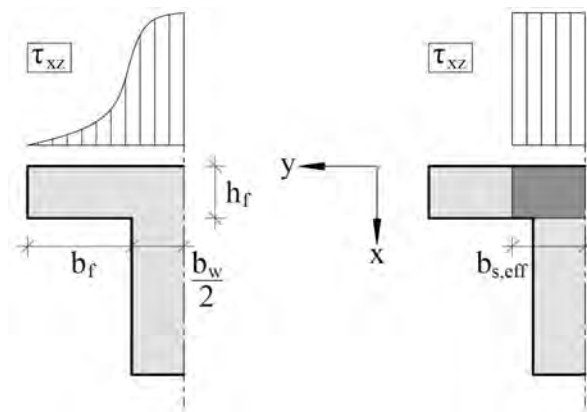


Abbildung 3.23 – Querkraftanteile bei ausgefallener Verbundwirkung [54]

$V_{c,p}$ - Betontraganteil des Spannbetonquerschnittes

Wird ein Stahlbetonbauteil zusätzlich vorgespannt, vermindern die dabei entstehenden Drucknormalspannungen die Rissbildung. Außerdem verlaufen die Schubrisse flacher und es können höhere Lasten direkt ins Auflager abgeleitet werden (Sprengwerk Wirkung).

Die durch die Vorspannung begünstigte Sprengwerk Wirkung wird im Bemessungsansatz nach Gleichung (3.94) berücksichtigt. Wichtig ist, dass bei folgender Formel für

3.3. MODELLE ZUR BESCHREIBUNG DER QUERKRAFTTRAGFÄHIGKEIT VON BAUTEILEN MIT QUERKRAFTBEWEHRUNG

die Vorspannung P nur der hinter die Auflagerachse eingeleitete Anteil der gesamten Vorspannkraft berücksichtigt werden darf (siehe Abbildung 3.24).

$$V_{c,p} = P \cdot \frac{z_p}{a} \quad (3.94)$$

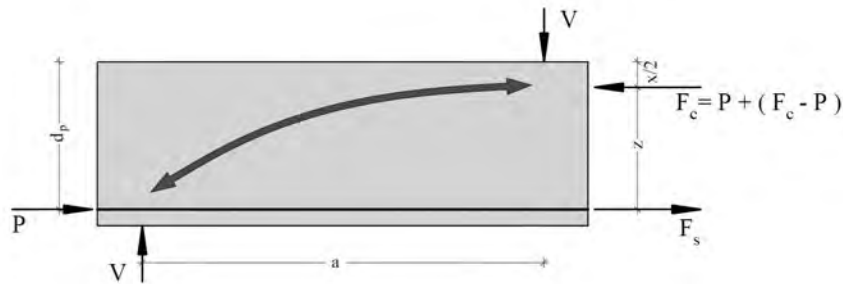


Abbildung 3.24 – Durch die Vorspannung begünstigte Sprengwerkwirkung [54]

Anpassungsfaktoren oder Abminderungsfaktoren für den Betontraganteil

Der empirisch ermittelte Abminderungsfaktor des Betontraganteils eines Stahlbetonbauteils ergibt sich aus einer Regressionsanalyse in Abhängigkeit von dem auf die Betonzugfestigkeit bezogenen mechanischen Bügelbewehrungsgrad $\omega_{w,ct}$ nach Gleichung (3.95).

$$\kappa_s = 1 - \frac{\omega_{w,ct}}{3} \geq 0 \quad (3.95)$$

$$\omega_{w,ct} = \rho_w \cdot \frac{f_y}{f_{ctm}} \quad (3.96)$$

Wie anfangs bereits erwähnt, verliert die durch die Vorspannung begünstigte Sprengwerkwirkung schneller an Einfluss als der Betontraganteil des Stahlbetonquerschnitts. Deshalb wird der Anpassungsfaktor etwas konservativer angegeben.

$$\kappa_p = 1 - \omega_{w,ct} \geq 0 \quad (3.97)$$

V_s - Fachwerkanteil

Zur Ermittlung des Fachwerkanteils haben die Autoren einen eigenen Ansatz zur Berechnung des Risswinkels entwickelt. Als Ausgangsbasis dienen ihnen bei ihren

Untersuchungen die Trajektorienverläufe am ungerissenen System (Zustand I). So wird folgende Bestimmungsgleichung für den Risswinkel in Rechnung gestellt:

$$\cot \beta_r = 1 + \frac{0,15}{\omega_{w,ct}} - 0,18 \cdot \frac{\sigma_x}{f_{ctm}} \leq 2,15 \quad (3.98)$$

Da eine vorhandene Normalspannung σ_x die Rissneigung beeinflusst, wird dies über den Faktor $0,18 \cdot \frac{\sigma_x}{f_{ctm}}$ berücksichtigt. Der Faktor $\frac{0,15}{\omega_{w,ct}}$ beinhaltet die Abhängigkeit des Risswinkels vom mechanischen Bügelbewehrungsgrad $\omega_{w,ct}$. Aus Versuchen an Stahlbetonbalken konnten die Autoren im Regelfall keine kleineren Rissneigungen als $\beta_r = 25^\circ$ beobachten. Deshalb wird zusätzlich eine obere Grenze von $\cot \beta_r = 2,15$ eingeführt.

Zugstreben­tragfähigkeit

Mit dem berechneten Risswinkel kann die Zugstreben­tragfähigkeit nach Gleichung (3.99) ermittelt werden.

$$V_s = a_{sw} \cdot f_y \cdot z \cdot \cot \beta_r \quad (3.99)$$

Druckstreben­tragfähigkeit

Die Berechnung der Druckstreben­tragfähigkeit erfolgt ebenfalls mithilfe des errechneten Risswinkels nach Gleichung (3.100).

$$V_{max} = \frac{\alpha_c \cdot f_{cm} \cdot b_w \cdot z}{\cot \beta_r + \tan \beta_r} \quad (3.100)$$

In Anlehnung an Kollegger und Mehlhorn [29] wird zur Berücksichtigung der Stegdruckfestigkeit der Abminderungsfaktor α_c eingeführt.

$$\alpha_c = 0,75 \cdot \eta_1 \quad (3.101)$$

Um die Bemessung von Bauteilen aus Leichtbeton zu ermöglichen, beinhaltet der Abminderungsfaktor α_c den Beiwert η_1 . Dies ist notwendig, da die geringere Zugfestigkeit der Leichtzuschläge eine Verminderung der Querkrafttragfähigkeit zur Folge hat, und somit das Bemessungskonzept sonst auf der unsicheren Seite liegen würde.

3.3. MODELLE ZUR BESCHREIBUNG DER QUERKRAFTTRAGFÄHIGKEIT VON BAUTEILEN MIT QUERKRAFTBEWEHRUNG

$$\eta_1 = \frac{0,40 + 0,60 \cdot \rho}{2200} \quad (3.102)$$

ρ Dichte des Betons

KAPITEL 3. MODELLE ZUR BESCHREIBUNG DER QUERKRAFTTRAGFÄHIGKEIT

Kapitel 4

Normenentwicklung in Bezug auf die Querkraftbemessung

4.1 Überblick

Wie bereits in Kapitel 3 beschrieben, hat sich seit der zweiten Hälfte des letzten Jahrhunderts die Bemessung der Querkrafttragfähigkeit ständig weiterentwickelt. Dies ist auf eine Vielzahl von Forschungsarbeiten auf diesem Gebiet zurückzuführen. Bereits vorhandene Bemessungsmodelle wurden modifiziert und zur Nachweisführung in die Normenwerke aufgenommen.

Abbildung 4.1 zeigt in Anlehnung an [59] die Entwicklung der Normen für Straßenbrücken in Österreich. Dabei sind separate Normenwerke sowohl bei der Lastannahme für Straßenbrücken als auch für die Berechnungsrichtlinien für Massivbrücken, Stahlbeton und Spannbeton zu berücksichtigen.

Auffällig dabei ist, dass für die Berechnung von Stahlbetonbauteilen zwischen dem Jahr 1995 und dem Jahr 2009 zwei komplett verschiedene Normen (ÖNORM B 4700 [11] und ÖNORM B 4200 [8]) gleichzeitig gültig waren, die sogar auf zwei unterschiedlichen Sicherheitskonzepten basierten. Mit der Einführung der ÖNORM B 4700 [11] erfolgte die Nachweisführung bereits nach dem semiprobabilistischen Sicherheitskonzept. Sie galt als Übergangslösung für den Eurocode 2 [4, 3], dessen Basis ebenfalls das semiprobabilistische Sicherheitskonzept darstellt, und wurde deshalb auch als „Eurocodenahe Berechnung“ bezeichnet. Hingegen dazu konnten zur gleichen Zeit auch noch alle Teile der ÖNORM B 4200 [8] zur Bemessung von Stahlbetonbauteilen verwendet werden. Die Nachweise dieser Norm basierten hingegen

KAPITEL 4. NORMENENTWICKLUNG IN BEZUG AUF DIE QUERKRAFTBEMESSUNG

auf dem deterministischen Sicherheitskonzept.

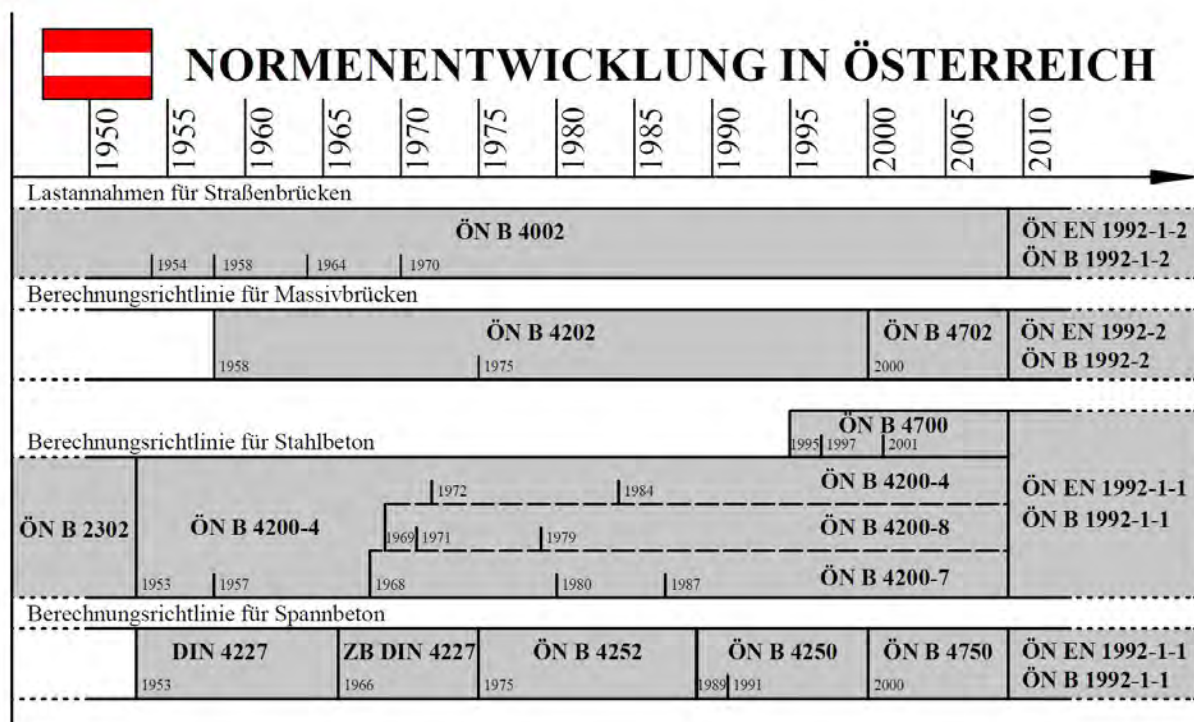


Abbildung 4.1 – Normenentwicklung für Straßenbrücken in Österreich

Schön zu sehen ist, dass mit der Einführung des Eurocode 2 [4, 3] im Jahr 2009 alle separaten Normenwerke der in Abbildung 4.1 dargestellten Bereiche abgelöst wurden.

Großer Vorteil der Einführung des Eurocode 2 [4, 3] ist mit Sicherheit auch die Anhebung der Normung auf ein einheitlich gültiges europäisches Niveau. Das bedeutet, dass in allen europäischen Ländern in denen der Eurocode 2 verbindlich gemacht wurde, die selben Berechnungs- und Bemessungsregeln in den Grunddokumenten verankert sind. Unterschiede bei der Bemessung bestehen lediglich durch Festlegungen landesspezifischer Werte, welche in den nationalen Anwendungsdokumenten getroffen werden. Somit vereinfacht sich die Abwicklung eines Projektes im Ausland entscheidend, da vorab nur das nationale Anwendungsdokument und nicht eine komplett andere Norm mit anderen Modellansätzen verstanden werden muss.

In weiterer Folge wird die Entwicklung der Querkraftbemessung anhand der Nachweisführungen von ÖNORM B4200-4 [8], ÖNORM B4200-8 [9], ÖNORM B4700 [11] und Eurocode 2 (der ÖNORM EN 1992-1-1 [4] mit dem nationalen Anwendungsdokument der ÖNORM B 1992-1-1 [3]) erläutert.

4.2 Querkraftbemessung nach ÖNORM B4200-4 [8] und ÖNORM B4202 [10]

4.2.1 Nachweisführung

In Platten, Rippendecken, Balken und Plattenbalken und in Rahmen sind die Schubspannungen τ_0 (Hauptzugspannungen in der Nulllinie) nachzuweisen. Die Schubspannung τ_0 ist ohne Rücksicht auf abgebogene Stäbe oder Bügel bei gleichbleibender Nutzhöhe h aus Gleichung 4.1 zu ermitteln. Der Einfluss einer veränderlichen Trägerhöhe muss berücksichtigt werden, wenn dadurch die Schubspannung vergrößert wird.

$$\tau_0 = \frac{Q}{b_0 \cdot z} \quad (4.1)$$

b_0 die kleinste Stegbreite bei Balken und Plattenbalken, die Breite bei Platten

z der Hebelsarm der inneren Kräfte

Q die Querkraft im Gebrauchszustand

Zur Aufnahme der schiefen Hauptzugkräfte sind in Platten, Rippendecken, Balken und Plattenbalken und in Rahmen möglichst viele der zur Momentendeckung nicht mehr benötigten Stahleinlagen in der Richtung des Kraftflusses aufzubiegen. Beiderseits in der Zugzone endende, sogenannte „schwimmende“ Schrägeinlagen sind unzulässig. Sind die größten Schubspannungen in Platten, Rippendecken, Balken und Plattenbalken und in Rahmen unter der Gebrauchslast größer als die in Tabelle 4.1 angegebenen Werte τ_0 , so ist im Bereich der Überschreitung nachzuweisen, dass alle schiefen Hauptzugkräfte durch Schrägeinlagen und Bügel aufgenommen werden und dass diese Einlagen richtig verteilt sind. Überschreitet die Schubspannung die Werte τ_{max} in Tabelle 4.1, so sind die Querschnittsabmessungen zu vergrößern.

Tabelle 4.1 – zulässige Spannungen für Beton in N/mm²

Beton	B 160	B 225	B 300	B 400
Hochbau gemäß ÖNORM B4200-4 / 1957 (s=1,70)				
Schubspannung ohne Nachweis der Sicherung τ_0	0,6	0,8	1,0	1,2
Schubspannung mit Nachweis der Sicherung τ_{\max}	1,5	2,0	2,5	3,0
Brückenbau gemäß ÖNORM B4202 / 1958 (s=1,85)				
Schubspannung ohne Nachweis der Sicherung τ_0	0,5	0,7	0,9	1,1
Schubspannung mit Nachweis der Sicherung τ_{\max}	1,3	1,8	2,3	2,7

Im Bereich der Unterschreitung ist je m Balkenlänge eine Mindestverbügelung vom Querschnitt F_b anzuordnen.

$$F_b = 25 \cdot b_0 \cdot \frac{\tau_0}{\sigma_e} \quad (4.2)$$

4.3 Querkraftbemessung nach ÖNORM B4200-8 [9]

4.3.1 Nachweisführung

$$\tau_0 = \frac{Q}{b_0 \cdot z} \quad (4.3)$$

b_0 die kleinste Stegbreite bei Balken und Plattenbalken, die Breite bei Platten

z der Hebelsarm der inneren Kräfte

Q die Querkraft im Gebrauchszustand

Die rechnerische Schubspannung τ_0 darf die Werte $10 \tau_1$ ($= \tau_{max}$) nicht überschreiten. τ_1 wird gemäß Tabelle 4.2 angenommen.

Tabelle 4.2 – τ_1 -Werte [9]

	Festigkeitsklasse					
	B 160	B 225	B 300	B 400	B 500	B 600
τ_1 in N/mm ²	0,2	0,3	0,4	0,5	0,6	0,7

4.3.1.1 Aufnahme der schrägen Zugkräfte in Balken und Plattenbalken

Solange die größte rechnerische Schubspannung im Träger den Wert $2 \tau_1$ nicht überschreitet, wird eine Mindestbewehrung zur Aufnahme der schrägen Zugkräfte eingelegt. Diese besteht aus rechtwinklig zur Stabachse angeordnete Bügel mit einem Querschnitt a_s in cm² je m Trägerlänge.

$$a_s = \frac{85 \tau_1 \cdot b_0}{\sigma_s^*} \quad (4.4)$$

Überschreitet die rechnerische Schubspannung im Träger den Wert $2 \tau_1$, so ist im allgemeinen ein ausführlicher Nachweis für die Aufnahme der schrägen Zugkräfte zu erbringen. Der Berechnung ist ein Fachwerk zugrundegelegt, bestehend aus

den Betondruckstreben und der Bewehrung zur Aufnahme der schrägen Zugkräfte. Dabei wird die Neigung der Betondruckstreben mit 45° angenommen. Eine Dübelwirkung der Bewehrung und eine gegenseitige Verzahnung der Betondruckstreben dürfen nicht in Rechnung gestellt werden. Bei der Berechnung der Zugkräfte dieser Bewehrung darf die Querkraft Q im Gebrauchszustand um den Anteil $\tau_1 \cdot b_0 \cdot z$ zur Berücksichtigung der Mitwirkung des Betons abgemindert werden.

Bei rechnerischen Schubspannungen bis zu $6 \tau_1$ sind eventuell vorgesehene Aufbiegungen anzuordnen.

Bei rechnerischen Schubspannungen über $6 \tau_1$ darf der Bügelabstand höchstens $z/2$ betragen.

4.3.1.2 Aufnahme der schrägen Zugkräfte in Platten

In Platten ohne Bewehrung darf die rechnerische Schubspannung τ_0 zur Aufnahme der schrägen Zugkräfte die Werte $0,8 \tau_1$ nach Tabelle 4.2 oder die Werte τ'_1 nach folgender Gleichung nicht überschreiten.

$$\tau'_1 = 0,046 \cdot \sigma_p \cdot \sqrt{w + w'} \quad (4.5)$$

$$w = \frac{\mu \cdot \sigma_s^*}{\sigma_p} \quad \text{mit} \quad \mu = \frac{A_s}{b \cdot h} \quad (4.6)$$

$$w' = \frac{\mu' \cdot \sigma_s^*}{\sigma_p} \quad \text{mit} \quad \mu' = \frac{A'_s}{b \cdot h} \quad (4.7)$$

A_s die in der Breite b vorhandene Zugbewehrung

A'_s die in der Breite b vorhandene Druckbewehrung

h statische Nutzhöhe

Werden in Platten die zuvor beschriebenen zulässigen Schubspannungen überschritten, dann sind die durch die zugelassenen Schubspannungen nicht mehr aufnehmbaren Querkraftanteile durch eine Bewehrung aufzunehmen. Diese Bewehrung zur Aufnahme der schrägen Zugkräfte ist sinngemäß nach Kapitel 4.3.1.1 zu ermitteln und anzuordnen.

4.4 Querkraftbemessung nach ÖNORM B4700 [11]

4.4.1 Allgemeines

Die Bemessung erfolgt nach dem semiprobabilistischen Sicherheitskonzept.

Die nachfolgenden Regeln dienen der Berechnung des Widerstandes von Trägern und Platten gegenüber Beanspruchungen zufolge Querkraft.

Zur Berechnung ihres Widerstandes gegen Querkraft sind die Bauteile durch Fachwerkmodelle zu ersetzen, deren Zugglieder aus der Bewehrung bestehen. Die Betondruckstreben dieser Fachwerkmodelle verlaufen annähernd in Richtung der schrägen Betondruckspannungen und werden durch gedachte Schrägrisse begrenzt.

Der Einfluss veränderlicher Trägerhöhe ist zu berücksichtigen, wenn er ungünstig wirkt, und darf berücksichtigt werden, wenn er günstig wirkt.

4.4.2 Nachweisführung

4.4.2.1 Bauteile mit Schrägzugbewehrung

Der Berechnung des Widerstandes gegen Querkraft ist ein Fachwerk zugrundezulegen, wie es in Abbildung 4.2 für Träger mit konstanter Bauhöhe dargestellt ist.

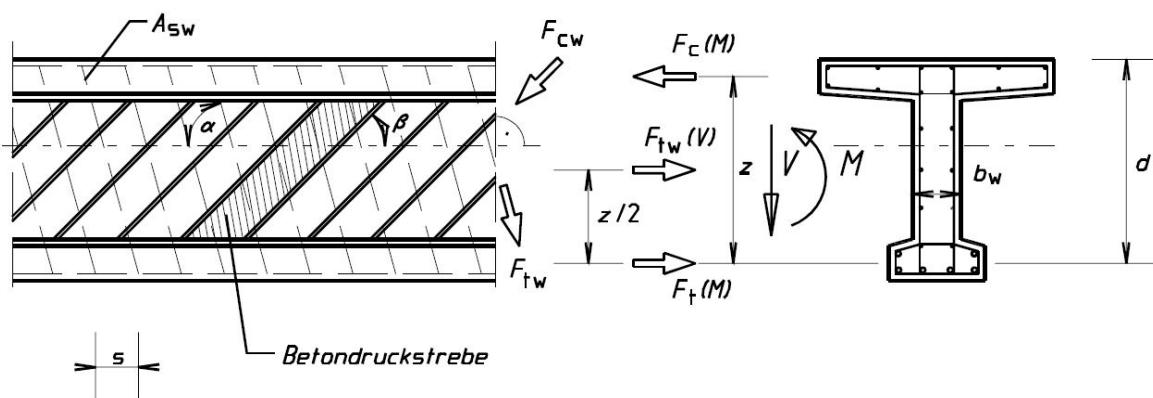


Abbildung 4.2 – Fachwerkmodell zur Berechnung des Widerstandes von Trägerstegen gegen Querkraft [11]

Dabei ist:

4.4. QUERKRAFTBEMESSUNG NACH ÖNORM B4700 [11]

α	Neigung der Bewehrung zur Aufnahme der schrägen Zugkräfte gegen die Trägerachse
β	Neigung der Betondruckstreben gegen die Trägerachse
b_w	kleinste Breite des Steges
d	Nutzhöhe des Trägers
z	Hebelarm der inneren Kräfte bei Biegung oder Biegung mit Normalkraft. Es darf ohne genaueren Nachweis mit $z = 0,9 \cdot d$ angenommen werden.
A_{sw}	Querschnittsfläche der Schrägzugbewehrung im Wirkungsbereich s
s	Abstand der Schrägzugbewehrung in Richtung der Trägerachse
$F_c(M)$	Biegedruckkraft
$F_t(M)$	Biegezugkraft
F_{cw}	Resultierende der schrägen Betondruckkräfte des Steges
F_{ct}	Resultierende der Zugkräfte der Schrägzugbewehrung
$F_{tw}(V)$	Längszugkraft zufolge der Wirkung von F_{cw} und F_{ct}

Zur Aufnahme der schrägen Zugkräfte dient die Schrägzugbewehrung. Sie besteht aus Bügeln, die in der Regel normal zur Trägerachse stehen, mit dieser jedoch mindestens einen Winkel $\alpha = 45^\circ$ einschließen müssen und gegebenenfalls aus Schrägeinlagen, das sind auf- oder abgebogene Gurtbewehrungen. In den Trägerstegen sind jedoch mindestens 50 % des erforderlichen Widerstandes gegen Querkraft durch annähernd rechtwinkelig zur Trägerachse stehende Bügel zu erbringen.

Bewehrungen, die flacher als 45° gegen die Trägerachse geneigt sind, dürfen bei der Berechnung des Widerstandes gegen Querkraft nicht berücksichtigt werden. Schrägeinlagen dürfen überdies nicht steiler als 60° gegen die Trägerachse geneigt sein.

Die Bügel müssen über die ganze Trägerhöhe reichen und die Biegebewehrung umfassen. Sie sind so auszubilden, dass am Zug- und am Druckrand des Trägers die entsprechenden Komponenten der schrägen Druckkräfte des Betons einwandfrei in die Bügel eingeleitet werden können, um die Fachwerkwirkung sicherzustellen.

Ein ausreichender Widerstand gegen Querkraft gilt als nachgewiesen, wenn beide folgenden Bedingungen erfüllt sind.

KAPITEL 4. NORMENENTWICKLUNG IN BEZUG AUF DIE QUERKRAFTBEMESSUNG

$$V_{Sd} \leq V_{Rdc} \quad (4.8)$$

$$V_{Sd} \leq V_{Rds} \quad (4.9)$$

- V_{Sd} Bemessungswert des schubkrafteerzeugenden Anteil der Querkraft
- V_{Rdc} Bemessungswert des Widerstands gegen Querkraft, wenn die Festigkeit der Betondruckstreben maßgebend ist
- V_{Rds} Bemessungswert des Widerstands gegen Querkraft, wenn die Festigkeit der Schrägzugbewehrung maßgebend ist

Die Neigung β der Betondruckstreben ist im Bereich

$$0,6 \leq \tan \beta \leq 1,6 \quad (4.10)$$

zu wählen.

Wenn die Spannung σ_{sd} der am Biegezugrand angeordneten Längsbewehrung keine Zugspannung ist, dann darf β im Bereich

$$0,4 \leq \tan \beta \leq 2,5 \quad (4.11)$$

gewählt werden.

Für Zwischenwerte von $0 < \sigma_{sd} < f_{yd}$ darf zwischen Formel (4.10) und (4.11) linear interpoliert werden.

Der Bemessungswert der Festigkeit der Betondruckstreben ist mit $\nu \cdot f_{cd}$ anzunehmen. Der Faktor beträgt

$$\nu = 0,7 - \frac{1,5 \cdot f_{cd}}{200} \geq 0,5 \quad (4.12)$$

Entsprechend dem in Abbildung 4.2 dargestellten Fachwerkmodell ergibt sich damit

$$V_{Rdc} = b_w \cdot z \cdot \nu \cdot f_{cd} \cdot (\cot \beta + \cot \alpha) \cdot \sin^2 \beta \quad (4.13)$$

4.4. QUERKRAFTBEMESSUNG NACH ÖNORM B4700 [11]

Größere Werte als

$$V_{Rdc} = 0,7 \cdot b_w \cdot z \cdot \nu \cdot f_{cd} \quad (4.14)$$

dürfen nicht in Rechnung gestellt werden. Für $\alpha = 90^\circ$ ist

$$V_{Rdc} = b_w \cdot z \cdot \nu \cdot f_{cd} \cdot \frac{1}{(\cot \beta + \tan \beta)} \quad (4.15)$$

Wenn ein Bauteil unter Längsdruck steht, darf V_{Rdc} auf $V_{Rdc,red}$ abgemindert werden.

$$V_{Rdc,red} = 1,67 \cdot V_{Rdc} \cdot \left(1 - \frac{\sigma_{cd,eff}}{f_{cd}}\right) \leq V_{Rdc} \quad (4.16)$$

$$\sigma_{cd,eff} = \frac{N_{sd} - f_{yd} \cdot A_{s2}}{A_c} \quad (4.17)$$

$V_{Rdc,red}$ verminderter Wert von V_{Rdc} infolge der Druckkraft

$\sigma_{cd,eff}$ wirksame mittlere Betonspannung infolge der Längskraft (Druck positiv)

N_{sd} Bemessungswert der aufzunehmenden Längskraft (Druck positiv)

A_{s2} Querschnittsfläche der schlaffen Bewehrung im Biegedruckgurt (Druckbewehrung)

A_c Gesamtfläche des Betonquerschnitts

Der Bemessungswert des Widerstandes der Schrägzugbewehrung gegen Querkraft beträgt mit den Bezeichnungen gemäß Abbildung 4.2

$$V_{Rds} = \frac{A_{sw}}{s} \cdot z \cdot f_{yd} \cdot (\cot \beta + \cot \alpha) \cdot \sin \alpha \quad (4.18)$$

Für $\alpha = 90^\circ$ ist

$$V_{Rds} = \frac{A_{sw}}{s} \cdot z \cdot f_{yd} \cdot \cot \beta \quad (4.19)$$

Für Nachweise nach Formel (4.9) darf die direkte Kraftableitung von auflagernahen Lasten bzw. Lastteilen berücksichtigt werden. Dies gilt für Lasten, die in einer Entfernung $a_f \leq 2,5 d$ Rand des betreffenden Auflagers angreifen. Bei der Bestimmung

KAPITEL 4. NORMENENTWICKLUNG IN BEZUG AUF DIE QUERKRAFTBEMESSUNG

von V_{Sd} innerhalb des Abstandes $2,5 d$ vom Auflagerrand dürfen diese Lasten mit dem Faktor

$$\beta_V = \frac{a_f}{2,5 d} \geq 0,2 \quad (4.20)$$

abgemindert werden.

Bei Trägern mit annähernd gleichförmiger Belastung darf an Stelle dieser Abminderung der Nachweis nach Formel (4.9) im Abstand d vom Rand eines Auflagers geführt werden.

4.4.2.2 Bauteile ohne Schrägzugbewehrung

In Bauteilen mit ausreichender Querverteilungswirkung, wie zB Platten, sowie in Bauteilen untergeordneter Bedeutung (z. B.: Überlagen bis ca. 2 m Stützweite), die keinen wesentlichen Beitrag zur Tragsicherheit des Gesamtsystems leisten, darf eine Bewehrung zur Aufnahme der schrägen Zugkräfte in jenen Bereichen entfallen, in denen die Bedingung

$$V_{Sd} \leq V_{Rd1} \quad (4.21)$$

erfüllt ist.

$$V_{Rd,1} = [\tau_d \cdot \kappa_c \cdot (1,2 + 40\rho) + 0,15 \cdot \sigma_{cd}] \cdot b_w \cdot d \quad (4.22)$$

Dabei ist:

- | | |
|------------|--|
| τ_d | Rechenwert der Schubspannung |
| κ_c | $= 1,6 - d \geq 1,0$ (d in Meter) in Bauteilen, bei denen mehr als 50% der größten Feldbewehrung bis zum Auflager durchgezogen wird |
| κ_c | $= 1,0$ wenn weniger als 50% der größten Feldbewehrung bis zum Auflager durchgezogen wird |
| ρ | $= \frac{A_s}{b_w \cdot d} \leq 0,02$ |
| A_s | Biegezugbewehrung, die mindestens um $d + l_{b,erf}$ über den betrachteten Querschnitt hinausgeführt wird |

4.4. QUERKRAFTBEMESSUNG NACH ÖNORM B4700 [11]

$$\sigma_{cd} = \frac{N_{Sd}}{A_c}$$

N_{Sd} Bemessungswert einer gleichzeitig mit der Querkraft wirkenden Längsnormalkraft (als Druckkraft positiv)

A_c Betonquerschnittsfläche

b_w kleinste Breite des betrachteten Querschnitts

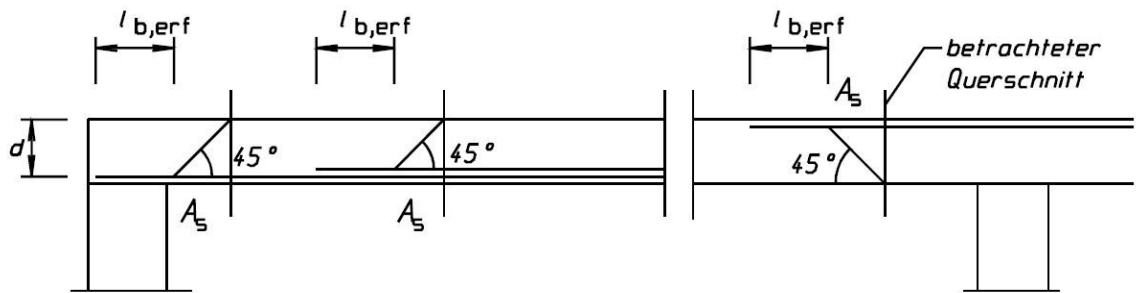


Abbildung 4.3 – Definition der anrechenbaren Biegezugbewehrung A_s [11]

Für Nachweise nach Formel (4.21) in Auflagernähe dürfen unter Beachtung von 3.4.4.2 (13) die unter 3.4.4.2 (12) angegebenen Abminderungen in Rechnung gestellt werden. In diesem Fall ist bis zum Auflagerrand die Bedingung $V_{Sd} \leq V_{Rdc}$ einzuhalten. Mit $\beta = 45^\circ$ und $z = 0,9d$ nimmt die Formel (4.15) die Form an

$$V_{Rdc} = b_w \cdot 0,9d \cdot \nu \cdot f_{cd} \cdot \frac{1}{2} \quad (4.23)$$

Für diesen Nachweis darf V_{Sd} nicht abgemindert werden.

4.5 Querkraftbemessung nach Eurocode 2 (ÖN EN 1992-1-1 [4] und ÖN B 1992-1-1 [3])

4.5.1 Allgemeines

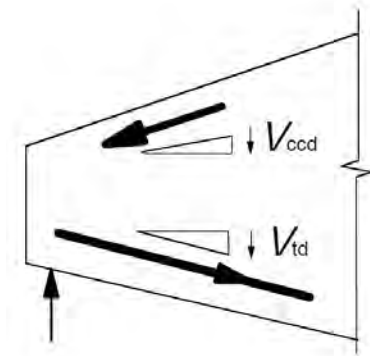


Abbildung 4.4 – Querkraftkomponente für Bauteile mit geneigten Gurten [4]

- $V_{Rd,c}$ Bemessungswert des Querkraftwiderstands eines Bauteils ohne Querkraftbewehrung;
- $V_{Rd,s}$ Bemessungswert der durch die Fließgrenze der Querkraftbewehrung begrenzten Querkraft;
- $V_{Rd,max}$ Bemessungswert der durch die Druckstrebenfestigkeit begrenzten maximal aufnehmbaren Querkraft;
- V_{ccd} Bemessungswert der Querkraftkomponente in der Druckzone bei geneigtem Druckgurt;
- V_{td} Bemessungswert der Querkraftkomponente in der Zuggewehrung bei geneigtem Zuggurt;

Der Querkraftwiderstand eines Bauteiles mit Querkraftbewehrung entspricht:

$$V_{Rd} = V_{Rd,s} + V_{ccd} + V_{td} \quad (4.24)$$

In Querschnitten mit $V_{Ed} \leq V_{Rd,c}$ ist eine Querkraftbewehrung rechnerisch nicht erforderlich. V_{Ed} ist der Bemessungswert der Querkraft im untersuchten Querschnitt aus äußerer Einwirkung und Vorspannung (im Verbund oder verbundlos).

Auch wenn auf Grundlage der Bemessung keine Querkraftbewehrung erforderlich ist, ist in der Regel dennoch eine Mindestquerkraftbewehrung vorzusehen. Auf die Mindestquerkraftbewehrung darf bei Bauteilen wie Platten (Voll-, Rippen- oder Hohlplatten) verzichtet werden, in denen eine Umlagerung der Lasten in Querrichtung möglich ist. Auf eine Mindestquerkraftbewehrung darf auch verzichtet werden in Bauteilen von untergeordneter Bedeutung (z. B. bei Stürzen mit Spannweiten ≤ 2 m), die nicht wesentlich zur Gesamttragfähigkeit und Gesamtstabilität des Tragwerks beitragen.

In Querschnitten mit $V_{Ed} > V_{Rd,c}$ gemäß Gleichung (4.24) ist in der Regel eine Querkraftbewehrung vorzusehen, die $V_{Ed} \leq V_{Rd}$ erfüllt.

Die Summe aus Bemessungsquerkraft und Beiträgen der Gurte, $V_{Ed} - V_{ccd} - V_{td}$, darf in der Regel in keinem Querschnitt des Bauteils den Maximalwert $V_{Rd,max}$ überschreiten

4.5.2 Nachweisführung

4.5.2.1 Bauteile ohne rechnerisch erforderliche Querkraftbewehrung

Kann bei Querschnitten das Nachweisformat

$$V_{Ed} \leq V_{Rd,c} \quad (4.25)$$

erbracht werden, ist eine rechnerische Querkraftbewehrung nicht erforderlich. Es darf der Bemessungswert des Querkraftwiderstandes wie folgt errechnet werden

$$V_{Rd,c} = \left[C_{Rd,c} \cdot k \cdot (100 \cdot \rho_l \cdot f_{ck})^{1/3} + k_1 \cdot \sigma_{cp} \right] \cdot b_w \cdot d \quad (4.26)$$

aber mindestens

$$V_{Rd,c} = (v_{min} + k_1 \cdot \sigma_{cp}) \cdot b_w \cdot d \quad (4.27)$$

Dabei ist:

f_{ck} charakteristische Zylinderdruckfestigkeit des Betons nach 28 Tagen in N/mm²

KAPITEL 4. NORMENENTWICKLUNG IN BEZUG AUF DIE QUERKRAFTBEMESSUNG

$$k = 1 + \sqrt{\frac{200}{d}} \leq 2,0 \text{ mit } d \text{ in mm};$$

$$\rho_l = \frac{A_{sl}}{b_w \cdot d} \leq 0,02;$$

A_{sl} die Fläche der Zugbewehrung, die mindestens $\geq (l_{bd} + d)$ über den betrachteten Querschnitt hinausgeführt wird;

b_w die kleinste Querschnittsbreite innerhalb der Zugzone des Querschnitts in mm;

$$\sigma_{cp} = \frac{N_{Ed}}{A_c} < 0,2 \cdot f_{cd};$$

N_{Ed} die Normalkraft im Querschnitt infolge Lastbeanspruchung oder Vorspannung in N ($N_{Ed} > 0$ für Druck). Der Einfluss von aufgezwungenen Verformungen auf N_{Ed} darf vernachlässigt werden;

A_c die Gesamtfläche des Betonquerschnitts in mm^2 ;

$V_{Rd,c}$ Bemessungswert des Querkraftwiderstands eines Bauteils ohne Querkraftbewehrung in N;

$$C_{Rd,c} = \frac{0,18}{\gamma_c};$$

$$v_{min} = 0,035 \cdot k^{3/2} \cdot f_{ck}^{1/2};$$

$$k_1 = 0,15;$$

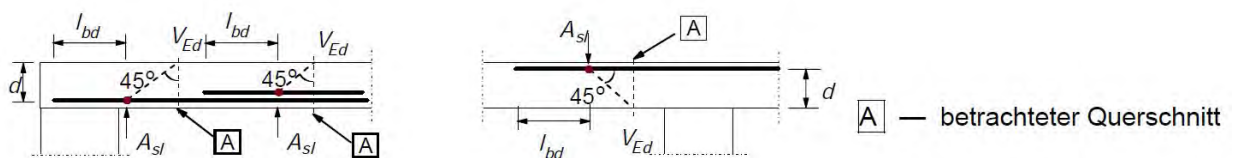


Abbildung 4.5 – Definition von A_{sl} [4]

Bei Bauteilen, deren Oberseite innerhalb eines Bereichs von $0,5d \leq a_v \leq 2d$ vom Rand des Auflagers (oder der Mitte des Lagers, wenn verformbare Lager verwendet werden) durch eine Last beansprucht wird, darf der Anteil dieser Last an der Querkraft V_{Ed} mit $\beta = a_v/2d$ multipliziert werden. Diese Abminderung darf beim Nachweis von $V_{Rd,c}$ in Gleichung (4.26) verwendet werden. Dies ist nur gültig, wenn die Längsbewehrung vollständig am Auflager verankert ist. Für $a_v \leq 0,5d$ ist in der Regel der Wert $a_v = 0,5d$ zu benutzen.

4.5. QUERKRAFTBEMESSUNG NACH EUROCODE 2
(ÖN EN 1992-1-1 [4] UND ÖN B 1992-1-1 [3])

Die ohne die Abminderung β berechnete Querkraft hat in der Regel allerdings immer folgende Bedingung zu erfüllen:

$$V_{Ed} \leq 0,5 \cdot b_w \cdot d \cdot \nu \cdot f_{cd} \quad (4.28)$$

Dabei ist ν ein Festigkeitsabminderungsbeiwert für unter Querkraft gerissenen Beton.

$$\nu = 0,6 \cdot (1 - f_{ck}/250) \quad (4.29)$$

4.5.2.2 Bauteile mit rechnerisch erforderlicher Querkraftbewehrung

Die Bemessung von Bauteilen mit Querkraftbewehrung basiert auf einem Fachwerkmodell (Abbildung 4.4).

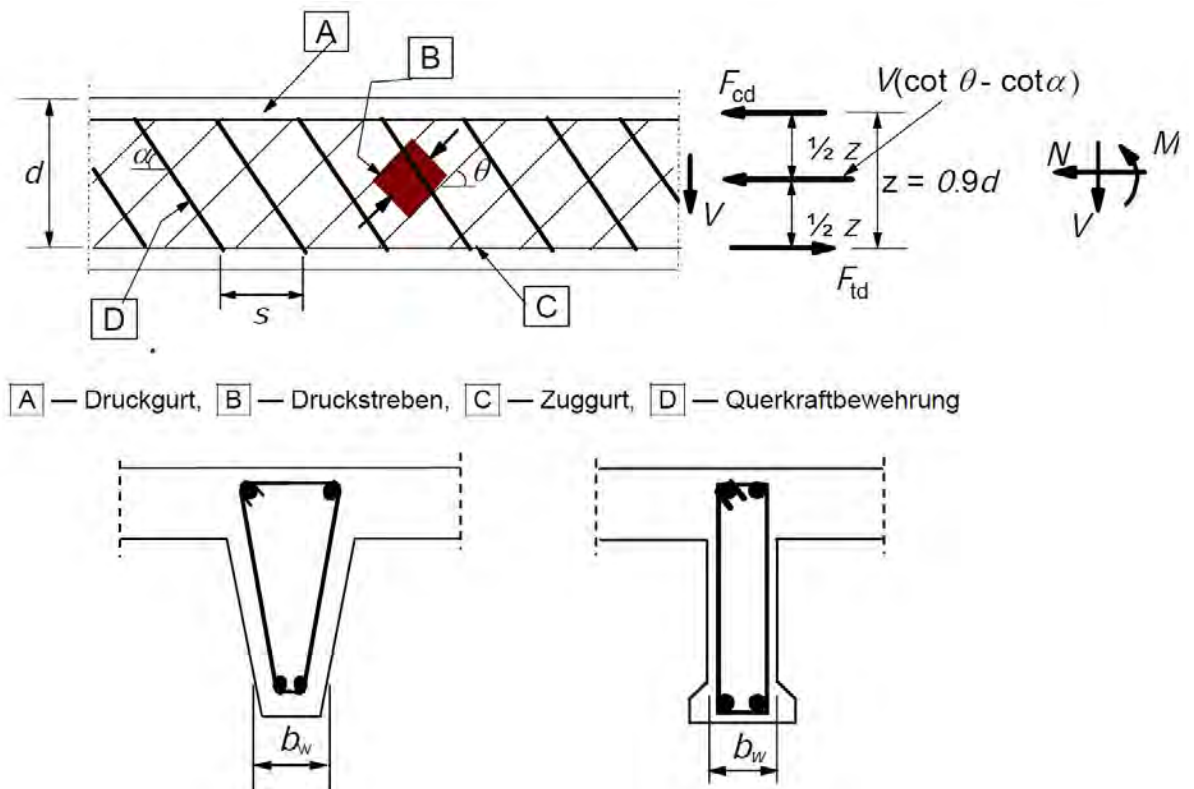


Abbildung 4.6 – Fachwerkmodell und Formelzeichen für Bauteile mit Querkraftbewehrung [4]

KAPITEL 4. NORMENENTWICKLUNG IN BEZUG AUF DIE QUERKRAFTBEMESSUNG

α	Winkel zwischen Querkraftbewehrung und der rechtwinklig zur Querkraft verlaufenden Bauteilachse
θ	Winkel zwischen Betondruckstreben und der rechtwinklig zur Querkraft verlaufenden Bauteilachse
b_w	kleinste Querschnittsbreite zwischen Zug- und Druckgurt
d	Nutzhöhe des Trägers
z	innerer Hebelarm bei einem Bauteil mit konstanter Höhe, der zum Biegemoment im betrachteten Bauteil gehört. Bei der Querkraftbemessung von Stahlbeton ohne Normalkraft darf im Allgemeinen der Näherungswert $z = 0,9 \cdot d$ verwendet werden.
F_{td}	Bemessungswert der Zugkraft in der Längsbewehrung
F_{cd}	Bemessungswert der Betondruckkraft in Richtung der Längsachse des Bauteils

Der landesspezifische Wert für $\cot \theta$ darf einem Nationalen Anhang entnommen werden. In Österreich wird der Betondruckstrebenwinkel laut ÖNORM EN 1992-1-1[3] wie folgt eingegrenzt.

Bei einer Spannung der Biegezugbewehrung $\sigma_{sd} = f_{yd}$ ist die Neigung der Betondruckstreben im Bereich

$$0,6 \leq \tan \theta \leq 1,0 \quad (4.30)$$

zu wählen.

Wenn der Querschnitt überdrückt ist ($\sigma_{sd} \leq 0$), darf die Neigung der Betondruckstreben im Bereich

$$0,4 \leq \tan \theta \leq 1,0 \quad (4.31)$$

gewählt werden.

Für Zwischenwerte von $0 < \sigma_{sd} < f_{yd}$ darf zwischen Gleichung (4.30) und Gleichung (4.31) linear interpoliert werden.

4.5. QUERKRAFTBEMESSUNG NACH EUROCODE 2
(ÖN EN 1992-1-1 [4] UND ÖN B 1992-1-1 [3])

Bei Bauteilen mit vertikaler Querkraftbewehrung ist der Querkraftwiderstand V_{Rd} der kleinere Wert aus:

$$V_{Rd,s} = \frac{A_{sw}}{s} \cdot z \cdot f_{ywd} \cdot \cot \theta \quad (4.32)$$

$$V_{Rd,max} = \frac{\alpha_{cw} \cdot b_w \cdot z \cdot \nu_1 \cdot f_{cd}}{\cot \theta + \tan \theta} \quad (4.33)$$

Dabei ist:

- A_{sw} Querschnittsfläche der Querkraftbewehrung;
- s der Abstand der Bügel untereinander;
- f_{ywd} Bemessungswert der Streckgrenze der Querkraftbewehrung;
- ν_1 ein Festigkeitsabminderungsbeiwert für unter Querkraft gerissenen Beton;
- α_{cw} ein Beiwert zur Berücksichtigung des Spannungszustandes im Druckgurt;
- z innerer Hebelarm bei einem Bauteil mit konstanter Höhe, der zum Biegemoment im betrachteten Bauteil gehört. Bei der Querkraftbemessung von Stahlbeton ohne Normalkraft darf im Allgemeinen der Näherungswert $z = 0,9 \cdot d$ verwendet werden;
- θ Winkel zwischen Betondruckstreben und der rechtwinklig zur Querkraft verlaufenden Bauteilachse;

Bei Bauteilen mit geneigter Querkraftbewehrung ist der Querkraftwiderstand V_{Rd} der kleinere Wert aus:

$$V_{Rd,s} = \frac{A_{sw}}{s} \cdot z \cdot f_{ywd} \cdot (\cot \theta + \cot \alpha) \sin \alpha \quad (4.34)$$

$$V_{Rd,max} = \frac{\alpha_{cw} \cdot b_w \cdot z \cdot \nu_1 \cdot f_{cd} \cdot (\cot \theta + \cot \alpha)}{1 + \cot^2 \theta} \quad (4.35)$$

4.6 Schlussfolgerungen

In der ÖNORM B 4200, Teil 4, Ausgabe 1957 [8] wurde die Ausführung zur Schubmessung von Stahlbetonbauteilen sehr knapp gehalten. Es wurde gerade einmal eine halbe DIN-A4-Seite diesem Thema gewidmet. Inhalt dieses als Schubsicherung titulierten Abschnittes war die Nachweisführung der Schubspannung τ_0 , die als Hauptzugspannungen in der Nulllinie definiert wurden, für sämtliche Stahlbetonbauteile. Wurde ein aus Versuchen abgeleiteten Grenzwert der Hauptzugspannungen eingehalten, durfte auf eine Schubbewehrung verzichtet werden (siehe Tabelle 4.1) Bei Überschreitung dieses Grenzwertes musste eine Querkraftbewehrung ermittelt werden. Dazu verhalf die klassische Fachwerkanalogie nach Mörsch [27], in welcher der Druckstrebenwinkel mit $\theta = 45^\circ$ anzunehmen war. Natürlich mussten auch die maximal vertretbaren Schubspannungen begrenzt werden. Wurde der Wert τ_{max} (ebenfalls in Tabelle 4.1 ersichtlich) überschritten, waren die Querschnittsabmessungen zu vergrößern. Des Weiteren durfte ein Betontraganteil nicht in Rechnung gestellt werden. Sinngemäß führte man auch schon zu dieser Zeit eine Mindestquerkraftbewehrung an.

Mitte der 1960er-Jahre veröffentlichte Kupfer [33] die Erweiterung der Mörsch'schen Fachwerkanalogie. Aus Versuchsergebnissen erkannte er, dass die Druckstrebenneigungen auf Grund der Mitwirkung des Betons auch geringere Werte als 45° annehmen können. Ab dem Jahr 1969 beinhaltet die ÖNORM B 4200, Teil 8 [9] die Ausführungen zur Querkraftbemessung. Hier wurde dem Beton ein gewisser Traganteil zugetraut. Jedoch beruhte dieser Anteil nur darauf, dass durch eine flachere Neigung der Betondruckstreben die Zugkräfte in der Bewehrung vermindert werden. Jedoch durfte für Straßenbrücken ab dem Jahr 1975 dieser Betontraganteil nicht mehr angesetzt werden. Somit musste die Ermittlung der Querkraftbewehrung für Straßenbrücken in Österreich bis zum Ende der ÖNORM B 4200 [9] im Jahre 2001 nach der klassischen Fachwerkanalogie von Mörsch durchgeführt werden.

In weiterer Folge wurde im Gegensatz zu den vorhergehenden Normenwerken auch gefordert, dass auch bei Platten bei Überschreitung der zulässigen Schubspannungen eine Querkraftbewehrung anzuordnen ist. Dies ist in der ÖNORM B 4200, Teil 8 [9] Ausgabe 1996 ersichtlich, in der man die Querkraftbemessung zwischen der Aufnahme der schrägen Zugkräfte in Balken und Plattenbalken und der Aufnahme der schrägen Zugkräfte in Platten unterscheidet. Darüber hinaus führte man Maximalabstände der Bügelbewehrung ein und der Wert der Mindestquerkraftbewehrung

wurde abgeändert

Im Jahr 1995 erfolgte in Österreich die Einführung der ÖNORM B 4700 [11] und damit auch der Übergang vom deterministischen zum semiprobabilistischen Sicherheitskonzept. Dies war auch der erste Schritt in Richtung einer einheitlichen europäischen Normung. Beim semiprobabilistischen Sicherheitskonzept muss nicht die vorhandene Spannung einer aus Versuchen abgeleiteten zulässigen Spannung genügen (z.B. $\tau_{vorh} \leq \tau_{zul}$), sondern es muss der Bemessungswert der Einwirkungsseite kleiner als der Bemessungswert der Widerstandsseite sein (z.B. $V_{Sd} \leq V_{Rd}$). Diese Bemessungswerte werden mit Hilfe von Teilsicherheitsbeiwerten ermittelt, die somit den globalen Sicherheitsfaktor aus dem deterministischen Sicherheitskonzept ersetzen. Die ÖNORM B 4700 [11] trägt den Titel „Eurocodenahe Berechnung“ und durfte als Alternative zur gleichzeitig gültigen ÖNORM B 4200 angewendet werden (siehe Abbildung 4.1). Sie diente bis zur verbindlichen Einführung des Eurocode 2 [4, 3] als Übergangslösung. Dabei wurde für die Erstellung der ÖNORM B 4700 [11] der Model Code 1978 [25] als Grundlage herangezogen. Großer Unterschied zu den bis zu diesem Zeitpunkt gültigen Normenwerken war, dass nun in Österreich erstmals ein Fachwerkmodell mit variablem Druckstrebenwinkel zur Anwendung kam. Außerdem erfolgte die Querkraftbemessung getrennt nach Bauteilen mit Schrägzugbewehrung und Bauteilen ohne Schrägzugbewehrung. Die den Beton betreffenden Bemessungswerte der Querkraftwiderstände (V_{Rdc} oder V_{Rd1}) konnten im Gegensatz zur ÖNORM B 4200 [9] mit semiempirischen Gleichungen ermittelt werden. Sie sind somit von mehreren Faktoren, wie zum Beispiel der Querschnittsbreite, dem Längsbewehrungsgrad, einer äußeren Längskraft, sowie der statischen Nutzhöhe abhängig.

Am 31. Mai 2009 wurden alle bis zu diesem Zeitpunkt gültigen Normen, vom Eurocode 2 [4, 3] abgelöst. Die Querkraftbemessung von Stahlbeton- sowie auch von Spannbetonbauteilen erfolgt nun endgültig nach ÖNORM EN 1992-1-1 [4] und dem nationalen Anwendungsdokument, der ÖNORM B 1992-1-1 [3]. Damit war Österreich eines der ersten Länder, die den Eurocode 2 verbindlich einführten. Dies ist darauf zurückzuführen, dass in Österreich die meisten im nationalen Anhang zu definierenden Werte einfach aus dem Eurocode 2 übernommen wurden. Die Querkraftbemessung wurde zwar im Grunddokument an die Ausführungen des Model Codes 1990 [26] angepasst, das Nachweiskonzept blieb jedoch unverändert erhalten. Neu war die Einführung einer Mindestquerkrafttragfähigkeit für Bauteile ohne Querkraftbewehrung (siehe Gleichung (4.27)). Denn sonst würde bei den immer geringer werdenden Längsbewehrungsgraden die Schubtragfähigkeit für Bauteile ohne

KAPITEL 4. NORMENTWICKLUNG IN BEZUG AUF DIE QUERKRAFTBEMESSUNG

Querkraftbewehrung nach Gleichung (4.26) gegen Null streben.

Eine nicht zu verachtende Tatsache besteht darin, dass die Schubbemessung von Bauteilen ohne Querkraftbewehrung nach dem Eurocode 2 [4, 3] im Vergleich zur ÖNORM B 4200 [8] erheblich konservativer wurde. In [59] wird diese Problematik erläutert und in Abbildung 4.7 sehr anschaulich dargestellt.

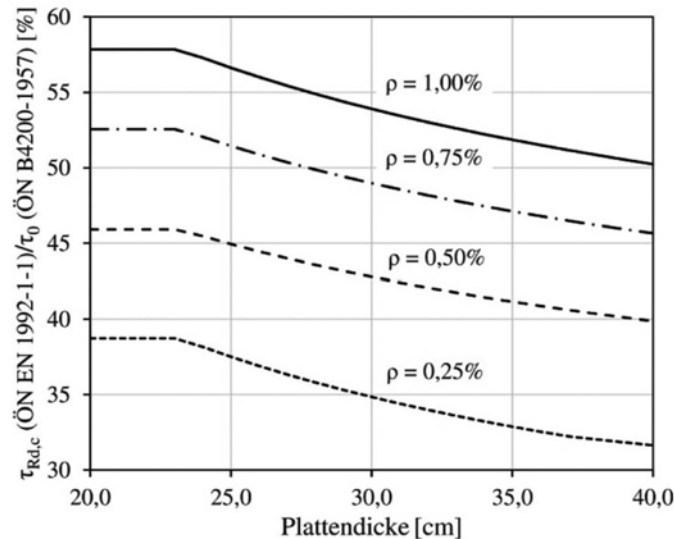


Abbildung 4.7 – Vergleich der rechnerischen Querkrafttragfähigkeit von Fahrbahnplatten nach ÖNORM EN 1992-1-1 [4] und ÖNORM B 4200 [8]

Sie zeigt den Vergleich der rechnerischen Querkrafttragfähigkeit für typische Bewehrungsgrade und Plattendicken von Fahrbahnplatten nach ÖNORM B 4200 [8] aus dem Jahr 1957 mit dem in Österreich derzeit gültigen Eurocode 2 [4, 3]. Man kann gut erkennen, dass die Schubtragfähigkeit sehr von diesen beiden Faktoren abhängig ist. Ein Beispiel aus Abbildung 4.7 zeigt, dass eine nach Eurocode 2 bemessene Fahrbahnplatte bei einem Längsbewehrungsgrad von $\rho = 0,75\%$ und einer Plattendicke von 30 cm nur rund 49 % der rechnerischen Querkrafttragfähigkeit der ÖNORM B 4200-4 [8] aus dem Jahr 1957 erreicht. Dieser erhebliche Unterschied in der Querkraftbemessung ist einerseits auf die Verwendung von verschiedenen Schubmodellen zurückzuführen, andererseits ergibt sich durch die Änderung des Bemessungskonzeptes eine Anhebung des Sicherheitsniveaus, welche in weiterer Folge erläutert wird. Nach ÖNORM B 4202 [10] aus dem Jahr 1958, der Berechnungsrichtlinie für Massivbrücken, waren Straßenbrücken aus Stahlbeton im Allgemeinen mit einer globalen Sicherheit von $s = 1,85$ mit der damals gültigen ÖNORM B 4200-4 [8] aus dem Jahre 1957 zu bemessen.

Nach heutigem Normenstand (Eurocode 2 [4, 3]) wird jedoch nach dem semiprobabilistischem Sicherheitskonzept bemessen. Die Nachweisführung erfolgt, wie zuvor erwähnt mit getrennten Teilsicherheitsbeiwerten. Hierbei beträgt der Teilsicherheitsbeiwert auf der Widerstandsseite für Beton $\gamma_c = 1,5$. Auf der Seite der Einwirkung wird für ständige Belastungen ein Beiwert von $\gamma_g = 1,35$ und für veränderliche Belastungen von $\gamma_q = 1,5$ einkalkuliert. Daher kann unter normalen Umständen nicht zuverlässig auf einen globalen Sicherheitsfaktor rückgeschlossen werden. Jedoch wird bei Lastmodell 1 oder 2 auch für die veränderliche Einwirkung (Verkehrslast) ein Beiwert von $\gamma_q = 1,35$ angesetzt, und nicht der übliche Wert von 1,5. In diesem speziellen Fall können die Teilsicherheitsbeiwerte aus der Einwirkungsseite und der Widerstandsseite miteinander multipliziert werden und ergeben somit einen globalen Sicherheitsbeiwert von $1,35 \cdot 1,5 = 2,025$. Vergleicht man nun den globalen Sicherheitsfaktoren des Eurocode 2 [4, 3] mit dem der ÖNORM B 4202 [10], ergibt sich eine Anhebung des Sicherheitsniveaus um ca. 10 %. Diese Schlussfolgerung unterstreicht die konservative Schubbemessung für Bauteile ohne Querkraftbewehrung nach Eurocode 2 [4, 3].

Die Querkraftbemessung von Stahlbetonbauteilen mit Querkraftbewehrung erfolgte sowohl in der ÖNORM B 4200 [8] aus dem Jahr 1957, als auch in der zugehörigen Brückenbaunorm der ÖNORM B 4202 [10] aus dem Jahr 1958 nach der Mörsch'schen Fachwerkanalogie. Hingegen dazu werden aktuell die Nachweisführungen des Eurocode 2 [4, 3] mithilfe des Verfahrens mit veränderlicher Druckstrebenneigung durchgeführt, nach welchem, wie bereits in Abschnitt 2.6.1.2 dieser Diplomarbeit erwähnt, eine höhere Querkrafttragfähigkeit als bei der Fachwerkanalogie von Mörsch erreicht werden kann. Das bedeutet, dass die Querkraftbemessung von Stahlbetonbauteilen mit Querkraftbewehrung im Gegensatz zu Stahlbetonbauteilen ohne Querkraftbewehrung in der Vergangenheit konservativer erfolgte. Dadurch ergeben sich Tragreserven, welche bei Nachrechnungen von Tragwerken von Vorteil sind.

KAPITEL 4. NORMENENTWICKLUNG IN BEZUG AUF DIE QUERKRAFTBEMESSUNG

Kapitel 5

Beurteilung der Querkrafttragfähigkeit anhand von Datenbanken

5.1 Allgemeines

In dieser Arbeit wurde bereits erläutert, dass aufgrund der Komplexität der einzelnen Tragmechanismen bisher kein global anerkanntes Querkraftbemessungsmodell weder von Stahlbetonbauteilen ohne Querkraftbewehrung noch von Stahlbetonbauteilen mit Querkraftbewehrung gefunden wurde.

Stattdessen existieren weltweit viele unterschiedliche Modellansätze. Einige davon dienen als Grundlage zur Querkraftbemessung vieler internationaler Normen, was wiederum dazu führt, dass sich die Querkraftbemessung in fast jedem Land unterscheidet.

Um die in Kapitel 3 angeführten unterschiedlichen Bemessungskonzepte untereinander vergleichen und beurteilen zu können, wird in diesem Abschnitt der Diplomarbeit die rechnerische Querkrafttragfähigkeit V_{calc} in Bezug auf die aus Versuchen erzielte Querkrafttragfähigkeit V_{exp} untersucht. Als Datenbasis dieser Untersuchung dienen die von DI Patrick Huber im Laufe seiner Dissertation [47] am Institut für Tragkonstruktionen der TU Wien erstellten Querkraftdatenbanken (Versuche für Bauteile ohne und mit Querkraftbewehrung).

5.1.1 Erläuterung der Datenbanken

Da die Datenbanken aus zahlreichen Versuchsreihen von verschiedenen Forschern bestehen, werden in dieser Diplomarbeit nicht alle Versuchsreihen referenziert, sondern auf die Dissertation von DI Patrick Huber [47] verwiesen. Die Datenbanken beinhalten neben den in den Versuchen erzielten Querkraft V_{exp} auch alle relevanten Materialkennwerte und geometrischen Größen, welche für die Ermittlung der Querkrafttragfähigkeit nach den verschiedenen Berechnungsmodellen V_{calc} benötigt werden. Um eine gleichwertige Basis zu erhalten, wurden bereits alle Werte der Betondruckfestigkeit auf die mittlere Zylinderdruckfestigkeit mit einem Durchmesser von 150 mm und einer Höhe von 300 mm umgerechnet ($f_c = f_{cm,cyl}$).

5.1.1.1 Datenbank von Versuchen ohne Querkraftbewehrung

Die Datenbank von Balken ohne Querkraftbewehrung umfasst insgesamt 394 Versuche. Da vor allem nur plattenförmige Bauteile ohne jegliche Querkraftbewehrung ausgeführt werden dürfen, weisen in dieser Datenbank alle Versuchsträger Rechteckquerschnitte auf. Außerdem hat Sherwood [48] in seinen Untersuchungen festgestellt, dass die Bauteilbreite keinen signifikanten Einfluss auf die Querkrafttragfähigkeit hat. Da in dieser Arbeit ausschließlich der Querkraftwiderstand von schubslanken Bauteilen untersucht wird, müssen einige Einschränkungen getroffen werden. Um die direkte Druckstrebenwirkung ausschließen zu können, sollte eine Schubslankheit von $a/d > 3,0$ eingehalten werden. Da in der Datenbank viele Versuche knapp unter dieser Grenze liegen, wird in dieser Arbeit eine Schubslankheit von $a/d > 2,9$ zugelassen. Außerdem kann mit der Einführung der Bedingung $\frac{M_{exp}}{M_{Rm}} > 1,0$ ein reines Biegeversagen ausgeschlossen werden. Dabei ist M_{exp} das ermittelte Moment zufolge der in den Versuchen erreichten Traglast und M_{Rm} der rechnerische Widerstand gegenüber Biegung. Infolge dieser Einschränkungen verbleiben 283 Versuche, die zur Beurteilung der Querkrafttragfähigkeit herangezogen werden können.

5.1.1.2 Datenbank von Versuchen mit Querkraftbewehrung

Die Datenbank von Trägern mit Querkraftbewehrung umfasst insgesamt 152 Versuche. Diese Versuchsträger weisen unterschiedliche Querschnittsgeometrien auf (Rechteckquerschnitte und Plattenbalkenquerschnitte). Hier wurden bereits ausschließlich Versuche mit geringem Querkraftbewehrungsgrad ρ_w in diese Datenbank aufgenommen, sodass die Grenztragfähigkeit über das Versagen der Zugstrebe (Fließen der

Bügel) erreicht wird. Das Erreichen der Druckstreben­tragfähigkeit kann somit ausgeschlossen werden. Außerdem hat die Einführung der Bedingung $\frac{M_{exp}}{M_{Rm}} > 1,0$ eine Reduzierung der Datenbasis auf 121 Versuche zur Folge.

5.1.2 Vorgehensweise

Vorab sei erwähnt, dass bei dieser Untersuchung alle berechneten Querkraftwiderstände V_{calc} ohne Teilsicherheitsbeiwerte ermittelt werden, um einen direkten Vergleich mit V_{exp} zu ermöglichen. Außerdem wird auf eine Begrenzung oder Einschränkung der Materialkennwerte verzichtet.

Wie in Abbildung 5.1 ersichtlich, erfolgt die Beurteilung der Querkrafttragfähigkeit von Stahlbetonbauteilen ohne Querkraftbewehrung und mit Querkraftbewehrung auf Basis der zugehörigen Datenbanken getrennt voneinander.

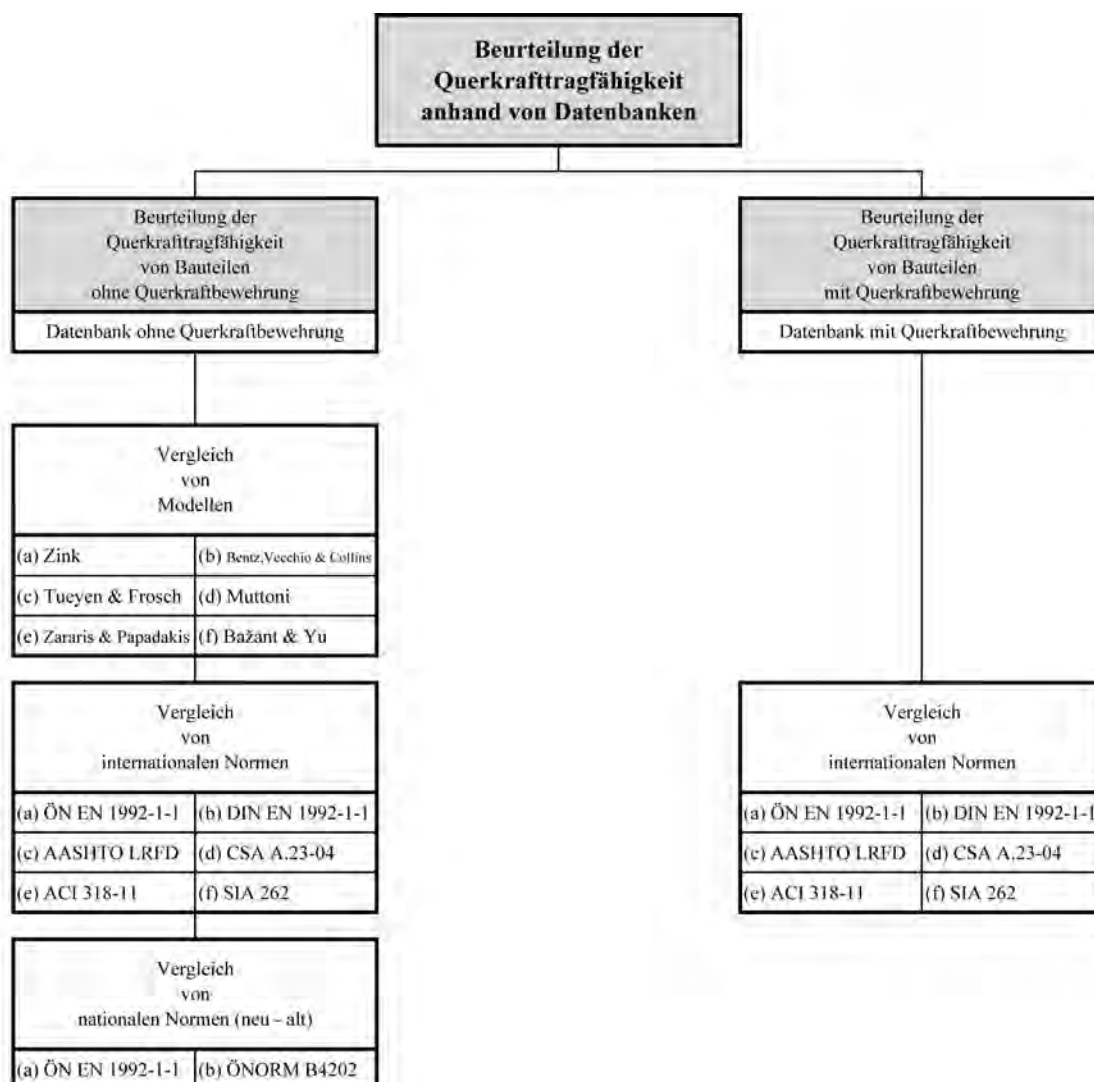


Abbildung 5.1 – Vorgehensweise bei der Beurteilung der Querkrafttragfähigkeit

Bei der Beurteilung der Querkrafttragfähigkeit von Stahlbetonbauteilen ohne Quer-

kraftbewehrung werden einerseits 6 ausgewählte Modelle und andererseits 6 Bemessungskonzepte unterschiedlicher internationaler Normen miteinander verglichen. Zusätzlich wird hier noch die Entwicklung bei der Berechnung des Querkraftwiderstandes in Österreich untersucht.

Bei der Beurteilung der Querkrafttragfähigkeit von Stahlbetonbauteilen mit Querkraftbewehrung werden ausschließlich 6 Bemessungskonzepte unterschiedlicher internationaler Normen untersucht, da die gängigsten Modelle bereits in den Normen verankert sind und somit größtenteils abgedeckt sind.

In jeder Vergleichsstudie wird zuerst ein genereller Überblick verschafft, indem einerseits die in den Versuchen erreichten Querkrafttragfähigkeit V_{exp} in Bezug auf die berechnete Querkrafttragfähigkeit jedes Berechnungsmodells oder Bemessungsverfahrens V_{calc} dargestellt wird (siehe z. B.: Abbildung 5.2), und andererseits die Modelle mittels statistischer Auswertung miteinander verglichen werden (siehe z. B.: Tabelle 5.1). Anschließend beinhaltet jede Studie die Untersuchung der Querkrafttragfähigkeit in Abhängigkeit relevanter Einflussparameter wie

- dem Maßstabseffekt, welcher mithilfe der statischen Nutzhöhe d berücksichtigt wird,
- der Schubslankheit a/d ,
- dem Längsbewehrungsgrad ρ_l (nur bei Bauteilen ohne Querkraftbewehrung),
- dem Querkraftbewehrungsgrad ρ_w (nur bei Bauteilen mit Querkraftbewehrung),
- und der Betondruckfestigkeit f_c .

In den folgenden Diagrammen wird das Verhältnis aus der in den Versuchen erreichten Querkrafttragfähigkeit V_{exp} zur berechneten Querkrafttragfähigkeit jedes Berechnungsmodells oder Bemessungskonzeptes V_{calc} in Bezug auf jeden genannten Einflussparameter dargestellt (siehe z. B.: Abbildung 5.3). Dieses Verhältnis wird gewählt, um sofort zu erkennen ob die Ergebnisse der berechneten Querkrafttragfähigkeit V_{calc} auf der sicheren Seite oder unsicheren Seite liegen ($V_{exp}/V_{calc} > 1$ bedeutet konservative Ergebnisse und ist in den Diagrammen grau hinterlegt). Außerdem ermöglicht dieses Verhältnis eine gleichwertige statistische Auswertung der Berechnungsergebnisse.

KAPITEL 5. BEURTEILUNG DER QUERKRAFTTRAGFÄHIGKEIT ANHAND VON DATENBANKEN

Um besser zu veranschaulichen, ob und wie genau diese Einflussparameter in den Berechnungsmodellen oder Bemessungskonzepten erfasst bzw. berücksichtigt werden, wird zu jedem Parameter zusätzlich eine Versuchsreihe ausgewählt, in welcher speziell nur dieser verändert wurde. Um eine Tendenz zu erkennen, werden die Werte der Modelle mit Linien verbunden (siehe z. B.: Abbildung 5.4).

5.2 Beurteilung der Querkrafttragfähigkeit von Bauteilen ohne Querkraftbewehrung

5.2.1 Vergleich ausgewählter Modelle

In dieser Vergleichsstudie werden

- die Modelle auf Basis der Druckzonentragfähigkeit von Zink [43], von Tureyen & Frosch [39], von Zararis & Papadakis [23],
- die Simplified Modified Compression Field Theory von Bentz, Vecchio & Collins [46],
- die Theorie des kritischen Biegeschubrisses von Muttoni [28]
- und das Fracturing Truss Model mit energetischem Maßstabeffekt von Bažant & Yu [50]

herangezogen.

Auf jedes dieser Modelle wurde bereits in Kapitel 3.2 näher eingegangen. In Tabelle 5.1 sind nochmals alle erforderlichen Formeln zur Berechnung der Querkrafttragfähigkeit dieser Modellvorstellungen zusammengefasst.

KAPITEL 5. BEURTEILUNG DER QUERKRAFTTRAGFÄHIGKEIT ANHAND VON DATENBANKEN

Tabelle 5.1 – Formelzusammenstellung einzelner Modellvorstellungen zur Berechnung der Querkrafttragfähigkeit von Bauteilen ohne Querkraftbewehrung

Modelle auf Basis der Druckzonentragfähigkeit	SMCFT
<p>(a) Zink</p> $V_{sr} = \frac{2}{3} \cdot b_w \cdot k_x d \cdot f_{ct} \cdot \left(\frac{4 \cdot d}{a}\right)^{1/4} \cdot \left(\frac{5 \cdot l_{ch}}{d}\right)^{1/4} \quad (5.1)$ <p>mit:</p> $k_x = \rho \cdot n \cdot \left(\sqrt{1 + \frac{2}{\rho \cdot n}} - 1\right) = \frac{2}{1 + \sqrt{1 + \frac{2}{\rho \cdot n}}} \quad (5.2)$ $l_{ch} = \frac{E_c \cdot G_f}{f_{ct}^2} \quad (5.3)$ $G_f = 0,0307 \cdot f_{ct} \quad (5.4)$ $f_{ct} = 2,12 \cdot \ln\left(1 + \frac{f_c}{10}\right) \quad (5.5)$	<p>(b) Bentz, Vecchio & Collins</p> $V_c = \beta \cdot \sqrt{f'_c} \cdot b_w \cdot d_v \quad (5.6)$ <p>mit:</p> $\beta = \frac{0,4}{1 + 1500 \cdot \varepsilon_x} \cdot \frac{1300}{1000 + s_{xe}} \quad (5.7)$ $s_{xe} = \frac{35 \cdot s_x}{16 + a_g} \geq 0,85 \cdot s_x \quad (5.8)$ $\varepsilon_x = \frac{M_f/d_v + V_f}{2 \cdot E_s \cdot A_s} \quad (5.9)$
<p>(c) Tureyen & Frosch</p> $V_c = 0,4152 \cdot \sqrt{f'_c} \cdot b_w \cdot c \quad (5.10)$ <p>mit:</p> $c = d \cdot \rho \cdot \frac{E_s}{E_c} \cdot \left(\sqrt{1 + \frac{2 \cdot E_c}{\rho \cdot E_s}} - 1\right) \quad (5.11)$	<p>Theorie des kritischen Biegeschubrisses</p>
	<p>(d) Muttoni</p> $\frac{V_R}{b \cdot d \cdot \sqrt{f'_c}} = \frac{1}{6} \cdot \frac{2}{1 + 120 \cdot \frac{\varepsilon \cdot d}{16 + d_g}} \quad (5.12)$ <p>mit:</p> $c = d \cdot \rho \cdot \frac{E_s}{E_c} \cdot \left(\sqrt{1 + \frac{2 \cdot E_c}{\rho \cdot E_s}} - 1\right) \quad (5.13)$ $\varepsilon = \frac{M}{b \cdot d \cdot \rho \cdot E_s \cdot \left(d - \frac{c}{3}\right)} \cdot \frac{0,6 \cdot d - c}{d - c} \quad (5.14)$
<p>(e) Zararis & Papadakis</p> $V_u = \left(1,2 - 0,2 \cdot \frac{a}{d} \cdot d\right) \cdot \frac{c}{d} \cdot f_{ct} \cdot b \cdot d \quad (5.15)$ <p>mit:</p> $1,2 - 0,2 \cdot \frac{a}{d} \cdot d \geq 0,65 \quad (d \text{ in Meter}) \quad (5.16)$ $\left(\frac{c}{d}\right)^2 + 600 \cdot \frac{\rho}{f'_c} \cdot \frac{c}{d} - 600 \cdot \frac{\rho}{f'_c} = 0 \quad (5.17)$ $f_{ct} = 0,3 \cdot (f'_c)^{2/3} \quad (5.18)$	<p>Fracturing Truss Model & energ. Maßstabseffekt</p>
	<p>(f) Bažant & Yu</p> $V_c = 0,083 \cdot \mu \cdot \rho_l^{3/8} \cdot \left(1 + \frac{d}{a}\right) \cdot \sqrt{\frac{f'_c}{1 + d/d_0}} \cdot b \cdot d \quad (5.19)$ <p>mit:</p> $d_0 = 0,9201 \cdot \kappa \cdot (f'_c)^{-2/3} \quad (5.20)$ $\kappa = 754 \cdot \sqrt{a_g} \quad (5.21)$ <p>$\mu = 13,3$ bei Versuchsnachrechnungen $\mu = 10$ bei der Bemessung</p>

5.2. BEURTEILUNG DER QUERKRAFTTRAGFÄHIGKEIT VON BAUTEILEN OHNE QUERKRAFTBEWEHRUNG

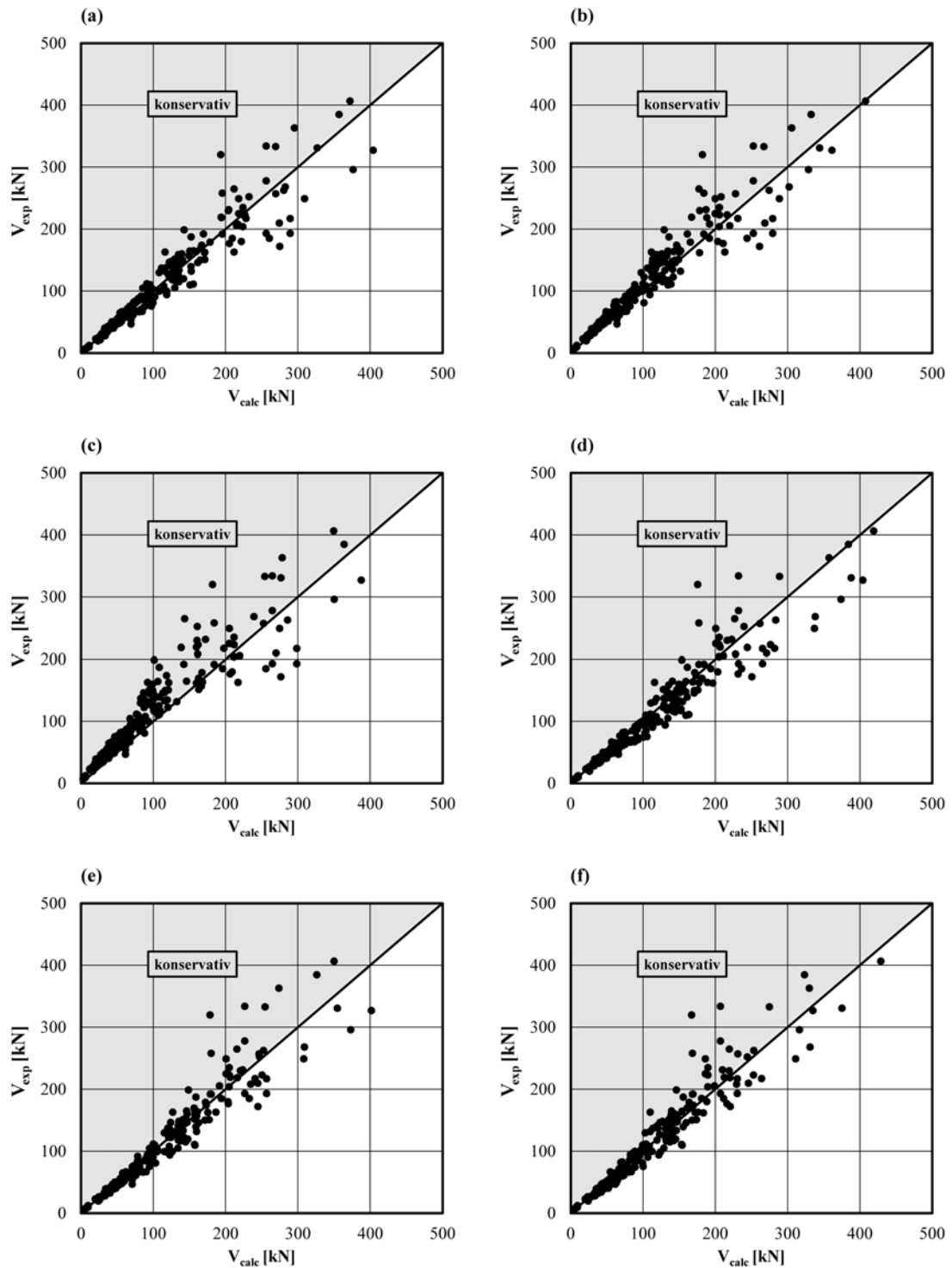


Abbildung 5.2 – Darstellung der in den Versuchen erreichten Querkrafttragfähigkeit V_{exp} in Bezug auf die berechnete Querkrafttragfähigkeit V_{calc} von:
 (a) Zink; (b) Bentz, Vecchio & Collins;
 (c) Tureyen & Frosch; (d) Muttoni;
 (e) Zararis & Papadakis; (f) Bažant & Yu.

KAPITEL 5. BEURTEILUNG DER QUERKRAFTTRAGFÄHIGKEIT ANHAND VON DATENBANKEN

Abbildung 5.2 verdeutlicht, dass bei kleinen Querkraften der Querkraftwiderstand aus den Versuchen V_{exp} und der berechnete Querkraftwiderstand V_{calc} aller Modelle gut übereinstimmen, und die Abweichung der Ergebnisse erst bei größer werdender Querkrafttragfähigkeit zunimmt. Es ist auch ersichtlich, dass das Modell von Tureyen & Frosch, entsprechend den Angaben der Autoren selbst, hauptsächlich konservative Ergebnisse liefert. Auch die Abweichung ist bei dieser Modellvorstellung am größten. Dies ist auf das relativ einfache Berechnungsmodell zurückzuführen, in welchem nur wenige Einflussparameter direkt in der Berechnungsformel berücksichtigt werden (siehe Gleichung (5.10)).

Tabelle 5.2 – Statistische Vergleichswerte der Modelle zufolge einer Datenbasis von 283 Versuchen

Modellarten	Modelle auf Basis der Druckzonentragfähigkeit			SMCFT	Theorie des kritischen Biegeschubbrisses	Fracturing Truss Model und energ. Maßstabseffekt
	Zink	Tureyen & Frosch	Zararis & Papadakis			
Autoren				Bentz, Vecchio & Collins	Muttoni	Bazant & Yu
Mittelwert	1,01	1,33	0,98	1,12	0,96	1,00
Standardabweichung	0,13	0,27	0,13	0,15	0,14	0,15
COV (%)	12,75%	20,06%	13,76%	13,80%	14,03%	14,82%
Max	1,66	2,44	1,79	1,76	1,82	1,91
Min	0,63	0,62	0,66	0,66	0,68	0,71

Diese Interpretationen werden auch durch die statistischen Werte entsprechend der Tabelle 5.2 bestätigt. Der Mittelwert und auch die Standardabweichung liegen beim Modell von Tureyen & Frosch am höchsten. Alle anderen Mittelwerte liegen nah bei 1 und auch die Standardabweichungen sind mit Werten von ungefähr 0,15 im annehmbaren Bereich, was auf eine gut zutreffende Formulierung für die Berechnung der Querkrafttragfähigkeit von Stahlbetonbauteilen ohne Querkraftbewehrung schließen lässt.

5.2. BEURTEILUNG DER QUERKRAFTTRAGFÄHIGKEIT VON BAUTEILEN OHNE QUERKRAFTBEWEHRUNG

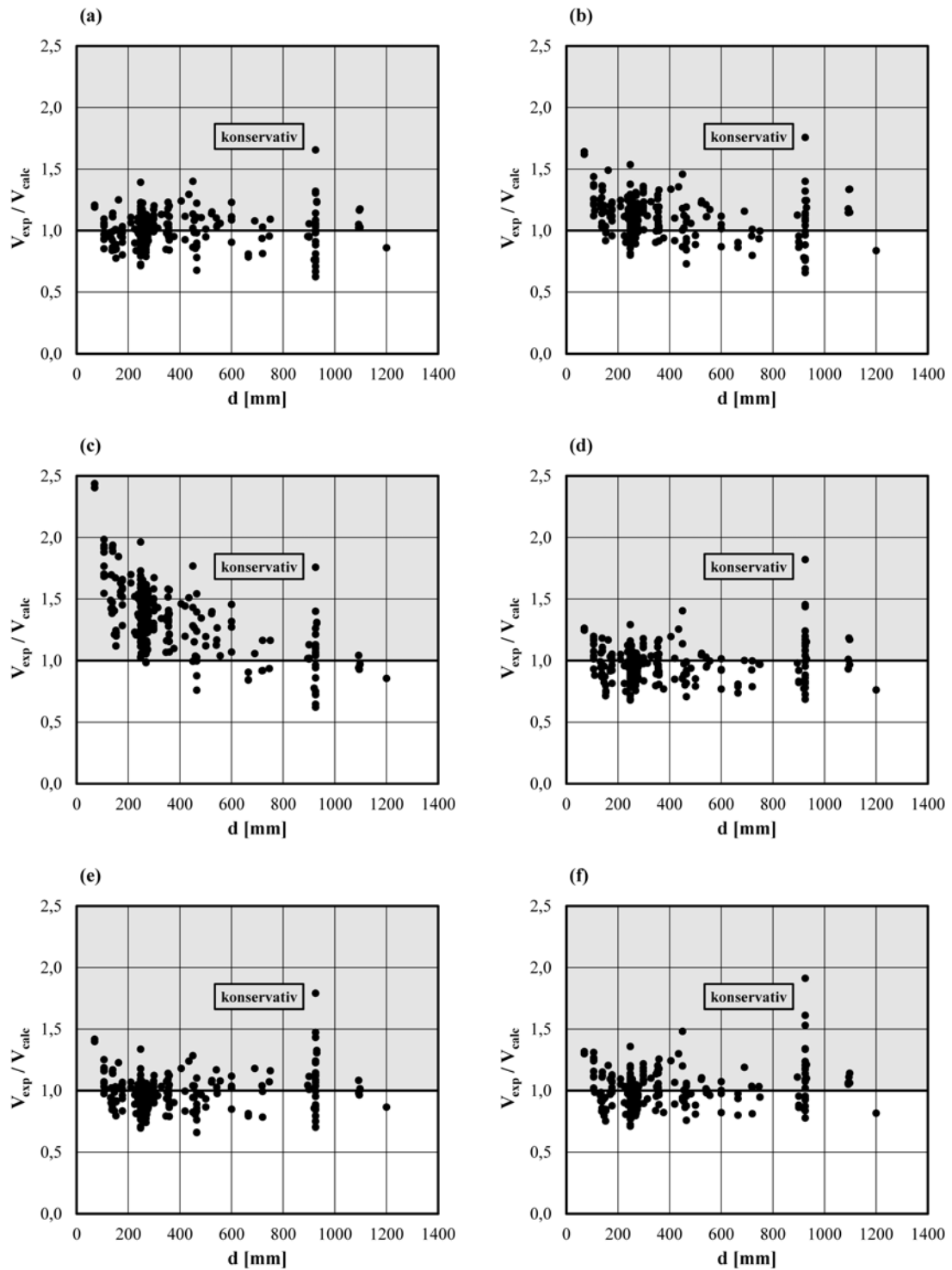


Abbildung 5.3 – Einfluss der statischen Nutzhöhe d auf das Verhältnis der in den Versuchen erreichten Querkrafttragfähigkeit V_{exp} zur berechneten Querkrafttragfähigkeit V_{calc} gemäß:

- | | |
|---|--|
| <p>(a) Zink;</p> <p>(c) Tureyen & Frosch;</p> <p>(e) Zararis & Papadakis;</p> | <p>(b) Bentz, Vecchio & Collins;</p> <p>(d) Muttoni;</p> <p>(f) Bažant & Yu.</p> |
|---|--|

Abbildung 5.3 offenbart, dass vor allem bei kleinen Trägerhöhen das Modell von Tureyen & Frosch auf der konservativen Seite liegt. Auch die SMCFT von Bentz, Vecchio & Collins liegt bei kleinen Werten von d hauptsächlich über 1, jedoch ist die Abweichung nicht so beträchtlich. Die Ergebniswerte aller anderen Modelle liegen bei den vorkommenden Höhen der Versuchsträger ungefähr im Mittel bei 1.

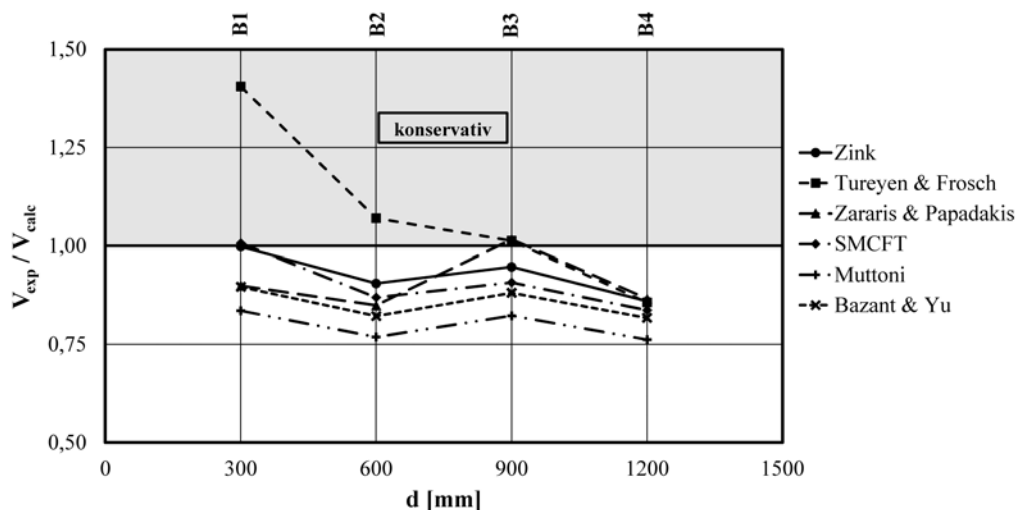


Abbildung 5.4 – Einfluss der statischen Nutzhöhe d auf V_{exp}/V_{calc} anhand der ausgewählten Versuche B1, B2, B3 und B4 von Bahl [53]

Abbildung 5.4 zeigt den Vergleich der einzelnen Modelltheorien anhand der Versuche von Bahl. Speziell bei dieser Versuchsreihe ist zu erkennen, dass gemäß der Modellvorstellung von Tureyen & Frosch das Verhältnis V_{exp}/V_{calc} bei zunehmender Trägerhöhe stark abnimmt, und somit der Maßstabeffekt nicht ausreichend genau berücksichtigt wird. Die restlichen Modelle scheinen den Maßstabeffekt bei diesen Versuchen gut zu erfassen (horizontal verlaufende Tendenzlinien).

5.2. BEURTEILUNG DER QUERKRAFTTRAGFÄHIGKEIT VON BAUTEILEN OHNE QUERKRAFTBEWEHRUNG

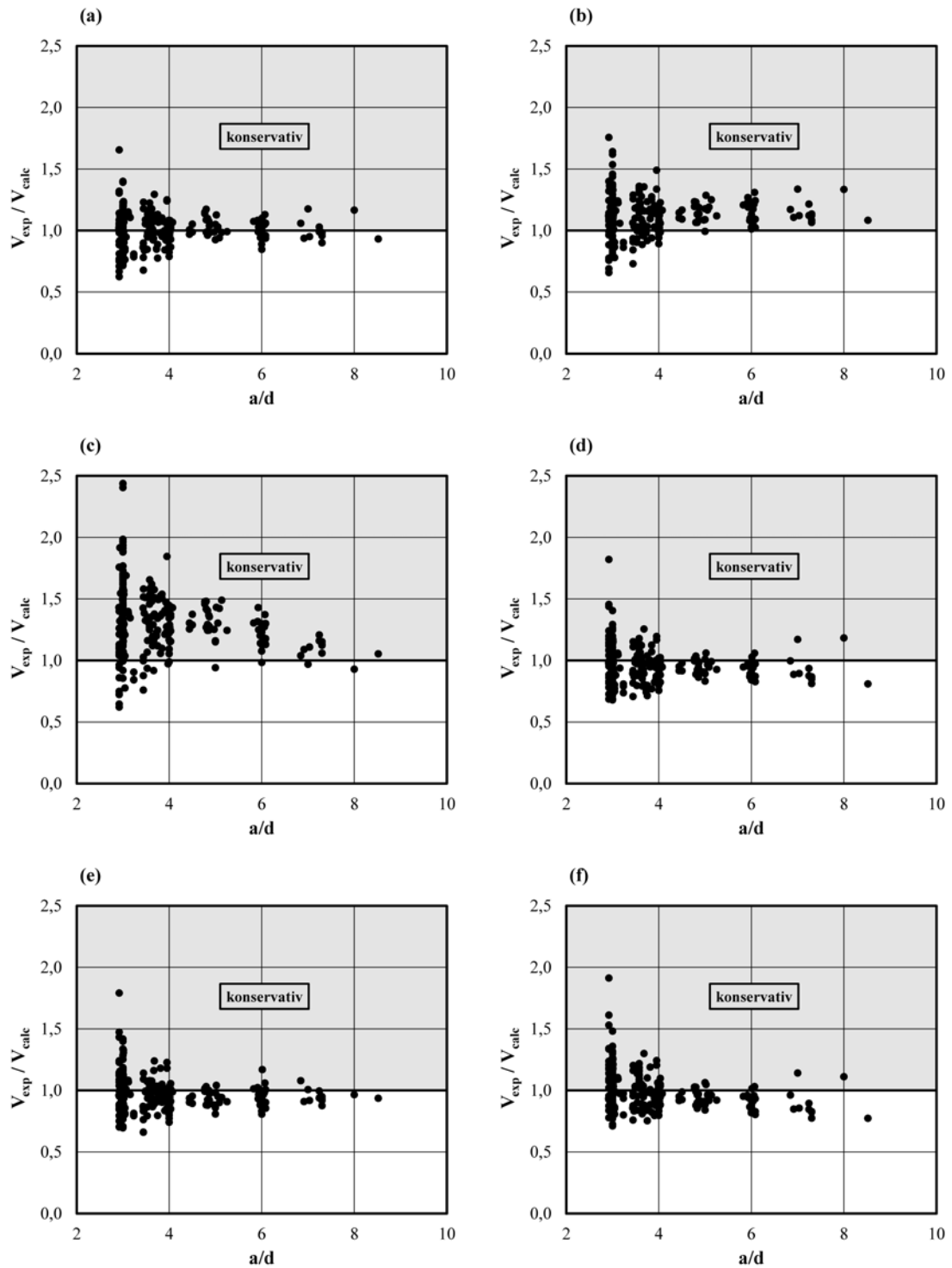


Abbildung 5.5 – Einfluss der Schubslankheit a/d auf das Verhältnis der in den Versuchen erreichten Querkrafttragfähigkeit V_{exp} zur berechneten Querkrafttragfähigkeit V_{calc} gemäß:

- | | |
|---|--|
| <p>(a) Zink;</p> <p>(c) Tureyen & Frosch;</p> <p>(e) Zararis & Papadakis;</p> | <p>(b) Bentz, Vecchio & Collins;</p> <p>(d) Muttoni;</p> <p>(f) Bažant & Yu.</p> |
|---|--|

Mithilfe der Schubslankheit a/d wird die kombinierte Beanspruchung durch Biegung und Querkraft (M/V Interaktion) in den Bemessungsmodellen berücksichtigt. In Abbildung 5.5 ist zu sehen, dass die meisten Versuche eine Schubslankheit a/d von ungefähr 3 aufweisen, da bei dieser Schubslankheit die geringste Querkrafttragfähigkeit erreicht wird (Schubtal nach Kani). Wie zuvor erwähnt, wird dieser Einfluss von den meisten Modellen abgedeckt und adäquat erfasst.

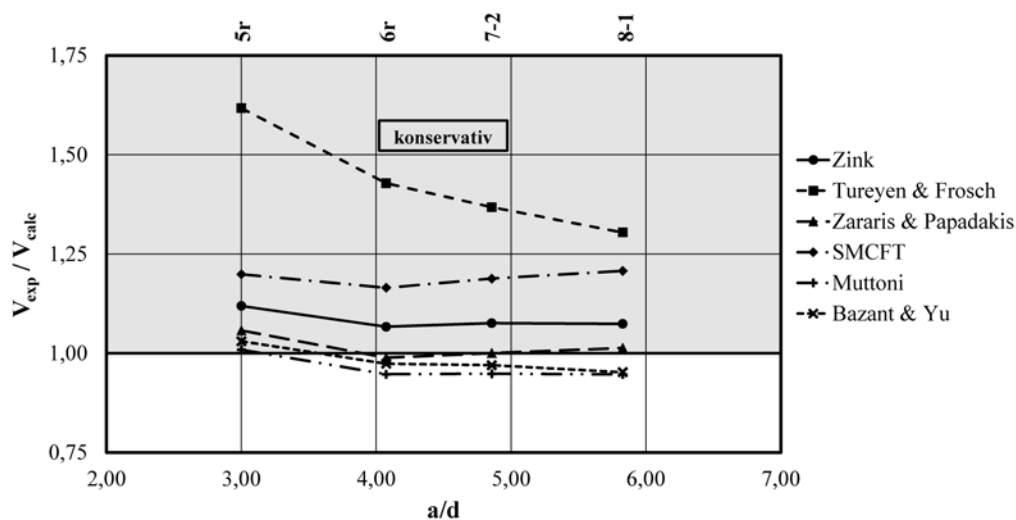


Abbildung 5.6 – Einfluss der Schubslankheit a/d auf V_{exp}/V_{calc} anhand der ausgewählten Versuche 5r, 6r, 7-2 und 8-1 von Leonhardt [51]

Im Vergleich anhand der ausgewählten Versuche von Leonhardt (siehe Abbildung 5.6), kann mit Ausnahme des Modells von Tureyen und Frosch eine ausreichende Berücksichtigung der Schubslankheit a/d beobachtet werden, was anhand der vorwiegend horizontal verlaufenden Verbindungslinien zu erkennen ist. Auffällig ist, dass bei dieser Versuchsserie die Berechnungsmodelle von Muttoni, von Zararis & Papadakis und von Bazant & Yu besonders gute Annäherungen an die Versuchsergebnisse liefern, und somit diese Berechnungsmodelle nicht nur den Einfluss der kombinierten Beanspruchung durch Biegung und Querkraft, sondern auch alle anderen Einflussparameter angemessen erfassen.

5.2. BEURTEILUNG DER QUERKRAFTTRAGFÄHIGKEIT VON BAUTEILEN OHNE QUERKRAFTBEWEHRUNG

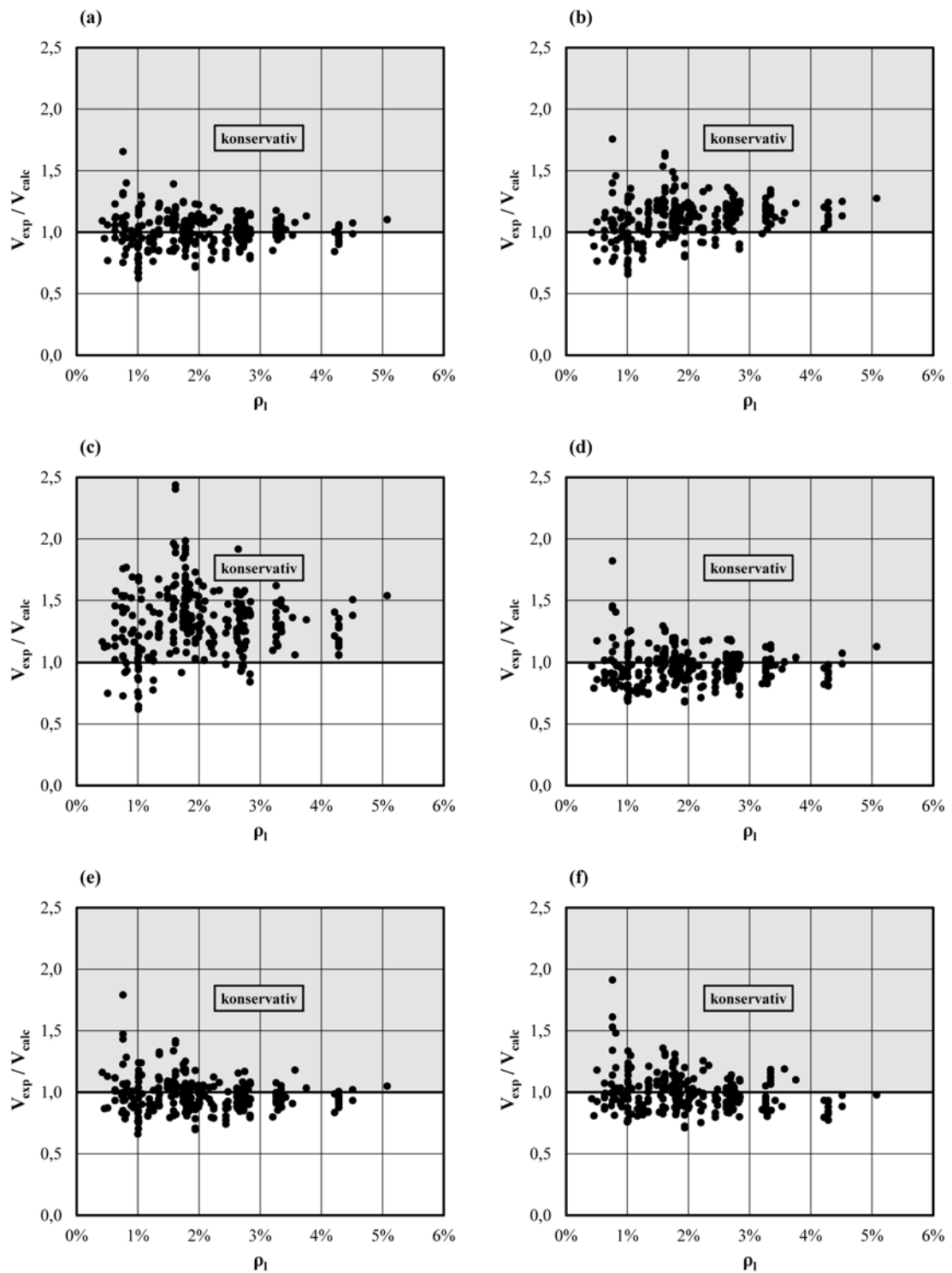


Abbildung 5.7 – Einfluss des Längsbewehrungsgrades ρ_l auf das Verhältnis der in den Versuchen erreichten Querkrafttragfähigkeit V_{exp} zur berechneten Querkrafttragfähigkeit V_{calc} gemäß:

- | | |
|--------------------------|-------------------------------|
| (a) Zink; | (b) Bentz, Vecchio & Collins; |
| (c) Tureyen & Frosch; | (d) Muttoni; |
| (e) Zararis & Papadakis; | (f) Bažant & Yu. |

Der Einfluss des Längsbewehrungsgrades ρ_l auf die Querkrafttragfähigkeit der verschiedenen Modellvorstellungen ist in den Abbildungen 5.7 und 5.8 dargestellt. Abbildung 5.7 zeigt, dass mit Ausnahme von einzelnen Ergebnissen (Ausreißern) eine relativ konstante Abweichung über den gesamten untersuchten Bereich ($0,5\% \leq \rho_l \leq 5,0\%$) vorliegt. Das Modell von Tureyen und Frosch weist dabei wieder die größten Streuungen auf.

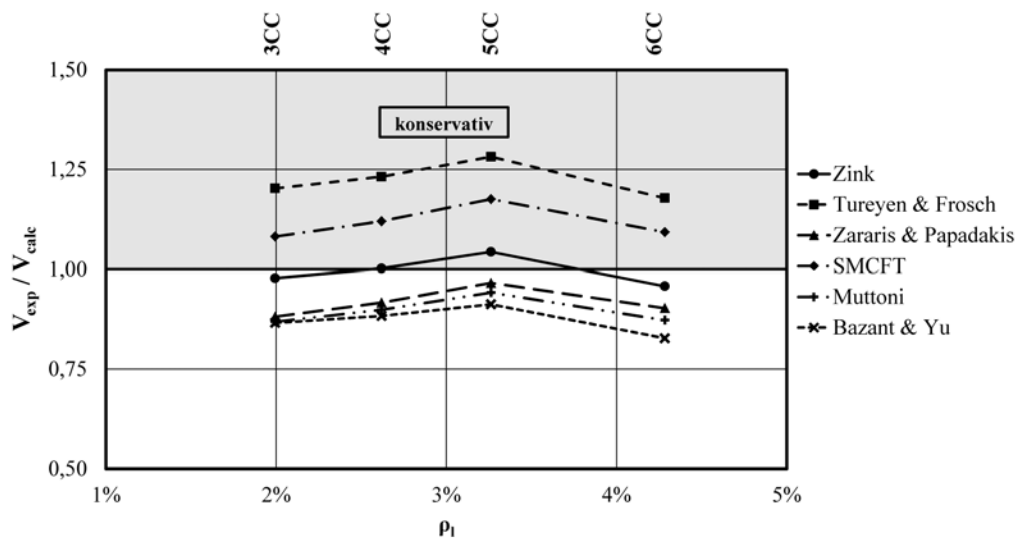


Abbildung 5.8 – Einfluss des Längsbewehrungsgrades ρ_l auf V_{exp}/V_{calc} anhand der ausgewählten Versuche 3CC, 4CC, 5CC und 6CC von Krefeld & Thurston [60]

In Abbildung 5.8, in welcher Versuche von Krefeld & Thurston ausgewählt wurden, ist keine große Abweichung der berechneten Querkrafttragfähigkeit aller Modelle durch die Längsbewehrung ρ_l zu erkennen, da die Verbindungslinien relativ horizontal verlaufen. Dies lässt darauf schließen, dass speziell bei diesen Versuchen der Längsbewehrungsgrad ρ_l als Einflussparameter in allen Berechnungsmodellen relativ gut erfasst ist.

5.2. BEURTEILUNG DER QUERKRAFTTRAGFÄHIGKEIT VON BAUTEILEN OHNE QUERKRAFTBEWEHRUNG

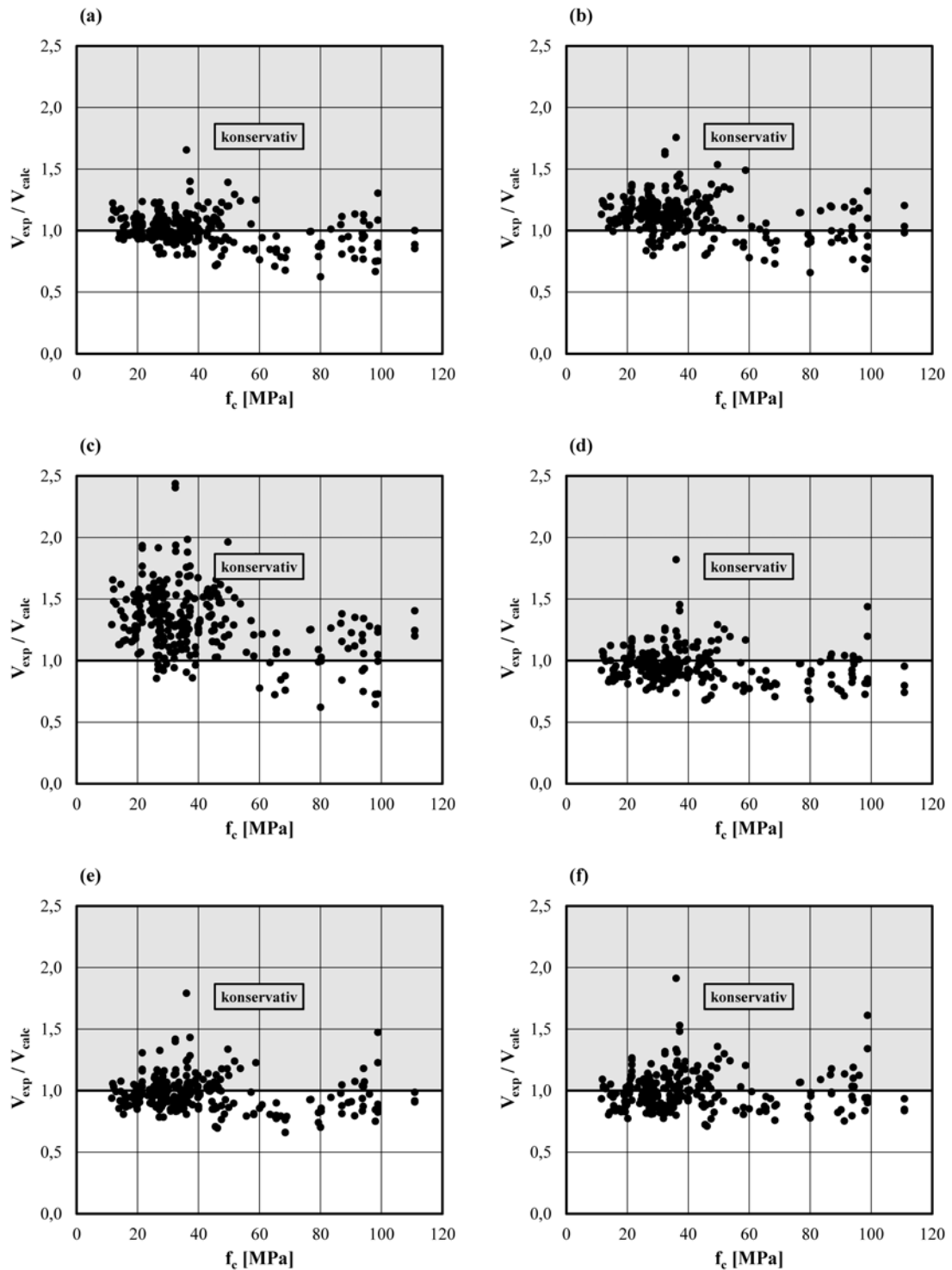


Abbildung 5.9 – Einfluss der Betondruckfestigkeit f_c auf das Verhältnis der in den Versuchen erreichten Querkrafttragfähigkeit V_{exp} zur berechneten Querkrafttragfähigkeit V_{calc} gemäß:

- | | |
|---|--|
| <p>(a) Zink;
(c) Tureyen & Frosch;
(e) Zararis & Papadakis;</p> | <p>(b) Bentz, Vecchio & Collins;
(d) Muttoni;
(f) Bažant & Yu.</p> |
|---|--|

Abbildung 5.9 offenbart, dass ein Großteil der Versuche aus der Datenbank eine mittlere Zylinderdruckfestigkeit f_c von 20 MPa bis 50 MPa aufweist (Normalbeton). Versuche mit sogenannten hochfesten Betonen stellen eher die Ausnahme dar. Hier sei nochmal darauf hingewiesen, dass bei den Untersuchungen dieser Diplomarbeit Einschränkungen der Materialkennwerte, wie in den meisten Berechnungsmodellen üblich, nicht berücksichtigt werden. Somit können die Ergebnisse speziell bei höheren Betonfestigkeiten etwas verfälscht werden. Eine gedachte Trendlinie zeigt jedoch, dass die Modelle auch für hochfeste Betone durchaus brauchbare Ergebnisse liefern.

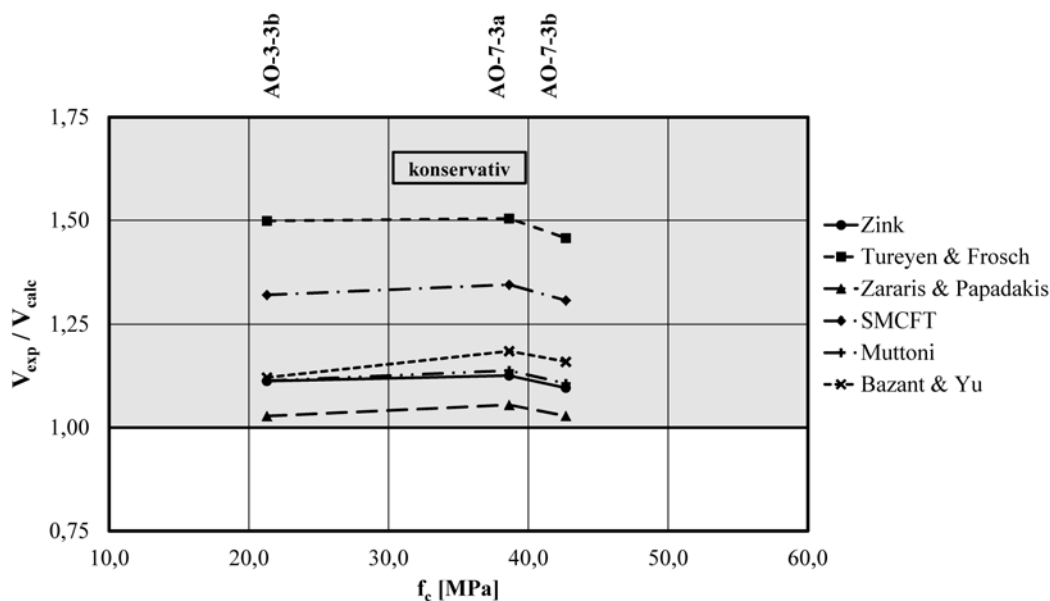


Abbildung 5.10 – Einfluss der Betondruckfestigkeit f_c auf V_{exp}/V_{calc} anhand der ausgewählten Versuche AO-3-3b, AO-7-3a und AO-7-3b von Mphonde & Frantz [21]

Speziell anhand der ausgewählten Versuche von Mphonde & Frantz (siehe Abbildung 5.10) ist zu beobachten, dass alle Modellvorstellungen die Zunahme der Querkrafttragfähigkeit mit höher werdender Betondruckfestigkeit f_c gut erfassen.

5.2. BEURTEILUNG DER QUERKRAFTTRAGFÄHIGKEIT VON BAUTEILEN OHNE QUERKRAFTBEWEHRUNG

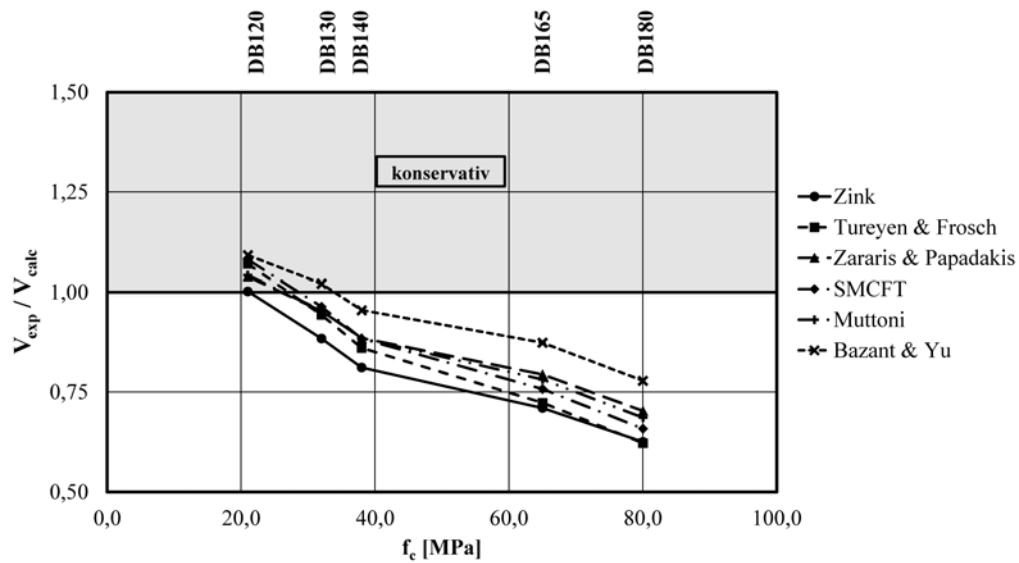


Abbildung 5.11 – Einfluss der Betondruckfestigkeit f_c auf V_{exp}/V_{calc} anhand der ausgewählten Versuche DB120, DB130, DB140, DB165 und DB180 von Angelakos & Bentz [44]

Die ausgewählten Versuche von Angelakos & Bentz (siehe Abbildung 5.10) zeigen jedoch eine Beeinflussung der Ergebniswerte durch eine steigende Betondruckfestigkeit f_c . Die Verbindungslinien tendieren mit zunehmender Druckfestigkeit auf die unsichere Seite. Das bedeutet, dass bei dieser Versuchsserie die Zunahme der berechneten Querkrafttragfähigkeit mit steigender Betondruckfestigkeit f_c zu stark ausfällt.

Somit ist ein Widerspruch zwischen den Ergebnissen der Versuche von Mphonde & Frantz und der Versuche von Angelakos & Bentz zu erkennen, obwohl bei beiden Versuchsserien nur die Betondruckfestigkeit f_c als einziger Parameter verändert wurde. Die Ursache dieser Diskrepanz lässt sich mit den hier behandelten Modellvorstellungen nicht erklären.

5.2.2 Vergleich der Bemessungskonzepte aktueller internationaler Normen

In dieser Vergleichsstudie werden die Bemessungskonzepte

- des österreichischen Eurocode 2 (ÖN EN 1992-1-1 [4] & ÖN EN 1992-1-1 [3])
(Bemessung basiert auf dem Modell der Druckzonentragfähigkeit)
- des deutschen Eurocode 2 (DIN EN 1992-1-1 [2] & DIN EN 1992-1-1/NA [5])
(Bemessung basiert auf dem Modell der Druckzonentragfähigkeit)
- der amerikanischen Brückenbaunorm AASHTO LRFD [42]
(Bemessung basiert auf der SMCFT)
- der kanadischen Betonbaunorm CSA A.23-04 [16]
(Bemessung basiert auf der SMCFT)
- der amerikanischen Hochbaunorm ACI 318-11 [7]
(Bemessung basiert auf einem Hauptzugspannungsnachweis)
- der schweizer Betonbauorm SIA 262 [56]
(Bemessung basiert auf der Theorie des kritischen Biegeschubrisses)

herangezogen.

In Tabelle 5.3 sind alle erforderlichen Formeln dieser Normen zur Berechnung der Querkrafttragfähigkeit von Bauteilen ohne Querkraftbewehrung zusammengefasst.

5.2. BEURTEILUNG DER QUERKRAFTTRAGFÄHIGKEIT VON BAUTEILEN OHNE QUERKRAFTBEWEHRUNG

Tabelle 5.3 – Formelzusammenstellung von internationalen Normen zur Berechnung der Querkrafttragfähigkeit von Bauteilen ohne Querkraftbewehrung

ÖN EN 1992-1-1 & ÖN B 1992-1-1	DIN EN 1992-1-1 & DIN EN 1992-1-1/NA
$V_{Rd,c} = C_{Rd,c} \cdot k \cdot (100 \cdot \rho_l \cdot f_{ck})^{1/3} \cdot b_w \cdot d \quad (5.22)$ $V_{Rdc,min} = v_{min} \cdot b_w \cdot d \quad (5.23)$ <p style="text-align: center;">mit:</p> $C_{Rd,c} = \frac{0,18}{\gamma_c} \quad (5.24)$ $k = 1 + \sqrt{\frac{200}{d}} \leq 2,0 \quad (5.25)$ $\rho_l = \frac{A_{sl}}{b_w \cdot d} \leq 0,02 \quad (5.26)$ $v_{min} = 0,035 \cdot k^{3/2} \cdot f_{ck}^{1/2} \quad (5.27)$	$V_{Rd,c} = C_{Rd,c} \cdot k \cdot (100 \cdot \rho_l \cdot f_{ck})^{1/3} \cdot b_w \cdot d \quad (5.28)$ $V_{Rdc,min} = v_{min} \cdot b_w \cdot d \quad (5.29)$ <p style="text-align: center;">mit:</p> $C_{Rd,c} = \frac{0,15}{\gamma_c} \quad (5.30)$ $k = 1 + \sqrt{\frac{200}{d}} \leq 2,0 \quad (5.31)$ $\rho_l = \frac{A_{sl}}{b_w \cdot d} \leq 0,02 \quad (5.32)$ $v_{min} = (0,0525/\gamma_c) \cdot k^{3/2} \cdot f_{ck}^{1/2} \text{ für } d \leq 600\text{mm} \quad (5.33)$ $v_{min} = (0,0375/\gamma_c) \cdot k^{3/2} \cdot f_{ck}^{1/2} \text{ für } d > 800\text{mm} \quad (5.34)$
AASHTO LRFD	CSA A23.3-04
$V_c = \phi_c \cdot \beta \cdot \sqrt{f'_c} \cdot b_w \cdot d_v \quad (5.35)$ <p style="text-align: center;">mit:</p> $\beta = \frac{0,4}{1 + 1500 \cdot \varepsilon_x} \cdot \frac{1300}{1000 + s_{xe}} \quad (5.36)$ $305\text{mm} \leq s_{xe} \leq 2032\text{mm} \quad (5.37)$ $\varepsilon_x = \frac{M_f/d_v + V_f}{2 \cdot E_s \cdot A_s} \quad (5.38)$	$V_c = \phi_c \cdot \beta \cdot \sqrt{f'_c} \cdot b_w \cdot d_v \quad (5.39)$ <p style="text-align: center;">mit:</p> $\beta = \frac{0,4}{1 + 1500 \cdot \varepsilon_x} \cdot \frac{1300}{1000 + s_{xe}} \quad (5.40)$ $s_{xe} = \frac{35 \cdot s_x}{16 + a_g} \geq 0,85 \cdot s_x \quad (5.41)$ $\varepsilon_x = \frac{M_f/d_v + V_f}{2 \cdot E_s \cdot A_s} \quad (5.42)$
ACI 318-11	SIA 262
$V_c = 0,17 \cdot \sqrt{f'_c} \cdot b_w \cdot d \quad (5.43)$	$V_{Rd} = k_d \cdot \tau_{cd} \cdot b \cdot d \quad (5.44)$ <p style="text-align: center;">mit:</p> $\tau_{cd} = \frac{0,3 \cdot \sqrt{f'_c}}{\gamma_c} \quad (5.45)$ $k_d = \frac{1}{1 + k_v \cdot d} \quad (5.46)$ $k_v = 2,2 \cdot \frac{M_d}{M_{Rd}} \quad (5.47)$

KAPITEL 5. BEURTEILUNG DER QUERKRAFTTRAGFÄHIGKEIT ANHAND VON DATENBANKEN

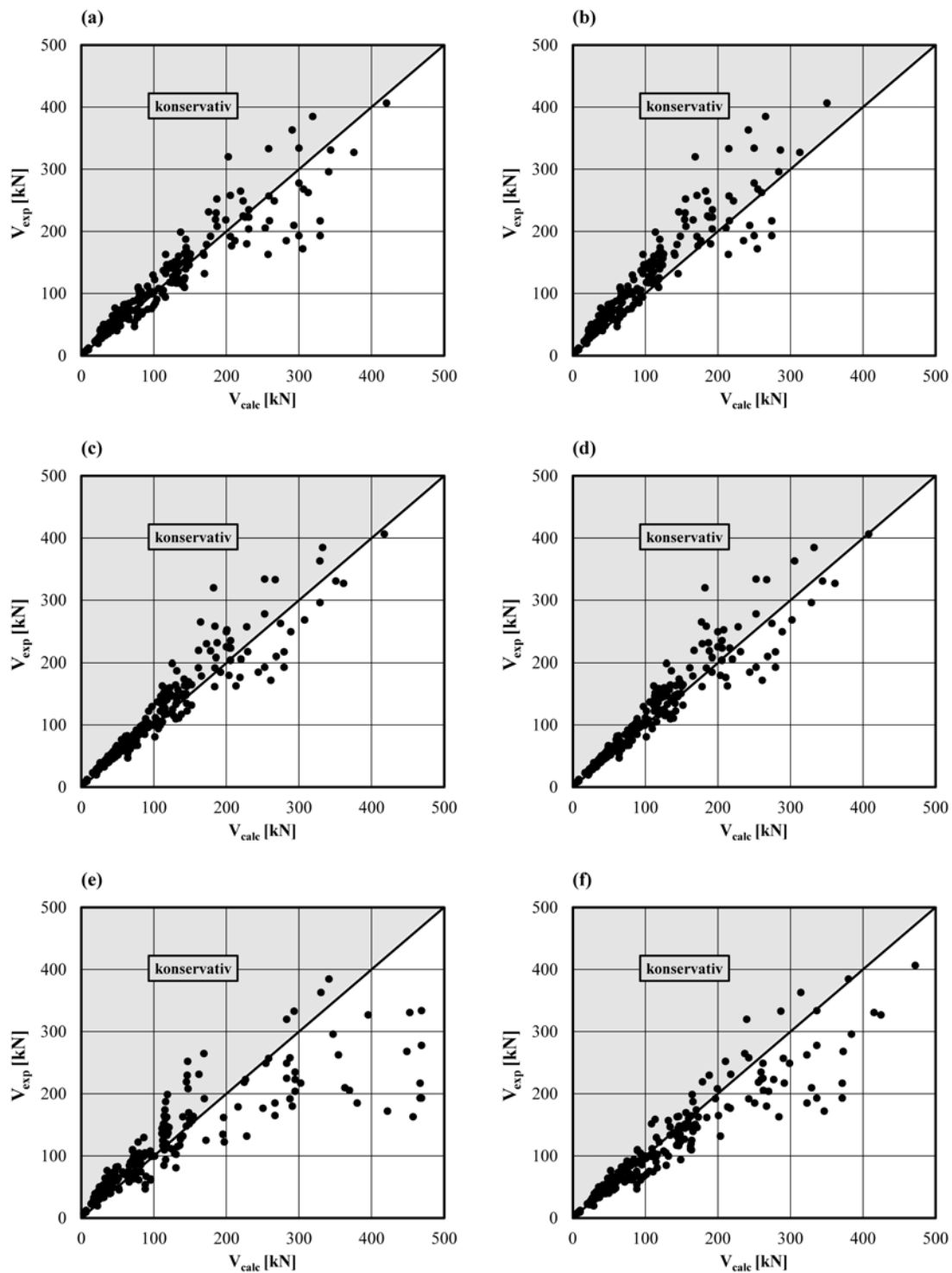


Abbildung 5.12 – Darstellung der in den Versuchen erreichten Querkrafttragfähigkeit V_{exp} in Bezug auf die berechnete Querkrafttragfähigkeit V_{calc} von:
 (a) ÖN EN 1992-1-1; (b) DIN EN 1992-1-1;
 (c) AASHTO LRFD; (d) CSA A.23-04;
 (e) ACI 318-11; (f) SIA 262.

5.2. BEURTEILUNG DER QUERKRAFTTRAGFÄHIGKEIT VON BAUTEILEN OHNE QUERKRAFTBEWEHRUNG

Ähnlich der Vergleichsstudie zuvor ist auch hier (siehe Abbildung 5.12) zu erkennen, dass bei kleinen Querkraften der Querkraftwiderstand aus den Versuchen V_{exp} und der berechnete Querkraftwiderstand V_{calc} aller Modelle gut übereinstimmt. Die Abweichung tritt erst bei größer werdender Querkrafttragfähigkeit zunimmt. Dabei ist beim ACI 318-11 eine besonders große Abweichung auffällig. Dies ist auf das vereinfachte Bemessungsverfahren zurückzuführen, in welcher nur die Betondruckfestigkeit f_c und die Stegfläche als Einflussparameter direkt eingehen (siehe Gleichung (5.43)). Alle anderen Bemessungskonzepte berücksichtigen mehrere Einflussparameter. Darüber hinaus beinhaltet auch der ACI 318-11 eine genauere Bemessungsformel, in welcher auch zusätzliche Parameter, wie z. B.: der Längsbewehrungsgrad ρ_l , berücksichtigt werden. Jedoch wurde die vereinfachte Variante bewusst gewählt um auch Unterschiede zwischen den einzelnen Normen zu erkennen.

Tabelle 5.4 – *Statistische Vergleichswerte der Normen zufolge einer Datenbasis von 283 Versuchen*

Normen	ÖN EN 1992-1-1	DIN EN 1992-1-1	AASHTO LRFD	CSA A23.3-04	ACI 318-11	SIA 262
Mittelwert	1,09	1,31	1,16	1,12	1,25	0,99
Standardabweichung	0,18	0,22	0,18	0,15	0,36	0,18
COV (%)	16,96%	17,01%	15,36%	13,80%	28,66%	18,27%
Max	1,65	1,98	1,88	1,76	2,16	1,46
Min	0,56	0,68	0,66	0,66	0,36	0,50

Die höheren Abweichungen werden auch von den statistischen Werten in Tabelle 5.4 bestätigt. Die Standardabweichung und der COV, welcher das Verhältnis der Standardabweichung zum Mittelwert bildet, liegen beim Bemessungsverfahren des ACI 318-11 deutlich höher. Der dabei ersichtliche Minimalwert von 0,36 stammt aus einem Versuch mit hoher Betonfestigkeit ($f_c = 94$ MPa) und großer Trägerhöhe ($d = 925$ mm). Da in die einfache Berechnungsformel des ACI 318-11 nur genau diese Einflussparameter eingehen, wird aufgrund der hohen Eingangswerte die tatsächlich auftretende Querkraft überschätzt.

KAPITEL 5. BEURTEILUNG DER QUERKRAFTTRAGFÄHIGKEIT ANHAND VON DATENBANKEN

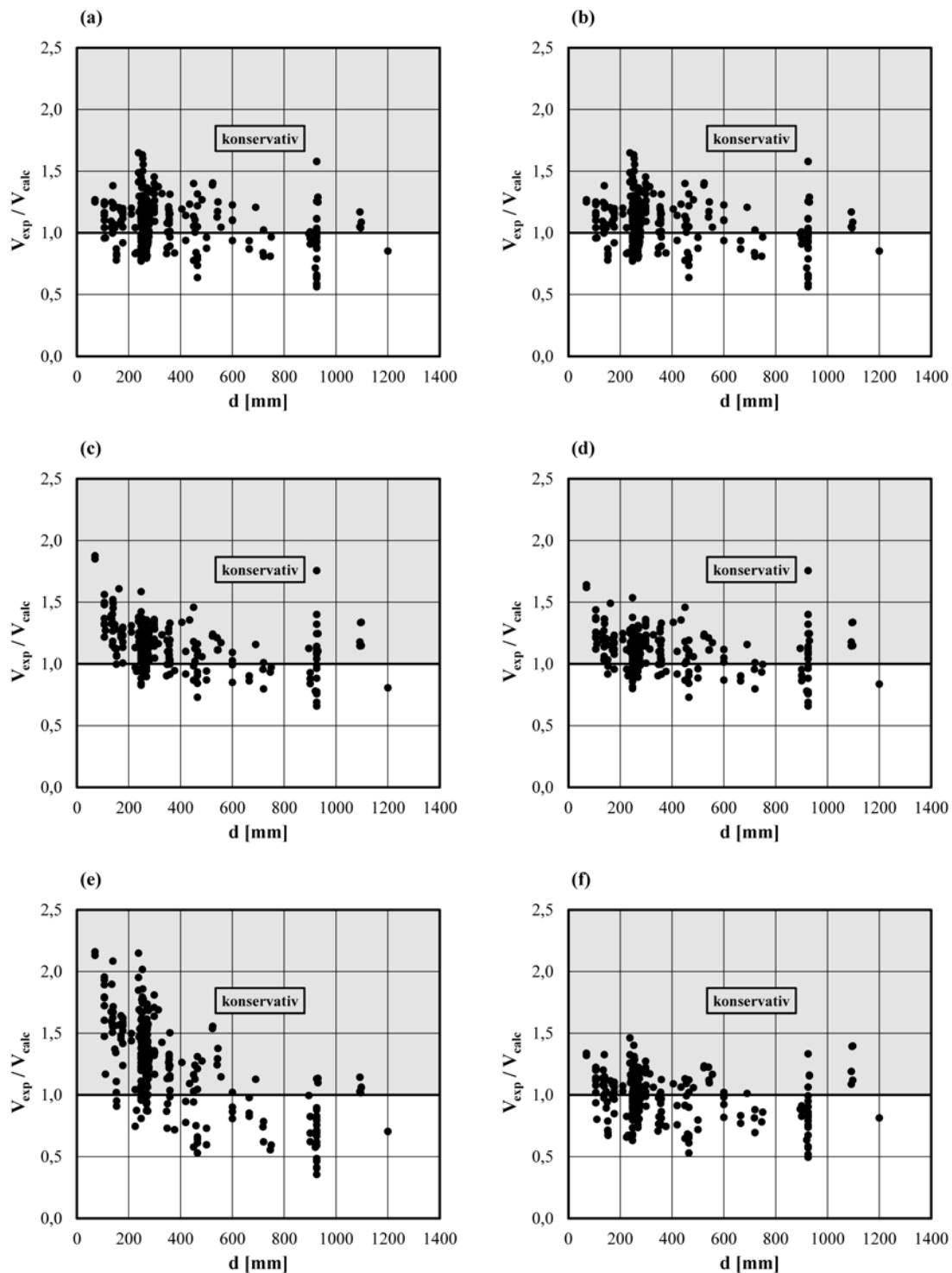


Abbildung 5.13 – Einfluss der statischen Nutzhöhe d auf das Verhältnis der in den Versuchen erreichten Querkrafttragfähigkeit V_{exp} zur berechneten Querkrafttragfähigkeit V_{calc} gemäß:
 (a) ÖN EN 1992-1-1; (b) DIN EN 1992-1-1;
 (c) AASHTO LRFD; (d) CSA A.23-04;
 (e) ACI 318-11; (f) SIA 262.

5.2. BEURTEILUNG DER QUERKRAFTTRAGFÄHIGKEIT VON BAUTEILEN OHNE QUERKRAFTBEWEHRUNG

Abbildung 5.13 verdeutlicht, dass die verwendete Datenbank vorwiegend Versuchsträger mit einer statischen Nutzhöhen d zwischen 100 mm und 400 mm beinhaltet. Das Bemessungsverfahren des ACI 318-11 liegt vor allem bei diesen Trägerhöhen auf der konservativen Seite. Alle anderen Normen können den Size-Effekt angemessen widerspiegeln.

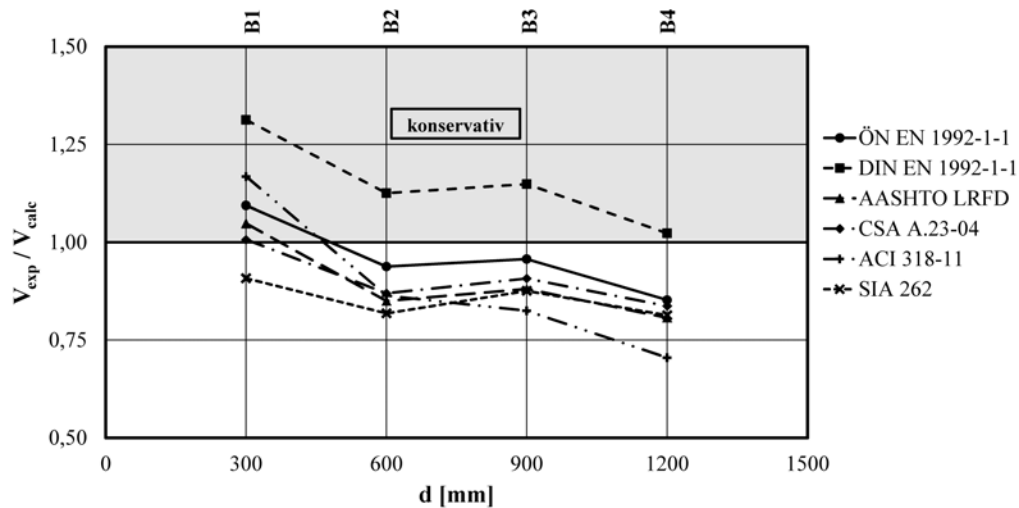


Abbildung 5.14 – Einfluss der statischen Nutzhöhe d auf V_{exp}/V_{calc} anhand der ausgewählten Versuche B1, B2, B3 und B4 von Bahl [53]

Abbildung 5.14 zeigt anhand der Versuche B1, B2, B3 und B4 von Bahl, dass bei größer werdender Trägerhöhe die Ergebniswerte auf die unsichere Seite tendieren. Somit ist offensichtlich, dass speziell für diese Versuchsreihe bei allen angeführten Bemessungsverfahren der Einfluss des Maßstabeffekts nicht ausreichend genau berücksichtigt wird.

KAPITEL 5. BEURTEILUNG DER QUERKRAFTTRAGFÄHIGKEIT ANHAND VON DATENBANKEN

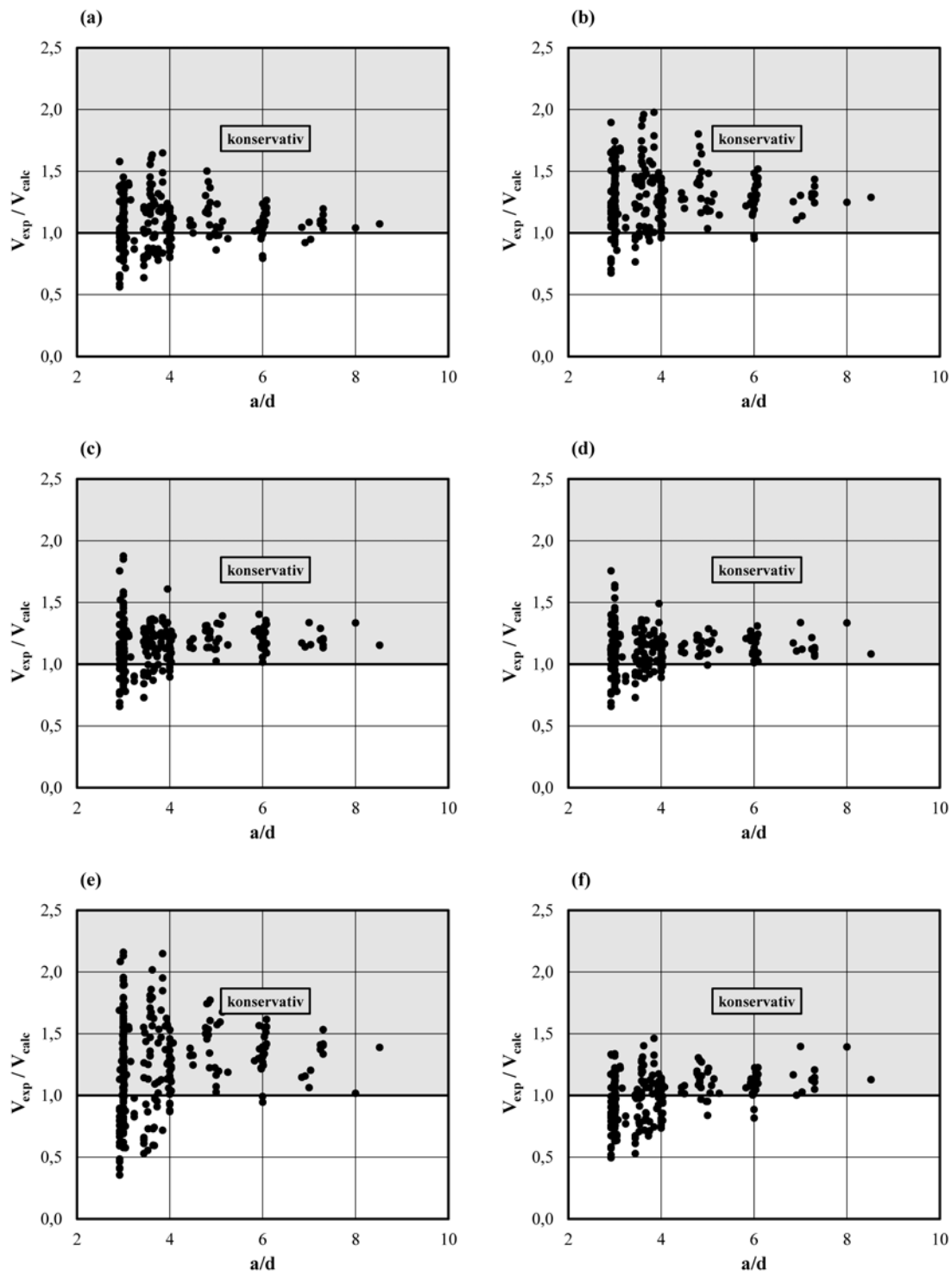


Abbildung 5.15 – Einfluss der Schubslankheit a/d auf das Verhältnis der in den Versuchen erreichten Querkrafttragfähigkeit V_{exp} zur berechneten Querkrafttragfähigkeit V_{calc} von:
 (a) ÖN EN 1992-1-1; (b) DIN EN 1992-1-1;
 (c) AASHTO LRFD; (d) CSA A.23-04;
 (e) ACI 318-11; (f) SIA 262.

5.2. BEURTEILUNG DER QUERKRAFTTRAGFÄHIGKEIT VON BAUTEILEN OHNE QUERKRAFTBEWEHRUNG

In Abbildung 5.5 ist zu erkennen, dass viele Versuche eine Schubschlankheit a/d von ungefähr 3 aufweisen, welche seit den Arbeiten von Kani eine querkraftgefährdete Laststellung darstellt.

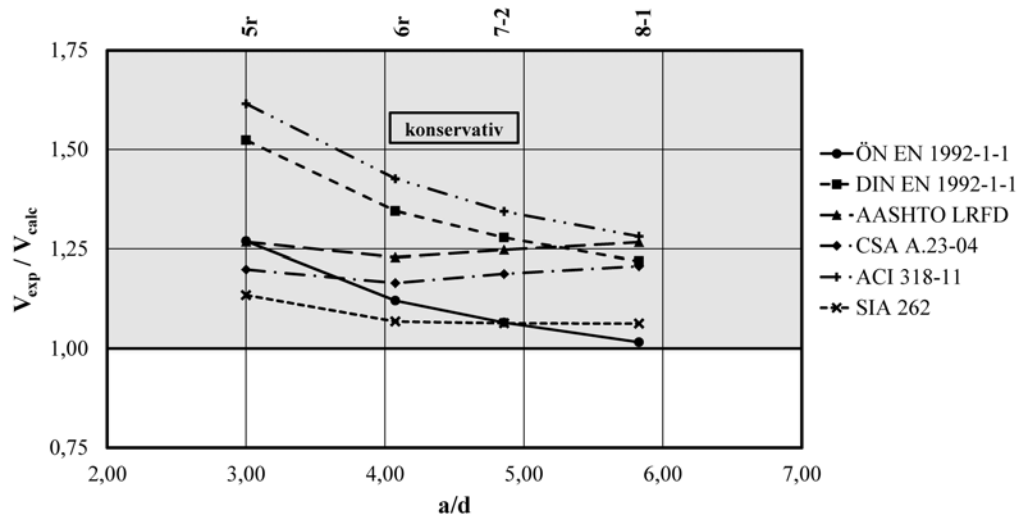


Abbildung 5.16 – Einfluss der Schubschlankheit a/d auf V_{exp}/V_{calc} anhand der ausgewählten Versuche 5r, 6r, 7-2 und 8-1 von Leonhardt [51]

Anhand der in Abbildung 5.16 ausgewählten Versuche von Leonhardt, kann bei den Ergebnissen nach der AASHTO LRFD, der CSA A.23-04 und der SIA 262 eine vorwiegend horizontal verlaufende Tendenzlinie beobachtet werden. Diese Bemessungsverfahren berücksichtigen offensichtlich in dieser Versuchsserie den Einfluss der kombinierten Beanspruchung durch Biegung und Querkraft (M/V Interaktion). Während die Ergebniswerte des ACI 318-11, der ÖN EN 1992-1-1 und der DIN EN 1992-1-1 bei größer werdender Schubschlankheit a/d auf die unsichere Seite tendieren, da die Interaktion keine Anwendung findet.

KAPITEL 5. BEURTEILUNG DER QUERKRAFTTRAGFÄHIGKEIT ANHAND VON DATENBANKEN

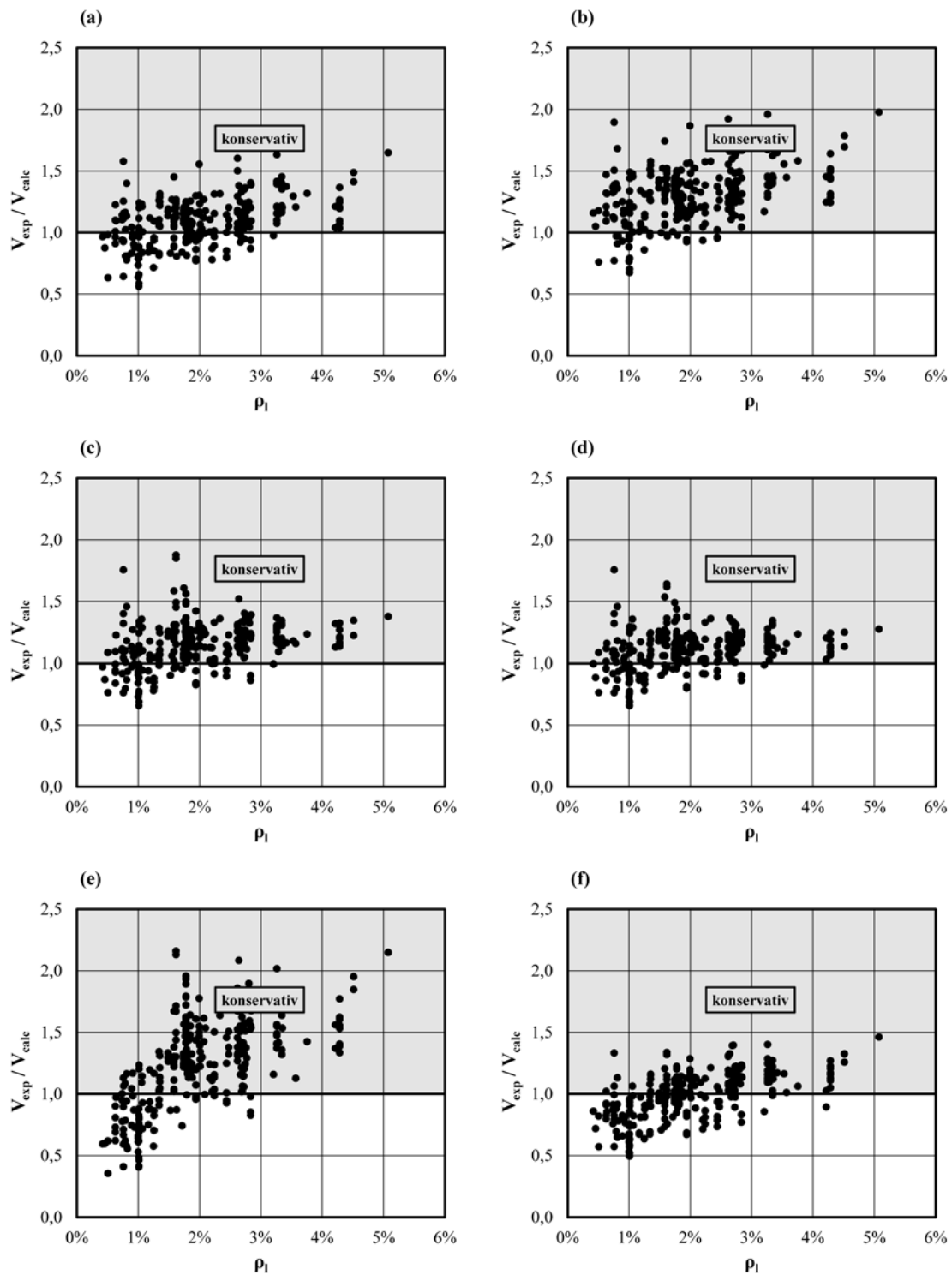


Abbildung 5.17 – Einfluss des Längsbewehrungsgrades ρ_l auf das Verhältnis der in den Versuchen erreichten Querkrafttragfähigkeit V_{exp} zur berechneten Querkrafttragfähigkeit V_{calc} gemäß:
 (a) ÖN EN 1992-1-1; (b) DIN EN 1992-1-1;
 (c) AASHTO LRFD; (d) CSA A.23-04;
 (e) ACI 318-11; (f) SIA 262.

5.2. BEURTEILUNG DER QUERKRAFTTRAGFÄHIGKEIT VON BAUTEILEN OHNE QUERKRAFTBEWEHRUNG

Abbildung 5.17 zeigt den Einfluss des Längsbewehrungsgrades ρ_l auf die Querkrafttragfähigkeit. Dabei kann bei jedem Bemessungsverfahren mit zunehmendem Längsbewehrungsgrades ρ_l eine leichte Tendenz auf die konservative Seite beobachtet werden.

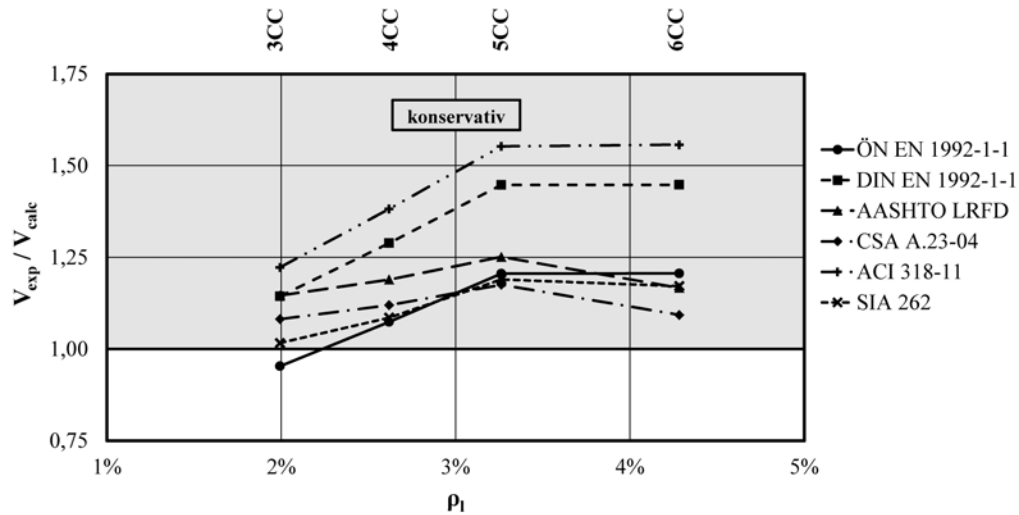


Abbildung 5.18 – Einfluss des Längsbewehrungsgrades ρ_l auf V_{exp}/V_{calc} anhand der ausgewählten Versuche 3CC, 4CC, 5CC und 6CC von Krefeld & Thurston [60]

Abbildung 5.18 bestätigt diese Erkenntnis nur teilweise. Sie zeigt, dass bei den Versuchen von Krefeld & Thurston die Berechnungsverfahren, welche auf der SMCFT basieren (AASHTO LRFD, CSA A.23-04) eine vorwiegend horizontal verlaufende Tendenzlinie aufweisen und somit den Einfluss des Längsbewehrungsgrades ρ_l auf die Querkrafttragfähigkeit gut erfassen. Bei allen anderen Berechnungsverfahren ist eine Tendenz auf die sichere Seite erkennbar.

KAPITEL 5. BEURTEILUNG DER QUERKRAFTTRAGFÄHIGKEIT ANHAND VON DATENBANKEN

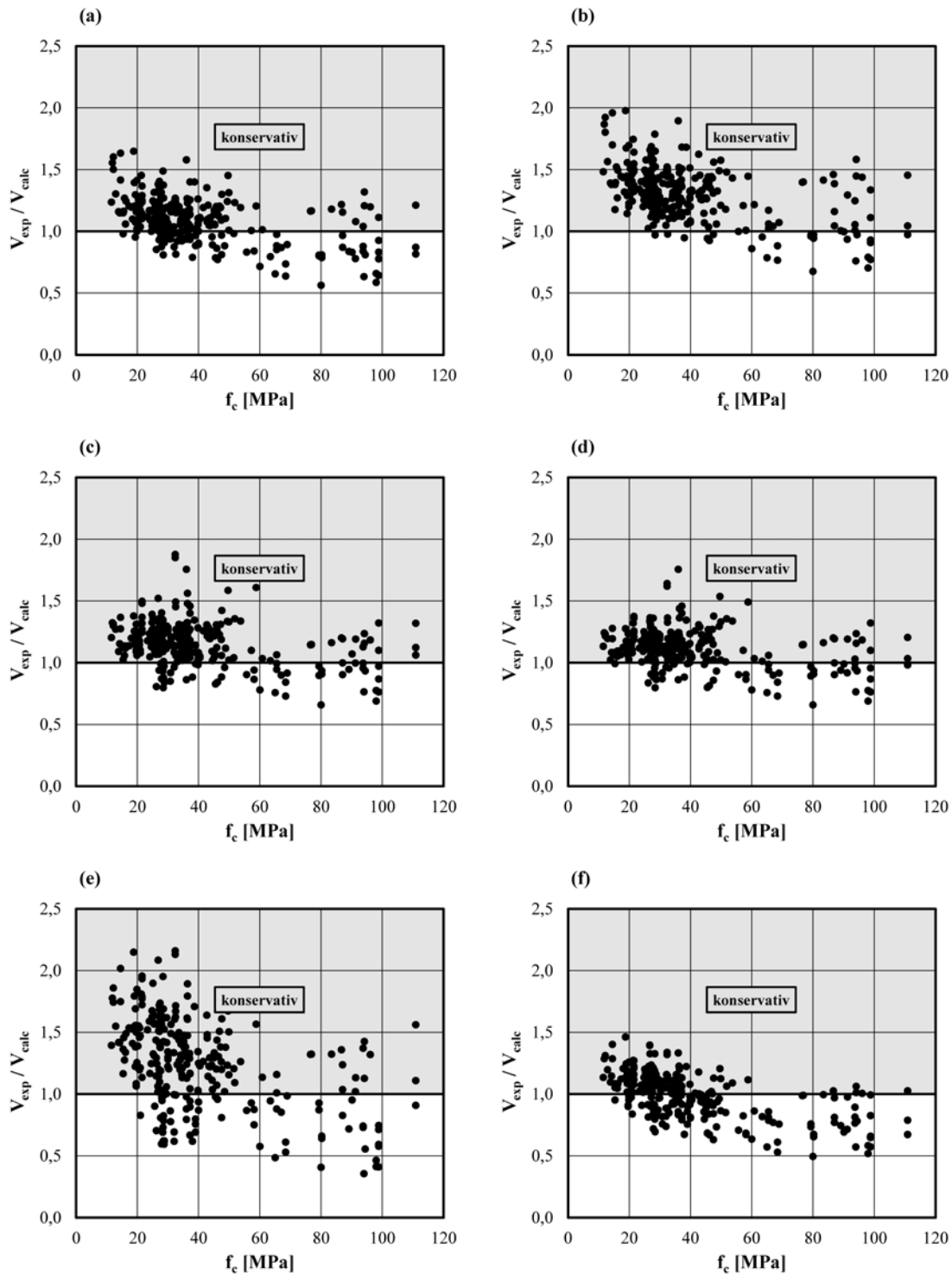


Abbildung 5.19 – Einfluss der Betondruckfestigkeit f_c auf das Verhältnis der in den Versuchen erreichten Querkrafttragfähigkeit V_{exp} zur berechneten Querkrafttragfähigkeit V_{calc} gemäß:

- (a) ÖN EN 1992-1-1; (b) DIN EN 1992-1-1;
(c) AASHTO LRFD; (d) CSA A.23-04;
(e) ACI 318-11; (f) SIA 262.

5.2. BEURTEILUNG DER QUERKRAFTTRAGFÄHIGKEIT VON BAUTEILEN OHNE QUERKRAFTBEWEHRUNG

Der Einfluss der Betondruckfestigkeit f_c auf die Querkrafttragfähigkeit der verschiedenen Berechnungskonzepte ist in den Abbildungen 5.19, 5.20 und 5.21 dargestellt. In Abbildung 5.19 ist bei steigender Betondruckfestigkeit f_c eine leichte Tendenz auf die unsichere Seite zu erkennen.

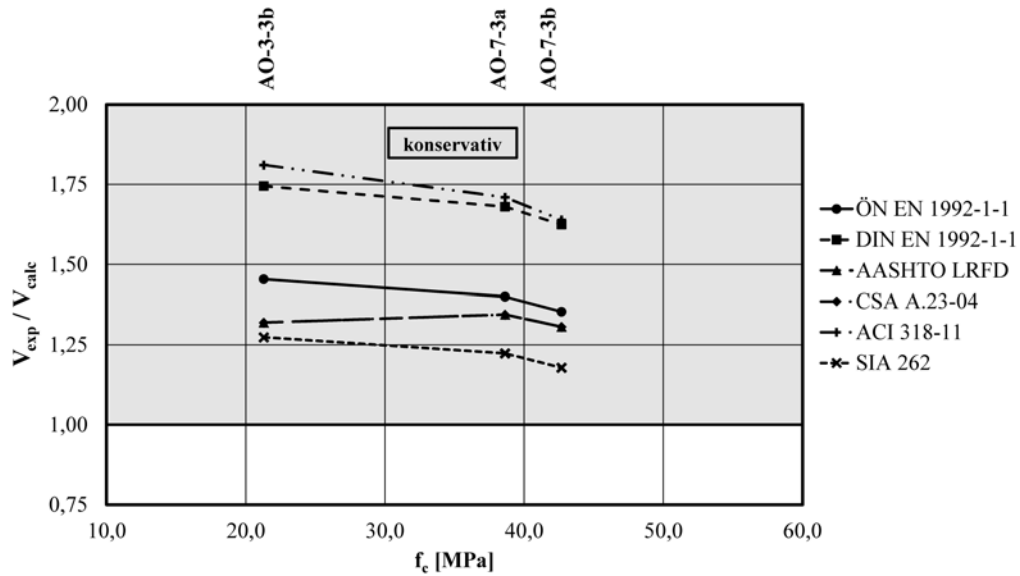


Abbildung 5.20 – Einfluss der Betondruckfestigkeit f_c auf V_{exp}/V_{calc} anhand der ausgewählten Versuche AO-3-3b, AO-7-3a und AO-7-3b von Mphonde & Frantz [21]

Abbildung 5.20 zeigt jedoch anhand der ausgewählten Versuche von Mphonde & Frantz, dass bei dieser Versuchsreihe die Ergebnisse aller Bemessungsverfahren aufgrund der vorwiegend horizontal verlaufenden Verbindungslinien eine gute Abbildung des Einflusses der Betonfestigkeit f_c ermöglichen.

KAPITEL 5. BEURTEILUNG DER QUERKRAFTTRAGFÄHIGKEIT ANHAND VON DATENBANKEN

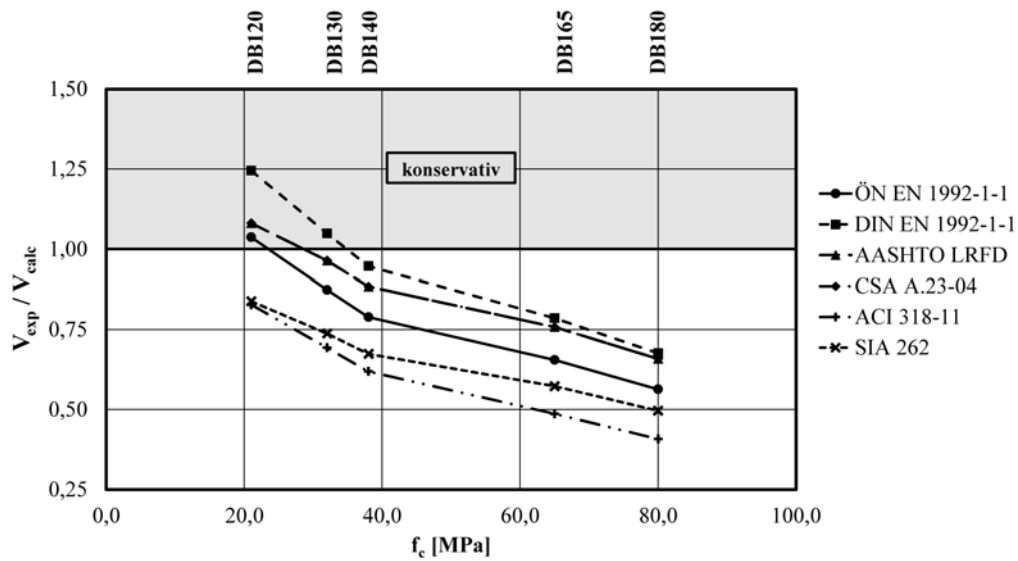


Abbildung 5.21 – Einfluss der Betondruckfestigkeit f_c auf V_{exp}/V_{calc} anhand der ausgewählten Versuche DB120, DB130, DB140, DB165 und DB180 von Angelakos & Bentz [44]

Wie in der Vergleichsstudie zuvor kann bei den Versuchen von Angelakos & Bentz (siehe Abbildung 5.21) im Gegensatz zu den Versuchen von Mphonde & Frantz (siehe Abbildung 5.20) eine Beeinflussung des Verhältnisses V_{exp}/V_{calc} aufgrund der zunehmenden Betonfestigkeit f_c beobachtet werden. Die Verbindungslinien tendieren mit zunehmender Druckfestigkeit auf die unsichere Seite.

5.2.3 Vergleich der Bemessungskonzepte aktueller und alter Normen in Österreich

In dieser Studie wird das aktuelle Querkraftbemessungsverfahren nach dem Eurocode 2 (ÖN EN 1992-1-1 [4] & ÖN EN 1992-1-1 [3]) mit dem Bemessungsverfahren der österreichischen ÖNORM B4202 [10] aus dem Jahr 1958 verglichen.

Hier besteht die große Schwierigkeit darin zwei komplett unterschiedliche Sicherheitskonzepte miteinander zu vergleichen. Während die ÖNORM B4202 [10] auf dem deterministischen Sicherheitskonzept mit globalem Sicherheitsfaktor basiert, wird im Eurocode 2 [4, 3] nach dem semiprobabilistischen Sicherheitskonzept mit getrennten Teilsicherheitsbeiwerten bemessen. Um den Querkraftwiderstand von ÖNORM B4202 [10] in die Vergleichsrechnung miteinbeziehen zu können, muss dieser auf das semiprobabilistische Sicherheitskonzept umgerechnet werden. Dies gelingt jedoch nur in speziellen Fällen wie zum Beispiel beim Lastmodell 1 oder 2 im Brückenbau (siehe Kapitel 4.6).

5.2.3.1 Umrechnung

Die Umrechnung von deterministisch auf semiprobabilistisch erfolgt nach Gleichung (5.48). Durch die Multiplikation mit dem globalen Sicherheitsfaktor 1,85 wird der deterministische Querkraftwiderstand $V_{Rd,det}$ frei von jeder Sicherheit gemacht. Der Faktor $\frac{1,85}{2,025}$ berücksichtigt die Anhebung des Sicherheitsniveaus nach Kapitel 4.6.

$$V_{Rd,semipr} = V_{Rd,det} \cdot 1,85 \cdot \frac{1,85}{2,025} \quad (5.48)$$

$$V_{Rd,det} = \tau_{0,det} \cdot b \cdot z \quad (5.49)$$

Durch Einsetzen von Gleichung (5.49) in Gleichung (5.48) und mit $z = 0,9 \cdot d$ folgt Gleichung (5.50), nach welcher der Querkraftwiderstand der ÖNORM B4202 mit dem der ÖN EN 1992-1-1 verglichen werden kann.

$$V_{Rd,semipr} = \tau_{0,det} \cdot b \cdot 0,9 \cdot d \cdot 1,85 \cdot \frac{1,85}{2,025} \quad (5.50)$$

Weiters werden die alten Betonfestigkeitsklassen (z.B.: B400) entsprechend der Tabelle 4 der ONR 24008 [6] auf die mittlere Zylinderdruckfestigkeit $f_{cm,cyl}$ in MPa

KAPITEL 5. BEURTEILUNG DER QUERKRAFTTRAGFÄHIGKEIT ANHAND VON DATENBANKEN

umgerechnet. Somit können die zugehörigen Schubspannungswerte τ_0 der Tafel 2 der ÖNORM B4202 [10] entnommen werden. (siehe Tabelle 5.5)

Tabelle 5.5 – Umrechnung

	ONR 24008 - Tabelle 4		ÖNORM B4202 - Tafel 2	
	f_{cwm} [MPa]	$f_{cm,cyl}$ [MPa]	τ_0 [kg/cm ²]	τ_0 [MPa]
B 160	16,00	13,76	5	0,5
B 225	22,50	19,35	7	0,7
B 300	30,00	25,80	9	0,9
B 400	40,00	34,40	11	1,1

Da in der ÖNORM B4202 [10] lediglich die Betongüten von B160 bis B400 angeführt sind, wird in dieser Arbeit ausschließlich zwischen diesen Werten interpoliert. Eine Extrapolation der Werte wäre nicht eindeutig und wird auch hier nicht durchgeführt. Das bedeutet, dass nur Versuche mit einer Zylinderdruckfestigkeit von 13,76 MPa bis 34,40 MPa für diese Untersuchung verwendet werden. Dies hat eine Reduzierung der Datenbank auf 144 Versuche zur Folge.

5.2. BEURTEILUNG DER QUERKRAFTTRAGFÄHIGKEIT VON BAUTEILEN OHNE QUERKRAFTBEWEHRUNG

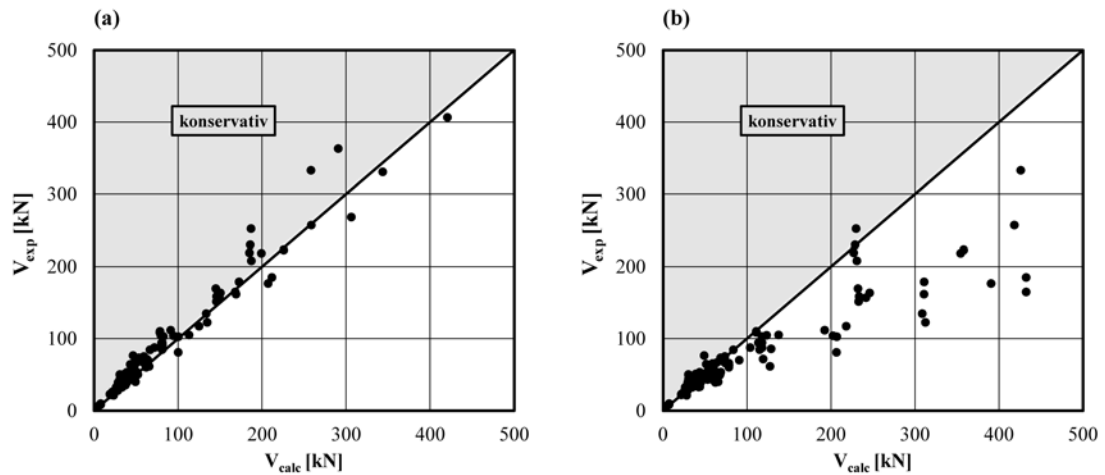


Abbildung 5.22 – Darstellung der in den Versuchen erreichten Querkrafttragfähigkeit V_{exp} in Bezug auf die berechnete Querkrafttragfähigkeit V_{calc} gemäß:
(a) ÖN EN 1992-1-1; (b) ÖNORM B4202;

In Abbildung 5.22 ist zu sehen, dass das Bemessungsverfahren nach ÖNORM B4202 großteils auf der unkonservativen Seite liegt. Dies ist in erster Linie auf die geringe Anzahl von Versuchsdurchführungen zu dieser Zeit zurückzuführen, da damals wenig Geld für Versuche zu Verfügung stand. Außerdem wurden vorwiegend Versuchsbalken mit kleinen Trägerhöhen d und hohen Längsbewehrungsgraden $\rho_l > 1,5\%$ (um ein vorzeitiges Biegeversagen mit Sicherheit auszuschließen) zur Ermittlung der zulässigen Schubspannungswerte τ_0 untersucht.

Tabelle 5.6 – Statistische Vergleichswerte der Normen zufolge einer Datenbasis von 144 Versuchen

Normen	ÖN EN 1992-1-1	ÖNORM B 4202
Mittelwert	1,14	0,91
Standardabweichung	0,15	0,25
COV (%)	12,98%	27,43%
Max	1,65	1,66
Min	0,81	0,38

Auch die statistischen Werte in Tabelle 5.6 bestätigen die zum Teil unkonservative Formulierung der Querkraftbemessung aus dem Jahr 1958. Die Standardabweichung

und der COV liegen deutlich höher. Vor allem liegt der Minimalwert mit 0,38 deutlich unter 1. Hingegen dazu liegen Werte der ÖN EN 1992-1-1 in einem akzeptablen Bereich.

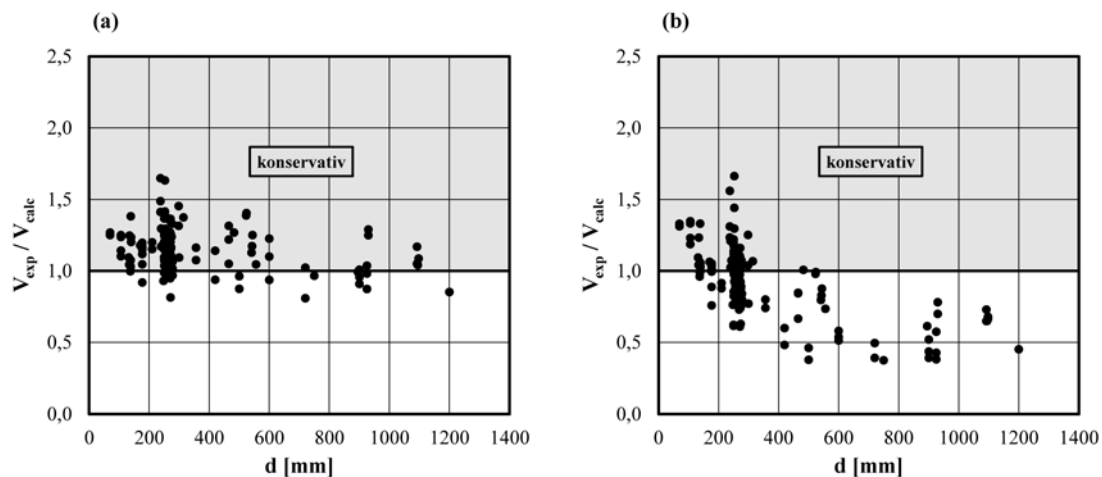


Abbildung 5.23 – Einfluss der statischen Nutzhöhe d auf das Verhältnis der in den Versuchen erreichten Querkrafttragfähigkeit V_{exp} zur berechneten Querkrafttragfähigkeit V_{calc} gemäß:
 (a) ÖN EN 1992-1-1; (b) ÖNORM B4202;

Einflüsse des Maßstabeffekts auf die Querkrafttragfähigkeit beider Berechnungskonzepte ist in den Abbildungen 5.34 und 5.35 dargestellt. Abbildung 5.23 verdeutlicht die zuvor erwähnten Umstände. Es ist zu beobachten, dass mit zunehmender Trägerhöhe d die Werte der ÖNORM B4202 eine Tendenz auf die unsichere Seite aufweisen. Ab einer statischen Nutzhöhe d von 400 mm liegen alle Werte unter 1,0.

5.2. BEURTEILUNG DER QUERKRAFTTRAGFÄHIGKEIT VON BAUTEILEN OHNE QUERKRAFTBEWEHRUNG

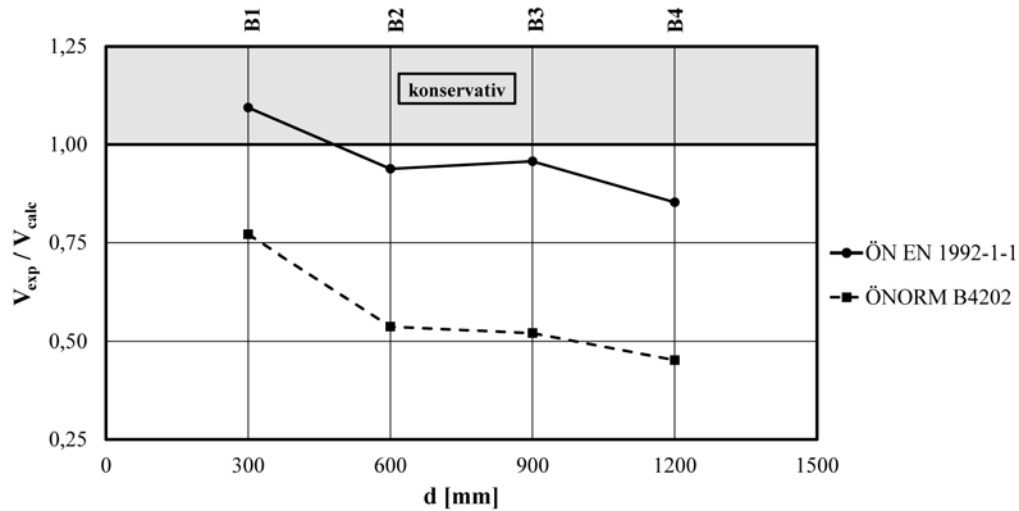


Abbildung 5.24 – Einfluss der statischen Nutzhöhe d auf V_{exp}/V_{calc} anhand der ausgewählten Versuche B1, B2, B3 und B4 von Bahl [53]

Die in Abbildung 5.24 ausgewählten Versuche von Bahl [53] zeigen bei beiden Konzepten eine Tendenz auf die unsichere Seite. Dies lässt darauf schließen, dass den Einfluss des Maßstabeffekts sowohl nach dem alten als auch nach dem neuen Bemessungsverfahren für diese spezielle Versuchsserie nicht genau erfasst wird. Bei dieser Versuchsreihe ist auch zu sehen, dass die Ergebniswerte der ÖNORM B4202 deutlich unter jenen der ÖN EN 1992-1-1 liegen. Vor allem weist der Versuch B4 mit einer Trägerhöhe von 1200 mm und einem Längsbewehrungsgrad von 1,26%, genau jene Kombination auf, bei welcher das Bemessungsverfahren der ÖNORM B4202 die unkonservativsten Ergebnisse liefert. Der Wert liegt mit 0,45 weit unter 1,0.

KAPITEL 5. BEURTEILUNG DER QUERKRAFTTRAGFÄHIGKEIT ANHAND VON DATENBANKEN

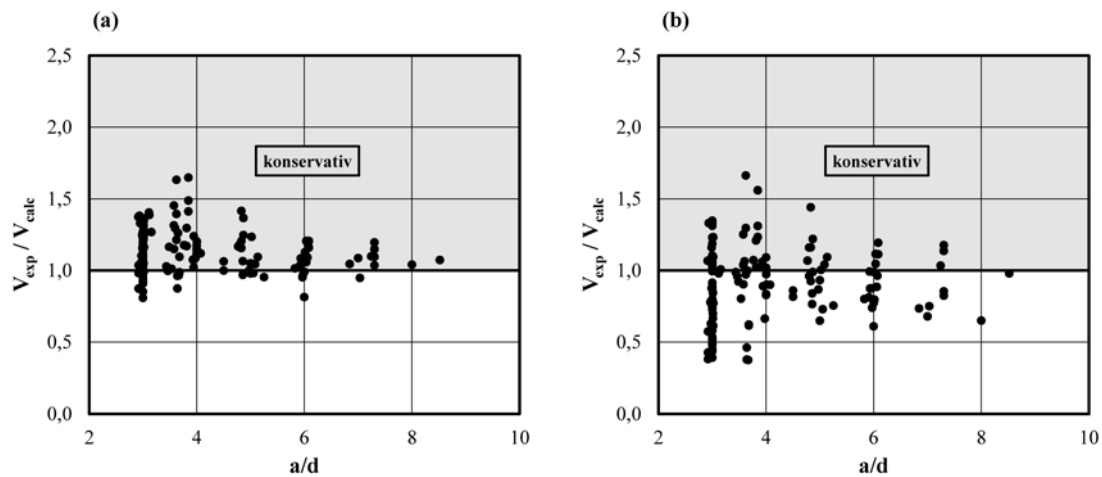


Abbildung 5.25 – Einfluss der Schubslankheit a/d auf das Verhältnis der in den Versuchen erreichten Querkrafttragfähigkeit V_{exp} zur berechneten Querkrafttragfähigkeit V_{calc} gemäß:
(a) ÖN EN 1992-1-1; (b) ÖNORM B4202;

Abbildung 5.25 zeigt, dass die Abweichungen beider Bemessungskonzepte relativ unregelmäßig über den gesamten untersuchten Bereich verlaufen. Somit kann im ersten Moment keine unmittelbare Beeinflussung der Ergebniswerte durch die Schubslankheit a/d festgestellt werden.

5.2. BEURTEILUNG DER QUERKRAFTTRAGFÄHIGKEIT VON BAUTEILEN OHNE QUERKRAFTBEWEHRUNG

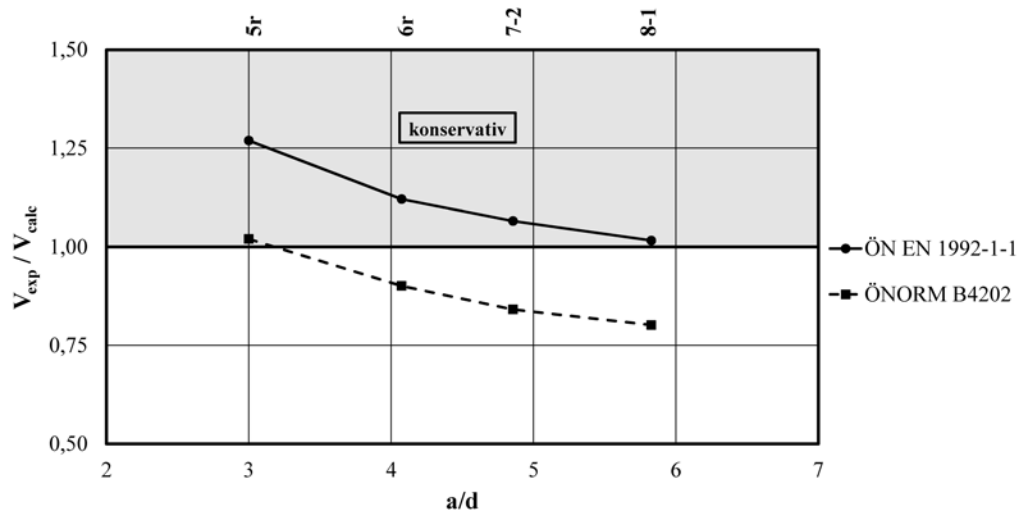


Abbildung 5.26 – Einfluss der Schubslankheit a/d auf V_{exp}/V_{calc} anhand der ausgewählten Versuche 5r, 6r, 7-2 und 8-1 von Leonhardt [51]

Die in Abbildung 5.26 dargestellten Versuche von Leonhardt [51] verdeutlichen, dass eine Beeinflussung der Ergebniswerte sowohl nach dem alten als auch nach dem neuen Bemessungsverfahren vorliegt. Die Werte tendieren mit zunehmender Schubslankheit a/d auf die unsichere Seite. Außerdem liegen bei diesen ausgewählten Versuchen drei der vier Ergebniswerte der ÖNORM B4202 unter 1,0.

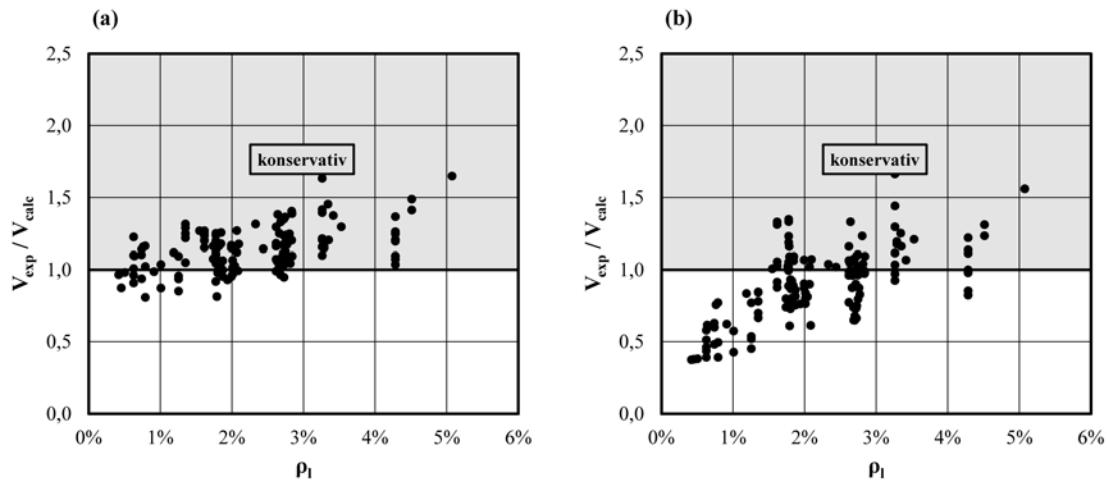


Abbildung 5.27 – Einfluss des Längsbewehrungsgrades ρ_l auf das Verhältnis der in den Versuchen erreichten Querkrafttragfähigkeit V_{exp} zur berechneten Querkrafttragfähigkeit V_{calc} gemäß:
 (a) ÖN EN 1992-1-1; (b) ÖNORM B4202;

In den Abbildungen 5.27 und 5.28 ist der Einfluss des Längsbewehrungsgrades ρ_l auf die Querkrafttragfähigkeit der ÖN EN 1992-1-1 und der ÖNORM B4202 dargestellt. Abbildung 5.27 deutet an, dass die Berechnungsverfahren beider Normen mit zunehmendem Längsbewehrungsgrad auf die sichere Seite tendieren. Außerdem ist zu beobachten, dass vor allem bei Längsbewehrungsgraden $\rho_l < 1,5\%$, welches praxisrelevante Werte sind, alle Ergebniswerte der ÖNORM B4202 unter 1,0. Das Bemessungsverfahren nach ÖNORM B4202 ist somit, wie eingangs erwähnt, für diesen Bereich nicht geeignet.

5.2. BEURTEILUNG DER QUERKRAFTTRAGFÄHIGKEIT VON BAUTEILEN OHNE QUERKRAFTBEWEHRUNG

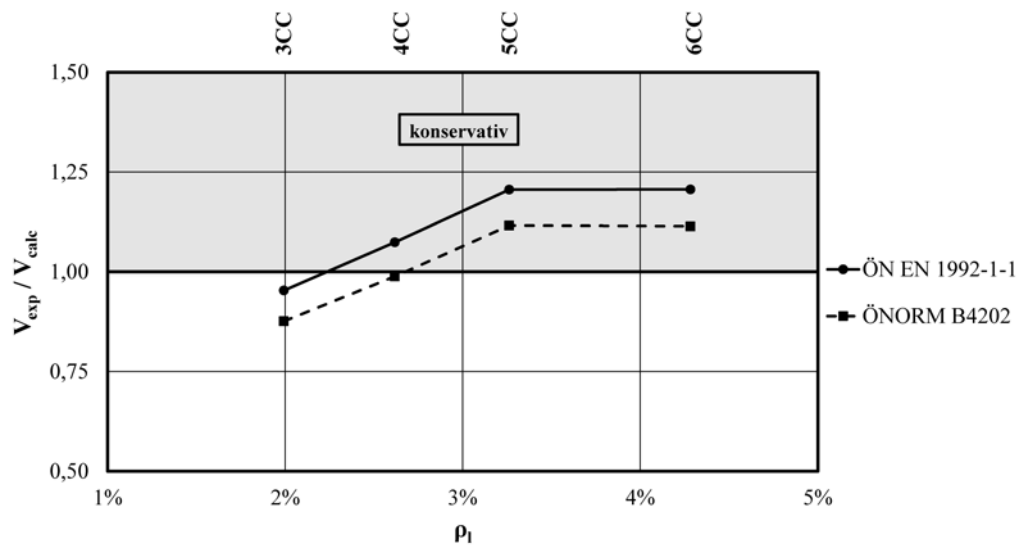


Abbildung 5.28 – Einfluss des Längsbewehrungsgrades ρ_l auf V_{exp}/V_{calc} anhand der ausgewählten Versuche 3CC, 4CC, 5CC und 6CC von Krefeld & Thurston [60]

In Abbildung 5.28, in welcher Versuche von Krefeld & Thurston [60] ausgewählt wurden, kann ebenfalls wie in Abbildung 5.27 eine Tendenz auf die sichere Seite beobachtet werden. Dies lässt darauf schließen, dass der Längsbewehrungsgrad ρ_l als Einflussparameter sowohl im alten als auch im neuen Bemessungskonzept bei dieser Versuchsserie nicht genau berücksichtigt wird.

KAPITEL 5. BEURTEILUNG DER QUERKRAFTTRAGFÄHIGKEIT ANHAND VON DATENBANKEN

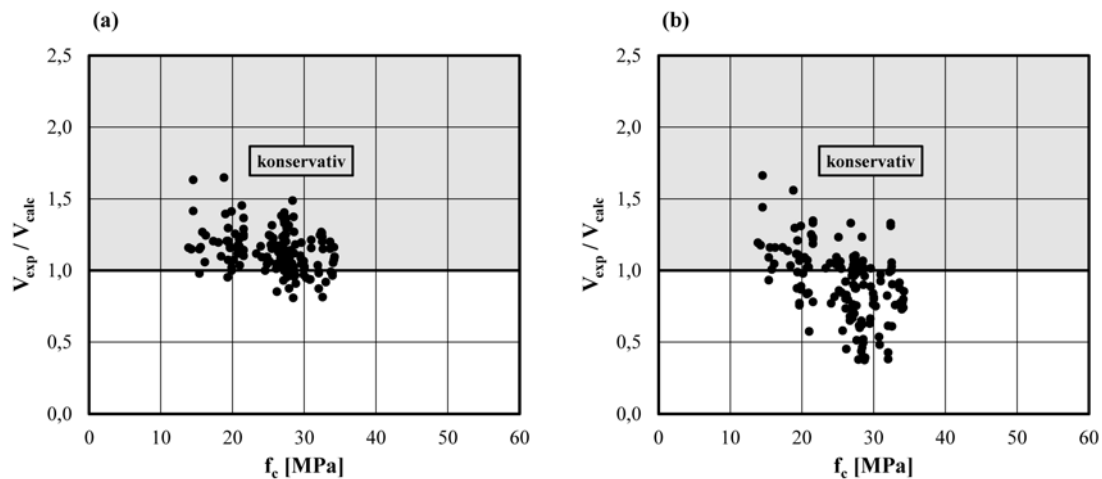


Abbildung 5.29 – Einfluss der Betondruckfestigkeit f_c auf das Verhältnis der in den Versuchen erreichten Querkrafttragfähigkeit V_{exp} zur berechneten Querkrafttragfähigkeit V_{calc} gemäß:
(a) ÖN EN 1992-1-1; (b) ÖNORM B4202;

Der Einfluss der Betondruckfestigkeit f_c auf die Querkrafttragfähigkeit des alten und des neuen Bemessungsverfahrens ist in den Abbildungen 5.29 und 5.30 dargestellt. In Abbildung 5.29 ist bei steigender Betondruckfestigkeit f_c eine leichte Tendenz auf die unsichere Seite zu erkennen. Die Werte der ÖN EN 1992-1-1 liegen zum Großteil auf der konservativen Seite.

5.2. BEURTEILUNG DER QUERKRAFTTRAGFÄHIGKEIT VON BAUTEILEN OHNE QUERKRAFTBEWEHRUNG

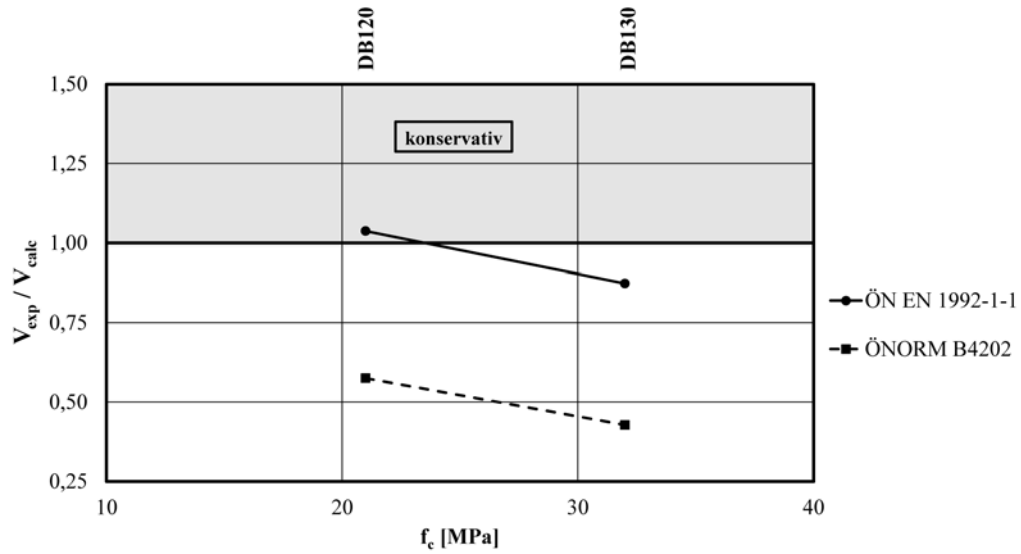


Abbildung 5.30 – Einfluss der Betondruckfestigkeit f_c auf V_{exp}/V_{calc} anhand der ausgewählten Versuche DB120 und DB130 von Angelakos & Bentz [44]

Da aufgrund der aus der Umrechnung folgenden Einschränkung der Betondruckfestigkeiten ($13,76 \leq f_c \leq 34,40$) nur mehr 1 Versuch aus der Versuchsreihe von Mphonde & Frantz [21] bestehen bleibt und somit eine Tendenz nicht zu bestimmen ist, werden hier nur die Versuche DB120 und DB130 von Angelakos & Bentz [44] ausgewählt und in Abbildung 5.30 dargestellt. Die Ergebniswerte dieser Versuche tendieren mit zunehmender Betondruckfestigkeit f_c auf die unsichere Seite. Das bedeutet, dass bei dieser Versuchsserie die Zunahme der berechneten Querkrafttragfähigkeit mit steigender Betonfestigkeit f_c nicht genau berücksichtigt wird.

5.3 Beurteilung der Querkrafttragfähigkeit von Bauteilen mit Querkraftbewehrung

5.3.1 Vergleich der Bemessungskonzepte aktueller internationaler Normen

In dieser Vergleichsstudie werden die Bemessungskonzepte

- des österreichischen Eurocode 2 (ÖN EN 1992-1-1 [4] & ÖN EN 1992-1-1 [3])
(basiert auf dem Verfahren mit veränderlicher Druckstrebenneigung)
- des deutschen Eurocode 2 (DIN EN 1992-1-1 [2] & DIN EN 1992-1-1/NA [5])
(basiert auf dem Fachwerkmodell mit Rissreibung)
- der amerikanischen Brückenbaunorm AASHTO LRFD [42]
(basiert auf der SMCFT)
- der kanadischen Betonbaunorm CSA A.23-04 [16]
(basiert auf der SMCFT)
- der amerikanischen Hochbaunorm ACI 318-11 [7]
(basiert auf dem Modell des 45° Fachwerks mit Betontraganteil)
- der schweizer Betonbauorm SIA 262 [56]
(basiert auf dem Verfahren mit veränderlicher Druckstrebenneigung)

herangezogen.

In Tabelle 5.3 sind alle erforderlichen Formeln dieser Normen zur Berechnung der Querkrafttragfähigkeit von Bauteilen mit Querkraftbewehrung zusammengefasst.

5.3. BEURTEILUNG DER QUERKRAFTTRAGFÄHIGKEIT VON BAUTEILEN MIT QUERKRAFTBEWEHRUNG

Tabelle 5.7 – Formelzusammenstellung von internationalen Normen zur Berechnung der Querkrafttragfähigkeit von Bauteilen mit Querkraftbewehrung

ÖN EN 1992-1-1 & ÖN B 1992-1-1	DIN EN 1992-1-1 & DIN EN 1992-1-1/NA
$V_{Rd,s} = \frac{A_{sw}}{s} \cdot z \cdot f_{ywd} \cdot \cot \theta$ (5.51)	$V_{Rd,s} = \frac{A_{sw}}{s} \cdot z \cdot f_{ywd} \cdot \cot \theta$ (5.58)
$V_{Rd,max} = \frac{\alpha_{cw} \cdot b_w \cdot z \cdot \nu_1 \cdot f_{cd}}{\cot \theta + \tan \theta}$ (5.52)	$V_{Rd,max} = \frac{\alpha_{cw} \cdot b_w \cdot z \cdot \nu_1 \cdot f_{cd}}{\cot \theta + \tan \theta}$ (5.59)
mit:	mit:
$0,6 \leq \tan \theta \leq 1,0$ (5.53)	$1,0 \leq \cot \theta \leq \frac{1,2}{1 - V_{Rd,cc}/V_{Ed}} \leq 3,0$ (5.60)
$0,4 \leq \tan \theta \leq 1,0$ (5.54)	$V_{Rd,cc} = 0,5 \cdot 0,48 \cdot f_{ck}^{1/3} \cdot b_w \cdot z$ (5.61)
$\alpha_{cw} = 1$ (5.55)	$\alpha_{cw} = 1$ (5.62)
$\nu_1 = 0,6$ für $f_{ck} \leq 60$ MPa (5.56)	$\nu_1 = 0,75 \cdot \nu_2$ (5.63)
$\nu_1 = 0,9 - f_{ck}/200$ für $f_{ck} > 60$ MPa (5.57)	$\nu_2 = (1,1 - f_{ck}/500) \leq 1,0$ (5.64)
AASHTO LRFD	CSA A23.3-04
$V_r = V_c + V_s$ (5.65)	$V_r = V_c + V_s$ (5.71)
$V_c = \phi_c \cdot \beta \cdot \sqrt{f'_c} \cdot b_w \cdot d_v$ (5.66)	$V_c = \phi_c \cdot \beta \cdot \sqrt{f'_c} \cdot b_w \cdot d_v$ (5.72)
$V_s = \phi_s \cdot \frac{A_v}{s} \cdot d_v \cdot f_y \cdot \cot \theta$ (5.67)	$V_s = \phi_s \cdot \frac{A_v}{s} \cdot d_v \cdot f_y \cdot \cot \theta$ (5.73)
$V_{r,max} = 0,25 \cdot \phi_c \cdot f'_c \cdot b_w \cdot d_v$ (5.68)	$V_{r,max} = 0,25 \cdot \phi_c \cdot f'_c \cdot b_w \cdot d_v$ (5.74)
mit:	mit:
$\theta = 29 + 3500 \cdot \varepsilon_x$ (5.69)	$\theta = 29^\circ + 7000 \cdot \varepsilon_x$ (5.75)
$\varepsilon_x = \frac{M_f/d_v + V_f}{2 \cdot E_s \cdot A_s}$ (5.70)	$\varepsilon_x = \frac{M_f/d_v + V_f}{2 \cdot E_s \cdot A_s}$ (5.76)
ACI 318-11	SIA 262
$V_n = V_c + V_s$ (5.77)	$V_{Rd,s} = \frac{A_{sw}}{s} \cdot z \cdot f_{ywd} \cdot \cot \theta$ (5.80)
$V_c = 0,17 \cdot \sqrt{f'_c} \cdot b_w \cdot d$ (5.78)	$V_{Rd,max} = k_c \cdot b_w \cdot z \cdot f_{cd} \cdot \sin \theta \cdot \cos \theta$ (5.81)
$V_s = \frac{A_v}{s} \cdot f_{yt} \cdot d$ (5.79)	mit:
	$\theta_{min} = 20^\circ + 10000 \cdot \varepsilon_x$ (5.82)
	$\varepsilon_x = \frac{M/z + V}{2 \cdot E_s \cdot A_s}$ (5.83)
	$k_c = \frac{1}{1,2 + 55 \cdot \varepsilon_1} \cdot \left(\frac{30}{f_{ck}}\right)^{1/3}$ (5.84)

KAPITEL 5. BEURTEILUNG DER QUERKRAFTTRAGFÄHIGKEIT ANHAND VON DATENBANKEN

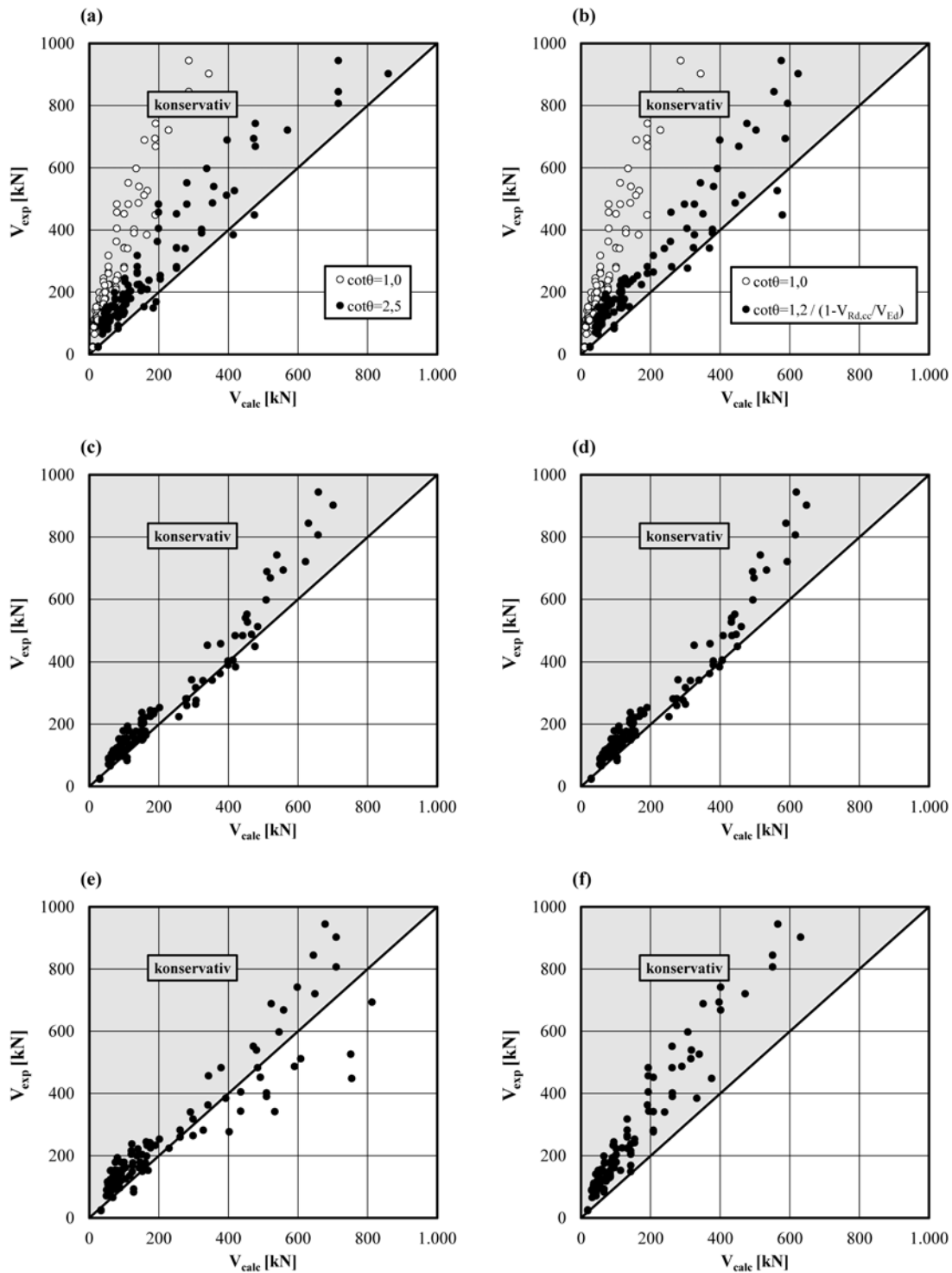


Abbildung 5.31 – Darstellung der in den Versuchen erreichten Querkrafttragfähigkeit V_{exp} in Bezug auf die berechnete Querkrafttragfähigkeit V_{calc} von:
 (a) ÖN EN 1992-1-1; (b) DIN EN 1992-1-1;
 (c) AASHTO LRFD; (d) CSA A.23-04;
 (e) ACI 318-11; (f) SIA 262.

5.3. BEURTEILUNG DER QUERKRAFTTRAGFÄHIGKEIT VON BAUTEILEN MIT QUERKRAFTBEWEHRUNG

Abbildung 5.31 veranschaulicht, dass mit Ausnahme des Bemessungsverfahrens des ACI 318-11 fast alle Ergebniswerte der restlichen Berechnungskonzepte auf der konservativen Seite liegen. Vor allem die Ausführungen der Morsch'schen Fachwerkanalogie, welche die obere Begrenzung der Druckstrebenneigung des österreichischen Eurocode 2 und des deutschen Eurocode 2 darstellen, liegen massiv auf der sicheren Seite (siehe weiße Punkte in Abbildung 5.31 (a) und (b)).

Tabelle 5.8 – Statistische Vergleichswerte der Normen zufolge einer Datenbasis von 121 Versuchen

Normenwerk	Morsch'sche Fachwerkanalogie	ÖN EN 1992-1-1	DIN EN 1992-1-1	AASHTO LRFD	CSA A23.3-04	ACI 318-11	SIA 262
Begrenzung der Druckstrebenneigung	$\theta = 45,00^\circ$ ($\cot\theta = 1,0$)	$\theta_{\min} = 21,80^\circ$ ($\cot\theta = 2,5$)	$\cot\theta_{\min} = \frac{1,2}{1 - V_{Rd,c}/V_{Ed}}$	$\theta_{\min} = 29^\circ + 3500 \varepsilon_s$	$\theta_{\min} = 29^\circ + 7000 \varepsilon_s$	$\theta = 45,00^\circ$	$\theta_{\min} = 20^\circ + 10000 \varepsilon_s$
Betraganteil V_c	nein	nein	ja	ja	ja	ja	nein
Mittelwert	4,38	1,78	1,74	1,29	1,33	1,40	2,00
Standardabweichung	1,33	0,53	0,47	0,24	0,24	0,43	0,49
COV (%)	30,28%	29,87%	26,91%	18,41%	17,77%	30,78%	24,41%
Max	7,90	3,16	3,10	1,83	1,88	2,48	3,32
Min	1,93	0,81	0,78	0,76	0,80	0,59	1,04

Dies bestätigen auch die statistischen Werte in Tabelle 5.8. Alle Mittelwerte sind größer als 1. Der Mittelwert der Morsch'schen Fachwerkanalogie liegt sogar bei 4,38. Da vor allem in der Vergangenheit die Fachwerkanalogie von Morsch für die Ermittlung des Querkraftwiderstandes von Bauteilen mit Querkraftbewehrung verwendet wurde, lässt dieser Wert entsprechend den Ausführungen in Kapitel 4.6 auf Tragreserven bei Nachrechnungen von Tragwerken schließen. Eine Querkraftbemessung wäre wiederum nach diesem Modell vorwiegend unwirtschaftlich. Deshalb sollte auch nach dem Eurocode 2 mit der minimalen Druckstrebenneigung bemessen werden. Die Neigung der Druckstrebe wird nur erhöht, wenn die Druckstrebentragfähigkeit überschritten wird. Die Standardabweichungen und der COV liegen für alle Bemessungsverfahren im Vergleich zu Bauteilen ohne Querkraftbewehrung (siehe Tabelle 5.3) relativ hoch.

KAPITEL 5. BEURTEILUNG DER QUERKRAFTTRAGFÄHIGKEIT ANHAND VON DATENBANKEN

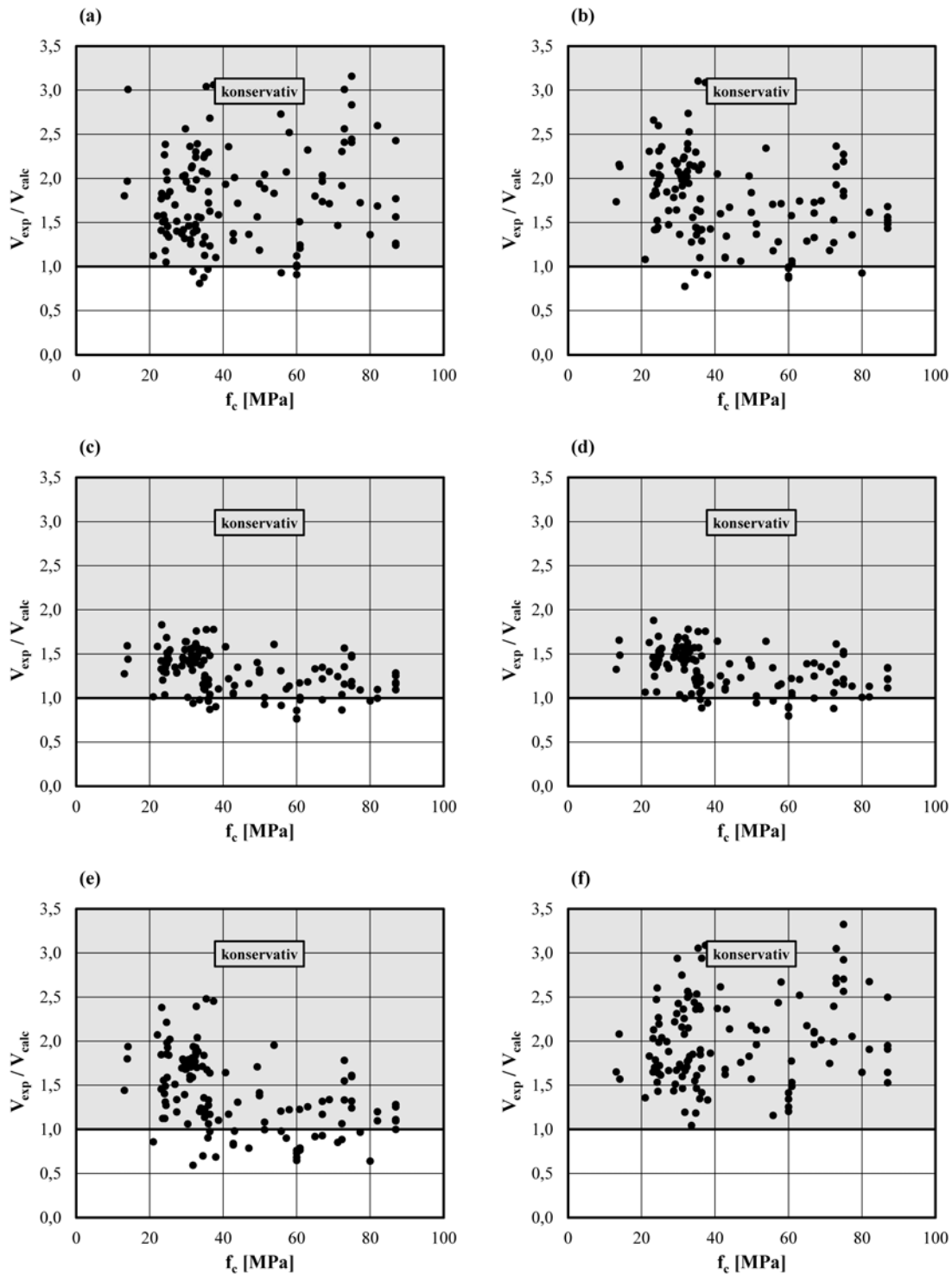


Abbildung 5.32 – Einfluss der Betondruckfestigkeit f_c auf das Verhältnis der in den Versuchen erreichten Querkrafttragfähigkeit V_{exp} zur berechneten Querkrafttragfähigkeit V_{calc} gemäß:

- (a) ÖN EN 1992-1-1; (b) DIN EN 1992-1-1;
(c) AASHTO LRFD; (d) CSA A.23-04;
(e) ACI 318-11; (f) SIA 262.

5.3. BEURTEILUNG DER QUERKRAFTTRAGFÄHIGKEIT VON BAUTEILEN MIT QUERKRAFTBEWEHRUNG

Abbildung 5.32 zeigt, dass bei den Berechnungsverfahren, die auf der SMCFT basieren (AASHTO LRFD, CSA A.23-04) die geringste Streuung der Ergebniswerte gegenüber den anderen Modellen vorhanden ist. Jedoch verlaufen die Abweichungen aller Bemessungskonzepte relativ konstant über den gesamten untersuchten Bereich. Somit kann im ersten Moment keine unmittelbare Beeinflussung der Ergebniswerte durch die Betondruckfestigkeit f_c festgestellt werden.

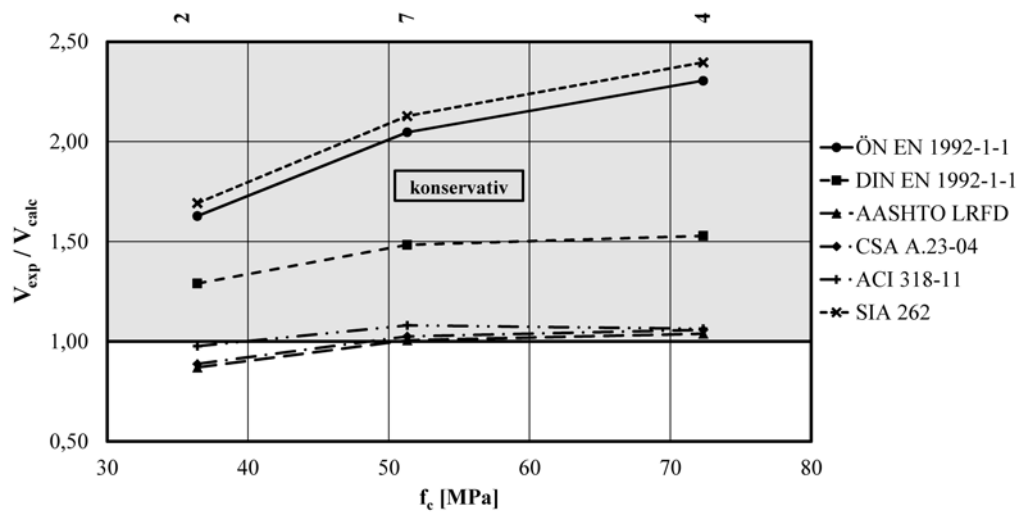


Abbildung 5.33 – Einfluss der Betondruckfestigkeit f_c auf V_{exp}/V_{calc} anhand der ausgewählten Versuche 2, 7, und 4 von Johnson & Ramirez [13]

Abbildung 5.33 verdeutlicht, dass jene Bemessungsverfahren, welche einen additiven Betontraganteil berücksichtigen (AASHTO LRFD, CSA A.23-04, ACI 318-11) den Einfluss der Betondruckfestigkeit f_c auf die Querkrafttragfähigkeit gut erfassen und speziell bei den ausgewählten Versuchen von Johnson & Ramirez eine außerordentlich gute Annäherung liefern. Die Ergebniswerte des Fachwerkmodells mit Rissreibung (DIN EN 1992-1-1), bei welchem der Betontraganteil in die Begrenzungsbedingung der Druckstrebenneigung integriert ist, liegen etwas konservativer, weisen jedoch auch eine vorwiegend horizontal verlaufende Tendenzlinie auf. Hingegen dazu kann bei den Verfahren mit veränderlicher Druckstrebenneigung (ÖN EN 1992-1-1 und SIA 262), welche die Betondruckfestigkeit f_c in der Bemessungsformel überhaupt nicht miteinbeziehen, trotzdem eine Beeinflussung der Ergebnisse durch eine steigende Betondruckfestigkeit f_c beobachtet werden.

KAPITEL 5. BEURTEILUNG DER QUERKRAFTTRAGFÄHIGKEIT ANHAND VON DATENBANKEN

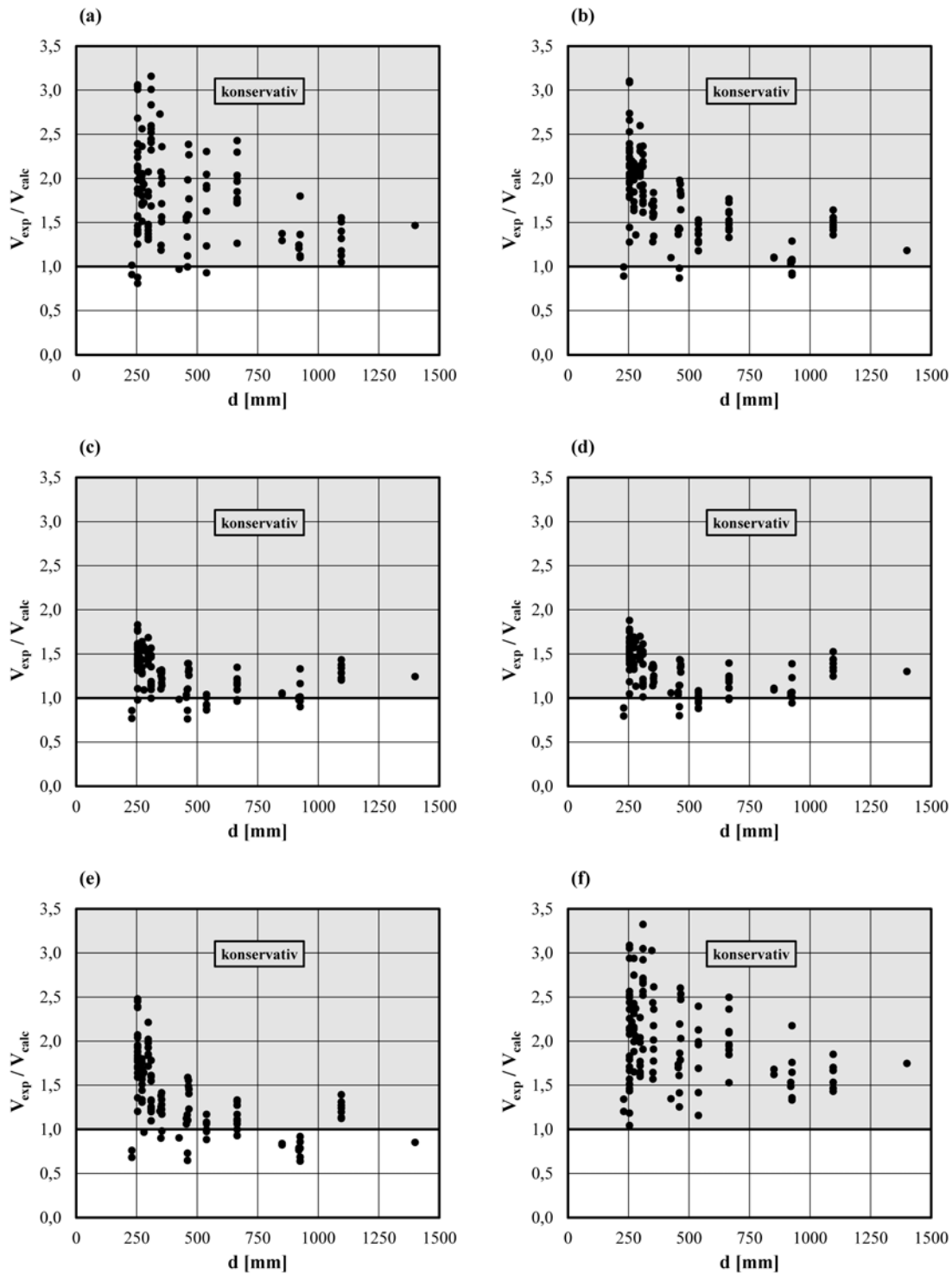


Abbildung 5.34 – Einfluss der statischen Nutzhöhe d auf das Verhältnis der in den Versuchen erreichten Querkrafttragfähigkeit V_{exp} zur berechneten Querkrafttragfähigkeit V_{calc} gemäß:
 (a) ÖN EN 1992-1-1; (b) DIN EN 1992-1-1;
 (c) AASHTO LRFD; (d) CSA A.23-04;
 (e) ACI 318-11; (f) SIA 262.

5.3. BEURTEILUNG DER QUERKRAFTTRAGFÄHIGKEIT VON BAUTEILEN MIT QUERKRAFTBEWEHRUNG

Der Einfluss des Maßstabeffekts auf die Querkrafttragfähigkeit von Stahlbetonbauteilen mit Querkraftbewehrung der verschiedenen Berechnungskonzepte ist in den Abbildungen 5.34 und 5.35 dargestellt. In Abbildung 5.34 ist mit zunehmender Trägerhöhe d eine leichte Tendenz auf die unsichere Seite zu erkennen.

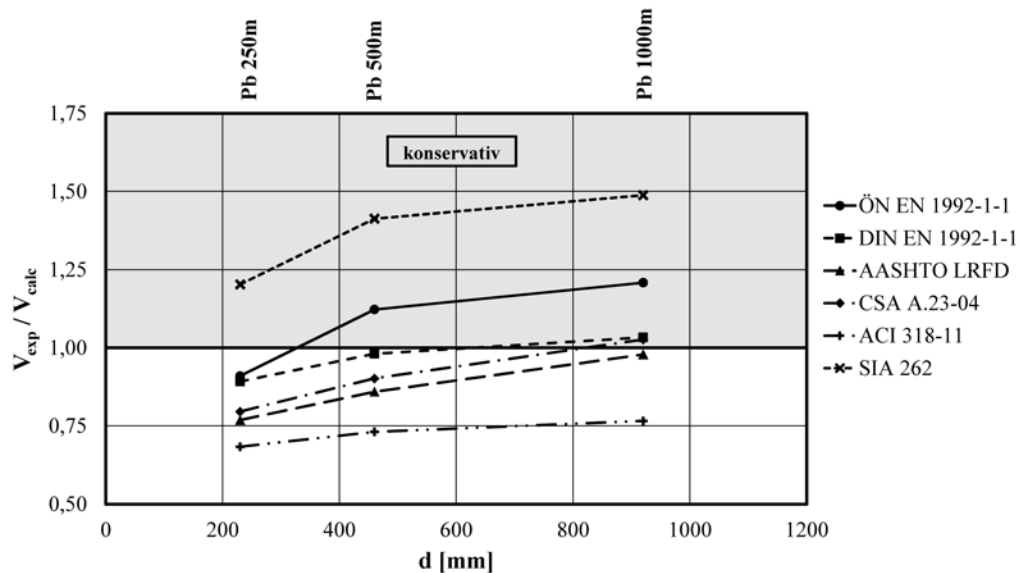


Abbildung 5.35 – Einfluss der statischen Nutzhöhe d auf V_{exp}/V_{calc} anhand der ausgewählten Versuche $Pb250m$, $Pb500m$ und $Pb1000m$ von Huber (2013) [47]

Die in Abbildung 5.35 ausgewählten Versuche von Huber [47] zeigen jedoch eine Tendenz auf die sichere Seite. An dieser Stelle sei erwähnt, dass der bei den Versuchsdurchführungen auftretende Risswinkel einen entscheidenden Einfluss auf die erzielte Querkraft besaß. Dieser bestimmt nämlich, die Anzahl der Bügel, welche zur Querkraftabtragung aktiviert werden können. Der tatsächliche Rissverlauf ist bei Bauteilen mit Querkraftbewehrung oftmals willkürlich. Daher resultieren im Allgemeinen große Streuungen bei den Versuchsergebnissen. Die Versuchsserie von Huber [47] konnte die Nichtberücksichtigung eines Maßstabeffektes größtenteils bestätigen.

KAPITEL 5. BEURTEILUNG DER QUERKRAFTTRAGFÄHIGKEIT ANHAND VON DATENBANKEN

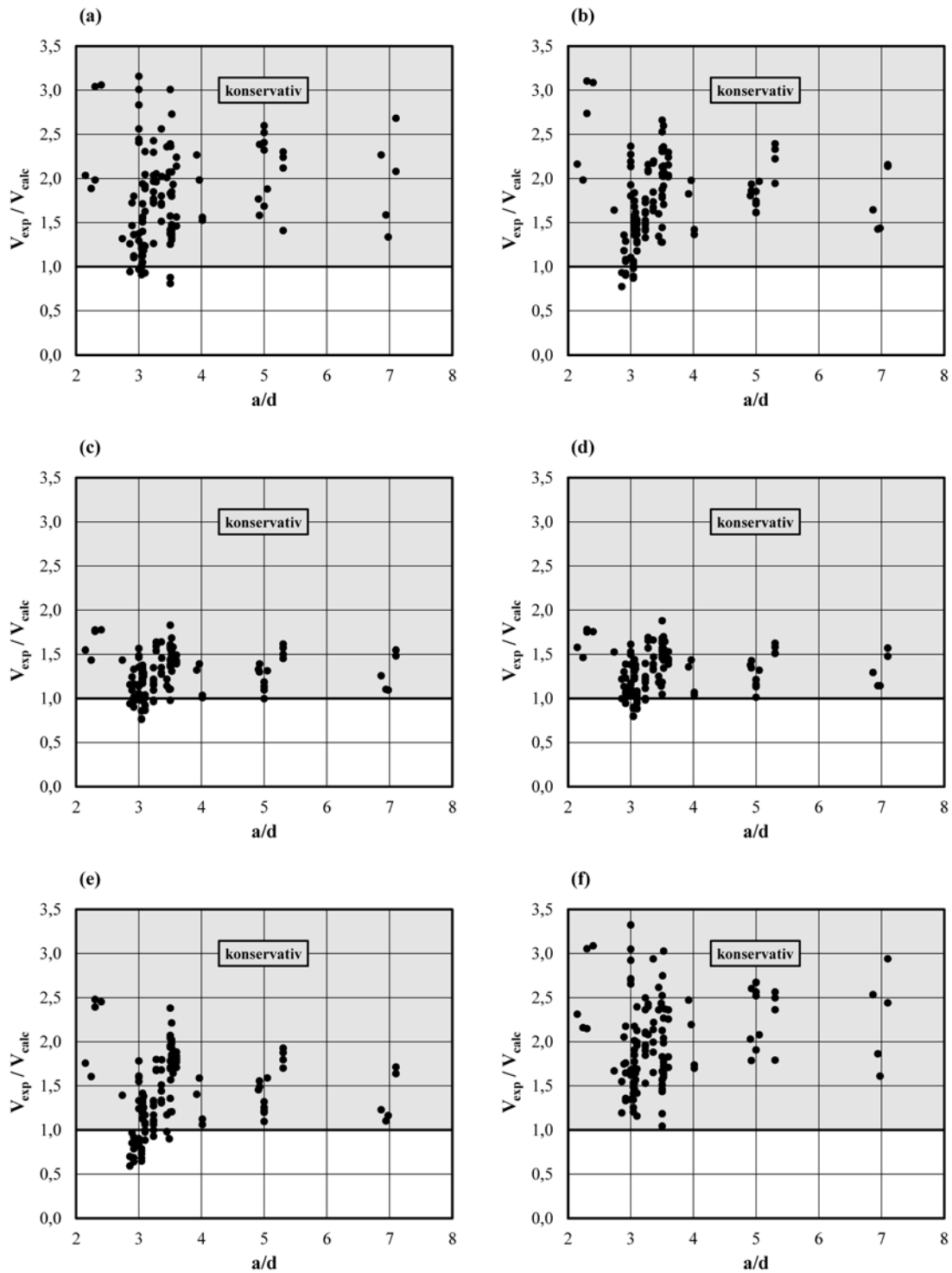


Abbildung 5.36 – Einfluss der Schubslankheit a/d auf das Verhältnis der in den Versuchen erreichten Querkrafttragfähigkeit V_{exp} zur berechneten Querkrafttragfähigkeit V_{calc} gemäß:

- | | |
|---------------------|----------------------|
| (a) ÖN EN 1992-1-1; | (b) DIN EN 1992-1-1; |
| (c) AASHTO LRFD; | (d) CSA A.23-04; |
| (e) ACI 318-11; | (f) SIA 262. |

5.3. BEURTEILUNG DER QUERKRAFTTRAGFÄHIGKEIT VON BAUTEILEN MIT QUERKRAFTBEWEHRUNG

In Abbildung 5.36 ist zu erkennen, dass die Ergebnisse aller Bemessungskonzepte relativ unregelmäßig über den gesamten untersuchten Bereich verlaufen. Somit kann im ersten Moment keine unmittelbare Beeinflussung der Ergebniswerte durch die Schubslankheit a/d bzw. der kombinierten Beanspruchung durch Biegung und Querkraft festgestellt werden.

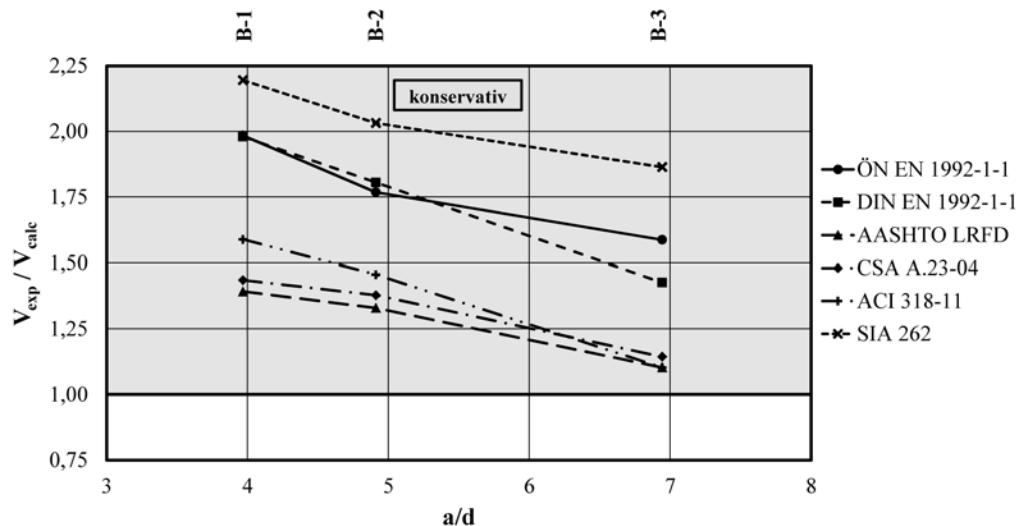


Abbildung 5.37 – Einfluss der Schubslankheit a/d auf V_{exp}/V_{calc} anhand der ausgewählten Versuche B-1, B-2 und B-3 von Bresler & Scordelis [20]

Anhand den in Abbildung 5.37 ausgewählten Versuchen Bresler & Scordelis ist eine Beeinflussung der Ergebniswerte durch die Schubslankheit a/d zu beobachten. Mit zunehmender Schubslankheit a/d tendieren die Werte aller Bemessungskonzepte relativ stark auf die unsichere Seite, liegen jedoch alle über 1,0. Somit ist offensichtlich, dass bei allen angeführten Bemessungsverfahren der Einfluss der Schubslankheit a/d nicht genau erfasst wird.

KAPITEL 5. BEURTEILUNG DER QUERKRAFTTRAGFÄHIGKEIT ANHAND VON DATENBANKEN

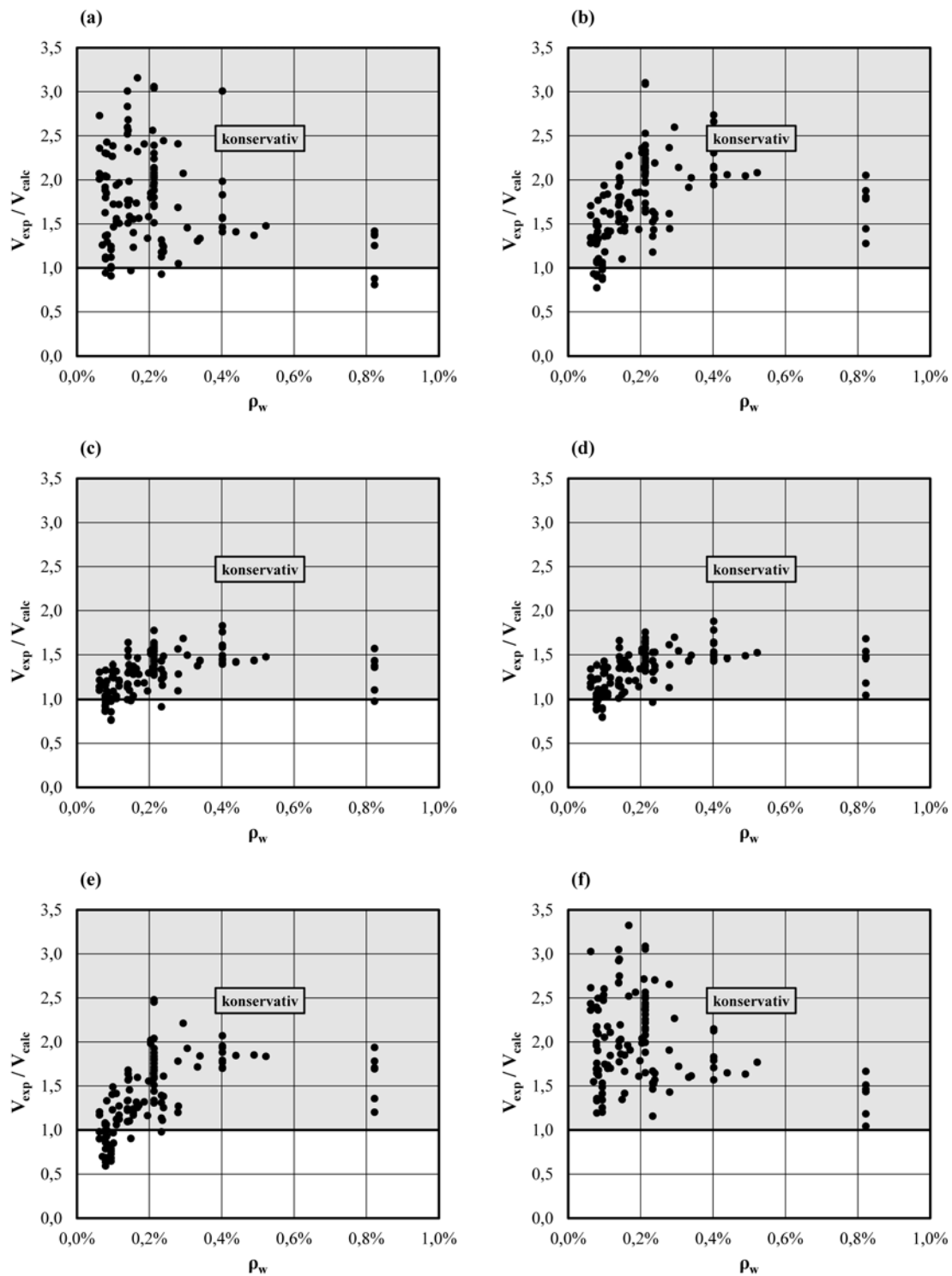


Abbildung 5.38 – Einfluss des Querkraftbewehrungsgrades ρ_w auf das Verhältnis der in den Versuchen erreichten Querkrafttragfähigkeit V_{exp} zur berechneten Querkrafttragfähigkeit V_{calc} gemäß:

- | | |
|---------------------|----------------------|
| (a) ÖN EN 1992-1-1; | (b) DIN EN 1992-1-1; |
| (c) AASHTO LRFD; | (d) CSA A.23-04; |
| (e) ACI 318-11; | (f) SIA 262. |

5.3. BEURTEILUNG DER QUERKRAFTTRAGFÄHIGKEIT VON BAUTEILEN MIT QUERKRAFTBEWEHRUNG

Abbildung 5.38 zeigt, dass ein Großteil der Versuche aus der Datenbank einen Querkraftbewehrungsgrad ρ_w von 0,05% bis 0,25% aufweisen. Außerdem ist bei allen Bemessungsverfahren mit zunehmendem Querkraftbewehrungsgrad ρ_w eine leichte Tendenz auf die sichere Seite zu erkennen.

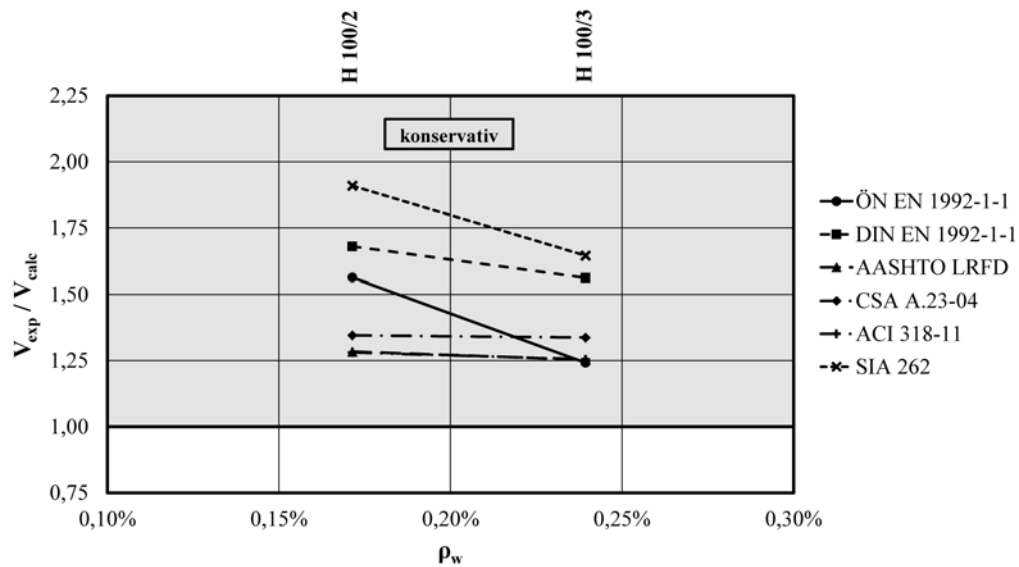


Abbildung 5.39 – Einfluss des Querkraftbewehrungsgrades ρ_w auf V_{exp}/V_{calc} anhand der ausgewählten Versuche H100/2 und H100/3 von Cladera & Mari [17]

Abbildung 5.39, in welcher die Versuche H100/2 und H100/3 von Cladera & Mari dargestellt sind, verdeutlicht, dass bei dieser Versuchsreihe jene Bemessungsverfahren, welche einen additiven Betontraganteil berücksichtigen (AASHTO LRFD, CSA A.23-04, ACI 318-11) den Einfluss des Querkraftbewehrungsgrad ρ_w auf die Querkrafttragfähigkeit offensichtlich gut erfassen, da diese Tendenzlinien einen horizontalen Verlauf aufweisen. Die Ergebniswerte des Fachwerkmodells mit Rissreibung (DIN EN 1992-1-1), bei welchem der Betontraganteil in die Begrenzungsbedingung der Druckstrebenneigung integriert ist, liegen etwas konservativer, weisen jedoch nur eine geringe Tendenz auf die unsichere Seite auf. Hingegen ist bei den Verfahren mit veränderlicher Druckstrebenneigung (ÖN EN 1992-1-1 und SIA 262) anhand der stärker geneigten Tendenzlinie eine weniger genaue Berücksichtigung des Querkraftbewehrungsgrades ρ_w zu beobachten.

KAPITEL 5. BEURTEILUNG DER QUERKRAFTTRAGFÄHIGKEIT ANHAND VON DATENBANKEN

Kapitel 6

Zusammenfassung und Interpretation der Ergebnisse

6.1 Zusammenfassung

Um die Komplexität des Querkrafttragverhaltens von Stahlbetonbauteilen und die Vielfältigkeit der bisher entwickelten Modelltheorien und Bemessungsverfahren zur Ermittlung der Querkrafttragfähigkeit zu unterstreichen, wurden in dieser Diplomarbeit die wichtigsten Modelle und Querkraftbemessungsverfahren zusammengefasst, und anschließend anhand einer Datenbankanalyse miteinander verglichen.

Hierfür wurden zu Beginn alle auftretenden Querkrafttraganteile und alle relevanten Einflussparameter in einer umfassenden Literaturstudie beschrieben. Da sich aufgrund der Anordnung einer Querkraftbewehrung das Tragverhalten eines Stahlbetonbauteils wesentlich ändert, war eine Unterteilung in Bauteile ohne und mit Querkraftbewehrung angebracht.

Darauf folgte in Kapitel 3 die Erläuterung der Ansätze und Herleitungen ausgewählter Modellvorstellungen. Da diese Modelle die Abtragung der Querkraft vorwiegend über einen Haupttraganteil beschreiben, ließen sich alle Modellvorstellungen anhand ihrer gewählten Ansätze in unterschiedliche Kategorien einteilen. Manche dieser Theorien dienen zur Zeit als Grundlage für die Querkraftbemessung in internationalen Normen.

In Kapitel 4 wurde speziell die Entwicklung der Querkraftbemessung in Österreich erläutert, indem die Bemessungsverfahren der in Österreich aktuell gültigen Norm

(Eurocode 2) und vorangegangener Normenwerke zusammengefasst wurden. Dabei wurde auch auf die Problematik beim Vergleich der unterschiedlichen Sicherheitskonzepte (deterministisch und semiprobabilistisch) hingewiesen.

Im Hauptteil dieser Diplomarbeit wurde die Querkrafttragfähigkeit ausgewählter nationaler und internationaler Berechnungsmodelle und Bemessungsverfahren verschiedener Normenwerke untersucht. Dabei dienten am Institut für Tragkonstruktionen der TU Wien erstellte Versuchsdatenbanken als Datenbasis.

6.2 Interpretation der Ergebnisse

Anhand der durchgeführten Vergleichsstudien zeigte sich, dass sich anhand der bisher entwickelten Modelltheorien und Bemessungsverfahren die Querkrafttragfähigkeit von Stahlbetonbauteilen ohne Querkraftbewehrung (Ermittlung der Schubbrisslast) gut beschreiben lässt. Dies kann auf die größere Anzahl von Versuchen bei Bauteilen ohne Querkraftbewehrung zurückgeführt werden. Die Vergleichsstudie von alten und neuen Normen in Österreich hat gezeigt, dass die Querkraftbemessung von Bauteilen ohne Schubbewehrung in der Vergangenheit unkonservativer erfolgte. Der Hauptgrund dafür ist, dass bei der Ermittlung der zulässigen Schubspannungen der Maßstabeffekt und kleine Längsbewehrungsgrade nicht berücksichtigt wurden.

Weiters hat sich herausgestellt, dass jene Bemessungsverfahren, welche mehrere Einflussparameter in ihrer Berechnungsformel berücksichtigen, über den gesamten untersuchten Bereich genauere Ergebnisse liefern und somit eine zutreffendere Formulierung beschreiben. Jedoch eignen sich überschlagsmäßige Berechnungsverfahren für bestimmte Teilbereiche sehr gut. Außerdem zeichnen sie sich durch ihre einfache Anwendung aus.

Bei den Bemessungsverfahren von Bauteilen mit Querkraftbewehrung konnte in Abhängigkeit der verwendeten Modellkategorien (z. B.: Fachwerkmodell mit Rissreibung) große Unterschiede ausgemacht werden. Hierbei liefern Theorien, welche einen zusätzlichen Betontraganteil berücksichtigen, genauere Ergebnisse. Hingegen dazu liegen die Ergebniswerte der Mörsch'schen Fachwerkanalogie, die in der Vergangenheit zur Querkraftbemessung von Bauteilen mit Schubbewehrung verwendet wurde, eindeutig auf der konservativen Seite. Auch die Verfahren mit veränderlicher Druckstrebenneigung stellen ein auf der sicheren Seite liegendes Bemessungskonzept dar. Da in Österreich heutzutage die Querkraftbemessung von Bauteilen

mit Querkraftbewehrung mithilfe des Fachwerks mit veränderlicher Druckstrebenneigung durchgeführt wird und in der Vergangenheit nach dem konservativeren Mörsch'schen Fachwerkmodell erfolgte, ergeben sich Tragreserven, welche bei Nachrechnungen von Tragwerken von Vorteil sind.

6.3 Ausblick

Meiner Meinung nach wird noch viel Forschungsarbeit notwendig sein, um alle Tragmechanismen und Einflussparameter ausreichend genau zu erfassen und somit das Querkrafttragverhalten von Stahlbetonbauteilen genauer beschreiben zu können.

Nach heutigem Wissensstand können die Ansätze zur Bestimmung des Querkraftwiderstandes eines Stahlbetonbauteils ausschließlich rein empirisch oder teilweise empirisch mit mechanisch begründetem Hintergrund hergeleitet werden. Vielleicht gelingt jedoch schon bereits in naher Zukunft der Durchbruch, und es wird ein mechanisch begründetes Bemessungskonzept erarbeitet, welches globale Anerkennung findet.

KAPITEL 6. ZUSAMMENFASSUNG UND INTERPRETATION DER ERGEBNISSE

Literaturverzeichnis

- [1] DIN 1045-1. *Tragwerke aus Beton, Stahlbeton und Spannbeton - Teil 1: Bemessung und Konstruktion*. DIN Deutsches Institut für Normung, 2008.
- [2] DIN EN 1992-1-1. *Eurocode 2: Bemessung und Konstruktion von Stahlbeton- und Spannbetontragwerken - Teil 1-1: Allgemeine Bemessungsregeln und Regeln für den Hochbau; Deutsche Fassung EN 1992-1-1:2004 + AC:2010*. DIN Deutsches Institut für Normung, 2011.
- [3] ÖNORM B 1992-1-1. *Eurocode 2: Bemessung und Konstruktion von Stahlbeton- und Spannbetontragwerken - Teil 1-1: Allgemeine Bemessungsregeln und Regeln für den Hochbau - Nationale Festlegungen zu ÖNORM EN 1992-1-1, nationale Erläuterungen und nationale Ergänzungen*. Österreichisches Normungsinstitut, Wien, 2011.
- [4] ÖNORM EN 1992-1-1. *Eurocode 2: Bemessung und Konstruktion von Stahlbeton- und Spannbetontragwerken - Teil 1-1: Allgemeine Bemessungsregeln und Regeln für den Hochbau*. Österreichisches Normungsinstitut, Wien, 2011.
- [5] DIN EN 1992-1-1/NA. *Nationaler Anhang - National festgelegte Parameter - Eurocode 2: Bemessung und Konstruktion von Stahlbeton- und Spannbetontragwerken - Teil 1-1: Allgemeine Bemessungsregeln und Regeln für den Hochbau*. DIN Deutsches Institut für Normung, 2011.
- [6] ONR 24008. *Bewertung der Tragfähigkeit bestehender Eisenbahn- und Straßenbrücken*. ON-Komitee 014 "Brückenbau - Allgemeines", 2006.
- [7] ACI Committee 318. *Building Code Requirements for Structural Concrete (ACI 318M-11)*. American Concrete Institute, Farmington Hills, Mich., 2011.

LITERATURVERZEICHNIS

- [8] ÖNORM B 4200-4. *Stahlbetontragwerke; Berechnung und Ausführung*. Österreichisches Normungsinstitut, Wien, 1957.
- [9] ÖNORM B 4200-8. *Stahlbetontragwerke; Berechnung und Ausführung*. Österreichisches Normungsinstitut, Wien, 1996.
- [10] ÖNORM B 4202. *Berechnung und Ausführung der Tragwerke; Massivbau; Straßenbrücken*. Österreichisches Normungsinstitut, Wien, 1958.
- [11] ÖNORM B 4700. *Stahlbetontragwerke - EUROCODE-nahe Berechnung; Bemessung und konstruktive Durchbildung*. Österreichisches Normungsinstitut, Wien, 2001.
- [12] Hillerborg A. *Analysis of one Single Crack in Fracture Mechanics of Concrete*. F. H. Wittmann, Elsevier Scienc Publishers, Amsterdam, 1983.
- [13] Johnson M. K. & Ramirez J. A. *Minimum Shear Reinforcement in Beams with higher Strength Concrete*. Structural Engineering CE-STR-88-22, 1988.
- [14] Muttoni A. *Die Anwendbarkeit der Plastizitätstheorie in der Bemessung von Stahlbeton*. IBK Bericht 176, Birkhäuser Verlag, Basel, 1990.
- [15] Muttoni A. *Betonbau, Einführung in die SIA 262, Bauteile ohne Querkraftbewehrung*. Auszug der Dokumentation D 0182, Schweizerischer Ingenieur- und Architektenverein, Zürich, 2003.
- [16] CSA Committee A23.3. *Design of Concrete Structures (CSA A23.3-04)*. Canadian Standards Association, Mississauga, 2004.
- [17] Cladera A. & Mari A.R. *Experimental study on high-strength concrete beams failing in shear*. Engineering Structures 27, 1519-1527, 2005.
- [18] Sigrist V. & Hackbarth B. *Querkrafttragfähigkeit von Stahlbetonträgern*. Beton- und Stahlbetonbau 105, Heft 11; Verlag Ernst & Sohn, Berlin, 2010.
- [19] Thürlimann B. *Shear Strength of Reinforced and Prestressed Concrete Beams*. CEB-Bulletin, No. 126, Paris, June 1978.
- [20] Bresler B. & Scordelis A. C. *Shear Strength of Reinforced Concrete Beams*. Journal of the American Concrete Institute, January 1963.

- [21] Mphonde A. G. & Frantz G. C. *Shear Tests of High- and Low-Strength Concrete Beams Without Stirrups*. ACI Structural Journal, V. 81, No. 4, July-August 1984.
- [22] Walraven J. C. *Aggregate Interlock: A theoretical and experimental analysis; Dissertation*. Delft University Press, 1980.
- [23] Zararis D. & Papadakis G. Ch. *Diagonal Shear Failure and Size Effect in RC Beams without Web Reinforcement*. Journal of the Structural Engineering, July 2001.
- [24] Collins M. & Mitchell D. *Prestressed Concrete Structures*. Prentice-Hall, Englewood Cliffs, N.Y., 1991.
- [25] Comité Euro-International du Béton (CEB): CEB-FIP. *Model Code for Concrete Structures*. London, 1978.
- [26] Comité Euro-International du Béton (CEB): CEB-FIP. *Model Code 1990*. Bulletin d'Information No. 213-214. Thomas Telford Services, London, 1993.
- [27] Mörsch E. *Der Eisenbeton, seine Theorie und Anwendung*. Stuttgart, Verlag von Konrad Wittwer, 1922.
- [28] Muttoni A. & Ruiz M. F. *Shear Strength of Members without Transverse Reinforcement as Function of Critical Shear Crack Width*. ACI Structural Journal, March-April 2008.
- [29] Kollegger J. & Mehlhorn G. *Experimentelle Untersuchungen zur Bestimmung der Druckfestigkeit des gerissenen Stahlbetons bei einer Querkzugbeanspruchung*. Deutscher Ausschuss für Stahlbeton (DAfStb), Heft 413, Berlin, 1990.
- [30] Rimmel G. *Zum Zug- und Schubtragverhalten von Bauteilen aus hochfestem Beton*. Deutscher Ausschuss für Stahlbeton (DAfStb), Heft 151 der Schriftenreihe. Verlag Ernst & Sohn, Berlin, 1994.
- [31] Zilch K. & Zehetmaier G. *Bemessung im konstruktiven Betonbau*. Springer, 2005.
- [32] Baumann T. & Rüschi H. *Versuche zum Stadium der Verdübelungswirkung der Biegezugbewehrung eines Stahlbetonbalkens*. Deutscher Ausschuss für Stahlbeton (DAfStb), Heft 210 der Schriftenreihe. Verlag Ernst & Sohn, Berlin, 1970.

LITERATURVERZEICHNIS

- [33] Kupfer H. *Erweiterung der Mörsch'schen Fachwerkanalogie mithilfe des Prinzips vom Minimum der Formänderungsarbeit*. CEB - Bulletin, Nr. 40, 1964.
- [34] Specht M. & Scholz H. *Ein durchgängiges Ingenieurmodell zu Bestimmung der Querkrafttragfähigkeit im Bruchzustand von Bauteilen mit und ohne Vorspannung*. Deutscher Ausschuss für Stahlbeton, Heft 453, Beuth Verlag, Berlin, 1995.
- [35] Kani G. N. J. *The riddle of shear failure and its solution*. Journal of the American Concrete Institute, 1964.
- [36] Kani G. N. J. *Basic Facts Concerning Shear Failure*. Journal of the American Concrete Institute, 1966.
- [37] Kani G. N. J. *How Safe are Our Large Reinforced Concrete Beams?* Journal of the American Concrete Institute, 1967.
- [38] Kollegger J. *Skriptum Betonbau 1, 4. Auflage*. Institut für Tragkonstruktionen, TU Wien, 2010.
- [39] Tureyen A. K. & Frosch R. J. *Concrete Shear Strength: Another Perspective*. ACI Structural Journal, September-October 2003.
- [40] Fischer O. ; Müller A. ; Lechner T. ; Wild M. & Kessner K. *Ergebnisse und Erkenntnisse zu durchgeführten Nachrechnungen von Betonbrücken in Deutschland*. Beton- und Stahlbetonbau 109, Heft 2; Verlag Ernst & Sohn, Berlin, 2014.
- [41] Reineck K.-H. *Ein mechanisches Modell für den Querkraftbereich von Stahlbetonbauteilen*. Dissertation Universität Stuttgart, 1990.
- [42] AASHTO LRFD. *Bridge Design Specifications and Commentary - Fifth Edition*. American Association of State Highway and Transportation Officials, Washington D.C., 2010.
- [43] Zink M. *Zum Biegeschubversagen schlanker Bauteile aus Hochleistungsbeton mit Vorspannung ohne Verbund; Dissertation*. Universität Leipzig, 2000.
- [44] Angelakos D. ; Bentz E. C. & Collins M. P. *Effect of Concrete Strength and Minimum Stirrups on Shear Strength of Large Members*. ACI Structural Journal, V. 98, No. 3, May-June 2001.

- [45] Bazant Z. P. *Fracturing Truss Model: Size Effect in Shear Failure of Reinforced Concrete*. ASCE Journal of Engineering Mechanics; Vol. 123, No. 12, 1997.
- [46] Bentz E. C. ; Vecchio F. J. & Collins M. P. *Simplified Modified Compression Field Theory for Calculating Shear Strength of Reinforced Concrete Elements*. ACI Structural Journal, V. 103, No. 4, July-August 2006.
- [47] Huber P. *Modell zur Bewertung der Querkrafttragfähigkeit von bestehenden Brückentragwerken (in Bearbeitung), Dissertation*. TU Wien, 2014.
- [48] Sherwood E. G. ; Lubell A. S. ; Bentz E. C. & Collins M. P. *One-Way Shear Strength of Thick Slabs and Wide Beams*. ACI Structural Journal, V. 103, No. 6, November-December 2006.
- [49] Vecchio F. J. & Collins M. P. *The Modified Compression Field Theory for Reinforced Concrete Elements Subjected to Shear*. ACI Journal Proceedings 83 (2): S. 219-231, 1986.
- [50] Bazant Z. P. & Yu Q. *Designing Against Size Effect on Shear Strength of Reinforced Concrete Beams Without Stirrups, I. Formulation, II. Verification and Calibration*. Journal of Structural Engineering; Vol. 131, No. 12, 2005.
- [51] Leonhardt F. & Walther R. *Schubversuche an einfeldrigen Stahlbetonbalken mit und ohne Schubbewehrung zur Ermittlung der Schubtragfähigkeit und der oberen Schubspannungsgrenze*. Deutscher Ausschuss für Stahlbeton (DAfStb), Heft 151 der Schriftenreihe. Verlag Ernst & Sohn, Berlin, 1962.
- [52] Leonhardt F. & Walther R. *Versuche an Plattenbalken mit hoher Schubbeanspruchung*. Deutscher Ausschuss für Stahlbeton (DAfStb), Heft 152 der Schriftenreihe. Verlag Ernst & Sohn, Berlin, 1962.
- [53] Bahl N. S. *Über den Einfluss der Balkenhöhe auf die Schubtragfähigkeit von einfeldrigen Stahlbetonbalken mit und ohne Schubbewehrung*. Schriftenreihe des Otto-Graf-Instituts, Nr. 35, Stuttgart, 1968.
- [54] Hegger J. & Görtz S. *Zum Schubrissverhalten von Stahlbeton- und Spannbetonbalken aus Normal- und Hochleistungsbeton*. Rheinisch-Westfälische Technische Hochschule Aachen, Dissertation, 2004.
- [55] Latte S. *Zur Tragfähigkeit von Stahlbeton-Fahrbahnplatten ohne Querkraftbewehrung, Dissertation*. Technischen Universität Hamburg-Harburg, 2010.

LITERATURVERZEICHNIS

- [56] SIA. *SIA 262:2013 - Betonbau*. Schweizerischer Ingenieur- und Architektenverein, 102 p., Zürich, Schweiz, 2013.
- [57] Fenwick K. R. & Paulay T. *Mechanisms of Shear Resistance of Concrete Beams*. ACI Structural Journal 94 (10): S. 2325-2350, 1968.
- [58] Hasegawa T. ; Shioya T. & Okada T. *Size Effect on Splitting Tensile Strength of Concrete*. Proc., Japan Concrete Institute, 7thConf., 309-312, 1985.
- [59] Huber P. ; Schweighofer A. ; Kollegger J. ; Brunner H. & Karigl W. *Vergleich der rechnerischen Querkrafttragfähigkeit von Bestandsbrücken nach Eurocode 2 und fib Model Code 2010*. Beton- und Stahlbetonbau 107, Heft 7; Verlag Ernst & Sohn, Berlin, 2012.
- [60] Krefeld W. J. & Thurston C. W. *Studies of the Shear and Diagonal Tension Strength of Simply Supported Reinforced Concrete Beams*. Journal of the American Concrete Institute, April 1966.
- [61] Nielsen M.P. & Braestrup M. W. *Plastic Shear Strength of Reinforced Concrete Beams*. Bygningsstatistiske Meddelelser, Denmark, V.46, No.3, 1975.

Abbildungsverzeichnis

1.1	Spannbetondurchlaufträger mit rechnerischem Querkraftdefizit - prozentuale Übersicht der Bauwerke je Altersklasse [40]	2
2.1	(a) Schnittgrößen am Balken; (b) Schnittkräfte an einem infinitesimalen Stabelement [31]	5
2.2	Hauptspannungstrajektorien eines Einfeldträgers im Zustand I [38] . .	7
2.3	Hauptspannungstrajektorien eines Einfeldträgers im Zustand I [31] . .	8
2.4	Tragmechanismen im Zustand II	9
2.5	Rechteckquerschnitt im Zustand II	10
2.6	Spannungen durch die Rissverzahnung [31]	11
2.7	Rissprozesszone [55]	13
2.8	Wirkungsweise der Dübelwirkung der Längsbewehrung [31]	15
2.9	Sprengwerkwirkung bei Einzellast [31]	17
2.10	Schubtal nach Kani [36]	18
2.11	Rissbilder von Balken mit unterschiedlichen Höhen bei Kani [37] . .	21
2.12	Kraftkomponenten bei veränderlicher Höhe [38]	22
2.13	Auswirkungen der Gurtneigungen auf V_{Ed} [31]	23
2.14	Zahnmodell zur Beschreibung des Tragverhaltens von Bauteilen ohne Querkraftbewehrung [31]	25
2.15	Biegeschubversagen ohne Schubbewehrung [31]	26
2.16	Schubzugbruch ohne Schubbewehrung [31]	27
2.17	Verankerungsversagen [31]	27

ABBILDUNGSVERZEICHNIS

2.18	Arten der Querkraftbewehrung [31]	28
2.19	Fachwerkanalogie nach Mörsch [38]	29
2.20	Vergleich der Spannungen aus den Versuchen und der klassischen Fachwerkanalogie nach Mörsch [38]	30
2.21	Ermittlung der Strebenkräfte [31]	31
2.22	Biegeschubversagen mit Schubbewehrung [31]	33
2.23	Schubzugbruch [31]	34
2.24	Druckstrebenversagen [31]	34
3.1	Stabwerkmodelle nach der Plastizitätstheorie [31]	40
3.2	Kombiniertes Bogen-Fachwerk-Modell von Specht und Scholz [34] . .	41
3.3	Zahnmodell nach Reineck [55]	42
3.4	Schubfeld mit idealisierter Verbundwirkung [43]	44
3.5	Querkraftanteile im Zustand II nach der Dübelformel [43]	45
3.6	Schubfeld mit lokal geschwächter Verbundwirkung [43]	46
3.7	Querkraftanteile bei ausgefallener Verbundwirkung [43]	47
3.8	Modellvorstellung [39]	50
3.9	Spannungsverteilung im Bereich eines Risses [39]	51
3.10	Spannungsverteilung im Bereich zwischen den Rissen [39]	52
3.11	Ausgangsbasis des Modells von Zararis und Papadakis [23]	54
3.12	Gleichgewicht am Balken [23]	56
3.13	Normalspannungsverteilung am Versagensriss [23]	56
3.14	Sprengwerk und Bogenwirkung [28]	59
3.15	Lage und Längsdehnung im kritischen Bereichs nach Muttoni [28] . .	61
3.16	Formelzusammenstellung der Modified Compression Field Theory [46]	64
3.17	Querkrafttragfähigkeit eines Stahlbetonträgers nach der Simplified Modified Compression Field Theory [46]	67
3.18	Querkrafttragfähigkeit eines Stahlbetonträgers nach der Simplified Modified Compression Field Theory [46]	69

3.19	Fracturing Truss Model [45]	71
3.20	a) Unterteilung eines Trägers, b) herausgeschnittenes Scheibenelement [18]	77
3.21	Erläuterung des 3-stufigen Verfahrens [18]	81
3.22	Darstellung des Berechnungsverfahrens am Platizitätskreis [54]	82
3.23	Querkraftanteile bei ausgefallener Verbundwirkung [54]	84
3.24	Durch die Vorspannung begünstigte Sprengwerkwirkung [54]	85
4.1	Normenentwicklung für Straßenbrücken in Österreich	90
4.2	Fachwerkmodell zur Berechnung des Widerstandes von Trägerstegen gegen Querkraft [11]	96
4.3	Definition der anrechenbaren Biegezugbewehrung A_s [11]	101
4.4	Querkraftkomponente für Bauteile mit geneigten Gurten [4]	102
4.5	Definition von A_{st} [4]	104
4.6	Fachwerkmodell und Formelzeichen für Bauteile mit Querkraftbewehrung [4]	105
4.7	Vergleich der rechnerischen Querkrafttragfähigkeit von Fahrbahnplatten nach ÖNORM EN 1992-1-1 [4] und ÖNORM B 4200 [8]	110
5.1	Vorgehensweise bei der Beurteilung der Querkrafttragfähigkeit	116
5.2	Darstellung der in den Versuchen erreichten Querkrafttragfähigkeit V_{exp} in Bezug auf die berechnete Querkrafttragfähigkeit V_{calc} von: (a) Zink; (b) Bentz, Vecchio & Collins; (c) Tureyen & Frosch; (d) Muttoni; (e) Zararis & Papadakis; (f) Bažant & Yu.	121
5.3	Einfluss der statischen Nutzhöhe d auf das Verhältnis der in den Versuchen erreichten Querkrafttragfähigkeit V_{exp} zur berechneten Querkrafttragfähigkeit V_{calc} gemäß: (a) Zink; (b) Bentz, Vecchio & Collins; (c) Tureyen & Frosch; (d) Muttoni; (e) Zararis & Papadakis; (f) Bažant & Yu.	123

ABBILDUNGSVERZEICHNIS

- 5.4 Einfluss der statischen Nutzhöhe d auf V_{exp}/V_{calc} anhand der ausgewählten Versuche B1, B2, B3 und B4 von Bahl [53] 124
- 5.5 Einfluss der Schubslankheit a/d auf das Verhältnis der in den Versuchen erreichten Querkrafttragfähigkeit V_{exp} zur berechneten Querkrafttragfähigkeit V_{calc} gemäß:
(a) Zink; (b) Bentz, Vecchio & Collins;
(c) Tureyen & Frosch; (d) Muttoni;
(e) Zararis & Papadakis; (f) Bažant & Yu. 125
- 5.6 Einfluss der Schubslankheit a/d auf V_{exp}/V_{calc} anhand der ausgewählten Versuche 5r, 6r, 7-2 und 8-1 von Leonhardt [51] 126
- 5.7 Einfluss des Längsbewehrungsgrades ρ_l auf das Verhältnis der in den Versuchen erreichten Querkrafttragfähigkeit V_{exp} zur berechneten Querkrafttragfähigkeit V_{calc} gemäß:
(a) Zink; (b) Bentz, Vecchio & Collins;
(c) Tureyen & Frosch; (d) Muttoni;
(e) Zararis & Papadakis; (f) Bažant & Yu. 127
- 5.8 Einfluss des Längsbewehrungsgrades ρ_l auf V_{exp}/V_{calc} anhand der ausgewählten Versuche 3CC, 4CC, 5CC und 6CC von Krefeld & Thurston [60] 128
- 5.9 Einfluss der Betondruckfestigkeit f_c auf das Verhältnis der in den Versuchen erreichten Querkrafttragfähigkeit V_{exp} zur berechneten Querkrafttragfähigkeit V_{calc} gemäß:
(a) Zink; (b) Bentz, Vecchio & Collins;
(c) Tureyen & Frosch; (d) Muttoni;
(e) Zararis & Papadakis; (f) Bažant & Yu. 129
- 5.10 Einfluss der Betondruckfestigkeit f_c auf V_{exp}/V_{calc} anhand der ausgewählten Versuche AO-3-3b, AO-7-3a und AO-7-3b von Mphonde & Frantz [21] 130
- 5.11 Einfluss der Betondruckfestigkeit f_c auf V_{exp}/V_{calc} anhand der ausgewählten Versuche DB120, DB130, DB140, DB165 und DB180 von Angelakos & Bentz [44] 131

5.12 Darstellung der in den Versuchen erreichten Querkrafttragfähigkeit V_{exp} in Bezug auf die berechnete Querkrafttragfähigkeit V_{calc} von:

(a) ÖN EN 1992-1-1;	(b) DIN EN 1992-1-1;	
(c) AASHTO LRFD;	(d) CSA A.23-04;	
(e) ACI 318-11;	(f) SIA 262.	134

5.13 Einfluss der statischen Nutzhöhe d auf das Verhältnis der in den Versuchen erreichten Querkrafttragfähigkeit V_{exp} zur berechneten Querkrafttragfähigkeit V_{calc} gemäß:

(a) ÖN EN 1992-1-1;	(b) DIN EN 1992-1-1;	
(c) AASHTO LRFD;	(d) CSA A.23-04;	
(e) ACI 318-11;	(f) SIA 262.	136

5.14 Einfluss der statischen Nutzhöhe d auf V_{exp}/V_{calc} anhand der ausgewählten Versuche B1, B2, B3 und B4 von Bahl [53] 137

5.15 Einfluss der Schubslankheit a/d auf das Verhältnis der in den Versuchen erreichten Querkrafttragfähigkeit V_{exp} zur berechneten Querkrafttragfähigkeit V_{calc} von:

(a) ÖN EN 1992-1-1;	(b) DIN EN 1992-1-1;	
(c) AASHTO LRFD;	(d) CSA A.23-04;	
(e) ACI 318-11;	(f) SIA 262.	138

5.16 Einfluss der Schubslankheit a/d auf V_{exp}/V_{calc} anhand der ausgewählten Versuche 5r, 6r, 7-2 und 8-1 von Leonhardt [51] 139

5.17 Einfluss des Längsbewehrungsgrades ρ_l auf das Verhältnis der in den Versuchen erreichten Querkrafttragfähigkeit V_{exp} zur berechneten Querkrafttragfähigkeit V_{calc} gemäß:

(a) ÖN EN 1992-1-1;	(b) DIN EN 1992-1-1;	
(c) AASHTO LRFD;	(d) CSA A.23-04;	
(e) ACI 318-11;	(f) SIA 262.	140

5.18 Einfluss des Längsbewehrungsgrades ρ_l auf V_{exp}/V_{calc} anhand der ausgewählten Versuche 3CC, 4CC, 5CC und 6CC von Krefeld & Thurston [60] 141

5.19	Einfluss der Betondruckfestigkeit f_c auf das Verhältnis der in den Versuchen erreichten Querkrafttragfähigkeit V_{exp} zur berechneten Querkrafttragfähigkeit V_{calc} gemäß:	
	(a) ÖN EN 1992-1-1;	(b) DIN EN 1992-1-1;
	(c) AASHTO LRFD;	(d) CSA A.23-04;
	(e) ACI 318-11;	(f) SIA 262. 142
5.20	Einfluss der Betondruckfestigkeit f_c auf V_{exp}/V_{calc} anhand der ausgewählten Versuche AO-3-3b, AO-7-3a und AO-7-3b von Mphonde & Frantz [21] 143	
5.21	Einfluss der Betondruckfestigkeit f_c auf V_{exp}/V_{calc} anhand der ausgewählten Versuche DB120, DB130, DB140, DB165 und DB180 von Angelakos & Bentz [44] 144	
5.22	Darstellung der in den Versuchen erreichten Querkrafttragfähigkeit V_{exp} in Bezug auf die berechnete Querkrafttragfähigkeit V_{calc} gemäß:	
	(a) ÖN EN 1992-1-1;	(b) ÖNORM B4202; 147
5.23	Einfluss der statischen Nutzhöhe d auf das Verhältnis der in den Versuchen erreichten Querkrafttragfähigkeit V_{exp} zur berechneten Querkrafttragfähigkeit V_{calc} gemäß:	
	(a) ÖN EN 1992-1-1;	(b) ÖNORM B4202; 148
5.24	Einfluss der statischen Nutzhöhe d auf V_{exp}/V_{calc} anhand der ausgewählten Versuche B1, B2, B3 und B4 von Bahl [53] 149	
5.25	Einfluss der Schubslankheit a/d auf das Verhältnis der in den Versuchen erreichten Querkrafttragfähigkeit V_{exp} zur berechneten Querkrafttragfähigkeit V_{calc} gemäß:	
	(a) ÖN EN 1992-1-1;	(b) ÖNORM B4202; 150
5.26	Einfluss der Schubslankheit a/d auf V_{exp}/V_{calc} anhand der ausgewählten Versuche 5r, 6r, 7-2 und 8-1 von Leonhardt [51] 151	
5.27	Einfluss des Längsbewehrungsgrades ρ_l auf das Verhältnis der in den Versuchen erreichten Querkrafttragfähigkeit V_{exp} zur berechneten Querkrafttragfähigkeit V_{calc} gemäß:	
	(a) ÖN EN 1992-1-1;	(b) ÖNORM B4202; 152
5.28	Einfluss des Längsbewehrungsgrades ρ_l auf V_{exp}/V_{calc} anhand der ausgewählten Versuche 3CC, 4CC, 5CC und 6CC von Krefeld & Thurston [60] 153	

5.29	Einfluss der Betondruckfestigkeit f_c auf das Verhältnis der in den Versuchen erreichten Querkrafttragfähigkeit V_{exp} zur berechneten Querkrafttragfähigkeit V_{calc} gemäß:	
	(a) ÖN EN 1992-1-1;	(b) ÖNORM B4202; 154
5.30	Einfluss der Betondruckfestigkeit f_c auf V_{exp}/V_{calc} anhand der ausgewählten Versuche DB120 und DB130 von Angelakos & Bentz [44]	. . . 155
5.31	Darstellung der in den Versuchen erreichten Querkrafttragfähigkeit V_{exp} in Bezug auf die berechnete Querkrafttragfähigkeit V_{calc} von:	
	(a) ÖN EN 1992-1-1;	(b) DIN EN 1992-1-1;
	(c) AASHTO LRFD;	(d) CSA A.23-04;
	(e) ACI 318-11;	(f) SIA 262. 158
5.32	Einfluss der Betondruckfestigkeit f_c auf das Verhältnis der in den Versuchen erreichten Querkrafttragfähigkeit V_{exp} zur berechneten Querkrafttragfähigkeit V_{calc} gemäß:	
	(a) ÖN EN 1992-1-1;	(b) DIN EN 1992-1-1;
	(c) AASHTO LRFD;	(d) CSA A.23-04;
	(e) ACI 318-11;	(f) SIA 262. 160
5.33	Einfluss der Betondruckfestigkeit f_c auf V_{exp}/V_{calc} anhand der ausgewählten Versuche 2, 7, und 4 von Johnson & Ramirez [13] 161
5.34	Einfluss der statischen Nutzhöhe d auf das Verhältnis der in den Versuchen erreichten Querkrafttragfähigkeit V_{exp} zur berechneten Querkrafttragfähigkeit V_{calc} gemäß:	
	(a) ÖN EN 1992-1-1;	(b) DIN EN 1992-1-1;
	(c) AASHTO LRFD;	(d) CSA A.23-04;
	(e) ACI 318-11;	(f) SIA 262. 162
5.35	Einfluss der statischen Nutzhöhe d auf V_{exp}/V_{calc} anhand der ausgewählten Versuche Pb250m, Pb500m und Pb1000m von Huber (2013) [47] 163
5.36	Einfluss der Schubslankheit a/d auf das Verhältnis der in den Versuchen erreichten Querkrafttragfähigkeit V_{exp} zur berechneten Querkrafttragfähigkeit V_{calc} gemäß:	
	(a) ÖN EN 1992-1-1;	(b) DIN EN 1992-1-1;
	(c) AASHTO LRFD;	(d) CSA A.23-04;
	(e) ACI 318-11;	(f) SIA 262. 164

ABBILDUNGSVERZEICHNIS

- 5.37 Einfluss der Schubslankheit a/d auf V_{exp}/V_{calc} anhand der ausgewählten Versuche B-1, B-2 und B-3 von Bresler & Scordelis [20] . . . 165
- 5.38 Einfluss des Querkraftbewehrungsgrades ρ_w auf das Verhältnis der in den Versuchen erreichten Querkrafttragfähigkeit V_{exp} zur berechneten Querkrafttragfähigkeit V_{calc} gemäß:
- (a) ÖN EN 1992-1-1; (b) DIN EN 1992-1-1;
 - (c) AASHTO LRFD; (d) CSA A.23-04;
 - (e) ACI 318-11; (f) SIA 262. 166
- 5.39 Einfluss des Querkraftbewehrungsgrades ρ_w auf V_{exp}/V_{calc} anhand der ausgewählten Versuche H100/2 und H100/3 von Cladera & Mari [17] 167

Tabellenverzeichnis

4.1	zulässige Spannungen für Beton in N/mm ²	93
4.2	τ_1 -Werte [9]	94
5.1	Formelzusammenstellung einzelner Modellvorstellungen zur Berechnung der Querkrafttragfähigkeit von Bauteilen ohne Querkraftbewehrung	120
5.2	Statistische Vergleichswerte der Modelle zufolge einer Datenbasis von 283 Versuchen	122
5.3	Formelzusammenstellung von internationalen Normen zur Berechnung der Querkrafttragfähigkeit von Bauteilen ohne Querkraftbewehrung	133
5.4	Statistische Vergleichswerte der Normen zufolge einer Datenbasis von 283 Versuchen	135
5.5	Umrechnung	146
5.6	Statistische Vergleichswerte der Normen zufolge einer Datenbasis von 144 Versuchen	147
5.7	Formelzusammenstellung von internationalen Normen zur Berechnung der Querkrafttragfähigkeit von Bauteilen mit Querkraftbewehrung	157
5.8	Statistische Vergleichswerte der Normen zufolge einer Datenbasis von 121 Versuchen	159