

**Überarbeitung bzw. Ergänzung
der Nachweisformate des
Eurocode 2 Teil 1 prEN1992-1
hinsichtlich Durchstanzen mit
erweiterten Randbedingungen**

T 3132

T 3132

Dieser Forschungsbericht wurde mit modernsten Hochleistungskopierern auf Einzelanfrage hergestellt.

Die Originalmanuskripte wurden reprotechnisch, jedoch nicht inhaltlich überarbeitet. Die Druckqualität hängt von der reprotechnischen Eignung des Originalmanuskriptes ab, das uns vom Autor bzw. von der Forschungsstelle zur Verfügung gestellt wurde.

© by Fraunhofer IRB Verlag

2007

ISBN 978-3-8167-7287-3

Vervielfältigung, auch auszugsweise,
nur mit ausdrücklicher Zustimmung des Verlages.

Fraunhofer IRB Verlag

Fraunhofer-Informationszentrum Raum und Bau

Postfach 80 04 69

70504 Stuttgart

Nobelstraße 12

70569 Stuttgart

Telefon (07 11) 9 70 - 25 00

Telefax (07 11) 9 70 - 25 08

E-Mail irb@irb.fraunhofer.de

www.baufachinformation.de

Abschlussbericht

für das DIBT – Forschungsvorhaben ZP 32 - 5 - 7.222 – 1046/03:

Überarbeitung bzw. Ergänzung der Nachweisformate des Eurocode 2
Teil 1 prEN 1992-1 hinsichtlich Durchstanzen mit erweiterten Randbedingungen

von

Univ.-Prof. Dr.-Ing. Dr.-Ing. E.h. Konrad Zilch

Dipl.-Ing. Gregor Hammelehle

Zusammenfassung:

Im Rahmen der Forschungsarbeit wird ein einheitliches Durchstanzmodell für nicht vorgespannte Flachdecken ohne rechnerisch erforderliche Durchstanzbewehrung entwickelt, das über geometrische und lastbedingte Standardfälle hinausreichend, allgemein anwendbar ist. Das Bemessungsmodell beruht auf dem Tragmodell der räumlichen Druckkegelschalen. Für die Ermittlung der lokalen Querkrafteinwirkungen und Schubwiderstände sowie für die Ermittlung von Ausrichtung und Größe der anrechenbaren Schubbruchflächen werden die Ergebnisse der ebenen, linear-elastischen Finite-Elemente-Plattenberechnung herangezogen.

Die Grundlage der lokalen Querkraftwiderstände bildet die ebene Querkrafttragfähigkeit nach DIN 1045-1. Darüber hinaus werden die tragfähigkeitsrelevanten Einflüsse des räumlichen Spannungszustands, der lokalen Umlagerungskapazitäten und der Einfluss einer Randverbügelung bei Rand- und Eckstützen-Verbindungen berücksichtigt.

Für das Auslesen der FE-Daten sowie für deren Weiterverarbeitung bis hin zur Beurteilung der Durchstanztragfähigkeit werden zahlreiche Arbeitsschritte erforderlich, die untereinander in Beziehung gesetzt werden müssen. Im Rahmen der vorliegenden Arbeit werden hierfür detaillierte Ablaufdiagramme erstellt. Aufgrund der Fülle an zu verarbeitenden Informationen, empfiehlt sich das vorgestellte Bemessungsverfahren vorwiegend für die programmtechnische Umsetzung.

Wie eine Gegenüberstellung des Bemessungsansatzes mit Versuchsergebnissen aufzeigen kann, kennzeichnet sich das Bemessungsverfahren für Innen-, Rand- und Eckstützen-Verbindungen zum einen durch einen hohen Grad der Vorhersagegenauigkeit und zum anderen durch eine sehr gute Abbildung der untersuchten Parametereinflüsse.

Das Bemessungsmodell kann sowohl in Verbindung mit DIN 1045-1 als auch mit EC 2 eingesetzt werden.

Inhaltsverzeichnis

1	Ausgangssituation und Problemstellung.....	1
2	Theoretische Grundlagen zum ausmittigen Durchstanzen.....	3
3	Theoretische Modelle und Normenansätze	7
3.1	Theoretische Modelle	7
3.1.1	Modelle mit Balkenanalogien.....	7
3.1.2	Rundschnittmodelle	9
3.1.3	Fachwerkmodelle	15
3.1.4	Bruchflächenmodelle.....	18
3.1.5	Modelle auf Grundlage der elastischen Plattentheorie	20
3.1.6	Sonstige Modelle	22
3.1.7	Interaktionsmodelle	23
3.1.8	Verwendung nicht-linearer Finite-Elemente-Modelle bei der Modellentwicklung.....	26
3.2	Normenansätze	27
3.2.1	EC 2	27
3.2.2	DIN 1045-1.....	30
3.2.3	Heft 525-1 [36].....	31
3.3	Vergleich theoretischer Modelle und Normenansätze mit Versuchsergebnissen.....	32
3.3.1	Einleitung	32
3.3.2	Erstellung von Versuchsdatenbanken.....	32
3.3.3	Versuchsauswertung.....	35
3.4	Zusammenfassung	48
4	Stützenschnittgrößen – ausreichend für die Beurteilung ausmittiger Durchstanzprobleme?.....	51
4.1	Vereinfachte Betrachtungen an Stabwerksystemen.....	51
4.1.1	Einachsige Systeme	51
4.1.2	Zweiachsige Systeme	53
4.2	Vereinfachte Betrachtungen an Plattensystemen.....	55
4.2.1	Einfluss unterschiedlicher Stützweiten.....	55
4.2.2	Einfluss unterschiedlicher Belastungsarten und Belastungsorte	56
4.3	Vertiefende Betrachtungen am Beispiel einer Eckstützen-Verbindung	58
4.3.1	Systemfindung, FE-Modellierung und Ersatzbalkensystem.....	58
4.3.2	Schnittgrößenermittlung für das Ersatzbalkensystem	60
4.3.3	Schnittgrößenermittlung für die FE-Platte	63

4.3.4	Einfluss der geometrischen Parameter auf die Schnittgrößenverteilung in der Platte	71
4.4	Zusammenfassung	77
5	Modellfindung.....	79
5.1	Zielinhalte des Modells.....	79
5.2	Konsequenzen für die Modellentwicklung	79
5.3	Ermittlung des theoretischen Tragmodells	80
5.3.1	Erkenntnisse aus den Versagensanalysen zentrischer Durchstanzmodelle	80
5.3.2	Übertragung der Erkenntnisse auf ausmittige Durchstanzprobleme	82
5.3.3	Zusammenfassung	92
5.4	Kombination des Tragmodells mit der ebenen FE-Berechnung	92
5.4.1	FE-Modellierung	93
5.4.2	Schubbruch	93
5.4.3	Schub-Torsions-Bruch.....	95
5.4.4	Biege-Torsions-Versagen	96
5.4.5	Zusammenfassende Erkenntnisse aus der ebenen FE-Berechnung	97
5.5	Zusammenfassung	97
6	Entwicklung eines Bemessungsmodells	99
6.1	Charakteristik des Bemessungsmodells.....	99
6.1.1	Allgemein	99
6.1.2	Modellierung der Decken-Stützen-Verbindung.....	99
6.1.3	Sektormodell.....	100
6.1.4	Bruchkriterium.....	101
6.2	Verwertung der Versuchsdaten.....	101
6.3	Sektoranalyse.....	102
6.3.1	Allgemein	102
6.3.2	Querkraftbeanspruchung $V_{E,i}$ der Druckkegelschale	102
6.3.3	Sektorbruchfläche A_i	102
6.3.4	Querkrafttragfähigkeit $V_{R,i}$ des Einzelsektors.....	110
6.4	Mittelwertbetrachtung.....	126
6.4.1	Allgemein	126
6.4.2	Versuchsdaten.....	126
6.4.3	Auswertung.....	127
6.5	Ableitung des Bemessungsniveaus	138
6.5.1	Auswertung nach DIN EN 1990, Anhang D.	138
6.5.2	Zusammenfassende Vorstellung des Bemessungsansatzes	140

7 Zusammenfassung.....	143
Literatur	149
Bezeichnungen und Abkürzungen	157
Anhang A	Programmablaufpläne (PAP's)
Anhang B	Versuchsdatenbanken
Anhang C	Versuchsauswertungen
Anhang D	Beispiele von Bruchflächenannahmen

1 Ausgangssituation und Problemstellung

Die Empfindlichkeit einer Flachdecke gegenüber Durchstanzen wird neben den Parametern wie z.B. der Plattendicke, der Betonfestigkeit und dem Längsbewehrungsgrad maßgeblich von der Lastanstrahlung im Bereich der lastaufnehmenden Stütze beeinflusst.

Innenstützen-Verbindungen in Deckensystemen mit regelmäßigem Stützenraster kennzeichnen sich, vorausgesetzt die Platte wird mit einer konstanten Flächenlast beansprucht, durch eine allseitig gleichmäßige Lastanstrahlung mit der Ausbildung eines ausgeprägten, räumlichen Spannungszustands im Lasteinleitungsbereich.

Im Gegensatz dazu erfolgt die Beanspruchung der Platte z. B. bei Rand- und Eckstützen-Verbindungen oder auch bei Innenstützen-Verbindungen unregelmäßiger Deckensysteme einseitig bzw. ungleichmäßig. Es liegen exzentrische bzw. ausmittige Durchstanzprobleme vor, bei denen zwischen Stütze und Platte zusätzlich zu den Querkraften häufig auch noch Biegemomente übertragen werden können.

Eine ausmittige Lastanstrahlung beeinflusst die Durchstanztragfähigkeit einer Decken-Stützen-Verbindung in erheblichen Maße, weil sich neben der Größe der maßgebenden Querkrafteinwirkung insbesondere auch noch die Größe des zugehörigen nominellen Querkraftwiderstands verändert.

Im Zusammenhang mit dem Streben der modernen Architektur nach filigranen und zwanglosen Gebäudestrukturen sind die Anforderungen an die Durchstanzbemessung im Verlauf der vergangenen Jahre erheblich gestiegen. Mitverantwortlich für den Trend zu komplexeren Gebäude- und Deckenstrukturen ist unter anderem die weit verbreitete Anwendung der Finiten-Elemente-Methode in der praktischen Arbeit des planenden Ingenieurs, die eine baustatische Beurteilung derartiger Systeme erst ermöglicht hat.

Im Gegensatz zur Biegebemessung und der ebenen Querkraftbemessung, die vollständig auf Grundlage der Ergebnisse der Finiten-Elemente-Berechnung und somit unter Berücksichtigung der individuellen Deckengeometrie und den zugehörigen Laststellungen durchgeführt werden, erfolgt die Bemessung der Durchstanztragfähigkeit trotz der erläuterten Empfindlichkeit hinsichtlich der Lastanstrahlung immer noch weitestgehend losgelöst.

Grundlage für die Bemessung bilden die in den Normen verankerten Nachweiskonzepte für Innen-, Rand- und Eckstützen-Verbindungen, die jedoch auf geometrische und lastabhängige Standardfälle beschränkt sind.

So regelt die DIN 1045-1 [18] den Einfluss einer nichtrotationssymmetrischen Lastanstrahlung unabhängig vom tatsächlichen Wert der Lastausmitte stark vereinfacht über die Vorgabe von konstanten Lasterhöhungsfaktoren. Zudem werden den erhöhten Querkrafteinwirkungen die unveränderten nominellen Querkraftwiderstände der zentrisch beanspruchten Innenstützen-Verbindung unter Berücksichtigung des ausgeprägten räumlichen Spannungszustands gegenübergestellt.

In EC 2 [65] wird im Hinblick auf die Ermittlung der lokalen Querkrafteinwirkungen ein erweitertes Verfahren auf Grundlage eines Rundschnittmodells mit abschnittsweise konstanter Querkraftverteilung bereitgestellt, bei dem die Auflagerreaktionen der Decke bzw. die Schnittgrößen der Stütze als Eingangswerte dienen. Auch hier werden jedoch den lokal erhöhten Einwirkungen die nominellen Querkraftwiderstände der zentrisch beanspruchten Innenstützen-Verbindung gegenübergestellt. Zudem muss die plastische Schubspannungsverteilung für den vorliegenden spröden Werkstoff kritisch hinterfragt werden.

Weder das Nachweisformat der DIN 1045-1 noch das Nachweisformat des EC 2 eignen sich, um die in der heutigen Zeit an den planenden Ingenieur gestellten Anforderungen im Zusammenhang mit der Durchstanzbemessung, umfassend erfüllen zu können. Komplexe Deckengeometrien in

Verbindung mit außergewöhnlichen Belastungen stellen weitaus ungünstigere Beanspruchungssituationen dar. Als Beispiel hierfür können z.B. stark variierende und unregelmäßige Stützweitenverhältnisse sowie die Einleitung hoher konzentrierter Einzellasten im Stützbereich aus abzufangenden Geschosstützen oder Einzelradlasten angeführt werden.

Im Rahmen des Forschungsvorhabens wird das Tragverhalten von Flachdecken im Bereich von vorwiegend nicht rotationssymmetrisch angestrahnten Decken-Stützen-Verbindungen untersucht und beurteilt. Das Ziel des Forschungsvorhabens besteht darin, ein einheitliches Durchstanzmodell sowohl für zentrisch als auch ausmittig beanspruchte Decken-Stützen-Verbindungen zu entwickeln, das eine über geometrische und lastbedingte Standardfälle hinausreichende, möglichst allgemeine Anwendbarkeit gewährleisten kann. Die gegenseitige Beeinflussung von Beanspruchung auf der einen Seite und zugehörigem Widerstand auf der anderen Seite ist Bestandteil des Modells.

Das Bemessungsmodell ist sowohl für die Anwendung im Zusammenhang mit der DIN 1045-1 als auch für die Anwendung im Zusammenhang mit dem EC 2 geeignet.

Die Ausführung im Rahmen des Forschungsvorhabens sind auf nicht vorgespannte Platten ohne rechnerisch erforderliche Durchstanzbewehrung beschränkt.

2 Theoretische Grundlagen zum ausmittigen Durchstanzen

Im Gegensatz zum zentrischen Durchstanzen kennzeichnet sich das exzentrische oder ausmittige Durchstanzen durch eine einseitig ungleichmäßige Schubkrafteinleitung entlang des Stützenumfangs. Ausmittige Beanspruchungen treten bei ausgesteiften Systemen vornehmlich im Bereich von Rand- und Eckstützen-Verbindungen auf, können aber infolge unregelmäßiger Deckengeometrien oder als Folge einer ungleichmäßigen Belastungsanordnung auch im Bereich von Innenstützen-Verbindungen auftreten.

Neben der reinen Querkraftübertragung erfolgt bei monolithischen Decken-Stützen-Verbindungen häufig die zusätzliche Übertragung eines Stützenanschlussmoments. Die Größe des Stützenanschlussmoments wird bei ausgesteiften Deckensystemen neben der Belastungsanordnung zusätzlich von den jeweiligen Steifigkeitsverhältnissen zwischen Decke und Stützen beeinflusst. Deckensysteme, bei denen sich die Stützen an der horizontalen Aussteifung beteiligen, kennzeichnen sich durch die Übertragung von vergleichsweise großen Stützenanschlussmomenten.

Vergleicht man die lokale Lastabtragung von zentrisch beanspruchten Innenstützen-Verbindungen z.B. mit der Lastabtragung im Bereich von Rand- oder Eckstützen-Verbindungen, so wird deutlich, dass sich bei Rand- und Eckstützen-Verbindungen, der für das zentrische Durchstanzen typische, räumliche Spannungszustand, aufgrund der geometrischen Vorgaben mit den freien Plattenrändern, nicht in dem Maße ausbilden kann. Dieser Sachverhalt resultiert in einer Verminderung des nominellen Querkraft- bzw. Durchstanzwiderstands und kann zunächst unabhängig von der zusätzlichen Übertragung des Stützenanschlussmoments festgestellt werden.

Die an der Übertragung des Stützenanschlussmoments beteiligten Lastabtragungsmechanismen sind in Bild 2-1 a) am Beispiel einer Randstützen-Verbindung veranschaulicht (die zugehörige Biegetragwirkung parallel zum freien Plattenrand ist nicht dargestellt). Zum Vergleich ist in Bild 2-1 b) die entsprechende Schnittgrößenübertragung im Bereich einer Rahmenecke dargestellt.

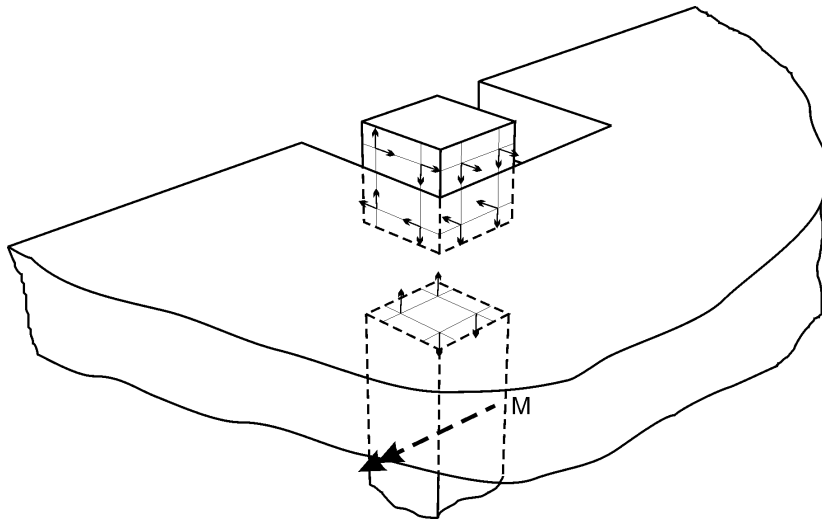
Es kann festgestellt werden, dass das Stützenanschlussmoment bei der Rahmenecke vollständig über Biegung (horizontales Kräftepaar) in den Riegel eingetragen wird. Die in Verbindung mit der Umlenkung des vertikalen in ein horizontales Kräftepaar auftretenden Schubbeanspruchungen (schräge Druckstrebe) sind auf den Bereich des Stützenkopfs beschränkt. Der Rahmenriegel (Decke) erfährt infolge der Momentenübertragung keine Querkraftbeanspruchung.

Im Gegensatz dazu erfolgt die Übertragung des Stützenanschlussmoments bei der Decken-Randstützen-Verbindung zusätzlich zu dem Biegeanteil an der Stützenfrontfläche über einen Drillmomentenanteil infolge horizontaler Kräftepaare an den Stützenseitenflächen und über einen zusätzlichen Anteil aus über den Stützenanschnitt ungleichmäßig verteilten Querkraften (vertikale Kraftanteile).

Die Querkraften aus der Momentenübertragung müssen im Falle einer kombinierten Belastung mit den Querkraften aus der reinen Querkraftübertragung überlagert werden. In Teilbereichen führt dies zu erhöhten Schubbeanspruchungen und im Umkehrschluss zu einer ungünstigen Beeinflussung der Durchstanztragfähigkeit. Der Einfluss eines Stützenanschlussmoments auf die Durchstanztragfähigkeit von Eck- und Innenstützen gilt entsprechend.

In der Literatur wird der Einfluss des Stützenanschlussmoments auf die Durchstanztragfähigkeit mit der Momenten-Querkraft-Interaktion bezeichnet und zumeist über die Lastausmitte $e = M/V$, wobei M das Stützenanschlussmoment und V die zugehörige Stützennormalkraft darstellen, bzw. über die bezogene Ausmitte e/c (c entspricht der Stützenbreite) beschrieben.

a)



b)

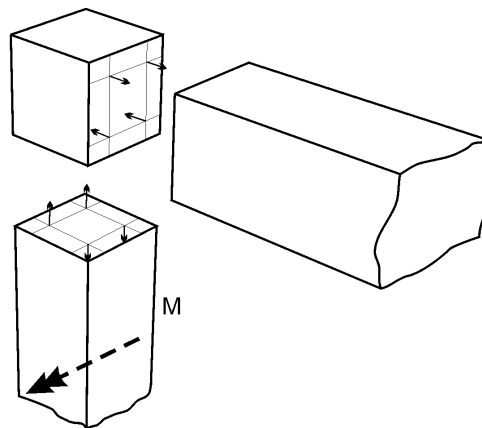


Bild 2-1: Übertragung eines Stützenanschlussmoments am Beispiel einer Randstützen-Verbindung (a) und einer Rahmenecke (b).

Neben den Auswirkungen auf die Durchstanztragfähigkeit können in Abhängigkeit der Momenten-Querkraft-Interaktion zudem unterschiedliche Versagensarten und Bruchbilder beobachtet werden.

In Bild 2-2 sind die drei, nach Kordina [46] bzw. Pöllet [64] bei Decken-Randstützen-Verbindungen grundsätzlich zu unterscheidenden, Versagensarten mit Angabe des zugehörigen Ausmittigkeitsbereichs dargestellt:

Demnach kennzeichnet sich das Versagen für bezogene Ausmitten $e/c < 0,5$ durch zwei nahezu parallel verlaufende, senkrecht zum freien Plattenrand ausgerichtete Schubbruchflächen, deren Ausbruchwinkel zur Plattenebene ca. 45° beträgt. Das Versagen ist spröde und tritt ohne Vorankündigung auf. Die Ursache für das weitestgehend ebene Querkraftversagen liegt darin, dass die Lasteinleitung bei geringen Ausmitten aufgrund der dominierenden Durchlaufwirkung parallel zum freien Plattenrand vorwiegend über die beiden Stützenseitenflächen erfolgt.

Erst mit zunehmender Ausmitte werden die weiter innenliegenden Plattenbereiche für die Lastabtragung mobilisiert, die Lastabtragung im Bereich der Stützenseitenfläche erfolgt zunehmend über Torsion. Die umlaufende Bruchfläche ähnelt bei Ausmitten im Bereich von $e/c \approx 1,0$ dem vom zentrischen Durchstanzen her bekannten Ausbruchkegel. Die Neigung der

Ausbruchflächen in Schnittebene beträgt ca. 30°. In Anlehnung an die an der Lastabtragung beteiligten Traganteile wird das Versagen mit einem Schubtorsionsbruch bezeichnet.

Wird die Belastungsausmitte weiter gesteigert, dominiert die Torsionsabtragung an den Stützensseitenflächen bzw. die Biegetragwirkung an der Stützenfrontfläche. Das Versagen kennzeichnet sich bei bezogenen Ausmitten von $e/c \approx 2,0$ durch einen Biegebruch an der Stützenfrontfläche und zwei von den Stützeninnenecken ausgehenden und sich zu den freien Plattenrändern fortpflanzenden Bruchflächen infolge der Torsionstragwirkung. Das Versagen kündigt sich aufgrund der großen Biegebeanspruchung durch das Fließen der Längsbewehrung und den damit verbundenen Verformungen an.

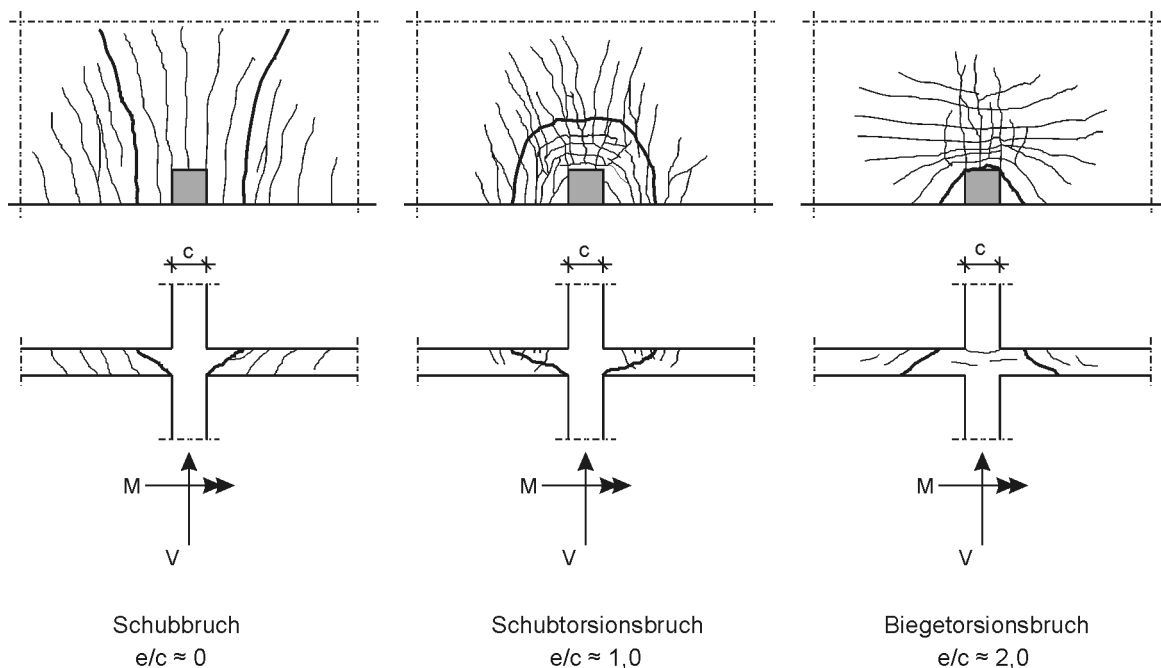


Bild 2-2: Einfluss der bezogenen Belastungsausmitte e/c auf das Versagensbild von Randstützen-Verbindungen (aus [37]).

Zum Durchstanzen von Flachdecken im Bereich von Rand- und Eckstützen-Verbindungen sowie ausmittig beanspruchten Innenstützen-Verbindungen ohne Schubbewehrung sind zahlreiche Versuchsreihen veröffentlicht worden. Eine ausführliche Vorstellung und Beurteilung von theoretischen Modellen und Normenansätzen vor allem für die Bemessung im Bereich von Rand- und Eckstützen-Verbindungen wird im nächsten Kapitel angestellt. Weitere Zusammenstellungen zum ausmittigen Durchstanzen können bei Kordina[46] bzw. bei Vocke [78] eingesehen werden.

Zur Steigerung der Durchstanztragfähigkeit bzw. zur Erzielung eines duktileren Tragverhaltens werden Flachdecken auch im Bereich von Rand- und Eckstützen häufig mit Durchstanzbewehrung versehen. Vergleichbar zum zentrischen Durchstanzen ist ein Versagen im Bereich des Stützenanschnitts auf Maximallastniveau, ein Versagen der Schubbewehrung im schubbewehrten Bereich oder ein Versagen außerhalb des schubbewehrten Bereichs möglich.

Im Gegensatz zu schubbewehrten Platten im Bereich von zentrisch beanspruchten Innenstützen-Verbindungen ist das theoretische Wissen bei ausmittiger Belastung insbesondere im Bereich von Rand- und Eckstützen-Verbindungen noch sehr begrenzt. Die Anzahl von entsprechenden Versuchsreihen und theoretischen Modellen ist sehr gering. Eine aktuelle Zusammenfassung sowie aktuelle Forschungsergebnisse zum Durchstanzversagen außerhalb des schubbewehrten Bereichs können für Rand- und Eckstützen-Verbindungen [78] entnommen werden.

3 Theoretische Modelle und Normenansätze

Die folgenden Betrachtungen beschränken sich auf vorwiegend ausmittige Beanspruchungen insbesondere im Bereich von Rand- und Eckstützen-Verbindungen.

3.1 Theoretische Modelle

3.1.1 Modelle mit Balkenanalogien

3.1.1.1 Allgemeine Beschreibung

Die Platte im Bereich der Decken-Stützen-Verbindung wird in einzelne sich über der Stütze rechtwinklig kreuzende Balken aufgeteilt. Die einzelnen Plattenstreifen, welche die Balken darstellen, werden auf Biegung, Torsion und Schub belastet. Es wird angenommen, dass Beanspruchungsumverteilungen zwischen den Einzelbalken bzw. lokale Plastifizierungen im Bereich der Decken-Stützen-Verbindung möglich sind. Aufgrund dieser Interaktionseffekte können die Einzelbalken ihre jeweiligen Biege-, Torsions- und Schubtragfähigkeiten entwickeln. Der gesamte Tragwiderstand der Platte im Bereich der Decken-Stützen-Verbindung setzt sich aus der Summe der Einzelwiderstände der einzelnen Balken zusammen.

Zu den Vertretern der Modelle mit Balkenanalogien gehören Hawkins/Corley [34], Park/Islam [61], Kanoh/Yoshizaki [43], Rangan/Hall [67], Desayi/Seshadri [16].

3.1.1.2 Ausgewählte Beispiele

Das Modell von Hawkins/Corley [34] geht davon aus, dass bei Überschreitung der Biege- und Schubwiderstände des vornehmlich auf Biegung belasteten Einzelbalkens Lastumverteilungen auf die benachbarten Torsionsbalken möglich sind. Gesamtversagen der Decken-Stützen-Verbindung tritt ein, wenn im Bereich der Torsionsbalken der kombinierte Tragwiderstand aus Biegung, Torsion und Schub überschritten wird. Das von Hawkins gewählte Balkensystem ist in Bild 3-1 am Beispiel einer Rand- und Eckstützen-Verbindung dargestellt. Ein Versagen, dem die Umverteilung von Biegemomenten vorausgegangen ist, wird mit „moment-torsion“-Versagen bezeichnet. Entsprechend wird das Versagen, dem in erster Linie eine Umverteilung von Schubbeanspruchungen vorausgegangen ist, mit „shear-torsion“-Versagen bezeichnet. Hawkins/Corley begrenzen die Umlagerungsfähigkeit zwischen den Einzelbalken im Bereich der Stützenflächen durch vereinfachte Verträglichkeitsbedingungen bzw. eine gewisse Abhängigkeit von der vorherrschenden Beanspruchungssituation. Dies hat zur Folge, dass mehrere Kombinationen aus Grenz- bzw. Versagenszuständen betrachtet werden müssen. In Bild 3-1 sind die zu untersuchenden Grenzzustandskombinationen für die Rand- und Eckstützen-Verbindung dargestellt. Park [60] weist in seinen Ausführungen darauf hin, dass für die Beurteilung einer einseitig ausmittig belasteten Innenstützen-Verbindung bereits 8 Grenzzustandskombinationen untersucht werden müssen. Damit wird deutlich, dass das Modell in diesem Anwendungsfall nur in Verbindung mit einem erhöhten Rechenaufwand herangezogen werden kann.

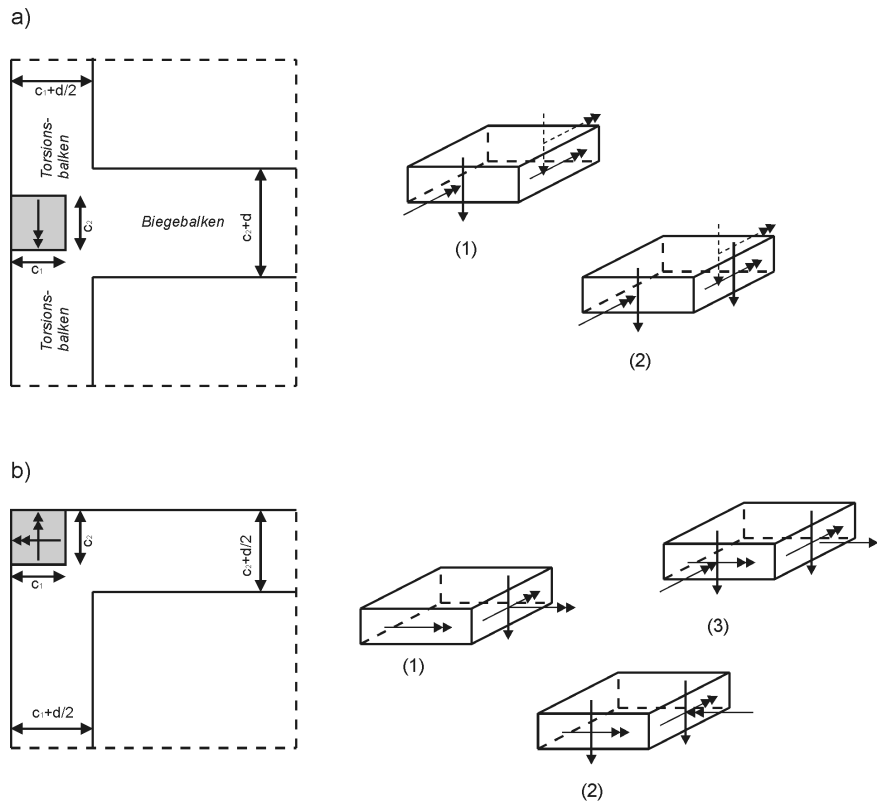


Bild 3-1: Grenzzustände nach Hawkins/Corley [34] bei Rand- und Eckstützen-Verbindungen.

Die von Park/Islam [61] und Kanoh/Yoshizaki [43] entwickelten Modelle beschränken sich auf die Bemessung von ausmittig beanspruchten Innenstützen-Verbindungen. Im Gegensatz zu Hawkins/Corley [34] gehen beide Modelle von einer vollständigen Umlagerungsfähigkeit der einzelnen Balkenschnittgrößen, ohne Berücksichtigung der tatsächlichen Beanspruchungsverhältnisse bzw. ohne Berücksichtigung von Verträglichkeiten, aus, womit der Rechenaufwand erheblich reduziert werden kann.

Das Modell von Rangan/Hall [67] für das Durchstanzen bei Randstützen-Verbindungen stellt eine Ausnahme unter den Modellen der Balkenanalogen dar. Im Gegensatz zu den bereits vorgestellten Ansätzen wird der tatsächlichen Lastanstrahlung im Bereich der Decken-Randstützenverbindung ein maßgeblicher Einfluss auf die Durchstanztragfähigkeit zugeschrieben. Auf der Grundlage von Versuchsauswertungen stellen Rangan und Hall fest, dass der Grossteil der zu übertragenden Schubkräfte und des zu übertragenden Stützenanschlussmoments über die seitlichen Torsionsbalken in die Stütze eingetragen wird. Nur ein vergleichsweise geringer Anteil der Querkräfte und des Moments wird über den Biegebalken und die Stützenfrontfläche direkt in die Stütze eingetragen. Nach Rangan/Hall ist deshalb auch die Tragfähigkeit der auf Querkraft und Torsion beanspruchten Torsionsrandbalken maßgebend für die Gesamttragfähigkeit der Decken-Randstützen-Verbindung. Beanspruchungsumlagerungen zwischen Biege- und Torsionsbalken werden nicht berücksichtigt. Nach Meinung der Autoren wird die Lastaufteilung auf die Torsions- und Biegebalken durch das gegenseitige Verhältnis von Stützenquerschnittsabmessungen und Deckenstärke sowie durch die Biegerissbildung beeinflusst. Den Ausführungen Rangan/Hall's zufolge sind die kombinierten Querkraft-Torsions-Widerstände der Torsionsrandbalken ungefähr 4-5 mal so groß wie der entsprechende Widerstand eines losgelösten Stahlbetonbalkens. Begründet werden können die erhöhten Tragwiderstände mit dem zeitgleichen Auftreten von günstig wirkenden Längsdruckspannungen parallel zum freien Rand. Die Längsdruckspannungen sind das Resultat einer behinderten Längsausdehnung des auf Torsion belasteten Stahlbetonbalkens.

3.1.1.3 Beurteilung

Die Modelle mit Balkenanalogien setzen im Allgemeinen bei der Beurteilung der Gesamtragfähigkeit im lokalen Decken-Stützen-Verbindungsbereich ausreichende Umlagerungs- und Plastifizierungspotentiale voraus. Insbesondere bei der Umlagerung von Schubbeanspruchungen und der Nichtberücksichtigung der vorherrschenden Beanspruchungsverhältnisse sollte hierbei der Nachweis der Verträglichkeit erbracht werden. Das Modell von Hawkins/Corley [34] versucht zwar im Gegensatz zu den vollplastischen Ansätzen von Park/Islam [61] und Kanoh/Yoshizaki [43] durch die Überprüfung mehrerer möglicher Versagenszustände eine gewisse Berücksichtigung der Beanspruchungsverhältnisse zu gewährleisten und damit die erforderlichen Umlagerungen zu reduzieren, ein expliziter Nachweis der Verträglichkeiten erfolgt jedoch nicht.

Eine Ausnahme bildet das Modell von Rangan/Hall [67] für Randstützen-Verbindungen, bei welchem die Bauteilwiderstände den aus Versuchsergebnissen hergeleiteten Beanspruchungsverhältnissen gegenübergestellt werden und die berücksichtigten Umlagerungen so auf ein Minimum reduziert werden können. Der von Rangan und Hall mit einsetzender Rissbildung festgestellte Beanspruchungszuwachs in den Randtorsionsbalken dürfte jedoch auch in Verbindung mit der speziell gewählten Bewehrungsführung der ausgewerteten Versuche zu sehen sein. Die Versuche enthalten parallel zum Rand eine vollständige Verbügelung, wodurch das Tragverhalten maßgeblich beeinflusst wird.

Als allgemeiner Kritikpunkt an den Modellen mit Balkenanalogien ist das äußerst abstrakte Vorgehen mit der Aufteilung der Platte in einzelne Balken zu nennen, welches wenig anschaulich für das Verständnis des lokalen Plattentragverhaltens ist und auf dessen Grundlage es auch nicht möglich ist, den tragfähigkeitsrelevanten Einfluss von plattenspezifischen Parametern wie z.B. den räumlichen Spannungszustand oder den Einfluss spezieller Bruchflächenausbildungen zu erfassen. In diesem Zusammenhang sind auch die modifizierten Balkenwiderstände zu sehen, welche sich von Modell zu Modell sowohl hinsichtlich ihres mechanischen Ursprungs als auch hinsichtlich der Größe erheblich unterscheiden.

3.1.2 Rundschnittmodelle

3.1.2.1 Allgemeine Beschreibung

Zentrale Annahme der Berechnungsverfahren ist eine auf einem vordefinierten, kritischen Rundschnitt linear veränderliche bzw. plastische Schubspannungsverteilung, wobei die Rundschnittform und die Rundschnittgröße in den einzelnen Modellen unterschiedlich gewählt werden. Die vertikalen Schubspannungen resultieren aus der Überlagerung der zentrischen Schubkrafteinleitung (konstant verteilte Schubspannungen) und jenem Anteil des Stützenanschlussmoments welches über exzentrisch verteilte Querkräfte in die Platte eingetragen wird (linear bzw. plastisch verteilte Schubspannungen). Die Größe dieses Momentenanteils bestimmt sich aus der Vorgabe eines sog. Momentenfaktors bzw. Momentenkoeffizienten, welcher wiederum maßgeblich durch die Größe und Form des kritischen Rundschnitts bestimmt wird. Das Vorgehen bei der Schubspannungsermittlung entspricht im übertragenen Sinne dem Vorgehen bei der Ermittlung der Längsspannungen eines auf Biegung mit Längskraft beanspruchten Biegequerschnitts. Das Schubversagen der Verbindung wird erwartet, wenn die einwirkenden Schubspannungen an einer Stelle des kritischen Rundschnitts einen unabhängig von der Beanspruchung konstant angenommenen Schubwiderstand überschreiten. Lokale Umlagerungen bzw. Plastifizierungen werden nicht berücksichtigt.

Zu den Vertretern der Rundschnittmodelle gehören z.B. di Stasio/van Buren [17], Moe [54], Elgabry [22], [23], van den Beukel [77].

Die Bemessungsansätze aktueller Normen wie z.B. dem EC 2 oder dem ACI-318-02 [1] beruhen ebenfalls auf dem Rundschnittmodell.

3.1.2.2 Ausgewählte Beispiele

Lineare Bemessungsmodelle bilden die Grundlage für den ausmittigen Durchstanznachweis in der amerikanischen Bemessungsnorm ACI-318 [1]. Im Folgenden werden Arbeiten vorgestellt, die für die Entwicklung des Bemessungsansatzes maßgeblich verantwortlich waren. Die Vorstellung der Bemessungsmodelle beschränkt sich dabei auf die Ausführungen zur Schubtragfähigkeit und im Besonderen auf die Ausführungen bezüglich der Bestimmung des Momentenkoeffizienten. Der Momentenkoeffizient wird in den folgenden Ausführungen unabhängig von der Bezeichnung in der Originalliteratur mit γ_v bezeichnet.

Erstmals verwendet wird der Bemessungsansatz mit einer linear veränderlichen Schubspannungsverteilung von di Stasio/van Buren [17] 1960 für die Bemessung von ausmittig beanspruchten Innenstützen-Verbindungen. Das Modell beruht auf einem rechteckförmigen kritischen Rundschnitt im Abstand d vom Stützenrand. Die Überlagerung von vertikalen und horizontalen Schubspannungen wird über den Bezug auf das polare Trägheitsmoment I_p teilweise berücksichtigt. Di Stasio/van Buren gehen davon aus, dass der vertikale Torsionsanteil erst dann mobilisiert wird, wenn die Biegetragfähigkeit an den Stirnflächen des kritischen Rundschnitts erreicht ist. Der verbleibende, über Schub abzutragende Momentenanteil beträgt:

$$M_v = M - M_B \quad (3.1)$$

In Gleichung 3.1 stellt M das gesamt zu übertragende Stützenanschlussmoment und M_B die Biegetragfähigkeit an den Stirnflächen des kritischen Rundschnitts dar.

Nahezu zeitgleich entwickelt Moe [54] 1961 ein weiteres Bemessungsmodell auf Grundlage einer linear veränderlichen Schubspannungsverteilung. Im Gegensatz zu di Stasio/van Buren verläuft der kritische Rundschnitt entlang des Stützenumfangs, zudem verwendet Moe bei der Ermittlung der Schubspannungen das Flächenträgheitsmoment I_c . Die Beziehung für die Berechnung des vertikalen Torsionsanteils stellt sich nach Moe wie folgt dar:

$$M_v = \gamma_v \cdot M \quad (3.2)$$

Moe bestimmt in seinen Ausführungen den Momentenkoeffizienten γ_v experimentell durch Vorgabe einer Schubwiderstandsspannung, die der Schubwiderstandsspannung des zentrischen Beanspruchungsfalls entspricht, zu $\gamma_v = 1/3$. Die Erkenntnisse von Moe sind vergleichbar zu di Stasio/van Buren auf exzentrisch belastete Innenstützen beschränkt.

Hanson/Hanson [32] führen im Jahre 1968 Versuche an Platten im Bereich von ausmittig beanspruchten Innenstützen durch (siehe Abschnitt 3.1.7.2). Die Versuchsergebnisse werden für die Überprüfung und Beurteilung der Berechnungsvorschläge für ausmittig belastete Innenstützen von di Stasio/van Buren [17], Moe [54] sowie den rechnerischen Empfehlungen des ACI-ASCE Committee 326 [4] und des ACI 318-63 [2] herangezogen. Der von Hanson/Hanson vorgeschlagene optimierte Bemessungsansatz für Innenstützen lässt sich wie folgt zusammenfassen:

- Rundschnitt im Abstand $d/2$,
- Schuberzeugender Momentenanteil $M_v = \gamma_v \cdot M$ mit $\gamma_v = 0,4$,
- Verwendung des polaren Flächenträgheitsmoments I_p ,
- Festlegung des Schubwiderstands: $v_c = \phi \cdot 4 \sqrt{f'_c}$ [psi], bzw. $v_c = \phi \cdot 0,33 \sqrt{f'_c}$ $\left[\frac{MN}{m^2} \right]$,

wobei ϕ einen Materialreduktionsfaktor und f'_c die Betondruckfestigkeit darstellt.

Im Rahmen von Untersuchungen [34] im Zusammenhang mit der Einführung des ACI-318-71 [3] wird der Momentenfaktor γ_v für die zusätzliche Berücksichtigung von Rechteckstützen wie folgt modifiziert:

$$\gamma_v = 1 - \frac{1}{1 + \frac{2}{3} \sqrt{\frac{r_1 + d}{r_2 + d}}} \quad (3.3)$$

In Gleichung 3.3 beschreiben r_1 und r_2 die Stützenquerschnittsabmessungen, d ist die statische Nutzhöhe. Mit der Erweiterung von $\gamma_v = 0,4$ auf die Beziehung für γ_v nach Gleichung 3.3 wird dem Sachverhalt Rechnung getragen, dass der schuberzeugende Momentenanteil bei rechteckigen Stützen mit $r_1 > r_2$ größer ist als bei quadratischen Stützenabmessungen. Für quadratische Stützenabmessungen ergibt sich der Wert für γ_v unverändert zu $\gamma_v = 0,4$.

Gleichung 3.3 bildet auch heute noch die Grundlage für die Ermittlung des Momentenkoeffizienten γ_v in ACI-318-02[1].

Weitere Untersuchungen bezüglich des Momentenkoeffizienten wurden von Elgabry 1991 [22] und von Megally 2000 [53] durchgeführt.

Anstoßpunkt der Untersuchungen von Elgabry ist die Kritik an der unbegründeten Erweiterung des für Innenstützen-Verbindungen entwickelten Rundschnittmodells auf Rand- und Eckstützen-Verbindungen. Des Weiteren stellt er fest, dass der Bemessungsansatz für die Ermittlung der Schubspannungen auf dem äußeren Rundschnitt schubbewehrter Platten nicht geeignet ist.

Anhand von numerischen Untersuchungen an einem ebenen elastischen Finite-Elemente-Modell und unter Berücksichtigung der vordefinierten Rundschnittführungen entwickelt Elgabry modifizierte Rechenansätze für die Bestimmung des Momentenkoeffizienten γ_v sowohl für den inneren als auch für den äußeren Rundschnitt. Maßgeblicher Unterschied im Vergleich zu den ursprünglichen rechnerischen Empfehlungen ist die Loslösung von einem Stützen-Hauptachsensystem hin zu einem System mit Bezug auf die Hauptachsen des kritischen Rundschnitts, was bei nicht quadratischen bzw. rechteckförmigen Rundschnittformen relevant wird.

Megally überprüft die Erkenntnisse von Elgabry mit Hilfe einer räumlichen nichtlinearen Finite-Elemente-Analyse im Bereich von ausmittig beanspruchten Innen- und Randstützen-Verbindungen. Darüber hinaus untersucht er den Einfluss weiterer Parameter auf die Bestimmung des Momentenkoeffizienten γ_v , wie z.B. dem Längsbewehrungsgrad und dem Belastungsniveau bezüglich der Grenztragfähigkeiten V_0 und M_0 . Die Untersuchungsergebnisse bestätigen die Eignung der Rechenansätze von Elgabry und die vorwiegende Abhängigkeit des Momentenfaktors γ_v von den Abmessungen des kritischen Rundschnitts. Megally stellt fest, dass der Einfluss der zusätzlich untersuchten Parameter vergleichsweise gering ist und somit vernachlässigt werden kann.

In Europa ist die Anwendung von Rundschnittmodellen mit der Annahme eines linearen Schubspannungsverlaufs eng mit den Untersuchungen von Dragosavic und van den Beukel [21],[77] verbunden. Dragosavic und van den Beukel veröffentlichten 1974 ein Rundschnittmodell mit linearer Schubspannungsverteilung für die ausmittige Durchstanzbemessung im Bereich von Innenstützen-Verbindungen. Das Modell wurde im Jahre 1976 auf die Bemessung im Bereich von Rand- und Eckstützen-Verbindungen erweitert. Grundlage des Bemessungsmodells bildet ein kritischer Bemessungsschnitt im Abstand $d/2$ vom Stützenrand. Im Gegensatz zu der amerikanischen Rundschnittführung mit abschnittsweise geradlinigem Schnittverlauf wählen die Autoren einen ausgerundeten Verlauf des Bemessungsschnitts (siehe Bild 3-2). Quadratische und rechteckige Stützenquerschnitte werden in einen Kreisquerschnitt gleichen Umfangs umgerechnet. Die Bestimmung des Momentenkoeffizienten γ_v erfolgt mit Hilfe der von Mast [50], [51] entwickelten, rechnerischen Beziehungen.

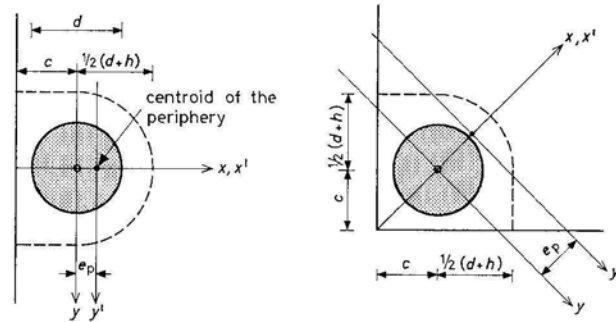


Bild 3-2: Kritische Rundschnitte im Bereich von Rand- und Eckstützen-Verbindungen nach [77].

3.1.2.3 Beurteilung

Rundschnittmodelle charakterisieren sich bei der Beurteilung der Schubtragfähigkeit durch eine detaillierte Ermittlung der einwirkenden Schubspannungen und eine vergleichsweise einfache Berücksichtigung der Schubwiderstände, die aus Betrachtungen an zentrisch belasteten Innenstützen-Verbindungen abgeleitet werden. Damit enthalten die Schubtragfähigkeiten die günstigen Effekte des räumlichen Spannungszustands. Da sich bei Rand- und Eckstützen-Verbindungen der räumliche Spannungszustand aus geometrischen Gründen jedoch nicht in einem vergleichbaren Maße wie bei Innenstützen-Verbindungen ausbilden kann, wird die Schubtragfähigkeit dieser Verbindungen mit diesem Vorgehen überschätzt.

Ein weiterer Kritikpunkt befasst sich mit der Rundschnittwahl an sich. Die Schubspannung als Quotient aus Querkraft und Querschnittsfläche ist bei Balken eine brauchbare und eindeutige Kenngröße zur Beurteilung der Tragfähigkeit im Auflagerbereich. Bei Flachdecken ist hingegen die Bestimmung der Querschnittsfläche als einer mit der Stützenachse konzentrischen Zylinderfläche mehrdeutig, weil der Zylinderdurchmesser des kritischen Rundschnitts nach Ermessen festgelegt werden kann. Wie André [9] in seinen Ausführungen zu zentrisch beanspruchten Innenstützen-Verbindungen aufzeigen kann, beeinflusst der Zylinderdurchmesser dabei nicht nur die absolute Größe der rechnerischen Schubspannung im Sinne eines Proportionalitätsfaktors, vielmehr wird mit der Festlegung des Zylinderdurchmessers eine qualitative Aussage über den Einfluss des Abmessungsverhältnisses aus dem Stützendurchmesser c und der statischen Nutzhöhe d auf die Tragfähigkeit getroffen.

In Bild 3-3 wird die bezogene rechnerische Durchstanstragfähigkeit einer Innenstützen-Verbindung mit Rundstütze in Abhängigkeit des Abmessungsverhältnisses c/d für drei unterschiedliche Rundschnittführungen mit Abstand $a = 0$, $a = 0,5 d$ und $a = 1,5 d$ vom Stützenrand dargestellt. Als Referenzwert dient den bezogenen Tragfähigkeiten dabei die für alle Rundschnittführungen gleich groß gewählte Durchstanstragfähigkeit bei einem Abmessungsverhältnis von $c/d = 1,0$.

Wie anhand der unterschiedlichen Steigungen der Traglast-Geraden festgestellt werden kann, wird der Einfluss von Stützendurchmesser zu statischer Nutzhöhe in Abhängigkeit der Rundschnittgröße fälschlicherweise unterschiedlich beurteilt.

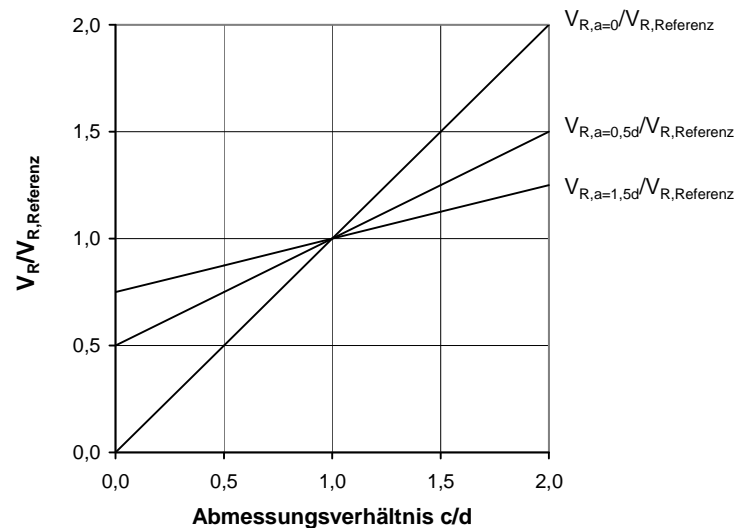


Bild 3-3: Bezogene Durchstanztragfähigkeit $V_R/V_{R,Referenz}$ in Abhängigkeit des Abmessungsverhältnisses c/d für verschiedene Rundschnittgrößen.

Im Rahmen einer eigenen Rechenstudie [30] mit ähnlichem Untersuchungsschwerpunkt konnte zudem aufgezeigt werden, dass auch der rechnerische Einfluss der exzentrischen Lasteinleitung auf die rechnerische Tragfähigkeit in Abhängigkeit der Rundschnittgröße unterschiedlich beurteilt wird. Dieser Sachverhalt ist in Bild 3-4 am Beispiel einer exzentrisch beanspruchten Decken-Innenstützen-Verbindung dargestellt, wobei mit der Variablen ξ das Verhältnis aus dem Momenten-Schubanteil und Querkraft-Schubanteil bezeichnet wird:

$$\xi = \frac{v_{\text{Moment}}}{v_{\text{Querkraft}}} \quad (3.4)$$

Die Ergebnisdarstellung erfolgt in einer bezogenen Form, bezüglich der Verhältnisse für die nach Model Code 90 [15] festgelegte Rundschnittlage im Abstand $a = 2d$. Die Form der untersuchten Rundschnitte wurde äquivalent zu der in MC 90 vorgeschlagenen Rundschnittführung gewählt.

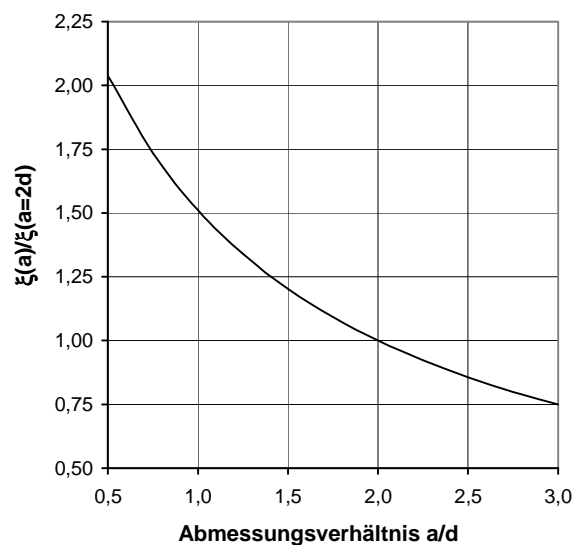


Bild 3-4: Vergleich der Schubspannungsanteile aus Querkraft und Moment in Abhängigkeit des Abmessungsverhältnisses c/d für verschiedene Rundschnittgrößen.

Der Verlauf von ξ lässt erkennen, dass der Schubanteil aus der Momententragwirkung mit abnehmender Rundschnittgröße im Vergleich zum Querkraft-Schubanteil deutlich stärker zunimmt. So wird der Einfluss der ausmittigen Belastung z.B. bei einem gewählten Rundschnitt im Abstand $a = 0,5 d$ mehr als doppelt so stark berücksichtigt, als bei der Referenz-Rundschnittlage im Abstand $a = 2 d$.

Begründet werden kann dieser Sachverhalt damit, dass das für die Ermittlung der Schubspannungen infolge Moment maßgebliche Flächenträgheitsmoment I_c im Vergleich zu der bei der Ermittlung der Schubspannungen infolge Querkraft maßgebenden Rundschnittfläche A_c deutlich empfindlicher auf Querschnitts- bzw. Rundschnittveränderungen reagiert.

Eine Möglichkeit, ein gleichbleibendes Verhältnis zwischen dem Querkraft-Schubanteil und dem Momenten-Schubanteil, unabhängig von der Rundschnittwahl gewährleisten zu können, besteht darin, den Momentenkoeffizienten γ_v an die jeweilige Rundschnittform bzw. Rundschnittgröße anzupassen. Dieses Vorgehen ist in mechanischer Hinsicht jedoch nicht nachvollziehbar, da unterschiedlich definierte Rundschnitte keine Auswirkung auf das tatsächliche Tragverhalten der Decken-Stützen-Verbindung haben. Zudem wird dadurch indirekt eine Annahme getroffen, welcher Anteil des Stützenanschlussmoments über Querkraft und welcher Anteil über Biegung in die Platte eingeleitet wird.

Im Hinblick auf die Beurteilung des Momentenkoeffizienten bzw. Momentenfaktors kann somit zusammenfassend festgestellt werden, dass der Faktor keine wirklich mechanische Größe darstellt, auf deren Grundlage beurteilt werden könnte, welcher Anteil einer äußeren Momentenbelastung tatsächlich über Querkraft in der Platte abgetragen wird. Der Momentenfaktor ist vielmehr als Korrekturwert für geometrische sowie mechanische Unzulänglichkeiten der Rundschnittmodelle zu verstehen. Dies ist auch der Grund dafür, dass der Momentenfaktor im Rahmen von Modellentwicklungen häufig durch den Vergleich mit Versuchsergebnissen empirisch bestimmt wird (z.B. Moe [54]).

Ein weiterer Kritikpunkt beschäftigt sich direkt mit dem Ansatz der linearen oder auch plastischen Schubspannungsverteilung bzw. mit der Berücksichtigung der Biegequerschnittsanalogie.

Voraussetzung für die Ermittlung der Schubspannungen analog dem Vorgehen bei einer Biegebemessung ist zum einen das Ebenbleiben der Querschnitte (in diesem Fall das Ebenbleiben, der vom Rundschnitt aufgespannten Fläche) und zum anderen die Annahme gleichmäßiger Lagerung entlang des kritischen Rundschnitts (entspricht einem konstanten E-Modul bei der Biegebemessung).

Das Ebenbleiben der vom Rundschnitt aufgespannten Fläche kann im stütznahen Bereich gewährleistet werden. Für weiter außenliegende Rundschnitte trifft diese Voraussetzung jedoch nicht mehr zu, da sich die Platte mit größer werdender Stützenentfernung zunehmend verformt. Vor diesem Hintergrund ist z.B. die von Elgabry [22] vorgeschlagene Bemessung außerhalb des schubbewehrten Bereichs auf Grundlage von Rundschnitten in mechanischer Hinsicht kritisch zu beurteilen.

Das zweite Kriterium, nämlich das Voraussetzen einer über den gesamten Rundschnitt gleichmäßig verteilten Lagerung kann nur im Zusammenhang mit der Systemtragwirkung beurteilt werden.

3.1.3 Fachwerkmodelle

3.1.3.1 Allgemeine Beschreibung

Fachwerk- bzw. Stabwerkmodelle stellen einen häufig verwendeten Modellansatz für die Beschreibung des Tragverhaltens im Bereich von Decken-Stützen-Verbindungen dar. Die Druck- und Zugstäbe des Fachwerks werden dabei derart in der Platte angeordnet, dass der innere Kraftfluss bestmöglich angenähert werden kann. Um eine ausreichende Anschaulichkeit gewährleisten zu können, werden Fachwerkmodelle zumeist in einer einfachen Form, d.h. mit gleichen Stabsteifigkeiten und einfachen Versagenskriterien, verwendet. Bestandteil des Fachwerks sind schräge Betondruckstreben, deren Horizontalkomponente im Gleichgewicht mit der Zugkraft in der Längsbewehrung steht. Die Vertikalkomponente der schrägen Druckstrebe wird dagegen entweder durch Querkraftbewehrung (bei schubbewehrten Platten) oder über Zugkegelschalen des Betons (bei Platten ohne Schubbewehrung) abgetragen. Die Zusammenhänge sind vereinfacht in Bild 3-5 am Beispiel einer Innenstützen-Verbindung dargestellt.

Vertreter: Alexander/Simmonds [5], [6], Sherif [70], Vocke [78] (verwendet ein Fachwerkmodell als Plausibilitätskontrolle).

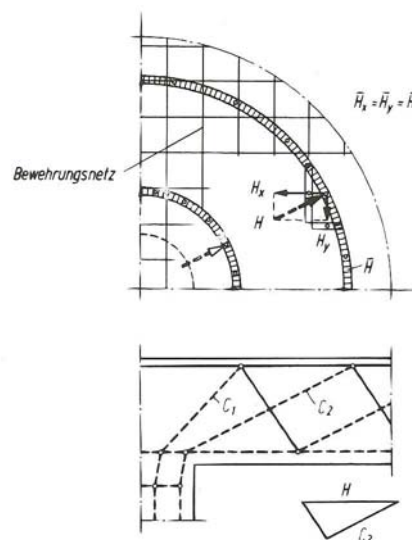


Bild 3-5: Abbildung des Tragverhaltens zentrisch beanspruchter Innenstützen-Verbindungen mit Hilfe eines Fachwerkmodells (siehe [69]).

3.1.3.2 Ausgewählte Beispiele

Bestandteil des räumlichen Fachwerkmodells von Alexander/Simmonds [5], [6] sind einzelne „strut tie units“, die jeweils aus einer schrägen Betondruckstrebe und einem als Zugstab wirkenden diskreten Bewehrungsstab bestehen. Je nach Ausrichtung der Einheit wird zwischen einer „shear strut unit“ (vertikale ausgerichtete Druckstrebe) und einer „anchorage strut unit“ (horizontal ausgerichtete Druckstrebe) unterschieden. Die „shear strut units“ wiederum werden in „gravity struts“ -die schräge Druckstrebe ist so ausgerichtet, dass sie Eigengewichtslasten entgegenwirkt- und in „uplift struts“ -die schräge Druckstrebe wirkt in Richtung der Eigengewichtslasten- unterschieden. Das Fachwerkmodell ist auf alle Stützenarten anwendbar.

Das Versagenskriterium kennzeichnet sich zum einen durch das Fließen der Längsbewehrung (kennzeichnet das Biegeversagen) und zum anderen durch das Überschreiten eines kritischen

Winkels α der Druckstrebe einer „gravity-strut“ (kennzeichnet das Schubversagen), das Druckversagen sowohl der horizontal als auch der vertikal ausgerichteten schrägen Druckstreben wird ausgeschlossen. Die Ermittlung des kritischen Druckstrebenneigungswinkels α erfolgt empirisch auf der Grundlage von Versuchsauswertungen an zentrisch belasteten Innenstützen-Verbindungen. Maßgebende Einflussparameter auf die Bestimmung von α sind neben der Betonzugfestigkeit, die Betondeckung, die Fließkraft im Betonstahl, die Einflussbreite des betrachteten Längsstabs und das Verhältnis von Stützenbreite zur Deckenstärke. Vergleichbar zu den Modellen mit Balkenanalgie setzen Alexander/Simmonds im lokalen Decken-Stützen-Verbindungsbereich ein ausreichendes Umlagerungs- und Plastifizierungspotential voraus, so dass sich für jede „strut tie unit“ der für das Versagen erforderliche Grenzzustand einstellen kann. Die Gesamtragfähigkeit der Verbindung setzt sich aus der Summe der Teilwiderstände zusammen.

In Bild 3-6 ist am Beispiel einer Randstützen-Verbindung eine mögliche Fachwerkausbildung dargestellt. Die Lastabtragung der Vertikallast erfolgt über die „shear strut units“. Für die Lastabtragung des randparallelen Stützenanschlussmoments stehen die folgenden Traganteile zur Verfügung:

- Biegung an der Stützenfrontfläche; mobilisiert durch die „shear strut units“,
- Drillung an den Stützensenkenflächen; mobilisiert durch die „anchorage strut units“,
- Torsionsanteil aus exzentrisch verteilten Querkraftanteilen; mobilisiert durch die ungleichmäßig verteilten „shear strut units“.

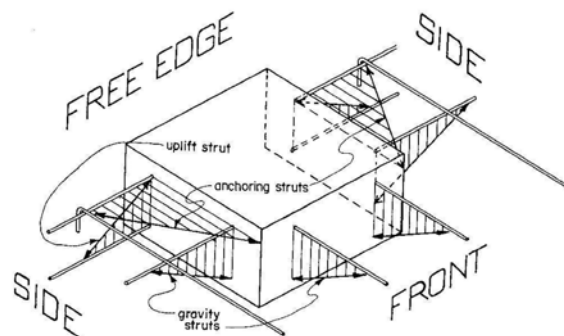


Fig. 1—Truss model for edge column

Bild 3-6: Ausbildung eines möglichen Fachwerkmodells an einer Randstützen-Verbindung ([6]).

Eine vollständige Momenten-Querkraft-Interaktion mit Darstellung der Grenzversagenszustände A, B und C bzw. A', B' und C' kann in Bild 3-7 eingesehen werden. Der symmetrisch verteilte Interaktionsverlauf setzt dieselbe Bewehrungsführung auf der Ober- und Unterseite der Platte voraus.

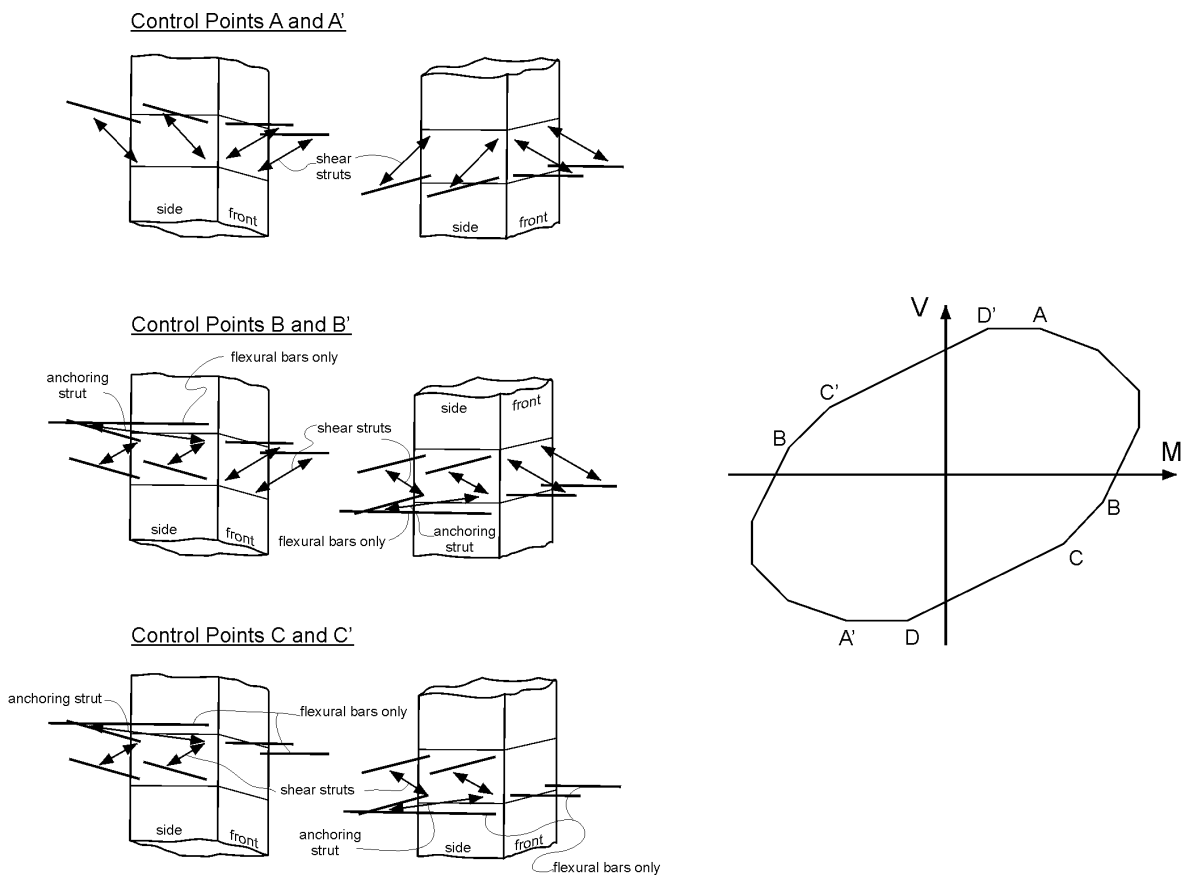


Bild 3-7: *Momenten-Querkraft-Interaktion einer Randstützen-Verbindung mit zugehörigen Grenzversagenszuständen ([6]).*

3.1.3.3 Beurteilung

Fachwerkmodelle eignen sich grundsätzlich sehr gut, um die Lastabtragung innerhalb eines Bauteils sichtbar werden zu lassen, was gerade bei dem komplexen Tragverhalten im Bereich von Decken-Innenstützen-Verbindungen wünschenswert ist. Im Gegensatz zu Rundschnittmodellen kann auf diese Art und Weise die gegenseitige Beeinflussung der einzelnen Traganteile erfasst werden. Zudem können Fachwerke durch Hinzufügen von einfachen Versagenskriterien auf Modelle mit Tragfähigkeitsanalysen erweitert werden. Fachwerkmodelle mit erweiterten Randbedingungen (nichtlineare Stabsteifigkeiten, erweiterte Versagenskriterien, etc.) erfordern dagegen weitreichende Annahmen, die das „wahre“ Tragverhalten unter Umständen verfälschen können. Zudem verlieren derartige Fachwerkmodelle an Übersichtlichkeit.

Das von Alexander/Simmonds gewählte Fachwerkmodell kann in die Gruppe der erstgenannten Fachwerkmodelle eingeordnet werden. Es muss aber festgestellt werden, dass das Fachwerk nur die lokale Lastabtragung simuliert ohne dabei die zusätzlichen Einflüsse aus der Systemtragwirkung zu berücksichtigen. In diesem Zusammenhang ist vergleichbar zu den Modellen mit Balkenanalgie kritisch anzumerken, dass die Autoren den Nachweis schuldig bleiben, inwieweit die hierfür erforderlichen lokalen Umlagerungen bzw. Plastifizierungen auch systemverträglich sind.

Ein weiterer Kritikpunkt befasst sich vergleichbar zu den Rundschnittmodellen mit der Festlegung des Schubwiderstands auf Grundlage von Untersuchungen an Innenstützen-Verbindungen und den zugehörigen Randbedingungen. Vor allem für randnahe und randparallele „shear-strut-units“ kann nicht ausgeschlossen werden, dass die Schubtragfähigkeit mit diesem Vorgehen überschätzt wird.

3.1.4 Bruchflächenmodelle

3.1.4.1 Allgemeine Beschreibung

Bruchflächenmodelle kennzeichnen sich dadurch, dass bei der Ermittlung der Tragfähigkeiten von Decken-Stützen-Verbindungen idealisierte Bruchflächenkörper berücksichtigt werden, die in Größe und Form von den in Versuchen beobachteten Versagensflächen begrenzt werden. Die Ermittlung der Schub- und Biegetragfähigkeit der Verbindung bzw. die Ermittlung der maximal von der Verbindung aufzunehmenden Querkraft und des zugehörigen Moments erfolgt iterativ unter Berücksichtigung der folgenden Bedingungen:

- Erfüllung des inneren und äußeren Gleichgewichts
- Erfüllung der Verträglichkeitsbedingungen
- Berücksichtigung eines Bruchkriteriums für Beton bei mehraxialem Spannungszustand.

Bestandteil der Bruchflächenmodelle sind Verteilungsannahmen der Gesamtquerkraft und des Gesamtmoments auf die jeweiligen Bruchflächenteilbereiche.

Zu den Vertretern der Bruchflächenmodelle gehören Zaghlool [80], Narui [58] sowie Pöllet [64]. Die Modellentwicklungen beschränken sich dabei auf Rand- und Eckstützen-Verbindungen mit ausgeprägt ausmittiger Belastung, was an den berücksichtigten Modellversagensbildern, die dem in Versuchen beobachteten Versagensbild des Biegetorsionsbruchs entsprechen, festgestellt werden kann.

Im weiteren Sinne lässt sich auch noch das theoretische Modell von Regan [68] bei den Bruchflächenmodellen einordnen, eine nähere Beschreibung erfolgt im nächsten Abschnitt.

3.1.4.2 Ausgewählte Beispiele

Die im vorigen Abschnitt aufgeführten Bruchflächenmodelle sind in ihren Modellannahmen und -eigenschaften sehr ähnlich, so dass im Folgenden ausschließlich auf einige Besonderheiten am Beispiel des jüngsten Modells von Pöllet [64] eingegangen wird.

In Bild 3-8 ist der idealisierte Bruchkörper für das Traglastverfahren des Biegetorsionsbruchs bei Randstützen-Verbindungen dargestellt. Die Schubübertragung beschränkt sich bei dem Modell von Pöllet, vergleichbar zu den anderen Modellansätzen, ausschließlich auf den Bereich der Biegedruckzone, wobei die Biegedruck- und Schubspannungen sowohl über die Länge als auch über die Höhe der Biegedruckzone konstant verteilt sind. Für die Beschreibung des Bruchverhaltens wählt Pöllet die Hypothese der maximalen Formänderungsarbeit unter Berücksichtigung einer modifizierten Querdehnzahl im Bruchzustand von $\mu = 0,35$ und der nach Kupfer [47] empfohlenen rechnerischen Beziehung zwischen der Betondruck- und der Betonzugfestigkeit:

$$\beta_z = 0,3 \cdot \sqrt[3]{\beta_p^2} \quad (3.5)$$

In Gleichung 3.5 wird mit β_p die Prismendruckfestigkeit und mit β_z die Zugfestigkeit des Betons bezeichnet. In Bild 3-9 ist das Bruchkriterium zusammen mit weiteren Kriterien aus der Literatur dargestellt. Es zeigt die bezogene Schubfestigkeit des Betons in Abhängigkeit der bezogenen Normalspannungen für verschiedene Betonfestigkeiten.

Maß für die an der Übertragung der Querkraft beteiligten Widerstandsflächen. Vergleichbar zu Rundschnittmodellen wird angenommen, dass die Schub- bzw. Bruchspannungen über die gesamte Bruchfläche gleichmäßig und konstant verteilt sind. Der exakte Wert der Bruchschubspannung wird über den Vergleich mit Versuchsergebnissen an Innenstützen-Verbindungen und unter Berücksichtigung tragfähigkeitsrelevanter Parameter semi-empirisch ermittelt. Das Modell von Regan ist sowohl auf die Bemessung von ausmittig beanspruchten Innenstützen-Verbindungen als auch auf Rand- und Eckstützen-Verbindungen anwendbar. In Bild 3-10 sind am Beispiel einer Randstützen-Verbindung die von Regan verwendeten Bruchflächen für verschiedene Momenten-Querkraft-Verhältnisse und das zugehörige Interaktionsdiagramm dargestellt. Aufgrund der starken Schädigung infolge Torsionsrissbildung werden die randnahen Plattenbereiche bei ausgeprägt ausmittiger Beanspruchung nicht bei der schubwirksamen Bruchfläche angerechnet (siehe Bild 3-10 a)).

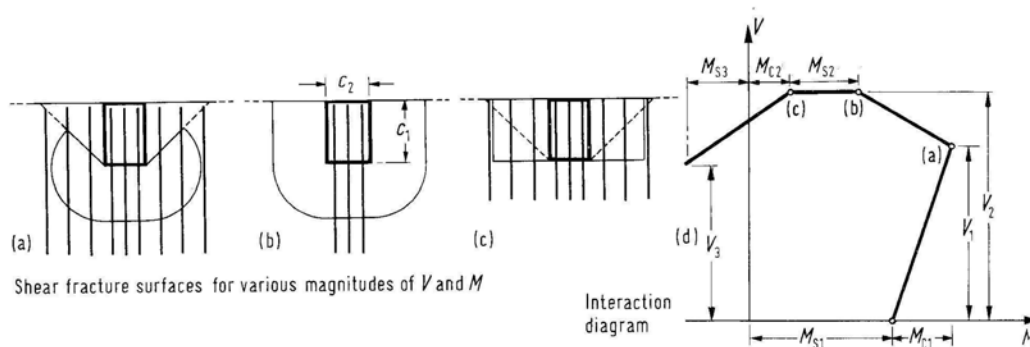


Bild 3-10: Momenten-Querkraft-Interaktion einer Randstützen-Verbindung mit zugehörigen Bruchflächenannahmen nach Regan [68].

3.1.4.3 Beurteilung

Allgemein positiv zu bewerten an den Bruchflächenmodellen ist der direkte Bezug zwischen den im Versuch beobachteten Versagensbildern und der theoretischen Modellentwicklung insbesondere unter Berücksichtigung der Lastausmitte. Zudem kennzeichnen sich die Modelle durch einen weitestgehend mechanischen Grundcharakter, d.h. die tragfähigkeitsrelevanten Einflüsse der jeweils berücksichtigten Parameter basieren auf mechanisch nachvollziehbaren Modellannahmen, was entscheidend zum besseren Verständnis des lokalen Tragverhaltens beiträgt.

Negativ zu beurteilen ist dagegen der große rechnerische Aufwand, der aufgrund der Iterationen entsteht sowie der Sachverhalt, dass die Anwendung der Bruchmodelle durch den Bezug auf ausgewählte Bruchkörper auf geometrische und lastbedingte Standardfälle begrenzt ist. In diesem Zusammenhang sind auch die vereinfachten Verteilungsannahmen für die Querkraft zu sehen.

Für das Modell von Regan gilt vergleichbar zu den Rundschnitt- und Fachwerkmodellen die Kritik an der Übertragung des Schubwiderstands von Innenstützen-Verbindungen auf Rand- und Eckstützen-Verbindungen.

3.1.5 Modelle auf Grundlage der elastischen Plattentheorie

3.1.5.1 Allgemeine Beschreibung

Die Modelle beinhalten eine detaillierte Ermittlung der elastischen Schnittgrößenverteilung im Lasteinleitungsbereich, d. h. im lokalen Stützenbereich. Zur Anwendung kommen je nach Erstellungsdatum sowohl rein mathematische Lösungsansätze als auch rechnergestützte elastische Finite-Elemente-Analysen. Zur abschließenden Modellbildung wird die Ergänzung eines

Versagenskriteriums bzw. einer Widerstandsformulierung erforderlich.

Zu den Vertretern der Modelle auf Grundlage der elastischen Plattentheorie gehören z.B. Mast [50], [51] und Masterson/Long [52]. Elgabry [22] und Pöllet [64] verwenden bei ihren Modellentwicklungen ebenfalls elastische Plattenberechnungen bei der Ermittlung der lokalen Schnittgrößenverteilungen (siehe Abschnitt 3.1.2.2 bzw. 3.1.4.2).

3.1.5.2 Ausgewählte Beispiele

Mast entwickelt im Jahre 1970 vereinfachte mathematische Lösungsansätze für die Bestimmung der lokalen Plattenschnittgrößen im Bereich von Innen- und Randstützen-Verbindungen für die Übertragung einseitiger Stützenanschlussmomente ([50], [51]). Mast berücksichtigt bei der Auswertung in Anlehnung an die Regelungen des amerikanischen Nachweiskonzepts ACI-318 [2] einen kritischen Rundschnitt im Abstand $d/2$ vom Stützenrand.

In Bild 3-11 sind am Beispiel einer Decken-Randstützen-Verbindung die an der Lastabtragung des Stützenanschlussmoments beteiligten Traganteile, ausgedrückt über die Schnittgrößenverläufe und die zugehörigen rechnerischen Beziehungen für die Teilintegrationen, dargestellt. Mast verweist in seinen Ausführungen auf die unabhängigen Querkraftverläufe auf der Stützenfront- und den Stützenseitenflächen bzw. auf den sprunghaften Übergang des Querkraftverlaufs im Bereich der Rundschnittecken. Darüber hinaus stellt er fest, dass der Ort der maximal einwirkenden Schubspannungen nicht zwingend auf die Stützenfrontfläche beschränkt ist, sondern bei rechteckigen Stützenquerschnitten mit der längeren Stützenseite senkrecht zu der Achse des einwirkenden Moments, durchaus auch auf den Bereich der Stützenseitenflächen fallen kann. Beide Erkenntnisse stehen im Gegensatz zu den Annahmen der Rundschnittmodelle.

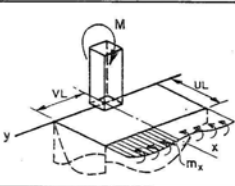
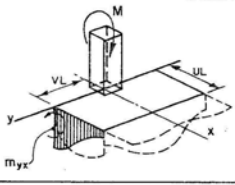
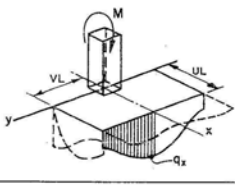
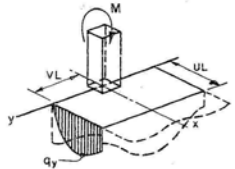
<p>(a)</p> 	$\int_0^{VL} m_x dy = \frac{M}{\pi} \left\{ \arctan \left(\frac{V}{U} \right) - \frac{1}{2} \frac{UV}{U^2 + V^2} \right\}$
<p>(b)</p> 	$\int_0^{UL} m_{yx} dx = M \frac{\pi}{4} \left\{ \left[\frac{2}{\pi z} + \frac{V^2}{z} \right] \frac{UV}{U^2 + V^2} - \frac{V^2}{z} \arctan \left(\frac{U}{V} \right) \right\}$ <p>Approximation:</p> $\int_0^{UL} m_{yx} dx = -\frac{M}{2\pi} \frac{UV}{U^2 + V^2}$
<p>(c)</p> 	$\int_0^{VL} q_x dy = \frac{M}{L} \frac{\pi}{16} \left\{ V \frac{U^2 - (4/\pi)^2}{U^2 + V^2} - U \arctan \left(\frac{V}{U} \right) \right\}$ <p>Approximation:</p> $\int_0^{VL} q_x dy = -\frac{M}{L} \frac{1}{\pi} \frac{V}{U^2 + V^2}$
<p>(d)</p> 	$\int_0^{UL} q_y dx = -\frac{M}{L} \frac{1}{\pi} \left(\frac{U}{V} \right)^2 \frac{V}{U^2 + V^2}$ $\int_0^{UL} q_y x dx = M \frac{1}{\pi} \left\{ \frac{UV}{U^2 + V^2} - \arctan \left(\frac{U}{V} \right) \right\}$ <p>Note that: $\int_0^{UL} q_y dx \approx \left(\frac{U}{V} \right)^2 \int_0^{VL} q_x dy$</p>

Bild 3-11: Schnittgrößenverläufe und Teilschnittgrößen einer Randstützen-Verbindung für die Übertragung eines Stützenanschlussmoments nach Mast [50].

Die von Mast entwickelten Berechnungsansätze berücksichtigen sowohl den Einfluss der lokalen Geometrie der Decken-Stützen-Verbindungen als auch den Einfluss der Geometrie des

Gesamtdeckensystems.

Das Versagenkriterium entspricht den Ausführungen von Hanson/Hanson [32] bzw. den Regelungen des ACI-318, d.h. das Versagen tritt ein, wenn die Schubspannungen an einer beliebigen Stelle des Rundschnitts die zulässige Schubspannung von $v_c = 4 f_c$ überschreitet.

3.1.5.3 Beurteilung

Allgemein positiv an den Modellen mit Zuhilfenahme einer linear-elastischer Plattenberechnung ist zu beurteilen, dass direkt das lokale Plattentragverhalten im Bereich der Decken-Stützen-Verbindung abgebildet wird, idealerweise unter Berücksichtigung des gegenseitigen Einflusses aus der Verbindungsgeometrie und der Geometrie des Gesamtdeckensystems. Dabei gilt jedoch die Einschränkung, dass die linear-elastische Berechnung nur eine Annäherung des tatsächlich zu erwartenden Tragverhaltens unter Berücksichtigung von gerissenen Bauteilsteifigkeiten darstellt.

Das von Mast vorgeschlagene Bemessungsmodell berücksichtigt den Einfluss der Verbindungs- und Deckengeometrie bei der Ermittlung der lokalen Plattenschnittgrößen. Vergleichbar zu Rundschnittmodellen lässt sich das Modell jedoch hinsichtlich des ausgeprägten Widerspruchs zwischen der äußerst detaillierten Ermittlung der Einwirkungen und der vergleichsweise stark vereinfachten Widerstandsformulierung kritisieren. In diesem Zusammenhang ist auch die Übertragung des erhöhten Schubwiderstands von Innenstützen-Verbindungen auf den Schubwiderstand von Randstützen-Verbindungen zu betrachten.

Narui [58] kritisiert in seinen Ausführungen zudem den fehlenden Einfluss der Stützensteifigkeit auf die Schnittgrößenverteilung.

3.1.6 Sonstige Modelle

3.1.6.1 Modell Hegger/Tuchlinski [39]

Das Berechnungsmodell von Hegger/Tuchlinski [39] lässt sich grundsätzlich in den Bereich der Rundschnittmodelle einordnen. Aufgrund der stark modifizierten Handhabung sowie der Berücksichtigung eines erweiterten Widerstandsansatzes erfolgt die Modellvorstellung im Rahmen dieser Arbeit jedoch gesondert.

Bestandteil des Modells ist ein kritischer Rundschnitt auf der Stützenanschnittsfläche mit einer linearen Verteilung der Schubspannungen. Grundlage für diese Modellannahmen bilden die Untersuchungsergebnisse einer nichtlinearen, räumlichen Finite-Elemente-Analyse. Die Bestimmung des Momentenfaktors γ_v erfolgt für Innen- und Randstützen-Verbindungen mit den rechnerischen Beziehungen von Elgaby [22], für Eckstützen-Verbindungen wird auf den Untersuchungen von Megally [53] aufbauend ein Ansatz unter Berücksichtigung des Längsbewehrungsgrads gewählt.

Als typisches Merkmal von Rundschnittmodellansätzen gilt der Sachverhalt, dass sich die Momenten-Querkraft-Interaktion bei Rand- und Eckstützen-Verbindungen ausschließlich durch mehrfach abschnittsweise, stetige Einzelfunktionen beschreiben lässt. Durch die Entwicklung von mathematischen Näherungsansätzen gelingt es den Autoren, die Stetigkeit der Momenten-Querkraft-Interaktion auf größere Ausmittigkeitsbereiche auszudehnen und somit deutlich zu vereinfachen. Als Maß für die Größe, der in Abhängigkeit der bezogenen Ausmitte e/c aufnehmbaren Querkraft, wird das auf den Stützenanschnitt bezogene, normierte Querkraftintegral $v_{0,int}$ verwendet. Die rechnerische Beziehung von $v_{0,int}$ unterscheidet sich von Stützenart zu Stützenart.

Die Ermittlung der Durchstanz- bzw. Querkrafttragfähigkeit erfolgt unter Berücksichtigung des tragfähigkeitsrelevanten Einflusses infolge des räumlichen Spannungszustands. Die Ausbildung

des räumlichen Spannungszustands ist dabei abhängig von der bezogenen Lastausmitte e/c . Darüber hinaus wird der Einfluss der Druckzonenhöhe explizit berücksichtigt.

Das Bemessungsmodell von Hegger/Tuchlinski ist Bestandteil der Versuchsauswertungen in Abschnitt 3.3. Eine detaillierte Vorstellung des Bemessungsansatzes erfolgt im Anhang C.

3.1.6.2 Beurteilung

Das Modell von Hegger/Tuchlinski ist im Hinblick auf den verwendeten Widerstandsansatz, mit der Berücksichtigung des tragfähigkeitsrelevanten Einflusses des räumlichen Spannungszustands und der Druckzonenhöhe, insbesondere im Vergleich zu den üblichen Rundschnittmodellen äußerst positiv zu bewerten. Zudem eignet sich das Modell aufgrund der stark vereinfachten Erfassung der Momenten-Querkraft-Interaktion für die Verwendung in der praktischen Arbeit.

Dem allgemeinen Kritikpunkt an Rundschnittmodellen bezüglich der gegenseitigen Abhängigkeit zwischen der Wahl des kritischen Rundschnitts und der Bestimmung der zugehörigen Momentenkoeffizienten, kann sich das Modell von Hegger/Tuchlinski jedoch nicht vollends entziehen. In diesem Zusammenhang dürfte auch der zusätzlich in den Widerstandsansatz eingefügte Anpassungsfaktor in Abhängigkeit der geometrischen Abmessungen d/c zu sehen sein.

3.1.7 Interaktionsmodelle

3.1.7.1 Allgemeine Beschreibung

Die Gruppe der Interaktionsmodelle ist gesondert von den bisher vorgestellten Modellen zu betrachten. Interaktionsmodelle stellen keine theoretischen Modelle im eigentlichen Sinne dar, d.h. Modelle, auf deren Grundlage sich das Tragverhalten im Bereich einer Decken-Stützen-Verbindung theoretisch erklären lassen würde. Hinter einem Interaktionsmodell oder Interaktionsansatz verbirgt sich vielmehr ein möglichst einfacher mathematischer Ansatz, mit dessen Hilfe sich der Einfluss einer ausmittigen Beanspruchung auf die Durchstantragfähigkeit rechnerisch beurteilen lässt. Grundlage für die Entwicklung der Interaktionsansätze können sowohl Versuchsdaten (entweder experimentell oder numerisch) als auch mechanische Modelle sein, wobei im letzteren Falle die Interaktion dazu verwendet wird, den Einflussparameter „Ausmittige Beanspruchung“ von der komplexen Berücksichtigung innerhalb des mechanischen Modells loszulösen und vereinfacht darzustellen. Interaktionsansätze werden vorwiegend in einer bezogenen Darstellung, mit Bezug auf die Grenzversagenslasten V_0 und M_0 , formuliert.

Zu den Vertretern der Interaktionsmodelle gehören z. B. Hanson/Hanson [32], Stamenkovic/Chapman [74] und Vocke [78].

3.1.7.2 Ausgewählte Beispiele

Erste Untersuchungen auf Grundlage eines Interaktionsansatzes werden von Hanson/Hanson [32] im Jahre 1968 durchgeführt. Hanson/Hanson beurteilen die Vorhersagegenauigkeit der Rundschnittmodelle mit linearer Schubspannungsverteilung von di Stasio van Buren [17], Moe [54], den rechnerischen Empfehlungen des Committee-326 [4] und den Kommentaren zum ACI 1963[2] bezüglich der Durchstantragfähigkeit von ausmittig beanspruchten Innenstützen-Verbindungen. Im Rahmen ihrer rechnerischen Untersuchungen können Hanson und Hanson aufzeigen, dass das Rundschnittmodell mit linearer Schubspannungsverteilung bei Innenstützen-Verbindungen einem linearen Interaktionsansatz der Form

$$\frac{V}{V_0} + \frac{M}{M_0} = 1 \quad (3.6)$$

entspricht. In Bild 3-12 a) wird der Modellansatz des Committee-326 in einer auf die

Grenztragfähigkeiten V_u und M_u bezogenen Darstellung mit Versuchsergebnissen verglichen. Die Auswertung bestätigt die grundsätzliche Verwendbarkeit des Modellansatzes (geringe Streuungen), zeigt aber auch, dass der Einfluss der Momentenbeanspruchung auf die Querkrafttragfähigkeit auf Grundlage des Ansatzes unterschätzt wird.

Der von Hanson/Hanson vorgeschlagene, optimierte Modellansatz ist in Bild 3-12 b) dargestellt. Er unterscheidet sich von dem Bemessungsansatz des Committee-326 nur durch einen von $\gamma_v = 0,20$ auf $\gamma_v = 0,40$ modifizierten Momentenkoeffizienten. Der mit dem Rundschnittmodell und der linearen Schubspannungsverteilung grundsätzlich gewählte theoretische Modellansatz bleibt davon unberührt.

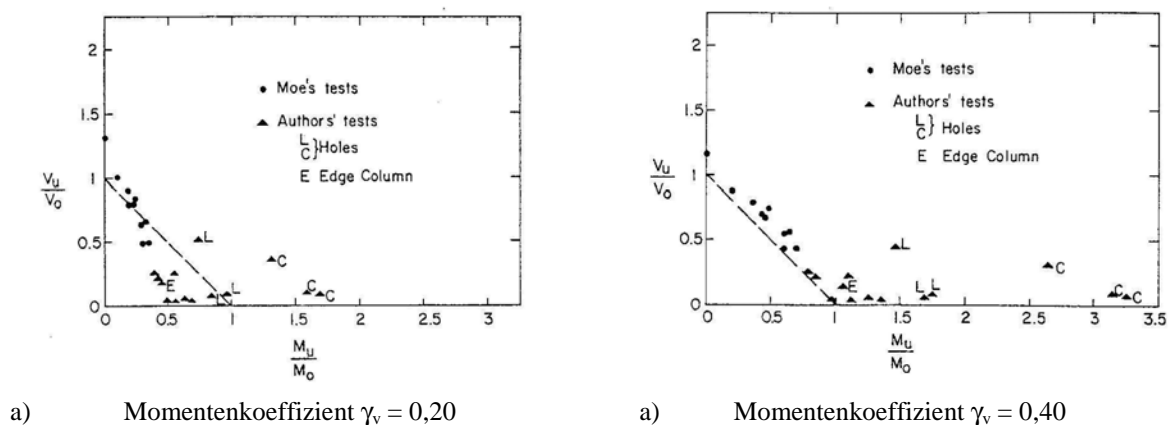


Bild 3-12: Einfluss unterschiedlicher Momentenkoeffizienten γ_v auf die Vorhersagegenauigkeit des Modellansatzes nach [4].

Stamenkovic/Chapman [74] führen im Jahre 1972 umfangreiche experimentelle und theoretische Untersuchungen zum ausmittigen Durchstanzen im Bereich von Innen-, Rand- und Eckstützen-Verbindungen durch. Der Einfluss einer ausmittigen Beanspruchung auf die Durchstanztragfähigkeit wird von Stamenkovic und Chapman vergleichbar zu Hanson/Hanson über entsprechende Interaktionsansätze beschrieben.

Der lineare Interaktionsansatz von Hanson/Hanson kann für ausmittig belastete Innenstützen-Verbindungen bestätigt werden. Für Rand- und Eckstützen-Verbindungen ermitteln die Autoren eine quadratische Interaktion in der Form

$$\left(\frac{V}{V_0}\right)^2 + \left(\frac{M}{M_0}\right)^2 = 1 \quad (3.7)$$

Der grundlegende Unterschied zwischen den Untersuchungen von Hanson/Hanson und Stamenkovic/Chapman liegt in der Art und Weise, wie die Interaktionsansätze hergeleitet werden. Nachdem bei Hanson/Hanson mit dem Rundschnittmodell ein theoretisches Modell zugrunde liegt, auf dessen alleiniger Grundlage bereits die Beurteilung einer ausmittigen Beanspruchung rechnerisch möglich ist, entwickeln Stamenkovic und Chapman ihr Interaktionsmodell ausschließlich durch Auswertung von Versuchsergebnissen und Festlegung von Berechnungsansätzen für die Grenztragfähigkeiten V_0 und M_0 . Auf die Entwicklung bzw. Festlegung der Grenztragfähigkeiten V_0 und M_0 wird im Rahmen dieser Arbeit nicht näher eingegangen.

Das derzeit aktuellste Bemessungsmodell unter Berücksichtigung eines Interaktionsansatzes wurde von Vocke [78] 2002 vorgestellt. Vocke untersucht die Durchstanzttragfähigkeiten von Platten im Bereich von Rand- und Eckstützen sowohl ohne Durchstanzbewehrung als auch mit Durchstanzbewehrung. Die Untersuchungen zum Durchstanzen mit Schubbewehrung beschränken sich auf das Versagen außerhalb des durchstanzbewehrten Bereichs. Als Ergebnis seiner Untersuchungen stellt Vocke einen verbesserten Bemessungsansatz für das Durchstanzen im Bereich von Rand- und Eckstützen auf Grundlage von DIN 1045-1 vor.

Die Ausführungen von Vocke bezüglich Durchstanzen ohne Schubbewehrung lassen sich vergleichbar zu Stamenkovic/Chapman in zwei Bereiche aufteilen:

- Untersuchungen zur Momenten-Querkraft-Interaktion und Ableitung eines geeigneten Interaktionsansatzes.
- Ermittlung geeigneter Eingangswerte V_0 und M_0 .

Vocke führt die Untersuchungen zur Momenten-Querkraft-Interaktion an einem räumlichen nichtlinearen Finite-Elemente-Modell durch, dessen Verwendbarkeit er im Rahmen von ausführlichen Voruntersuchungen bestätigen konnte. Als Ergebnis der numerischen Analyse schlägt Vocke für Rand- und Eckstützen-Verbindungen einen Interaktionsansatz 5. Ordnung vor:

$$\left(\frac{V}{V_0}\right)^5 + \left(\frac{M}{M_0}\right)^5 = 1 \quad (3.8)$$

Im Rahmen seiner rechnerischen Untersuchungen kann Vocke den Interaktionsansatz durch vereinfachte Betrachtungen an einem Stabwerkmodell qualitativ bestätigen.

Des Weiteren entwickelt Vocke auf Grundlage der numerischen Finite-Elemente-Analyse mit

$$M_0 = 1,25 \cdot V_0 \cdot c \quad (3.9)$$

ein gegenseitiges Abhängigkeitsverhältnis der beiden Grenztragfähigkeiten V_0 und M_0 , so dass sich die Momenten-Querkraft-Interaktion in der folgenden Form beschreiben lässt:

$$\left(\frac{V}{V_0}\right)^5 + \left(\frac{M}{1,25 \cdot V_0 \cdot c}\right)^5 = 1 \quad (3.10)$$

$$\Rightarrow V = V_0 \cdot \sqrt[5]{\frac{1}{1 + \left(\frac{e}{1,25c}\right)^5}} = \frac{V_0}{\beta_0} \quad \text{mit} \quad \beta_0 = \sqrt[5]{1 + \left(\frac{e}{1,25 \cdot c}\right)^5}$$

Die reduzierte Darstellungsform, welche ausschließlich von der Schubkrafttragfähigkeit V_0 abhängig ist, ermöglicht es, das Bemessungsmodell der DIN 1045-1 mit konstant über einen vordefinierten Rundschnitt verteilten Schubspannungen zu verwenden. Der von Vocke, nach der Kalibrierung an Versuchsergebnissen und einer statistischen Auswertung, in sicherheitsspezifischer Hinsicht, empfohlene Bemessungsansatz für die Bestimmung der Durchstanztlast $V_{Rd,ct}$ (auf Bemessungsniveau) enthält einen gegenüber den derzeitigen Regelungen der DIN 1045-1 (Gleichung 105) modifizierten Vorfaktor ($C_{Rd} = 0,12$ anstatt $C_{Rd} = 0,14$):

$$V_{Rd,ct} = 0,12 \cdot \kappa \cdot (\rho_l \cdot f_{ck})^{2/3} \cdot \frac{\kappa_a}{\beta \cdot \alpha} \cdot u \cdot d \quad (3.11)$$

Mit dem Faktor α wird der zusätzliche Einfluss unterschiedlicher Stützenabmessungen auf die nominelle Durchstanzttragfähigkeit berücksichtigt; α resultiert ebenfalls aus Erkenntnissen der nichtlinearen Finite-Element-Analyse. Der Faktor κ_a berücksichtigt den mit zunehmender Entfernung von der Stütze abnehmenden nominellen Schubwiderstand und wird nur bei Platten mit Schubbewehrung relevant. β berücksichtigt den mit zunehmender Entfernung von der Stütze abnehmenden Einfluss der Momenten-Querkraft-Interaktion und ist für nicht-schubbewehrte Platten mit β_0 gleichzusetzen. Die restlichen Parameter entsprechen den Parametern der DIN 1045-

1, Gleichung 105.

Der Bemessungsansatz von Vocke ist Bestandteil der Versuchsauswertungen in Abschnitt 3.3.

3.1.7.3 Beurteilung

Interaktionsmodelle kennzeichnen sich durch eine vereinfachte und deshalb übersichtliche Darstellung der Momenten-Querkraft-Interaktion. Sie eignen sich in dieser Form in besonderem Maße für die praxisübliche Anwendung z.B. im Rahmen von Normenansätzen.

Interaktionsansätze, die alleine auf Grundlage von Versuchsauswertungen entwickelt werden, unterliegen streng genommen den üblichen Einschränkungen bei der empirischen Modellierung. Die Einschränkungen können jedoch insofern relativiert werden, weil größere Abweichungen durch die Vorgabe und den Bezug auf die Grenztragfähigkeiten V_0 und M_0 weitestgehend ausgeschlossen werden können.

Positiv an den Ausführungen von Vocke ist zu bewerten, dass die numerischen Ergebnisse der komplexen, nicht-linearen Finite-Elemente-Berechnung durch vereinfachte Untersuchungen an einem Stabwerkmodell, das qualitative Einblicke in das entsprechende Tragverhalten der Verbindung ermöglicht, ergänzt werden.

3.1.8 Verwendung nicht-linearer Finite-Elemente-Modelle bei der Modellentwicklung

3.1.8.1 Allgemeine Beschreibung

Ein Teil der jüngeren theoretischen Modelle wurde unter Zuhilfenahme von nicht-linearen, räumlichen Finite-Elemente-Modellen entwickelt. Die nicht-linearen Finite-Elemente-Analysen werden dabei ergänzend zu den experimentellen Versuchsdaten sowohl für die vertiefte Untersuchung einzelner Parameter als auch für die Untersuchung und Beurteilung des komplexen Verformungs- und Lastabtragungsverhalten im lokalen Durchstanzbereich herangezogen.

Nicht-lineare Finite-Elemente-Analysen wurden z.B. von Megally [53] im Zusammenhang mit der rechnerischen Überprüfung der γ_v -Werte und von Vocke [78] für die Festlegung der Momenten-Querkraft-Interaktion sowie für die Untersuchungen zum tragfähigkeitsrelevanten Einfluss der Stützenquerschnittsabmessungen herangezogen. Hegger/Tuchlinski [39] verwenden die numerischen Modelle für Untersuchungen zum räumlichen Spannungszustand bzw. für Untersuchungen hinsichtlich von Lage und Verlauf der Schubspannungen im Bereich der Stützenanschlussfläche.

3.1.8.2 Beurteilung

Im Gegensatz zu realen Versuchsaufbauten, bei denen die Erfassung von Messdaten weitestgehend auf die Außenflächen des Versuchskörpers bzw. auf die Lage der Bewehrung beschränkt ist, öffnen die räumlichen Finite-Elemente-Modellierungen den „Blick in das Platteninnere“. So können z.B. Betonbeanspruchungen in Stützennähe, Lage und Verlauf der Schubübertragung sowie der Beginn und das Fortschreiten von Rissbildungen im Inneren der Platte deutlich besser als bei realen Versuchsplatten untersucht und beurteilt werden.

Zudem bildet die transparente Eingabe der Materialeigenschaften eine geeignete Grundlage für detaillierte Parameterstudien. Materialeigenschaften des Betons, wie z. B. die Bruchenergie und die Zugfestigkeit lassen sich im Gegensatz zu den experimentellen Untersuchungen direkt kontrollieren und analysieren.

Aufgrund des großen Rechenaufwands sind die numerischen Modelle vergleichbar zu realen Versuchsaufbauten derzeit noch auf geometrische Standardfälle beschränkt.

3.2 Normenansätze

Im Folgenden werden die Bemessungskonzepte von ausgewählten, aktuellen Normen für das Durchstanzen nicht-schubbewehrter Platten im Bereich von ausmittig beanspruchten Innen-, Rand- und Eckstützen-Verbindungen vorgestellt. Die gewählte Nummerierung von zitierten Bemessungsgleichungen entspricht der Nummerierung im jeweiligen Originaldokument.

3.2.1 EC 2

Das Bemessungskonzept von EC 2 entstammt den Regelungen des Model Code 90 [15].

Grundlage des Durchstanzmodells bildet ein kritischer Rundschnitt im Abstand $2d$ vom Stützenrand. Für nicht-schubbewehrte Platten muss gewährleistet werden, dass die einwirkende Schubspannung v_{Ed} auf dem kritischen Rundschnitt die aufnehmbaren Schubwiderstandsspannungen $v_{Rd,c}$ nach Gleichung 6.47 nicht überschreitet. Die folgende Darstellung erfolgt ohne Berücksichtigung des Einflusses einer Vorspannung:

$$v_{Rd,c} = C_{Rd,c} k (100 \rho_l f_{ck})^{1/2} \geq v_{min} \quad (6.47)$$

$C_{Rd,c}$, v_{min} Die Werte dürfen im Rahmen des Nationalen Anhangs festgelegt werden. Die Empfehlungen lauten:

$$C_{Rd,c} = \frac{0,18}{\gamma_c} = 0,12$$

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

k Faktor für die Berücksichtigung des Maßstabeffekts mit

$$k = 1 + \sqrt{\frac{200}{d}} \leq 2 \quad d [mm]$$

f_{ck} Charakteristische Druckfestigkeit in MPa.

ρ_l Gemittelter Längsbewehrungsgrad aus der Zugbewehrung in x- und y-Richtung, wobei die Längsbewehrungsgrade als Mittelwerte über eine Plattenbreite entsprechend der Stützenbreite und $3d$ pro Seite zu bestimmen sind.

$$\rho_l = \sqrt{\rho_{lx} \cdot \rho_{ly}} \leq 0,02$$

Die Ermittlung der einwirkenden Schubspannung v_{Ed} erfolgt bei zentrischer Lasteinleitung unter Annahme einer über die Rundschnittfläche gleichmäßigen Schubspannungsverteilung. Erfolgt die Lasteinleitung bezüglich der Rundschnittfläche dagegen exzentrisch, so ermittelt sich die maßgebende, einwirkende Schubspannung wie folgt:

$$v_{Ed} = \beta \cdot \frac{V_{Ed}}{u_i d} \quad (6.38)$$

V_{Ed} Einwirkende Belastung, bzw. Auflagerreaktionskraft auf Bemessungsniveau.

d Gemittelte statische Nutzhöhe aus d_x und d_y .

u_i Länge des betrachteten Rundschnitts (siehe Bild 6.13 und 6.15).

β Beiwert zur Berücksichtigung einer nichtrotationssymmetrischen Querkraftverteilung im Rundschnitt.

Für β gilt in der allgemeinen Form:

$$\beta = 1 + k \cdot \frac{M_{Ed}}{V_{Ed}} \cdot \frac{u_1}{W_1} \quad (6.39)$$

M_{Ed} Zu übertragendes Moment im Bereich der Decken-Stützen-Verbindung auf Bemessungsniveau.

- u_1 Umfang des kritischen Rundschnitts.
 k Koeffizient, der in Abhängigkeit der Stützenabmessungen c_1 und c_2 bestimmt wird. Der Wert berücksichtigt die anteilmäßige Lastabtragung der Momentenbeanspruchung in Form von Schub, Biegung und Torsion im Bereich der Platte (siehe Tabelle 6.1 in [65]).
 W_1 Der Wert beschreibt das Widerstandsmoment der Platte für den kritischen Rundschnitt gemäß Bild 3-13 unter der Annahme einer plastischen Schubspannungsverteilung.
- $$W_1 = \int_0^{u_1} |e| \cdot dl \quad (6.40)$$
- dl Infinitesimaler Längenabschnitt entlang des kritischen Rundschnitts.
 e Abstand der infinitesimalen Längenabschnitte dl bzgl. der Momentenachse im Schwerpunkt des kritischen Rundschnitts.

Grundlage des ausmittigen Durchstanzmodells bildet die Annahme einer plastischen Schubspannungsverteilung entlang des kritischen Rundschnitts im Abstand $2d$ vom Stützenrand (Siehe Bild 3-13). Die für die Bemessung heranzuziehende Schubspannung resultiert aus der Superposition der konstant verteilten Schubspannungen infolge Querkraft und der abschnittsweise konstant verteilten Schubspannungen infolge des Moments.

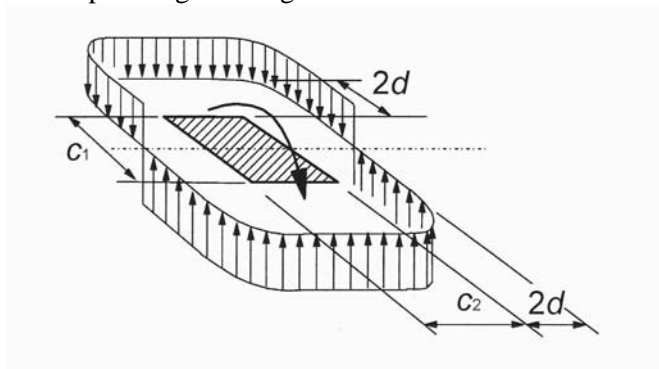


Bild 3-13: Querkraftverteilung infolge eines Kopfmoments einer Innenstütze (Bild 6.19 in [65]).

Für Rechteckstützen ermittelt sich W_1 entsprechend Gleichung (6.41) zu:

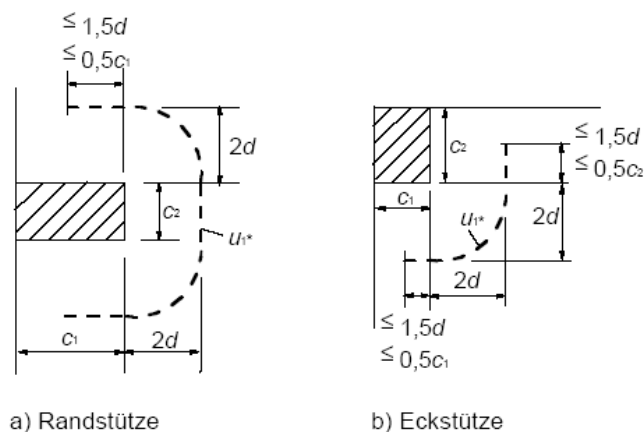
$$W_1 = \frac{c_1^2}{2} + c_1 c_2 + 4c_2 d + 16d^2 + 2\pi d c_1 \quad (6.41)$$

mit:

- c_1 die Abmessung der Stütze parallel zur Lastausmitte und
 c_2 die Abmessung der Stütze senkrecht zur Lastausmitte ist.

In Gleichung (6.42) und (6.43) werden zudem Näherungsformeln für die β -Werte von Innenstützen mit Kreisquerschnitt sowie für rechteckige Innenstützen mit zu beiden Achsen ausmittiger Lastenleitung bereitgestellt.

Bei Randstützen mit einer Lastausmitte rechtwinklig zum Plattenrand in Richtung Platteninnerem (aufgrund eines Moments um eine Achse parallel zum Plattenrand) und bei Eckstützen mit ebenfalls einer Lastausmitte zum Platteninneren dürfen die β -Werte vereinfacht auf Grundlage eines verkürzten Rundschnittansatzes ermittelt werden. Die verkürzten Rundschnittannahmen sind in Bild 3-14 dargestellt:



a) Randstütze

b) Eckstütze

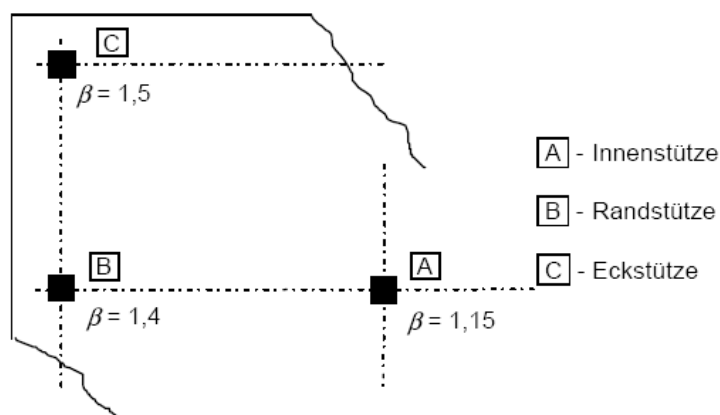
Bild 3-14: Verminderter Rundschnitt u_1^* .

In beiden Fällen resultiert der β -Wert aus der Beziehung

$$\beta = \frac{u_1}{u_1^*} \quad (6.46)$$

Für Rand- und Eckstützen mit einer Ausmitte, die nicht in Richtung des Platteninneren gerichtet ist, werden keine vereinfachten Bemessungsmöglichkeiten angegeben, so dass die Ermittlung von β auf Grundlage von Gleichung 6.39 zu erfolgen hat.

Bei Tragwerken deren Stabilität gegen seitliches Ausweichen von der Rahmenwirkung zwischen Platten und Stützen unabhängig ist und bei denen sich die Längen der angrenzenden Deckenfelder nicht um mehr als 25% unterscheiden, dürfen Näherungswerte für β verwendet werden. In Bild 3-15 sind die empfohlenen Werte für β dargestellt.

Bild 3-15: Empfohlene Werte für β (Bild 6.21N in [65]).

3.2.2 DIN 1045-1

Grundlage des Durchstanzmodells nach DIN 1045-1 bildet ein kritischer Rundschnitt im Abstand $1,5d$ vom Auflagertrand (siehe Bild 39 und 41 in DIN 1045-1). Der Einfluss einer ausmittigen Lasteinleitung auf die Durchstanztragfähigkeit wird vergleichbar zu den Regelungen des EC 2 über einen Erhöhungsfaktor β auf der Einwirkungsseite berücksichtigt. Im Gegensatz zu EC 2 wird jedoch kein allgemeines Verfahren unter Berücksichtigung der tatsächlichen Lastausmitte angeboten. In Abschnitt 10.5.3, Absatz (2), werden konstante β -Werte für Innen-, Rand- und Eckstützen-Verbindungen in unverschieblichen Systemen angegeben (siehe Bild 44 in DIN 1045-1) Mit der Ausnahme von Innenstützen-Verbindungen ($\beta_{\text{DIN 1045-1}} = 1,05$ anstatt $\beta_{\text{EC2 Teil1}} = 1,15$) sind die Werte vergleichbar mit den Werten des EC 2 nach Bild 3-13. Für die Bemessung ausmittiger Durchstanzprobleme in verschieblichen Systemen werden keine Hilfsmittel bereitgestellt.

Die Querkrafttragfähigkeit $v_{\text{Rd,ct}}$ längs des kritischen Rundschnitts von nicht-schubbewehrten Platten ist im Abschnitt 10.5.4 der DIN 1045-1 angegeben und lautet für Normalbeton und unter Nicht-Berücksichtigung der Vorspannungswirkung wie folgt:

$$v_{\text{Rd,ct}} = \left(0,14 \cdot \kappa \cdot (100\rho_l f_{ck})^{2/3}\right) \cdot d \quad (105)$$

Sie unterscheidet sich von der Querkrafttragfähigkeit $v_{\text{Rd,c}}$ des EC 2 durch die folgenden Punkte:

- Aufgrund des verkleinerten Rundschnitts bei $a = 1,5d$ kann der Vorfaktor von $C_{\text{Rd}} = 0,12$ auf $C_{\text{Rd}} = 0,14$ erhöht werden,
- der Längsbewehrungsgrad wird innerhalb des kritischen Rundschnitts bestimmt,
- zusätzlich zu der in EC 2 festgelegten Obergrenze wird der Längsbewehrungsgrad noch in Abhängigkeit vom Verhältnis der Betonfestigkeit zur Festigkeit des Bewehrungsstahls begrenzt:

$$\rho_l \leq 0,40 \frac{f_{cd}}{f_{yd}}$$

In diesem Zusammenhang muss festgestellt werden, dass die Anwendung des obigen Nachweisformats gemäß Abschnitt 10.5.2 der DIN 1045-1 ohne weiteren Nachweis nur für die folgenden Lasteinleitungsflächen geregelt ist:

- Kreisförmige Flächen mit einem Durchmesser bis $3,5d$,
- rechteckige Flächen mit einem Umfang nicht größer als $11d$ und einem Verhältnis von Länge a zu Breite b der Fläche von maximal $2,0$,
- Flächen mit beliebiger Form, die sinngemäß wie die oben erwähnten Formen begrenzt sind.

Können diese Bedingungen nicht erfüllt werden, sind die Rundschnitte nach Bild 3-16 anzusetzen:

Legende

- 1 Lasteinleitungsfläche A_{load}
- 2 maßgebende Abschnitte des kritischen Rundschnitts

$$a_1 \leq \begin{cases} a \\ 2b \\ 5,6d - b_1 \end{cases}$$

$$b_1 \leq \begin{cases} b \\ 2,8d \end{cases}$$

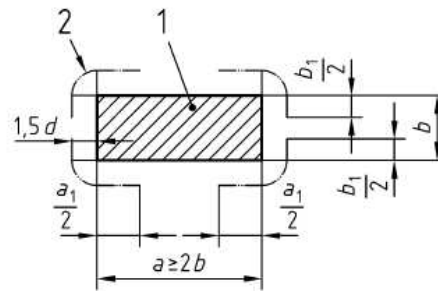


Bild 3-16: Maßgebende Abschnitte für den kritischen Rundschnitt bei ausgedehnten Auflagerflächen (Bild 38 in [18]).

Die Sicherstellung der Querkrafttragfähigkeit erfolgt nach DIN 1045-1, Abschnitt 10.5.6, entgegen den Regelungen des EC 2 durch Festlegung eines Mindestlängsbewehrungsgrades indirekt über die Vorgabe von lokalen Mindest-Biegetragfähigkeiten (siehe auch Zilch/Hammelehle [83]).

3.2.3 Heft 525-1 [36]

Heft 525-1 [36] enthält ergänzende Regelungen zur DIN 1045-1. Die konstanten β -Werte der DIN 1045-1 in Bild 44 wurden für horizontal ausgesteifte Systeme mit punktgestützten Platten unter Gleichlasten mit Stützweitenunterschieden von bis zu maximal 25% ermittelt. Den in Heft 525-1 formulierten Ergänzungen zu Abschnitt 10.5.3 der DIN 1045-1 zufolge, muss die Querkraftverteilung bei ungleichmäßigeren Stützweitenverhältnissen entweder auf Grundlage von Lasteinleitungssektoren oder in Abhängigkeit der bezogenen Normalkraftausmitte der Stütze im Bereich des Rahmenknotens nach Gleichung (H.10-7) ermittelt werden. Der Ansatz geht auf Kordina/Nölting [46] zurück:

$$\beta = 1 + \frac{\Delta M_{\text{Stütze}} / N_{\text{Stütze}}}{l_c} \quad (\text{Gl. H.10-7})$$

- | | |
|----------------------------|---|
| $\Delta M_{\text{Stütze}}$ | Moment, das im Knoten von der Stütze an die Deckenplatte abgegeben wird |
| $N_{\text{Stütze}}$ | Stützennormalkraft |
| l_c | Stützedurchmesser oder –seitenlänge. |

Es gilt zu betonen, dass Gleichung (H.10-7) auch nur für unverschiebliche Systeme gültig ist.

3.3 Vergleich theoretischer Modelle und Normenansätze mit Versuchsergebnissen

3.3.1 Einleitung

Gegenstand der rechnerischen Untersuchungen sind die im vorigen Abschnitt vorgestellten Normenansätze sowie die theoretischen Modellansätze von Vocke [78] und Hegger/Tuchlinski [39].

Die theoretischen Modellansätze von Vocke [78] und Hegger/Tuchlinski [39] werden deshalb für die Vergleichsuntersuchungen herangezogen, weil sie sich ähnlich den Normenansätzen aufgrund ihrer einfachen Handhabung für die praxisübliche Anwendung eignen. Zudem handelt es sich bei den Ansätzen um die derzeit aktuellsten, veröffentlichten Modellentwicklungen.

Im Rahmen der Untersuchungen werden die rechnerisch ermittelten Durchstanzwiderstände im Bruchzustand $V_{Rk, Bemessungsansatz}$ den im Versuch gemessenen Bruchlasten V_{Test} gegenübergestellt. Das Verhältnis von experimenteller und rechnerischer Bruchlast $\xi = V_{Test} / V_{Rk}$ wird im Anschluss einer statistischen Auswertung unterzogen. Zudem werden Untersuchungen bezüglich der vorhandenen Sicherheitsniveaus der einzelnen Bemessungsansätze nach DIN EN 1990 [20] durchgeführt. Der Berechnungsansatz von Hegger/Tuchlinski [39] wurde auf Mittelwertniveau formuliert, so dass für diesen Ansatz die Auswertungen in sicherheitsspezifischer Hinsicht entfallen.

Ein maßgeblicher Untersuchungsschwerpunkt befasst sich mit der Frage, inwieweit die Bemessungsansätze den Einfluss maßgeblicher Parameter und insbesondere der Lastausmitte auf das Tragverhalten und die Durchstanztragfähigkeit abbilden können.

3.3.2 Erstellung von Versuchsdatenbanken

3.3.2.1 Allgemein

Im Rahmen der vorliegenden Arbeit wurden umfangreiche Versuchsdatenbanken zu Durchstanzversuchen im Bereich von ausmittigt beanspruchten Innen-, Rand- und Eckstützen-Verbindungen erstellt. Die Datenbanken zu Rand- und Eckstützenversuchen stimmen weitestgehend mit den entsprechenden Datenbanken von Vocke [78] überein, bei den Innenstützen-Verbindungen konnte die Versuchsdatenbank von Kordina/Nölting [46] aus dem Jahre 1986 durch zahlreiche weitere Versuchsreihen erweitert werden.

3.3.2.2 Auswahl der Versuchsdaten

Bei der Auswahl der Versuche wurden die folgenden Kriterien festgelegt:

- Es wurden nur Versuche mit Normalbeton berücksichtigt.
- Versuche, bei denen ein Durchstanzversagen im Versuchsbericht eindeutig ausgeschlossen werden konnte, d.h. Versuche, die rein auf Biegung versagten oder Versuche, bei denen z.B. ein Versagen der Restplatte dem Versagen im Decken-Stützen-Verbindungsbereich vauseilte, wurden bei der Zusammenstellung der Datenbanken nicht berücksichtigt.
- Die statische Nutzhöhe der Versuchsplatten sollte mindestens $d \geq 50\text{mm}$ betragen, Versuche mit kleineren Nutzhöhen sind im Regelfall nur mit Mikrobeton und spezieller Bewehrung ausführbar und könnten die Untersuchungsergebnisse deshalb verfälschen.
- Die Versuchsauswahl wurde auf Versuche mit einer kombinierten Lasteinleitung aus Querkraft und Moment beschränkt, Versuche mit reiner Momentenbeanspruchung wurden nicht in die Datenbank mit aufgenommen.

- Es wurden zudem nur Versuche berücksichtigt, bei denen die Längsbewehrung im Bereich der Platten-Stützen-Verbindung weitestgehend orthogonal verläuft.

3.3.2.3 Struktur der Versuchsdaten

Unter Berücksichtigung der genannten Kriterien konnten 74 Versuche zu ausmittigt beanspruchten Innenstützen-Verbindungen, 80 Versuche zu Randstützen-Verbindungen und 44 Versuche zu Eckstützen-Verbindungen zusammengestellt werden. In den Bildern Bild 3-17 ÷ Bild 3-19 sind die Strukturen der Datenbanken in Bezug auf maßgebende Parameter, wie z.B. dem Längsbewehrungsgrad ρ_l (Ermittlung nach DIN 1045-1 innerhalb des kritischen Rundschnitts im Abstand $1,5d$ vom Stützenrand), der mittleren Betondruckfestigkeit f_c (Zylinderdruckfestigkeit zum Zeitpunkt des Versuchsablaufs), der mittleren statischen Nutzhöhe d sowie der bezogenen Ausmitte e/c anhand von Häufigkeitsverteilungen dargestellt.

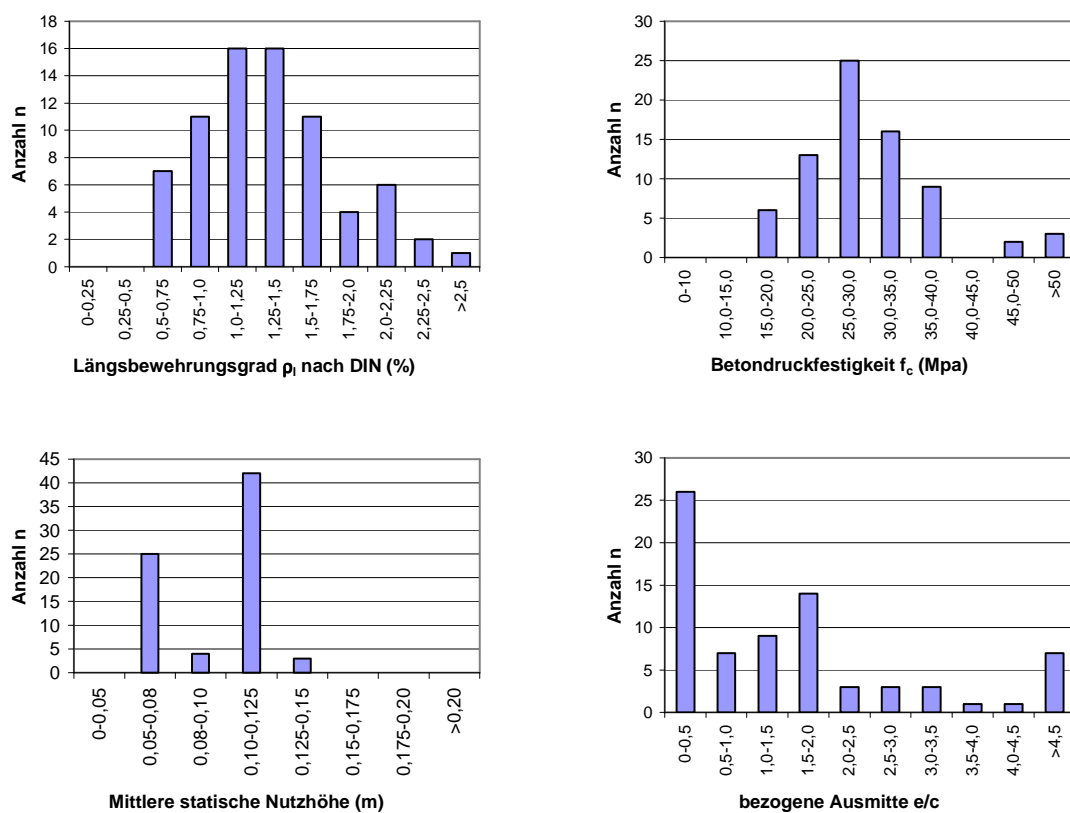


Bild 3-17: Struktur der Innenstützen-Datenbank.

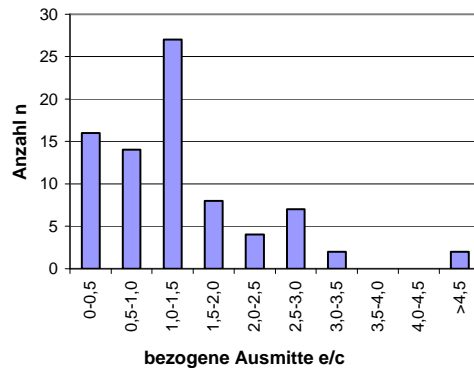
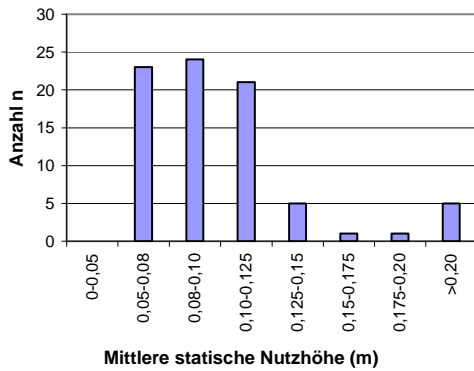
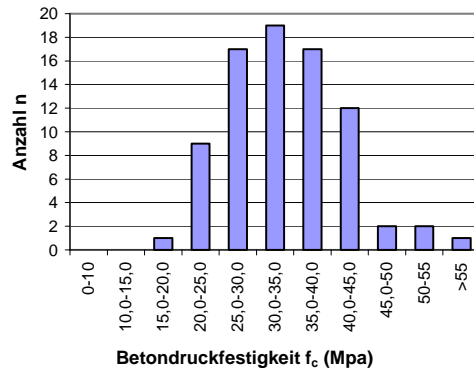
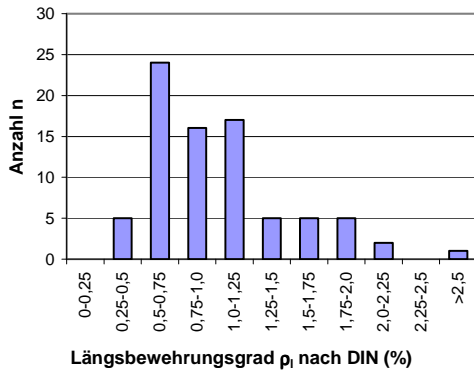


Bild 3-18: Struktur der Randstützen-Datenbank.

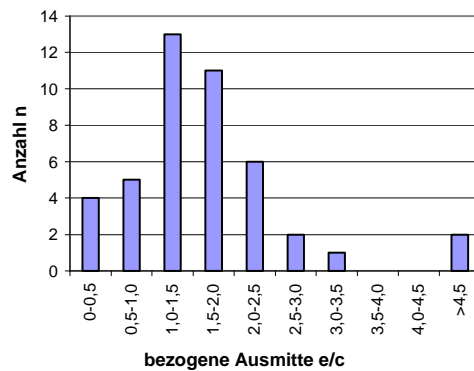
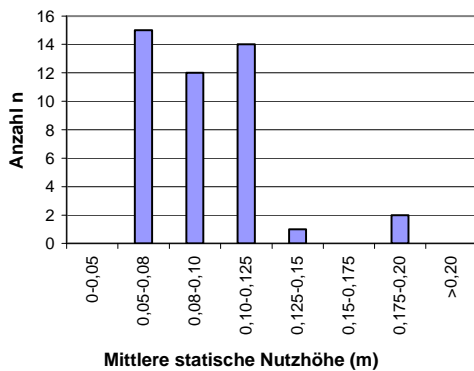
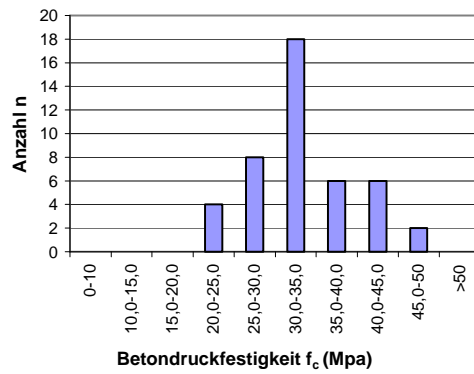
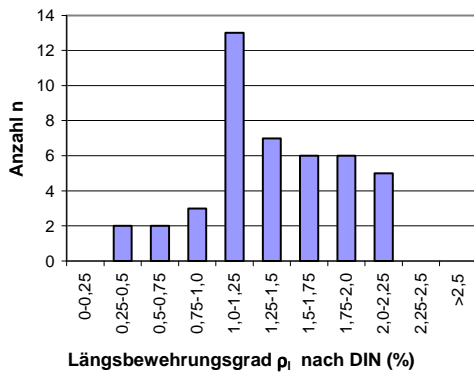


Bild 3-19: Struktur der Eckstützen-Datenbank.

Sowohl die Innenstützen-Datenbank als auch die Rand- und Eckstützen-Datenbanken kennzeichnen sich durch eine ausreichende Anzahl an Versuchsdaten mit überwiegend ausgewogener Verteilung der untersuchten Längsbewehrungsgrade im maßgebenden Bereich zwischen $\rho_1 = 0,5\%$ und $\rho_1 = 2,0\%$. Nur wenige Versuche enthalten Längsbewehrungsgrade $\rho_1 < 0,5\%$ oder $\rho_1 > 2,0\%$.

Ein Großteil der Versuchs-Betondruckfestigkeiten f_c bewegt sich zwischen 20 und 40 MPa. Nur ein Versuch aus allen drei Versuchsdatenbanken kennzeichnet sich durch eine Festigkeit größer als $f_c = 55 \text{ N/mm}^2$ (Versuch von Sherif [71] an einer Randstützen-Verbindung mit hochfestem Beton). Vor diesem Hintergrund eignen sich die Datenbanken nur bedingt für die Beurteilung des Durchstanzens bei hochfesten Betonen.

Die mittlere statische Nutzhöhe beträgt bei mehr als 90% der Versuche weniger als $d = 0,125\text{m}$. Dies lässt sich in erster Linie mit den beschränkten Versuchskapazitäten vor allem älterer Versuche erklären, die die Untersuchung an Maßstabsmodellen erforderlich machten. Erst die jüngeren Versuche von Hegger/Tuchlinski [39] im Bereich von Randstützen-Verbindungen ($d = 0,18\text{m}$) bzw. von Vocke [78] an Eckstützen-Verbindungen ($d = 0,19\text{m}$) weisen realistische Plattendicken auf.

Die bezogene Ausmitte e/c wurde in den erfassten Versuchen in einem breiten Spektrum mit bezogenen Ausmitten e/c von zum Teil weit über 4,0 variiert. Beim größten Teil der Versuche bewegen sich die bezogenen Ausmitten jedoch in einem Bereich zwischen $0 \leq e/c \leq 2,0$. Dieser Bereich deckt die üblichen Ausmitten bei horizontal ausgesteiften Flachdeckensystemen ab.

3.3.3 Versuchsauswertung

3.3.3.1 Allgemeine Annahmen bzw. Festlegungen

Folgende Annahmen werden beim Vergleich von rechnerischen Bemessungsansätzen mit den Versuchsergebnissen getroffen:

- Der charakteristische Rechenwert des Durchstanzwiderstands ergibt sich aus der folgenden Beziehung:

$$V_{Rk} = V_{Rd} \cdot \gamma_m, \text{ mit}$$

V_{Rd} Bemessungswert des Durchstanzwiderstands,
 γ_m Material-Teilsicherheitsbeiwert ($\gamma_m = \gamma_c = 1,5$)

- In den Bemessungsansätzen wird die charakteristische Betondruckfestigkeit mit $f_{ck} = f_c - 4$ angesetzt, wobei f_c die im Versuch gemessene mittlere Zylinderdruckfestigkeit darstellt. Dieses Vorgehen geht auf einen Vorschlag von König/Dehn [45] zurück. Der im Vergleich zu EC 2 und der DIN 1045-1 verminderte Differenzbetrag zwischen mittlerer und charakteristischer Betondruckfestigkeit lässt sich mit den im Vergleich zu Baustellenbedingungen besseren Herstellungsbedingungen im Versuchslabor begründen und den damit geringer zu erwartenden Streuungen.
- Die Betonfestigkeiten werden als Kurzzeitfestigkeiten betrachtet. Eine Reduktion der Festigkeiten aufgrund des zeitabhängigen Materialverhaltens des Betons wurde nicht berücksichtigt, da bei den meisten Versuchen nur ungenügende Angaben im Hinblick auf die zugehörigen Belastungszeiträume zur Verfügung standen. Somit tendiert die Ermittlung von ξ zu konservativen Ergebnissen hin.
- Im Allgemeinen werden nur Versuche mit einer bezogenen Lastausmitte $e/c \leq 3,5$ in die Auswertung mit einbezogen. Für Innenstützen-Verbindungen wird der Ausmittigkeitbereich bis zu einer Grenze von $e/c \leq 6,0$ erweitert. Dies lässt sich damit begründen, dass ein erheblicher Anteil der Innenstützen-Versuche mit großen Lastausmitten durchgeführt wurde.
- Bei den rechnerischen Untersuchungen zu den Bemessungsansätzen des EC 2 wird der

Längsbewehrungsgrad ρ_l in Gleichung 6.47 nicht, wie eigentlich vorgeschrieben, aus dem Bewehrungsgehalt eines Plattenstreifens mit der Breite c plus $3d$ pro Stützenseite ermittelt (c ist die Breite der Stütze), sondern aus dem Bewehrungsgehalt eines Plattenstreifens mit der reduzierten Breite c plus $2d$ pro Stützenseite, welcher der Breite des kritischen Rundschnitts entspricht. Dieses Vorgehen liegt auf der sicheren Seite und berücksichtigt die bei manchen Versuchen im Vergleich zur Praxis unüblich starke Abstufung der Längsbewehrung mit zunehmendem Abstand von der Stütze.

3.3.3.2 Statistische Parameter und Definition des erforderlichen Sicherheitsniveaus

Die statistische Auswertung erfolgt zum einen für das ξ - Verhältnis, welches sich aus dem Quotienten von Versuchslast V_{Test} und der charakteristischen Berechnungslast V_{Rk} zusammensetzt und zum anderen für den C_{R} -Faktor, wobei C_{R} den Vorfaktor des Widerstandsansatzes darstellt, welcher sich aus der rechnerischen Beziehung $C_{\text{R}} = V_{\text{Test}}/V_{\text{R,bez}}$ ergibt ($V_{\text{R,bez}}$ ist der bezogene Durchstanzwiderstand ohne Berücksichtigung eines Vorfaktors).

Die statistische Auswertung bzw. die Festlegung des erforderlichen Sicherheitsniveaus wird auf Grundlage von DIN EN 1990 [20] Anhang D, sowohl mit Hilfe der Bemessungswertbestimmung über den charakteristischen Wert nach Abschnitt D.7.2 (Auswertung für die ξ - Verteilung und die C_{R} - Verteilung) als auch mit Hilfe der direkten Bemessungswertbestimmung unter Berücksichtigung eines vorgegebenen Sicherheitsindex von $\beta = 3,8$ nach Abschnitt D.7.3 (nur für die Auswertung der C_{R} - Verteilung herangezogen) durchgeführt. Bei der Auswertung der ξ - Verteilung ist eine direkte Ermittlung des Bemessungswerts nicht mehr erforderlich, da der Sicherheitsbeiwert von $\gamma_m = 1,5$ bereits bei der Ermittlung des charakteristischen Widerstandswerts V_{Rk} berücksichtigt wurde. Für beide Verteilungsfunktionen wird die für Widerstandsansätze übliche log-Normalverteilung vorausgesetzt ([45]).

Die unterschiedlichen Verfahren (Verfahren nach Abschnitt D.7.2 bzw. Verfahren nach Abschnitt D.7.3) werden im Weiteren mit Verfahren A und B bezeichnet. In Tabelle 3-1 sind die maßgebenden statistischen Parameter beider Verfahren in allgemeiner Form dargestellt. Im vorliegenden Fall stellt x_i zum einen $\xi_i = V_{\text{Test},i}/V_{\text{Rk},i}$ und zum anderen $C_{\text{R},i} = V_{\text{Test},i}/V_{\text{R,bez},i}$ dar, mit n wird die Anzahl der ausgewerteten Versuche bezeichnet.

Parameter	Verfahren A (DIN EN 1990 (...) Anhang D.7.2)	Verfahren B (DIN EN 1990 (...) Anhang D.7.3)
m_y	$m_y = \frac{1}{n} \sum \ln(x_i)$	Siehe Verfahren A
$s_y \approx V_x$	$s_y = \sqrt{\frac{1}{n-1} \sum (\ln x_i - m_y)^2}$	Siehe Verfahren A
5%-Fraktile	$x_{5\%} = e^{(m_y - 1,645 \cdot s_y)}$	-
Bemessungswert	$X_d = X_k / \gamma_m = X_k / 1,5$	$X_d = e^{(m_y - 3,04 \cdot s_y)}$

Tabelle 3-1: Beschreibung der maßgebenden statistischen Parameter für die Auswertungsverfahren nach DIN EN 1990 [20], Anhang D.7.2 und D.7.3.

Nach Verfahren A ist eine ausreichende Bemessungssicherheit gewährleistet, wenn das 5%-Fraktile der ξ - Verteilung größer oder gleich 1,0 ist bzw. wenn der vorhandene Vorfaktor C_{Rd} den zulässigen, unter Berücksichtigung eines Sicherheitsbeiwerts von $\gamma_m = \gamma_c = 1,5$ ermittelten Vorfaktor $C_{\text{Rd,max}}$ (Verf. A) nicht überschreitet.

Auf Grundlage von Verfahren B kennzeichnet sich ein Bemessungsansatz durch ein ausreichendes Sicherheitsniveau, wenn der vordefinierte Sicherheitsindex (hier $\beta=3,8$) eingehalten werden kann. Bei den hier durchgeführten Untersuchungen ist dieses Kriterium erfüllt, wenn der vorhandene

Vorfaktor C_{Rd} des Bemessungsansatzes den infolge der statistischen Auswertung ermittelten maximal zulässigen Vorfaktor $C_{Rd,max}$ (Verf. B) nicht überschreitet.

3.3.3.3 Innenstützen-Verbindungen

Unter Berücksichtigung der Kriterien aus Abschnitt 3.3.3.1 musste die Versuchsdatenbank nach Abschnitt 3.3.2.3 auf insgesamt 73 Versuche reduziert werden.

Gegenstand der rechnerischen Untersuchungen sind die Bemessungsansätze des EC 2 (allgemeines Bemessungsverfahren auf Grundlage einer plastischen Schubspannungsverteilung nach Gleichung 6.39), des Hefts 525-1 sowie der Bemessungsansatz von Hegger/Tuchlinski [39]. Die Berechnungen mit dem Bemessungsansatz des Hefts 525-1 wurden unter Berücksichtigung der Rundschnittbegrenzung nach DIN 1045-1, Bild 38, durchgeführt. Bei den Berechnungen mit dem Bemessungsvorschlag von Hegger/Tuchlinski [39] wurde das geometrische Kriterium, wonach das gegenseitige Verhältnis der beiden Stützenquerschnittsseiten nicht mehr als 1,5 betragen darf, berücksichtigt. Die Versuchsdatenmenge reduziert sich in diesem Fall auf 64 Versuche. Der Bemessungsansatz der DIN 1045-1 mit einem konstantem β -Wert von 1,05 wurde bei den Untersuchungen in Anbetracht des umfangreichen Ausmittigkeitsbereichs ($0 \leq e/c \leq 6,0$) nicht berücksichtigt.

In Tabelle 3-1 sind die maßgebenden statistischen Parameter der theoretischen Bemessungsansätze aufgeführt. Bild 3-20 stellt das ξ - Verhältnis der Einzelversuche zwischen der experimentellen Bruchlasten V_{Test} und den rechnerischen Bruchlasten $V_{Rk,Code}$ in Abhängigkeit der bezogenen Lastausmitte e/c dar. Eine vollständige Darstellung der ξ - Verhältnisse in Abhängigkeit weiterer Parameter, wie dem Längsbewehrungsgrad ρ_l , der mittleren Betondruckfestigkeit f_c , der mittleren statischen Nutzhöhe d sowie den geometrischen Abmessungsverhältnissen c_x/c_y und c_x/d ist in den Bildern C-2 bis C-4 im Anhang C.3 dargestellt.

Die Versuchsreihe von Stamenkovic /Chapman [74] kennzeichnet sich durch überdurchschnittlich hohe Tragfähigkeiten (siehe auch die Versuchsauswertung bei Randstützen-Verbindungen). Die Versuche wurden bei der Auswertung berücksichtigt, sind aber zur Information in den Diagrammen durch eine andere Mustergebung kenntlich gemacht.

Norm	Anzahl n	ξ_m	s_y	$\xi_{5\%}$ (Verf. A)	$C_{Rd,vorh.}$	$C_{Rd,max.}$ (Verf. A)	$C_{Rd,max.}$ (Verf. B)
EC 2 (allg. Verf. nach Gl. 6.39)	73	1,20	0,180	0,88	0,12	0,105	0,123
Heft 525-1 (variabler β -Wert)	73	1,42	0,196	1,02	0,14	0,142	0,162
Hegger/Tuchlinski	64	1,01	0,198	-	-	-	-

Tabelle 3-2: Maßgebende statistische Parameter der theoretischen Bemessungsansätze beim Vergleich mit der Innenstützen-Datenbank.

Die Bemessungsansätze lassen sich im Einzelnen wie folgt beurteilen:

EC 2 mit dem allgemeinen Bemessungsverfahren auf Grundlage einer vollplastischen Schubspannungsverteilung nach Gleichung 6.39:

Der Bemessungsansatz nach EC 2, Gleichung 6.39, stellt für Innenstützen-Verbindungen innerhalb des betrachteten Anwendungsbereichs ein im Sinne der DIN EN 1990 ausreichend sicheres Nachweisverfahren mit geringem Streuungsanteil ($s_y = 0,180$) dar. Mit einem 5%-Fraktilwert von $\xi_{5\%} = 0,88$ kann die erforderliche Sicherheit auf Grundlage des Verfahrens A zwar nicht vollständig nachgewiesen werden, eine Überprüfung des Sicherheitsniveaus mit dem Verfahren B unter Berücksichtigung des vordefinierten Sicherheitsindex von $\beta = 3,8$ bestätigt jedoch die Erfüllung

der Sicherheitskriterien nach DIN EN 1990 ($C_{Rd,max}(\text{Verf. B}) = 0,123 > C_{Rd,vorh.} = 0,12$).

Wie die nahezu horizontal verlaufenden Regressionsgeraden der Teilbilder des Bilds C-2 in Anhang C.2 erkennen lassen, wird der Einfluss aller untersuchten Parameter auf das ξ - Verhältnis bzw. auf die Durchstantragfähigkeit mit Hilfe des Bemessungsansatzes für den gesamten Anwendungsbereich ausreichend genau erfasst.

Heft 525-1 mit variablem β -Wert:

Das Bemessungsverfahren von Heft 525-1 ist hinsichtlich der Beurteilung des Sicherheitsniveaus weitestgehend vergleichbar mit dem zuvor beschriebenen Bemessungsansatz des EC 2. Im Vergleich zu dem Bemessungsansatz nach EC 2 kennzeichnet sich das Verfahren durch ein leicht erhöhtes Sicherheitspotential ($\xi_{5\%} = 1,02$ und $C_{Rd,max}(\text{Verf. B}) = 0,163 > C_{Rd,vorh.} = 0,14$) bei geringfügig größeren Streuungen ($s_y = 0,196$).

Der Einfluss maßgebender Parameter auf die Versagenslasten wird ähnlich gut wie bei EC 2 berücksichtigt. Der einzige Kritikpunkt, der geäußert werden kann, betrifft die Abbildung des Einflusses von variierenden Stützenquerschnittsabmessungen, welche sich mit zunehmendem c_x/c_y -Verhältnis (bei Vernachlässigung Versuchsergebnisse von Stamenkovic/Chapman [74]) durch eine Abnahme der Bemessungssicherheiten kennzeichnen lässt. In diesem Zusammenhang muss aber festgestellt werden, dass diese Erkenntnis nur auf einer geringen Anzahl von Versuchen basiert.

Für größere bezogene Ausmitten e/c wird die Durchstantragfähigkeit auf Grundlage des Bemessungsansatzes nach Heft 525-1 dagegen leicht unterschätzt, d.h. der Momenteneinfluss wird mit Hilfe des linearen Interaktionsansatz überschätzt.

Bemessungsvorschlag von Hegger/Tuchlinski [39]:

Der Bemessungsvorschlag von Hegger/Tuchlinski kennzeichnet sich gegenüber allen untersuchten Parametern im gesamten Anwendungsbereich durch ein gleichmäßig gutes Abbildungsverhalten. Mit einem Streuungsanteil von $s_y = 0,198$ ist der Bemessungsvorschlag zudem hinsichtlich der Vorhersagegenauigkeit weitestgehend vergleichbar mit den zuvor beschriebenen Ansätzen des EC 2 und des Hefts 525-1.

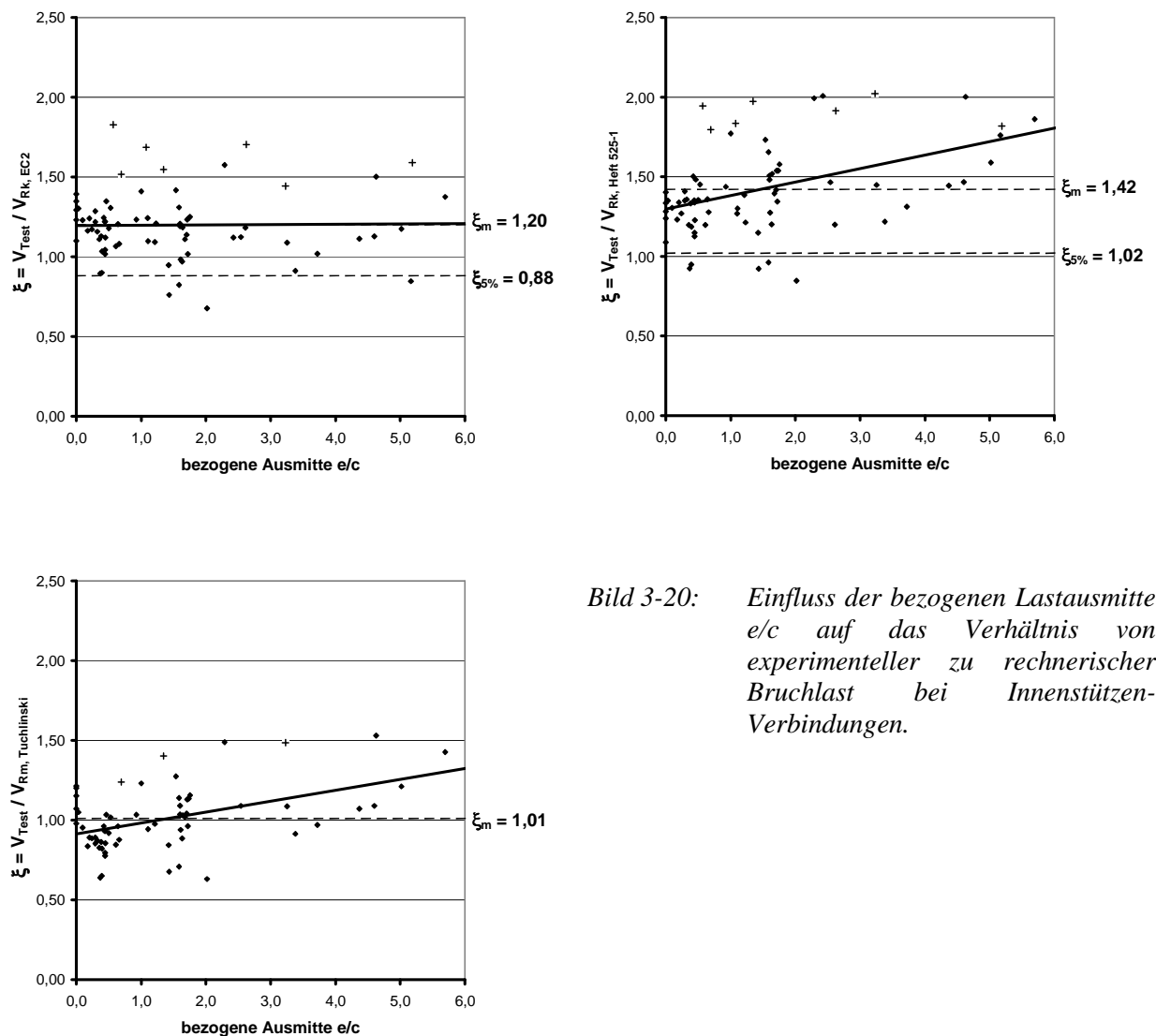


Bild 3-20: Einfluss der bezogenen Lastausmitte e/c auf das Verhältnis von experimenteller zu rechnerischer Bruchlast bei Innenstützen-Verbindungen.

3.3.3.4 Randstützen-Verbindungen

78 der in der Datenbank nach Abschnitt 3.3.2.3 zusammengestellten Versuche erfüllen die in Abschnitt 3.3.3.1 definierten Kriterien.

Gegenstand der rechnerischen Untersuchungen sind beide Bemessungsverfahren des EC 2, d.h. das allgemeine Bemessungsverfahren auf Grundlage einer plastischen Schubspannungsverteilung nach Gleichung 6.39 sowie das Verfahren mit einem verkürzten Rundschnitt nach Bild 3-14, das Verfahren der DIN 1045-1 mit konstantem β -Faktor, das Verfahren nach Heft 525-1 sowie die Bemessungsvorschläge von Vocke [78] und Hegger/Tuchlinksi [39].

Die Berechnungen mit den Bemessungsansätzen der DIN 1045-1 und des Hefts 525-1 erfolgten unter Berücksichtigung der Rundschnittbegrenzung nach DIN 1045-1, Bild 38. Die Berechnungen mit dem Bemessungsansatz von Vocke wurden sowohl mit als auch ohne der Rundschnittbegrenzung nach DIN 1045-1 durchgeführt. Die Berechnungen im Zusammenhang mit dem Bemessungsvorschlag von Hegger/Tuchlinksi erfolgen unter Berücksichtigung des geometrischen Kriteriums für die Stützenquerschnittsseiten ($0,67 \leq c_x/c_y \leq 1,5$).

In Tabelle 3-3 sind die maßgebenden statistischen Parameter der theoretischen Bemessungsansätze aufgeführt. Bild 3-21 stellt das ξ - Verhältnis der Einzelversuche zwischen der experimentellen Bruchlasten V_{Test} und den rechnerischen Bruchlasten $V_{\text{Rk,Code}}$ in Abhängigkeit der bezogenen Lastausmitte e/c dar. Eine vollständige Darstellung der ξ - Verhältnisse in Abhängigkeit der weiteren Parameter, wie dem Längsbewehrungsgrad ρ_l , der mittleren Betondruckfestigkeit f_c , der mittleren statischen Nutzhöhe d sowie den geometrischen Abmessungsverhältnissen c_x/c_y und c_x/d sind in den Bildern C-5 bis C-10 im Anhang C.4 dargestellt.

Vergleichbar zu den Versuchen an Innenstützen-Verbindungen kennzeichnet sich die Versuchsreihe von Stamenkovic/Chapman [74] durch überdurchschnittlich hohe Tragfähigkeiten. Die Versuche wurden bei der Auswertung berücksichtigt, sind aber zur Information in den Diagrammen durch eine andere Mustergebung kenntlich gemacht.

Norm	Anzahl n	ξ_m	s_y	$\xi_{5\%}$ (Verf. A)	$C_{\text{Rd,vorh.}}$	$C_{\text{Rd,max.}}$ (Verf. A)	$C_{\text{Rd,max.}}$ (Verf. B)
EC 2 (genaues Verfahren)	78	1,58	0,254	1,01	0,12	0,121	0,127
EC 2 (verkürzter Rundschnitt)	78	1,13	0,369	0,58	0,12	0,070	0,062
DIN 1045-1 (konstanter β -Wert)	78	1,27	0,367	0,65	0,14	0,092	0,082
Heft 525-1	78	1,82	0,270	1,13	0,14	0,158	0,163
Vocke ohne Rundschnittbe- grenzung	78	1,27	0,160	0,96	0,12	0,116	0,139
Vocke mit Rundschnittbe- grenzung	78	1,29	0,155	0,99	0,12	0,119	0,144
Hegger/Tuchlinski	67	1,12	0,171	-	-	-	-

Tabelle 3-3: Maßgebende statistische Parameter der theoretischen Bemessungsansätze beim Vergleich mit der Randstützen-Datenbank.

Die Bemessungsansätze lassen sich im Einzelnen wie folgt beurteilen:

EC 2 mit dem allgemeinen Bemessungsverfahren auf Grundlage einer vollplastischen Schubspannungsverteilung nach Gleichung 6.39:

Die Gesamtsicherheit des Bemessungsansatzes im Sinne der DIN EN 1990 kann sowohl nach Verfahren A ($\xi_{5\%} = 1,01 > 1,0$ bzw. $C_{\text{Rd,max}}(\text{Verf. A}) = 0,121 > 0,12$) als auch nach Verfahren B ($C_{\text{Rd,max}}(\text{Verf. B}) = 0,127 > 0,12$) erreicht werden. Der Bemessungsansatz kennzeichnet sich mit $\xi_m = 1,58$ jedoch durch einen erhöhten Mittelwert sowie einen erhöhten Streuungsanteil ($s_y = 0,254$).

Maßgeblich verantwortlich für den erhöhten Streuungsanteil ist die mangelhafte Abbildung der Versagenslasten in Abhängigkeit der bezogenen Ausmitte e/c . Wie in Bild 3-21 festgestellt werden kann, werden die Tragfähigkeiten im Bereich kleiner Ausmitten bis $e/c \cong 0,5$ deutlich unterschätzt wodurch sich der Bemessungsansatz für diesen Bereich als unnötig konservativ erweist.

Der Einfluss der weiteren im Rahmen dieser Arbeit untersuchten Parameter wird hingegen, wie in Bild C-5 im Anhang C.4 ersichtlich ist, im gesamten Anwendungsbereich mit vorwiegend gleichmäßigen Bemessungssicherheiten erfasst.

Unabhängig von der Auswertung kennzeichnet sich der Bemessungsansatz durch ein äußerst kompliziertes Vorgehen bei der Ermittlung des für die Bemessung erforderlichen

Widerstandsmoments W_1 .

EC 2 mit verkürztem Rundschnitt nach Bild 6.20:

Das 5%-Fraktile der ξ -Verteilung liegt mit $\xi_{5\%} = 0,58$ deutlich unterhalb des erforderlichen Werts von 1,0. Die auf Grundlage der statistischen Verfahren A und B ermittelten Vorfaktoren $C_{Rd,max}$ für das Erreichen ausreichender Sicherheiten sind mit Werten von $C_{Rd,max}(\text{Verf. A}) = 0,070$ und $C_{Rd,max}(\text{Verf. B}) = 0,062$ bei weitem kleiner als der vorhandene Vorfaktor $C_{Rd,vorh.} = 0,12$. Es muss somit festgestellt werden, dass der Bemessungsansatz das erforderliche Sicherheitsniveau nach DIN EN 1990, Anhang D, gesamt betrachtet nicht erfüllen kann. Mit $s_y = 0,369$ kennzeichnet sich der Bemessungsansatz zudem durch große Streuungen, wie auch am Vergleich der beiden Extremwerte $\xi_{max} = 1,93$ und $\xi_{min} = 0,42$ festgestellt werden kann.

Verantwortlich für das niedrige Sicherheitsniveau des Berechnungsansatzes ist vergleichbar zu der Bemessung auf Grundlage des genauen Verfahrens nach EC 2 die ungenügende Abbildung der Versagenslasten in Abhängigkeit der bezogenen Ausmitte e/c . Wie in Bild 3-21 festgestellt werden kann, verringern sich die Bemessungssicherheiten rapide mit zunehmender Ausmitte, so dass bereits bei kleineren Ausmitten im Bereich von $e/c \geq 1,0$ kein ausreichendes Sicherheitsniveau mehr gewährleistet werden kann.

Die mit zunehmender statischer Nutzhöhe d festzustellende qualitative Abnahme der Bemessungssicherheiten (siehe Bild C-6) ist weniger kritisch zu beurteilen, weil der ungünstige Verlauf erheblich durch die mangelhafte Erfassung des Ausmittigkeitseinflusses hervorgerufen wird (Versuchsreihe von Beresford [11] kennzeichnet sich sowohl durch eine vergleichsweise große statische Nutzhöhe als auch große Lastausmitten).

Der Einfluss des Längsbewehrungsgrad ρ_l , der Betondruckfestigkeit f_c sowie der geometrischen Querschnittsabmessungen c_x/c_y und c_x/d wird innerhalb des betrachteten Anwendungsbereichs weitestgehend gleichmäßig erfasst. Auch bei der Auswertung des Versuchs von Sherif [71] mit einem hochfesten Beton lässt sich keine größere Abweichung feststellen.

DIN 1045-1 mit konstantem β -Wert von $\beta = 1,4$:

Die Auswertungsergebnisse für den Bemessungsansatzes der DIN 1045-1 mit einem konstanten β -Faktor von 1,4 sind sowohl hinsichtlich des gesamten Sicherheitsniveaus als auch hinsichtlich des Einflusses der untersuchten Parameter auf die Durchstantragfähigkeit weitestgehend vergleichbar mit den Ergebnissen für den EC 2-Bemessungsansatzes mit einem verkürzten Rundschnitt. Das erforderliche Sicherheitsniveau kann mit einem 5%-Fraktilewert von $\xi_{5\%} = 0,65$ und den maximal zulässigen Vorfaktoren von $C_{Rd,max}(\text{Verf. A}) = 0,092$ und $C_{Rd,max}(\text{Verf. B}) = 0,082$ bei einem vorhandenen Vorfaktor $C_{Rd,vorh.} = 0,14$ bei weitem nicht erreicht werden. Die Streuung der ξ -Verteilung ist mit einem s_y -Wert von $s_y = 0,367$ ähnlich hoch wie beim verkürzten Rundschnittmodell des EC 2. Aufgrund des im Vergleich zu EC 2 größeren Mittelwerts von $\xi_m = 1,27$ vergrößert sich der Bereich einer im Sinne der DIN EN 1990, Anhang D, sicheren Bemessung bis zu einer bezogenen Ausmitte von $e/c \cong 1,5$.

Heft 525-1:

Der lineare Bemessungsansatz nach Heft 525-1 erfüllt mit einem 5%-Fraktilewert von $\xi_{5\%} = 1,13$ und den maximal zulässigen Vorfaktoren von $C_{Rd,max}(\text{Verf. A}) = 0,158$ und $C_{Rd,max}(\text{Verf. B}) = 0,163$ bei einem vorhandenen Vorfaktor $C_{Rd,vorh.} = 0,14$ gesamt betrachtet die erforderlichen Sicherheitskriterien nach DIN EN 1990, Anhang D. Der Bemessungsansatz kennzeichnet sich jedoch durch einen erhöhten Streuungsanteil mit $s_y = 0,270$ und einen sehr hohen Mittelwert von $\xi_m = 1,82$. Wie in Bild 3-21 sichtbar wird, wird der Einfluss der bezogenen Lastausmitte e/c bereichsweise deutlich unterschiedlich beurteilt, was im Bereich von Ausmitten mit $e/c < 0,5$ schlimmsten Falls zum Gesamtverlust der erforderlichen Bemessungssicherheit führen kann und im Bereich von $0,5 \leq e/c \leq 2,5$ in unnötig konservativen Bemessungsergebnissen resultiert.

Die Abbildung der Versagenslasten in Abhängigkeit der weiteren Parameter ist dagegen

weitestgehend gleichmäßig, zum Teil werden die ξ - Verläufe durch die mangelhafte Erfassung der Lastausmitte ungünstig beeinflusst (siehe Bild C-8).

Bemessungsvorschlag von Vocke [78]:

Der Vergleich der statistischen Kenndaten in Tabelle 3-3 lässt erkennen, dass sich die Begrenzung der Rundschnittlänge günstig auf die Vorhersagegenauigkeit des Bemessungsansatzes von Vocke auswirkt. Der Bemessungsvorschlag zeichnet sich durch ein über den gesamten Anwendungsbereich ausgewogenes Sicherheitsniveau aus. Auch wenn das 5%-Fraktile der ξ -Verteilung mit $\xi_{5\%} = 0,99$ den erforderlichen Wert von 1,0 nicht ganz erfüllt, kann durch Überprüfung des maximal zulässigen Vorfaktors $C_{Rd,max}(Verf. B) = 0,139$, welcher den vorhandenen Vorfaktor $C_{Rd,vorh.} = 0,12$ übertrifft, gezeigt werden, dass das erreichte Gesamtsicherheitsniveau im Sinne der DIN EN 1990, Anhang D, ausreichend ist. Mit einem geringen Mittelwert von $\xi_m = 1,29$ und dem ebenso geringen Streuungsanteil von $s_y = 0,155$ handelt es sich zudem um einen Bemessungsansatz mit hoher Vorhersagegenauigkeit, auf dessen Grundlage eine äußerst wirtschaftliche Bemessung im gesamten Anwendungsbereich gewährleistet werden kann.

Am nahezu horizontalen Verlauf der Regressionsgeraden in Bild 3-21 kann festgestellt werden, dass der Einfluss der bezogenen Ausmitte im gesamten Anwendungsbereich sehr gut erfasst wird. Die tragfähigkeitsrelevanten Einflüsse des Längsbewehrungsgrads ρ_l , der Betondruckfestigkeit f_c sowie der geometrischen Querschnittsabmessungen c_x/c_y bzw. c_x/d werden ähnlich gut abgebildet (vgl. Bild C-9).

Bemessungsvorschlag von Hegger/Tuchlinski [39]:

Die Vorhersagegenauigkeit des Bemessungsvorschlags von Hegger/Tuchlinski entspricht bei einem Streuungsanteil von $s_y = 0,171$ nahezu der Vorhersagegenauigkeit des zuvor beschriebenen Ansatzes von Vocke. Der Einfluss der untersuchten Parameter lässt sich im gesamten Anwendungsbereich gleichmäßig gut abbilden. Der einzige Punkt, der kritisch angemerkt werden kann, ist die Abbildung des c_x/c_y -Verhältnisses, wo mit zunehmendem Verhältnis eine Abnahme der ξ -Verhältnisse festgestellt werden kann. Vor diesem Hintergrund erscheint die Begrenzung des gegenseitigen Verhältnisses der Stützenquerschnittsabmessungen auf 1,5 durchaus sinnvoll (vgl. Bild C-10).

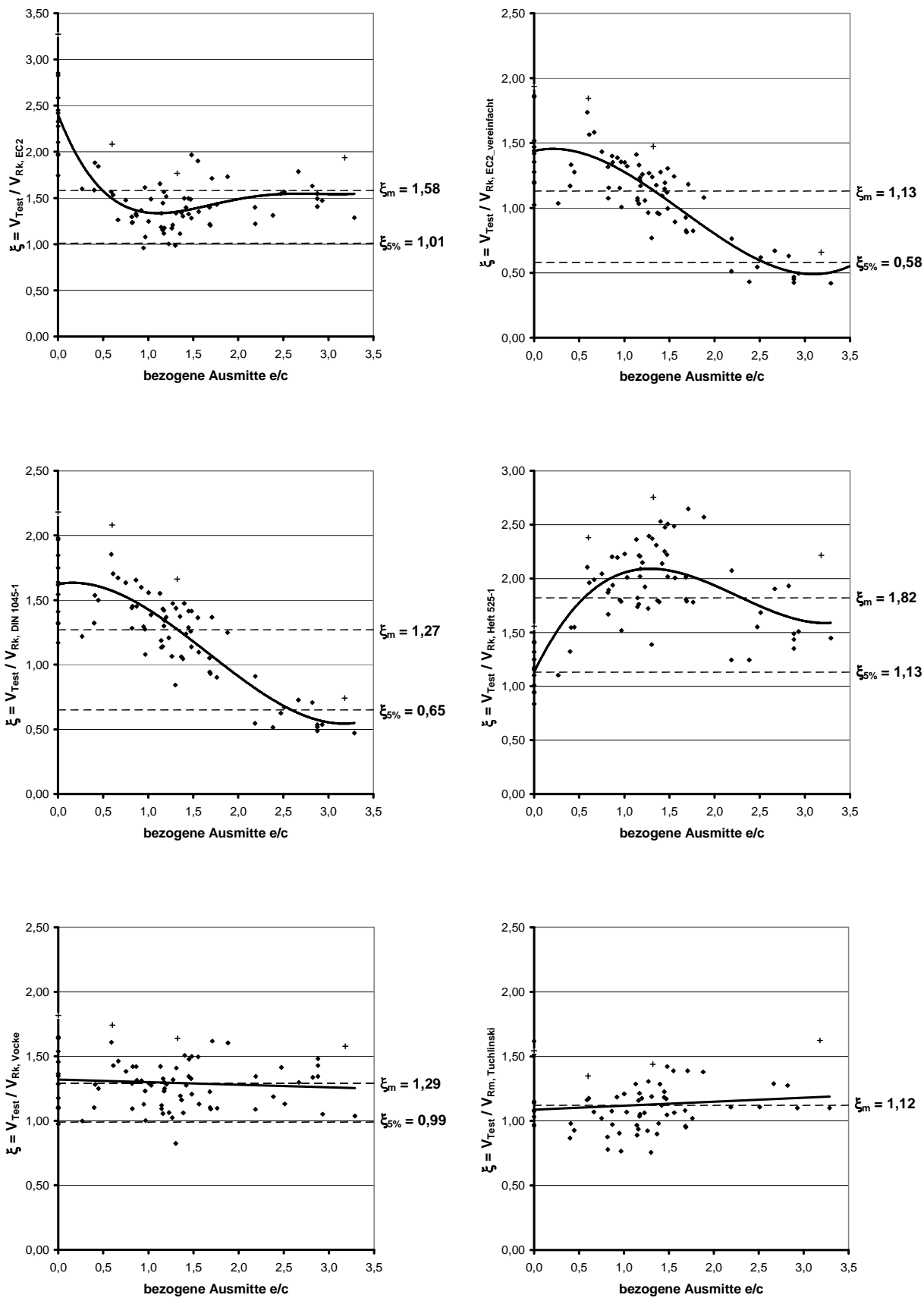


Bild 3-21: Einfluss der bezogenen Lastausmitte e/c auf das Verhältnis von experimenteller zu rechnerischer Bruchlast bei Randstützen-Verbindungen.

3.3.3.5 Eckstützen-Verbindungen

Unter Berücksichtigung der Kriterien aus Abschnitt 3.3.3.1 musste die Versuchsdatenbank nach Abschnitt 3.3.2.3 um 2 Versuche auf insgesamt 42 Versuche reduziert werden.

Gegenstand der rechnerischen Untersuchungen ist das von EC 2 für Ausmitten in Richtung dem Platteninneren empfohlene Bemessungsverfahren mit einem verkürzten Rundschnitt, der Bemessungsansatz der DIN 1045-1 mit konstantem β -Faktor, das Bemessungsverfahren des Hefts 525-1 sowie die Bemessungsansätze von Vocke[78] und Hegger/Tuchlinski[39]. Bereits bei der Auswertung der Randstützen-Versuche hat sich gezeigt, dass sich die Anwendung des genauen Bemessungsverfahrens des EC 2 als sehr aufwändig in der Anwendung kennzeichnet. Da der Aufwand bei der Anwendung auf Eckstützen noch ungleich höher ist und somit davon auszugehen ist, dass das Modell in der praktischen Arbeit keine Anwendung findet, wird es in den folgenden Betrachtungen nicht berücksichtigt. Vergleichbar zu dem Vorgehen bei den Randstützen-Verbindungen erfolgen die Berechnungen der Bemessungsansätze der DIN 1045-1 und des Hefts 525-1 mit der Rundschnittbegrenzung nach DIN 1045-1, Bild 38. Die Berechnungen mit dem Bemessungsansatz von Vocke wurden sowohl mit als auch ohne der Rundschnittbegrenzung nach DIN 1045-1 durchgeführt. Bei den Berechnungen mit dem Bemessungsvorschlag von Hegger/Tuchlinski wurde das geometrische Kriterium, wonach das gegenseitige Verhältnis der beiden Stützenquerschnittsseiten nicht mehr als 1,5 betragen darf, berücksichtigt. Die Versuchsdatenmenge reduziert sich in diesem Fall um weitere 2 Versuche auf insgesamt 40 Versuche.

In Tabelle 3-4 sind die maßgebenden statistischen Parameter der theoretischen Bemessungsansätze aufgeführt. Bild 3-23 stellt das ξ - Verhältnis der Einzelversuche zwischen der experimentellen Bruchlasten V_{Test} und den rechnerischen Bruchlasten $V_{\text{Rk,Code}}$ in Abhängigkeit der bezogenen Lastausmitte e/c dar. Eine vollständige Darstellung der ξ - Verhältnisse in Abhängigkeit der weiteren Parameter, wie dem Längsbewehrungsgrad ρ_l , der mittleren Betondruckfestigkeit f_c , der mittleren statischen Nutzhöhe d sowie den geometrischen Abmessungsverhältnissen c_x/c_y und c_x/d sind in den Bildern C-11 bis C-15 des Anhangs C.5 dargestellt.

Die Versuchsreihen von Ingvarsson [40], [41] kennzeichnen sich durch ungewöhnlich hohe Tragfähigkeiten (vgl.[78]). Die Versuche wurden bei der Auswertung berücksichtigt, sind aber zur Information in den Diagrammen durch eine andere Mustergebung kenntlich gemacht.

Norm	Anzahl n	ξ_m	s_y	$\xi_{5\%}$ (Verf. A)	$C_{\text{Rd,vorh.}}$	$C_{\text{Rd,max.}}$ (Verf. A)	$C_{\text{Rd,max.}}$ (Verf. B)
EC 2 (verkürzter Rundschnitt)	42	1,41	0,255	0,90	0,12	0,108	0,114
DIN 1045-1 (konstanter β -Wert)	42	1,43	0,274	0,88	0,14	0,123	0,126
Heft 525-1	42	2,27	0,339	1,24	0,14	0,174	0,162
Vocke ohne Rundschnittbe- grenzung	42	1,42	0,272	0,88	0,12	0,105	0,108
Vocke mit Rundschnittbe- grenzung	42	1,47	0,223	1,00	0,12	0,120	0,131
Hegger/Tuchlinski	40	1,00	0,202	-	-	-	-

Tabelle 3-4: Maßgebende statistische Parameter der theoretischen Bemessungsansätze beim Vergleich mit der Eckstützen-Datenbank.

Die Bemessungsansätze lassen sich im Einzelnen wie folgt beurteilen:

EC 2 mit verkürztem Rundschnitt nach Bild 6.20:

Das 5%-Fraktile der ξ -Verteilung liegt mit $\xi_{5\%} = 0,90$ knapp unterhalb des erforderlichen Werts von 1,0, was sich auch an dem zugehörigen Vorfaktor $C_{Rd,max}(\text{Verf. A}) = 0,108$ widerspiegelt. Der auf Grundlage von Verfahren B unter Berücksichtigung eines Sicherheitsindex von $\beta = 3,8$ ermittelte Vorfaktor $C_{Rd,max} = 0,114$ liegt dagegen im Bereich des vorhandenen Vorfaktors $C_{Rd,vorh.} = 0,12$, womit der Bemessungsansatz im Sinne der DIN EN 1990, Anhang D, gesamt betrachtet als ausreichend sicher bezeichnet werden kann.

Kritisch zu beurteilen sind neben den erhöhten Streuungsanteilen mit $s_y = 0,255$ der stark abfallende Verlauf der ξ -Werte mit zunehmender Betondruckfestigkeit f_c und die mangelhafte Abbildung der Versagenslasten in Abhängigkeit der bezogenen Ausmitte e/c , wonach die Sicherheit bei Versuchen mit Ausmitten von $e/c > 1,5$ erheblich eingeschränkt bzw. im schlimmsten Fall komplett aufgebraucht ist. Eine exakte Untersuchung des vorhandenen Sicherheitsniveaus bei der Bemessung für hochfeste Betone ist jedoch aufgrund der fehlenden Versuchsdaten nicht möglich (vgl. Bild C-11).

In diesem Zusammenhang muss festgestellt werden, dass die mit zunehmender Betondruckfestigkeit f_c festzustellende Abnahme der Bemessungssicherheit auch ein Stück weit auf die spezielle Zusammensetzung der Versuchsdaten und die mangelhafte Erfassung des Ausmittigkeitseinflusses zurückzuführen ist. Dieser Sachverhalt wird in Bild 3-22 anhand der Darstellung der gegenseitigen Abhängigkeit von Betonfestigkeit und bezogener Lastausmitte deutlich (vgl. [78]).

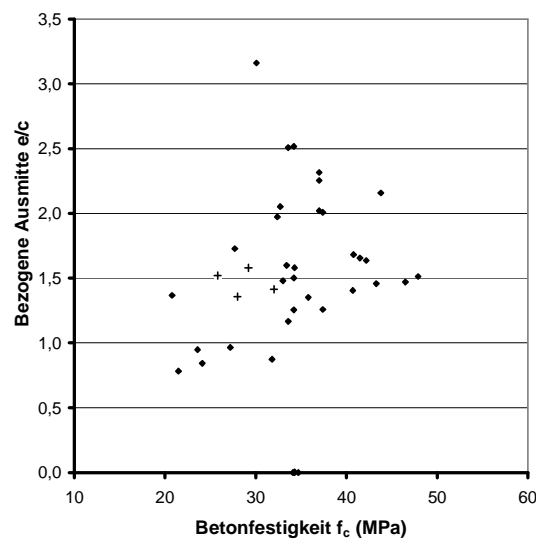


Bild 3-22: Bezogene Ausmitte e/c in Abhängigkeit der Betonfestigkeit für die Eckstützen-Datenbank.

Der Einfluss des Längsbewehrungsgrades ρ_l und der statischen Nutzhöhe d wird innerhalb des betrachteten Anwendungsbereichs hinreichend genau erfasst. Die Auswertung der Versuchsdaten in Abhängigkeit des geometrischen Abmessungsverhältnisses c_x/d lässt dagegen auf eine Abnahme der Bemessungssicherheiten mit steigendem c_x/d -Verhältnis schließen. Dieses Ergebnis ist aber zum Teil auf die geringen Tragfähigkeiten der Versuchsreihe von Tankut [75] zurückzuführen (Versuche mit $c_x/d = 4,0$).

DIN 1045-1 mit konstantem β -Wert von $\beta = 1,5$:

Die Auswertungsergebnisse für den Bemessungsansatzes der DIN 1045-1 mit einem konstanten β -Faktor von 1,5 sind sowohl hinsichtlich des gesamten Sicherheitsniveaus als auch hinsichtlich des

Einflusses der untersuchten Parameter auf die Durchstantragfähigkeit weitestgehend vergleichbar mit den Ergebnissen des zuvor beschriebenen EC 2-Bemessungsansatzes mit verkürztem Rundschnitt (vgl. Bild C-12). Aufgrund der mit $s_y = 0,274$ etwas höheren Streuungsanteilen bei nahezu unverändertem Mittelwert $\xi_m = 1,43$ kann das nach DIN EN 1990, Anhang D, erforderliche Sicherheitsniveau mit den maximal zulässigen Vorfaktoren von $C_{Rd,max}(\text{Verf. A}) = 0,123$ und $C_{Rd,max}(\text{Verf. B}) = 0,126$ nicht vollends erreicht werden. Der Bereich einer ausreichend sicheren Bemessung erstreckt sich bis zu bezogenen Ausmitten von $e/c \cong 1,75$.

Heft 525-1:

Das 5%-Fraktile der ξ -Verteilung liegt für die gesamte Datenmenge mit $\xi_{5\%} = 1,24$ oberhalb von 1,0 und erfüllt damit das erforderliche Sicherheitskriterium, was gesamt betrachtet auch an den Vorfaktoren $C_{Rd,max}(\text{Verf. A}) = 0,174$ und $C_{Rd,max}(\text{Verf. B}) = 0,162$ festgestellt werden kann. Im Vergleich zu den anderen Bemessungsansätzen kennzeichnet sich der Bemessungsansatz mit $\xi_m = 2,23$ und $s_y = 0,339$ jedoch durch einen sehr großen Mittelwert und hohen Streuungsanteil. Verantwortlich hierfür ist die mangelhafte Abbildung der Versagenslasten in Abhängigkeit der bezogenen Ausmitte e/c . Insbesondere für kleine bezogene Ausmitten im Bereich von $0 \leq e/c \leq 0,75$ können stark verminderte Sicherheiten festgestellt werden. Für mittlere bis hohe bezogene Ausmitten erweist sich der Bemessungsansatz dagegen als ausgesprochen konservativ.

Bemessungsvorschlag von Vocke [78]:

Wie bereits bei der Auswertung der Randstützenversuche festgestellt werden konnte, lässt sich die Vorhersagegenauigkeit des Bemessungsansatzes von Vocke durch die zusätzliche Berücksichtigung der Rundschnittbegrenzung nach DIN 1045-1, Bild 38, verbessern.

Das 5%-Fraktile der ξ -Verteilung liegt exakt bei dem erforderlichen Wert von 1,0, womit die Gesamtsicherheit nach DIN EN 1990, Anhang D, mit Verfahren A hinreichend genau erfüllt werden kann. Auf Grundlage des Verfahrens B lässt sich das Sicherheitsniveau mit einem zulässigen Vorfaktor von $C_{Rd,max}(\text{Verf. B}) = 0,131$ gegenüber dem vorhandenen Vorfaktor von $C_{Rd,vorh.} = 0,12$ sogar noch steigern. Mit einem Mittelwert von $\xi_m = 1,47$ und einem Streuungsanteil von $s_y = 0,223$ bewegt sich die Vorhersagegenauigkeit des Bemessungsansatzes in dem Bereich von Rand- und Innenstützenansätzen.

Gegenüber den bisher zu Eckstützen-Verbindungen vorgestellten Bemessungsansätzen kennzeichnet sich der Bemessungsvorschlag von Vocke zudem durch ein deutlich besseres Abbildungsverhalten der maßgebenden Parameter (vgl. Bild C-14). In diesem Zusammenhang muss jedoch festgestellt werden, dass das Sicherheitsniveau für bezogene Ausmitten im Bereich von $e/c = 0$ vergleichbar zu dem Bemessungsansatz nach Heft 525-1 stark eingeschränkt ist.

Des Weiteren werden die Versagenslasten in Abhängigkeit der Betonfestigkeit wie bei allen zuvor vorgestellten Bemessungsansätzen nicht mit gleichmäßigen Sicherheitsreserven abgebildet. Dies dürfte auch der Grund dafür sein, dass Vocke von einer Anwendung bzw. Erweiterung des Bemessungsansatzes auf hochfeste Betone ohne Abgleich an passenden Versuchsdaten abrät.

Bemessungsvorschlag von Hegger/Tuchlinks [39]:

Auf Grundlage des Bemessungsvorschlags von Hegger/Tuchlinski lässt sich die mittlere Versagenslast der Versuchsdatenbank exakt bestimmen ($\xi_m = 1,00$). Mit einem Streuungsanteil von $s_y = 0,202$ kann zudem die Vorhersagegenauigkeit von Vocke noch gesteigert werden. Wie die nahezu horizontalen Regressionsgeraden in Bild C-15 erkennen lassen, kann der Einfluss der untersuchten Parameter mit Hilfe des Berechnungsansatzes im gesamten Anwendungsbereich äußerst präzise abgebildet werden.

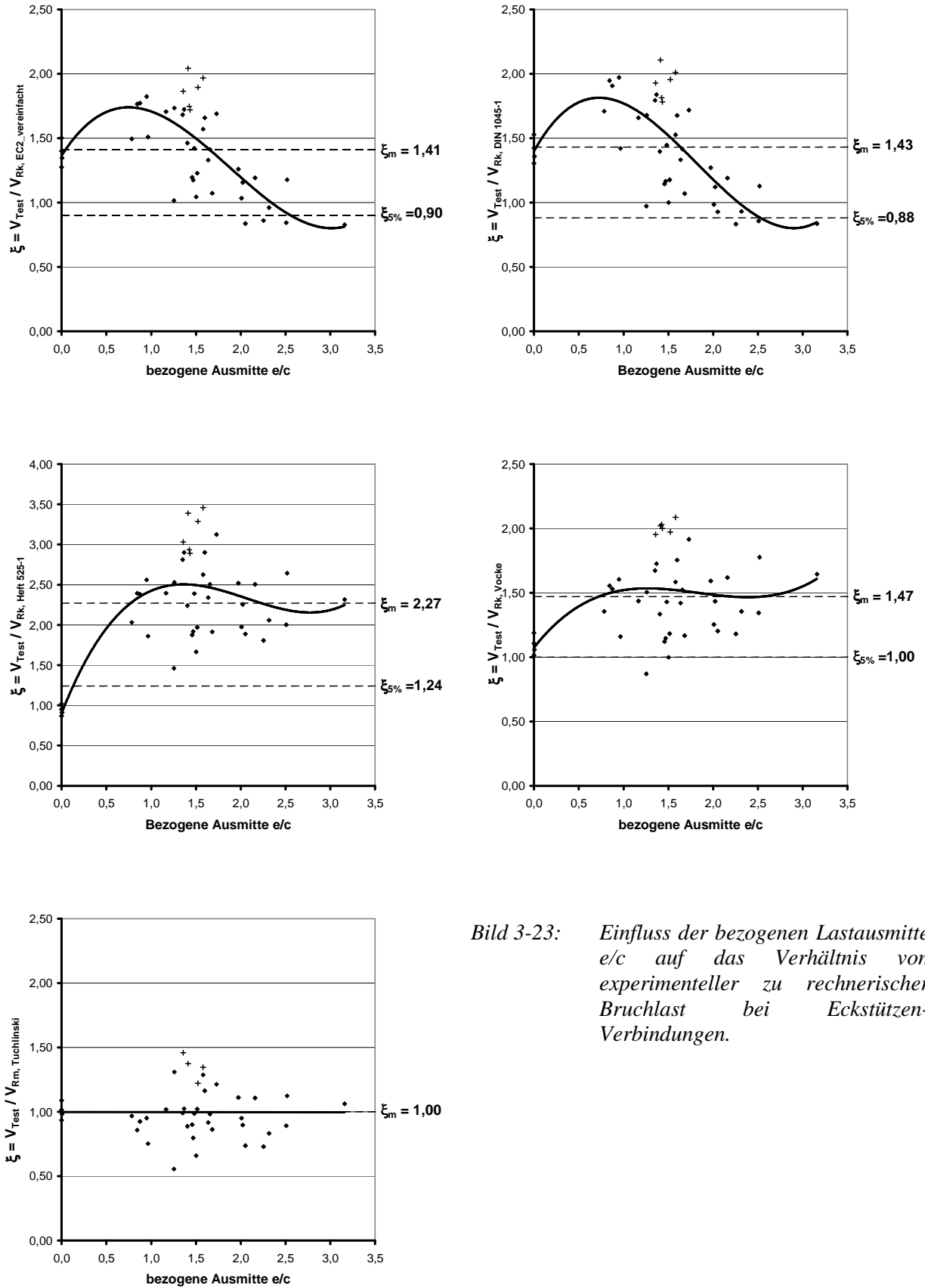


Bild 3-23: Einfluss der bezogenen Lastausmitte e/c auf das Verhältnis von experimenteller zu rechnerischer Bruchlast bei Eckstützen-Verbindungen.

3.4 Zusammenfassung

Zusammenfassung der theoretischen und normativen Modellansätze zur Berechnung von ausmittig beanspruchten Decken-Stützen-Verbindungen (Abschnitt 3.1 bzw. 3.2):

In Abschnitt 3.1 bzw. 3.2 wurden theoretische Berechnungsmodelle sowie Bemessungsansätze von ausgewählten Normen für die Ermittlung der Durchstantragfähigkeit von ausmittig beanspruchten Decken-Stützen-Verbindungen vorgestellt. Die Modelle verwenden zum Teil deutlich unterschiedliche Modellannahmen für die Beschreibung des lokalen Tragverhaltens und insbesondere für die Beurteilung des Einflusses der ausmittigen Lasteinleitung. Im Wesentlichen kann zwischen Modellen auf Grundlage einer Balkenalogie, Rundschnittmodellen, Fachwerkmodellen, Bruchflächenmodellen sowie Modellen auf Grundlage von elastischen Plattenbetrachtungen und Interaktionsmodellen unterschieden werden.

Allen Modellen ist gemein, dass sie die Lastausmitte e bzw. die bezogene Lastausmitte e/c als einen der maßgebenden Parameter bei der Beurteilung der Durchstantragfähigkeit betrachten. Als weitere, tragfähigkeitsrelevante Parameter werden, zum überwiegenden Teil vergleichbar zu zentrischen beanspruchten Innenstützen-Verbindungen,

- die Plattendicke h bzw. statische Nutzhöhe d und der daraus resultierende Maßstabeffekt,
- die Betonfestigkeit f_c bzw. Betonzugfestigkeit f_{ct} ,
- der Längsbewehrungsgrad ρ_l in Richtung und Größe,
- der Einfluss der Verbindungsgeometrie c_x/c_y bzw. c/d (direkt bei der Bestimmung der wirksamen Bruchfläche bzw. Rundschnittfläche oder indirekt über zusätzliche Faktoren),

berücksichtigt. Bei einem Teil der Modelle werden zudem der günstig wirkende Einfluss des räumlichen Spannungszustands sowie der Einfluss der Verankerung der Längsbewehrung an den freien Plattenrändern erfasst.

Aufgrund des komplexen Tragverhaltens im Bereich von Decken-Stützen-Verbindungen, insbesondere unter Berücksichtigung ausmittiger Lastanstrahlung, mussten bei den Modellentwicklungen hinsichtlich der Ermittlung der Beanspruchungen und der Bauteilwiderstände zum Teil vereinfachte Annahmen getroffen werden. Die Annahmen der einzelnen Modelle wurden in den Abschnitten 3.1 vorgestellt und im Einzelnen beurteilt. Im Folgenden wird zusammenfassend auf mögliche Konsequenzen und Auswirkungen der Vereinfachungen eingegangen:

- Das dem Modell implementierte Versagensszenario findet keine oder nur begrenzte Übereinstimmung mit den in Versuchen beobachteten Versagensbildern.
- Aufgrund der Herleitung oder aufgrund der verwendeten Modellannahmen ist das Modell überwiegend auf geometrische und lastabhängige Standardfälle beschränkt.
- Für das Erreichen der festgelegten Grenzzustände werden zum Teil größere Umlagerungspotentiale im lokalen Verbindungsbereich erforderlich.
- Durch die Vorgabe von vordefinierten Lastanteilsfaktoren geht die gegenseitige Beeinflussung von Biegetrag- und Schubtragverhalten in Abhängigkeit der äußeren Randbedingungen verloren.
- Aufgrund möglicher Vereinfachungen bei der Modellentwicklung in mechanischer Hinsicht ist die erweiterte Anwendung der Modellansätze über die nachgewiesenen Anwendungsfälle hinaus nur bedingt möglich.

Im Rahmen der Literaturrecherche konnte kein Modell ausfindig gemacht werden, das sowohl die Beanspruchungen in der Platte als auch die zugehörigen lokalen Widerstände in Abhängigkeit der gegenseitigen Beeinflussung

- der Geometrie der Decken-Stützen-Verbindung,
- der Systemgeometrie und
- der Laststellung bzw. Belastungsart (Gleichlast oder Einzellast)

berücksichtigt und somit den Anforderungen einer allgemeingültigen Anwendung gerecht wird.

Ein beträchtlicher Anteil der Modelle und vorwiegend die normativen Modelle verwenden die Schnittgrößen der Stütze für die Beurteilung der lokalen Beanspruchungen im Bereich der Decken-Stützen-Verbindung.

Die Fragestellung, inwieweit die Schnittgrößen der Stütze als Ersatz für die -im Zusammenhang mit der Beurteilung der Durchstanztragfähigkeit tatsächlich maßgebenden- Plattenschnittgrößen herangezogen werden können, ist Bestandteil des nächsten Kapitels.

Erkenntnisse aus den Versuchsauswertungen (Abschnitt 3.3):

Die Versuchsauswertungen bestätigen den maßgeblichen Einfluss der Lastausmitte auf die Durchstanztragfähigkeit. Die Bemessungsansätze unterscheiden sich zum Teil erheblich im Hinblick auf die Güte der Abbildung.

Wie die Berechnungsergebnisse aufzeigen, lässt sich der Einfluss der Betonfestigkeit f_c und des Längsbewehrungsgrads ρ_l mit Hilfe der von Model Code 90 empfohlenen Teilfunktionen ($\rho_l^{1/3}$, $f_c^{1/3}$) hinreichend genau beschreiben. Im Bereich von Randstützen- und insbesondere Eckstützen-Verbindungen konnte mit zunehmender Betonfestigkeit eine leichte Abnahme der Bemessungssicherheiten festgestellt werden. Aufgrund der fehlenden Datenmenge in diesem Bereich kann jedoch keine abschließende Beurteilung getroffen werden.

Die Güte der von Model Code 90 empfohlenen Teilfunktion zur Berücksichtigung des Maßstabeffekts lässt sich nur bedingt beurteilen, da eine Abminderung der Tragfähigkeiten auf Grundlage der Teilfunktion erst für statische Nutzhöhen mit $d \geq 20$ cm maßgebend wird und sich die Versuchsdaten aber mit Ausnahme der fünf Versuche von Beresford [11] (Randstützen) alle durch kleinere statische Nutzhöhen kennzeichnen. Die Auswertungen können jedoch aufzeigen, dass die Abbildung des Maßstabeffekts für die untersuchten Plattenstärken über einen konstanten Faktor mit guter Näherung beschrieben werden kann.

Mit Ausnahme des Bemessungsansatzes von Hegger/Tuchlinski [39] konnte kein Bemessungsansatz festgestellt werden, der sich für eine durchgängige Bemessung von Innenstützen-, Randstützen- sowie Eckstützen-Verbindungen eignet.

Im Einzelnen lassen sich die Berechnungsansätze wie folgt beurteilen:

- Das genaue Verfahren von EC 2 mit Berücksichtigung einer plastischen Schubspannungsverteilung auf einem vordefinierten Rundschnitt eignet sich für die Bemessung von Innenstützen-Verbindungen ausgesprochen gut. Von der Anwendung auf Rand- und Eckstützen-Verbindungen muss aber abgeraten werden, weil sich die Anwendung des Verfahrens in diesen Fällen als unverhältnismäßig aufwändig erweist und weil am Beispiel der Randstützen-Verbindungen auf die mangelhafte Abbildung des Momenteneinflusses hingewiesen werden konnte.
- Das von EC 2 für Rand- und Eckstützen-Verbindungen empfohlene Verfahren mit verkürzten Rundschnitten, für den Fall, dass die Ausmitte in Richtung dem Platteninneren zeigt, eignet sich aufgrund der ungleichmäßigen Abbildung der bezogenen Ausmitte bei Randstützen nur für

bezogene Ausmitten mit $e/c \leq 1,0$ und bei Eckstützen für bezogene Ausmitten mit $e/c \leq 1,5$.

- Die Regelungen der DIN 1045-1 für Rand- und Eckstützen-Verbindungen lassen sich vergleichbar zu der zuvor beschriebenen verkürzten Rundschnittmethode nach EC 2 Teil 1 beurteilen. Die Bereiche einer sicheren Bemessung lassen sich jedoch auf $e/c \leq 1,5$ bei Randstützen-Verbindungen und $e/c \leq 1,75$ bei Eckstützen-Verbindungen ausdehnen.
- Die zu DIN 1045-1 ergänzenden Regelungen des Heft 525-1 hinsichtlich der Abbildung der bezogenen Lastausmitte stellen für Innenstützen-Verbindungen einen ausreichend sicheres und zugleich wirtschaftliches Bemessungsverfahren dar. Für Rand- und Eckstützen-Verbindungen eignet sich das Verfahren aufgrund des stark schwankenden Sicherheitsniveaus nicht.
- Der Bemessungsansatz von Vocke [78] stellt für Randstützen-Verbindungen ein sehr gutes Nachweiskonzept mit hoher Vorhersagewahrscheinlichkeit dar. Im Bereich von Eckstützen-Verbindungen muss der Bemessungsansatz aufgrund der geringen Bemessungssicherheiten für bezogene Lastausmitten im Bereich von $e/c \cong 0$ allerdings kritischer beurteilt werden.
- Das Bemessungsmodell von Hegger/Tuchlinski [39] kann als einziges der vorgestellten Modelle für die Bemessung aller drei Stützenarten herangezogen werden. Der Bemessungsansatz kennzeichnet sich im gesamten Anwendungsbereich und für alle untersuchten Parameter durch ein gleichmäßiges Abbildungsverhalten mit hoher Vorhersagegenauigkeit (der größte Streuungsanteil beträgt $s_y = 0,202$).

4 Stützenschnittgrößen – ausreichend für die Beurteilung ausmittiger Durchstanzprobleme?

Im Rahmen der Literaturrecherche konnte festgestellt werden, dass ein Großteil der theoretischen Modelle die Schnittgrößen der Stütze für die Beurteilung der lokalen Beanspruchungen im Bereich der Decken-Stützen-Verbindung verwendet. Im Folgenden wird anhand von einfachen Betrachtungen an Stabwerk- und Plattensystemen sowie vertiefenden Betrachtungen am Beispiel einer Eckstützen-Verbindung beurteilt, inwieweit die Stützenschnittgrößen alleine als Maß für die Beschreibung der Plattenschnittgrößen und in Konsequenz für die Bemessung der Durchstanztragfähigkeit herangezogen werden können.

4.1 Vereinfachte Betrachtungen an Stabwerkssystemen

4.1.1 Einachsige Systeme

Die in den Bildern Bild 4-1 a) und Bild 4-1 b) dargestellten Einfeldträgersysteme mit einer Einzelkraftbelastung stehen stellvertretend für das Tragverhalten einer Flachdecke im Bereich einer Innenstützen-Verbindung. Es wird angenommen, dass die Biegesteifigkeit der Stützen so gering ist, dass näherungsweise von einem gelenkigen Anschluss zwischen Stütze und Platte ausgegangen werden kann. Die Systeme a) und b) unterscheiden sich hinsichtlich der betrachteten Balken- bzw. Deckenstützweiten.

Es kann festgestellt werden, dass das Stützweitenverhältnis und damit die Geometrie des Balken- bzw. Deckensystems erheblichen Einfluss auf die Querkraftverteilung hat. Die Stützenschnittgrößen alleine, hier die in beiden Fällen gleich große Kraft P , sind für die Erfassung dieses Sachverhalts nicht ausreichend.

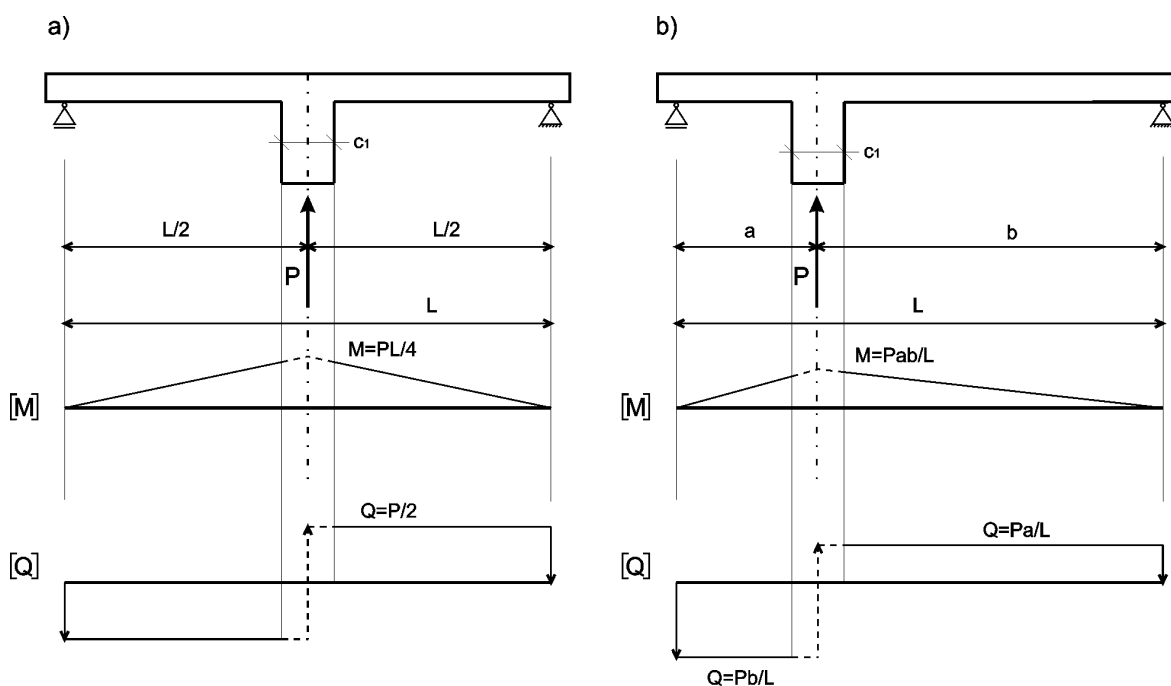


Bild 4-1: Einfluss unterschiedlicher angrenzender „Deckenspannweiten“ auf die Lastabtragung einer Vertikalkraftbelastung.

In den Bildern Bild 4-2 a) und Bild 4-2 b) werden vergleichbare Betrachtungen für die Übertragung eines Stützenanschlussmoments geführt. Die Lastabtragung der äußeren Momentenbelastung erfolgt über Biegung an den Stützenfrontflächen und gegenläufig gleich große Querkräfte, ebenfalls an den Stützenfrontflächen.

System b) unterscheidet sich von System a) ausschließlich durch eine vergrößerte Balken- bzw. Deckenstützweite. Der Vergleich der Schnittgrößenverläufe der beiden Systeme lässt erkennen, dass die Stützenschnittgröße, hier das für beide Systeme gleichgroße Stützenanschlussmoment M , für die Beurteilung der Plattenschnittgrößen nicht ausreichend ist. In Abhängigkeit der vorhandenen Deckenspannweiten variiert der Anteil der Lastabtragung über Querkräfte erheblich.

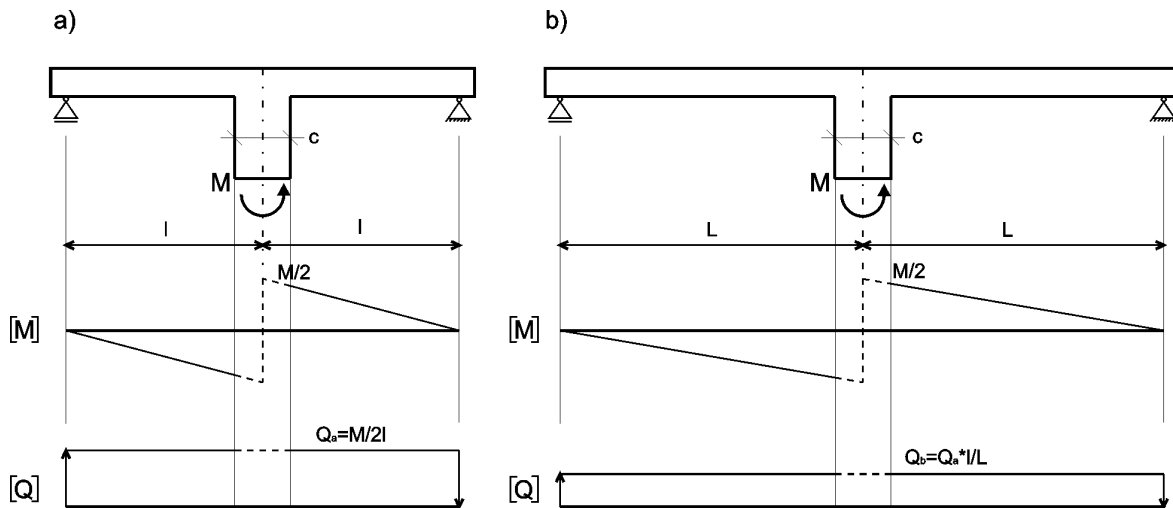


Bild 4-2: Einfluss der „Deckenspannweite“ auf die Lastabtragung einer Momentenbelastung.

Die Bilder Bild 4-3 a) und Bild 4-3 b) verdeutlichen den Einfluss der Systemtragwirkung auf die Verteilung der Balken- bzw. Plattenschnittgrößen. Die Systeme kennzeichnen sich durch unterschiedliche Stützenquerschnittsabmessungen bei sonst gleichen Systemabmessungen. Es kann gezeigt werden, dass der Stützenquerschnitt, wie z.B. bei Rundschnittmodellen zunächst angenommen, als alleiniges Maß für die Beurteilung der Plattenschnittgrößen im lokalen Stützenbereich, insbesondere der Querkräfte, nicht ausreichend ist.

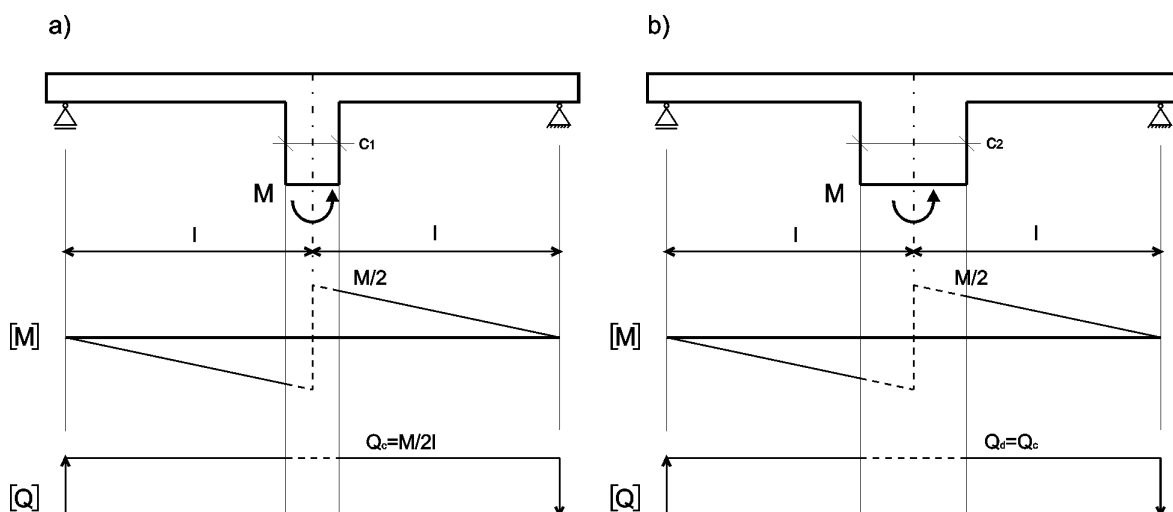


Bild 4-3: Einfluss unterschiedlicher Stützenabmessungen auf die Lastabtragung einer Momentenbelastung.

4.1.2 Zweiachsige Systeme

In Bild 4-4 a) wird die Übertragung des Stützenanschlussmoments vergleichbar zu den Bildern Bild 4-2 und Bild 4-3 am Beispiel eines vereinfachten Trägerrostsystems, welches aus einem Biegebalken A und einem Torsionsbalken B besteht, untersucht. Die Balken sind vereinfacht als Stabzug, ohne maßstäbliche Darstellung, abgebildet. Die Lastabtragung des äußeren Moments erfolgt über Biegung an den Stützenfrontflächen, einen ebenfalls auf den Stützenfrontflächen wirkenden Momentenanteil aus entgegengesetzt gerichteten Querkraften (Tragwirkungen des Biegebalkens A) und Torsion an den Stützenseitenflächen (Tragwirkung des Torsionsbalkens B). Die Aufteilung der jeweiligen Momentenanteile stellt sich in Abhängigkeit der Balkensteifigkeiten unter Berücksichtigung der Stützen- und Deckengeometrie ein. Damit bestätigen sich die am Einfeldträgersystem gewonnenen Erkenntnisse, wonach die Stützenschnittgröße alleine für die Beurteilung der Balken- bzw. Plattenschnittgrößen nicht ausreichend ist.

In diesem Zusammenhang wird darauf hingewiesen, dass die Querkraften auf den Stützenfrontflächen (zum Biegemoment des Biegebalkens zugehörige Querkraft) eine andere Ursache haben als die Querkraftbeanspruchungen auf den Stützenseitenflächen (derjenige Anteil des Torsionsmoments, welcher über vertikale Schubspannungen abgetragen wird). Diese Erkenntnis liegt in guter Übereinstimmung mit den Ausführungen von Mast [50] und widerlegt die Schubverteilungsannahme der Rundschnittmodelle.

In Bild 4-4 b) wird durch Ergänzung eines weiteren Trägerrostrahmens auf vereinfachte Art und Weise die zusätzliche Plattentragwirkung simuliert. Mit Ausnahme einer leichten Versteifung in Biegetragrichtung A bleibt das Tragverhalten des Gesamtsystems von der Systemerweiterung weitestgehend unverändert. Im lokalen Lasteinleitungsbereich lassen sich infolge der ergänzten Plattentragwirkung folgende Änderungen beobachten:

Mit dem Hinzufügen der Plattentragwirkung findet zum einen eine Entzerrung des konzentrierten Biegezustands im Bereich der Stützenfrontflächen und eine anteilige Umverteilung des Gesamtbiegemoments auf die Biegebalken A* statt. Die ausgelagerten Biegeanteile werden über zusätzliche Torsionsmomente im Bereich der Stützenseitenflächen (Torsionsbalken B) abgetragen. Zum anderen kann im Bereich der Stützenfrontflächen infolge Querverteilung der Platte lokal ein weiterer Torsionsmomentenanteil aus unterschiedlich ausgerichteten Querkraften mobilisiert werden. Dieser lokale Lastabtragungsmechanismus resultiert im Vergleich zum einfachen Trägerrostsysteem in Bild 4-4 a) in erhöhten Querkraftbeanspruchungen im Bereich der Stützenfrontflächen und gesamt betrachtet in einem größeren schuberzeugenden Momentenanteil. Der beschriebene Effekt der lokalen Lastabtragung über ein Querkraftkräftepaar an den Stützenfrontflächen wird noch verstärkt, wenn die Lastabtragung in Querrichtung, in Bild 3-4c) vereinfacht über den Biegebalken 1-2-3-4 dargestellt, in Betracht gezogen wird.

Es kann also zusammenfassend festgestellt werden, dass mit der zusätzlichen Berücksichtigung der Plattentragwirkung und den damit verbundenen Querverteilungen lokale Lastabtragungsmechanismen, die maßgeblich von der Geometrie der Decken-Stützen-Verbindung abhängen, an Bedeutung gewinnen. Vergleichbar zu den reinen Balkensystemen lassen sich die lokalen Schnittgrößen der Platte jedoch nur durch die kombinierte Berücksichtigung der Systemtragwirkung in Verbindung mit der Geometrie der Decken-Stützen-Verbindung bestimmen. Die Stützenschnittgrößen alleine sind für die Beschreibung des Plattentragverhaltens nicht ausreichend.

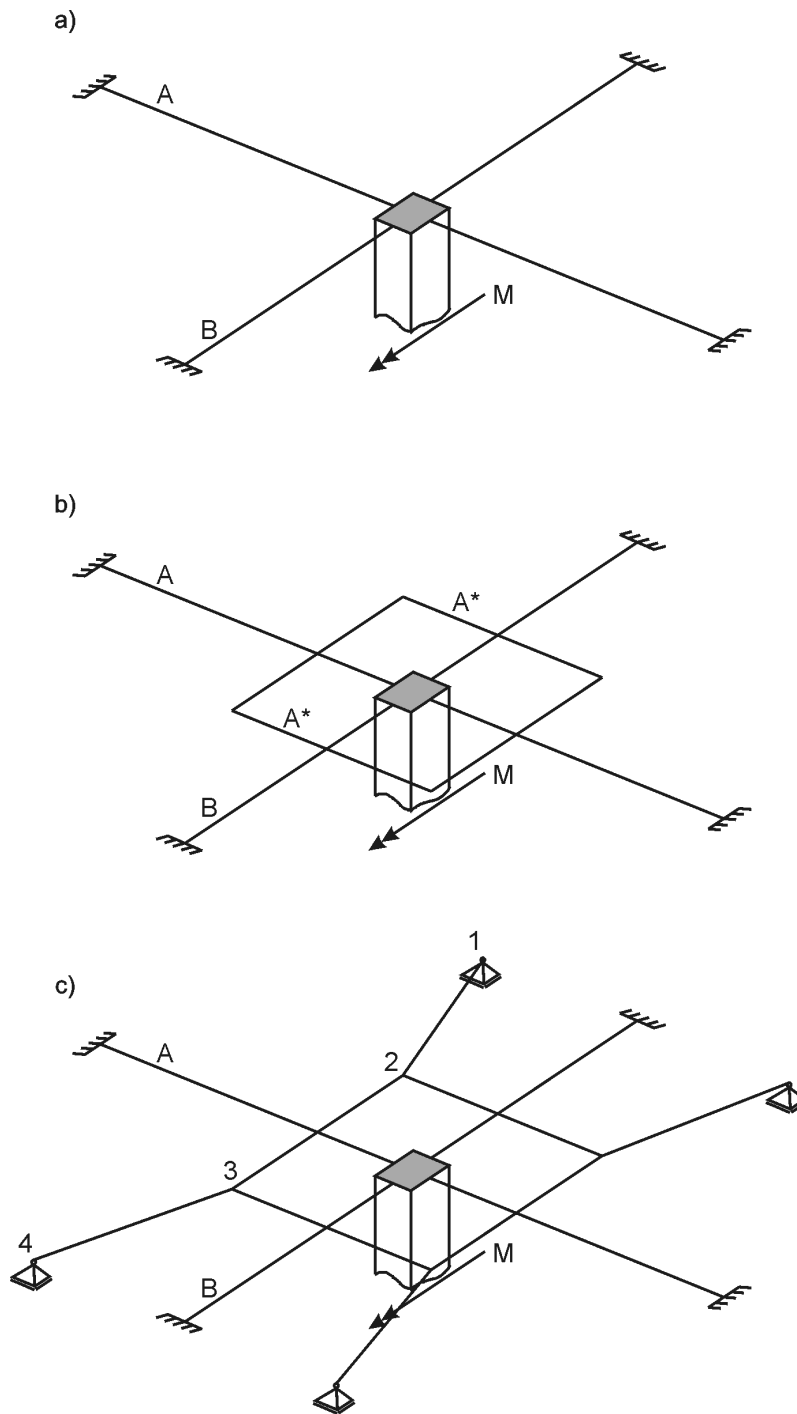


Bild 4-4: Einfluss unterschiedlicher zweiachsiger „Deckensysteme“ auf die Lastabtragung einer Momentenbelastung am Beispiel einer Innenstützen-Verbindung.

- a) zweiachsiges Grundsystem,
- b) Ergänzung der lokalen „Plattentragwirkung“,
- c) Ergänzung der zusätzlichen Lastabtragung in Querrichtung.

4.2 Vereinfachte Betrachtungen an Plattensystemen

4.2.1 Einfluss unterschiedlicher Stützweiten

In Bild 4-5 ist der Grundrissausschnitt einer üblichen Geschossdecke eines Verwaltungsgebäudes mit den zugehörigen Abmessungen und Kenndaten dargestellt. Die Decke wird im gesamten Bereich durch eine konstante Flächenlast belastet.

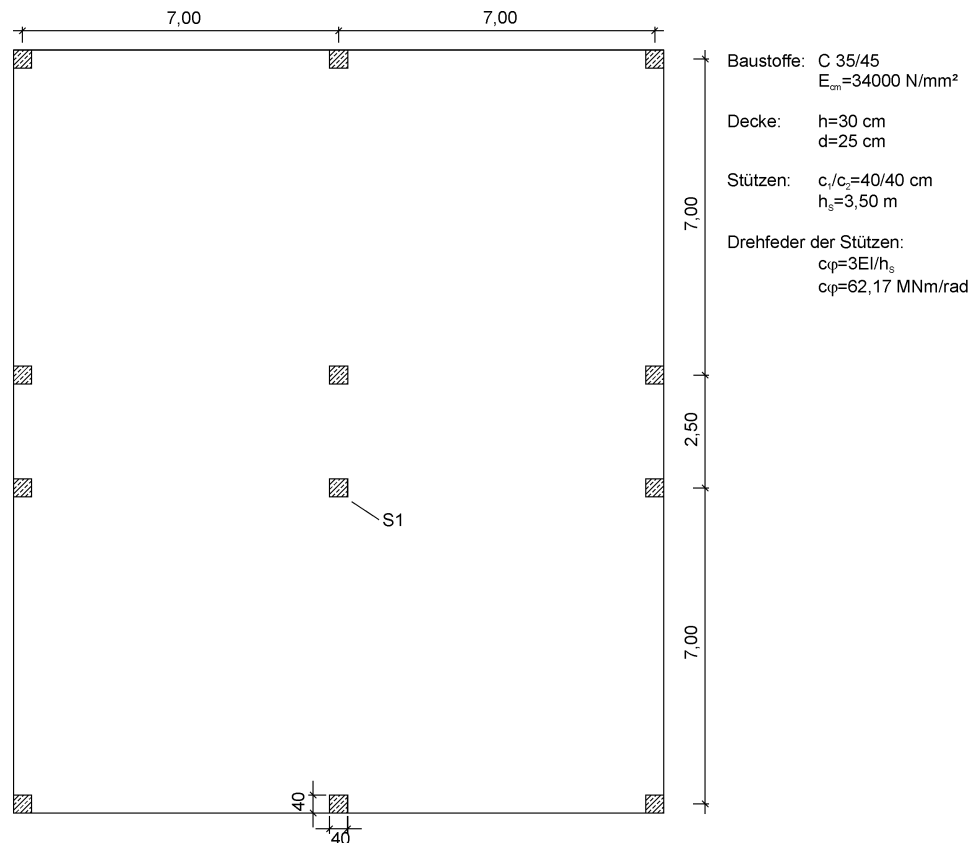


Bild 4-5: Einfluss unterschiedlicher Stützweiten auf die lokale Schnittgrößenverteilung im Bereich der Innenstützen-Verbindung S1.

Gegenstand der Untersuchungen ist die Frage, inwieweit der Einfluss der unterschiedlichen Stützweiten auf die Durchstantragfähigkeit im Bereich der Stütze S1 auf Grundlage eines Bemessungsverfahrens, das sich bei der Ermittlung der Durchstantragfähigkeit ausschließlich der Stützenschnittgrößen bedient, erfasst werden kann. Die Untersuchungen werden beispielhaft für das allgemeine Bemessungsverfahren des EC 2 geführt. Als Kriterium für den tragfähigkeitsrelevanten Einfluss der unterschiedlichen Stützweiten dient der Lasterhöhungsfaktor β an der Stütze S1.

Im Rahmen der Untersuchungen wird der Lasterhöhungsfaktor β_{EC2} des allgemeinen Bemessungsverfahrens nach EC 2 mit dem Lasterhöhungsfaktor β_{FEM} verglichen, welcher sich auf Grundlage einer linear-elastischen Finite-Elemente-Berechnung ergibt. Der Lasterhöhungsfaktor β_{FEM} resultiert dabei aus dem Vergleich der maximal auf dem kritischen Rundschnitt im Abstand $a = 2d$ auftretenden Hauptquerkraft je Längeneinheit und der mittleren Hauptquerkraft je Längeneinheit für den zentrischen Belastungsfall.

Das Ergebnis der Berechnungen lautet wie folgt:

$$\beta_{EC2} = 1,08$$

$$\beta_{FEM} = 1,30$$

Der Vergleich der beiden Lasterhöhungsfaktoren macht deutlich, dass der tragfähigkeitsmindernde Einfluss der mit 2,5m und 7,0m stark unterschiedlichen Stützweiten auf Grundlage des EC 2-Verfahrens deutlich geringer ist, als dies die Ergebnisse der Finite-Elemente Berechnung erwarten lassen.

Unabhängig davon, dass das Ergebnis zusätzlich durch die speziellen Eigenschaften des Rundschnittmodells beeinflusst wird, lässt sich somit festhalten, dass der Einfluss der erhöhten einseitigen Beanspruchung infolge unterschiedlicher Stützweiten mit Hilfe der Stützenschnittgrößen alleine für das hier untersuchte Beispiel nicht ausreichend beurteilt werden kann. Die Fehlinterpretation verstärkt sich noch, wenn kleinere Stützenquerschnitte mit geringeren Drehfedersteifigkeiten berücksichtigt werden oder wenn konstruktionsbedingt gar von einem gelenkigen Anschluss zwischen Decke und Stütze ausgegangen werden muss. In diesem Grenzfall sinkt der Lasterhöhungsfaktor β_{EC2} auf 1,0 ab.

4.2.2 Einfluss unterschiedlicher Belastungsarten und Belastungsorte

In Bild 4-6 ist eine 4-feldrige Decke mit gleichmäßigem Stützenraster abgebildet. Die zugehörigen Abmessungen und Kenndaten sind angegeben. Die Decke wird durch die folgenden, unabhängigen Belastungen beansprucht:

- Gleichmäßige Belastung GL im Bereich der beiden linken Felder,
- Belastung durch Einzellasten mit variierender Laststellung $L1 \div L5$.

Das Eigengewicht der Platte wird in den folgenden Betrachtungen nicht erfasst.

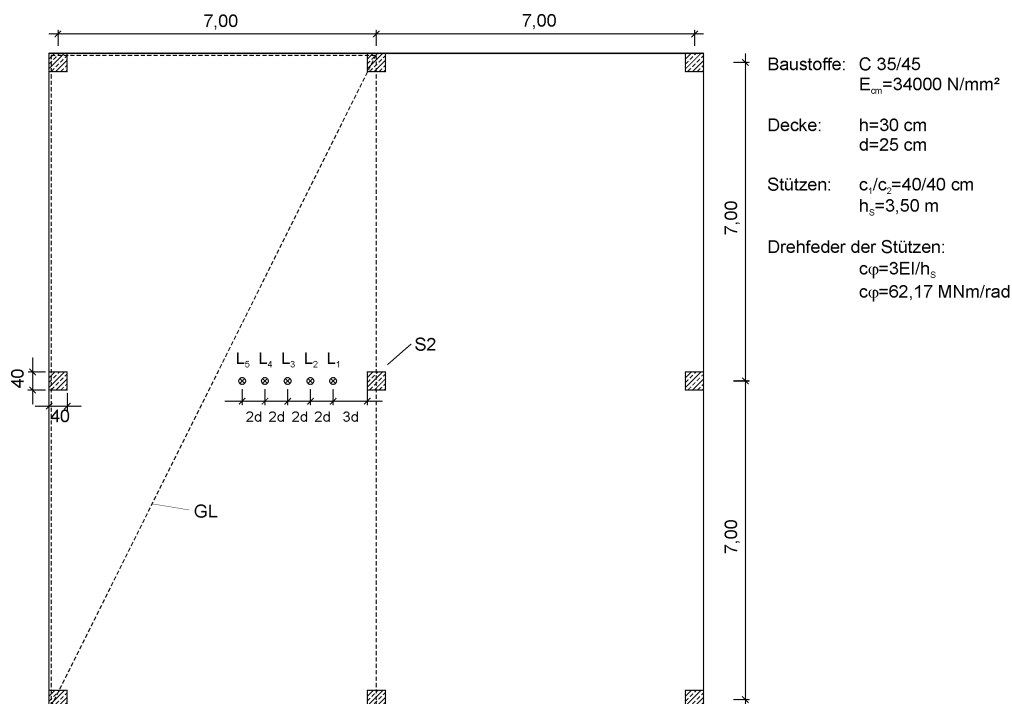


Bild 4-6: Einfluss unterschiedlicher Belastungsarten und Belastungsorte auf die lokale Schnittgrößenverteilung im Bereich der Innenstützen-Verbindung S2.

Gegenstand der Untersuchungen ist zum einen die Frage, inwieweit mit Hilfe der Stützenschnittgrößen der Einfluss von unterschiedlichen Belastungsarten (Gleichlast bzw. Einzellast) erfasst werden kann. Zum anderen wird für die Einzelkraftbelastungen untersucht, inwieweit der Einfluss unterschiedlicher Belastungsorte auf Grundlage der Stützenschnittgrößen berücksichtigt werden kann.

Das maßgebende Kriterium der Untersuchungen bildet die bezogene Ausmitte e/c . Die Ermittlung der Auflagerkräfte bzw. -momente (Stützenschnittgrößen) erfolgt mit Hilfe einer linear-elastischen Plattenberechnung.

Die Ergebnisse der linear-elastischen Plattenberechnung für den Vergleich von der einseitigen Gleichlast GL und der auflagnahen Einzellast L1 lauten wie folgt (Die Größe der beiden Belastungen wurde so gewählt, dass sich im Bereich der Stütze S2 dieselbe vertikale Auflagerkraft ergibt):

$$e/c_{GL} = 0,25$$

$$e/c_{L1} = 0,18$$

Es kann festgestellt werden, dass der tragfähigkeitsmindernde Einfluss der einseitigen Gleichlast GL aufgrund des höheren Werts für die bezogene Ausmitte als kritischer betrachtet wird, wie der Einfluss der auflagnahen Einzellast L1. Diese Erkenntnis steht im groben Gegensatz zum tatsächlich zu erwartenden Tragverhalten, wonach der tragfähigkeitsmindernde Einfluss der auflagnahen Einzellast ungleich höher zu bewerten ist.

Gegenstand der zweiten Untersuchung ist der Vergleich der Laststellungen L1 ÷ L5 im Hinblick auf die resultierende Ausmitte der Auflagerreaktion an der Stütze S2 für den Fall, dass die Platte ausschließlich durch eine Einzelkraft belastet wird. Auch hier wurde die Größe der Einzellasten so gewählt, dass sich an der Stütze S2 immer dieselbe vertikale Auflagerkraft einstellt. Die bezogenen Lastausmitten e/c für die einzelnen Laststellungen sind in Bild 4-7 dargestellt.

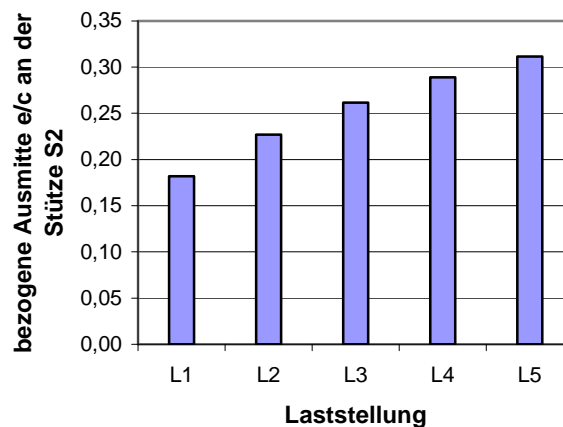


Bild 4-7: Einfluss der Laststellung auf die bezogene Lastausmitte e/c an der Innenstützen-Verbindung S2.

Anhand der von L1 bis L5 kontinuierlich ansteigenden Werte für die bezogenen Lastausmitten kann festgestellt werden, dass der tragfähigkeitsmindernde Einfluss auf Grundlage der Stützenschnittgrößen mit zunehmender Stützenentfernung zunimmt. Vergleichbar zu der ersten Untersuchung widerspricht diese Tragverhaltensprognose dem tatsächlich zu erwartenden Tragverhalten, wonach sich der Sachverhalt genau umgekehrt verhalten sollte.

4.3 Vertiefende Betrachtungen am Beispiel einer Eckstützen-Verbindung

Die Fragestellung, inwieweit die Stützenschnittgrößen für die Beurteilung des lokalen Plattentragverhaltens im Decken-Stützen-Verbindungsbereich herangezogen werden können, wird am Beispiel einer Eckstützen-Verbindung mit Hilfe einer räumlichen, linear-elastischen Finite-Elemente Berechnung vertiefend betrachtet.

Gegenstand der Untersuchungen ist eine detaillierte Auswertung der lokalen Plattenschnittgrößen unter Berücksichtigung verschiedener Belastungsausmitten sowie eine Beurteilung, inwieweit das lokale Tragverhalten durch Veränderungen in der Verbindungs- und Systemgeometrie beeinflusst wird.

Die Untersuchungen werden durch Betrachtungen am Ersatzbalkensystem ergänzt.

4.3.1 Systemfindung, FE-Modellierung und Ersatzbalkensystem

4.3.1.1 Systemfindung

Die folgenden rechnerischen Untersuchungen werden an der von Vocke in [78] verwendeten, statisch unbestimmt gelagerten, Versuchsplatte durchgeführt. Die unabhängige Lasteinleitung von Stützen-Normalkraft und Stützenanschlussmoment erfolgt über einen Stützenstumpf. Der schematische Versuchsaufbau und der zugehörige Momentenverlauf in Stütze und Platte ist in Bild 4-8 dargestellt.

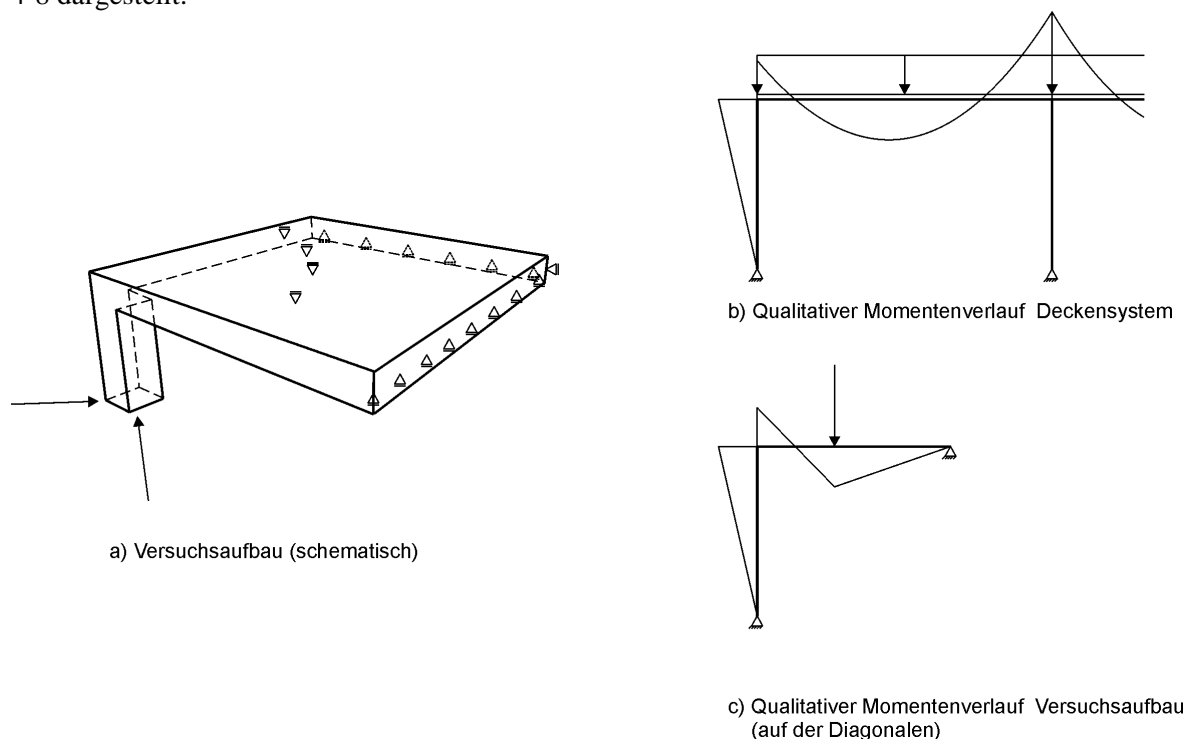


Bild 4-8: Versuchsaufbau (schematisch)(a) und qualitative Momentenverläufe eines vertikal belasteten Deckensystems (b) und des Versuchsaufbaus (c) (aus [78]).

Ausschlaggebend für die Wahl eines losgelösten Plattenausschnitts mit der zugehörigen Belastungsart gegenüber der Betrachtung an einem vertikal belasteten Gesamtsystem war der Wunsch nach einer freien Regulierung der Belastungsausmitte bzw. des Momenten-Querkraft-Verhältnisses.

Die Wahl des speziellen Versuchsaufbaus nach Vocke [78] mit der statisch unbestimmten

Lagerung lässt sich mit der Schnittgrößenverteilung in der Decke begründen. Wie anhand der beiden Momentenverläufe in Bild 4-7 b) und Bild 4-7 c) festgestellt werden kann, stellt der Versuchsaufbau eine gute Annäherung an überwiegend vertikal belastete Deckensysteme dar, welche sich durch kleinere Ausmitten im Bereich der Eckstützen-Verbindung und folglich einen schnellen Abbau des negativen Stützenanschlussmoments in der Decke kennzeichnen lassen.

Für Systeme mit größeren Ausmitten (Systeme, bei denen sich die Stützen an der horizontalen Lastabtragung beteiligen) stellt der Versuchsaufbau dagegen nur eine Näherung dar. Der Abfall der radial auf die Stütze zulaufenden Biegemomente erfolgt bei diesen Systemen flacher.

4.3.1.2 FE-Modellierung

In Bild 4-9 ist das räumliche Finite Elemente Modell mit den zugehörigen Lagerungen und der äußeren Belastung dargestellt. Die Elementierung der Platte erfolgt mit kubischen bzw. quaderförmigen Volumenelementen in 6 übereinanderliegenden Elementschichten. Bei den finiten Elementen handelt es sich um achtknotige Volumenelemente mit drei Verschiebungsfreiheitsgraden pro Knoten und einem trilinearen Verschiebungsansatz unter Berücksichtigung zusätzlicher quadratischer Zusatzfunktionen ([72], [76]).

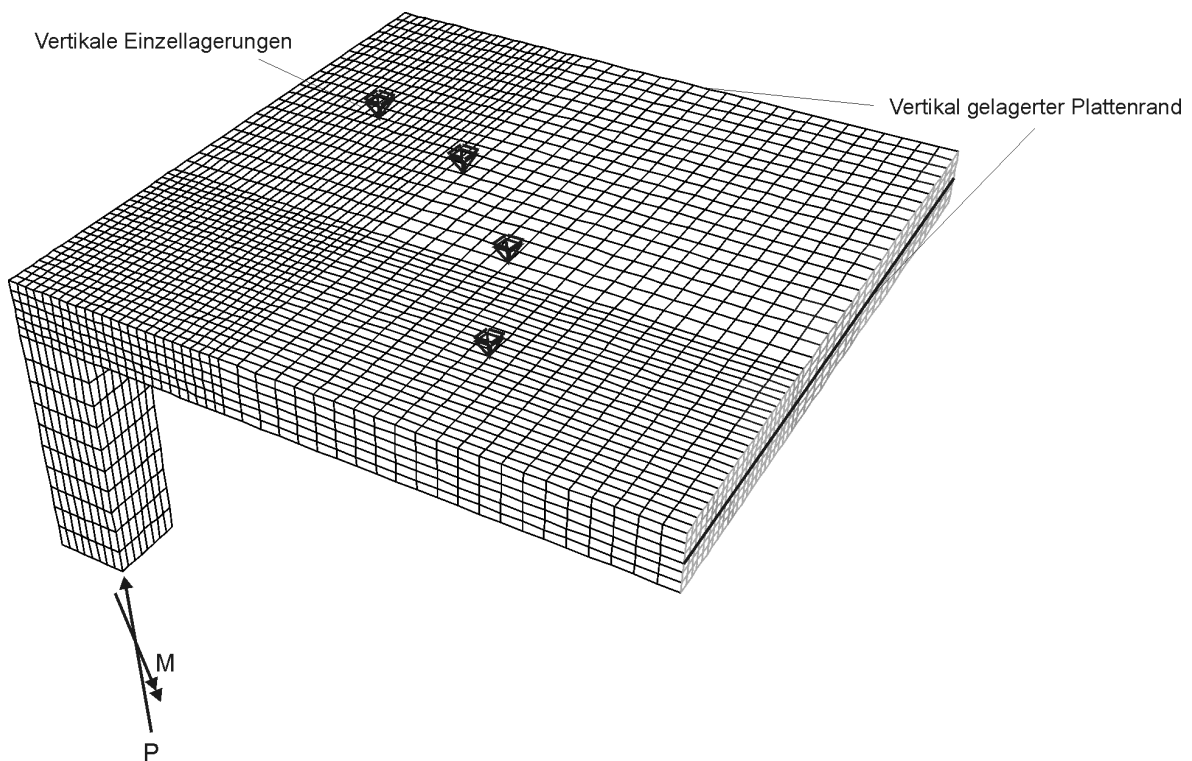


Bild 4-9: Finite Elemente Modell mit Darstellung der Einheitsbelastung.

Im Stützbereich wird das Elementnetz so weit verfeinert, dass jeweils 8 Elemente pro Elementschicht und Stützensseite angeordnet werden können. Die vertikalen, starren Randlagerungen an den beiden stützenabgewandten Plattenrändern erfolgen auf Höhe der Schwerlinie der Platte, die Einzellagerungen im zentralen Bereich der Platte befinden sich an der Plattenoberseite und erfolgen ebenfalls starr. Die geometrische Verteilung der Einzellager im Grundriss erfolgt ringförmig in gleichmäßigen Abständen. Die Lasteinleitung erfolgt am Stützenende über eine Einzelkraft- und Einzelmomentenbelastung, wobei die jeweiligen Belastungsgrößen unabhängig voneinander gewählt werden können. Aufgrund der direkten Einleitung des Moments entstehen bei der Lasteinleitung im Gegensatz zu dem in Bild 4-8 a)

dargestellten schematischen Versuchsaufbau keine Horizontalkräfte in der Platte. Mit Ausnahme des Stützenkopfes wird die Versuchsplatte mit einem konstanten E-Modul modelliert. Die Modellierung des Stützenkopfes erfolgt steif (E-Modul $\rightarrow \infty$). Damit wird vereinfacht dem Sachverhalt Rechnung getragen, dass sich der Stützenkopf unter Berücksichtigung der Rissbildung, der speziellen Bewehrungsführung und des sich hieraus resultierenden räumlichen Fachwerks deutlich steifer verhält als die restlichen Plattenbereiche.

4.3.1.3 Ersatzbalkensystem

Die in Bild 4-8 a) vereinfacht dargestellte Versuchsplatte wird gedanklich in ein System aus sich kreuzenden Einzelbalken zerlegt. Der Querschnitt der Einzelbalken entwickelt sich aus den Stützenquerschnittsabmessungen c_x und c_y und der Plattendicke h heraus. Die Länge der Einzelstäbe und die Lagerungsbedingungen am freien Stabende werden so gewählt, dass trotz der vereinfachten Abbildung eine möglichst gute Annäherung an die Verhältnisse des Deckensystems erreicht werden kann:

- Die Länge der Einzelstäbe wird durch den Abstand zwischen der Stütze und den ringförmig verteilten Einzellagerungen bestimmt.
- Die Lagerung der Stäbe am freien Ende erfolgt vertikal unverschieblich in z-Richtung und fest eingespannt bezüglich Biegung und Torsion.

In Bild 4-10 sind die geometrischen Zusammenhänge vereinfacht dargestellt. Die Stäbe werden mit gleichbleibenden Querschnittswerten bis zum gemeinsamen Kreuzungspunkt durchgezogen, eine versteifende Wirkung durch die Stütze wird nicht berücksichtigt. Die Belastung (P und M) erfolgt im Kreuzungspunkt (Schwerpunkt der Stütze) der Balken.

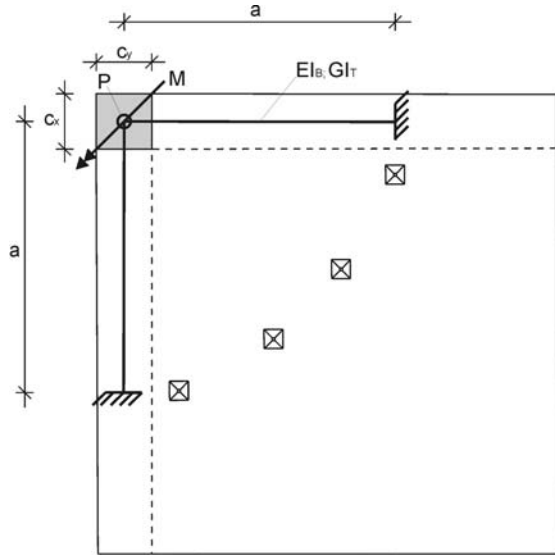


Bild 4-10: Aufbereitung der Versuchsplatte für Stabwerksbetrachtungen.

4.3.2 Schnittgrößenermittlung für das Ersatzbalkensystem

Die rechnerischen Untersuchungen werden beispielhaft für die Versuchsplatte E1 von Vocke [78] mit den folgenden geometrischen Abmessungen durchgeführt:

- Stützenquerschnittsabmessungen $c_x = c_y = 0,30\text{m}$,
- Plattenhöhe $h = 0,23\text{m}$,
- Abstand der ringförmigen Einzellagerungen vom Stützenzentrum $a = 1,50\text{m}$,

- Äußere Abmessung der Platte $l_x = l_y = 2,55\text{m}$ (erst für die Betrachtungen am FE-Modell relevant).

Die Schnittgrößenermittlung erfolgt für den Lastfall „reine Momentenbeanspruchung (M)“, Lastfall „reine Querkraftbeanspruchung (P)“ und für eine variierende Ausmitte der äußeren Belastung.

4.3.2.1 Lastfall „Moment“

In Bild 4-11 ist das Stabwerksystem mit der äußeren Belastung sowie den zugehörigen Schnittgrößenverläufen dargestellt. Die Lastabtragung der äußeren Momentenbelastung erfolgt über konstante Biege- und Torsionsmomente. Beide Traganteile wirken der äußeren Momentenbelastung entgegen, wobei sich im vorliegenden Fall das äußere Moment zu 53 % auf Biegung ($\gamma_B = 0,53$) und zu 47 % auf Torsion ($\gamma_T = 0,47$) aufteilt. An der Lastabtragung sind keine Querkräfte beteiligt.

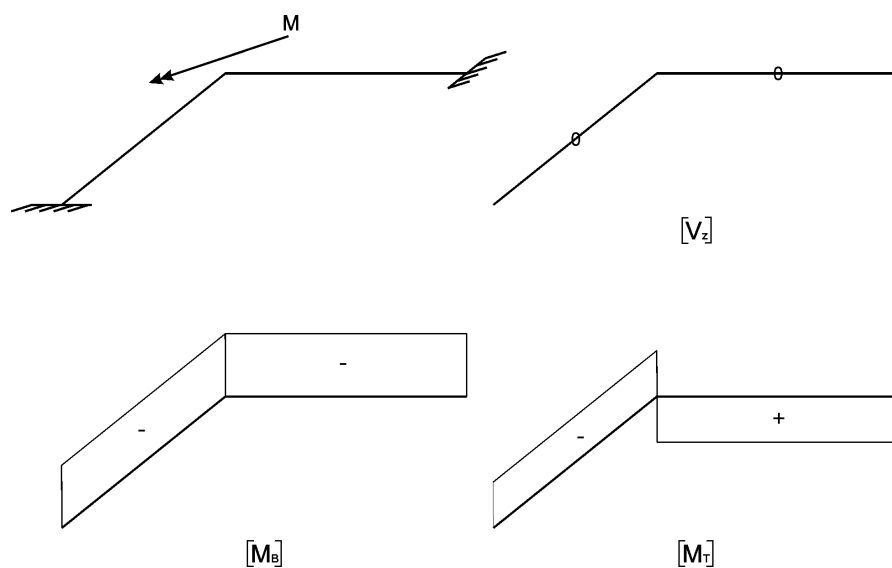


Bild 4-11: Schnittgrößenverteilung für Lastfall „Moment“.

4.3.2.2 Lastfall „Querkraft“

Die äußere Last P wird über konstante Querkräfte jeweils zur Hälfte auf die beiden Randbalken verteilt. Zudem resultiert jeweils ein linear verteilter Biegetraganteil und ein konstant verteilter Torsionstraganteil (siehe Bild 4-12). Im Kreuzungspunkt der beiden Einzelbalken resultiert vergleichbar zum Lastfall „Moment“ eine negative Gesamtbiegetragwirkung, die Zug an den Balkenoberseiten erzeugt. Die Resultierende der Torsionstragwirkung wirkt dagegen in entgegengesetzter Richtung und erzeugt Zug an den Balkenunterseiten. Die Erfüllung des Gleichgewichts setzt voraus, dass die Resultierende aus der Biegetrag- und Torsionstragwirkung im direkten, nur durch die äußere Vertikallast belasteten, Stützenzentrum, vom Betrag her gleich groß sind und sich somit gegenseitig neutralisieren. Im vorliegenden Fall betragen die jeweils resultierenden Ausmitten unter Berücksichtigung der in dieser Arbeit getroffenen Vorzeichendefinition $e_B = -e_T = 0,25\text{ m}$.

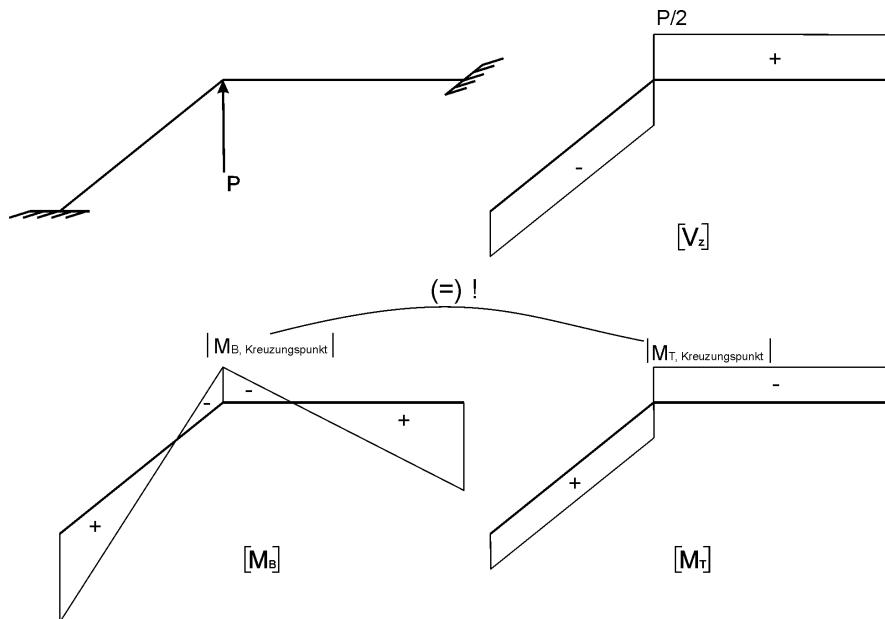


Bild 4-12: Schnittgrößenverteilung für Lastfall „Querkraft“.

4.3.2.3 Variation der Belastungsausmitte

Die resultierenden Schnittgrößenverläufe ergeben sich aus der Superposition der Schnittgrößen des Lastfalls „Querkraft“ und einem Vielfachen des Lastfalls „Moment“. Da die Lastabtragung beim Lastfall „Moment“ querkräftfrei erfolgt, hat eine Variation der Belastungsausmitte keinen Einfluss auf die Querkraftverteilung, die unverändert der des Lastfalls „Querkraft“ entspricht.

In Bild 4-13 sind die Teilausmitte e_B und e_T der resultierenden Schnittgrößenanteile aus Biegemoment und Torsionsmoment im Kreuzungspunkt der beiden Einzelbalken in Abhängigkeit der Gesamlastausmitte e_{ges} bzw. e dargestellt.

Es kann festgestellt werden, dass die Werte der zunächst negativen Ausmitte e_T des Torsionsanteils mit zunehmender Ausmitte in Richtung Platteninnerem betragsmäßig kleiner werden, wohingegen sich der Betrag der positiven Ausmitte e_B des Biegeanteils mit zunehmender Gesamlastausmitte stetig vergrößert. Bis zu einer Ausmitte von ca. $e = 0,55$ m ist die Biegetragwirkung infolge der gegenläufigen Lastabtragsrichtung des Torsions- und Biegetraganteils größer als dies der Betrag der äußeren Momenteneinwirkung eigentlich erwarten lässt. Eine torsionsfreie Lastabtragung resultiert, wenn sich die gegenläufigen Torsionsanteile des Lastfalls „Querkraft“ und der Torsionsanteil des Lastfalls „Moment“ gegenseitig neutralisieren. Die rechnerische Beziehung für die hierfür erforderliche Ausmitte $e_{ges, M_T=0}$ stellt sich wie folgt dar:

$$e_{ges, M_T=0} = -\frac{M_{T, LF''V''}}{P} \cdot \frac{1}{\gamma_T} = -\frac{e_{T, LF''V''}}{\gamma_T} \quad (4.1)$$

In Gleichung 4.1 beschreibt $M_{T, LF''V''}$ das im Kreuzungspunkt resultierende Moment infolge der Torsionstragwirkung für den Lastfall „Querkraft“, P die zugehörige äußere Vertikalbelastung und γ_T den Torsionsanteil an der Lastabtragung einer äußeren Momentenbelastung (siehe Lastfall „Moment“). Mit $e_{T, LF''V''}$ wird die Teilausmitte der Torsionstragwirkung beim Lastfall „Querkraft“ bezeichnet.

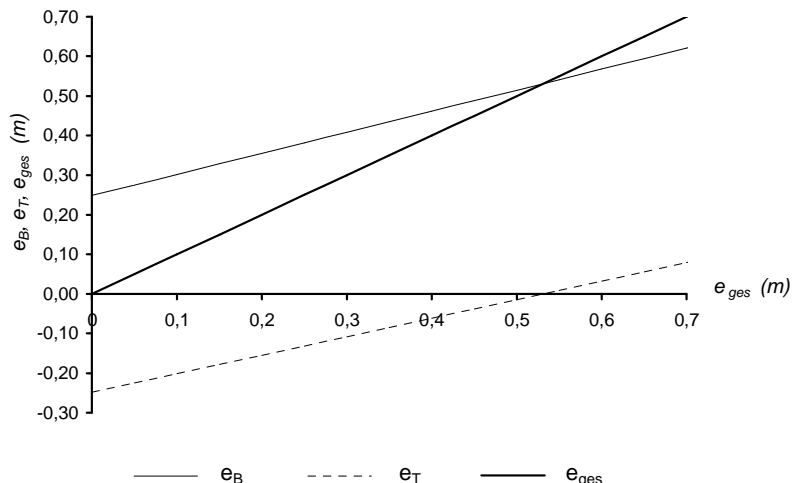


Bild 4-13: Einfluss der Belastungsausmitte auf die Schnittgrößenanteile bzw. Teilausmitten im Kreuzungspunkt der beiden Einzelbalken.

Erst bei größeren Ausmitten wirken sowohl der Biegetraganteil als auch der Torsionstraganteil der äußeren Belastung entgegen. Bei sehr großen Ausmitten nähern sich die beiden Traglastanteile an die Aufteilung bei reiner Momentenbelastung an.

4.3.3 Schnittgrößenermittlung für die FE-Platte

Die Eingangsdaten der rechnerischen Untersuchungen entsprechen hinsichtlich der gewählten Versuchsplatte und der zu untersuchenden Lastfälle den Annahmen, die im Rahmen der Stabwerksberechnungen festgelegt wurden (siehe Abschnitt 4.3.2).

4.3.3.1 Aufbereitung der numerischen Daten

Die Auswertung der Plattenschnittgrößen erfolgt am Übergang von Stütze zu Platte auf der Stützenanschnittsfläche. Die Stützenanschnittsfläche wird entsprechend der Elementierung in 17 Sektoren aufgeteilt, wobei sich ein Sektor aus 7 übereinanderliegenden Elementknoten zusammensetzt. In Bild 4-14 ist die Sektoreinteilung der Stützenanschnittsfläche in einer räumlichen Ansicht, die aus dem Blickwinkel eines Betrachters entstanden ist, welcher sich im Stützenzentrum befindet und dessen Blick sich auf die Stützenanschnittsfläche richtet, dargestellt.

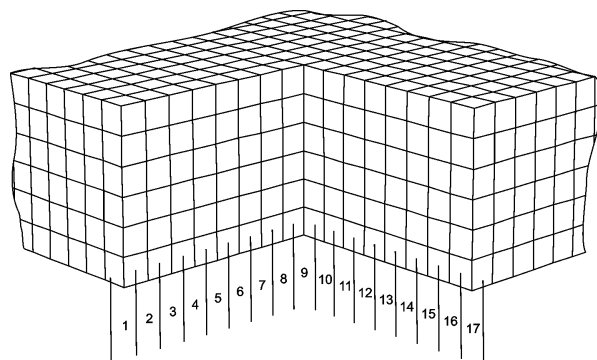


Bild 4-14: Sektoreinteilung der Stützenanschnittsfläche.

Aus den Kraftvektoren der einzelnen Elementknoten und ihren jeweiligen Abständen zur Schwerlinie der Platte lassen sich für jeden Sektor die drei resultierenden Teilschnittgrößen

- Querkraft $V_{z,\text{Sektor}}$
- Biegemoment $M_{B,\text{Sektor}}$
- Drillmoment $M_{D,\text{Sektor}}$

ermitteln. Biegemoment und Drillmoment resultieren aus den horizontalen Vektoranteilen mit senkrechter (Biegung) bzw. paralleler Ausrichtung (Drillmoment) zur Stützenanschnittsfläche. Für die Drill- und Biegemomente des Sektors 9 wird eine Verteilungsannahme erforderlich. Vereinfacht wird angenommen, dass sich die Teilschnittgrößen jeweils zur Hälfte auf die beiden Stützensseitenflächen aufteilen. Für die Verteilung der Querkräfte werden dagegen keine Verteilungsannahmen erforderlich. Hier ist es bei den hier betrachteten Belastungen aus Symmetriegründen eindeutig vorgegeben, dass sich die Teilquerkräfte des Sektors 9 jeweils zur Hälfte auf die beiden Stützensseitenflächen aufteilen.

Im Hinblick auf die Beurteilung der an der Lastabtragung beteiligten Gesamtschnittgrößenanteile werden die Sektorschnittgrößen durch Teilintegrationen zu einzelnen Balkenschnittgrößen zusammengefasst. Damit die Ergebnisse mit den am Stabwerk gewonnenen Erkenntnissen verglichen werden können, bilden die Balkenschwerachsen des Stabwerks (siehe Bild 4-10) die jeweiligen Bezugsachsen bei der Schnittgrößenermittlung.

Folgende Gesamtschnittgrößenanteile werden pro Stützenquerschnittsseite ermittelt:

- Querkraft V_z :
Die Querkraft V_z resultiert aus der Summe der einzelnen Sektorquerkräfte $V_{z,\text{Sektor}}$.
- Biegemoment M_B :
Das Biegemoment M_B resultiert aus der Summe der einzelnen Sektorbiegemomente $M_{B,\text{Sektor}}$ und dem zusätzlichen Versatzmomentenanteil, welcher sich aus der Querkraft V_z auf der Stützenanschnittsfläche und dem Abstand zwischen Stützenanschnittsfläche und Stützenszentrum ergibt.
- Torsionsmoment M_T :
Das Torsionsmoment M_T setzt sich aus einem Drillmomentenanteil $M_{T,D}$ und einem Torsionsmomentenanteil $M_{T,V}$ infolge der exzentrisch verteilten Querkräfte auf der Stützenanschnittsfläche zusammen.

Der Drillmomentenanteil $M_{T,D}$ resultiert aus der Summe der einzelnen Sektordrillmomente $M_{D,\text{Sektor}}$.

Der Torsionsmomentenanteil $M_{T,V}$ infolge der exzentrisch verteilten Querkräfte resultiert aus den Sektorquerkräften $V_{z,\text{Sektor}}$ und ihren jeweiligen Hebelarmen bezüglich der Balkenschwerachse.

Die Vorzeichendefinition für die äußere Last P und die Schnittgrößen V_z und M_B entspricht den Angaben in Anhang A. Die Richtung des positiven Torsionsmoments M_T wirkt jeweils in Richtung der positiven Koordinatenachsen x und y .

In den folgenden Betrachtungen werden die auf der Stützenanschnittsfläche ausgewerteten Sektorschnittgrößen als Schnittgrößen je Längeneinheit dargestellt. Da sowohl das System als auch die Belastung symmetrisch bzgl. der Stützendagonalen ist, werden die so ermittelten Schnittgrößenverläufe vereinfacht am halben System, d.h. für eine Stützensseitenfläche (Sektor 1-9) dargestellt.

4.3.3.2 Lastfall „Moment“

Das Plattensystem wird im Bereich des Stützenstumpfs durch ein Einheitsmoment ($M = 1,0 \text{ kNm}$) belastet. Die Einwirkungsrichtung entspricht den Angaben in Bild 4-9.

Die lokalen Schnittgrößenverläufe im Bereich der Stützenanschnittsfläche sind in Bild 4-15 dargestellt. Um eine übersichtliche und vergleichbare Darstellung der einzelnen Verläufe innerhalb eines Diagramm gewährleisten zu können, wurden die Teilschnittgrößen des Biege- und des Drillmoments mit dem Faktor 10 beaufschlagt.

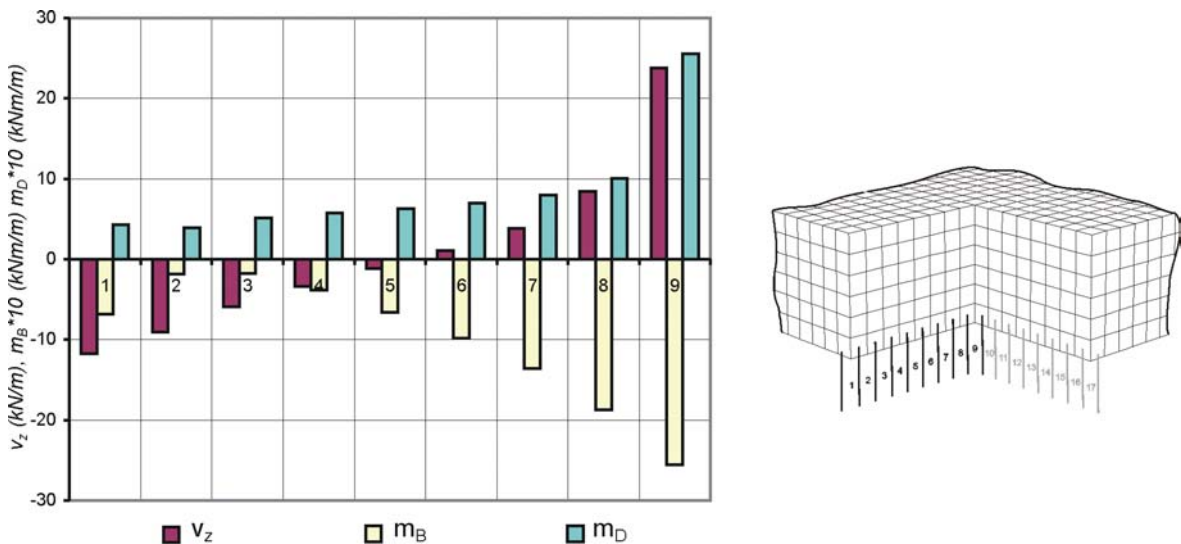


Bild 4-15: Schnittgrößenverteilung auf der Stützenanschnittsfläche für Lastfall „Moment“.

Mit Ausnahme der lokalen Biegemomente im Randbereich der Platte kennzeichnen sich die Schnittgrößenverläufe auf der Stützenanschnittsfläche durch einen weitestgehend geradlinigen Verlauf mit mehr oder weniger ausgeprägten Konzentrationen im Bereich der Stützeninnenecke.

Sämtliche Gesamtschnittgrößen wirken vergleichbar zum Stabwerk der äußeren Momentenbelastung entgegen, wobei sich der Biegemomentenanteil M_B mit 40% und der Torsionsmomentenanteil M_T , bestehend aus dem Drillmomentenanteil $M_{T,D}$ (30%) und dem Torsionsanteil $M_{T,V}$ infolge der exzentrisch verteilten Querkräfte (30%) zu 60% an der Lastabtragung beteiligen. Die Summe aller Sektorquerkräfte $V_{z,\text{Sektor}}$ ist 0.

Im Vergleich zum Stabwerk kennzeichnet sich die Schnittgrößenverteilung durch einen größeren Torsionsanteil ($\gamma_{T,\text{Platte}} = 0,60 > \gamma_{T,\text{Stabwerk}} = 0,47$). Als mögliche Begründung hierfür lassen sich die am Beispiel von Bild 4-16 ableitbaren Zusammenhänge heranziehen. Dargestellt ist die Ausgangslage und die -unter der äußeren Momentenbelastung M - zu erwartende Verformungsfigur eines Stabwerksystems, welches sich im Vergleich zum Stabwerk nach Abschnitt 4.3.1.3 durch Ergänzung eines Diagonalstabs mit Querverbindung zum Inneneck der Stütze unterscheidet. Die Diagonalversteifung steht stellvertretend für den über das reine Stabwerk hinausreichenden, zusätzlichen Einfluss der Plattentragwirkung.

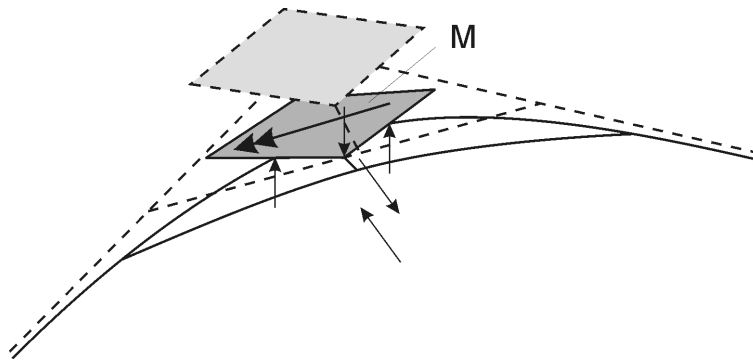


Bild 4-16: *Zusätzliche Lastabtragungseffekte bei vereinfachter Berücksichtigung der Plattentragwirkung für den Lastfall „Moment“.*

Vergleichbar zu den an der Innenstützen-Verbindung in Abschnitt 4.1.2 gewonnenen Erkenntnissen führt die Diagonalversteifung bzw. die zusätzliche Berücksichtigung der Plattentragwirkung zu einer Umverteilung des lokalen Biegemomentenzustands mit einer konzentrierteren Einleitung der Biegemomente im Bereich der Stützeninnenecke (in der Graphik durch das horizontale Kräftepaar gekennzeichnet).

Zum anderen kann über das sich zwischen den Stützensitenflächen und der Stützeninnenecke ausbildende vertikale Kräftepaar ein zusätzlicher lokaler Torsionstraganteil mobilisiert werden (in der Graphik durch die vertikalen Einzelkräfte dargestellt). In Verbindung mit dem infolge des horizontalen Kräftepaars an der Stützeninnenecke resultierenden Torsionsanteils, führt dies gesamt betrachtet zu einer Torsionsversteifung des lokalen Lastabtragungsverhaltens.

Die Schnittgrößenverläufe, insbesondere die konzentrierte Schnittgrößeneinleitung der Querkräfte v_z und der Biegemomente m_b im Bereich der Stützeninnenecke sowie der negative v_z – Restwert am zentralen Sektor 5, betätigen die Auswirkungen dieses lokalen Tragverhaltens.

4.3.3.3 Lastfall „Querkraft“

Das numerische Plattensystem wird im Stützenschwerpunkt durch eine Normalkraft von $P = 10,0$ kN belastet. Die Kraft wirkt der positiven z -Achse entgegen (entspricht einer positiven Einwirkungsrichtung entsprechend der Vorzeichendefinition nach Anhang A). Die lokalen Schnittgrößenverläufe im Bereich der Stützenanschnittsfläche stellen sich wie folgt dar (siehe Bild 4-17) (Vergleichbar zu dem Vorgehen bei Lastfall „Moment“ wurden die Teilschnittgrößen des Biege- und des Drillmoments mit dem Faktor 10 beaufschlagt).

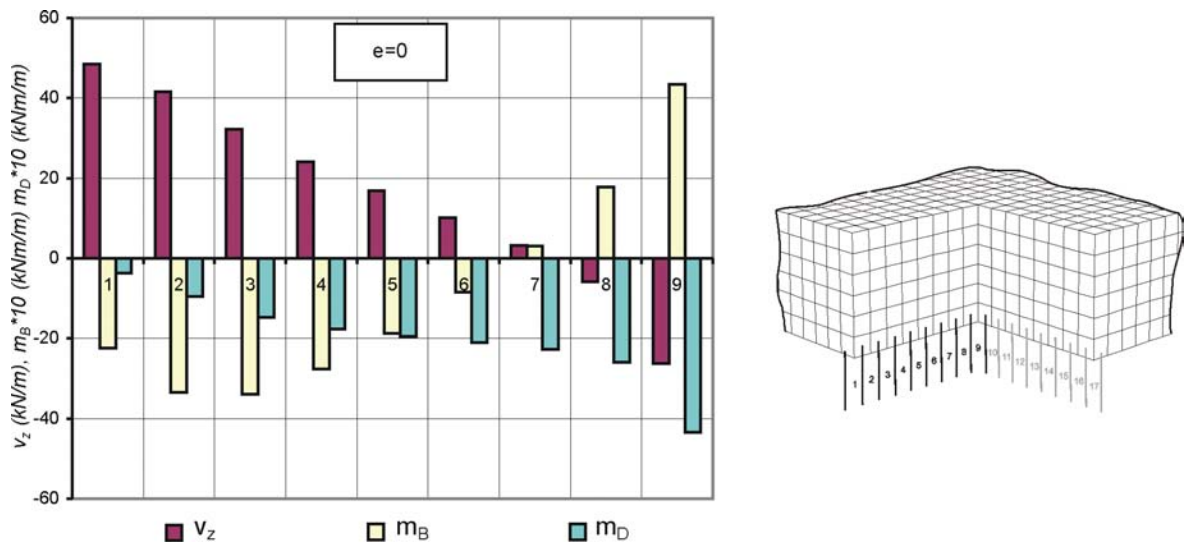


Bild 4-17: Schnittgrößenverteilung auf der Stützenanschnittsfläche für Lastfall „Querkraft“.

Vergleichbar zu Lastfall „Moment“ kennzeichnen sich die Schnittgrößenverläufe auf der Stützenanschnittsfläche mit Ausnahme der lokalen Biegemomente im Randbereich der Platte durch einen weitestgehend linearen Verlauf. Das betragsmäßige Maximum der Querkräfte v_z wird im Bereich der freien Plattenränder erreicht. Sowohl der Querkraftverlauf v_z als auch der Biegemomentenverlauf m_B wechseln im Bereich der Stützeninnenecke ihr Vorzeichen.

Als Ergebnis der Teilintegrationen der einzelnen Schnittgrößenverläufe kann festgestellt werden, dass das Tragverhalten der Platte im Hinblick auf die Verteilung der Schnittgrößenanteile in qualitativ guter Übereinstimmung mit dem am Stabwerk beobachteten Tragverhalten liegt. Die Lastabtragung im Bereich des Stützenzentrums erfolgt über entgegengesetzt gleich große Biege- und Torsionstraganteile, wobei die jeweiligen Teilausmitten im vorliegenden Fall $e_B = -e_T = 0,15$ m betragen (Bei der Ermittlung der Teilausmitte e_B wurde die Ausmitte infolge des Versatzmoments berücksichtigt). Die Ausmitte des Torsionstraganteils e_T setzt sich aus der Teilausmitte des Drillmomentenanteils $e_{T,D} = -0,08$ m und der Teilausmitte $e_{T,V} = -0,07$ m infolge exzentrisch verteilter Querkräfte zusammen.

Für die Beurteilung der lokalen Schnittgrößenverläufe, insbesondere der umgekehrten Wirkungsrichtung der Querkräfte v_z und Biegemomente m_B im Bereich der Stützeninnenecke wird vergleichbar zu Lastfall „Moment“ das um eine Diagonalversteifung ergänzte Stabwerkssystem herangezogen. In Bild 4-18 ist die Ausgangslage und die -unter der äußeren Vertikalbelastung P - zu erwartende Verformungsfigur dargestellt.

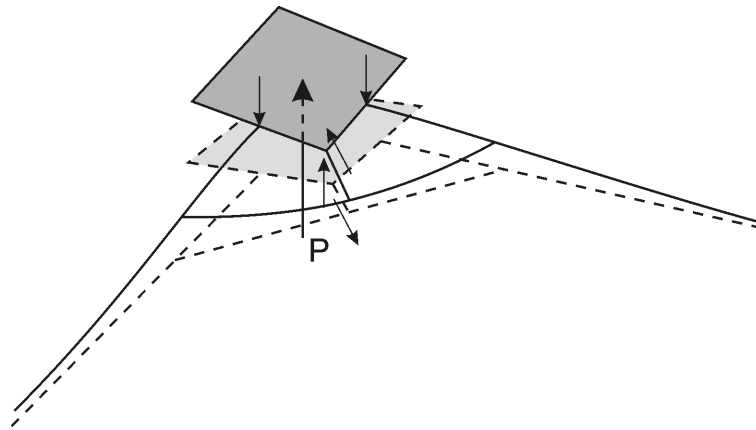


Bild 4-18: *Zusätzliche Lastabtragungseffekte bei vereinfachter Berücksichtigung der Plattentragwirkung für den Lastfall „Querlast“.*

Die Stützenkopfverdrehung erfolgt in umgekehrter Richtung wie beim zuvor beschriebenen Lastfall „Moment“. Infolgedessen drehen die, infolge der Plattentragwirkung, im Bereich der Stützensseitenflächen und der Stützensinnenecke mobilisierbaren Querkräfte (in der Graphik als vertikale Einzelkräfte dargestellt) ihr Vorzeichen. Im Bereich der Stützensseitenflächen wirken die zusätzlichen Querkräfte in Richtung der Querlast aus äußerer Last und führen somit gesamt betrachtet zu einer größeren resultierenden Querlastbeanspruchung. Im Bereich der Stützensinnenecke reduziert die zusätzliche Querlast hingegen die Querkräfte aus der äußeren Last. Ein lokaler Vorzeichenwechsel ist vor diesem Hintergrund also möglich.

Ein vergleichbarer Effekt kann für die Verteilung der Biegemomente festgestellt werden, wo die im Bereich der Stützensinnenecke mobilisierbare positive Momentenwirkung (in der Graphik durch das horizontale Kräftepaar ausgedrückt) der negativen Gesamtbiegetragwirkung entgegen wirkt.

4.3.3.4 Variation der Belastungsausmitte

Der Einfluss einer variierenden Belastungsausmitte auf das Tragverhalten der Decken-Stützen-Verbindung wurde für Ausmitten bis $e = 1,0\text{m}$ bzw. $e/c = 3,33$ untersucht. In Bild 4-19 sind die Schnittgrößenverläufe auf der Stützenanschnittsfläche für ausgewählte Belastungsausmitten dargestellt. Die Stützenbelastung beträgt $P = 10\text{ kN}$; aus Darstellungsgründen werden die Teilschnittgrößen des Biege- und des Drillmoments mit dem Faktor 10 beaufschlagt.

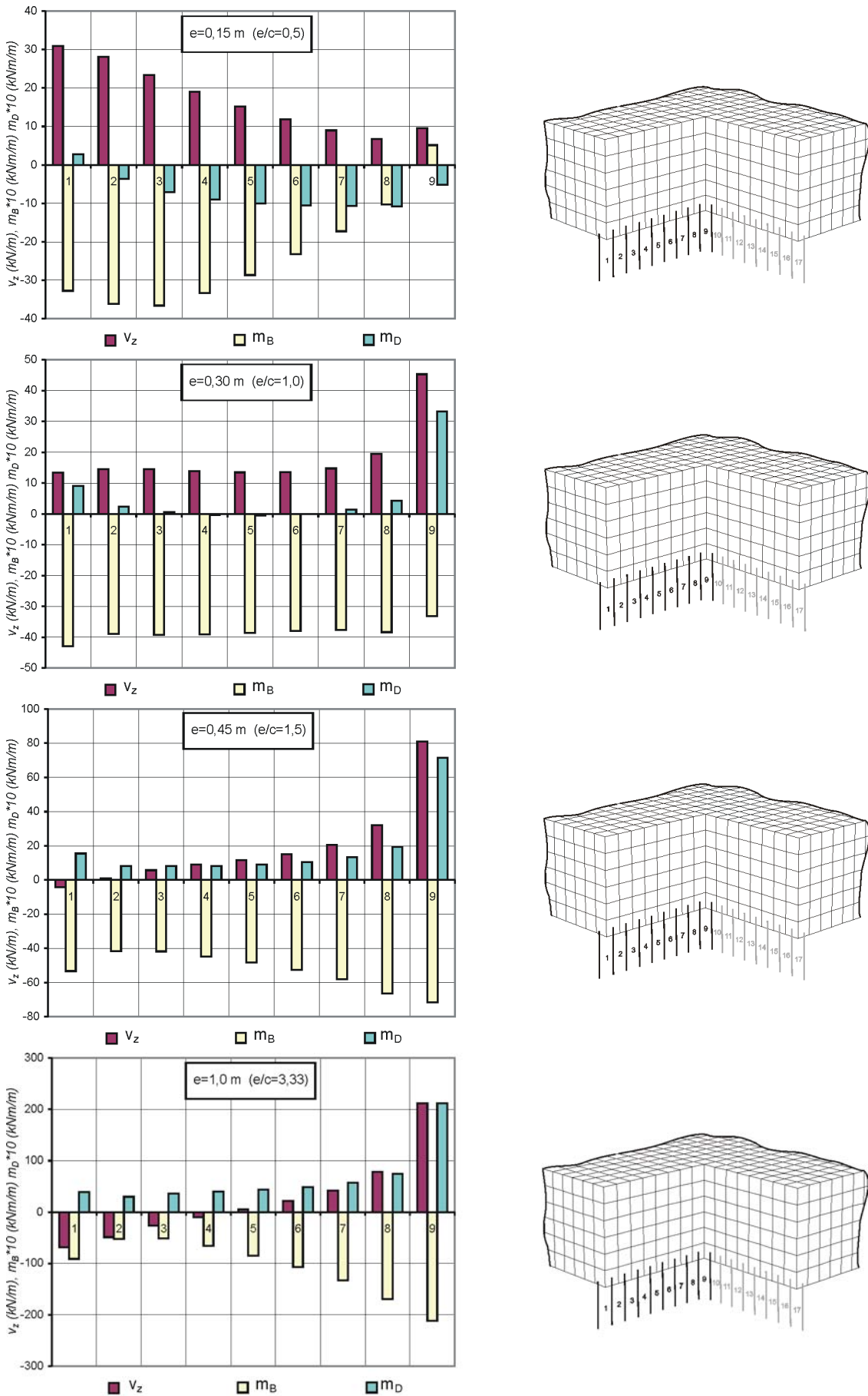


Bild 4-19: Einfluss der Belastungsausmitte auf die lokalen Schnittgrößenverläufe.

Vergleichbar zu den bereits betrachteten Grenzlastfällen, Lastfall „Moment“ mit $e \rightarrow \infty$ sowie Lastfall „Querkraft“ mit $e = 0$, kennzeichnen sich die einzelnen Schnittgrößen durch weitestgehend geradlinige Verläufe. Die Steigung der jeweiligen Verlaufsgeraden variiert stark in Abhängigkeit der Belastungsausmitte.

In Bild 4-20 sind die resultierenden Schnittgrößenanteile des Biegemoments M_B und des Torsionsmoments M_T im Kreuzungspunkt der fiktiven Einzelbalken, ausgedrückt über die jeweiligen Ausmitten e_B und e_T , in Abhängigkeit einer variierenden Belastungsausmitte e_{ges} dargestellt. Zudem sind die Verläufe der beiden Torsionsanteile $M_{T,D}$ und $M_{T,V}$, ebenfalls ausgedrückt über die Ausmitten $e_{T,D}$ bzw. $e_{T,V}$, angegeben. Die qualitativ gute Übereinstimmung der Momenten-Querkraft-Interaktion und der zugehörigen Traganteile mit den entsprechenden Erkenntnissen am Stabwerk ist deutlich zu erkennen:

Für kleinere Belastungsausmitten e_{ges} wirken die Tragwirkungen des Momenten- und Torsionsanteils M_B und M_T (bzw. e_B und e_T) gegenläufig. Als Folge hiervon kann festgestellt werden, dass der Biegetraganteil e_B den rein von der äußeren Momentenbelastung e_{ges} her zu erwartenden Lastabtragungsanteil übersteigt. Die Schnittgrößenverläufe verhalten sich in diesem Bereich linear, die maximalen Querkräfte v_z und Biegemomente m_B werden im Bereich der Plattenränder erreicht.

Bei einer Ausmitte von $e \cong 0,25$ m bzw. $e/c \cong 0,83$ erfolgt die Lastabtragung ausschließlich über Biegemomente; beide Torsionsanteile, der Drillmomentenanteil $M_{T,D}$ und der Torsionsanteil $M_{T,V}$ infolge exzentrisch verteilter Querkräfte, sind auf null abgesunken. Wie die Abbildung der Schnittgrößenverläufe für eine Ausmitte von $e = 0,30$ m bzw. $e/c \cong 1,0$ verdeutlicht (siehe Bild 4-19), sind bei dieser Ausmitte sowohl die Querkräfte v_z als auch die Biegemomente m_B gleichmäßig über die Stützenanschnittsfläche verteilt. Zudem ist die Lastabtragung mit Ausnahme geringer Restwerte im Stützeninneneck und im Bereich der Plattenränder drillmomentenfrei. Die im Rahmen der Stabwerksuntersuchungen abgeleitete rechnerische Beziehung für die Berechnung der Ausmitte für eine torsionsfreie Lastabtragung (Gl. 4.1) gilt entsprechend.

Die für eine torsionsfreie Lastabtragung erforderliche Lastausmitte $e_{M_T=0}$ fällt weder mit der Schwerpunktlage des hier betrachteten kritischen Rundschnitts der Stützenanschnittsfläche ($e_S = 0,11$ m) noch mit der Schwerpunktlage des nach ACI 318 festgelegten Rundschnitts im Abstand $d/2$ vom Stützenrand ($e_S = 0,21$ m) und auch nicht mit der Schwerpunktlage des nach EC 2 definierten kritischen Rundschnitts im Abstand $2d$ vom Stützenrand ($e_S = 0,48$ m) zusammen. Damit bestätigt sich die kritische Beurteilung der Rundschnittmodelle im Hinblick auf die passende Rundschnittwahl.

Erst mit weiter steigender Belastungsausmitte wirken sowohl der Biegemomentenanteil M_B als auch der Torsionsanteil M_T der äußeren Momentenbelastung entgegen. Die Schnittgrößenverläufe drehen wieder in eine geneigte Lage, wobei sich die maximalen Querkräfte v_z und Biegemomente m_B auf die Stützeninnenecke konzentrieren. Die an der Lastabtragung beteiligten Torsionstraganteile $M_{T,D}$ und $M_{T,V}$ unterscheiden sich in Richtung und Vorzeichen von den entsprechenden Anteilen bei kleinen Ausmitten.

Bei großen Ausmitten nähern sich sowohl die Schnittgrößenverläufe als auch die Verteilung der Lastabtragungsanteile an die Verhältnisse für Lastfall „Moment“ an.

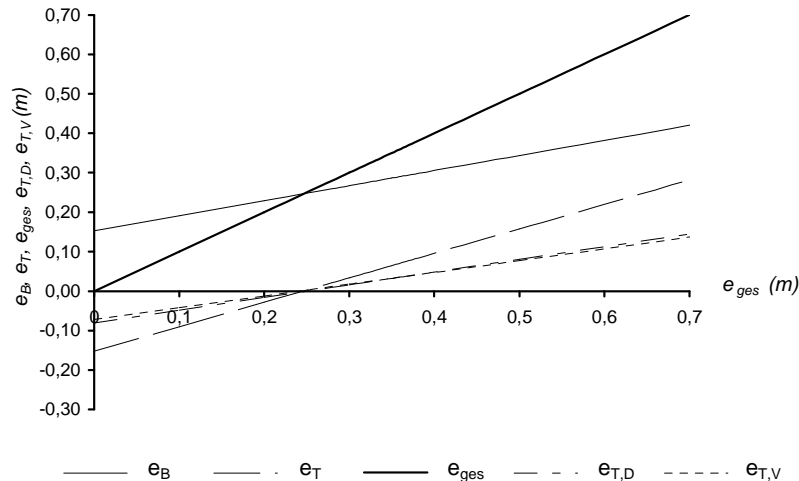


Bild 4-20: Einfluss der Belastungsausmitte auf die Schnittgrößenanteile bzw. Teilausmittungen im Kreuzungspunkt der fiktiven Einzelbalken.

4.3.4 Einfluss der geometrischen Parameter auf die Schnittgrößenverteilung in der Platte

Das im Rahmen der rechnerischen Untersuchungen betrachtete Stabwerksystem (siehe Bild 4-10) ist statisch unbestimmt. Die Verteilung der Stabschnittgrößen infolge der Einzellast- bzw. Einzelmomentenbeanspruchung ist somit von den jeweiligen Stabsteifigkeiten EI_B bzw. GI_T und der Geometrie des Stabwerksystems abhängig. Als Ergebnis einer allgemeinen Schnittgrößenermittlung kann für die untersuchten Belastungszustände aufgezeigt werden, dass zum einen das Verhältnis c/h der Balkenquerschnittsabmessungen und zum anderen die Länge l der Einzelbalken die maßgebenden Parameter bei der Ermittlung der Schnittgrößen darstellen.

Der Einfluss des c/h -Verhältnisses resultiert aus der rechnerischen Beziehung für die Ermittlung der Balken-Torsionssteifigkeit $I_T = \alpha \cdot c \cdot h^3$, in der c/h maßgeblich für die Bestimmung des Korrekturfaktors α verantwortlich ist. Die Absolut- bzw. Realwerte der Balkenquerschnittsabmessungen haben dagegen keinen Einfluss auf die Schnittgrößenverteilung.

In den folgenden Betrachtungen werden die beiden statischen Systeme - das Ersatzbalkensystem und das FE-Plattensystem- im Hinblick auf den Einfluss dieser Parameter untersucht und miteinander verglichen. Bei beiden Systemen bezeichnet die Balkenlänge l bzw. die „Deckenstützweite“ l den Abstand zwischen den ringförmigen Einzellagerungen und dem Stützenzentrum (vgl. Abstand a in Abschnitt 4.3.2). Die Untersuchungen erfolgen getrennt für Lastfall „Moment“ und Lastfall „Querkraft“.

4.3.4.1 Lastfall „Moment“

Einfluss des c/h-Verhältnisses:

In Bild 4-21 ist der Einfluss unterschiedlicher c/h-Verhältnisse auf die Schnittgrößenverteilung des Ersatzbalkensystems und des Plattensystems im Kreuzungspunkt der fiktiven Einzelbalken bzw. im Stützenschwerpunkt dargestellt.

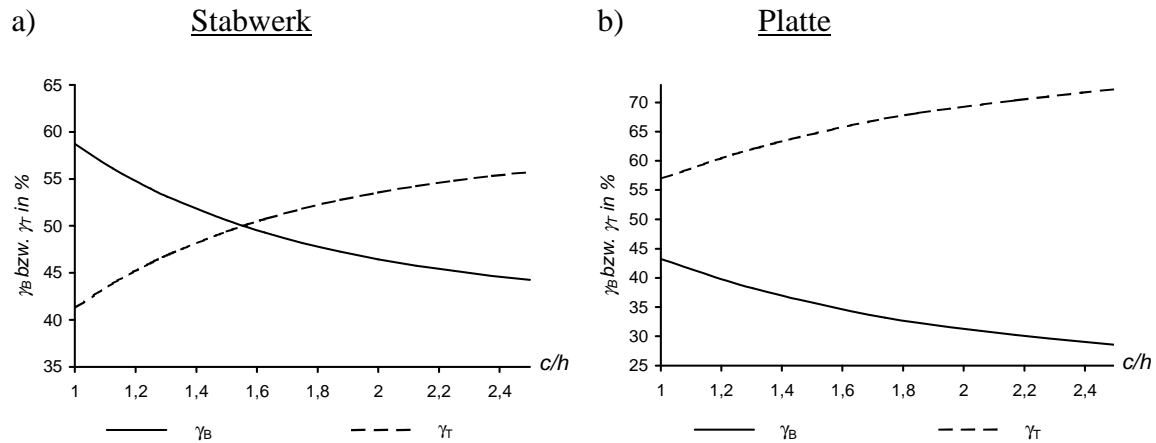


Bild 4-21: Biege- und Torsionstraganteil für den Lastfall „Moment“ bei Variation des Abmessungsverhältnisses c/h – a) Stabwerk; b) Platte.

Eine Zunahme des Abmessungsverhältnisses c/h resultiert am Stabwerksystem in einer stetigen Zunahme des Torsionstraganteils γ_T bei gleichzeitiger Abnahme des Biegetraganteils γ_B (siehe Bild 4-21 a)). Begründet werden kann das veränderte Tragverhalten damit, dass mit Zunahme des c/h -Verhältnisses auch eine Erhöhung des Korrekturfaktors α erfolgt, welcher wiederum zu einer relativen Torsionsversteifung des Gesamtsystems führt.

Wie die Verläufe in Bild 4-21 b) aufzeigen, ist das Tragverhalten der Platte im Decken-Stützen-Verbindungsbereich weitestgehend vergleichbar mit dem Tragverhalten am Ersatzstabsystem. Auch hier führt eine Erhöhung des c/h -Verhältnisses zu einer relativen Torsionsversteifung des Gesamtsystems und infolgedessen zu einer erhöhten Lastabtragung über Torsion. Im Unterschied zum Balkensystem kennzeichnet sich das Tragverhalten der Platte im gesamten Untersuchungsbereich jedoch durch höhere Torsionstraganteile. Als Ursache hierfür können, wie bereits in Abschnitt 4.3.3.2 festgestellt, die zusätzlichen Lastabtragungseffekte infolge der lokalen Plattentragwirkung herangezogen werden.

Die absoluten Stützenabmessungen haben vergleichbar zum Stabwerksystem keinen Einfluss auf die Verteilung der Schnittgrößenanteile.

In Bild 4-22 ist der Einfluss unterschiedlicher c/h -Verhältnisse auf die an der Lastabtragung der Platte beteiligten Torsionstraganteile $\gamma_{T,D}$ und $\gamma_{T,V}$ abgebildet.

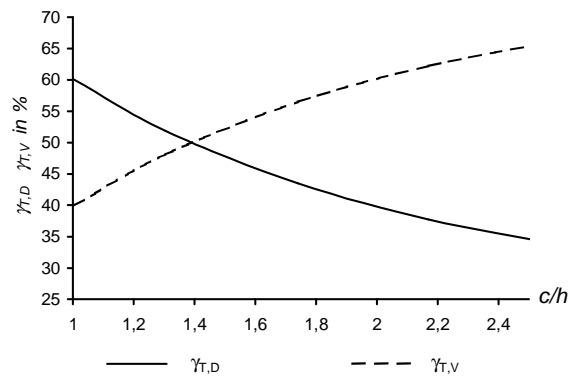


Bild 4-22: Einfluss unterschiedlicher c/h -Verhältnisse auf die Verteilung der Torsionstraganteile $\gamma_{T,D}$ und $\gamma_{T,V}$ bei der Platte.

Es kann festgestellt werden, dass ein Zunahme des c/h -Verhältnisses in einer stetigen Erhöhung des $\gamma_{T,V}$ -Anteils bei gleichzeitiger Abnahme des $\gamma_{T,D}$ -Anteils resultiert. Im übertragenen Sinne bedeutet dies, dass mit Zunahme des c/h -Verhältnisses auch eine Zunahme des durchstanzrelevanten Torsionsanteils zu verzeichnen ist. Auch hier haben die absoluten Stützenabmessungen keinen Einfluss auf die Verteilung der Torsionstraganteile.

Für die Begründung der sich verändernden Aufteilung der Torsionstraganteile stehen zwei Ursachen zur Verfügung:

Zum einen dürfte die in Abschnitt 4.3.3.2 beschriebene –aus der lokalen Plattentragwirkung resultierende– Lastabtragung über vertikale Kräftepaare zwischen den Stützensseitenflächen und der Stützeninnenecke gerade bei Decken-Stützen-Verbindungen mit größeren c/h -Verhältnissen verstärkt festzustellen sein.

Zum anderen nehmen mit zunehmendem c/h -Verhältnis die an der Torsionslastabtragung beteiligten Wölbkraftanteile in Verbindung mit sekundären Querkraftanteilen (vertikale Querkraftanteile) zu:

Der auf Torsion belastete, quadratische bzw. rechteckige Vollquerschnitt ist nicht wölbfrei, wie in Bild 4-23 in Abhängigkeit unterschiedlicher Querschnittsabmessungen festgestellt werden kann (siehe Petersen [62]). Werden die Verwölbungen bei Torsionsbeanspruchung in ihrer Ausdehnung behindert (z.B. im Kreuzungspunkt der „Einzelbalken“), so tritt zusätzlich zur St-Venant'schen Torsion und den primären vertikalen und horizontalen Schubspannungen nach Bild 4-23 c) Wölbkrafttorsion mit sekundären Schub- und Wölbnormalspannungen auf. Wie in Bild 4-23 d) festgestellt werden kann, ist die Ausprägung der Verwölbung und damit auch die Lage und Größe dieser zusätzlichen Normal- und Schubspannungen querschnittsabhängig.

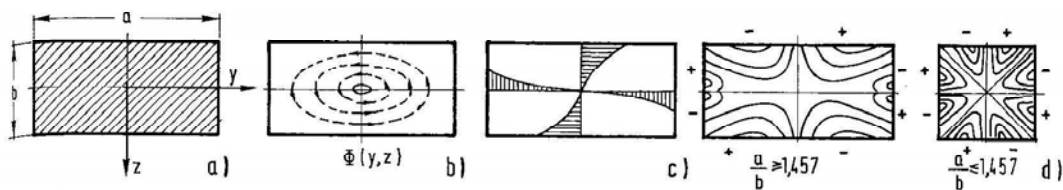


Bild 4-23: Schubspannungen und Verwölbungen eines auf Torsion belasteten, rechteckigen Vollquerschnitts (aus [62]) a) Querschnittsgeometrie, b),c) Richtung und Verlauf der Schubspannungen (St.-Venant), d) Ausprägung der Verwölbung.

Demnach resultiert eine Zunahme des Abmessungsverhältnisses a/b (im vorliegenden Fall c/h) zunächst in einer Zunahme der Wölbnormalspannungen und im Umkehrschluss auch in einer Zunahme der sekundären Schubspannungen, wobei vor allem die Schubspannungen parallel zur

schmalen Querschnittsseite, d.h. die vertikalen Schubspannungen, aufgrund des höheren Momentengradienten betroffen sind. Gesamtbetrachtet führt dies zu einer Umverteilung der Torsionstraganteile, von einer eher in Form von Drillmomenten geprägten Lastabtragung (horizontale Kräftepaare) hin zu einer eher über exzentrisch verteilte Querkräfte (vertikale Kräftepaare) geprägten Lastabtragung.

Die Lastabtragung über Wölbkrafttorsion ist unter anderem dafür verantwortlich, dass sich die lokalen Schnittgrößenverläufe von Querkraft v_z und Biegemoment m_B hinsichtlich ihrer Ausmittigkeit (Neigung des Verlaufs) ähnlich verhalten, d.h. eine zunehmende Ausmittigkeit des Querkraftverlaufs (vermehrtes Auftreten von sekundären Schubspannungen) resultiert in einer zunehmenden Ausmittigkeit des Biegemomentenverlaufs (vermehrtes Auftreten von Wölbnormalspannungen) und umgekehrt.

Einfluss der Balkenlänge bzw. Deckenstützweite l:

Die Schnittgrößenverteilung am Stabwerksystem ist für den Lastfall „Moment“ frei von Querkraften (siehe Abschnitt 4.3.2.1). Vor diesem Hintergrund wird deutlich, dass die Balkenlänge keinen Einfluss auf die an der Lastabtragung beteiligten Biege- und Torsionsmomente haben kann. Die allgemeine Schnittgrößenermittlung bestätigt diesen Sachverhalt.

Ein vergleichbares Tragverhalten lässt sich für die Untersuchungen am Plattensystem feststellen. Auch hier haben unterschiedliche Deckenstützweiten nur einen vernachlässigbar geringen Einfluss sowohl auf die Schnittgrößen- als auch auf die Torsionstraganteile.

4.3.4.2 Lastfall „Querkraft“

Einfluss des c/h-Verhältnisses:

Der Einfluss des c/h-Verhältnisses auf die Schnittgrößenanteile des Stabwerk- und Plattensystems ist in Bild 4-24 dargestellt. Vergleichbar zu Lastfall „Moment“ ist sowohl beim Stabwerk als auch bei der Platte mit zunehmendem c/h-Verhältnis eine relative Torsionsversteifung des Systems festzustellen, welche sich durch eine Zunahme der Torsionsausmitte e_T und aus Gleichgewichtsgründen auch durch eine Zunahme der Biegeausmitte e_B im Kreuzungspunkt der fiktiven Einzelbalken kennzeichnet. Der Einfluss des c/h-Verhältnisses auf die Verteilung der Schnittgrößenanteile bzw. Teilausmitten ist bei der Platte ungleich höher als beim Stabwerk.

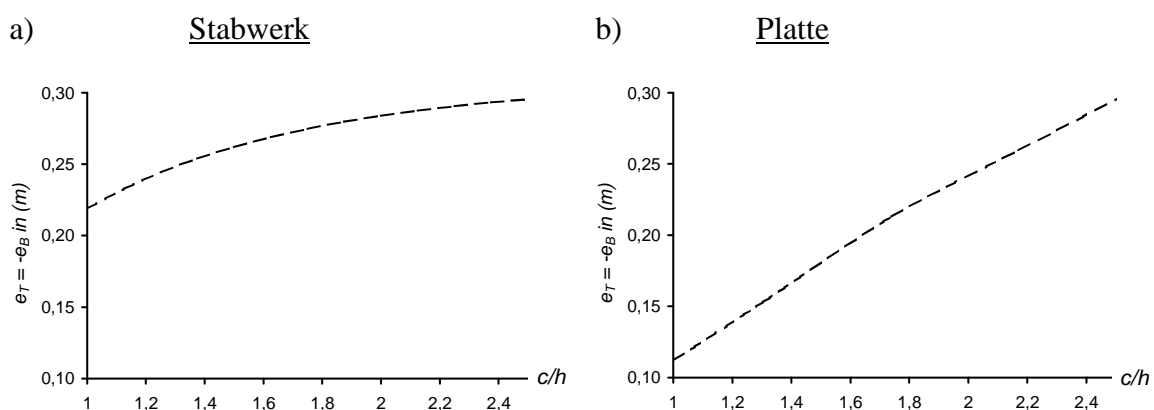


Bild 4-24: Biege- und Torsionstraganteil für den Lastfall „Querkraft“ bei Variation des Abmessungsverhältnis c/h – a) Stabwerk; b) Platte.

Im Gegensatz zu Lastfall „Moment“ haben zudem die absoluten bzw. realen Stützenabmessungen einen Einfluss auf die Verteilung der Plattenschnittgrößen. Dieser Zusammenhang lässt sich in Bild 4-25 einsehen. Mit zunehmender realer Stützenquerschnittsabmessung c vergrößern sich die Teilausmitten e_T bzw. e_B im Kreuzungspunkt der fiktiven Einzelbalken.

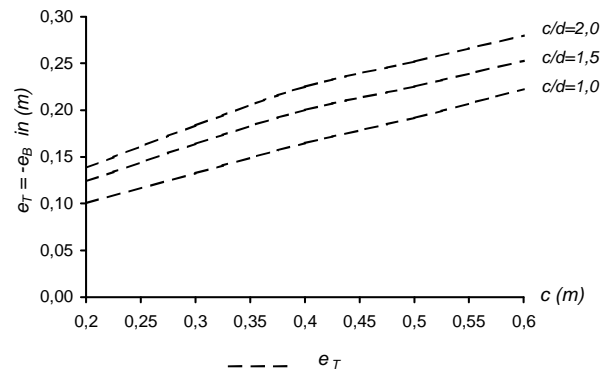


Bild 4-25: Biege- und Torsionstraganteil für die Plattenberechnung bei Variation der Stützenabmessung c .

Bild 4-26 stellt für die Plattenberechnung die Aufteilung der Torsionstraganteile $\gamma_{T,D}$ und $\gamma_{T,V}$ in Abhängigkeit unterschiedlicher c/h -Verhältnisse dar. Vergleichbar zu dem bei Lastfall „Moment“ beobachteten Tragverhalten kann mit der Erhöhung des c/h -Verhältnisses eine Zunahme des $\gamma_{T,V}$ – Anteils festgestellt werden. Als Begründung für das veränderte Tragverhalten können die gleichen Ursachen wie bei Lastfall „Moment“ herangezogen werden.

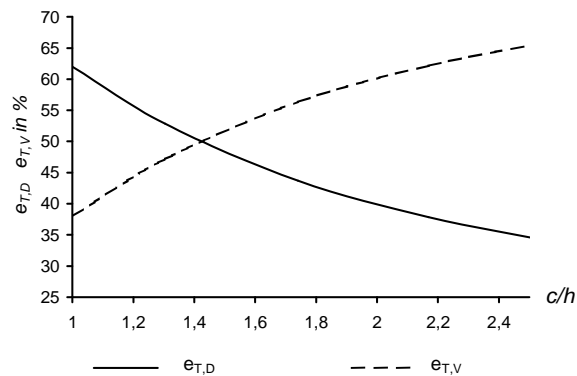


Bild 4-26: Einfluss unterschiedlicher c/h -Verhältnisse auf die Verteilung der Torsionstraganteile $\gamma_{T,D}$ und $\gamma_{T,V}$ bei der Platte.

Der Einfluss der realen Stützenabmessungen auf die Aufteilung der Torsionstraganteile ist dagegen vernachlässigbar gering.

Einfluss der Balkenlänge bzw. Deckenstützweite l:

Der Einfluss unterschiedlicher Balkenlängen bzw. Deckenstützweiten auf das lokale Tragverhalten ist in Bild 4-27 dargestellt. Sowohl beim Stabwerk als auch bei der Platte sind mit zunehmender Länge erhöhte Teilausmitten e_T bzw. e_B festzustellen. Der Einfluss auf die Verteilung der Schnittgrößenanteile ist beim Balkensystem (Die Teilausmitten e_T bzw. e_B verändern sich proportional zur Stablänge) ausgeprägter als beim Plattensystem.

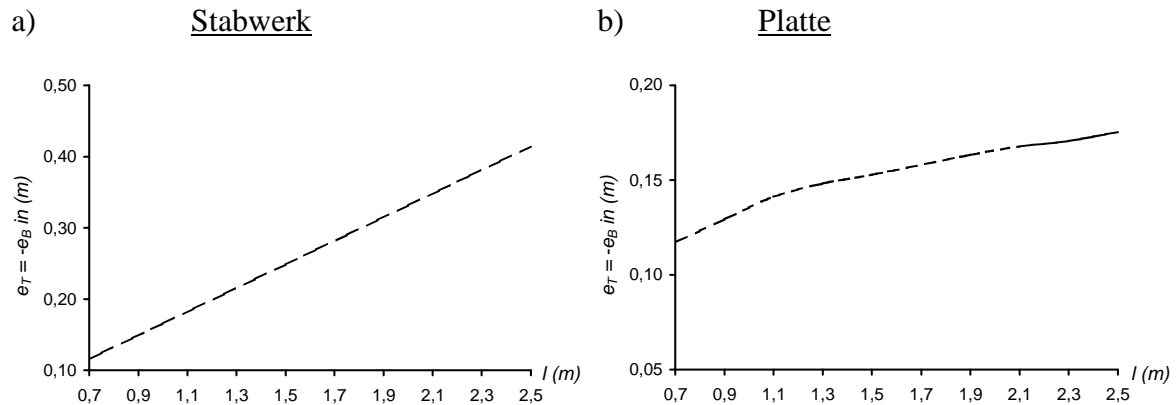


Bild 4-27: Einfluss unterschiedlicher Balkenlängen bzw. Deckenstützweiten auf die Teilausmitten im Stützenschwerpunkt – a) Stabwerk; b) Platte.

In Bild 4-28 ist für die Platte die Aufteilung der Torsionstraganteile in Abhängigkeit von variierenden Balkenlängen dargestellt. Es kann festgestellt werden, dass der Einfluss der Balkenlänge auf die Verteilung der Torsionstraganteile nur gering ist. Dies bestätigt die bisher gewonnenen Erkenntnisse, wonach die Aufteilung der Torsionstraganteile vorwiegend querschnittsabhängig, d.h. abhängig von der Stützenabmessung c und der Plattendicke h , ist.

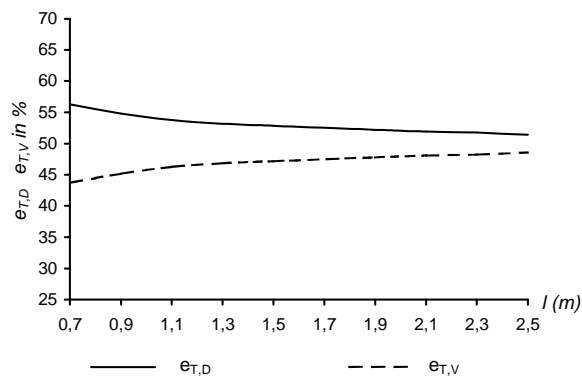


Bild 4-28: Einfluss unterschiedlicher Balkenlängen bzw. Deckenstützweiten auf die Aufteilung der Torsionstraganteile bei der Platte.

4.4 Zusammenfassung

Im Rahmen des vorliegenden Kapitels konnte mit Hilfe von vereinfachten Balken- und Plattensystemen aufgezeigt werden, dass die Schnittgrößen der Stütze für die Beurteilung der Plattenschnittgrößen im Decken-Stützen-Verbindungsbereich und in Konsequenz für die Beurteilung der Durchstanztragfähigkeit alleine nicht ausreichend sind. Maßgebende Bemessungssituationen, wie z.B. Deckensysteme mit unterschiedlichen Deckenstützweiten oder die Beurteilung von Einzelkraftbelastungen konnten auf dieser Grundlage nicht erfasst werden.

Am Beispiel einer Decken-Eckstützen-Verbindung wurden darüber hinaus vertiefende Betrachtungen zum expliziten Einfluss der Verbindungs- und Gesamtdeckengeometrie auf das lokale Plattentragverhalten geführt. Die Untersuchungen erfolgten mit Hilfe eines räumlichen, linear-elastischen Finite-Elemente Modells unter Berücksichtigung von unterschiedlichen Belastungsausmitten. Ergänzend dazu wurden vergleichende Betrachtungen an einem vereinfachten Stabwerksystem geführt.

Auch hier kann als Ergebnis der rechnerischen Untersuchungen festgestellt werden, dass sich sowohl die lokalen Schnittgrößenverläufe als auch die an der Lastabtragung beteiligten Schnittgrößenanteile in Abhängigkeit variierender geometrischer Parameter unabhängig von den Stützenschnittgrößen stark verändern können. Das lokal veränderte Tragverhalten kann durch die Erkenntnisse am Ersatzstabwerk qualitativ erklärt und bestätigt werden.

Damit kann zusammenfassend festgestellt werden, dass das von der Durchstanzbemessung von rotationssymmetrisch beanspruchten Innenstützen-Verbindungen her bekannte Vorgehen, wonach die Durchstanzbemessung auf Grundlage der Auflager- bzw. der Stützennormalkraft durchgeführt wird, sich nicht auf ausmittig beanspruchte Decken-Stützen-Verbindungen übertragen lässt. Die rechnerischen Untersuchungen in diesem Kapitel konnten aufzeigen, dass die einwirkende Querkraftbeanspruchung mit diesem Vorgehen in zahlreichen Bemessungsfällen zum Teil deutlich unterschätzt wird. Insbesondere bei der Beurteilung von auflagnahen Einzelkräften sind die Stützenschnittgrößen als Ersatz für die tatsächlichen Plattenschnittgrößen nicht ausreichend.

5 Modellfindung

5.1 Zielinhalte des Modells

Das praxisübliche Vorgehen bei der Bemessung einer Flachdecke hinsichtlich Biegung und ebener Querkraft auf der einen Seite und Durchstanzen auf der anderen Seite unterscheidet sich grundsätzlich. Erfolgt die Biege- und Querkraftbemessung ausnahmslos auf Grundlage von numerischen Modellierungen, die das Gesamtsystem mit zugehöriger Belastungsanordnung abbilden, so erfolgt die Durchstanzbemessung auch heute noch losgelöst mit Hilfe von Nachweiskonzepten für weitestgehend geometrische und lastabhängige Standardfälle. Im Rahmen der in Kapitel 3 durchgeführten Versuchsauswertungen und der rechnerischen Untersuchungen in Kapitel 4 konnte aufgezeigt werden, dass mit diesem Vorgehen zahlreiche Bemessungssituationen nicht ausreichend erfasst werden können.

Ziel der vorliegenden Arbeit ist es, ein Durchstanzmodell für Platten ohne Durchstanzbewehrung zu entwickeln, das eine über geometrische und lastbedingte Standardfälle hinausreichende, möglichst allgemeine Anwendbarkeit gewährleisten kann und darüber hinaus noch für die praxisübliche Anwendung verwendbar ist.

Als Ergebnis der Literaturlauswertung und den Versuchsauswertungen in Kapitel 3 sowie der rechnerischen Untersuchungen im Hinblick auf die Aussagekraft der Stützenschnittgrößen in Kapitel 4 lassen sich die für die Modellentwicklung zwingend erforderlichen Bestandteile wie folgt formulieren:

- Um dem Anspruch eines einheitlichen Berechnungsmodells für Innen-, Rand- und Eckstützen-Verbindungen gerecht zu werden, erfordert das Modell ein schlüssiges, theoretisches Tragmodell, das sich sowohl für die Beschreibung des lokalen Tragverhaltens als auch des Versagensablaufs eignet.
- Die für die Durchstanzuntersuchungen maßgebenden Beanspruchungen müssen direkt in der Platte ermittelt werden. Die Beanspruchungen sollen unter Berücksichtigung der gegenseitigen Beeinflussung von der Decken-Stützen-Verbindungsgeometrie, der Geometrie des Gesamtsystems und der Lastanordnung ermittelt werden.
- Den lokal in der Platte auftretenden Querkraftbeanspruchungen sollen zugehörige, örtlich begrenzte Schubwiderstände gegenübergestellt werden. Vergleichbar zu den Beanspruchungen sollten auch bei der Ermittlung der Widerstände die Auswirkungen der gegenseitigen Beeinflussung von der Decken-Stützen-Verbindungsgeometrie, der Geometrie des Gesamtsystems und der Lastanordnung berücksichtigt werden (evtl. Ausbildung räumlicher Spannungszustände mit tragfähigkeitssteigerndem Einfluss, etc.).

5.2 Konsequenzen für die Modellentwicklung

Die im vorigen Abschnitt formulierten Zielbestandteile des Modells lassen sich auf zwei Hauptbestandteile reduzieren, nämlich zum einen das dem Modell obliegende Grundgerüst eines mechanischen Tragmodells und zum anderen die allgemeine Anwendbarkeit des Modells im Hinblick auf die geometrischen und lastbedingten Gegebenheiten.

Beide Hauptbestandteile ergänzen sich gegenseitig und können deshalb nicht unabhängig voneinander betrachtet werden. Die Untersuchungen in den folgenden Abschnitten beschäftigen

sich deshalb mit zwei Fragestellungen:

- 1) Mit welchem theoretischen Tragmodell lässt sich das Tragverhalten und das in Versuchen beobachtete Versagenszenario hinreichend genau beschreiben?
- 2) Ist das Tragmodell mit den Ergebnissen einer Plattenberechnung (bestenfalls einer praxisüblichen, ebenen Finite-Elemente-Berechnung), welche die Voraussetzung für die allgemeine Anwendbarkeit bildet, kombinierbar?

5.3 Ermittlung des theoretischen Tragmodells

5.3.1 Erkenntnisse aus den Versagensanalysen zentrischer Durchstanzmodelle

Die den theoretischen Modellen zum zentrischen Durchstanzen obliegenden Tragmodelle und Versagensanalysen unterscheiden sich zum Teil erheblich ([26], [73]). Nicht alle Tragmodelle sind für die Beschreibung der in Versuchen beobachteten Versagensvorgänge gleich gut geeignet. Im Folgenden werden die Tragmodellannahmen von Andrä [8] und Beutel [12] im Hinblick auf den maßgebenden Lastabtragungsmechanismus vorgestellt. Die Auswahl dieser Modelle begründet sich mit der guten Übereinstimmung der in den theoretischen Modellen implementierten Annahmen zum Tragverhalten und Versagensablauf mit den Versuchsbeobachtungen.

5.3.1.1 Fachwerkmodell von Andrä [8]

Bild 5-1 stellt ein Radialschnitt durch eine Kreisplatte mit dem von Andrä [8] verwendeten statischen System im ungerissenen Zustand und für einen Zustand mit fortgeschrittener Tangentialrissbildung dar.

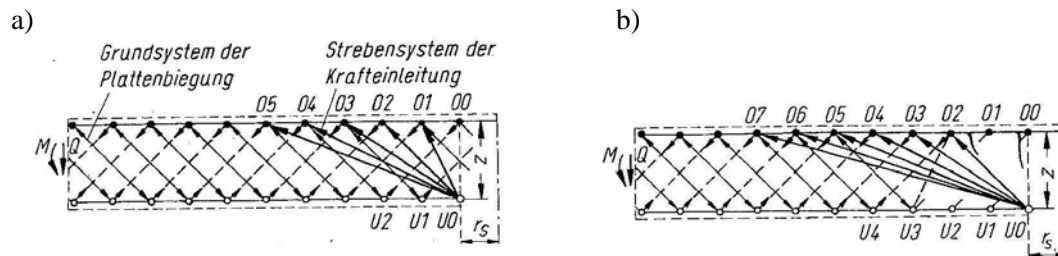


Bild 5-1: Radialschnitt durch das Fachwerkmodell einer Platte im Auflagerbereich-a) im ungerissenen Zustand, b) bei fortgeschrittener Tangentialrissbildung (nach Andrä [8]).

Das statische System besteht aus einem Grundsystem mit unter 45° geneigten Zug- und Druckkegelschalen und einem im Stützenbereich überlagerten Strebensystem mit veränderlicher Neigung der Zug- und Druckglieder. Die gesamte vertikale Lastabtragung erfolgt über die fächerartig verteilten Druckkegelschalen (Druckspannungstrajektorien) des Strebensystems, auf der sich die Platte in der Ebene der oberen Bewehrung abstützt und die über die unterhalb der stütznahen ringförmigen Biegerisse verbleibende Druckzone in die Stütze einmünden. Die außerhalb des Einleitungsbereichs an der Platte angreifenden vertikalen Lasten werden durch zugbeanspruchte Kegelschalen des Grundsystems übertragen, die am oberen Ende in den druckbeanspruchten Kegelschalen des Strebensystems aufgehängt sind. Mit fortschreitender Rissbildung werden die stütznahen Zugkegelschalen unterbrochen, so dass sich aus Gleichgewichtsgründen die verbleibenden Druckstreben bzw. die Druckkegelschale (Druckspannungstrajektorien im Zustand II) flacher, die verbleibenden Zugstreben steiler ausbilden. Zudem erfolgt eine Umlagerung der radialen Momente hin zu tangentialen Momenten,

Das abschließende Durchstanzversagen tritt ein, wenn im Bereich des Stützenanschnitts die aus der Querkraft- und Biegebeanspruchung resultierenden Hauptzugspannungen die Betonzugfestigkeit in der Betondruckzone überschreiten. Das Versagen kennzeichnet sich durch ein Spalten der Betondruckzone infolge Querzug.

5.3.1.3 Zusammenfassung

Die Tragmodellannahmen von Andrä [8] und Beutel [12] beschreiben das Durchstanzproblem im Bruchzustand wie auch den Versagensmechanismus so wirklichkeitsnah, dass sich die in Versuchen festgestellten Beobachtungen ausreichend erklären lassen. Mit Ausnahme der letztendlich zum Versagen führenden Ursache (Bei Beutel kennzeichnet sich das Versagen ausschließlich durch Überschreitung der Betonzugfestigkeit, bei Andrä zusätzlich noch mögliches Betondruckversagen am Stützenanschnitt) beurteilen die beiden Autoren die lokale Lastabtragung im Stützenbereich weitestgehend vergleichbar.

Als die maßgeblichen Punkte lassen sich dabei herausheben:

- Die Krafteinleitung erfolgt in Form einer geneigten Druckkegelschale über die verbleibende Biegedruckzone am Stützenanschnitt. Die Richtung und Neigung der Druckkegelschale entspricht dabei dem Verlauf der Hauptdruckspannungen im Zustand II.
- Die Versagens- bzw. Durchstanzfläche kennzeichnet sich durch das Aufspalten der zuvor beschriebenen Druckkegelschale. Maßgeblich für die Lage und Richtung der Versagensfläche sind somit die Verläufe von Hauptzug- und Hauptdruckspannungen im Zustand II.

5.3.2 Übertragung der Erkenntnisse auf ausmittige Durchstanzprobleme

5.3.2.1 Gegenüberstellung der Versagensbilder bei zentrischen und ausmittigen Durchstanzvorgängen.

Das Versagensbild beim zentrischen Durchstanzen lässt sich vereinfacht durch den Ausbruch eines rotations-symmetrischen Ausbruchkegels, dessen Mantelflächenneigung ca. 30° beträgt, kennzeichnen.

Wie bereits in Kapitel 2 am Beispiel der Decken-Randstützen-Verbindungen aufgezeigt werden konnte, kann der Bruchzustand bei ausmittigen Durchstanzproblemen dagegen nicht über ein einheitliches Versagensbild beschrieben werden. Vielmehr können in Abhängigkeit der Lastausmitte sowohl unterschiedliche Versagensmuster als auch unterschiedliche Versagensarten festgestellt werden.

Im Rahmen der folgenden Untersuchungen wird beurteilt, inwieweit die variierenden Versagensbilder beim ausmittigen Durchstanzen mit den Tragmodellannahmen von Andrä [8] bzw. Beutel [12], d.h. über die Auswertung von Hauptdruck- und Hauptzugspannungen, nachvollzogen werden können.

Die Untersuchungen werden am Beispiel einer Decken-Eckstützen-Verbindung durchgeführt. Vergleichbar zu Decken-Randstützen-Verbindungen kann in Abhängigkeit der Lastausmitte in drei verschiedene Versagensmuster und Versagensarten unterschieden werden. Die prinzipiellen Riss- und Versagensbilder im Bruchzustand, wie sie sich nach Auswertung von Versuchsergebnissen darstellen, sind in Bild 5-4 dargestellt. Die zugrundegelegten Versuchsdaten werden in den folgenden Abschnitten näher erläutert. Die Angaben der jeweiligen Ausmittigkeitsbereiche entstammen den Ausführungen von Pöllet [64].

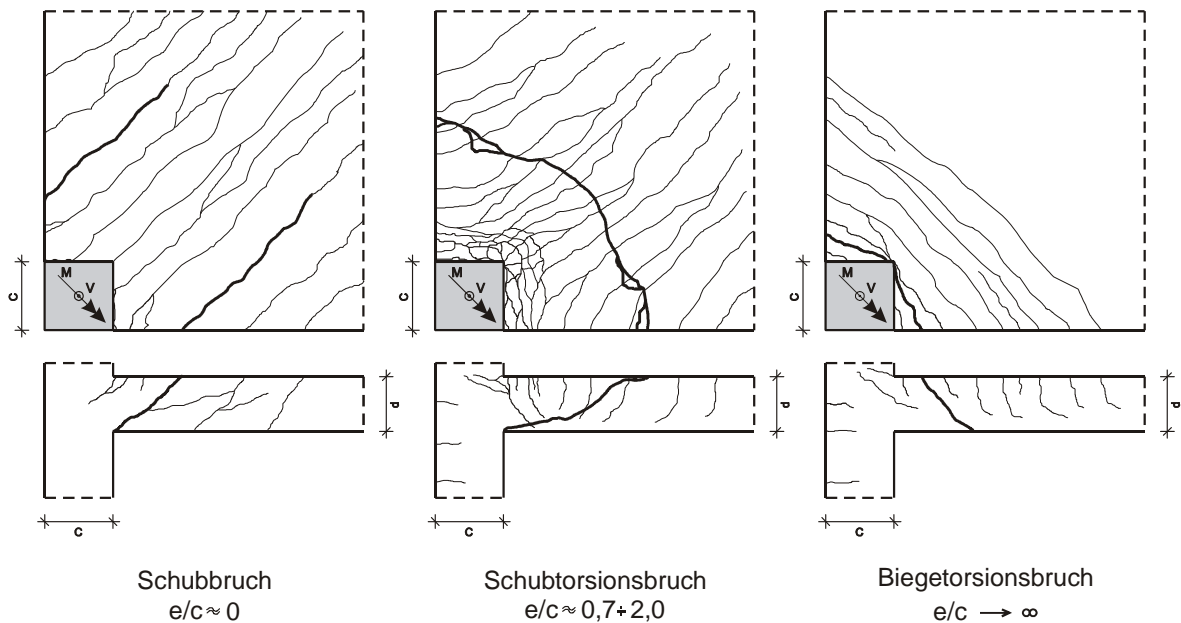


Bild 5-4: Riss- und Versagensbild bei Eckstützen-Verbindungen in Abhängigkeit der bezogenen Lastausmitte e/c .

Die numerischen Untersuchungen erfolgen auf Grundlage des in Kapitel 4 vorgestellten, räumlichen Finite-Elemente-Modells (vgl. Abschnitt 4.3.3). Die Ergebnisse der Finiten-Elemente-Berechnung werden graphisch an einem Plattenausschnitt im Bereich der Stütze dargestellt. Die Abbildung der Hauptspannungen erfolgt knotenweise über Trajektorien an der Plattenober- und unterseite sowie an den freien Plattenrändern und in ausgewählten vertikalen Schnittflächen.

5.3.2.2 Schubbruch

Beschreibung des in Versuchen beobachteten Riss- und Versagensbilds

Versuche mit reiner Vertikalbelastung ($e = 0$) werden von Zaghlool [81] und Stamenkovic/Chapman [74] durchgeführt. Das im Bruchzustand vorliegende, prinzipielle Riss- und Versagensbild ist in Bild 5-5 (bzw. Bild 5-4) dargestellt.

An der Plattenoberseite haben sich Biegerisse gebildet, die parallel zur Stützendiagonalen verlaufen. Im Bereich der Stützenseitenflächen drehen die Risse in eine zu den Stützenseiten parallele Lage. Auf der Plattenunterseite haben sich in einem gewissen Abstand von der Stütze ebenfalls Biegerisse gebildet, die jedoch senkrecht zur Plattendiagonalen und damit zu den Rissen der Plattenoberseite verlaufen (Die Risse sind in Bild 5-5 nicht dargestellt). Ein Großteil der an der Plattenoberseite entstandenen Biegerisse setzt sich im Bereich der freien Plattenränder fort. Die Risse orientieren sich in Richtung der Stütze und bilden mit der Plattenebene einen Winkel von ca. 45° . Das Versagen kennzeichnet sich durch den Ausbruch eines parallel zur Stützendiagonalen verlaufenden Plattenstreifens mit seitlich, unter 45° geneigten Berandungsflächen. Die Versagensursache bildet ein reines Biege-Schubversagen und kennzeichnet sich dementsprechend spröde.

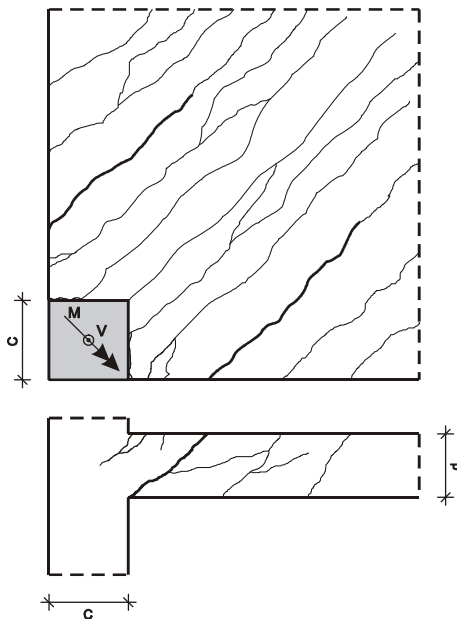


Bild 5-5: *Prinzipielles Riss- und Versagensbild einer Eckstützen-Verbindung für $e/c \approx 0$.*

Numerische Analyse des Tragverhaltens

Bild 5-6 a) und Bild 5-6 b) zeigen die Hauptzugspannungen σ_I an der Plattenoberseite und im Bereich des freien Plattenrands. In Bild 5-6 c) sind die an der Plattenunterseite wirkenden Hauptzugspannungen σ_I abgebildet. Bild 5-6 d) stellt die Hauptdruckspannungen σ_{III} an der Plattenoberfläche und am freien Rand dar. Die Bilder Bild 5-6 e) und Bild 5-6 f) zeigen die Hauptdruckspannungen σ_{III} zum einen auf einer Schnittfläche 1-1 im Bereich der Stützensseite mit einer zur Hauptzugspannungsrichtung σ_I parallelen Ausrichtung und zum anderen auf der Diagonalschnittfläche 2-2. Die Hauptspannung σ_{II} kann im Bereich des betrachteten Plattenausschnitts und für die vorliegenden Belastungsverhältnisse vernachlässigt werden.

Sowohl die zur Plattendiagonalen parallelen Biegerisse an der Plattenoberseite als auch die hierzu senkrecht verlaufenden Biegerisse auf der Plattenunterseite lassen sich mit dem Verlauf der Hauptzugspannungen σ_I äußerst präzise beschreiben. Vergleichbares gilt für die unter 45° geneigten Risse an den freien Plattenrändern, welche sich eindeutig mit dem Verlauf der Hauptzugspannungen σ_I in Bild 5-6 b) bzw. den Hauptdruckspannungen σ_{III} in Bild 5-6 c) erklären lassen.

Die im Grundriss nahezu parallel zur Stützendagonalen verlaufende Ausrichtung der Versagensflächen verläuft senkrecht zu den Hauptzugspannungen σ_I der randnahen Plattenbereiche, d.h. den Bereichen mit der maßgebenden Querkrafteinleitung (siehe hierzu auch den zugehörigen Querkraftverlauf im Bereich der Stützenanschnittsfläche nach Bild 4-17 in Abschnitt 4.3.3.3). Damit lässt sich auch hier feststellen, dass zwischen dem Verlauf der in Versuchen beobachteten Versagensflächen und der Verteilung der Hauptspannungen ein direkter Zusammenhang besteht.

Der Verlauf der gekrümmten Hauptdruckspannungen in der parallel zu den Hauptzugspannungen σ_I verlaufenden Schnittfläche 1-1 liegt ebenfalls in guter Übereinstimmung mit der in Versuchen festgestellten Neigung der Bruchfläche in Schnittebene. Damit bestätigen sich die Tragmodellannahmen von Andrä [8] und Beutel [12], wonach sich die Bruchfläche in Schnittebene parallel zu den Hauptdruckspannungen σ_{III} aus der lokal begrenzten Druckkegelschale heraus entwickelt. Wie die nahezu eben verlaufenden Hauptdruckspannungen σ_{III} auf der Diagonalschnittfläche 2-2 erkennen lassen, wird die Platte im Bereich der Stützeninnenecke dagegen vorwiegend auf Biegung beansprucht. Die Gefahr eines örtlichen Querkraftversagens ist reduziert.

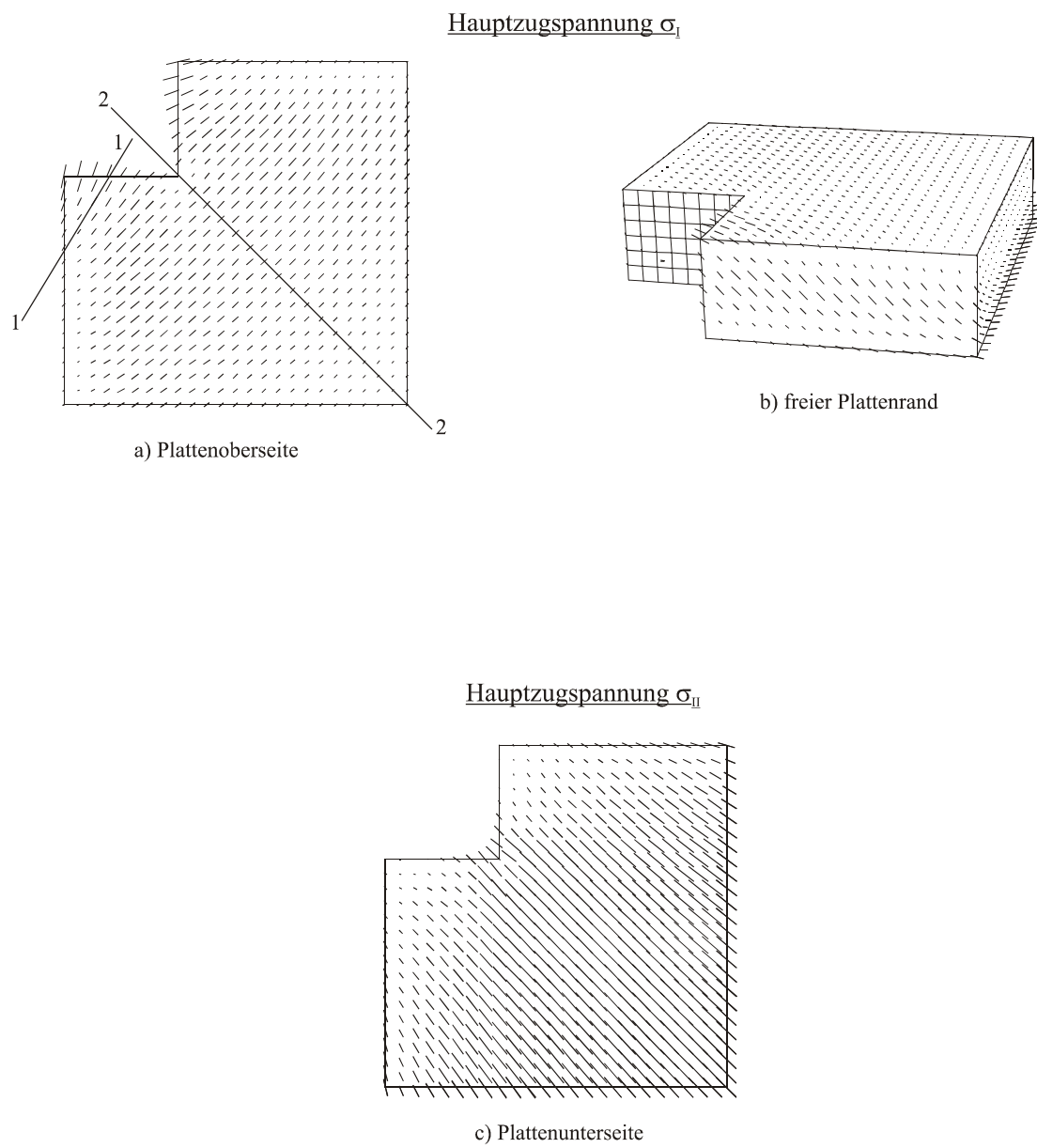


Bild 5-6: Beschriftung siehe nächste Seite.

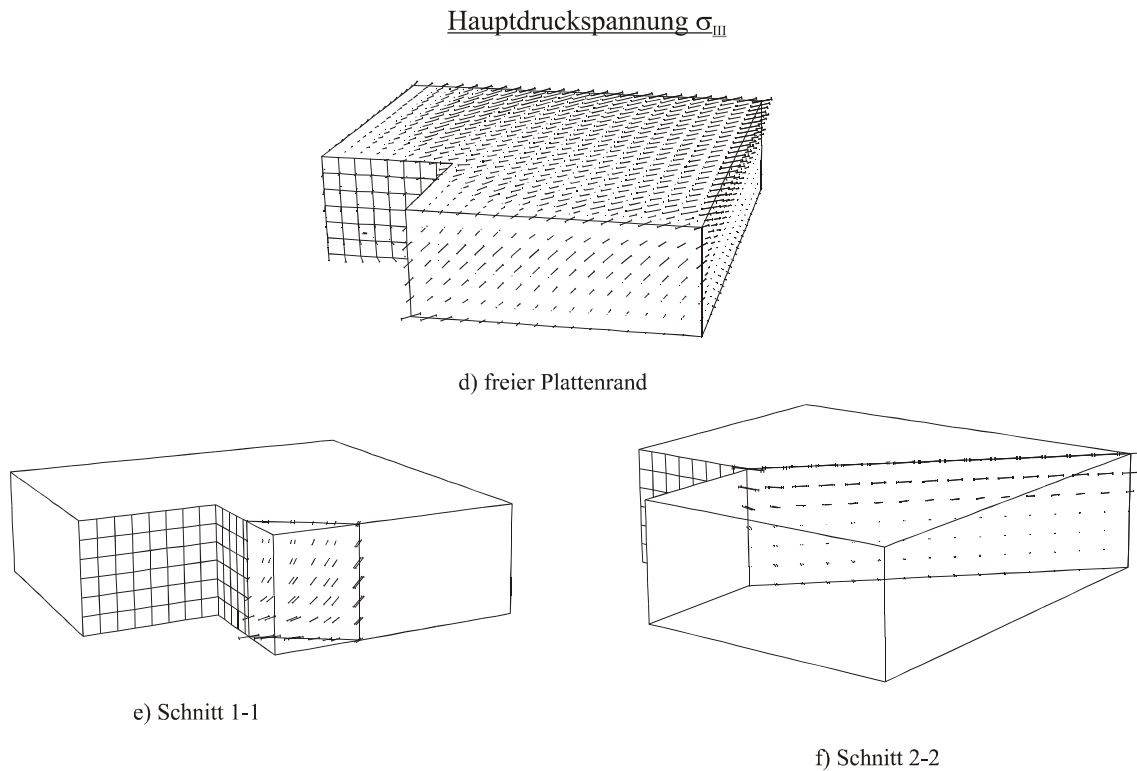


Bild 5-6: Verteilung der Hauptspannungen im lokalen Plattenbereich einer Eckstützen-Verbindung für eine bezogene Lastausmitte von $e/c \approx 0$.

5.3.2.3 Schubtorsionsbruch

Beschreibung des in Versuchen beobachteten Riss- und Versagensbilds

Die Mehrzahl der in der Literatur verfügbaren Versuchsdaten fällt in den betreffenden Ausmittigkeitsbereich zwischen $e/c = 0,7$ und $e/c = 2,0$. Das im Bruchzustand vorliegende, prinzipielle Riss- und Versagensbild ist in Bild 5-7 (bzw. Bild 5-4) dargestellt.

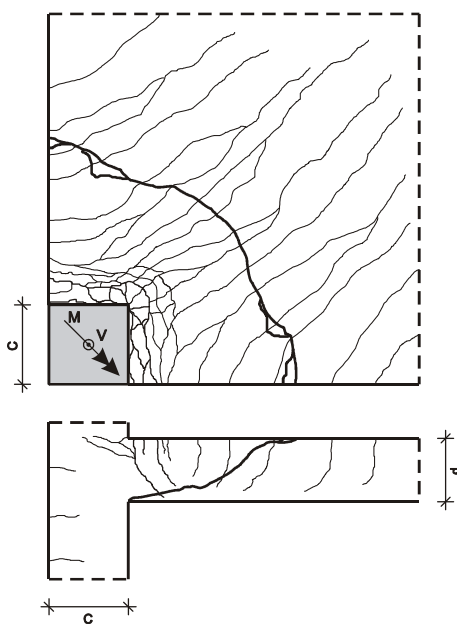


Bild 5-7: Prinzipielles Riss- und Versagensbild einer Eckstützen-Verbindung für $e/c \approx 1,0$.

An der Plattenoberseite haben sich im Bereich der Stützensseitenflächen mehrere Biegerisse

gebildet, die, ausgehend von einem durchgehenden Biegeriss entlang der Stützenkante, nahezu parallel bzw. mit flachen Winkeln bezüglich der Stützenseiten verlaufen. Im lokalen Bereich der Stützeninnenecke treten zusätzliche Biegerisse in radialer Richtung auf, wodurch ein rasterförmiges Rissbild entsteht. Mit zunehmender Entfernung von der Stütze sind nur noch parallel zur Plattendiagonalen verlaufende Biegerisse erkennbar. Im Bereich der Stützenseitenflächen drehen diese Risse beim Übergang zum freien Plattenrand in eine zu den Stützenseiten weitestgehend parallele Lage.

An der Plattenunterseite bilden sich ebenfalls Biegerisse aus. Die Risse entstehen erst in einer gewissen Entfernung von der Stütze und verlaufen senkrecht zur Plattendiagonalen und somit auch senkrecht zu den Biegerissen an der Plattenoberseite.

Ein Großteil der an der Plattenoberseite aufgetretenen Biegerisse setzt sich am freien Plattenrand fort. Die Risse verlaufen zunächst senkrecht und drehen bei fortschreitender Rissbildung leicht in Richtung einer horizontalen Lage, wobei sich die stütznahen Risse eher von der Stütze wegbewegen und die stützenfernen Risse sich eher auf die Stütze zubewegen. Der erstgenannte Rissverlauf lässt sich mit dem lokalen Einfluss der Torsionsbeanspruchungen im Stützenseitenbereich infolge der Momenteneinwirkung begründen. Das Ausmaß und die Ausdehnung dieser Rissbildung hängt maßgeblich von der Größe der Belastungsausmitte ab. Die zweitgenannten Risse sind auf die in zunehmender Stützenentfernung dominierende Biege-Schub-Tragwirkung zurückzuführen.

Das Durchstanzversagen der Decken-Eckstützen-Verbindung kennzeichnet sich durch das Ausstanzen eines viertelkreisförmigen Ausbruchkörpers mit einer Neigung der Bruchfläche von zum Teil weniger als 25° . Im Bereich der Stützenseitenflächen ist die horizontale Ausdehnung des Bruchkörpers größer als im Bereich der Plattendiagonalen. Das Versagen tritt spröde und ohne äußerliche Vorankündigung ein.

Numerische Analyse des Tragverhaltens

Die numerischen Vergleichsrechnungen werden für eine Lastausmitte von $e = 0,30\text{m}$ bzw. $e/c = 1,0$, d.h. der Lastausmitte, für die in Kapitel 4 eine nahezu drillmomentenfreie Lasteinleitung festgestellt werden konnte, durchgeführt.

In den Bildern Bild 5-8 a) ÷ c) sind die Hauptzugspannungen σ_I an der Plattenoberseite, am freien Plattenrand und an der Plattenunterseite dargestellt. In Bild 5-8 d) sind die Hauptzugspannungen σ_{II} an der Plattenoberseite abgebildet. Die Bilder Bild 5-8 e) ÷ i) zeigen die Hauptdruckspannungen σ_{III} an der Plattenoberseite, dem freien Plattenrand und auf ausgewählten Schnittflächen.

Die zur Plattendiagonalen parallel verlaufenden Risse an der Plattenoberseite, welche mit zunehmender Annäherung an die freien Plattenränder in eine zu den Stützenseiten parallele Ausrichtung drehen, lassen sich mit den Hauptzugspannungen σ_I hinreichend genau erklären. Für die zusätzliche radiale Rissbildung im Bereich der Stützeninnenecke zeigen sich die Hauptzugspannungen σ_{II} verantwortlich. Die zu der Plattendiagonalen senkrecht verlaufenden Biegerisse an der Plattenunterseite sind auf den Einfluss der Hauptzugspannungen σ_I in diesem Bereich zurückzuführen. Insbesondere der versetzte Beginn der Rissbildung in gewisser Entfernung von der Stütze lässt sich mit dem Verlauf der Hauptzugspannungen in Bild 5-8 c) hinreichend genau erklären.

Mit dem Verlauf der Hauptzugspannungen σ_I lässt sich auch das Eindringen und das Fortschreiten der Biegerisse auf dem freien Plattenrand erklären. Aufgrund der nahezu horizontal ausgerichteten Hauptzugspannungen im lokalen Stützenseitenflächenbereich ist jedoch bei der vorliegenden, verhältnismäßig geringen Ausmitte eine ausgeprägte Bildung von Torsionsrissen nicht zu erwarten. Erst mit zunehmender Ausmitte und der daraus resultierenden Änderung der Hauptzugspannungsrichtung ist mit den typischen Torsionsrissen zu rechnen. In diesem Zusammenhang sollte erwähnt werden, dass die bei Versuchen mit kleineren Ausmitten

beobachteten Torsionsrisse ihren Ursprung zumeist im Bereich des Stützenkopfs haben und sich erst dann auf die Platte ausdehnen. Die Ursache dieser Risse lässt sich in erster Linie mit dem Einfluss der lokalen Kraftumlenkungen im Stützenkopfbereich begründen. Risse dieser Art lassen sich auch bei Versuchen an Rahmenecken feststellen.

Die in den Versuchen festgestellte Versagensfläche verläuft im Grundriss senkrecht zur Richtung der Hauptzugspannungen σ_I im Bereich der Stützenanschnittsfläche. Wie anhand der Hauptspannungsverläufe auf den Schnittflächen der Bilder Bild 5-8 g) ÷ i) festgestellt werden kann, entwickelt sich die Bruchfläche, wie bereits bei der Versagensart „Schubbruch“ festgestellt werden konnte, parallel zu den Hauptdruckspannungen σ_{III} aus den Druckkegelschalen heraus. Insbesondere die größere Ausdehnung der Ausbruchfläche auf den Stützensseitenflächen im Vergleich zur Ausdehnung im Bereich des Stützeninnenecks lässt sich mit dem Verlauf der Hauptdruckspannungen σ_{III} hinreichend genau beschreiben (vgl. Bild Bild 5-8 g) mit Bild Bild 5-8 i)).

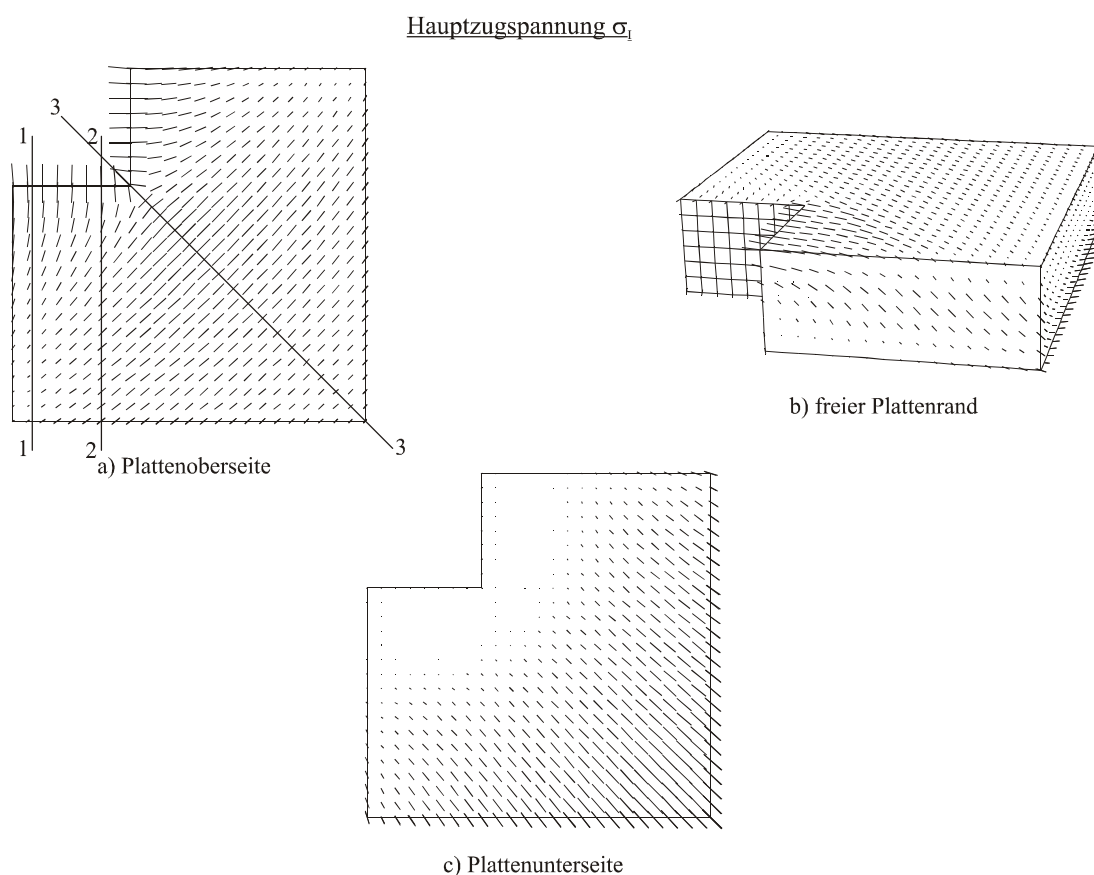


Bild 5-8: *Beschriftung siehe nächste Seite.*

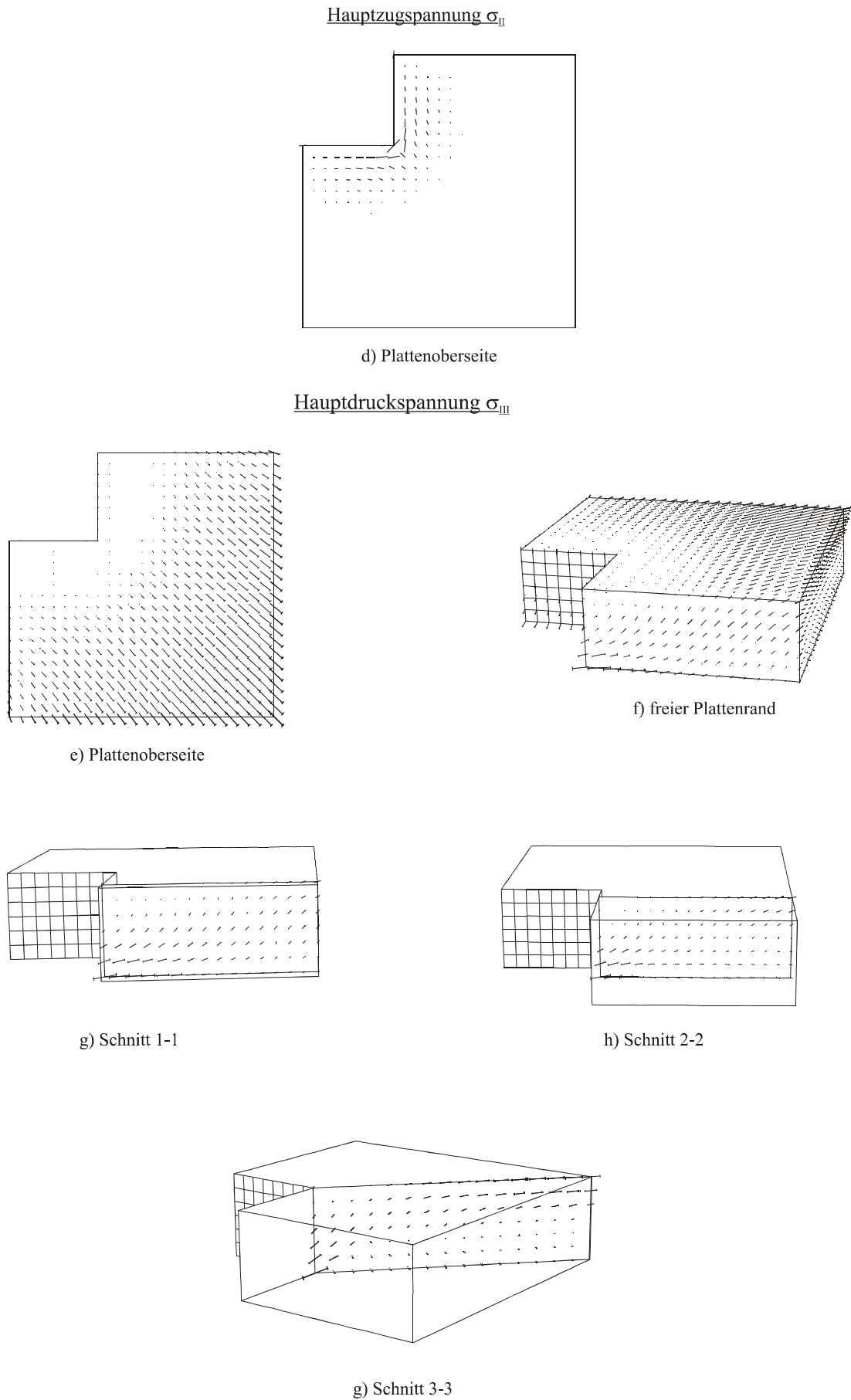


Bild 5-8: Verteilung der Hauptspannungenⁱ⁾ im lokalen Plattenbereich einer Eckstützen-Verbindung für eine bezogene Lastausmitte von $e/c \approx 1,0$.

5.3.2.4 Biegetorsionsbruch

Beschreibung des in Versuchen beobachteten Riss- und Versagensbilds

Gegenstand der rechnerischen Untersuchungen ist die Grenzbelastung für die betrachtete Versagensart, d.h. die Platte wird ausschließlich durch ein äußeres Moment belastet. Versuche mit reiner Momentenbelastung sind Bestandteil der Versuchsreihen von Zaghlool [81] und Stamenkovic/Chapman [74]. Das im Versagenszustand vorliegende Rissbild ist qualitativ in Bild 5-9 (bzw. Bild 5-4) dargestellt.

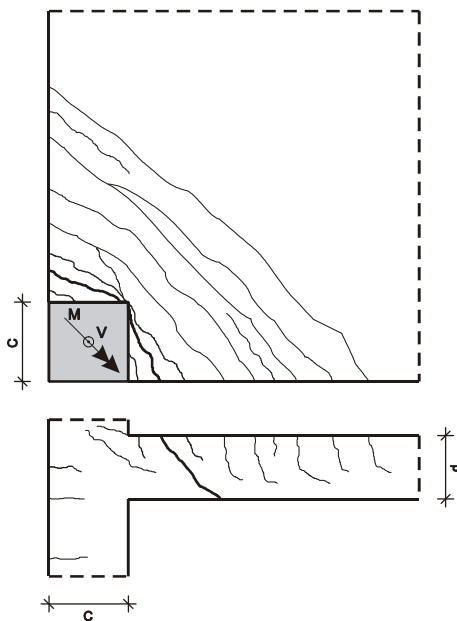


Bild 5-9: *Prinzipielles Riss- und Versagensbild einer Eckstützen-Verbindung für $e/c \rightarrow \infty$.*

Das Rissbild an der Plattenoberfläche zeichnet sich durch mehrere zur Plattendiagonalen senkrecht verlaufende Biegerisse. Im stütznahen Bereich verlaufen die Risse bezüglich der Stützensenkenflächen in flacheren Winkeln mit ca. 30° . Ein Großteil, der an der Plattenoberseite aufgetretenen Einzelrisse, setzt sich am freien Plattenrand fort. Die Risse verlaufen insbesondere in Stütznähe schräg unter ca. 45° zur Plattenebene mit einer von der Stütze abgewandten Ausrichtung. Form und Verlauf der Risse lassen sich mit der überwiegenden Torsionsbeanspruchung im Bereich der Plattenränder begründen.

Die Versagensfläche bildet sich aus einem der stütznahen Risse heraus und stellt eine verwundene Fläche mit 45° -Neigung am Plattenrand und nahezu senkrechter Neigung im Bereich des Innenecks dar. Im Gegensatz zu den spröden Versagensarten des Schubbruchs und Schub-Torsionsbruchs stellt das kombinierte Biege-Torsions-Versagen ein vergleichsweise duktiles Versagen dar, bei dem sich das Versagen durch das Fließen der Biegebewehrung und den damit verbundenen Verformungen ankündigt.

Numerische Analyse des Tragverhaltens

Bild 5-10 a) und b) stellt die Hauptzugspannungen σ_I an der Plattenoberseite und am freien Rand dar. In den Bildern Bild 5-10 c) ÷ e) sind die Hauptdruckspannungen σ_{III} zunächst am freien Plattenrand und zusätzlich in zwei ausgewählten Schnittflächen abgebildet. Die Hauptdruckspannungen σ_{III} an der Plattenoberseite sowie die Hauptzugspannungen σ_I an der Plattenunterseite sind vergleichsweise gering und können in den nachfolgenden Betrachtungen vernachlässigt werden.

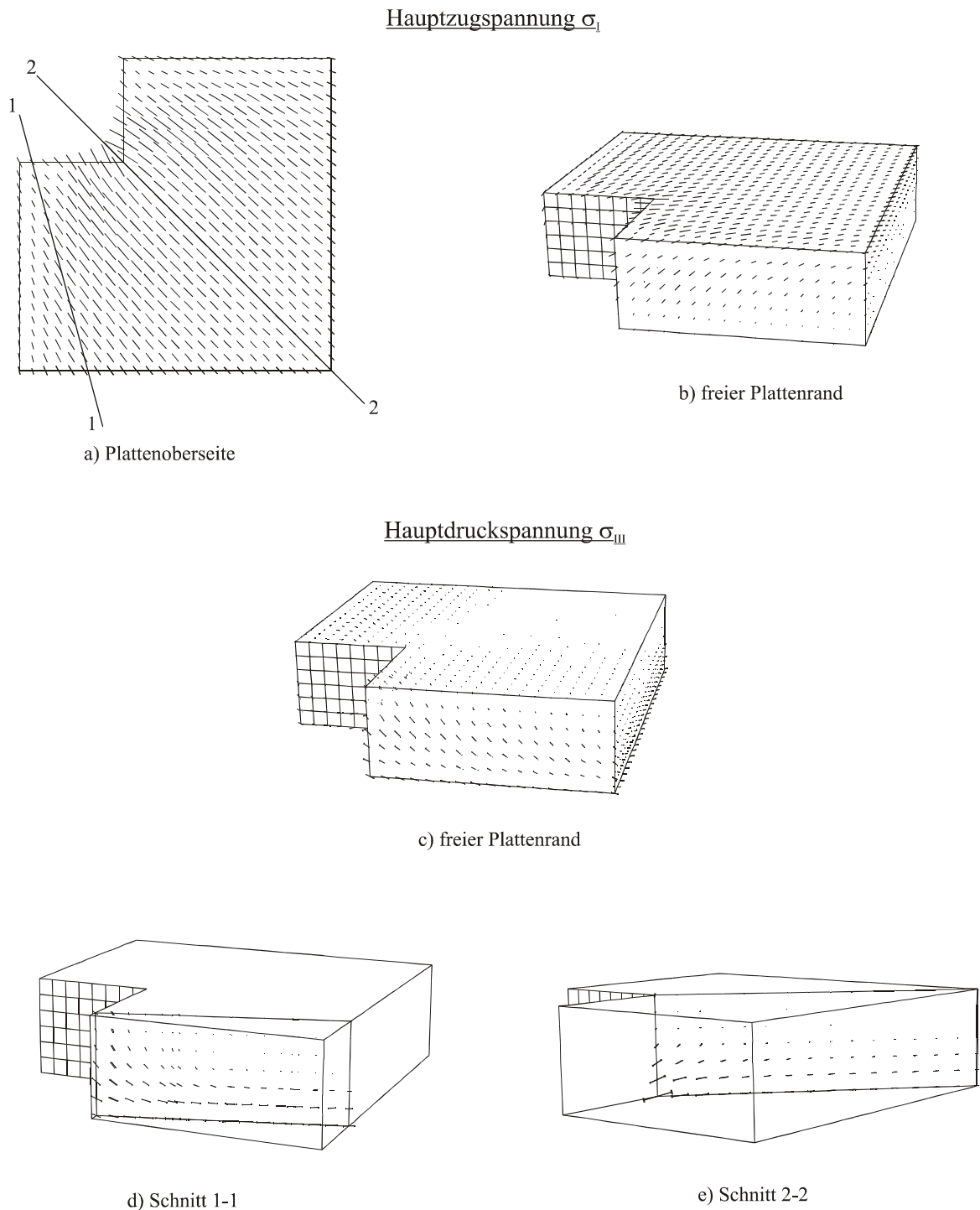


Bild 5-10: Verteilung der Hauptspannungen im lokalen Plattenbereich einer Eckstützen-Verbindung für eine bezogene Lastausmitte von $e/c \rightarrow \infty$.

Die Hauptzugspannungen σ_I an der Plattenoberseite verlaufen weitestgehend parallel zur Plattendiagonalen mit den Größtwerten an der Stützeninnenecke. Sie bilden die Ursache für das in Versuchen beobachtete Biegerissbild und insbesondere für die stützennahe Rissbildung aus der sich die spätere Versagensfläche herausbildet. Die unter 45° geneigten Schrägrisse am freien Plattenrand lassen sich mit den in Bild 5-10 b) und c) dargestellten Verläufen der Hauptzug- bzw. Hauptdruckspannungen ebenfalls hinreichend genau erklären.

Wie bereits zuvor im Zusammenhang mit den Untersuchungen zu den Versagensarten Schubbruch und Schub-Torsions-Bruch festgestellt werden konnte, beinhaltet die Hauptspannungsverteilung

auch im Hinblick auf die Lage und Ausrichtung der Versagensfläche genügend Aussagekraft: Zum einen stehen die im Grundriss bezüglich der Stützseitenflächen unter 30° geneigten Versagensflächen senkrecht auf den Hauptzugspannungen σ_I im Bereich der Stützenanschnittsfläche. Zum anderen lässt sich die Neigung der Bruchflächen in Schnitt Ebene wie in Bild 5-10 d) festgestellt werden kann, mit dem Verlauf der Hauptdruckspannungen σ_{III} sehr gut beschreiben. Wie der nahezu horizontale Verlauf der Hauptdruckspannungen auf der Diagonalschnittfläche erkennen lässt, wird der lokale Bereich um die Stützeninnenecke vorwiegend auf Biegung beansprucht. Dies begründet auch die im Versuch festgestellte senkrechte Schnittfläche an der Stützeninnenecke.

5.3.3 Zusammenfassung

Wie die rechnerischen Untersuchungen am Beispiel einer Decken-Eckstützen-Verbindung deutlich machen, können die von André [8] und Beutel [12] im Zusammenhang mit dem zentrischen Durchstanzvorgang entwickelten Tragmodellannahmen, denen zufolge

- die lokale Lasteinleitung im Stützbereich vorwiegend über geneigte Druckkegelschalen entlang der Hauptdruckspannungs-Trajektorien erfolgt und
- sich die Versagensflächen aus diesen Druckkegelschalen parallel zu den Hauptdruckspannungs-Trajektorien herausbilden,

auch auf Durchstanzvorgänge mit ausmittiger Beanspruchung ohne Einschränkung übernommen werden. Die in Versuchen festgestellten Rissbildungen und Versagensflächen lassen sich auf Grundlage der Hauptspannungsverteilung äußerst präzise nachvollziehen.

Im Gegensatz zum zentrischen Durchstanzen, wo sich die Druckkegelschalen und Versagensflächen aufgrund der Rotationssymmetrie nur hinsichtlich der Form und Neigung in Schnitt Ebene unterscheiden, können bei Durchstanzvorgängen mit ausmittiger Beanspruchung vor allem in der x-y-Ebene (d.h. in der Grundrissebene) stark variierende Bruchflächenverläufe und –ausrichtungen festgestellt werden. In Abhängigkeit der Ausmitte unterscheiden sich demnach nicht nur das Versagemuster und die Versagensart sondern insbesondere auch die Größe, der für die Lastabtragung der Stützkraft zur Verfügung stehenden Schubbruchflächen, was für die Beurteilung der Durchstanztragfähigkeit von maßgeblicher Bedeutung ist.

Die rechnerischen Untersuchungen wurden mit Hilfe eines räumlichen, linear-elastischen Finite-Elemente-Modells durchgeführt. Wie die gute Übereinstimmung zwischen der numerischen Versagensprognose und den in Versuchen festgestellten Bruchzuständen erkennen lässt, können die theoretischen Betrachtungen im Zustand I für die qualitative Versagensanalyse herangezogen werden.

5.4 Kombination des Tragmodells mit der ebenen FE-Berechnung

Die Untersuchungen im vorigen Abschnitt haben gezeigt, dass das Trag- und Versagensverhalten von ausmittig beanspruchten Decken-Stützen-Verbindungen mit Hilfe einer räumlichen, linear-elastischen Finite-Elemente-Berechnung unter Berücksichtigung der Tragmodellannahmen von André [8] bzw. Beutel [12] hinreichend genau beschrieben werden kann.

Es wurde eingangs bereits erwähnt, dass das vornehmliche Ziel der vorliegenden Arbeit darin besteht, das zu entwickelnde Durchstanzmodell so zu gestalten, dass die Durchstanzbemessung, vergleichbar zur Biege- und Querkraftbemessung, mit in der Bemessungspraxis verwendbaren Hilfsmitteln durchgeführt werden kann.

Die folgenden Untersuchungen befassen sich deshalb mit der Frage, inwieweit die Ergebnisse einer praxisüblichen, linear-elastischen und ebenen Finite-Elemente-Berechnung im Hinblick auf die

Beurteilung des lokalen Tragverhaltens, bzw. vergleichbar zum vorigen Abschnitt, für eine qualitative Versagensprognose herangezogen werden können. Die Untersuchungen erfolgen vergleichbar zu der räumlichen Betrachtung für die drei in Abhängigkeit der Lastausmitte zu unterscheidenden Versagensarten Schubbruch ($e = 0$), Schub-Torsions-Bruch ($e = 0,30$ bzw. $e/c = 1,0$) und Biege-Torsions-Bruch ($e \rightarrow \infty$).

5.4.1 FE-Modellierung

Die Berechnungen werden mit Hilfe des Programm-Moduls SEPP des Sofistik-Programmpakets [72] durchgeführt. Das Programm-Modul SEPP wird für die Berechnung von ebenen Plattentragwerken verwendet. Bei dem von SEPP verwendeten finiten Element handelt es sich um ein 4-knotiges Element mit einem nach Taylor/Wilson [76] modifizierten, bilinearen Verschiebungsansatz und je 3 Freiheitsgraden pro Knoten ($v_z, \varphi_x, \varphi_y$). Die Elementformulierung basiert auf der Plattentheorie von Mindlin/Reißner.

Die ebene Modellierung entspricht im Grundriss dem räumlichen FE-Modell. Die Rand- und Einzellagerungen erfolgen ebenfalls starr. Vergleichbar zum räumlichen Modell erfolgt die Modellierung im Bereich der Stütze starr. Dies wird durch eine Starrkörperkopplung der auf dem Stützenanschnitt liegenden Elementknoten mit einem Referenzknoten im Bereich des Stützenzentrums realisiert. Die kinematischen Bedingungen der Kopplung lauten wie folgt:

$$\begin{aligned}v_z &= v_{z0} + \varphi_{x0} \cdot (y - y_0) - \varphi_{y0} \cdot (x - x_0) \\ \varphi_x &= \varphi_{x0} \\ \varphi_y &= \varphi_{y0}\end{aligned}$$

Die mit dem Index „0“ versehenen Verformungsgrößen beziehen sich auf den Referenzknoten.

5.4.2 Schubbruch

In Bild 5-11 sind die Hauptmomente M_I und M_{II} im Bereich der Stütze in den Elementknoten in Form von Trajektorien sowie die Schnittgrößenverläufe der Querkraft v_z und des Biegemoments m_B entlang der Stützenanschnittsfläche (halbseitige Darstellung; vgl. Abschnitt 4.3.3.1) dargestellt.

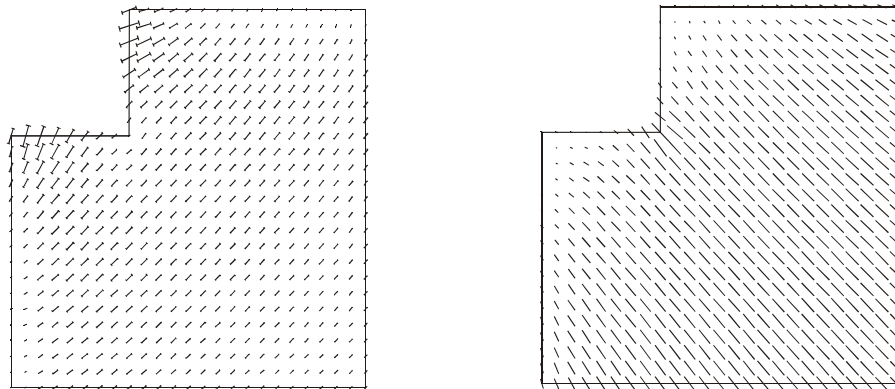
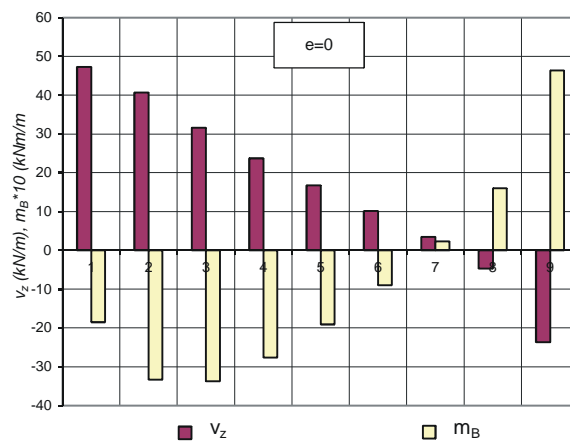
Im vorliegenden Beanspruchungsfall erzeugt das Hauptmoment M_{II} im gesamten Bereich des abgebildeten Plattenausschnitts Zug an der Plattenoberseite, wohingegen die Tragwirkung des Hauptmoments M_I in einer Zugbeanspruchung an der Plattenunterseite resultiert.

Es kann festgestellt werden, dass sowohl die Tragwirkung der Hauptmomente als auch deren Verteilung und Verläufe in nahezu perfekter Übereinstimmung mit der Tragwirkung und der Verteilung der Hauptspannungen auf Grundlage der räumlichen Berechnung stehen. Damit lassen sich die Erkenntnisse der räumlichen Berechnung im Hinblick auf die Bestimmung von Richtung und Verlauf der zu erwartenden Versagensfläche in der x-y-Ebene bzw. in der Grundrissebene direkt auf die ebene Berechnung übertragen.

Auch die lokalen Schnittgrößenverläufe auf der Stützenanschnittsfläche kennzeichnen sich durch einen nahezu identischen Verlauf wie bei der vergleichbaren räumlichen Finite-Elemente-Betrachtung (vgl. Bild 4-17 in Abschnitt 4.3.3.3). Das Vorzeichen der Querkraft v_z entscheidet über die Richtung der Druckstrebe in Schnittebene (Ausrichtung nach oben oder nach unten). Im vorliegenden Fall resultiert die nach oben gerichtete Druckstrebe bzw. Versagensfläche im Bereich der Plattenränder aus den positiven Querkraftanteilen auf dem entsprechenden Teilstück des Stützenanschnitts.

Wie am gegenseitigen Verhältnis von lokal resultierendem Querkraftanteil und lokal resultierendem Biegemomentenanteil V_z/M_B zudem festgestellt werden kann, überwiegt in den randnahen Plattenbereichen eher die Querkrafteintragung, wohingegen im Bereich der Stützeninnenecke eher die Biegetragwirkung dominiert. Damit lässt sich qualitativ und in

vereinfachter Art und Weise die unterschiedliche Neigung der zugehörigen Versagensflächen in der Schnittebene (kleines betragsmäßiges Verhältnis V_z/M_B : eher flachere Neigung der Ausbruchfläche; großes betragsmäßiges Verhältnis V_z/M_B : steilere Neigung der Ausbruchfläche) erklären. Insbesondere der geringe Querkraftanteil und das geringe betragsmäßige Verhältnis von V_z/M_B im Bereich der Stützeninnenecke bestätigt den am räumlichen System herausgearbeiteten Sachverhalt, demzufolge die Gefahr eines örtlichen Querkraftversagens in diesem Bereich reduziert ist.

a) Hauptmoment M_{II} b) Hauptmoment M_I 

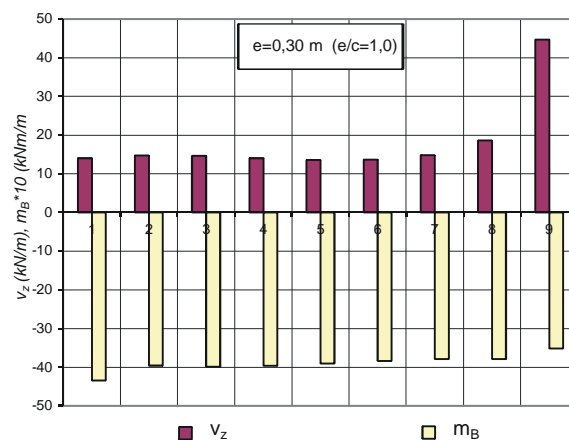
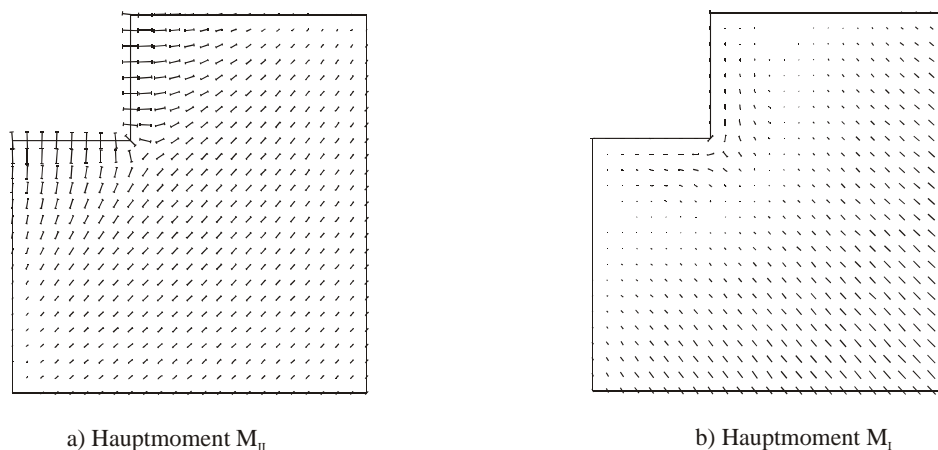
c) Lokale Schnittgrößenverteilung auf der Stützenanschnittsfläche

Bild 5-11: Verteilung der Hauptmomente im lokalen Plattenbereich einer Eckstützen-Verbindung und zugehöriger Querkraft- und Biegemomentenverlauf auf der Stützenanschnittsfläche für eine bezogene Lastausmitte von $e/c \approx 0$.

5.4.3 Schub-Torsions-Bruch

Bild 5-12 stellt die Hauptmomentenverläufe M_I und M_{II} sowie die lokalen Schnittgrößenverläufe von Querkraft v_z und Biegemoment m_B auf der Stützenanschnittsfläche für den Lastfall $e = 0,30\text{m}$ bzw. $e/c = 1,0$ dar.

Das Hauptmoment M_{II} erzeugt für den untersuchten Beanspruchungszustand im gesamten Plattenausschnitt Zug an der Plattenoberseite. Das Hauptmoment M_I erzeugt im Nahbereich der Decken-Stützen-Verbindung ebenfalls Zug an der Plattenoberseite, mit zunehmender Stützenentfernung wechselt die Tragwirkung des Moments jedoch und resultiert in einer Zugbeanspruchung auf der Plattenunterseite.



c) Lokale Schnittgrößenverteilung auf der Stützenanschnittsfläche

Bild 5-12: Verteilung der Hauptmomente im lokalen Plattenbereich einer Eckstützen-Verbindung und zugehöriger Querkraft- und Biegemomentenverlauf auf der Stützenanschnittsfläche für eine bezogene Lastausmitte von $e/c \approx 1,0$.

Sowohl die Wirkung und die Verteilung der Hauptmomente als auch die lokalen Schnittgrößenverläufe sind in guter Übereinstimmung mit den Ergebnissen der räumlichen Berechnung (vgl. auch Bild 4.19 in Abschnitt 4.3.3.4). Damit bestätigen sich die im vorigen Abschnitt im Zusammenhang mit dem Schubbruch-Versagen gewonnenen Erkenntnisse bezüglich der Aussagefähigkeit der ebenen FE-Berechnung.

In diesem Sinne ist auch das gegenseitige Verhältnis von lokal resultierendem Querkraftanteil und lokal resultierendem Momentenanteil V_z/M_B zu beurteilen:

Im vorliegenden Fall ist das betragsmäßige Verhältnis V_z/M_B vergleichsweise gering, womit sich

die in Versuchen beobachteten und anhand der räumlichen Berechnung bestätigten, flacheren Versagensflächen begründen lassen. Die mit zunehmender Annäherung an die Stützeninnenecke festzustellende Abnahme der Bruchflächenausdehnung in Schnittebene kann dagegen in der beschriebenen, vereinfachten Art und Weise nicht nachvollzogen werden.

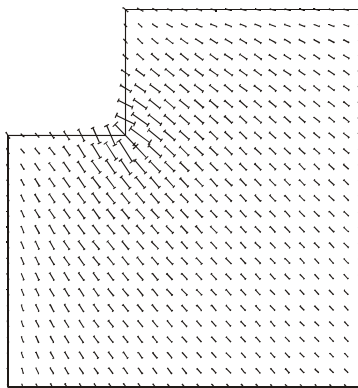
5.4.4 Biege-Torsions-Versagen

Bild 5-13 stellt den Verlauf des Hauptmoments M_{II} und den Schnittgrößenverlauf der lokalen Querkraft v_z und des Biegemoments m_B auf der Stützenanschnittsfläche für den Lastfall $e \rightarrow \infty$ dar. Die Hauptmomente M_I sind vergleichsweise gering und können für die folgenden Betrachtungen vernachlässigt werden.

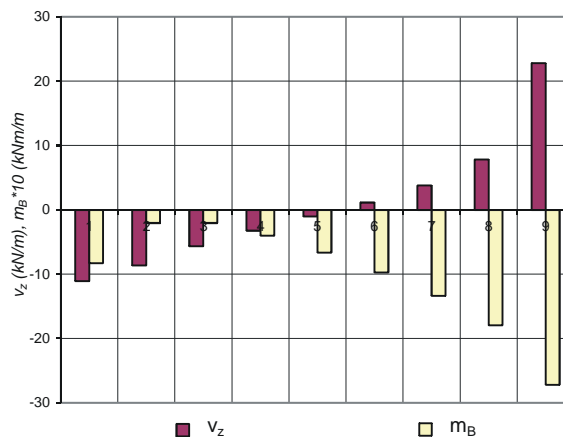
Das Hauptmoment M_I erzeugt im gesamten Plattenausschnitt Zug an der Plattenoberseite.

Wie bereits bei den beiden Versagensarten des Schubbruchs und des Schub-Torsions-Bruchs festgestellt werden konnte, liefert die ebene Berechnung auch für den vorliegenden Lastfall auf Grundlage der Hauptmomentenverteilung vergleichbare Anhaltspunkte für die Beurteilung der Lage und des Verlaufs der Druckstreben bzw. der Versagensflächen in Grundrissebene wie die räumliche FE-Berechnung.

Das große V_z/M_B -Verhältnis auf der einen Seite und das negative Vorzeichen der Querkraftwerte v_z auf der anderen Seite erklären darüber hinaus den steilen und nach unten gerichteten Verlauf der Druckstrebe bzw. der Versagensfläche in den randnahen Plattenbereichen. Das betragsmäßige Verhältnis von lokal resultierendem Querkraftanteil und lokal resultierendem Momentenanteil V_z/M_B im Bereich des Stützeninnenecks kennzeichnet sich dagegen durch eine eher biegegeprägte Lastabtragung, was im Einklang mit den im Zusammenhang mit der räumlichen Berechnung festgestellten flachen Verläufen der Hauptdruckspannungen (siehe Schnittfläche 2-2 in Bild 5-10^e) liegt. Aufgrund des erhöhten Querkraftanteils ist dieser Bereich trotzdem hinsichtlich eines Schubversagens gefährdet.



a) Hauptmoment M_{II}



b) Lokale Schnittgrößenverteilung auf der Stützenanschnittsfläche

Bild 5-13: Verteilung der Hauptmomente im lokalen Plattenbereich einer Eckstützen-Verbindung und zugehöriger Querkraft- und Biegemomentenverlauf auf der Stützenanschnittsfläche für eine bezogene Lastausmitte von $e/c \rightarrow \infty$.

5.4.5 Zusammenfassende Erkenntnisse aus der ebenen FE-Berechnung

Als Ergebnis der rechnerischen Untersuchungen mit Hilfe eines praxisüblichen, ebenen Finite-Elemente-Programms kann festgestellt werden, dass die ebene Berechnung im Hinblick auf die Beurteilung des Verlaufs und der Ausrichtung der Versagensflächen im Grundriss nahezu die gleichen Grundlagen liefert, wie die räumliche Berechnung.

Ähnlich ist der Sachverhalt im Zusammenhang mit der qualitativen Bestimmung der Druckstrebenrichtung bzw. der Ausrichtung der Versagensfläche in Schnittebene zu beurteilen, wo der lokale Querkraftverlauf v_z auf dem Stützenanschnitt hinreichend genau Auskunft gibt.

Die Ermittlung der Druckstrebenneigung bzw. des exakten Druckstrebenverlaufs in Schnittebene ist mit vereinfachten Mitteln auf Grundlage der ebenen Berechnungsergebnisse dagegen nur qualitativ über die betragsmäßige Größe des Querkraft-Biegemomenten-Verhältnis V_z/M_B möglich. Für eine exakte Ermittlung des Verlaufs müssten die Schnittgrößen der Platte an ausgewählten Punkten $P(x,y,z)$ unter Berücksichtigung von Annahmen für die Biege- und Schubspannungsverteilung über die Plattenhöhe ausgewertet und in gegenseitige Beziehung gesetzt werden.

5.5 Zusammenfassung

Im Rahmen der vorliegenden Arbeit soll ein einheitliches, theoretisches Durchstanzmodell für Platten ohne rechnerisch erforderliche Durchstanzbewehrung entwickelt werden, das über geometrische und lastbedingte Standardfälle hinausreichend, möglichst allgemein anwendbar ist.

Um diesem Anspruch gerecht zu werden, erfordert das Modell in erster Linie ein mechanisch nachvollziehbares Grundgerüst bzw. ein schlüssiges theoretisches Tragmodell, das sich für die Beschreibung des lokalen Tragverhaltens und des Versagensablaufs eignet. Darüber hinaus müssen die Tragmodellannahmen mit den Ergebnissen einer Plattenberechnung kombinierbar sein, da nur so eine allgemeine Anwendbarkeit hinsichtlich der geometrischen und lastbedingten Gegebenheiten erreicht werden kann.

Die im Zusammenhang mit dem zentrischen Durchstanzvorgang entwickelten Durchstanzmodelle bzw. Tragmodellannahmen von Andrä [8] und Beutel [12] erfüllen die erste Hauptanforderung. Im Rahmen von rechnerischen Untersuchungen mit Hilfe einer räumlichen Finite-Elemente-Berechnung konnte am Beispiel der in Kapitel 4 vorgestellten Decken-Eckstützen-Verbindung aufgezeigt werden, dass die Tragmodellannahmen, denen zufolge

- die lokale Lasteinleitung im Stützbereich vorwiegend über geneigte Druckkegelschalen entlang der Hauptdruckspannungs-Trajektorien erfolgt und
- sich die Versagensflächen aus diesen Druckkegelschalen parallel zu den Hauptdruckspannungs-Trajektorien herausbilden,

auf Durchstanzvorgänge mit ausmittiger Beanspruchung ohne Einschränkung übernommen werden können. Die in Versuchen festgestellten Rissbildungen und Versagensflächen lassen sich auf Grundlage der Hauptspannungsverteilung äußerst präzise nachvollziehen.

In diesem Zusammenhang muss festgestellt werden, dass bei ausmittigen Durchstanzproblemen im Gegensatz zum zentrischen Durchstanz vor allem in der Grundrissebene stark unterschiedliche Bruchflächenverläufe und –ausrichtungen auftreten können, was sich in Konsequenz maßgeblich auf die Größe, der an der Lastabtragung beteiligten Schubbruchflächen, und damit auch auf die Größe des Durchstanzwiderstands auswirkt.

In den weiteren Ausführungen wurde untersucht, inwieweit sich das gewählte Tragmodell mit den Ergebnissen einer praxisüblichen, ebenen FE-Berechnung kombinieren lässt bzw. inwieweit die Ergebnisse der ebenen FE-Berechnung für die Beurteilung des lokalen Tragverhaltens und des

Versagensablaufs herangezogen werden können.

Als Ergebnis der Untersuchungen kann festgestellt werden, dass sich die ebene Berechnung hierfür ähnlich gut eignet wie die zuvor beschriebene räumliche Berechnung. Unter Berücksichtigung der lokalen Schnittgrößenverteilung auf der Stützenanschnittsfläche und der Hauptmomentenverteilung in der Platte können Richtung und Lage der Bruchflächen in der Grundrissebene hinreichend genau beschrieben werden. Gleiches gilt bezüglich der Ermittlung der Druckstrebenausrichtung in Schnittebene, wo die Auswertung der lokalen Schnittgrößen auf der Stützenanschnittsfläche ausreichend Anhaltspunkte liefert. Die Bestimmung der Druckstrebenneigung bzw. des exakten Verlaufs in Schnittebene ist auf Grundlage der ebenen Berechnungsergebnisse mit vereinfachten Mitteln dagegen nur qualitativ möglich.

6 Entwicklung eines Bemessungsmodells

6.1 Charakteristik des Bemessungsmodells

6.1.1 Allgemein

Die mechanische Grundlage des Bemessungsmodells bildet das im vorigen Kapitel beschriebene Tragmodell der räumlichen Druckkegelschalen bzw. der räumlichen Druckspannungsflächen. Wie die Untersuchungen an zentrisch und ausmittig belasteten Decken-Stützen-Verbindungen aufzeigen konnten, lassen sich mit diesem Modellansatz sowohl das lokale Tragverhalten als auch der Versagensablauf hinreichend genau beschreiben. Grundlage für die Ermittlung von Ausrichtung und Größe der Druckkegelschalen bzw. Schubbruchflächen sowie für die Ermittlung der lokalen Querkrafteinwirkungen und Schubwiderstände bilden die Ergebnisse einer praxisüblichen, ebenen linear-elastischen FE-Berechnung.

Für das Auslesen der FE-Daten sowie für deren Weiterverarbeitung und Auswertung bis hin zur Beurteilung der Durchstanstragfähigkeit der Verbindung werden zahlreiche Arbeitsschritte erforderlich. Die Koordination der einzelnen Arbeitsschritte untereinander erfordert weitere Regelungen. Im Rahmen der vorliegenden Arbeit wurden hierfür detaillierte Ablaufdiagramme entwickelt, die sowohl den Ablauf der einzelnen Arbeitsschritte als auch deren Zusammenspiel untereinander regeln. Eine detaillierte Zusammenstellung aller für die Anwendung des Bemessungsmodells erforderlichen Ablaufdiagramme bzw. Programmablaufpläne (PAP) ist im Anhang A zusammengestellt. Der Aufbau der PAP's entspricht den in DIN 66001 [19] festgelegten Definitionen.

Aufgrund der Fülle an Daten auf der einen Seite und den zahlreichen, aber auch logischen Arbeitsanweisungen auf der anderen Seite, empfiehlt sich das hier vorgestellte Bemessungsverfahren vornehmlich für die programmtechnische Umsetzung. In der vorliegenden Arbeit wurde die Auswertung der Daten bzw. die Umsetzung der PAP's mit einem auf Visual Basic for Excel (VBA for Excel) basierenden Programm-Code realisiert.

6.1.2 Modellierung der Decken-Stützen-Verbindung

Für die hier vorliegenden Betrachtungen wird das Programm-Modul SEPP des Sofistik-Softwarepakets [72] herangezogen. Die maßgebenden Eigenschaften des Moduls und seines implementierten Elementansatzes wurden in Abschnitt 5.4.1 beschrieben.

Die Modellierung des Stützenkopfes erfolgt starr mit Hilfe von Starrkörperkopplungen unter Berücksichtigung der tatsächlichen Stützenquerschnittsabmessungen. Stützen mit kreisförmigen Stützenquerschnitten werden vereinfacht über quadratische Stützen mit gleicher Stützenquerschnittsfläche dargestellt. Es werden ausschließlich quadratische bzw. rechteckige Elemente verwendet, wobei 8 Elemente pro Stützenseite angeordnet werden (siehe Abschnitt 5.4.1). Die Abmessung der Elemente senkrecht zu den Stützenseiten beträgt ein Viertel der mittleren statischen Nutzhöhe d der Platte, mit $d = (d_x + d_y)/2$. Der Bereich mit der feineren Elementierung wird in den vorliegenden Betrachtungen bis zu einem Abstand von $a = 4,5d$ von den Stützenrändern ausgedehnt. Die Restbereiche der Platte werden mit einem grobmaschigeren Elementnetz abgebildet.

6.1.3 Sektormodell

Die im vorigen Kapitel durchgeführten Untersuchungen am Beispiel einer Decken-Eckstützen-Verbindung haben aufgezeigt, dass sich die an der Lastabtragung beteiligten Druckkegelschalen mit variierender Belastungsausmitte hinsichtlich Größe, Lage und Ausrichtung erheblich unterscheiden können. Um bei der Nachweisführung eine möglichst differenzierte Abbildung des lokalen Tragverhaltens für ein breites Anwendungsspektrum gewährleisten zu können, erfolgt die Tragfähigkeitsanalyse beim vorliegenden Modell auf Grundlage von mehreren, gleichmäßig über die Stützenanschnittsfläche verteilten Einzel- bzw. Sektoranalysen. In Bild 6-1 sind die entsprechenden Nachweisektoren für Innenstützen-, Rand- und Eckstützen-Verbindungen mit den im weiteren Verlauf der Modellentwicklung verwendeten Sektor nummerierungen und den lokalen Koordinatensystemen dargestellt. Die Breite der Nachweisektoren entspricht der halben Stützenseitenlänge. Die lokalen Koordinatensysteme sind so ausgerichtet, dass sich der Koordinatenursprung jeweils auf der Stützenecke befindet und die positive x-Achse in Richtung der Stützenanschnittsfläche verläuft. Es wird zwischen Innen- und Randsektoren unterschieden, wobei sich die Randsektoren in der Nähe der freien Plattenränder befinden. Bei Randstützen-Verbindungen sind dies die Sektoren 1 und 6, bei Eckstützen-Verbindungen die Sektoren 1 und 4.

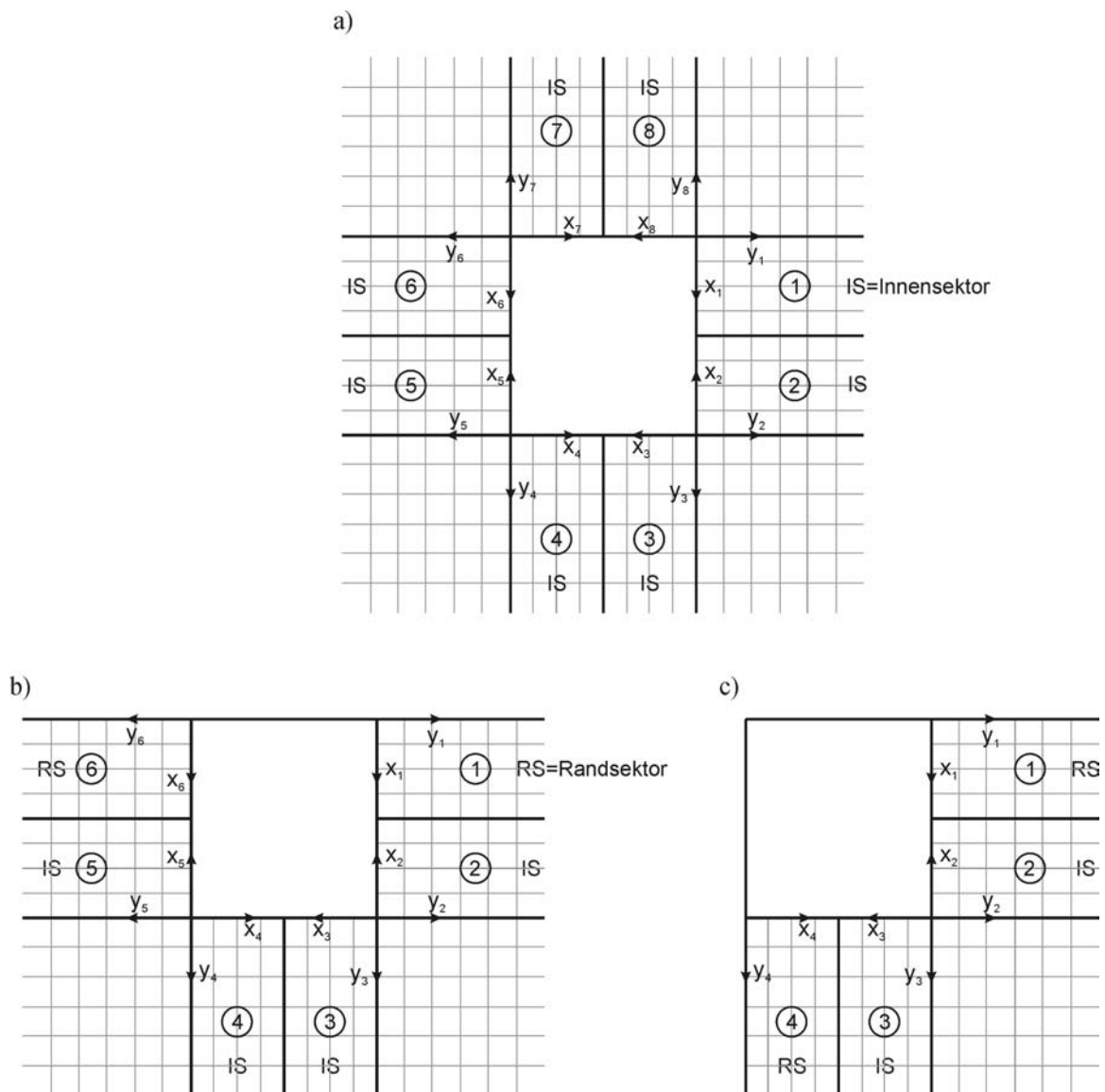


Bild 6-1: Nachweisektoren für Innen-, Rand- und Eckstützen-Verbindungen.

6.1.4 Bruchkriterium

Das Durchstanzmodell unterscheidet zwischen der lokalen Querkrafteinwirkung $V_{E,Sektor}$ und dem zugehörigen Querkraftwiderstand $V_{R,Sektor}$ der auf den betrachteten Sektor entfallenden Druckkegelschale. Die Versagens- bzw. Bruchflächen dienen als Maß für die an der Übertragung der Querkraft beteiligten Widerstandsflächen. Vergleichbar zu Rundschnittmodellen bzw. dem Modell von Regan [68] wird eine gleichmäßige Verteilung der Schubspannungen auf der zu erwartenden Teilbruchfläche, in diesem Fall der Teilbruchfläche der örtlich begrenzten Druckkegelschale, vorausgesetzt. Das Schubversagen der lokalen Druckstrebe bzw. des Sektors tritt ein, wenn die einwirkende Schubspannung $v_{E,Sektor} = V_{E,Sektor} / A_{Sektor}$ eine zulässige Schub-Widerstandsspannung $v_{R,Sektor}$ überschreitet. Das Versagen einer lokalen Druckkegelschale bzw. eines Nachweissektors ist gleichbedeutend mit dem Gesamtversagen der Verbindung. Die Größe der Schub-Widerstandsspannung $v_{R,Sektor}$ ist neben vorwiegend materialtechnischen Parametern insbesondere von der örtlichen Beanspruchung abhängig und muss somit für jeden Sektor einzeln bestimmt werden. In Formeln ausgedrückt, stellt sich das Bruchkriterium wie folgt dar:

Querkrafttragfähigkeit des Einzelsektors:

$$V_{R,Sektor} = A_{Sektor} \cdot v_{R,Sektor} \quad (6.1)$$

Querkrafttragfähigkeit der Verbindung, die sich auf Grundlage des jeweiligen Einzelsektors ergeben würde:

$$V_{R,ges}(Sektor) = A_{Sektor} \cdot v_{R,Sektor} \cdot \frac{|V_{E,ges}|}{|V_{E,Sektor}|} \quad (6.2)$$

Querkrafttragfähigkeit der Verbindung, die aus der Gesamtsektoranalyse resultiert:

$$V_{R,ges} = \text{Minima}(V_{R,ges}(\text{für alle Sektoren})) \quad (6.3)$$

In den Gleichungen 6.1 und 6.2 wird mit $V_{E,Sektor}$ bzw. $V_{E,ges}$ zum einen die auf den jeweiligen Sektor entfallende Querkrafteinwirkung und zum anderen die auf die Gesamtverbindung wirkende Querkraftwirkung bezeichnet.

Das vorliegende Modell umfasst ausschließlich den Durchstanznachweis. Der Nachweis der Biegetragfähigkeit ist gesondert zu führen.

6.2 Verwertung der Versuchsdaten

Im Zusammenhang mit der Modellentwicklung wurden die Versuche der in Kapitel 3 vorgestellten Versuchsdatenbanken mit ebenen, linear-elastischen FE-Modellen unter Berücksichtigung der Festlegungen in Abschnitt 6.1.2 und unter Berücksichtigung der individuellen Randbedingungen und Belastungen berechnet und ausgewertet. Bei einem Teil der Versuche musste die Drehfedersteifigkeit der Stütze angepasst werden, damit sich die im Versuch gemessene Lastausmitte, welche sich über das Verhältnis von Stützenanschlussmoment zu Stützen-Normalkraft ausdrückt, einstellen konnte.

6.3 Sektoranalyse

6.3.1 Allgemein

In den folgenden Abschnitten wird das Bemessungsmodell im Hinblick auf die sektorweise Ermittlung der einwirkenden Querkraftbeanspruchung, der für die Lastabtragung wirksamen Sektorbruchfläche und des zugehörigen Schubwiderstands vorgestellt. Eine detaillierte Zusammenstellung der zugehörigen Programmablaufpläne (PAP's) ist im Anhang A zusammengestellt.

Die Bezeichnung des jeweiligen Nachweisektors erfolgt mit dem Index „i“. Werden weitere Differenzierungen erforderlich, so wird zusätzlich noch der Index „j“ verwendet.

6.3.2 Querkraftbeanspruchung $V_{E,i}$ der Druckkegelschale

Die vertikale Lasteinleitung im Stützbereich erfolgt über geneigte Druckkegelschalen. Maßgeblich für die Querkraftbeanspruchung der Druckkegelschale ist der lokale Querkraftverlauf v_z auf der Stützenanschnittsfläche. Die resultierende Schubbeanspruchung $V_{E,i}$ der auf den Sektor entfallenden Druckkegelschale ergibt sich aus der Summe der Teilquerkräfte $V_{z,i,j}$ (vertikale Koppelkräfte) vom Ursprung des lokalen Koordinatensystems bis zum Nulldurchgang des Querkraftverlaufs. Für die Teilquerkräfte im Bereich der Stützenecke und im Bereich des Übergangs zum Nachbarsektor werden Verteilungsannahmen ($K_{i,Ecke}$, $K_{i,Übergang}$) notwendig. In Bild 6-2 sind die an der Ermittlung der Querkraftbeanspruchung $V_{E,i}$ beteiligten Ablaufdiagramme dargestellt.

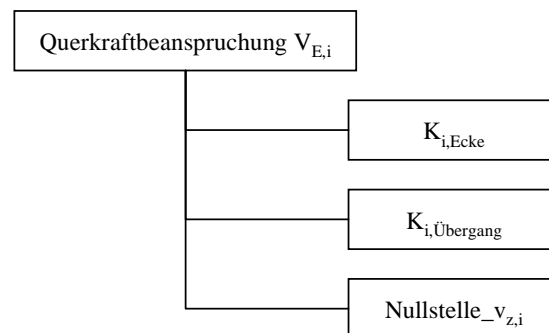


Bild 6-2: Bei der Ermittlung von $V_{E,i}$ beteiligte Ablaufdiagramme.

6.3.3 Sektorbruchfläche A_i

6.3.3.1 Regelfall

Die rechnerischen Untersuchungen in Kapitel 5 haben gezeigt, dass sich der Verlauf der Bruchflächen in Grundrissebene über die Verteilung der Hauptmomente hinreichend genau bestimmen lässt. Maßgeblich für die Ausrichtung der Bruchflächen ist dabei die Richtung des dominierenden Hauptmoments ($M_{dom,i}$) im Bereich der Stützenanschnittsfläche. Als das dominierende Hauptmoment wird jenes Hauptmoment bezeichnet, dessen qualitative Biegewirkung bzw. Vorzeichen mit der innerhalb des betrachteten Nachweisektors resultierenden Biegewirkung $M_{B,i}$ übereinstimmt (BW_i). Trifft dies sowohl auf das Hauptmoment M_I als auch auf das Hauptmoment M_{II} zu, so gilt das betragsmäßig größere Moment der beiden als das dominierende

Hauptmoment ($M_{\text{dom},i}$).

Im vorliegenden Modellentwurf resultiert die Ausrichtung der Sektorbruchfläche aus dem gemittelten Winkel $\varphi_{\text{Sek},i}$ der beiden stützennahen Hauptmomente im zentralen Sektorbereich (mit Abstand $c/4$ zum lokalen Koordinatenursprung). Die seitliche Abgrenzung der Sektorbruchfläche erfolgt im Bereich des angrenzenden Nachbarsektors über den Winkel $\varphi_{\text{Sek},i}$ und im Bereich des Stützenecks über den Winkel $\varphi_{\text{Eck},i}$, welcher aus der Richtung des an dieser Stelle wirkenden, dominierenden Hauptmoments M_{dom} resultiert.

Im Gegensatz zu den Verhältnissen in Grundrissebene lässt sich, wie die Ergebnisse der rechnerischen Untersuchungen in Kapitel 5 ferner zeigen, der Verlauf und die Ausdehnung der zu erwartenden Bruchflächen in Schnittebene nur schwierig bestimmen. Bei der Entwicklung des vorliegenden Bemessungsmodells wurde aus diesem Grund ein vereinfachtes Vorgehen gewählt, wonach der Ausbruchwinkel in Schnittebene konstant $\beta_r = 33,7^\circ$ und folglich die Ausdehnung der Bruchfläche in Grundrissebene $1,5 d$ beträgt (vgl. DIN 1045-1, Bild 37). Die Fläche A_i der geneigten Bruchfläche errechnet sich auf dieser Grundlage wie folgt:

$$A_i = \frac{A_{i,\text{projiziert}}}{\cos 33,7^\circ} \approx A_{i,\text{projiziert}} \cdot 1,20 \quad (6.4)$$

In Gleichung 6.4 wird mit $A_{i,\text{projiziert}}$ die auf die Grundrissebene projizierte Fläche bezeichnet.

Bei der Festlegung der für den jeweiligen Einzelsektor maßgebenden statischen Nutzhöhe d wird ein interpolierter Wert $d_{\text{maßg}}$ aus den statischen Nutzhöhen d_x und d_y berücksichtigt. Maßgebend für die Interpolation ist dabei das gegenseitige Verhältnis der beiden Eckwinkel $\varphi_{\text{Eck},i}$ des Untersuchungssektors und des Nachbarsektors „über Eck“.

Die Breite der Sektorbruchfläche auf der Stützenanschnittsfläche bestimmt sich aus dem Abstand zwischen dem Koordinatenursprung und dem Nulldurchgang des lokalen Querkraftverlaufs v_z (Nullstelle $v_{z,i}$). Befindet sich der Nulldurchgang des Querkraftverlaufs innerhalb eines Abstands von $c/4$ bzw. $2,5d/4$ vom Koordinatenursprung, so wird auf die Ermittlung der Sektorbruchfläche verzichtet, da der Sektor aufgrund der geringen Schubbeanspruchung von der weiteren Bemessung ausgenommen werden kann (Prüf_i). Die maximale Sektorbreite ist auf $1,25 d$ beschränkt.

In Bild 6-3 sind die an der Ermittlung der Sektorbruchfläche A_i beteiligten Ablaufdiagramme dargestellt.

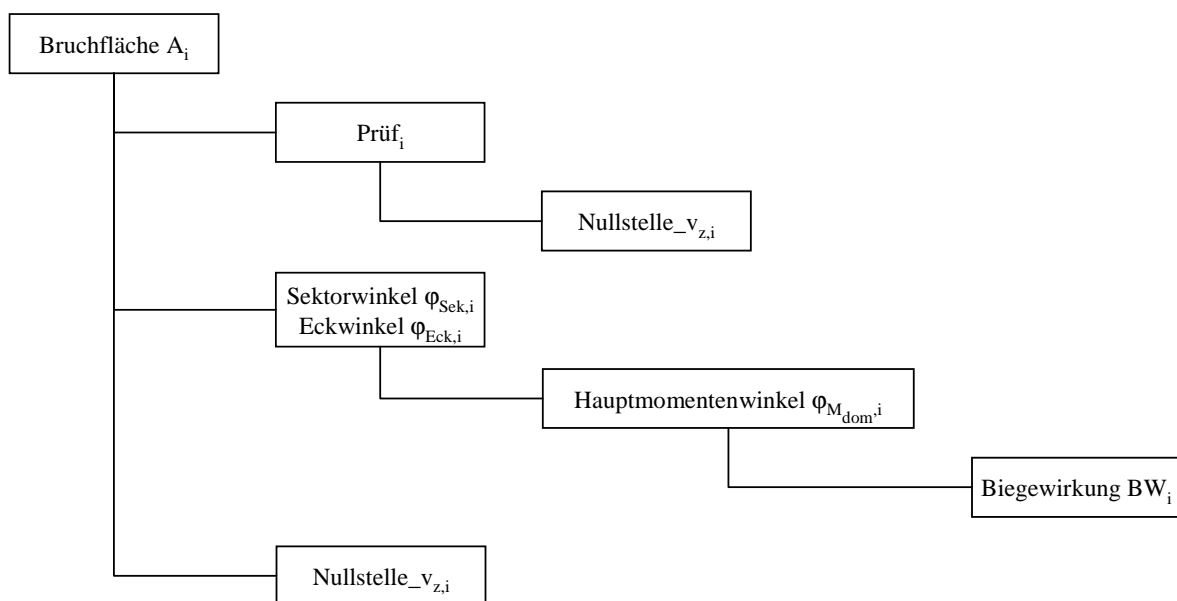


Bild 6-3: Bei der Ermittlung von A_i beteiligte Ablaufdiagramme.

Ein Auszug möglicher Bruchflächenausbildungen ist in Bild 6-4 dargestellt (dargestellt sind die auf die Grundrissebene projizierten Bruchflächen $A_{i,projiziert}$). Eine Gesamtdarstellung der im Modell berücksichtigten Bruchflächenausbildungen ist im Anhang A angegeben.

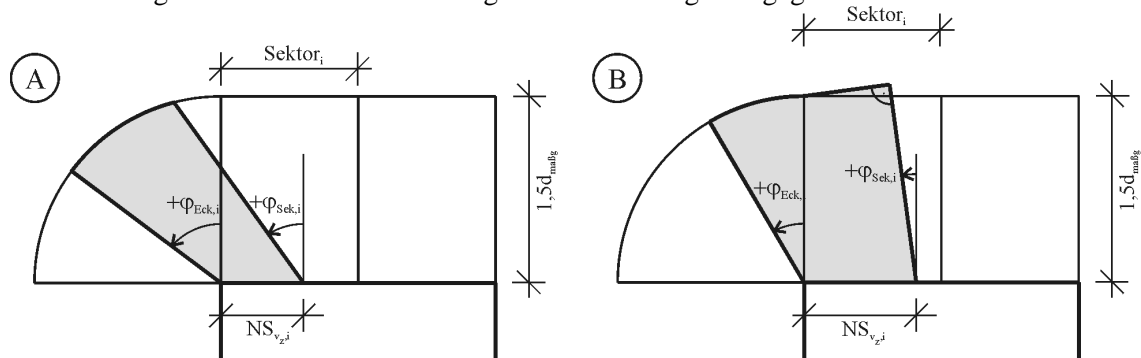


Bild 6-4: Beispiele von Bruchflächenausbildungen.

6.3.3.2 Ergänzungen für Rand- und Eckstützen-Verbindungen

Sonderfälle bei der Bestimmung des Eckwinkels $\varphi_{Eck,i}$

Bei Rand- und Eckstützen-Verbindungen fällt in den Randsektoren (bei Randstützen-Verbindungen die Sektoren 1 und 6; bei Eckstützen-Verbindungen die Sektoren 1 und 4) der für die Bestimmung des Eckwinkels $\varphi_{Eck,i}$ maßgebende Elementknoten mit dem freien Rand des Finite-Elemente-Netzes zusammen. Da die numerischen Ergebnisse einer FE-Berechnung für Elementknoten auf dem freien Rand im Allgemeinen nur starke Näherungen darstellen und zum Teil sogar unsinnig sind, werden im vorliegenden Fall für die Bestimmung des Eckwinkels $\varphi_{Eck,i}$ und damit für die Bestimmung der Sektorfläche A_i ergänzende Betrachtungen erforderlich.

In Bild 6-5 sind die rechnerischen Eckwinkels $\varphi_{Eck,i}$ der Innensektoren 2 und 5 bzw. 3 und 4 in Abhängigkeit der zugehörigen Sektorwinkel $\varphi_{Sektor,i}$ für die Versuche der Randstützen-Datenbank aus Kapitel 3 dargestellt.

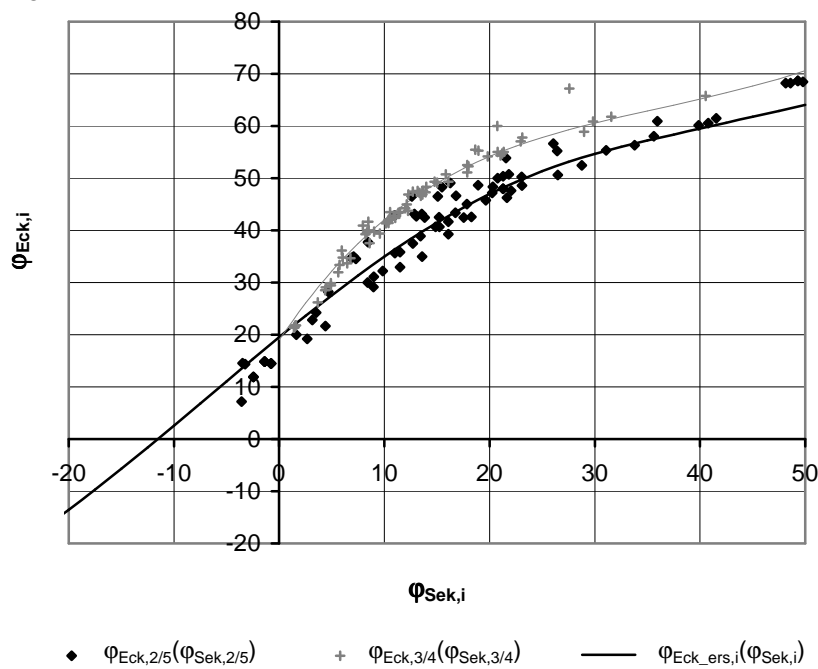


Bild 6-5: Verhältnis von Eckwinkel $\varphi_{Eck,i}$ und Sektorwinkel $\varphi_{Sektor,i}$ für die Innensektoren von Randstützen-Verbindungen.

Wie anhand der rechnerischen Ergebnisse festgestellt werden kann, besteht zwischen Sektorwinkel $\varphi_{\text{Sek},i}$ und Eckwinkel $\varphi_{\text{Eck},i}$ in beiden Untersuchungssektoren im gesamten Anwendungsbereich ein gegenseitiges Abhängigkeitsverhältnis mit geringem Streuungsanteil. Die Eckwinkel sind im gesamten Untersuchungsbereich größer als die zugehörigen Sektorwinkel. Zudem kennzeichnen sich die auf der Stützenvorderseite liegenden Sektoren 3 und 4 im Vergleich zu den auf der Stützenseitenflächen liegenden Sektoren 2 und 5 durch größere Differenzwinkel zwischen den Eck- und Sektorwinkeln.

Das gegenseitige Abhängigkeitsverhältnis von Sektor- und Eckwinkel wird in der weiteren Modellentwicklung als Grundlage für die Ermittlung des Eckwinkels $\varphi_{\text{Eck},i}$ der Randsektoren herangezogen. Demnach errechnet sich der Eckwinkel $\varphi_{\text{Eck},i}$ der Randsektoren aus dem zugehörigen Sektorwinkel $\varphi_{\text{Sek},i}$ und einem zusätzlichen Differenzwinkel $\Delta\varphi_i$. In Bild 6-5 ist die im Berechnungsmodell gewählte Beziehung $\varphi_{\text{Eck,ers},i}(\varphi_{\text{Sek},i})$ für die Absolutwerte der Winkel als Funktionslinie eingetragen. Grundlage der rechnerischen Beziehung bildet das gegenseitige Abhängigkeitsverhältnis der Sektoren 2 und 5. Dies lässt sich damit begründen, dass sich die Sektoren 2 und 5 vergleichbar zu den Randsektoren ebenfalls auf der Stützenseitenflächen befinden und somit ein ähnlicheres Tragverhalten besitzen als die Sektoren auf der Stützenvorderseite (Sektor 3 und 4).

In Bild 6-6 ist der Differenzwinkel $\Delta\varphi_i$ für die Ermittlung des rechnerischen Eckwinkels $\varphi_{\text{Eck,ers},i}$ von Randsektoren in Abhängigkeit der zugehörigen Sektorwinkels $\varphi_{\text{Sek},i}$ dargestellt. Es kann festgestellt werden, dass sich die Differenzwinkel in Abhängigkeit des Sektorwinkels stark unterscheiden. Der maximale Zuwachs wird im Bereich zwischen 10° und 30° erreicht. Die exakte Formulierung der Funktion $\Delta\varphi_i(\varphi_{\text{Sek},i})$ ist im Anhang A angegeben.

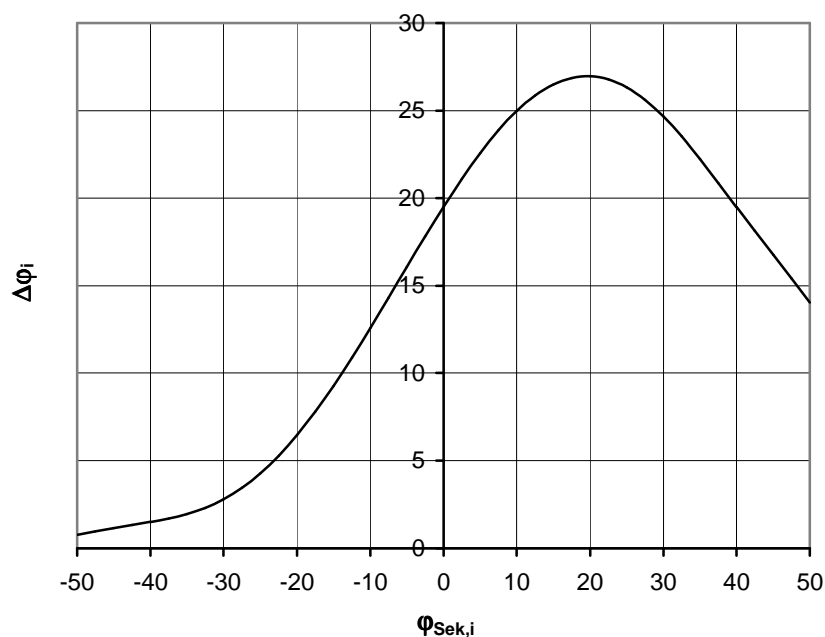


Bild 6-6: Differenzwinkel $\Delta\varphi_i$ in Abhängigkeit von Sektorwinkel $\varphi_{\text{Sek},i}$.

Bei den Innensektoren von Eckstützen-Verbindungen (Sektor 2 und Sektor 3) liegt der für die Ermittlung des Eckwinkels $\varphi_{\text{Eck},i}$ maßgebliche Elementknoten auf der Stützenseitenfläche. Eine hinsichtlich der Plattendiagonalen symmetrische Belastung vorausgesetzt, ergibt sich der Eckwinkel unabhängig von der Lastausmitte zu 45° (die für die Bestimmung des Eckwinkels maßgebenden Hauptmomente verlaufen senkrecht bzw. parallel zur Plattendiagonalen). Um diese Fehlinterpretation im Hinblick auf die Bruchflächenermittlung ausschließen zu können wird bei Eckstützen-Verbindungen auch bei den Innensektoren das gegenseitige Abhängigkeitsverhältnis

$\varphi_{\text{Eck,ers},i}(\varphi_{\text{Sek},i})$ von Sektor- und Eckwinkel bzw. die Funktion $\Delta\varphi_i(\varphi_{\text{Sek},i})$ für die Ermittlung des Eckwinkels herangezogen.

Randverbügelung

Zur Sicherung des Plattenrands sowie zur Verankerung der Längsbewehrung werden Platten im Bereich von freien Plattenrändern im allgemeinen mit einer Randverbügelung versehen. Die Anordnung der Randverbügelung wird in den in Kapitel 3 vorgestellten Normen gefordert und wurde auch bei allen in den Versuchsdatenbanken zu Rand- und Eckstützen-Verbindungen aufgeführten Versuchen berücksichtigt. Im Bereich von Decken-Stützen-Verbindungen hat die Randverbügelung darüber hinaus einen tragfähigkeitssteigernden Einfluss (siehe auch Vocke [78]). Dies lässt sich vorwiegend damit begründen, dass die Verbügelung maßgeblich zu einem duktileren Tragverhalten in den randnahen Plattenbereichen beiträgt, was wiederum die Voraussetzung dafür ist, dass auch die weiter innenliegenden Plattenbereiche für den Schubwiderstand aktiviert werden können. Die tragfähigkeitssteigernde Wirkung der Randverbügelung ist stark von der Ausmitte der Belastung abhängig.

Im vorliegenden Bemessungsmodell wird der tragfähigkeitssteigernde Einfluss der Randverbügelung für die randparallelen Nachweisektoren berücksichtigt. Die Berücksichtigung erfolgt zum einen durch Erhöhung der anrechenbaren Sektorbruchflächen und zum anderen durch die Ergänzung eines in Abhängigkeit der Sektorausrichtung $\varphi_{\text{Sek},i}$ gewählten Erhöhungsfaktors $\eta_{\text{RV},i}$ (Definition von η_{RV} wird in Abschnitt 6.3.4.5 beschrieben).

Im Hinblick auf die Ermittlung der erhöhten, anrechenbaren Sektorbruchfläche wird folgendes Vorgehen gewählt:

- Randsektoren werden wie Innensektoren behandelt, d.h. die anrechenbare Sektorbruchfläche wird ohne Berücksichtigung des freien Plattenrands bestimmt und setzt sich bei entsprechend ausmittiger Beanspruchung aus einem Bruchflächenteil im Bereich der tatsächlichen Platte und einem weiteren, anrechenbaren Bruchflächenteil außerhalb der Platte zusammen.
- Bei den Nachbarsektoren (Bei Randstützen-Verbindungen die Sektoren 2 und 5; bei Eckstützen-Verbindungen die Sektoren 2 und 3) werden erhöhte Sektorbruchflächen derart berücksichtigt, dass Überschneidungsbereiche mit den Bruchflächen der Randsektoren zugelassen werden. Der Einfluss der Randverbügelung auf die anrechenbare Sektorbruchfläche ist im Vergleich zu den Randsektoren jedoch gering.

Das Vorgehen bei der Ermittlung der erhöhten, anrechenbaren Sektorbruchflächen kennzeichnet sich vor allem dadurch, dass der Einfluss der Lastausmitte auf die tragfähigkeitssteigernde Wirkung der Randverbügelung berücksichtigt werden kann.

6.3.3.3 Beispiel von Bruchflächenausbildungen

In Bild 6-7 sind die vom Bemessungsmodell berücksichtigten Bruchflächen für die in Kapitel 4 und Kapitel 5 untersuchte Eckstützen-Verbindung für die bezogenen Ausmitten $e/c = 0$, $e/c = 1,0$ und $e/c = 3,33$ dargestellt.

Für Beanspruchungen mit kleinen Lastausmitten ($e/c = 0$) beschränken sich die nachzuweisenden Sektorbruchflächen auf die beiden Randsektoren. Die Innensektoren können aufgrund der geringen Schubbeanspruchung (vgl. den lokalen Querkraftverlauf v_z in Bild 5-11) von der Bemessung ausgeschlossen werden. Der im Grundriss stark ausmittige Verlauf der Druckkegelschalen der Sektoren 1 und 4 in Richtung der freien Plattenränder hat zur Folge, dass sich die Randverbügelung maßgeblich an der Lastabtragung der Querkraft beteiligt. Der tragfähigkeitssteigernde Einfluss der Randverbügelung lässt sich am Anteil der schraffierten Fläche an der Gesamt-Sektorbruchfläche feststellen.

Mit zunehmender Lastausmitte werden mehr und mehr die weiter innenliegenden Plattenbereiche

für die Lastabtragung aktiviert. Bei einer bezogenen Lastausmitte von $e/c = 1,0$ stehen die Druckkegelschalen der einzelnen Sektoren senkrecht auf den Stützseitenflächen. Damit beteiligen sich die Sektoren nahezu gleich stark an der Lastabtragung der vorwiegend konstant über die Stützenanschnittsfläche verteilten Querkraftbeanspruchung (vgl. den lokalen Querkraftverlauf v_z in Bild 5-12). Der Anteil der infolge der Randverbügelung zusätzlich mobilisierbaren Teilbruchfläche an der Sektorbruchfläche der Randsektoren ist deutlich geringer als bei der zuvor analysierten Beanspruchungssituation.

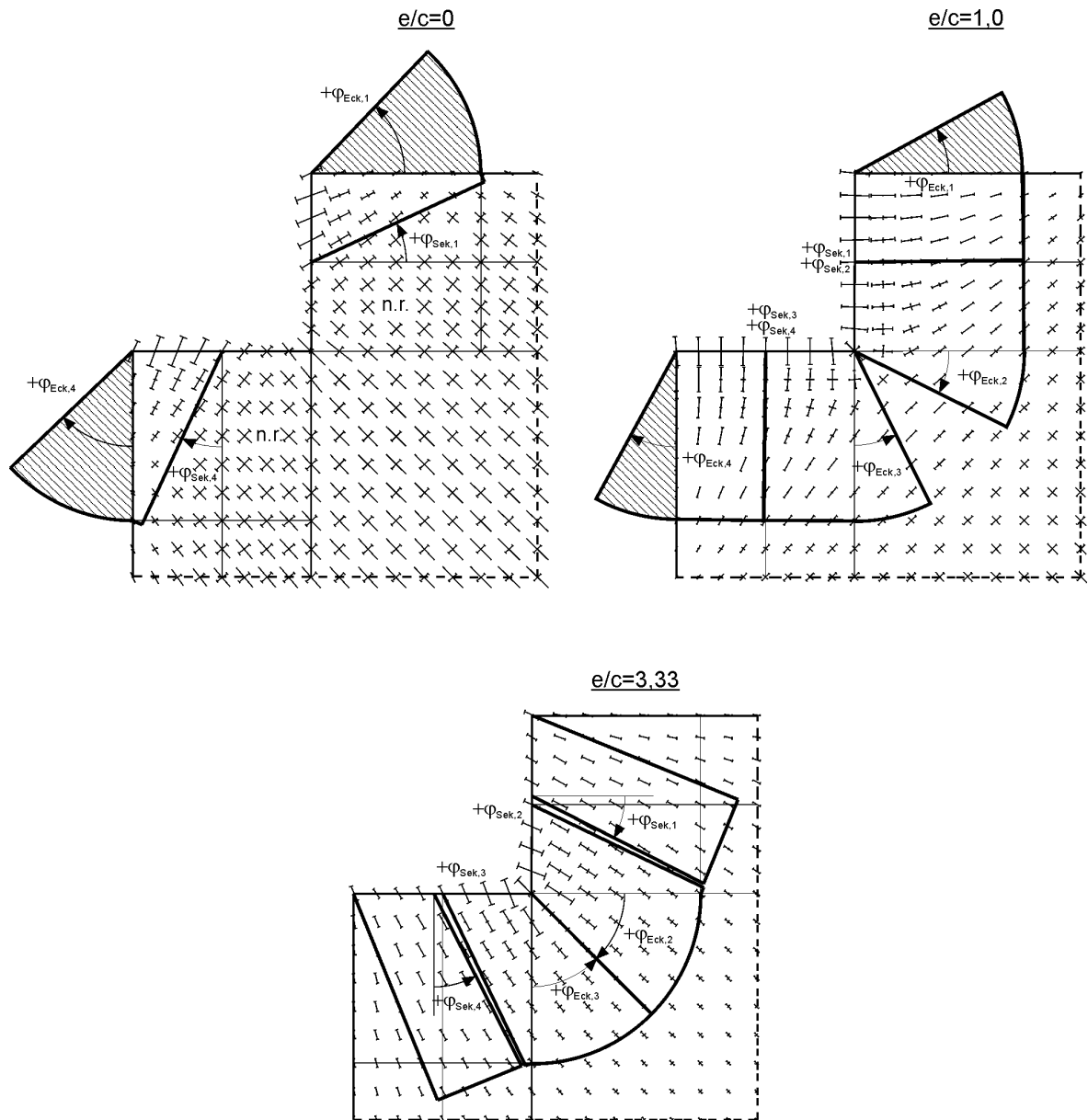


Bild 6-7: Bruchflächenannahmen für die in Kapitel 5 vorgestellte Eckstützen-Verbindung in Abhängigkeit verschiedener Belastungsausmitten.

Für große Lastausmitten ($e/c = 3,33$) dreht die Hauptbeanspruchungsrichtung zunehmend in Richtung der Plattendiagonalen. Die Lastabtragung erfolgt über ein Kräftepaar aus nach oben gerichteten Druckkegelschalen im Bereich der Innensektoren (positiver Querkraftanteil v_z ; vgl. Bild 5-13) und nach unten zeigenden Druckkegelschalen in den Randsektoren (negativer Querkraftanteil v_z). Aufgrund der erhöhten Querkraftbeanspruchungen in beiden Druckkegelschalenpaaren sind alle Sektoren nachweispflichtig. Im Bereich der Randsektoren ist

die Breite der anrechenbaren Sektorbruchfläche wegen des v_z -Nulldurchgangs reduziert. Die Randverbügelung hat keinen Einfluss auf die Schubtragfähigkeit der Verbindung.

Allgemein kann festgestellt werden, dass die vom Berechnungsmodell berücksichtigten, anrechenbaren Sektorbruchflächen in sehr guter Übereinstimmung mit den in Versuchen festgestellten Versagensflächen stehen.

In Bild 6-8 sind die Bruchflächen-Modellannahmen und die zugehörigen lokalen Schnittgrößenverläufe v_z und m_B einer im Stützenschwerpunkt belasteten Randstützen-Verbindung dargestellt ($e/c = 0$). Gegenstand der rechnerischen Untersuchungen ist der in Anhang D dargestellte Plattenausschnitt.

Der Verlauf der lokalen Querkräfte v_z und der Biegemomente m_B auf der einen Seite und die Verteilung der Hauptmomente in der Platte auf der anderen Seite machen deutlich, dass die Lastabtragung nahezu ausschließlich parallel zum freien Plattenrand erfolgt. Die Sektoren 1 und 6 bzw. 2 und 5 kennzeichnen sich folgerichtig durch annähernd gleich große Widerstandsflächen für die Aufnahme der konstant verteilten Querkraftbeanspruchung. Eine Nachweisführung auf der Stützenfrontseite kann aufgrund der geringen Querkräfte in diesem Bereich vernachlässigt werden. Sowohl die beiden Randsektoren als auch die benachbarten, randparallelen Sektoren 2 und 5 profitieren von der traglaststeigernden Wirkung der Randverbügelung, wobei der Einfluss auf die Tragfähigkeit der beiden Innensektoren deutlich geringer ist.

Die im Bemessungsmodell berücksichtigten Bruchflächenannahmen stimmen äußerst genau mit den in Versuchen beobachteten und in Kapitel 2, Bild 2-2, dargestellten Versagensflächen überein.

In den Bildern D-7 und D-8 (Anhang D.2) sind darüber hinaus die Bruchflächen-Modellannahmen und die zugehörigen lokalen Schnittgrößenverläufe v_z und m_B für die bezogenen Ausmitten $e/c = 1,0$ und $e/c = 3,0$ dargestellt.

Es kann festgestellt werden, dass die ursprünglich randparallele Lastabtragung mit zunehmender Lastausmitte mehr und mehr über die weiter innen liegenden Plattenbereiche erfolgt. Als Folge hiervon reduzieren sich sowohl die Querkraftbeanspruchung in den Randsektoren als auch die tragfähigkeitssteigernde Wirkung der Randverbügelung.

Bei einer bezogenen Lastausmitte von $e/c = 1,0$ sind die Randsektoren aufgrund der geringen Beanspruchung nicht mehr nachweispflichtig.

Bei großen Lastausmitten ($e/c = 3,0$) kennzeichnet sich die Lastabtragung durch ein Kräftepaar aus nach oben gerichteten Druckkegelschalen im zentralen Bereich der Stützenvorderseite (positiver Querkraftanteil v_z) und nach unten zeigenden, zu den freien Plattenrändern hin ausgerichteten, Druckkegelschalen in den Randsektoren (negativer Querkraftanteil v_z). Die Schubtragfähigkeit der Randsektoren wird, aufgrund der stark ausmittigen Ausrichtung der Druckkegelschalen im Grundriss, maßgeblich durch die tragfähigkeitssteigernde Wirkung der Randverbügelung beeinflusst. Alle Sektoren sind aufgrund der erhöhten Schubbeanspruchungen nachweispflichtig.

Die im Modell berücksichtigte Bruchflächenanalyse zeigt sowohl für die Beanspruchungssituation mit mittlerer Lastausmitte als auch für die Beanspruchungssituation mit großer Lastausmitte eine sehr gute Übereinstimmung mit den in Versuchen beobachteten Versagensbildern.

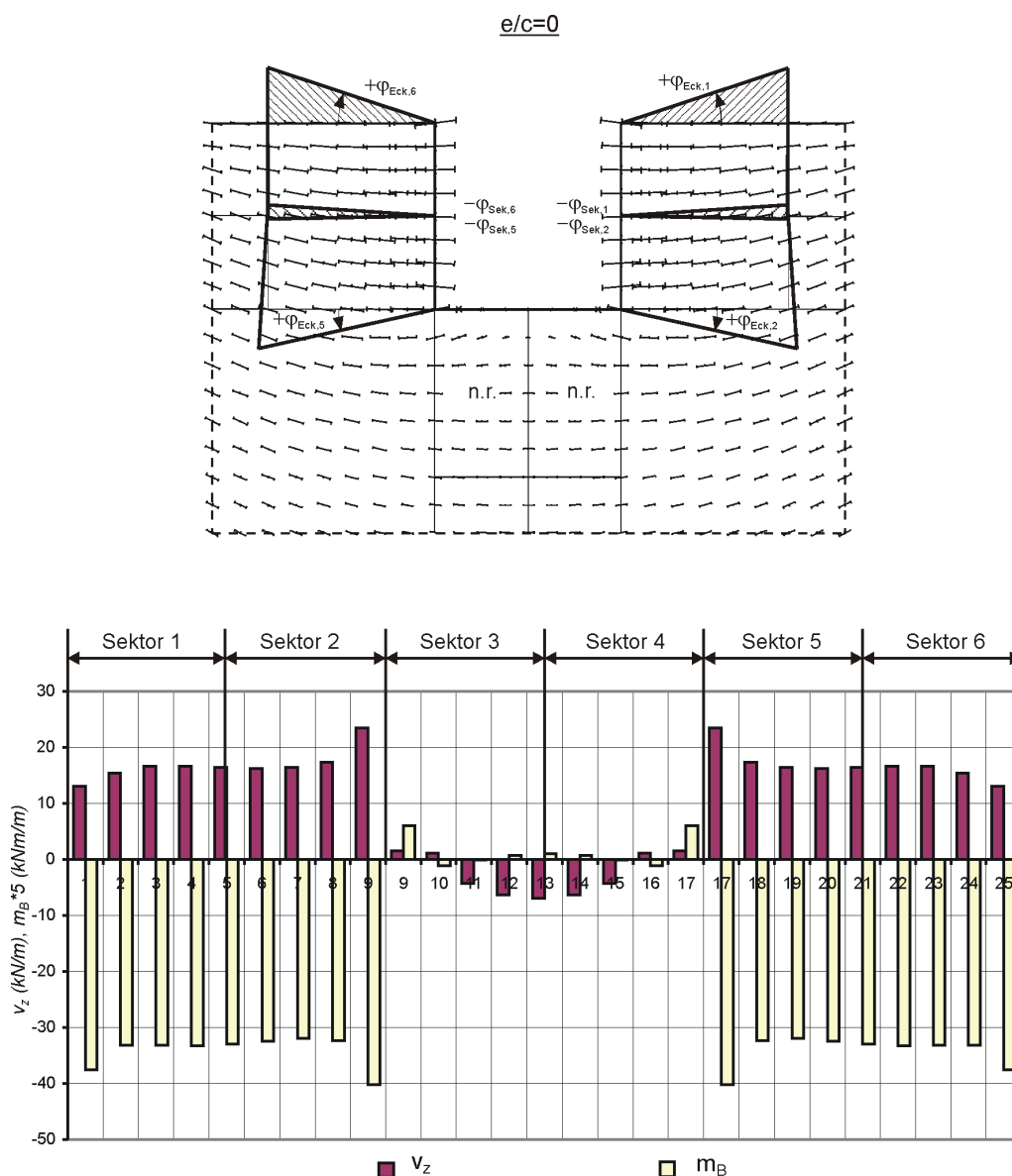


Bild 6-8: Bruchflächenannahmen für eine Randstützen-Verbindung mit $e/c = 0$ und zugehöriger lokaler Schnittgrößenverlauf.

Vergleichbare Betrachtungen wurden auch für Innenstützen-Verbindungen durchgeführt. Gegenstand der rechnerischen Untersuchungen ist der in Anhang D dargestellte Plattenausschnitt. In den Bildern D-2 bis D-4 sind die Bruchflächen-Modellannahmen und die zugehörigen lokalen Schnittgrößenverläufe v_z und m_B für den zentrischen Belastungsfall ($e/c = 0$) und für die bezogenen Ausmitten $e/c = 1,0$ und $e/c = 2,0$ dargestellt.

Es kann festgestellt werden, dass sich die für die Lastabtragung zur Verfügung stehende, anrechenbare Bruchfläche mit zunehmender Lastausmitte reduziert. Gleichzeitig konzentrieren sich die Querkräfte mehr und mehr im Bereich der Stützenfrontfläche bzw. im Bereich der Sektoren 2, 3, 4 und 5. Für große Lastausmitten erfolgt die Lastabtragung vergleichbar zu Rand- und Eckstützen-Verbindungen über ein Kräftepaar aus nach oben gerichteten Druckkegelschalen im Bereich der Stützenfrontfläche (Sektor 3 und 4) und nach unten gerichteten Druckkegelschalen auf der Stützenrückseite (Sektor 7 und 8).

Auch bei Innenstützen-Verbindungen liegen die Bruchflächenannahmen im gesamten Anwendungsbereich in guter Übereinstimmung mit den Versuchsbeobachtungen.

6.3.4 Querkrafttragfähigkeit $V_{R,i}$ des Einzelsektors

6.3.4.1 Allgemein

Die Querkraft- bzw. Durchstanstragfähigkeit $V_{R,i}$ des Einzelsektors setzt sich aus dem Anteil der ebenen Querkrafttragfähigkeit (vgl. Querkrafttragfähigkeit des Balkens) und einem weiteren sog. durchstanzspezifischen Anteil zusammen. Der durchstanzspezifische Anteil berücksichtigt die zusätzlichen Einflüsse, welche sich aus der konzentrierten, zweiachsigen Lasteinleitung sowie den besonderen, geometrischen Gegebenheiten bei Decken-Stützen-Verbindungen ergeben.

Die mathematische Formulierung der Querkrafttragfähigkeit $V_{R,i}$ erfolgt vergleichbar zu MC 90 bzw. DIN 1045-1 und EC 2 auf Grundlage eines Multiplikationsansatzes, bei dem sich die einzelnen Faktoren aus den Teilfunktionen $F_{\text{Parameter}}$ der jeweiligen Einflussparameter zusammensetzen. Die durchstanzspezifischen Einflüsse werden durch sog. Erhöhungsfaktoren erfasst.

Für die Beschreibung der ebenen Querkrafttragfähigkeit werden die folgenden Parameter bzw. Teilfunktionen berücksichtigt:

- Maßstabeffekt, ausgedrückt über die Plattenhöhe h bzw. die statische Nutzhöhe d ,
 $F(h,d)$
- Betondruckfestigkeit f_c bzw. Betonzugfestigkeit f_{ct}
 $F(f_c, f_{ct})$
- Längsbewehrungsgrad ρ_l
 $F(\rho_l)$

Als durchstanzspezifische Anteile werden im Rahmen des vorliegenden Bemessungsverfahrens

- der Einfluss des räumlichen Spannungszustands,
 $\eta_{\text{räumlich}}$
- der Einfluss lokaler Umlagerungskapazitäten
 $\eta_{\text{Umlagerung}}$
- sowie der Einfluss der Randverbügelung
 η_{RV}

berücksichtigt.

Damit lautet der rechnerische Ansatz für die Ermittlung der Querkraft- bzw. Durchstanstragfähigkeit $V_{R,i}$ des Einzelsektors in der allgemeinen Form:

$$V_{R,i} = C_R \cdot F(h, d) \cdot F(f_c, f_{ct}) \cdot F(\rho_{l,i}) \cdot \eta_{\text{räumlich},i} \cdot \eta_{\text{Umlagerung},i} \cdot \eta_{RV,i} \cdot A_i \quad (6.5)$$

Gl. 6.5 enthält über die bereits beschriebenen Teilfunktionen und Erhöhungsfaktoren hinaus noch den Vorfaktor C_R . Der Vorfaktor C_R stellt bei Multiplikationsansätzen im allgemeinen den Kalibrierungsfaktor dar, über dessen Größe die Bemessungsgleichung an das erforderliche Sicherheitsniveau angepasst werden kann.

Wie Gleichung 6.5 zudem aufzeigt, wird der Einfluss des Maßstabeffekts und der Betondruck- bzw. Betonzugfestigkeit sektorübergreifend, der Einfluss des Längsbewehrungsgrads, des räumlichen Spannungszustands sowie der lokalen Umlagerungskapazitäten und der Randverbügelung dagegen sektorspezifisch berücksichtigt.

Die in Gleichung 6.5 verwendeten Teilfunktionen und Erhöhungsfaktoren werden in den folgenden Abschnitten näher untersucht und festgelegt.

6.3.4.2 Maßstabeffekt, Betondruck- bzw. Betonzugfestigkeit und Längsbewehrungsgrad

Der Einfluss der statischen Nutzhöhe bzw. des Maßstabeffekts, der Betondruck- bzw. Betonzugfestigkeit und des Längsbewehrungsgrads auf die Querkraft- und Durchstantragfähigkeit wird von MC 90 bzw. der DIN 1045-1 und des EC 2 in derselben Art und Weise berücksichtigt. Die Abbildung der Parameter sind das Resultat umfangreicher Untersuchungen im Zusammenhang mit der Querkrafttragfähigkeit von Balken (z.B. [38]) oder der Durchstantragfähigkeit von zentrisch beanspruchten Innenstützen-Verbindungen ([73], [26]). Darüber hinaus kann als Ergebnis der in Kapitel 3 durchgeführten Versuchsauswertungen festgestellt werden, dass die Parameterabbildungen auch für ausmittig beanspruchte Innen-, Rand- und Eckstützen-Verbindungen ihre Verwendbarkeit beibehalten.

Vor diesem Hintergrund bilden die Regelungen des MC 90 bzw. der DIN 1045-1 und des EC 2 fortan auch die Grundlage für das vorliegende Bemessungsmodell. Damit können die Teilfunktionen in Gleichung 6.5 wie folgt aufgelöst werden:

$$F(h, d) = \kappa = 1 + \sqrt{\frac{200}{d}} \leq 2,0, \quad \text{mit} \quad d = \frac{d_x + d_y}{2}$$

$$F(f_c, f_{ct}) = f_c^{1/3}$$

$$F(\rho_{l,i}) = \rho_{l,i}^{1/3}$$

Sowohl bei der DIN 1045-1 als auch bei EC 2 wird der Längsbewehrungsgrad ρ_l rechnerisch über die Wurzelbeziehung

$$\rho_l = \sqrt{\rho_{l,x} \cdot \rho_{l,y}} \quad (6.6)$$

aus den jeweiligen Längsbewehrungsgraden $\rho_{l,x}$ und $\rho_{l,y}$ in Achsrichtung ermittelt.

Dieses Vorgehen stellt vor dem Hintergrund, dass bei der Festlegung des Längsbewehrungsgrads die für die Schubbemessung maßgebende Richtung der Hauptquerkraft bzw. die Richtung der Hauptbeanspruchung unberücksichtigt bleibt, eine starke Vereinfachung dar. Insbesondere bei ausmittig beanspruchten Decken-Stützen-Verbindungen, wo sich die Hauptbeanspruchungsrichtung mit wechselnder Lastausmitte stark verändert, können größere Fehlinterpretationen nicht ausgeschlossen werden.

Im Rahmen der vorliegenden Arbeit wird deshalb die in Hauptquerkraftrichtung bzw. in Richtung der Druckkegelschale ($\varphi_{\text{Sek},i}$) vorhandene Längsbewehrung bei der Schubbemessung berücksichtigt. Der maßgebende Längsbewehrungsgrad errechnet sich dabei aus dem Sinus- bzw. Cosinus-Quadrat der Winkelabweichung zur Ausrichtung der Druckkegelschale:

$$\rho_{l,i} = \rho_{l,i_l\ddot{a}ngs} \cdot \cos^2 \varphi_{\text{Sek},i} + \rho_{l,i_quer} \sin^2 \varphi_{\text{Sek},i} \quad (6.7)$$

In Gleichung 6.7 werden mit $\rho_{l,i_l\ddot{a}ngs}$ bzw. ρ_{l,i_quer} diejenigen Bewehrungsgrade bezeichnet, die entweder parallel oder senkrecht zur Mittellinie des Nachweissektors verlaufen. In Bild 6-9 ist der Zusammenhang graphisch dargestellt.

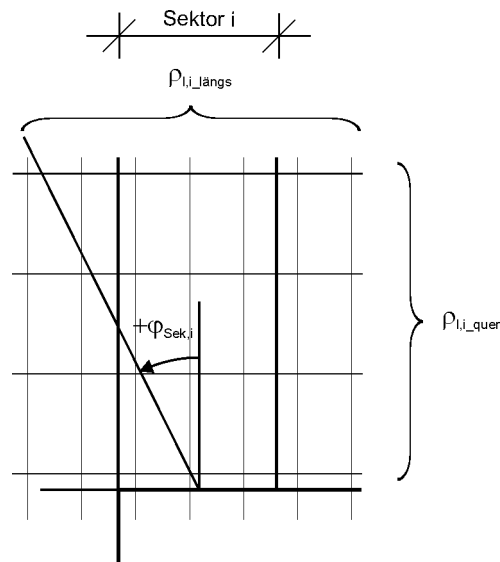


Bild 6-9: Längs- und Querbewehrung der Nachweis-sektoren.

Die Längsbewehrungsgrade $\rho_{l,i,l\ddot{a}ngs}$ bzw. $\rho_{l,i,quer}$ werden innerhalb eines Rundschnitts im Abstand $1,5d$ vom Stützenrand ermittelt.

6.3.4.3 Erhöhungsfaktor $\eta_{r\ddot{a}umlich,i}$

Das lokale Tragverhalten im Lasteinleitungsbereich von Decken-Stützen-Verbindungen wird maßgeblich durch den mehraxialen Beanspruchungszustand infolge der konzentrierten, zweiachsigen Biege- und Schubbeanspruchung beeinflusst. Verantwortlich für die tragfähigkeitserhöhende bzw. tragfähigkeitsmindernde Wirkung des räumlichen Spannungszustands ist das gegenseitige Verhältnis der drei Hauptspannungen σ_I , σ_{II} und σ_{III} .

Im Rahmen der vorliegenden Arbeit wird der Einfluss des räumlichen Spannungszustands auf die Schubtragfähigkeit der einzelnen Druckkegelschalen bzw. Nachweis-sektoren berücksichtigt. Als maßgeblich für die Beurteilung der tragfähigkeitserhöhenden bzw. tragfähigkeitsmindernden Wirkung wird vereinfacht das gegenseitige Verhältnis der beiden Hauptmomente M_I und M_{II} im zentralen Bereich der Druckkegelschale betrachtet. Demnach kann sich ein günstig wirkender, räumlicher Spannungszustand ausbilden, wenn die Vorzeichen bzw. die qualitative Biegetragwirkung der beiden Hauptmomente übereinstimmen. In diesem Fall erhöhen sich die Schubtragfähigkeiten in Haupttragrichtung aufgrund der Querdruckspannungen im Lasteinleitungsbereich. Unterscheiden sich die qualitativen Biegetragwirkungen der beiden Hauptmomente dagegen (unterschiedliches Vorzeichen), so sind die Schubtragfähigkeiten in Hauptbeanspruchungsrichtung aufgrund der Querdzugbeanspruchungen zu reduzieren.

Die Ermittlung des für die Berechnung maßgebenden Hauptmomentenverhältnisses $HMV_{maßg,i}$ erfolgt im Abstand $c/4$ vom Stützenrand und wird unter Berücksichtigung des entsprechenden Nachbarwerts und des Sektor-Eckwinkels $\varphi_{Eck,i}$ gegebenenfalls an die Hauptbeanspruchungsrichtung angepasst.

In Bild 6-10 sind die Hauptmomentenverhältnisse $HMV_{maßg,i}$ von ausgewählten Sektoren in Abhängigkeit der bezogenen Ausmitte e/c für die mit Hilfe von einzelnen FE-Berechnungen nachmodellierten Versuche der in Kapitel 3 vorgestellten Datenbanken abgebildet. Die Untersuchungen sind auf Versuche mit symmetrischer Beanspruchung und quadratischem bzw. kreisförmigem Stützenquerschnitt beschränkt.

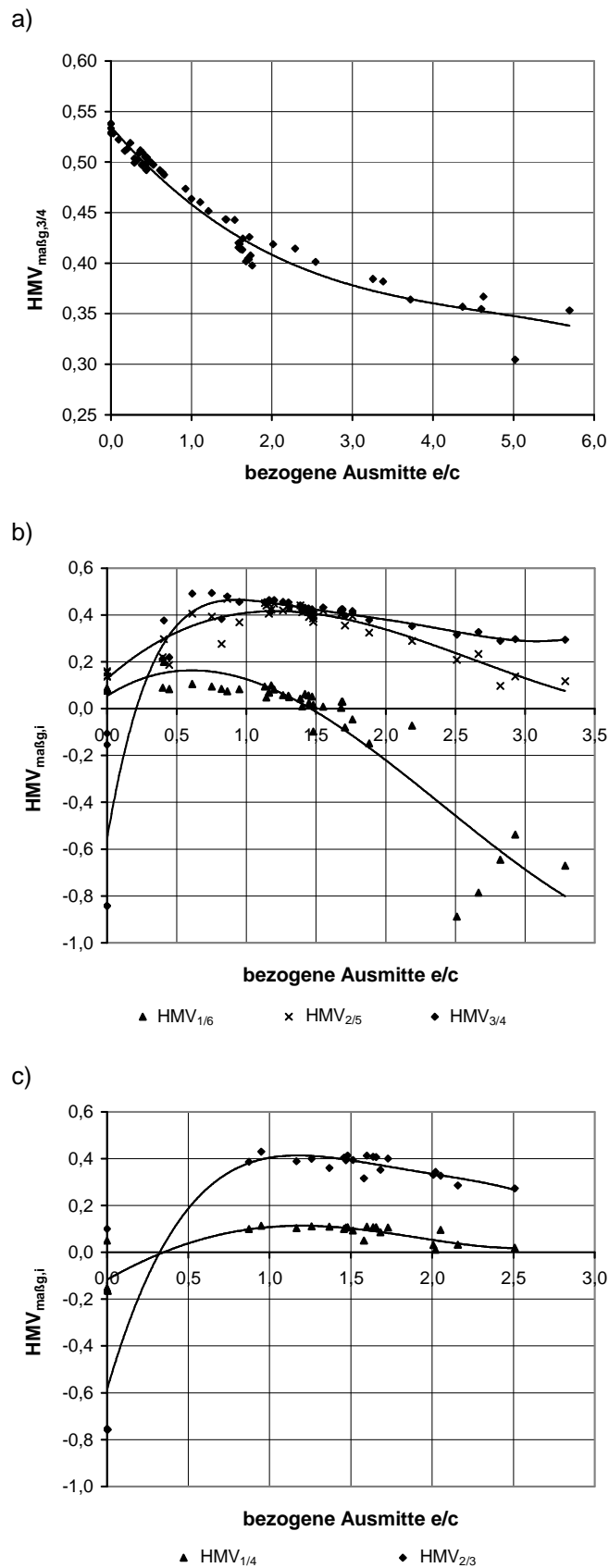


Bild 6-10: Hauptmomentenverhältnis $HMV_{maßg,i}$ in Abhängigkeit der bezogenen Lastausmitte e/c für ausgewählte Sektoren von a) Innenstützen-Verbindungen; b) Randstützen-Verbindungen und c) Eckstützen-Verbindungen.

Es kann allgemein für alle Verbindungsarten (Innen-, Rand- und Eckstützen-Verbindungen) und Nachweisektoren festgestellt werden, dass das Hauptmomentenverhältnis in Abhängigkeit von der bezogenen Ausmitte e/c steht. Die Abbildungsverläufe der einzelnen Nachweisektoren sind dabei stetig und kennzeichnen sich durch geringe Streuungsanteile. Die Größe bzw. das Wertenniveau der Hauptmomentenverhältnisse unterscheidet sich sowohl von Nachweisektor zu Nachweisektor als auch von Stützenart zu Stützenart. Im Einzelnen lässt sich das Hauptmomentenverhältnis $HMV_{\text{maßg},i}$ als Parameter für die Ermittlung des tragfähigkeitsrelevanten Einflusses infolge des räumlichen Spannungszustands wie folgt beurteilen:

Innenstützen-Verbindungen

Zentrisch beanspruchte Innenstützen-Verbindungen ($e/c = 0$) kennzeichnen sich im Vergleich zu den anderen Stützenarten und Lastausmitteln durch das größte Hauptmomentenverhältnis ($HMV_{\text{maßg},i} = 0,55$) und damit den größten tragfähigkeitserhöhenden Einfluss infolge des räumlichen Spannungszustands. Dies lässt sich mit der allseitig gleichmäßigen und konzentrischen Lastanstrahlung und den hiermit verbundenen Tangentialmomenten im Lasteinleitungsbereich begründen. Mit zunehmender Lastausmitte dreht die Hauptbeanspruchungsrichtung in Richtung der Stützenvorderseite. Die Lasteinleitung erfolgt zunehmend einseitiger, wodurch sich der räumliche Spannungszustand nicht mehr in der vergleichbaren Form ausbilden kann. Die Abnahme des günstig wirkenden räumlichen Spannungszustands mit zunehmender Lastausmitte lässt sich mit Hilfe des Hauptmomentenverhältnisses gut nachvollziehen.

Randstützen-Verbindungen

Für geringe Lastausmitteln ($e/c \approx 0$) kennzeichnet sich die Lastabtragung durch eine Hauptbeanspruchungsrichtung parallel zum freien Plattenrand. Der Anteil der Querbiegung ist im Bereich der lastführenden Sektoren 1 und 6 bzw. 2 und 5 gering ($HMV_{\text{maßg},1} = 0,10$ bzw. $HMV_{\text{maßg},2/5} = 0,15$), so dass sich nur ein geringer, günstig wirkender räumlicher Spannungszustand ausbilden kann. Im Bereich der Stützenvorderseite wird die Lasteinleitung von Querkzugspannungen überlagert ($HMV_{\text{maßg},3/4} < 0$), was jedoch vor dem Hintergrund, dass sich die betreffenden Sektoren (Sektor 3 und 4) nur geringfügig an der Lastabtragung beteiligen nur bedingt tragfähigkeitsrelevant auswirkt. Mit zunehmender Lastausmitte werden mehr und mehr die weiter innenliegenden Plattenbereiche für die Lastabtragung aktiviert. Der Anteil der Querbiegung nimmt im Bereich der Innensektoren (Sektor 2 und 5 bzw. Sektor 3 und 4) zu. Das maximale Hauptmomentenverhältnis ($HMV_{\text{maßg},2/5} \approx 0,4$ bzw. $HMV_{\text{maßg},3/4} \approx 0,45$) und damit die am meisten ausgeprägte Ausbildung des räumlichen Spannungszustands stellt sich für bezogene Lastausmitteln von $e/c = 0,75 \div 1,5$ ein. Mit weiter zunehmender Lastausmitte dreht die Hauptbeanspruchungsrichtung mehr und mehr in Richtung der Stützenvorderseite. Als Folge der einseitigeren Lasteinleitung nimmt der günstige Einfluss des räumlichen Spannungszustands auf den Innensektoren (Sektor 2 bis 5) ab. Die Lastabtragung im Bereich der Randsektoren kennzeichnet sich aufgrund der vorwiegenden Torsionsbeanspruchung durch einen maßgeblichen Anteil der Querkzugspannungen ($HMV_{\text{maßg},1/6} < 0$), was sich wiederum ungünstig auf die Schubtragfähigkeit auswirkt.

Eckstützen-Verbindungen

Die Lastabtragung im Bereich von Eckstützen-Verbindungen kann weitestgehend mit der Lastabtragung im Bereich von Randstützen-Verbindungen verglichen werden. Demnach erfolgt die Lasteinleitung für kleine Ausmitteln ($e/c \approx 0$) vorwiegend über die beiden Randsektoren (Sektor 1 und 4) mit geringen Querbiegeanteilen ($HMV_{\text{maßg},1/4} \approx 0$). Mit zunehmender Ausmitte dreht die Beanspruchung in Richtung Platteninnerem, wodurch sich sowohl im Bereich der Randsektoren als auch insbesondere im Bereich der Innensektoren günstigere räumliche Beanspruchungsverhältnisse ausbilden können. Vergleichbar zu Randstützen-Verbindungen stellt sich das maximale

Hauptmomentenverhältnis ($HMV_{\text{maßg},1/4} \approx 0,15$ bzw. $HMV_{\text{maßg},2/3} \approx 0,4$) beider Sektoren für bezogene Lastausmitten von $e/c = 0,75 \div 1,5$ ein. Bei weiterer Steigerung der Lastausmitte verringert sich der günstig wirkende Anteil der Querbiegung in folge der einseitigeren Beanspruchung wieder. Im Bereich der Randsektoren können zudem tragfähigkeitsmindernde Querkzugspannungen als Folge der vorwiegenden Torsionsbeanspruchungen nicht ausgeschlossen werden.

Die Einzelanalysen für Innen-, Rand- und Eckstützen-Verbindungen haben aufgezeigt, dass sich das Hauptmomentenverhältnis der jeweiligen Nachweisektoren als qualitativer Parameter für die Beurteilung des räumlichen Spannungszustands sehr gut eignet. Die Abbildungsverläufe stehen im gesamten Untersuchungsbereich in guter Übereinstimmung mit dem in Abhängigkeit der Ausmitte wechselnden Einfluss des räumlichen Spannungszustands.

Die im vorliegenden Bemessungsmodell gewählte, gegenseitige Beziehung zwischen dem aus der ebenen FE-Berechnung entnommenen Wert für das Hauptmomentenverhältnis $HMV_{\text{maßg},i}$ und dem zugeordneten Wert $\eta_{\text{räumlich},i}$ für den zugehörigen, tragfähigkeitsrelevanten Einfluss des räumlichen Spannungszustands ist in Bild 6-11 dargestellt. Die exakte mathematische Formulierung kann in Anhang A eingesehen werden.

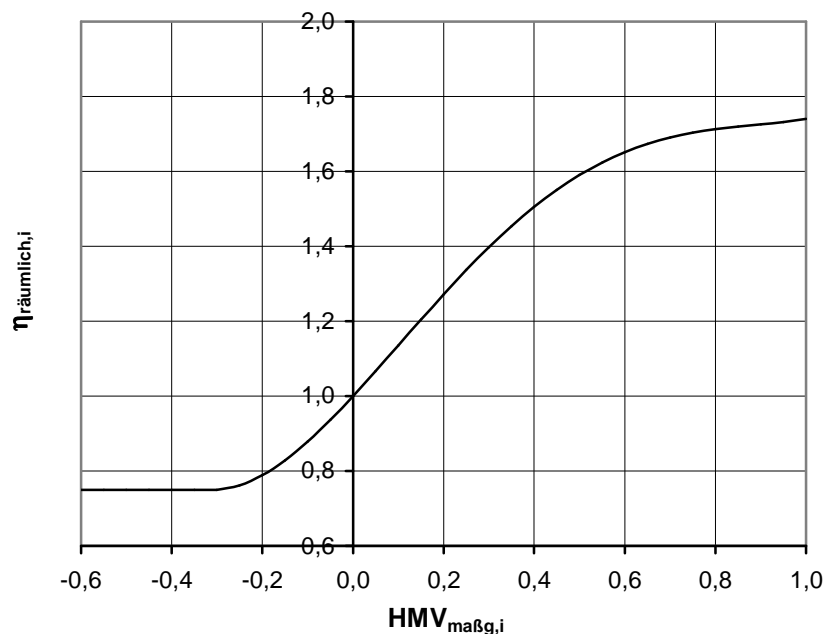


Bild 6-11: Erhöhungsfaktor $\eta_{\text{räumlich},i}$ in Abhängigkeit des Hauptmomentenverhältnisses $HMV_{\text{maßg},i}$

Bei der Entwicklung des Erhöhungsfaktors $\eta_{\text{räumlich},i}$ wurden die folgenden Zwangspunkte berücksichtigt:

Im Bereich kleiner Hauptmomentenverhältnisse ($HMV_{\text{maßg},i} \approx 0$) kennzeichnet sich die Lastabtragung durch einen geringen Querbiegeanteil und folglich auch geringe Ausbildung des räumlichen Spannungszustands. Die Schubtragfähigkeit entspricht in diesem Fall der Schubtragfähigkeit bei einachsiger Lastabtragung, was durch einen Erhöhungsfaktor $\eta_{\text{räumlich},i} = 1,0$ berücksichtigt wird.

Grundlage für die Festlegung des Erhöhungsfaktors $\eta_{\text{räumlich},i}$ bei erhöhtem Querbiegeanteil ($HMV_{\text{maßg},i} > 0$) bilden die rechnerischen Untersuchungsergebnisse von Hegger/Tuchlinksi [39]. Hegger/Tuchlinksi [39] führen mit Hilfe eines physikalisch nichtlinearen, räumlichen Finite

Elemente Modells detaillierte Berechnungen im Lasteinleitungsbereich einer ausmittig beanspruchten Decken-Randstützen-Verbindung durch. Als ein Ergebnis der Untersuchungen kann festgestellt werden, dass die im Bruchzustand an den Stützensseitenflächen gemessenen Platten-Normalspannungen (im Bereich der Biegedruckzone auf der Stützenanschnittsfläche) die Werte der einaxialen Betondruckfestigkeit zum Teil deutlich überschreiten können. Ursache hierfür ist der günstige Einfluss des räumlichen Spannungszustands, welcher wiederum maßgeblich durch die Lastausmitte beeinflusst wird. Den Berechnungen zufolge beträgt der gegenüber der einachsigen Betondruckfestigkeit maximal feststellbare Tragfähigkeitszuwachs auf der Stützenvorderseite ca. 60%. Die zugehörige Lastausmitte liegt im Bereich von $e/c = 1,5$. Für größere Ausmitten konnten die Autoren keine weiteren Tragfähigkeitssteigerungen sondern eher wieder eine geringfügige Abnahme feststellen.

Unter der Annahme, dass sich die lokalen Schubtragfähigkeiten äquivalent zu den von Hegger/Tuchlinski [39] untersuchten Tragfähigkeiten der Normalspannungen verhalten, lassen sich die Ergebnisse wie folgt auf das vorliegende Bemessungsmodell übertragen:

Dem für die Sektoren 3 und 4 von Randstützen-Verbindungen (Sektoren auf der Stützenvorderseite) bei einer bezogenen Lastausmitte von $e/c = 1,5$ festgestellten Hauptmomentenverhältnis $HMV_{\text{maßg},i} \approx 0,45$ (siehe Bild 6-10 b) wird ein Erhöhungsfaktor $\eta_{\text{räumlich},i}$ infolge räumlichem Spannungszustand von $\eta_{\text{räumlich},i} \approx 1,60$ zugeordnet.

Kennzeichnet sich die lokale Lastabtragung dagegen durch die gleichzeitige Übertragung von Querkzugspannungen ($HMV_{\text{maßg},i} < 0$), so müssen die Schubtragfähigkeiten der Nachweissektoren abgemindert werden. Im vorliegenden Bemessungsmodell wird dies durch Werte für $\eta_{\text{räumlich},i}$ kleiner 1,0 berücksichtigt. Die Mindestschubtragfähigkeit wird auf 75% der einaxialen Schubtragfähigkeit festgesetzt ($\eta_{\text{räumlich},i} = 0,75$). Dieser Ansatz geht auf die Ausführungen von DIN 1045-1 im Zusammenhang mit der Reduzierung der Druckstrebenragfähigkeit bei gleichzeitig wirkendem Querkzug in Abschnitt 10.6.2 zurück.

In Bild 6-12 sind die an der Ermittlung des Erhöhungsfaktors $\eta_{\text{räumlich},i}$ beteiligten Ablaufdiagramme dargestellt.

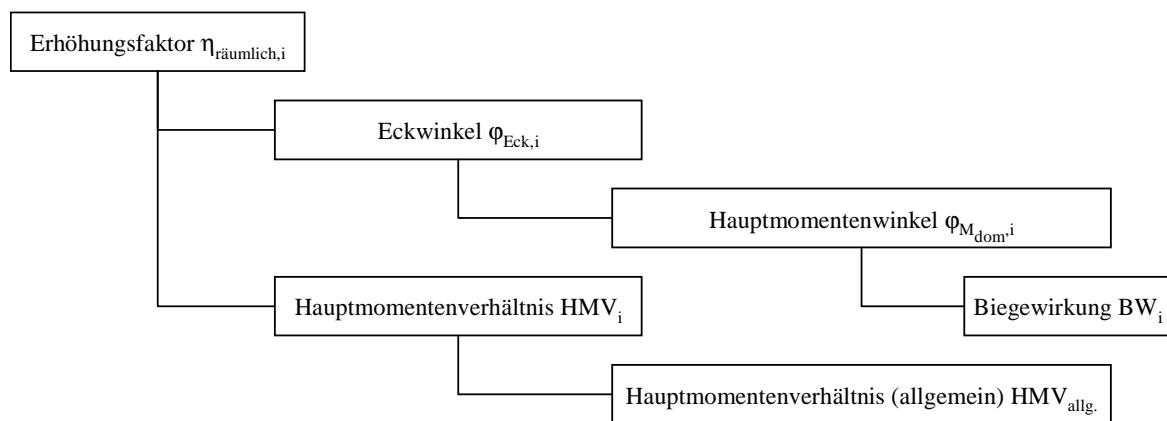


Bild 6-12: Für die Ermittlung des Erhöhungsfaktors $\eta_{\text{räumlich},i}$ erforderlichen Ablaufdiagramme.

6.3.4.4 Erhöhungsfaktor $\eta_{\text{Umlagerung},i}$

Die Durchstantragfähigkeit von Decken-Stützen-Verbindungen wird zusätzlich zu den bereits beschriebenen Einflussfaktoren im Wesentlichen dadurch beeinflusst, inwieweit sich lokale Querkraftspitzen auf benachbarte Plattenbereiche bzw. Sektoren umverteilen lassen. Neben der Duktilität der Verbindung sind vor allem die Beanspruchungsverhältnisse und die geometrischen Randbedingungen maßgebend für die Beurteilung der mobilisierbaren Umlagerungskapazitäten.

Im vorliegenden Modell wird das Gesamtumlagerungspotential der Verbindung unter Berücksichtigung der lokalen Beanspruchungen und der geometrischen Verhältnisse ermittelt. Als Maß für die Beurteilung möglicher Querkraftumlagerungen werden der lokale Querkraft- und Biegemomentenverlauf v_z bzw. m_B betrachtet. Es wird die Frage untersucht, inwieweit sich die Schnittgrößen v_z und m_B des am höchsten auf Schub beanspruchten Sektors (Sek_Max) auf seine Nachbarsektoren –dem angrenzenden Sektor auf derselben Stützensseite sowie den beiden Sektoren auf der angrenzenden Querseite- umverteilen lassen. Hierzu wird für diese zusammenhängende Sektorgruppe das sog. parametrisierte Schnittgrößenintegral $S_{\text{int_par}}$ ermittelt. Das parametrisierte Schnittgrößenintegral $S_{\text{int_par}}$ beschreibt die Beanspruchungsvölligkeit und damit den Ausnutzungsgrad des höchst beanspruchten Bereichs der Verbindung.

Dabei gilt folgendes Beurteilungskriterium:

Umso größer der Wert für $S_{\text{int_par}}$ ist, d.h. umso höher die Gesamtbeanspruchung der 4 Sektoren ist, umso geringer ist das verbleibende Potential der Verbindung, Schnittgrößen umzulagern.

Im umgekehrten Fall bedeutet dies:

Umso kleiner der Wert für $S_{\text{int_par}}$ ist, d.h. umso konzentrierter bzw. örtlich begrenzter der hochbeanspruchte Bereich ist, umso mehr Möglichkeiten gewährt die Verbindung, Schnittgrößen auf benachbarte Plattenbereiche umzuverteilen.

In den Berechnungen wird die gemittelte Schnittgröße des maximal beanspruchten Sektors (Sek_Max) zu 1,0 gesetzt. Der Wert der übrigen Sektorschnittgrößen wird entsprechend parametrisiert. Der auf dieser Grundlage maximal zu errechnende Wert für das parametrisierte Schnittgrößenintegral beträgt $S_{\text{int_par}} = 4,0$ pro Schnittgröße (v_z oder m_B). Dieser Wert stellt sich dann ein, wenn alle 4 Sektoren gleich beansprucht sind (zentrisch beanspruchte Innenstützen-Verbindung). Der minimale Wert beträgt $S_{\text{int_par}} = -2,0$. Dieser Wert ergibt sich für den Fall, dass die Belastung aller drei Nachbarsektoren genau entgegengesetzt gleich groß ist wie die Belastung des höchstbeanspruchten Sektors. Der Wert stellt aber einen rein theoretischen Wert dar, weil eine derartig ungleichmäßige Beanspruchungsverteilung nicht realistisch ist.

Der für die Gesamtbeurteilung der Umlagerungskapazität maßgebende Wert für das parametrisierte Schnittgrößenintegral $S_{\text{int_par}}$ resultiert aus der Addition von $S_{\text{int_par}}(v_z)$ und $S_{\text{int_par}}(m_B)$. Damit ergeben sich die obigen Grenzwerte für das Maxima und Minima zu $S_{\text{int_par,max}} = 8,0$ bzw. $S_{\text{int_par,min}} = -4,0$.

In Bild 6-13 ist das detaillierte Ablaufdiagramm für das parametrisierte Schnittgrößenintegral $S_{\text{int_par}}$ dargestellt. Der maximal auf Schub beanspruchte Sektor ist mit „Sek“ bezeichnet, die zugehörigen Nachbarsektoren mit „Sek_par“, „Sek_orth_1“ und „Sek_orth_2“. Mit „ s_i “ werden die zu untersuchenden Schnittgrößen $v_{z,i}$ und $m_{B,i}$ in der allgemeinen Form bezeichnet. Bei der Ermittlung der gemittelten Schnittgrößen s_i je Sektor werden die Nullstellen der Schnittgrößenverläufe nicht beachtet, d.h. die gemittelte Sektorschnittgröße setzt sich aus dem Quotienten der über die gesamte Sektorbreite (halbe Stützensseite $c/2$) aufintegrierten Schnittgrößen und der entsprechenden Sektorbreite (ebenfalls die halbe Stützenbreite $c/2$) zusammen.

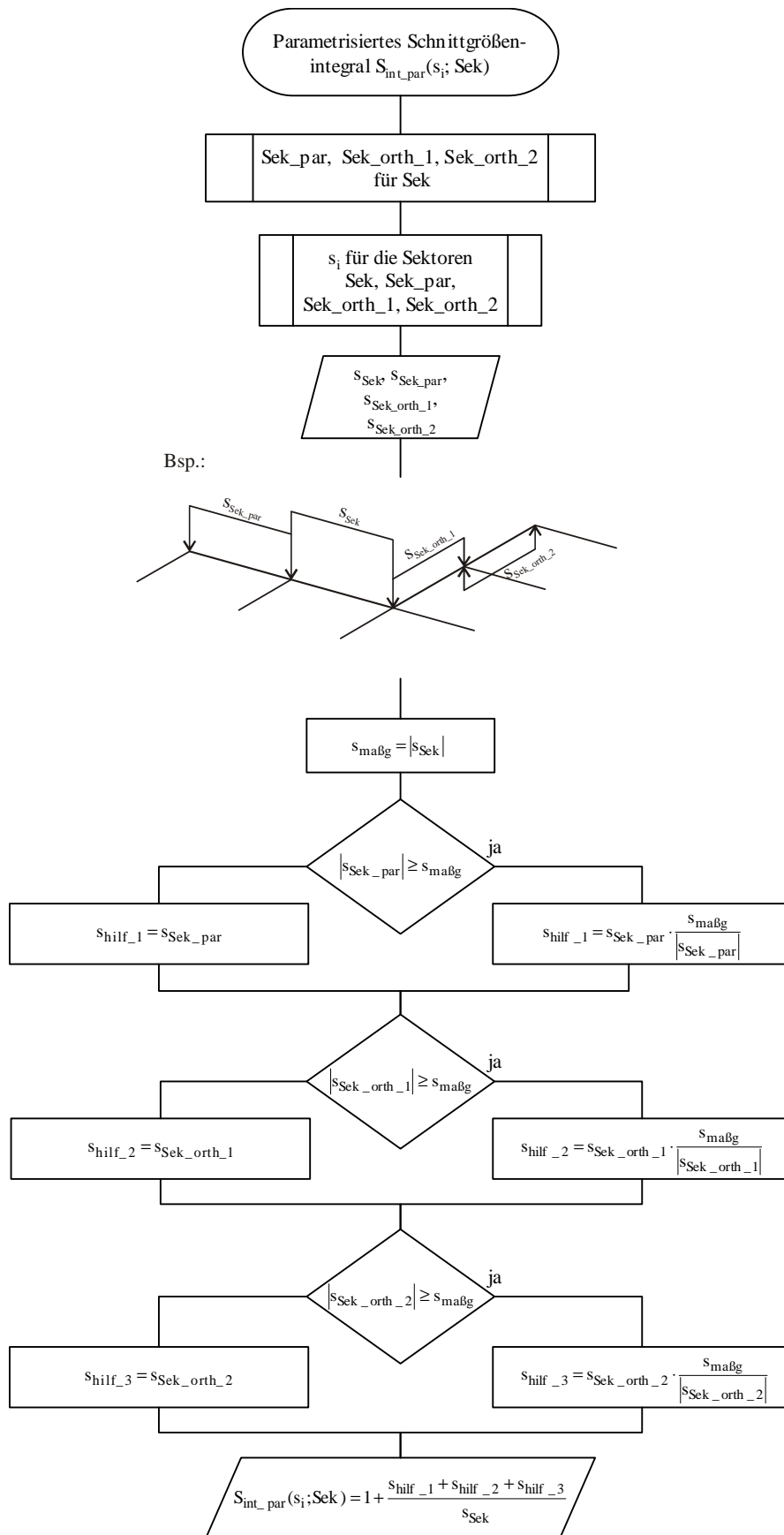


Bild 6-13: Ermittlung des parametrisierten Schnittgrößenintegrals S_{int_par} .

Fällt der am höchsten auf Schub beanspruchte Sektor (Sek_Max) mit einem Innensektor (vgl. Bild 6-1) zusammen, so wird zusätzlich zu der beschriebenen, maximalen Umlagerungskapazität noch die Umlagerungskapazität des „Nachbarsektors über Eck“ (Sek_Max_NBR) ermittelt. Die Beurteilung des Quersektors (Sek_Max_NBR) im Hinblick auf das vorhandene Umlagerungspotential ist insofern von Bedeutung, da die Schubtragfähigkeit des Quersektors unter Umständen maßgebend für die Bestimmung der erforderlichen Querbewehrung sein kann. Im Ablaufdiagramm (siehe Bild...) kennzeichnet sich die Ermittlung von $S_{\text{int_par}}$ in diesem Fall dadurch, dass die gemittelte Schnittgröße des Sektors „Sek“ (in diesem Fall Sek_Max_NBR) kleiner ist als die entsprechenden Schnittgrößen zumindest eines der Nachbarsektoren (Sek_Max). Die Umlagerungskapazitäten von Sek_Max und Sek_Max_NBR werden auf die jeweiligen Parallelspektoren, d.h. Sektoren, deren Mittelachsen bzw. Hauptbewehrung parallel verlaufen, übertragen.

Werden Innenstützen-Verbindungen durch große Belastungsausmitten beansprucht, so können sich größere Bereiche (mehrere Sektoren) ausbilden, deren Schubtragfähigkeit durch die Längsbewehrung der unteren Lage bestimmt wird ($BW_i \neq BW_{\text{Sek_Max}}$). In diesem Fall wird auch für diese Sektorgruppe eine eigene Umlagerungskapazität (Sek_Max_BW) ermittelt, wobei auf eine Unterscheidung in Haupt- und Nachbarsektoren verzichtet wird.

In Bild 6-14 sind die parametrisierten Schnittgrößenintegrale $S_{\text{int_par},i}$ für den jeweils am höchsten auf Schub beanspruchten Sektor (Sek_Max) der in Kapitel 3 vorgestellten Versuche in Abhängigkeit der bezogenen Ausmitte e/c dargestellt. Die Untersuchungen sind auf Versuche mit symmetrischer Beanspruchung und quadratischem bzw. kreisförmigem Stützenquerschnitt beschränkt.

Bei Betrachtung der Abbildungsverläufe kann für alle Verbindungsarten (Innen-, Rand- und Eckstützen-Verbindungen) festgestellt werden, dass das parametrisierte Schnittgrößenintegral $S_{\text{int_par}}$ eine deutliche Abhängigkeit bezüglich der bezogenen Ausmitte e/c aufweist. Die Verläufe sind zudem stetig und kennzeichnen sich durch geringe Streuungsanteile. Hinsichtlich Form und Größe unterscheiden sich die Verläufe dagegen von Stützenart zu Stützenart.

Im Einzelnen lässt sich das parametrisierte Schnittgrößenintegral $S_{\text{int_par}}$ als Parameter für die Ermittlung der Umlagerungskapazität der Verbindungen wie folgt beurteilen:

Innenstützen-Verbindungen

Zentrisch beanspruchte Innenstützen-Verbindungen ($e/c=0$) kennzeichnen sich durch den Maximalwert des parametrisierten Schnittgrößenintegrals von $S_{\text{int_par}} = 8,0$, was sich mit der allseitig gleichmäßigen Lastanstrahlung begründen lässt. Das Umlagerungspotential der Verbindung ist in diesem Fall minimal. Mit zunehmender Lastausmitte dreht die Hauptbeanspruchungsrichtung in Richtung der Stützensvorderseite. Die Lasteinleitung erfolgt zunehmend einseitiger und konzentrierter, wodurch sich die Umlagerungsfähigkeit der Verbindung erhöht (die Werte für $S_{\text{int_par}}$ nehmen ab). Ab einer bezogenen Lastausmitte von $e/c = 3,0 \div 4,0$ pendeln sich die parametrisierten Schnittgrößenintegrale auf einen Wert von $S_{\text{int_par}} \approx 4,5$ ein, die Einseitigkeit bzw. Konzentration der Lastanstrahlung hat ihren Grenzwert erreicht und lässt sich auch mit größerer Ausmitte nicht weiter steigern.

Zusammenfassend kann festgestellt werden, dass sich das mit wechselnder Ausmitte verändernde Umlagerungspotential von Innenstützen-Verbindungen mit Hilfe des parametrisierten Schnittgrößenintegrals $S_{\text{int_par}}$ hinreichend genau beurteilen lässt.

Randstützen-Verbindungen

Die Lastanstrahlung erfolgt bei geringen Lastausmitten ($e/c \approx 0$) weitestgehend parallel zum freien Plattenrand. Auf beiden Seiten der Stützen stehen deshalb ausreichend Umlagerungsmöglichkeiten in Richtung Platteninnerem zur Verfügung. Das erhöhte Umlagerungspotential äußert sich in einem

kleinen Wert für das parametrisierte Schnittgrößenintegral von $S_{\text{int_par}} \approx 3,0$. Der Wert liegt deutlich unterhalb der vergleichbaren Werte für Innenstützen-Verbindungen.

Mit zunehmender Lastausmitte werden mehr und mehr die weiter innenliegenden Plattenbereiche für die Lastabtragung aktiviert. Die Lasteinleitung erfolgt über einen größeren Bereich auf der Stützenanschnittsfläche, wodurch sich das Umlagerungspotential der Verbindung reduziert. Auf Grundlage des parametrisierten Schnittgrößenintegrals $S_{\text{int_par}}$ äußern sich die abnehmenden Umlagerungsmöglichkeiten durch zunehmende Werte für $S_{\text{int_par}}$. Die gleichmäßigste Lasteinleitung und damit das geringste Umlagerungspotential stellt sich für bezogene Ausmitten von $e/c = 1,0 \div 1,5$ ein. Der Wert für $S_{\text{int_par}}$ liegt bei dieser Ausmitte bei ca. 5,5.

Wird die Ausmitte weiter gesteigert, so dreht die Hauptbeanspruchungsrichtung mehr und mehr in Richtung der Stützensvorderseite. Als Folge der zunehmend einseitigeren Lasteinleitung erhöhen sich die seitlichen Umlagerungsmöglichkeiten wieder. Die Zunahme des Umlagerungspotentials kennzeichnet sich durch eine Abnahme des parametrisierten Schnittgrößenintegrals $S_{\text{int_par}}$. Vergleichbar zu Innenstützen-Verbindungen verändert sich die Einseitigkeit bzw. Konzentration der Lastanstrahlung bei großen Ausmitten (für $e/c \geq 3,0$) nur noch geringfügig, die Werte für $S_{\text{int_par}}$ betragen in diesem Bereich ca. 3,5.

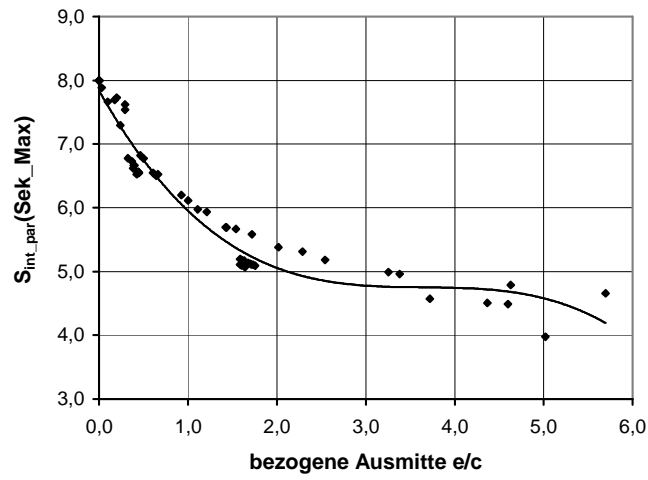
Eckstützen-Verbindungen

Vergleichbar zu Randstützen-Verbindungen erfolgt die Lasteinleitung bei kleinen Ausmitten ($e/c \approx 0$) stark ausmittig über die beiden Randsektoren 1 und 4. Für beide Sektoren stehen in Richtung Platteninnerem genügend Umlagerungsmöglichkeiten zur Verfügung, so dass das Umlagerungspotential der Verbindung mit einem Wert von 3,5 für das parametrisierte Schnittgrößenintegral $S_{\text{int_par}}$ in etwa dem vergleichbaren Wert für Randstützen-Verbindungen entspricht.

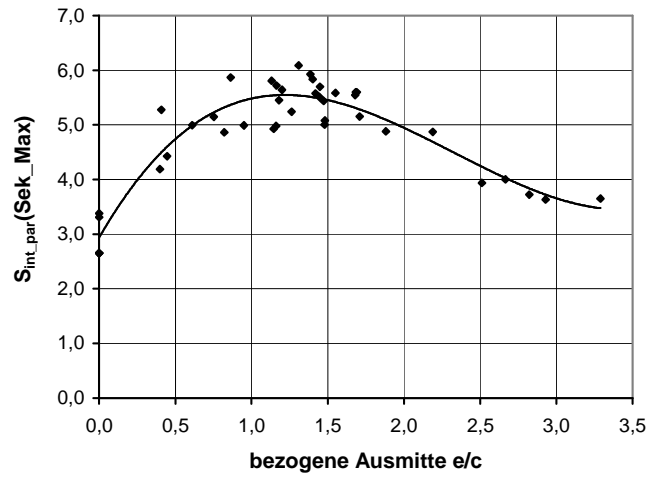
Mit zunehmender Ausmitte dreht die Lastanstrahlung weiter in Richtung Platteninnerem, wodurch sich die lokalen Beanspruchungen gleichmäßiger über den Stützenumfang verteilen können. Damit verbunden ist ein deutlicher Abfall des Umlagerungspotentials, was am steilen Anstieg der $S_{\text{int_par}}$ – Werte mit zunehmender Ausmitte festgestellt werden kann. Bei einer bezogenen Lastausmitte von $e/c = 1,0$ sind die Beanspruchungen weitestgehend gleichmäßig über die Stützenanschnittsfläche verteilt (drillmomentenfreier Zustand, vgl. Bild 5-12), so dass das parametrisierte Schnittgrößenintegral mit Werten von $S_{\text{int_par}} > 7,0$ nahezu in den Bereich von zentrisch beanspruchten Innenstützen-Verbindungen ($S_{\text{int_par}} = 8,0$) vorstößt. Die Umlagerungsmöglichkeiten sind bei diesem Belastungszustand auf ein Minimum abgesunken.

Wird die Lastausmitte weiter gesteigert, so konzentriert sich die Lasteinleitung mehr und mehr auf den Bereich der Stützeninnenecke. Als Folge der zunehmend einseitigeren Lasteinleitung erhöhen sich die seitlichen Umlagerungsmöglichkeiten. Bei bezogenen Lastausmitten von $e/c = 2,0$ liegen die Werte für das parametrisierte Schnittgrößenintegral bereits wieder bei $S_{\text{int_par}} \approx 4,0$. Auf Grundlage der vorliegenden Versuchsdatenbank ist keine abschließende Aussage möglich, inwieweit sich das Umlagerungspotential mit weiter zunehmender Ausmitte noch steigern lässt bzw. bis zu welcher Ausmitte sich die Lasteinleitung noch weiter konzentrieren lässt.

a)



b)



c)

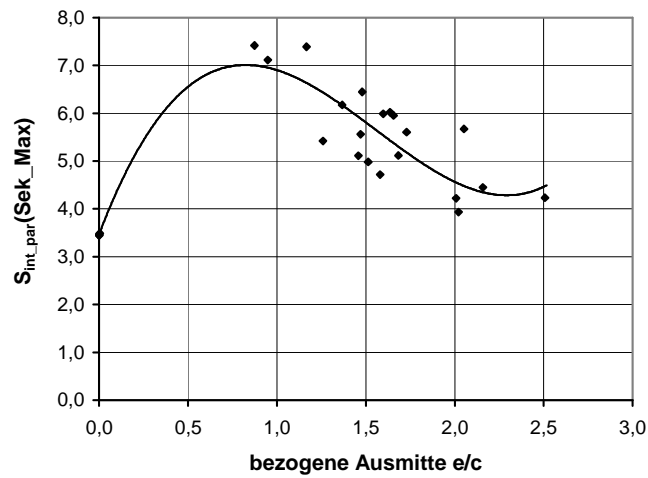


Bild 6-14: Abbildung des parametrisierten Schnittgrößenintegral S_{int_par} für Sek_Max in Abhängigkeit der bezogenen Lastausmitte e/c .

Die Einzelanalysen für Innen-, Rand- und Eckstützen-Verbindungen haben aufgezeigt, dass sich das parametrisierte Schnittgrößenintegral $S_{\text{int_par}}$ als qualitativer Parameter für die Beurteilung der Verbindungs-Umlagerungskapazität sehr gut eignet. Die Abbildungsverläufe stehen im gesamten Untersuchungsbereich in guter Übereinstimmung mit den in Abhängigkeit der Ausmitte wechselnden Umlagerungsmöglichkeiten.

Die Ermittlung der gegenseitigen Beziehung zwischen dem parametrisierten Schnittgrößenintegral $S_{\text{int_par}}$ und dem tatsächlichen Wert für den Umlagerungsfaktor $\eta_{\text{Umlagerung}}$ erfolgt empirisch. Grundlage für die Herleitung bildet eine Gegenüberstellung der rechnerischen Querkrafttragfähigkeit $V_{R,i}$ des Einzelsektors mit den entsprechend ausgewerteten Versuchsergebnissen der Datenbanken aus Kapitel 3.

Demnach lässt sich der Umlagerungsfaktor $\eta_{\text{Umlagerung},i}$ wie folgt ermitteln:

$$\eta_{\text{Umlagerung},i} = \frac{V_{\text{Test},i}}{C_R \cdot \kappa \cdot (100 \cdot \rho_{l,i} \cdot f_{ck})^{2/3} \cdot \eta_{\text{räumlich},i} \cdot \eta_{RV,i} \cdot A_i} \quad (6.8)$$

In Gleichung 6.8 sind die in Rahmen der vorangegangenen Abschnitte vorgestellten Parameter der Querkrafttragfähigkeit $V_{R,i}$ bereits in ihrer endgültigen Form verwendet. Mit $V_{\text{Test},i}$ wird der auf dem jeweiligen Untersuchungssektor infolge der Gesamtquerkraftbeanspruchung V_{Test} anfallende Querkraftanteil im Bruchzustand bezeichnet. Die Teilfunktion bzw. die rechnerische Beziehung für den Erhöhungsfaktor $\eta_{RV,i}$ wurde vorweggenommen. Eine ausführliche Beschreibung der Herleitung erfolgt im nächsten Abschnitt.

Die Gegenüberstellung erfolgt für den Sektor $\text{Sek}_{\text{Zw_maßg}}$. Damit wird derjenige Sektor bezeichnet, welcher sich unter Vernachlässigung des Umlagerungsfaktors $\eta_{\text{Umlagerung},i}$ für das Versagen der Verbindung verantwortlich zeigen würde.

Für die Ermittlung des Erhöhungsfaktors $\eta_{\text{Umlagerung},i}$ nach Gleichung 6.8 wird zudem eine Wertevorgabe für den Vorfaktor C_R erforderlich.

Das Bemessungsverfahren der vorliegenden Arbeit ist so konzipiert, dass sich die Durchstanztragfähigkeit aus einem Anteil der ebenen Querkrafttragfähigkeit und weiteren durchstanzspezifischen Anteilen, welche ausschließlich über zusätzliche Erhöhungsfaktoren berücksichtigt werden, zusammensetzt (vgl. Abschnitt 1106.3.4.1). Vor diesem Hintergrund wird bei der Festlegung des Vorfaktors C_R auf die im Zusammenhang mit ebenen Querkraftuntersuchungen gewonnenen Erkenntnisse zurückgegriffen. Grundlage bildet die von König/Dehn [45] im Rahmen des Verbundforschungsvorhabens durchgeführte Gegenüberstellung des Bemessungsansatzes der DIN 1045-1 mit den Versuchsergebnissen an 282 Versuchsbalken. Der Bemessungsansatz der Querkrafttragfähigkeit nach DIN 1045-1 unterscheidet sich von dem hier vorgestellten Bemessungsansatz (unter Vernachlässigung der durchstanzrelevanten Anteile) nur im Hinblick auf die Bruchflächenannahmen; bei DIN 1045-1 die vertikale Schnittfläche, bei dem Berechnungsmodell dieser Arbeit die geneigte Bruchfläche. Da darüber hinaus die von König/Dehn [45] für die Auswertung berücksichtigten Annahmen mit den hier getroffenen Annahmen weitestgehend übereinstimmen ¹⁾, kann der von König/Dehn [45] ermittelte mittlere Vorfaktor von $C_{Rm,DIN\ 1045-1} = 0,20$ als Anhaltspunkt für die weiteren Betrachtungen dieser Arbeit verwendet werden.

¹⁾ König/Dehn [45] errechnen die bei der Auswertung berücksichtigte charakteristische Betonfestigkeit f_{ck} aus der mittleren Betonfestigkeit f_c ebenfalls über die Beziehung $f_{ck} = f_c \cdot 4$, jedoch mit dem Unterschied, dass anstelle der Zylinderdruckfestigkeit f_c die Prismenfestigkeit f_{ic} verwendet wird. Der Einfluss dieser Abweichung kann aber bei den hier durchgeführten Betrachtungen vernachlässigt werden.

Der aufgrund der unterschiedlichen Bruchflächenannahmen modifizierte und in den weiteren Untersuchungen berücksichtigte mittlere Vorfaktor C_{Rm} stellt sich wie folgt dar:

$$C_{Rm} = 0,20 \cdot \frac{b \cdot d}{b \cdot d / \sin 33,7^\circ} \approx 0,20 / 1,80 = 0,111 \quad (6.9)$$

In Gleichung 6.9 wird mit b die Balkenbreite bzw. die Breite des betrachteten Plattenstreifens und mit d die statische Nutzhöhe bezeichnet.

Bild 6-15 stellt den Erhöhungsfaktor $\eta_{Umlagerung,i}$ in Abhängigkeit des parametrisierten Schnittgrößenintegrals S_{int_par} für den Sektor $Sek_{Zw_maßg}$ für die Versuche der in Kapitel 3 vorgestellten Datenbanken dar. Bei der Versuchsdatenmenge wurden die bereits in Kapitel 3 im Zusammenhang mit den Versuchsauswertungen markierten Versuche (Innen- und Randstützen-Verbindungen: Versuche von Stamenkovic/Chanpman [74]; Eckstützen-Verbindungen: Versuche von Ingvarsson [40], [41]) nicht berücksichtigt.

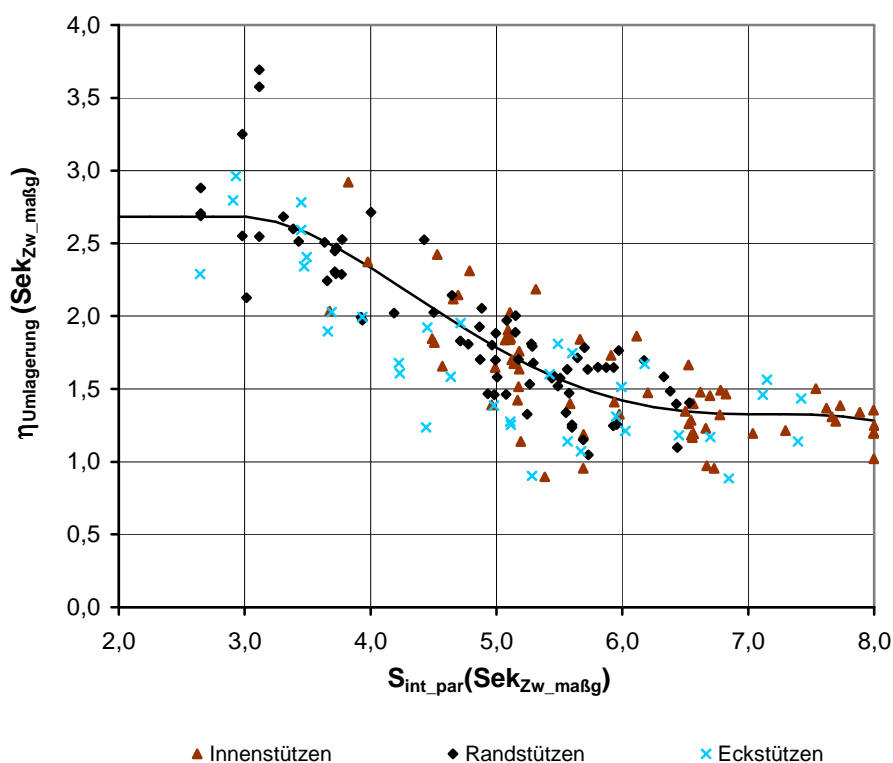


Bild 6-15: Abbildung des Erhöhungsfaktors $\eta_{Umlagerung}$ für $Sek_{Zw_maßg}$ in Abhängigkeit des zugehörigen parametrisierten Schnittgrößenintegrals S_{int_par} .

Es kann festgestellt werden, dass der Verlauf der erforderlichen Erhöhungsfaktoren $\eta_{Umlagerung}$ in deutlicher Abhängigkeit von den Werten des parametrisierten Schnittgrößenintegral S_{int_par} steht. Die Abbildungen der drei Verbindungsarten –insbesondere der Innenstützen- und Randstützen-Verbindungen- liegen eng beieinander und kennzeichnen sich eine jede für sich durch geringe Streuungsanteile. Die Maximalwerte des Umlagerungsfaktors mit $\eta_{Umlagerung} \approx 2,7$ ergeben sich für parametrisierte Schnittgrößenintegrale $S_{int_par} \leq 3,5$. Mit zunehmenden Werten des parametrisierten Schnittgrößenintegrals S_{int_par} nehmen die erforderlichen Umlagerungsfaktoren ab. Der erforderliche Erhöhungsfaktor $\eta_{Umlagerung}$ im Bereich des maximalen Schnittgrößenintegrals $S_{int_par} = 8,0$ (zentrisch beanspruchte Innenstützen-Verbindungen) beträgt $\eta_{Umlagerung} \approx 1,25$. Damit bestätigen sich die im Zusammenhang mit den Untersuchungen zum Schnittgrößenintegral S_{int_par} in Abhängigkeit der bezogenen Ausmitte e/c gewonnenen Erkenntnisse.

Der in Bild 6-15 eingetragene Funktionsverlauf für den Erhöhungsfaktor $\eta_{\text{Umlagerung}}$ in Abhängigkeit des parametrisierten Schnittgrößenintegrals $S_{\text{int_par}}$ resultiert aus einer Regressionsberechnung. Im linken Randbereich wurde die Originalfunktion an den Maximalwert von ca. $\eta_{\text{Umlagerung}} = 2,7$ angepasst. Die exakte mathematische Formulierung der Funktion ist in Anhang A im Zusammenhang mit den Ablaufdiagrammen dargestellt.

6.3.4.5 Erhöhungsfaktor $\eta_{\text{RV},i}$

Zur Sicherung des Plattenrands sowie zur Verankerung der Längsbewehrung werden Platten im Bereich von freien Plattenrändern im allgemeinen mit einer Randverbügelung versehen. Im Bereich von Decken-Stützen-Verbindungen kann die Randverbügelung darüber hinaus einen tragfähigkeitssteigernden Einfluss haben.

Im vorliegenden Bemessungsmodell wird der tragfähigkeitssteigernde Einfluss der Randverbügelung für die randparallelen Nachweissektoren berücksichtigt. Die Berücksichtigung erfolgt in erster Linie über die Erhöhung der anrechenbaren Sektorbruchflächen. Eine detaillierte Beschreibung diesbezüglich erfolgt in Abschnitt 6.3.3.2.

Eine weitere tragfähigkeitssteigernde Wirkung der Randverbügelung wird berücksichtigt, wenn die Querkrafteinleitung der Verbindung derart ausmittig im Bereich der Randsektoren erfolgt, dass die Ausrichtung der Randsektoren in Richtung dem freiem Plattenrand erfolgt ($\varphi_{\text{Sek,Sek_RS}} > 0$). Die tragfähigkeitssteigernde Wirkung der Randverbügelung wird in diesem Fall durch den Erhöhungsfaktor $\eta_{\text{RV},i}$ erfasst. Das zugehörige Ablaufdiagramm ist in Anhang A dargestellt.

Der für den betreffenden Randsektor maßgebende Wert des Erhöhungsfaktors η_{RV} wird in Abhängigkeit des Sektorwinkels $\varphi_{\text{Sek,Sek_RS}}$ bestimmt. In Bild 6-16 ist die gewählte Funktion $\eta_{\text{RV}}(\varphi_{\text{Sek,Sek_RS}})$ dargestellt.

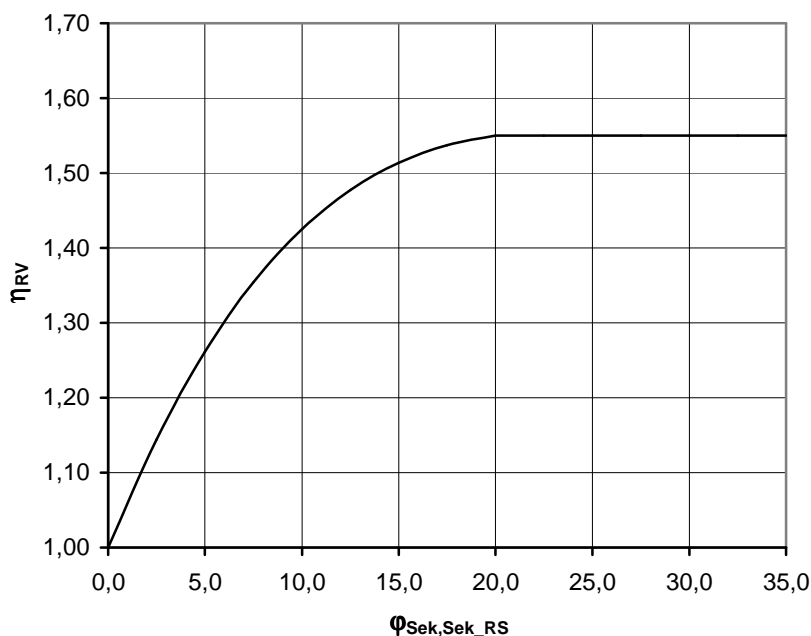


Bild 6-16: Erhöhungsfaktor η_{RV} in Abhängigkeit des Sektorwinkels $\varphi_{\text{Sek,Sek_RS}}$.

Es kann festgestellt werden, dass der Wert des Erhöhungsfaktors η_{RV} mit zunehmendem Sektorwinkel $\varphi_{\text{Sek,Sek_RS}}$ kontinuierlich ansteigt. Der maximale Wert für η_{RV} mit $\eta_{\text{RV}} = 1,55$ stellt sich bei Winkeln von $\varphi_{\text{Sek,Sek_RS}} \geq 20^\circ$ ein.

Für den Nachbarsektor wird darüber hinaus ein tragfähigkeitssteigernder Einfluss der Randverbügelung wirksam, wenn auch er in Richtung dem freien Plattenrand ausgerichtet ist ($\varphi_{\text{Sek,Sek_RS,NBR}} < 0$). Der Wert des zugehörigen Erhöhungsfaktors $\eta_{\text{RV},i}$ resultiert aus dem Wert des Erhöhungsfaktor η_{RV} des Randsektors. Dabei wird angenommen, dass der Einfluss der Randverbügelung aufgrund der größeren Entfernung nur noch halb so groß ist.

Aufgrund der großen Querkraftausmitte, die für das Wirksamwerden des Erhöhungsfaktors η_{RV} erforderlich ist, wird der Erhöhungsfaktor η_{RV} nur in seltenen Fällen maßgebend. Im Rahmen der hier durchgeführten Versuchsauswertungen konnte eine derartig ausmittige Lasteinleitung ausschließlich für die Versuche an Eckstützen-Verbindungen mit $e/c \leq 0,75$ festgestellt werden.

6.4 Mittelwertbetrachtung

6.4.1 Allgemein

Das im Rahmen dieser Arbeit vorgestellte Bemessungsverfahren unterscheidet zwischen den Querkrafttragfähigkeiten der Einzelsektoren $V_{R,i}$ und den daraus jeweils resultierenden Querkrafttragfähigkeiten $V_{R,ges}(i)$ der Gesamtverbindung unter Berücksichtigung der Beanspruchungsverhältnisse $V_{E,i}$ und $V_{E,ges}$. Die letztendlich maßgebende Querkrafttragfähigkeit der Gesamtverbindung $V_{R,ges}$ ist gleichbedeutend mit der kleinsten Querkrafttragfähigkeit $V_{R,ges}(i)$ der Einzelsektoren, d.h. das Versagen der Verbindung geht mit dem Versagen des Einzelsektors einher.

Als Ergebnis der vorangegangenen Untersuchungen lassen sich die in Abschnitt 6.1.4, Gleichung 6.1 ÷ 6.3, allgemein formulierten Nachweisformeln für die Querkrafttragfähigkeiten wie folgt auflösen:

- Querkrafttragfähigkeit $V_{R,i}$ des Einzelsektors:

$$V_{R,i} = C_R \cdot \kappa \cdot (100 \cdot \rho_{l,i} \cdot f_{ck})^{\nu} \cdot \eta_{räumlich,i} \cdot \eta_{Umlagerung,i} \cdot \eta_{RV,i} \cdot A_i \quad (6.10)$$

- Querkrafttragfähigkeit $V_{R,ges}(i)$ der Verbindung, die sich auf Grundlage des jeweiligen Einzelsektors ergeben würde:

$$V_{R,ges}(i) = V_{R,i} \cdot \frac{|V_{E,ges}|}{|V_{E,i}|} \quad (6.11)$$

- Maßgebende Querkrafttragfähigkeit $V_{R,ges}$ der Verbindung, die aus der Gesamtsektoranalyse resultiert:

$$V_{R,ges} = \text{Minima}(V_{R,ges}(\text{für alle Sektoren})) \quad (6.12)$$

Die in den Gleichungen 6.10 ÷ 6.12 verwendeten Parameter wurden in Abschnitt 6.3 hergeleitet. Eine abschließende Zusammenfassung des Bemessungsansatzes mit detaillierter Beschreibung der einzelnen Parameter erfolgt in Abschnitt 6.5.2.

Gegenstand der folgenden Betrachtungen ist ein Vergleich der auf Grundlage des vorliegenden Berechnungsverfahrens ermittelten Bruchlasten $V_{Rm,ges}$ auf Mittelwertniveau (Vorfaktor $C_{Rm} = 0,111$) mit den im Versuch gemessenen Bruchlasten V_{Test} . Das Verhältnis von experimenteller und rechnerischer Bruchlast $\xi = V_{Test} / V_{Rm,ges}$ wird einer statistischen Auswertung unterzogen. Dabei wird vorausgesetzt, dass die ξ -Verteilung log-normalverteilt ist. Die maßgebenden statistischen Parameter in der allgemeinen Form können Tabelle 3-1 entnommen werden.

Die bei der Ermittlung der Querkrafttragfähigkeit $V_{R,i}$ nach Gleichung 6.10 verwendete charakteristische Betondruckfestigkeit f_{ck} wird aus der im Versuch gemessenen, mittleren Zylinderdruckfestigkeit f_c über die rechnerische Beziehung $f_{ck} = f_c - 4$ ermittelt. Eine Begründung für diesen Ansatz findet sich in Abschnitt 3 im Zusammenhang mit den allgemeinen Annahmen bzw. Festlegungen für die Versuchsauswertungen.

6.4.2 Versuchsdaten

Grundlage der Versuchsauswertungen bzw. des Bruchlastvergleichs bilden die in Kapitel 3 für ausmittigt beanspruchte Innen-, Rand- und Eckstützen-Verbindungen zusammengestellten Versuchsdatenbanken. Darüber hinaus wird das Bemessungsverfahren den Versuchsergebnissen an

zentrisch beanspruchten Innenstützen-Verbindungen gegenübergestellt. Die Zusammensetzung der für die Auswertung berücksichtigten Versuchsdatenbanken stellt sich wie folgt dar:

Versuchsdatenbanken nach Kapitel 3

Im Rahmen der Versuchsauswertungen in Kapitel 3 konnte festgestellt werden, dass sich die Versuche von Stamenkovic/Chapman [74] im Bereich von Innen- und Randstützen-Verbindungen sowie die Versuche von Ingvarsson [40], [41] im Bereich von Eckstützen-Verbindungen durch überdurchschnittlich hohe Versagenslasten kennzeichnen. Vor diesem Hintergrund werden diese Versuche auf der sicheren Seite liegend bei den folgenden Auswertungen nicht berücksichtigt.

Damit umfasst die Datenbank der Innenstützen-Verbindungen 66 Versuche, die Datenbank der Randstützen-Verbindungen 74 Versuche und die Datenbank der Eckstützen-Verbindungen 36 Versuche.

Versuchsdatenbank mit zentrisch beanspruchten Innenstützen-Verbindungen

Grundlage für die rechnerischen Untersuchungen bilden die Versuchsdatenbanken I-1 (Rohdaten) und I-2 (für die Berechnung aufbereitete Daten) für Platten ohne Schub- bzw. Durchstanzbewehrung aus [26]. Die Auswahl der hieraus im Rahmen dieser Arbeit verwendeten Versuchsdaten ist auf die Versuchsreihen von

- Hallgren (1996),
- Tomaszewicz (1993),
- Ramdane (1993),
- Marzouk/Hussein (1991),
- Tolf (1988),
- Regan (1986, Versuchsreihe I ÷ III),
- Base (1966),
- Yitzhaki (1966),
- Moe (1961) und
- Kinnunen/Nylander (1960)

beschränkt (Die Literaturstellen werden in Rahmen dieser Arbeit nicht explizit angegeben und können [26] entnommen werden).

Versuche bei denen das Verhältnis von experimenteller Bruchlast V_{Test} zu rechnerischer Biegebruchlast $V_{u,\text{flex}}$ größer 1,15 ist (mit $V_{\text{Test}}/V_{u,\text{flex}}$ nach Tabelle I-2) werden von der Auswertung ausgenommen. Dieses Vorgehen entspricht dem Vorgehen von Staller und Beutel in [26], Abschnitt 8, und berücksichtigt den Sachverhalt, dass bei derartigen Beanspruchungsverhältnissen eher ein Biege- als ein Durchstanzversagen der Verbindung zu erwarten ist. Damit umfasst die Datenbank insgesamt 146 Versuche.

Um für die Auswertung im Zusammenhang mit dem hier vorgestellten Berechnungsverfahren herangezogen werden zu können, wurden die Versuche mit ebenen, linearelastischen FE-Modellen unter Berücksichtigung der Festlegungen in Abschnitt (Modellierung der Stützen-Verbindung) und unter Berücksichtigung der individuellen Randbedingungen und Belastungen berechnet und ausgewertet.

6.4.3 Auswertung

In Tabelle 6-1 sind die maßgebenden statistischen Parameter, wie Mittelwert ξ_m und Streuung s_y , getrennt für die einzelnen Verbindungsarten dargestellt. In den Bildern Bild 6-24 bis Bild 6-27 werden die ξ - Verhältnisse darüber hinaus in Abhängigkeit maßgebender Parameter, wie dem mittleren Längsbewehrungsgrad ρ_l , der mittleren Betondruckfestigkeit f_c , der mittleren statischen Nutzhöhe d , der bezogenen Lastausmitte e/c sowie den geometrischen Abmessungsverhältnissen c_x/c_y und c_x/d abgebildet. Bei zentrisch beanspruchten Innenstützen-Verbindungen werden die ξ - Verhältnisse zudem noch in Abhängigkeit der Schubslankheit λ betrachtet.

Verbindung	Anzahl n	ξ_m	s_y
Innenstützen mit $e = 0$	146	1,00	0,175
Innenstützen $e \geq 0$	66	0,99	0,168
Randstützen	74	1,00	0,136
Eckstützen	36	0,90	0,197

Tabelle 6-1: Maßgebende statistische Parameter des Berechnungsmodells beim Vergleich mit den Versuchsdatenbanken aus Abschnitt 6.4.2.

Im Einzelnen lässt sich das Bemessungsverfahren im Hinblick auf die Beurteilung der Durchstantragfähigkeit wie folgt beurteilen:

Zentrisch beanspruchte Innenstützenverbindungen ($e = 0$)

Mit einem Mittelwert von $\xi_m = 1,00$ stimmt die Bruchlastprognose des Bemessungsverfahrens über die gesamte Versuchsdatenmenge hinweg betrachtet mit den in den Versuchen beobachteten Versagenslasten exakt überein. Das Bemessungsverfahren kennzeichnet sich zudem mit $s_y = 0,175$ durch einen geringen Streuungsanteil.

Wie am Verlauf der nahezu horizontalen Regressionsgeraden in Bild 6-24 darüber hinaus festgestellt werden kann, wird der Einfluss aller untersuchten Parameter auf die Abbildung des ξ -Verhältnisses bzw. der Durchstantragfähigkeit gleichmäßig gut erfasst.

Sowohl hinsichtlich der Streuungsanteile als auch hinsichtlich der Abbildung der Parametereinflüsse lässt sich die Vorhersagegenauigkeit der DIN 1045-1 auf Grundlage des hier vorgestellten Bemessungsverfahrens sogar noch leicht steigern ($s_{y, \text{Bemessungsverfahren}} = 0,175 < s_{y, \text{DIN 1045-1}} = 0,180$). Die Abbildung der Parametereinflüsse ist in Bild C-1 in Anhang C.2 dargestellt. Die Versuchsauswertung nach DIN 1045-1 erfolgte unter Berücksichtigung der Rundschnittbegrenzung nach Bild 38. Der erhöhte Mittelwert von $\xi_{m, \text{DIN 1045-1}} = 1,26$ lässt sich damit erklären, dass die Bruchlastvergleiche mit den charakteristischen, rechnerischen Versagenslasten $V_{Rk, \text{DIN1045-1}}$ durchgeführt wurden ($V_{Rk, \text{DIN1045-1}} = V_{Rd, \text{DIN1045-1}} * 1,5$).

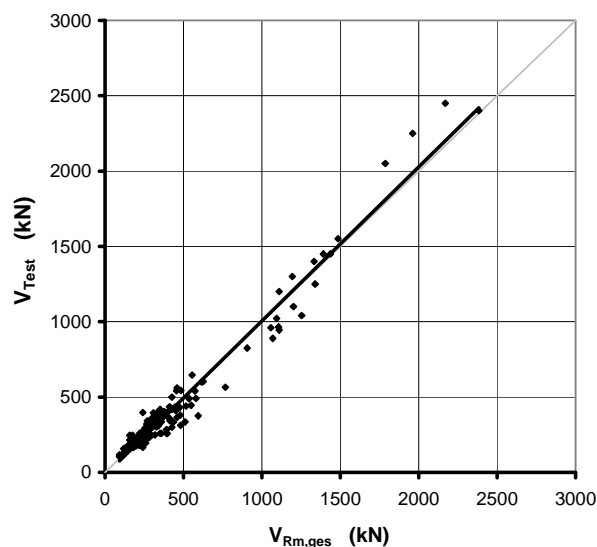


Bild 6-17: Gegenüberstellung von experimenteller und errechneter Bruchlast.

In Bild 6-17 ist eine direkte Gegenüberstellung der berechneten und experimentellen Bruchlasten aufgetragen. Es kann festgestellt werden, dass die Diagrammpunkte im gesamten Lastbereich mit einem engen Streuband um die Winkelhalbierende (Zielwert) verteilt sind. Dies besagt, dass die Versuchsergebnisse mit Hilfe des Bemessungsverfahrens sowohl für niedrige als auch für hohe Lastniveaus hinreichend genau vorhergesagt werden können.

Ausmittig beanspruchte Innenstützenverbindungen ($e \geq 0$)

Sowohl hinsichtlich des Mittelwerts ($\xi_m = 0,99 \approx 1,00$) als auch hinsichtlich der Streuung ($s_y = 0,168 \approx 0,175$) stimmen die Ergebnisse der Versuchsauswertung mit den Ergebnissen für zentrisch beanspruchte Innenstützen nahezu deckungsgleich überein. Damit kann die erweiterte Anwendung des Berechnungsverfahrens auf ausmittig beanspruchte Innenstützen-Verbindungen bei gleichbleibender Vorhersagegenauigkeit gewährleistet werden.

Sämtliche, der untersuchten, und in Bild 6-25 dargestellten Parametereinflüsse werden über den gesamten Anwendungsbereich gleichmäßig gut abgebildet. Insbesondere der Einfluss der bezogenen Lastausmitte e/c wird, wie der horizontale Verlauf der Regressionsgerade verdeutlicht, äußerst präzise erfasst.

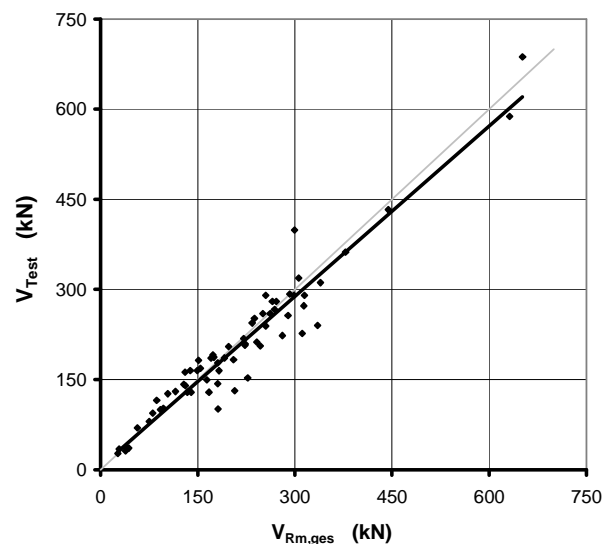


Bild 6-18: Gegenüberstellung von experimenteller und errechneter Bruchlast.

Wie die Verteilung der Diagrammpunkte in Bild 6-18 zudem aufzeigt, ist die Anwendbarkeit des Berechnungsverfahrens vergleichbar zu zentrisch beanspruchten Innenstützen-Verbindungen für alle Lastniveaus möglich.

In Bild 6-19 sind die ξ -Verhältnisse der höchstbeanspruchtesten Sektoren 3 und 4 (Sektoren auf der Stützens Vorderseite), der entgegengesetzt ausgerichteten Sektoren 7 und 8 (Sektoren auf der Stützens Rückseite) und der auf den Querseiten angrenzenden Sektoren 2 und 5 jeweils in Abhängigkeit der bezogenen Lastausmitte e/c dargestellt. Anhand der Darstellung kann beurteilt werden, welche Sektoren für das Gesamtversagen der Verbindung verantwortlich sind.

Im Bereich kleiner Ausmitten ($e/c \approx 0$) sind alle Sektoren in weitestgehend gleichem Maße für das Versagen der Verbindung verantwortlich. Unterschiede ergeben sich nur durch ungleiche Bewehrungsmengen in Längs- und Querrichtung bzw. durch Stützenquerschnitte mit unterschiedlichen Seitenabmessungen (Rechteckstützen). Mit zunehmender Ausmitte nimmt der Einfluss der lastabgewandten Sektoren 7 und 8 schnell ab, das Versagen konzentriert sich auf die Sektoren 3 und 4. Die Gesamttragfähigkeiten $V_{Rm,ges(2/5)}$ der Quersektoren 2 und 5 liegen im gesamten Ausmittigkeitsbereich über den entsprechenden Tragfähigkeiten der Sektoren 3 und 4.

Ab einer bezogenen Ausmitte von $e/c = 1,5 \div 2,0$ nimmt der Einfluss der lastabgewandeten Sektoren 7 und 8 im Hinblick auf das Versagen der Verbindung wieder zu. Dies lässt sich damit begründen, dass die Querkraftbeanspruchungen dieser Sektoren ab dieser Ausmitte infolge des erhöhten Momentenanteils der äußeren Last entgegen wirken. Bei weiterer Zunahme der Lastausmitte wird die untere Bewehrungslage maßgebend für die Bestimmung der Querkrafttragfähigkeiten $V_{Rm,ges}(7/8)$.

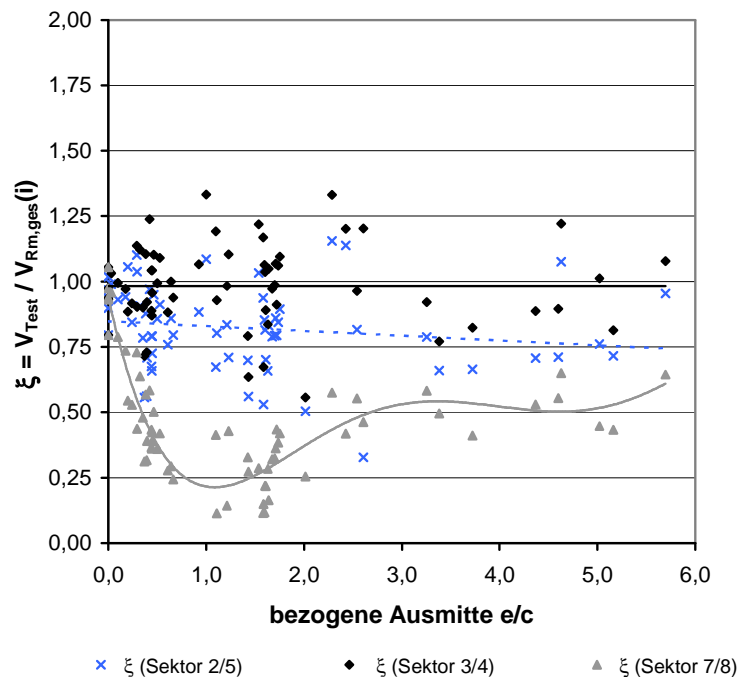


Bild 6-19: Bruchlastvergleich für ausgewählte Sektoren in Abhängigkeit der bezogenen Ausmitte e/c .

Randstützen-Verbindungen

Mit einem Mittelwert von $\xi_m = 1,00$ und einer Streuung von $s_y = 0,136$ ist die Vorhersagegenauigkeit des Berechnungsmodells für Randstützen-Verbindungen als sehr hoch zu bewerten.

Alle untersuchten Parametereinflüsse werden im gesamten Untersuchungsbereich gleichmäßig gut abgebildet (siehe Bild 6-26). Wie die Gegenüberstellung der berechneten und experimentellen Bruchlasten in Bild 6-20 darüber hinaus aufzeigt, ist die Güte der Bruchlastprognose unabhängig von den realen Belastungsgrößen.

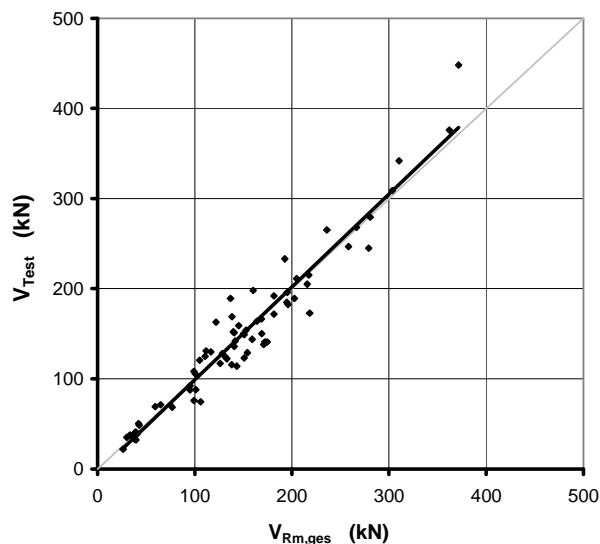


Bild 6-20: Gegenüberstellung von experimenteller und errechneter Bruchlast.

Der in Bild 6-21 dargestellte Bruchlastvergleich für ausgewählte Sektoren in Abhängigkeit der bezogenen Ausmitte e/c kann wie folgt interpretiert werden:

Für geringe Lastausmitten ($e/c \approx 0$) kennzeichnet sich die Lastabtragung durch eine Hauptbeanspruchungsrichtung parallel zum freien Plattenrand. Maßgeblich für das Versagen der Gesamtverbindung sind die beiden Sektorpaare 1 und 6 bzw. 2 und 5 auf den Stützensseitenflächen. Im Falle der vorliegenden Versuchsdatenbank überwiegt der Einfluss der Innensektoren 2 und 5.

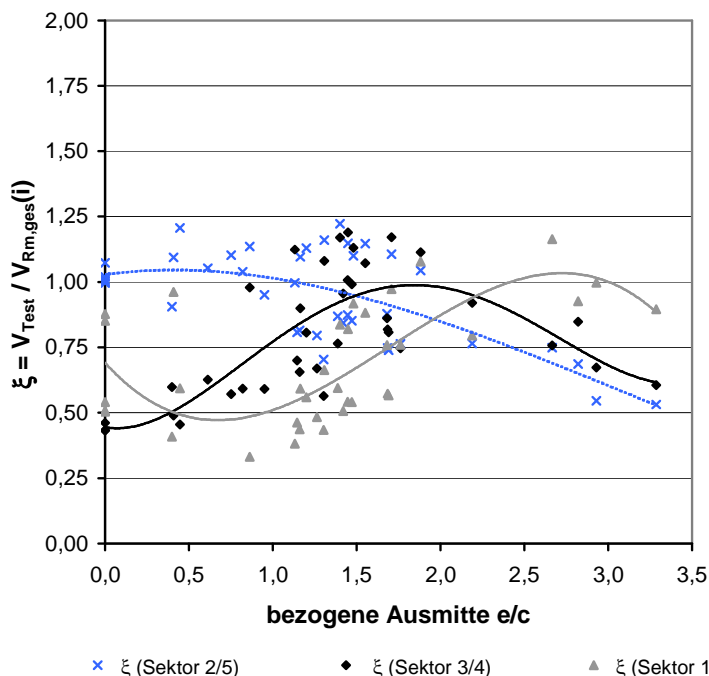


Bild 6-21: Bruchlastvergleich für ausgewählte Sektoren in Abhängigkeit der bezogenen Ausmitte e/c .

Mit zunehmender Lastausmitte werden mehr und mehr die weiter innenliegenden Plattenbereiche für die Lastabtragung aktiviert, der Einfluss der Sektoren 3 und 4 im Hinblick auf das Versagen nimmt zu. Bis zu einer Ausmitte von $e/c = 1,5$ kennzeichnen sich die Sektoren 2 und 5

verantwortlich für das Gesamtversagen der Verbindung, bevor für weiter ansteigende Lastausmitten der Versagensort auf die Frontsektoren 3 und 4 wechselt.

Wie der ξ -Verlauf für die beiden Randsektoren 1 und 6 aufzeigt, reduziert sich der anfangs erhöhte Versagenseinfluss der Sektoren bis zu bezogenen Lastausmitten von $e/c = 1,0 \div 1,5$. In diesem Bereich erfolgt der Nulldurchgang der zugehörigen Sektorbeanspruchung $V_E(1/6)$. Mit weiter ansteigender Ausmitte erhöht sich folglich auch der Einfluss der beiden Randsektoren wieder, bevor sie sich ab einer bezogenen Ausmitte von $e/c = 2,5$ allein verantwortlich für das Versagen zeigen. Die Querkrafttragfähigkeiten $V_{Rm,1}$ und $V_{Rm,6}$ und damit auch die hieraus resultierende Gesamt-Querkrafttragfähigkeit $V_{Rm,ges}(1/6)$ wird in diesem Bereich durch die Längsbewehrung der unteren Lage beeinflusst.

Eckstützen-Verbindungen

Der Mittelwert der ξ -Verteilung liegt mit $\xi_m = 0,90$ leicht unterhalb des Zielwerts von 1,0. Zudem nimmt der Streuungsanteil s_y mit $s_y = 0,197$ größere Werte an als dies bei den zuvor untersuchten Verbindungsarten der Fall ist.

Wie an den überwiegend horizontal verlaufenden Streubändern bzw. Regressionsgeraden der Teilbilder in Bild 6-27 festgestellt werden kann, werden die Einflüsse der untersuchten Parameter dagegen im gesamten Anwendungsbereich weitestgehend gleichmäßig erfasst. Einzig der Einfluss der Betonfestigkeit f_c und des Abmessungsverhältnisses c_x/d werden für größere Parameterwerte durch das hier vorgestellte Bemessungsverfahren leicht unterschätzt. Ähnliche Beobachtungen konnten aber auch im Rahmen der Versuchsauswertungen in Kapitel 3 für die ansonsten durchaus hochwertigen Berechnungsverfahren von Vocke [78] und Hegger/Tuchlinski [39] gemacht werden. In diesem Zusammenhang muss grundsätzlich festgestellt werden, dass sich die Datenbank der Eckstützen-Verbindungen sowohl gesamt betrachtet als auch insbesondere in den Grenzbereichen der untersuchten Parameter nur durch wenige Versuche bzw. unabhängige Versuchsreihen kennzeichnet.

In Bild 6-22 ist eine Gegenüberstellung von experimenteller und errechneter Bruchlast dargestellt. Abgesehen von den im Gesamtmittel leicht überschätzten Versagenslasten ($\xi_m = 0,90$) kann das Berechnungsverfahren, wie das enge Streuband der Diagrammpunkte um die Winkelhalbierende verdeutlicht, sowohl für niedrige als auch für hohe Lastniveaus angewendet werden.

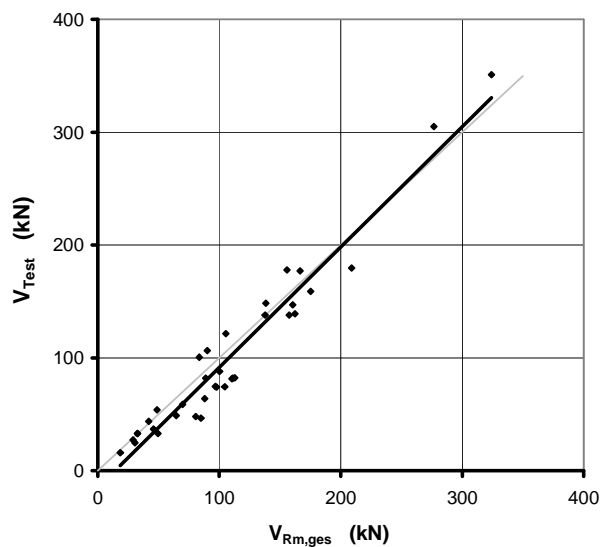


Bild 6-22: Gegenüberstellung von experimenteller und errechneter Bruchlast.

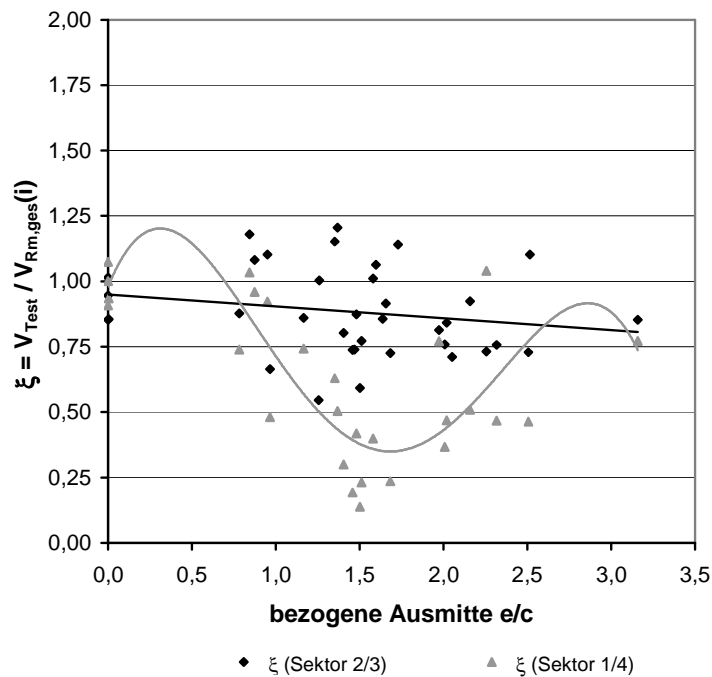


Bild 6-23: Bruchlastvergleich für ausgewählte Sektoren in Abhängigkeit der bezogenen Ausmitte e/c .

Bild 6-23 stellt einen Bruchlastvergleich für die Sektoren 2 und 3 bzw. 1 und 4 in Abhängigkeit der bezogenen Lastausmitte e/c dar.

Im Bereich kleiner Lastausmitten ($e/c \approx 0$) erfolgt die Lasteinleitung stark ausmittig im Bereich der Randsektoren, welche sich folglich auch für das Versagen der Gesamtverbindung verantwortlich zeigen. Im Bereich von $0 < e/c \leq 0,75$ enthält die Datenbank keine Versuche, so dass im Hinblick auf das Trag- und Versagensverhalten nur Prognosen formuliert werden können:

Demnach dürfte der Einfluss der beiden Innensektoren 2 und 3 auf das Versagen der Gesamtverbindung bis zu der Lastausmitte e/c , bei der der Nulldurchgang bzw. der Wechsel der lokalen Querkraftbeanspruchungen $V_{E,2}$ bzw. $V_{E,3}$ erreicht ist, zunächst abnehmen, bevor der Einfluss dann mit weiter zunehmender Ausmitte wieder kontinuierlich ansteigt. Wie der stark überhöhte Verlauf der Ausgleichsfunktion für die ξ -Werte der Randsektoren in Bild 6-23 erkennen lässt, dürfte sich das Versagen deshalb im gesamten Bereich zwischen $0 \leq e/c \leq 0,75$ auf die beiden Randsektoren konzentrieren.

Wie die Versuchsergebnisse wiederum belegen, zeigen sich für Lastausmitten von $e/c > 0,75$ dann die beiden Innensektoren 2 und 3 für das Versagen der Verbindung verantwortlich. Auch der Einfluss der beiden Randsektoren wird im Bereich großer Ausmitten wieder relevant, nachdem der Nulldurchgang der lokalen Querkraftbeanspruchungen $V_{E,1}$ bzw. $V_{E,4}$ bei einer bezogenen Ausmitte von $e/c \approx 1,5$ durchschritten wurde.

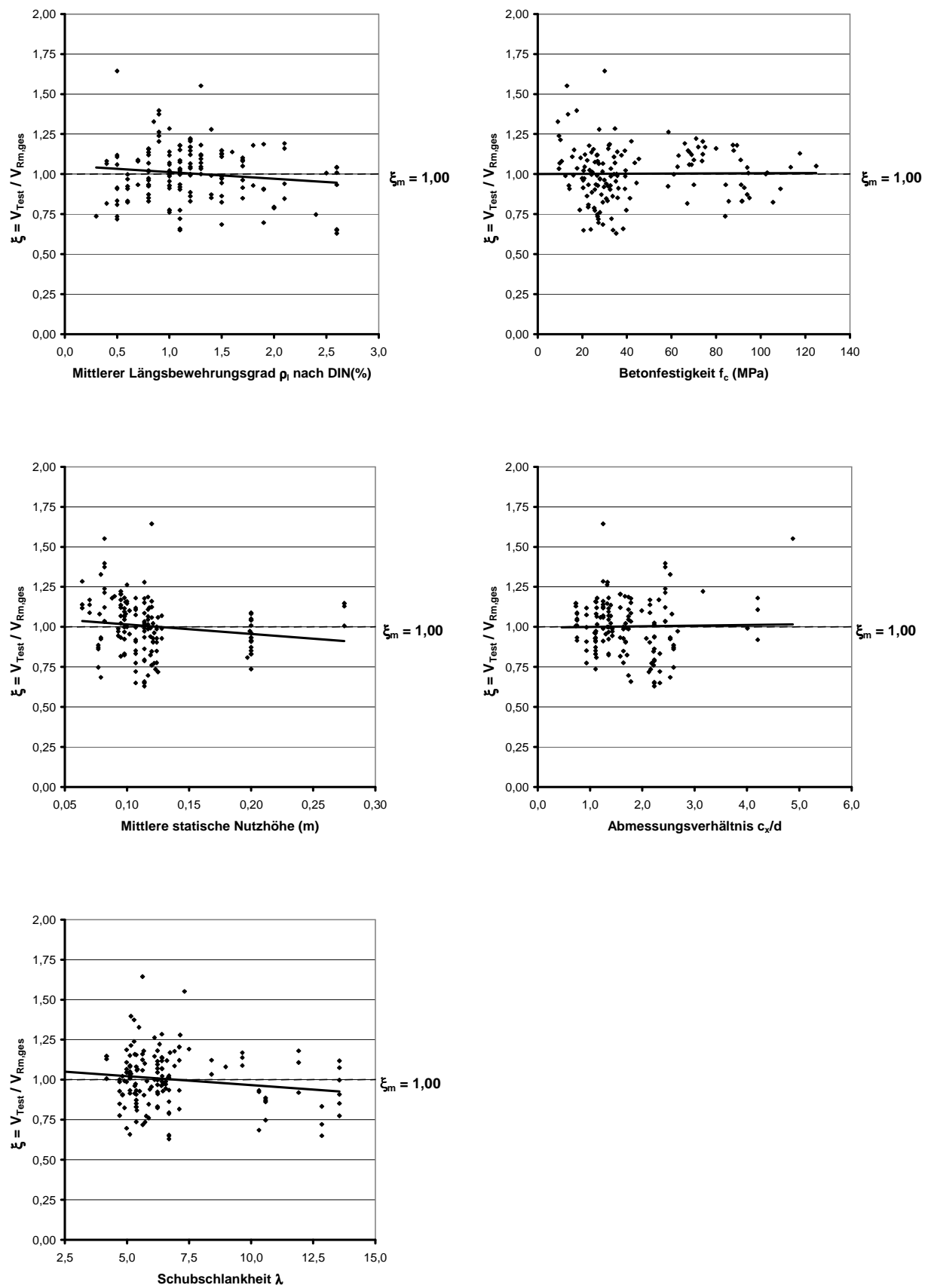


Bild 6-24: Einfluss maßgeblicher Parameter auf das Verhältnis von experimenteller zu rechnerischer Bruchlast bei zentrisch beanspruchten Innenstützen-Verbindungen.

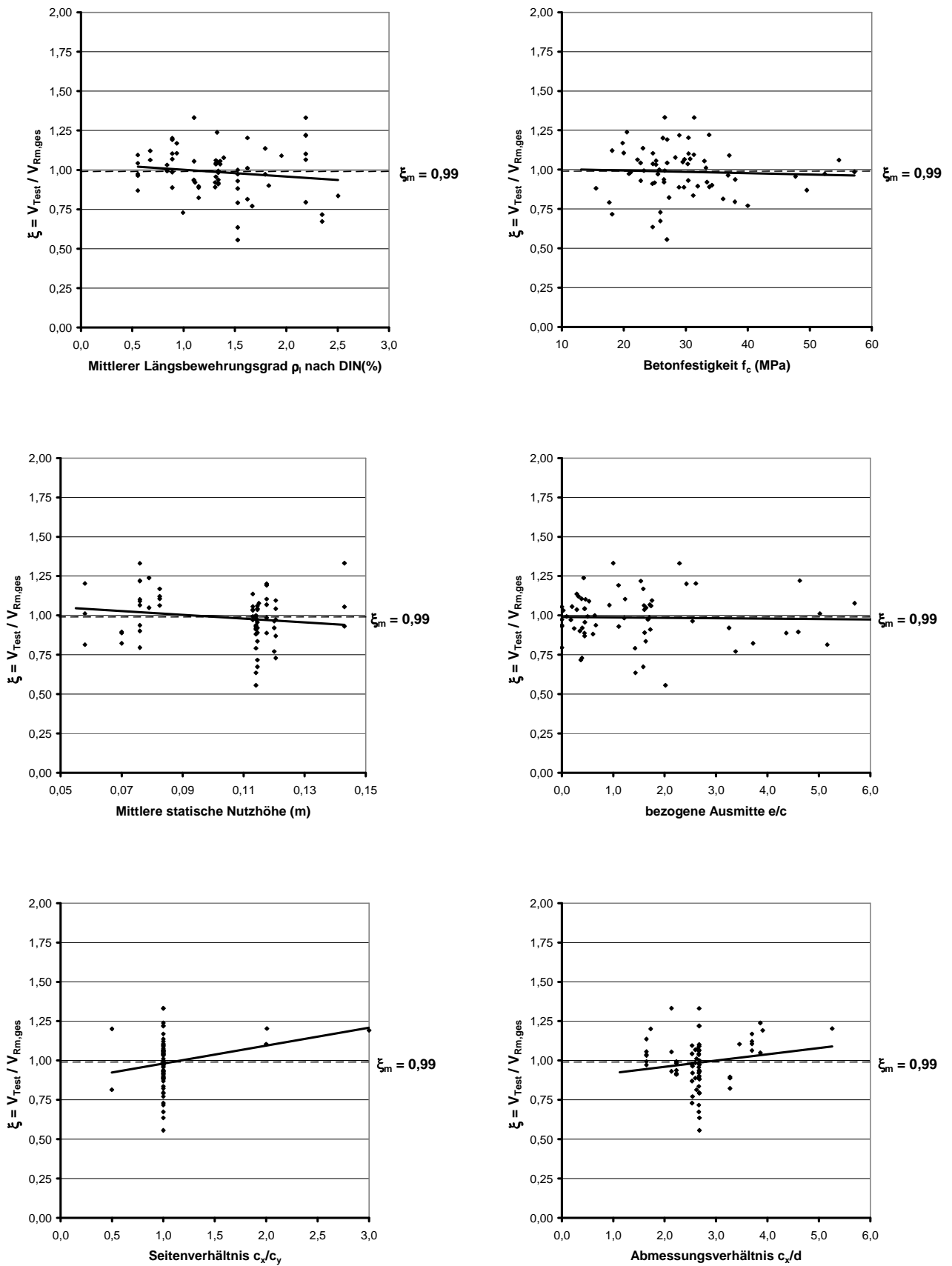


Bild 6-25: Einfluss maßgeblicher Parameter auf das Verhältnis von experimenteller zu rechnerischer Bruchlast bei ausmittig beanspruchten Innenstützen-Verbindungen.

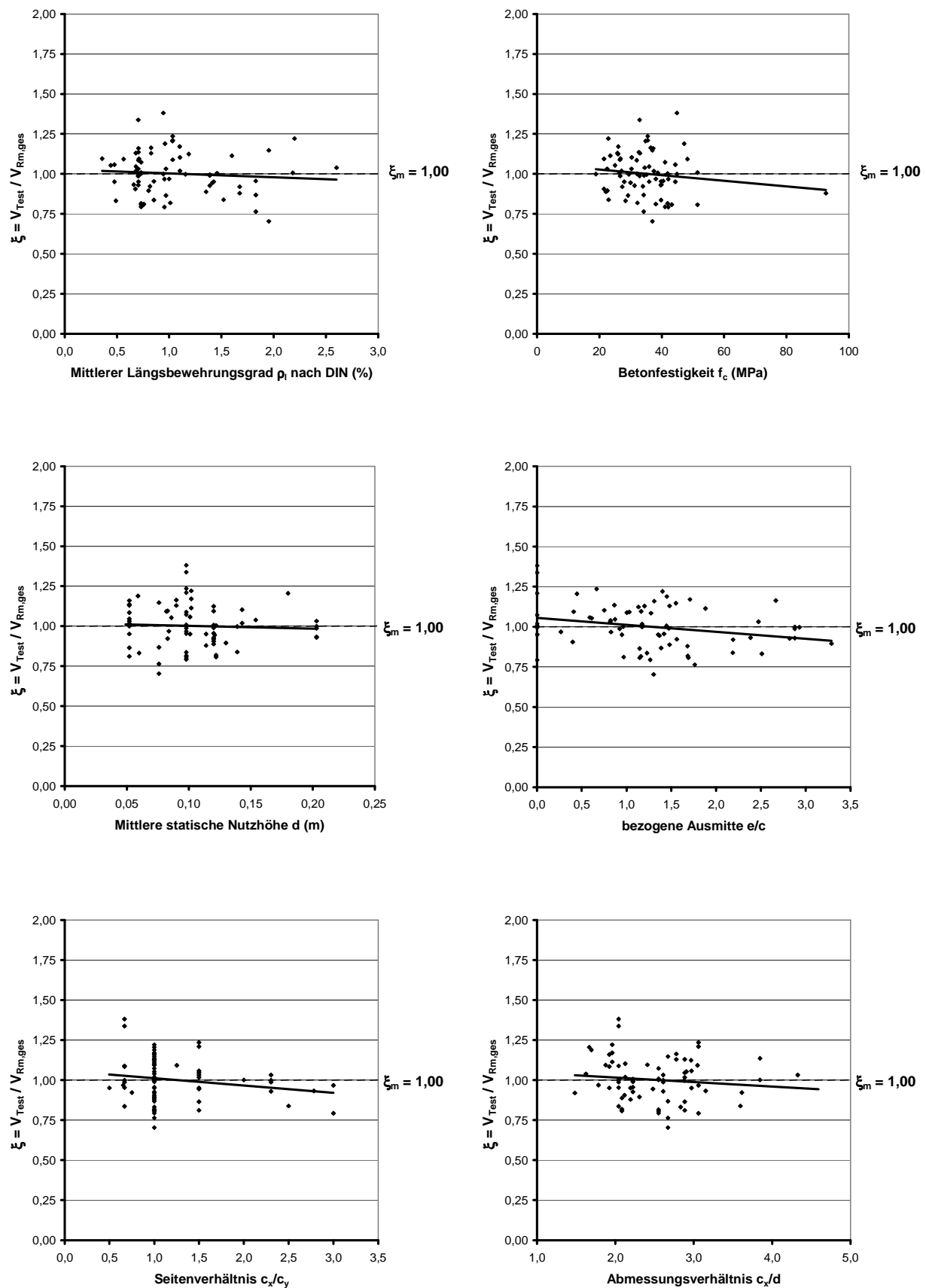


Bild 6-26: Einfluss maßgeblicher Parameter auf das Verhältnis von experimenteller zu rechnerischer Bruchlast bei Randstützen-Verbindungen.

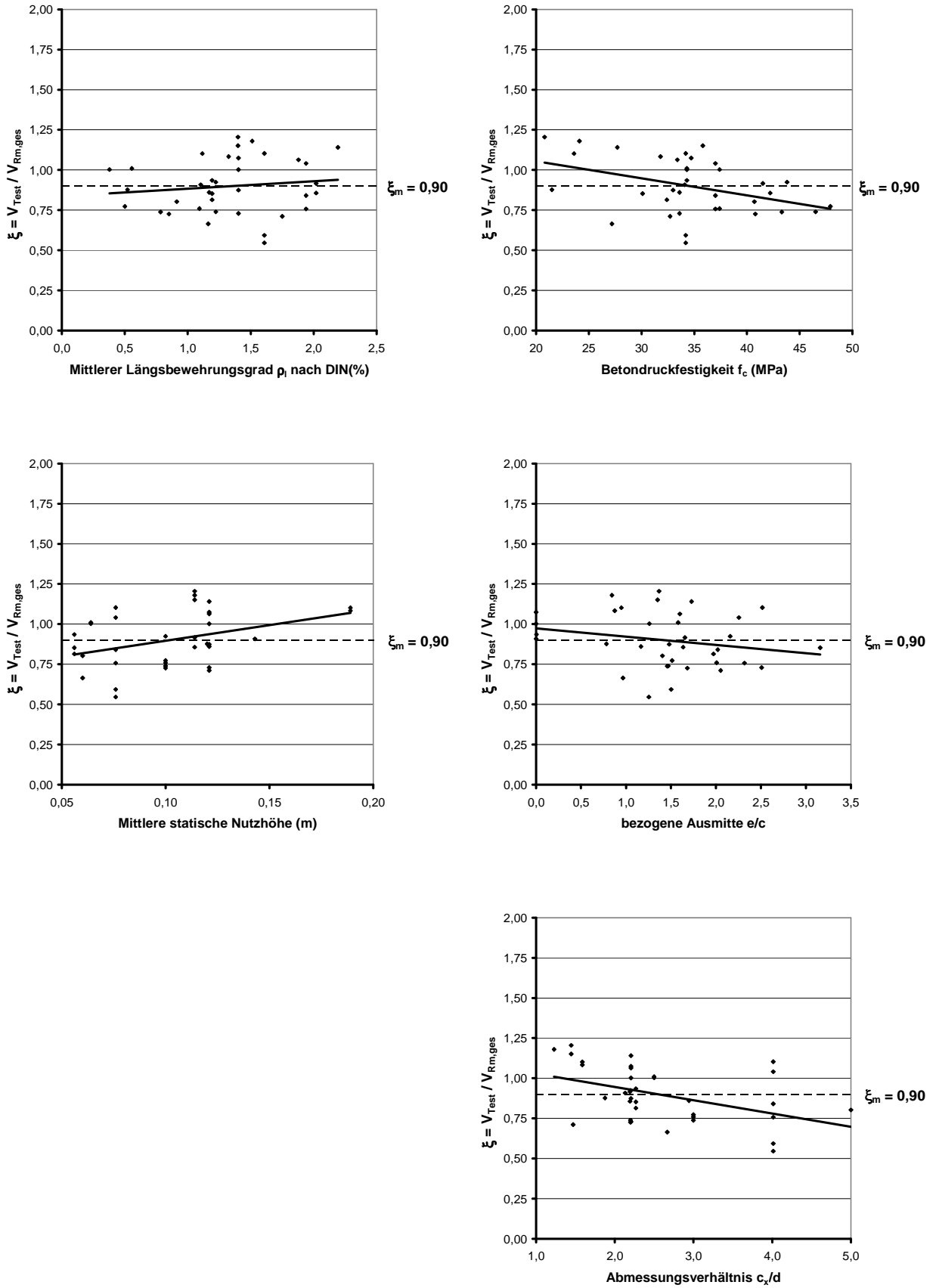


Bild 6-27: Einfluss maßgeblicher Parameter auf das Verhältnis von experimenteller zu rechnerischer Bruchlast bei Eckstützen-Verbindungen.

6.5 Ableitung des Bemessungsniveaus

6.5.1 Auswertung nach DIN EN 1990, Anhang D.

Die Festlegung des erforderlichen Sicherheitsniveaus erfolgt auf Grundlage der in DIN EN 1990, Anhang D, Abschnitt D.7.2 (Bemessungswertbestimmung über den charakteristischen Wert) und Abschnitt D.7.3 (Bemessungswertbestimmung unter Berücksichtigung eines vorgegebenen Sicherheitsindizes von $\beta = 3,8$) aufgeführten Verfahren. Die maßgebenden statistischen Parameter der beiden Verfahren wurden im Zusammenhang mit den Versuchsauswertungen in Kapitel 3 vorgestellt. Vergleichbar zu Kapitel 3 werden die Verfahren mit Verfahren A (Verfahren nach Anhang D, Abschnitt 7.2) und Verfahren B (Verfahren nach Anhang D, Abschnitt 7.3) bezeichnet.

Wie bei Multiplikationsansätzen üblich, erfolgt die Anpassung der Bemessungsgleichung an das Bemessungsniveau über den Kalibrierungs- bzw. Vorfaktor C_R , welcher sich rechnerisch –auf Mittelwertniveau- wie folgt darstellt:

$$C_R = \frac{V_{\text{Test}}}{V_{R,\text{ges_bez}}} \quad (6.13)$$

wobei mit V_{Test} die im Versuch gemessene Bruchlast und mit $V_{R,\text{ges_bez}}$ die bezogene, rechnerische Durchstantragfähigkeit nach Gleichung (6.12) unter Vernachlässigung des Vorfaktors C_R bezeichnet wird.

Die Annahmen hinsichtlich der Verteilungsfunktion, der Ermittlung der charakteristischen Betonfestigkeit f_{ck} und der für die Auswertung herangezogenen Versuchsdaten entsprechen den Annahmen, welche im Zusammenhang mit den Mittelwertbetrachtungen in Abschnitt 6.4.1 bzw. Abschnitt 6.4.2 getroffen wurden.

In Tabelle 6-2 sind die maßgebenden statistischen Parameter der C_R -Verteilung sowie die erforderlichen Vorfaktoren C_{Rd} auf Grundlage der Auswertverfahren A und B für die einzelnen Stützen-Verbindungsarten dargestellt.

Verbindung	Anzahl n	C_{Rm}	s_y	C_{Rk} (Verf. A)	C_{Rd} (Verf. A)	C_{Rd} (Verf. B)
Innenstützen mit $e = 0$	146	0,111	0,175	0,082	0,055	0,064
Innenstützen $e \geq 0$	66	0,109	0,168	0,082	0,055	0,065
Randstützen	74	0,111	0,136	0,088	0,059	0,073
Eckstützen	36	0,100	0,197	0,071	0,047	0,054

Tabelle 6-2: Ableitung des Bemessungsniveaus mit Hilfe der Verfahren A und B.

Sowohl die Werte der mittleren Vorfaktoren C_{Rm} , welche mit Ausnahme der Eckstützen-Verbindungen nahezu exakt mit dem vordefinierten Mittelwert $C_{Rm} = 0,111$ zusammentreffen als auch die Werte der Streuungen s_y , die mit den entsprechenden Werten nach Tabelle 6-1 übereinstimmen, bestätigen die Ergebnisse der Mittelwertbetrachtung in Abschnitt 6.4.

Auf Grundlage des Verfahrens A ergeben sich die für Innen- und Randstützen-Verbindungen ermittelten Vorfaktoren $C_{Rd}(\text{Verf. A})$ auf Bemessungsniveau zu $C_{Rd}(\text{Verf. A}) \geq 0,055$. Der erforderliche Vorfaktor für Eckstützen-Verbindungen liegt mit $C_{Rd}(\text{Verf. A}) = 0,047$ erwartungsgemäß leicht unterhalb dieser Grenze.

Die auf Grundlage des Verfahrens B ermittelten Vorfaktoren liegen aufgrund der geringen Streuungsanteile durchweg um ca. $15 \div 20 \%$ über den entsprechenden Werten nach Verfahren A, so dass sich für Innen- und Randstützenverbindungen die Vorfaktoren $C_{Rd}(\text{Verf.B})$ zu $C_{Rd}(\text{Verf.B}) \geq 0,064$ ergeben. Der Vorfaktor für Eckstützen-Verbindungen liegt bei $C_{Rd}(\text{Verf.B}) = 0,054$.

Die Festlegung des letztendlich für das Bemessungsverfahren verwendeten Vorfaktors C_{Rd} erfolgt, vergleichbar zu den Betrachtungen auf Mittelwertniveau, unter Berücksichtigung der ebenen Querkrafttragfähigkeit nach DIN 1045-1.

Nach DIN 1045-1, Gleichung (69), beträgt der Vorfaktor $C_{Rd,DIN 1045-1}$ auf Bemessungsniveau $C_{Rd,DIN 1045-1} = 0,10$. Übertragen auf das vorliegende Modell entspricht dies unter Berücksichtigung der veränderten Bruchflächenannahme einem Wert von

$$C_{Rd} = \frac{0,10}{1,80} = 0,0555 \approx 0,055 \quad (6.14)$$

Der Vorfaktor $C_{Rd} = 0,055$ erfüllt für Innen- und Randstützen-Verbindungen sowohl die erforderlichen Sicherheitskriterien nach Verfahren B als auch die strengeren Anforderungen ($\gamma_m = 1,5$) nach Verfahren A. Bei Eckstützen-Verbindungen entspricht der vorgeschlagene Wert mit $C_{Rd} = 0,055 \approx C_{Rd}(\text{Verf.B}) = 0,054$ dem Wert des Verfahrens B und erfüllt damit ebenfalls die erforderlichen Sicherheitsanforderungen.

Mit der Übertragung des Vorfaktors $C_{Rd} = 0,055$ auf das im Rahmen dieser Arbeit vorgestellte Bemessungsverfahren entspricht die ebene Querkrafttragfähigkeit des vorliegenden Bemessungsverfahrens $V_{Rd,ges}$ (für den Fall, dass alle durchstanzrelevanten Parameter zu 1,0 gesetzt werden können) der ebenen Querkrafttragfähigkeit $V_{Rd,ct}$ nach DIN 1045-1, Gleichung (69).

6.5.2 Zusammenfassende Vorstellung des Bemessungsansatzes

Die Durchstantragfähigkeit $V_{Rd,ges}$ des im Rahmen dieser Arbeit vorgestellten Bemessungsverfahrens ermittelt sich über die folgende rechnerische Beziehung:

$$V_{Rd,ges} = \text{Minima}(V_{Rd,ges}(i=1) \text{ bis } V_{Rd,ges}(i=\max)) \quad (6.15)$$

mit:

- max Anzahl, der an der Lastabtragung beteiligten Sektoren
(IS: max = 8 RS: max = 6 ES: max = 4)
- $V_{Rd,ges}(i)$ Durchstantragfähigkeit der Verbindung, die sich auf Grundlage des Einzelsektors i ergeben würde:

$$V_{Rd,ges}(i) = V_{Rd,i} \cdot \frac{|V_{Ed,ges}|}{|V_{Ed,i}|} \quad (6.16)$$

mit:

- $V_{Ed,ges}$ Gesamt auf die Verbindung einwirkende Querkraft auf Bemessungsniveau
- $V_{Ed,i}$ Der auf den betrachteten Sektor i entfallende Querkraftanteil auf Bemessungsniveau

Ermittlung mit PAP „Querkraftbeanspruchung $V_{E,i}$ “

- $V_{Rd,i}$ Durchstantragfähigkeit des Einzelsektors i :
- $$V_{Rd,i} = 0,055 \cdot \kappa \cdot (100 \cdot \rho_{l,i} \cdot f_{ck})^{1/3} \cdot \eta_{räumlich,i} \cdot \eta_{Umlagerung,i} \cdot \eta_{RV,i} \cdot A_i \quad (6.17)$$

mit:

- κ Beiwert zur Berücksichtigung des Maßstabseinflusses

$$\kappa = 1 + \sqrt{\frac{200}{d}} \leq 2,0 ,$$

statische Nutzhöhe d in mm

$$d = \frac{d_x + d_y}{2}$$

- $\rho_{l,i}$ anrechenbarer Längsbewehrungsgrad des Einzelsektors i

$$\rho_{l,i} = \rho_{l,i_längs} \cdot \cos^2 \varphi_{Sek,i} + \rho_{l,i_quer} \sin^2 \varphi_{Sek,i} \quad \begin{cases} \leq 0,40 \frac{f_{cd}}{f_{yd}} \\ \leq 0,02 \end{cases}$$

$\rho_{l,i_längs}$; ρ_{l,i_quer} Längsbewehrungsgrad in Längs- und Querrichtung
Ermittlung nach PAP „Längsbewehrungsgrad $\rho_{l,i_längs}$; ρ_{l,i_quer} “

$\varphi_{Sek,i}$ Sektorwinkel des Einzelsektors i
Ermittlung nach PAP „Sektorwinkel $\varphi_{Sek,i}$; Eckwinkel $\varphi_{Eck,i}$ “

- f_{ck} charakteristische Zylinderdruckfestigkeit des Betons

- $\eta_{räumlich,i}$ Faktor zur Berücksichtigung des räumlichen Spannungszustands für den Einzelsektor i

Ermittlung nach PAP „Erhöhungsfaktor $\eta_{räumlich,i}$ “

$\eta_{\text{Umlagerung},i}$	Faktor zur Berücksichtigung der Umlagerungskapazität für den Einzelsektor i Ermittlung nach PAP „Erhöhungsfaktor $\eta_{\text{Umlagerung},i}$ “
$\eta_{\text{RV},i}$	Faktor zur Berücksichtigung des tragfähigkeitssteigernden Einflusses der Randverbügelung auf den Einzelsektor i Ermittlung nach PAP „Erhöhungsfaktor $\eta_{\text{RV},i}$ “
A_i	Anrechenbare Bruchfläche des Einzelsektors i Ermittlung nach PAP „Bruchfläche A_i “

FE-Modell:

Die FE-Modellierung im Bereich der Decken-Stützen-Verbindung erfolgt unter Berücksichtigung der in Abschnitt 6.1.2 in Verbindung mit Abschnitt 5.4.1 festgelegten Regelungen.

Die folgenden Ergebnisse der FE-Berechnung werden im Rahmen des Bemessungsverfahrens verwendet und ausgewertet:

- Hauptmomente M_I und M_{II} in Richtung und Größe an den Punkten 1 ÷ 7 nach Bild 6-28 (sektorweise Darstellung).
- Koppelkräfte V_z und Koppelmomente M_B auf der Stützenanschnittsfläche. Für die Auswertung der Koppelkräfte und Koppelmomente ist die Vorzeichendefinition nach Anhang A zu beachten.

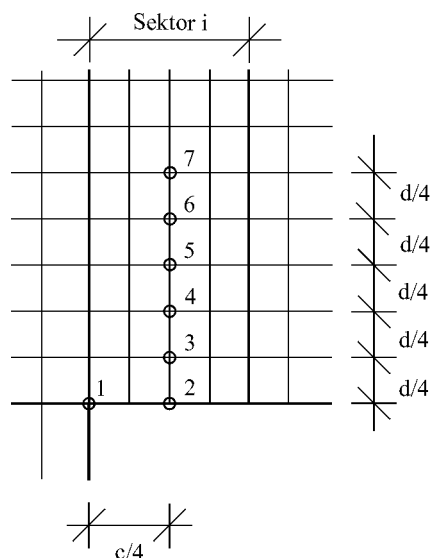


Bild 6-28: Sektorweise Darstellung der FE-Auslesepunkte.

7 Zusammenfassung

Die Finite-Elemente-Methode ermöglicht dem planenden Ingenieur die Beurteilung und Bemessung von komplexen Deckensystemen hinsichtlich Biegung und Querkraft. Damit verbunden sind aber auch erhöhte Anforderungen an die Durchstanzbemessung.

Die derzeit von den Normen zur Verfügung gestellten Nachweisformate eignen sich nicht, um den erhöhten Anforderungen der Praxis gerecht zu werden.

Das Ziel des vorliegenden Forschungsvorhabens war es deshalb, ein einheitliches, theoretisches Durchstanzmodell zu entwickeln, das über geometrische und lastbedingte Standardfälle hinausreichend, möglichst allgemein anwendbar ist. Die Untersuchungen wurden auf nicht vorgespannte Platten ohne rechnerisch erforderliche Durchstanzbewehrung beschränkt.

Zu Beginn der Forschungsarbeit wurden zunächst die theoretischen Grundlagen ausmittiger Durchstanzprobleme in allgemeiner Form dargestellt. Danach wurden maßgebende, theoretische Modelle, die sich speziell mit dem Tragverhalten und der Ermittlung der Durchstanztragfähigkeit im Bereich von ausmittig beanspruchten Decken-Stützen-Verbindungen befassen, vorgestellt und analysiert. Die Bemessungsansätze aktueller Normen sowie eine Auswahl der theoretischen Berechnungsmodelle wurden im Anschluss einer detaillierten Versuchsauswertung mit Versuchsdaten im Bereich von ausmittig beanspruchten Innen-, Rand- und Eckstützen-Verbindungen unterzogen. Die Versuchsdatenbanken, mit insgesamt ca. 200 Versuchen konnten im Rahmen dieser Arbeit zusammengestellt werden.

Die Modelle verwenden zum Teil deutlich unterschiedliche Modellannahmen für die Beschreibung des lokalen Tragverhaltens und insbesondere für die Beurteilung des Einflusses der ausmittigen Lasteinleitung. Allen Modellen ist jedoch gemein, dass sie die Belastungsausmitte als einen der maßgebenden Parameter bei der Beurteilung der Durchstanztragfähigkeit betrachten.

Aufgrund von Vereinfachungen bei der Modellentwicklung finden die in den Modellen implementierten Versagensszenarien häufig keine oder nur begrenzte Übereinstimmung mit den in Versuchen beobachteten Versagensbildern. Darüber hinaus ist ein Großteil der Modelle aufgrund der Herleitung oder aufgrund der verwendeten Modellannahmen auf geometrische und lastabhängige Standardfälle beschränkt. Im Rahmen der Literaturrecherche konnte kein Modell ausfindig gemacht werden, das sowohl die Beanspruchungen in der Platte als auch die zugehörigen lokalen Widerstände in Abhängigkeit der gegenseitigen Beeinflussung

- der Geometrie der Decken-Stützen-Verbindung,
- der Systemgeometrie und
- der Laststellung bzw. Belastungsart (Gleichlast oder Einzellast)

berücksichtigt und somit den Anforderungen einer allgemeingültigen Anwendung gerecht wird.

Ein beträchtlicher Anteil der Modelle und vorwiegend die normativen Modelle verwenden die Schnittgrößen der Stütze für die Beurteilung der lokalen Beanspruchungen im Bereich der Decken-Stützen-Verbindung. Die Fragestellung, inwieweit die Schnittgrößen der Stütze als Ersatz für die - im Zusammenhang mit der Beurteilung der Durchstanztragfähigkeit tatsächlich relevanten - Plattenschnittgrößen herangezogen werden können, wurde im Rahmen des Kapitels 4 analysiert. Die Untersuchungen erfolgten sowohl mit Hilfe von vereinfachten Balken- und Plattensystemen als auch vertiefend auf Grundlage räumlicher Finite-Elemente-Berechnungen am Beispiel einer Decken-Eckstützen-Verbindung.

Als Ergebnis der Untersuchungen kann festgestellt werden, dass das von der Durchstanzbemessung von rotationssymmetrisch beanspruchten Innenstützen-Verbindungen her bekannte Vorgehen, wonach die Durchstanzbemessung auf Grundlage der Auflager- bzw. der Stützennormalkraft

durchgeführt wird, sich nicht auf ausmittig beanspruchte Decken-Stützen-Verbindungen übertragen lässt. Die Untersuchungsergebnisse konnten aufzeigen, dass die einwirkende Querkraftbeanspruchung mit diesem Vorgehen in zahlreichen Bemessungsfällen zum Teil deutlich unterschätzt wird. Insbesondere bei der Beurteilung von auflagernahen Einzelkräften sind die Stützenschnittgrößen als Ersatz für die tatsächlichen Plattenschnittgrößen nicht ausreichend.

Auf Grundlage der Erkenntnisse aus den vorangegangenen Kapiteln konnten in Kapitel 5 zunächst die Hauptanforderungen an die eigene Modellierung wie folgt präzisiert werden:

- Um dem Anspruch eines einheitlichen Berechnungsmodells für Innen-, Rand- und Eckstützen-Verbindungen gerecht zu werden, erfordert das Modell ein schlüssiges, theoretisches Tragmodell, das sich sowohl für die Beschreibung des lokalen Tragverhaltens als auch des Versagensablaufs eignet.
- Darüber hinaus müssen die Tragmodellannahmen mit den Ergebnissen einer Plattenberechnung kombinierbar sein, da nur so eine allgemeine Anwendbarkeit hinsichtlich der geometrischen und lastbedingten Gegebenheiten erreicht werden kann.

Mit Hilfe von räumlichen FE-Berechnungen konnte im Rahmen der weiteren Untersuchungen aufgezeigt werden, dass sich die von André [8] und Beutel [12] im Zusammenhang mit zentrisch beanspruchten Innenstützen-Verbindungen entwickelten Tragmodellannahmen, denen zufolge

- die lokale Lasteinleitung im Stützbereich vorwiegend über geneigte Druckkegelschalen entlang der Hauptdruckspannungs-Trajektorien erfolgt und
- sich die Versagensflächen aus diesen Druckkegelschalen parallel zu den Hauptdruckspannungs-Trajektorien herausbilden,

ohne Einschränkung auf Durchstanzvorgänge mit ausmittiger Beanspruchung übertragen lassen. Die in Versuchen mit variierender Lastausmitte festgestellte, stark unterschiedliche Ausrichtung und Größe der Versagensflächen, konnten mit Hilfe der rechnerischen Hauptspannungsverteilungen äußerst präzise nachvollzogen werden.

Die weiteren Untersuchungen in Kapitel 5 befassten sich deshalb mit der Fragestellung, inwieweit sich diese Tragmodellannahmen mit den Ergebnissen einer praxisüblichen, linear-elastischen FE-Berechnung kombinieren lassen. Als Ergebnis der Untersuchungen konnte festgestellt werden, dass die ebene FE-Berechnung unter Berücksichtigung der Hauptmomentenverteilung in der Platte und des lokalen Querkraft- bzw. Biegemomentenverlaufs auf der Stützenanschnittsfläche vergleichbare Informationen wie die räumliche Berechnung liefert und somit für die Bestimmung der Bruchflächen nach Ausrichtung und Größe herangezogen werden kann.

Das im Rahmen des Kapitel 6 entwickelte Bemessungsmodell beruht auf dem Tragmodell der räumlichen Druckkegelschalen. Grundlage für die Ermittlung von Ausrichtung und Größe der Druckkegelschalen bzw. Schubbruchflächen sowie für die Ermittlung der lokalen Querkrafteinwirkungen und Schubwiderstände bilden die Ergebnisse der ebenen, linear-elastischen FE-Berechnung.

Im Hinblick auf die Modellierung der Stütze und der Elementierung im Nahbereich der Decken-Stützen-Verbindung werden spezielle Festlegungen getroffen.

Die Tragfähigkeitsanalyse der Decken-Stützen-Verbindung erfolgt auf Grundlage von mehreren, gleichmäßig über die Stützenanschnittsfläche verteilten Einzelsektoranalysen, wobei die Breite eines Sektors der halben Stützenbreite entspricht. Auf diese Art und Weise kann eine differenzierte Abbildung des lokalen Tragverhaltens gewährleistet werden.

Das Durchstanzmodell unterscheidet zwischen der Querkraftbeanspruchung $V_{E,Sektor}$ und dem zugehörigen Querkraftwiderstand $V_{R,Sektor}$ der auf den betrachteten Sektor entfallenden Druckkegelschale. Die Versagens- bzw. Bruchflächen dienen als Maß für die an der Übertragung der Querkraft beteiligten Widerstandsflächen. Vergleichbar zu Rundschnittmodellen bzw. dem

Modell von Regan [68] wird eine gleichmäßige Verteilung der Schubspannungen auf der zu erwartenden Teilbruchfläche, in diesem Fall der Teilbruchfläche der örtlich begrenzten Druckkegelschale, vorausgesetzt. Das örtliche Querkraftversagen der lokalen Druckstrebe bzw. des Sektors tritt ein, wenn die einwirkende Schubspannung $v_{E,Sektor} = V_{E,Sektor} / A_{Sektor}$ eine zulässige Schub-Widerstandsspannung $v_{R,Sektor}$ überschreitet. Das Versagen einer lokalen Druckkegelschale bzw. eines Nachweissektors ist gleichbedeutend mit dem Gesamtversagen der Verbindung.

Maßgeblich für die Ermittlung der Querkraftbeanspruchung $V_{E,Sektor}$ ist der lokale Querkraftverlauf auf der Stützenanschnittsfläche. Die Sektorbruchfläche A_{Sektor} ermittelt sich unter Berücksichtigung der Hauptmomentenverteilung in der Platte und einer allgemeinen Annahme für den Ausbruchwinkel von ca. 33° bezüglich der Plattenebene.

Die Größe der Querkraft- bzw. Durchstantragfähigkeit $V_{R,Sektor}$ ist neben vorwiegend materialtechnischen Parametern insbesondere von den örtlichen Beanspruchungen abhängig. Sie setzt sich aus einem Anteil der ebenen Querkrafttragfähigkeit, dessen Grundform der ebenen Querkrafttragfähigkeit von DIN 1045-1, EC 2 und MC 90 entspricht, und einem weiteren sog. durchstanzspezifischen Anteil zusammen. Der durchstanzspezifische Anteil berücksichtigt die zusätzlichen Einflüsse, welche sich aus der konzentrierten, zweiachsigen Lasteinleitung sowie den besonderen, geometrischen Gegebenheiten bei Decken-Stützen-Verbindungen ergeben.

Im Einzelnen sind dies der Einfluss des räumlichen Spannungszustands, der Einfluss lokaler Umlagerungskapazitäten sowie der Einfluss einer Randverbügelung bei Rand- und Eckstützen-Verbindungen.

Maßgeblich für die Beurteilung des räumlichen Spannungszustands ist das gegenseitige Verhältnis der beiden Hauptmomente M_I und M_{II} im zentralen Bereich der Druckkegelschale. Es wird sowohl der tragfähigkeitssteigernde Einfluss infolge Querdruk als auch der tragfähigkeitsmindernde Einfluss infolge Querkzug berücksichtigt.

Das Umlagerungspotential der Verbindung wird unter Berücksichtigung der lokalen Querkraft- und Biegemomentenbeanspruchungen sowie unter Berücksichtigung der geometrischen Verhältnisse bestimmt. Maßgeblich für die Beurteilung des Umlagerungspotentials ist die Frage, inwieweit sich die Schnittgrößen des am höchsten beanspruchten Sektors auf seine Nachbarsektoren umverteilen lassen. Als Hilfsgröße dient hierbei das sog. parametrisierte Schnittgrößenintegral, welches die Beanspruchungsvölligkeit bzw. den Ausnutzungsgrad der entsprechenden Sektorgruppe beschreibt.

Der Einfluss einer Randverbügelung wird für die randparallelen Sektoren von Rand- und Eckstützen-Verbindungen berücksichtigt. Maßgeblich für die Ermittlung der tragfähigkeitsteigernden Wirkung ist die Ausrichtung der Druckkegelschalen im Grundriss.

Für das Auslesen der FE-Daten sowie für deren Weiterverarbeitung bis hin zur Beurteilung der Durchstantragfähigkeit werden zahlreiche Arbeitsschritte erforderlich, die untereinander in Beziehung gesetzt werden müssen. Im Rahmen der vorliegenden Arbeit wurden hierfür detaillierte Ablaufdiagramme erstellt. Aufgrund der Fülle der zu verarbeitenden Informationen, empfiehlt sich das vorgestellte Bemessungsverfahren vorwiegend für die programmtechnische Umsetzung.

Wie die abschließende Gegenüberstellung des Berechnungsmodells mit den Versuchsergebnissen aufzeigen konnte, kennzeichnet sich das Bemessungsverfahren für alle Stützenarten sowohl durch einen hohen Grad der Vorhersagegenauigkeit als auch durch eine sehr gute Abbildung der untersuchten Parametereinflüsse. Gegenstand der Versuchsauswertungen waren neben ausmittig beanspruchten Innen-, Rand- und Eckstützen-Verbindungen auch zentrisch beanspruchte Innenstützen-Verbindungen.

Der im Zusammenhang mit der Auswertung in sicherheitstechnischer Hinsicht ermittelte Bemessungswert des Berechnungsverfahrens konnte nach Auswertung unter Berücksichtigung aller Stützenarten so gewählt werden, dass der ebene Querkraftwiderstand des vorliegenden Bemessungsmodells exakt mit der ebenen Querkrafttragfähigkeit der DIN 1045-1 übereinstimmt.

Das im Rahmen dieser Arbeit vorgestellte Durchstanzmodell stellt im Hinblick auf das Bemessungsverfahren einen neuartigen Ansatz dar:

Durch die Verknüpfung eines schlüssigen Tragmodellansatzes mit den Ergebnissen der linear-elastischen FE-Berechnung konnte das Bemessungsmodell in der Form entwickelt werden, dass es eine einheitliche Durchstanzbemessung für Innen-, Rand- und Eckstützen-Verbindungen ermöglicht und darüber hinaus im Hinblick auf die Plattengeometrie und die Belastungsanordnung allgemein anwendbar ist. Damit zeigt sich die Durchstanzbemessung bezüglich der Anwendung vergleichbar mit der Biegebemessung und der ebenen Querkraftbemessung.

Das Bemessungsmodell kann sowohl in Verbindung mit DIN 1045-1 als auch mit EC 2 verwendet werden.

München, den 31. Januar 2006

Univ.-Prof. Dr.-Ing. Dr.-Ing. E.h. K. Zilch

Dipl.-Ing. G. Hammelehle

Literatur

- [1] *ACI 318-02*
"Building code requirements for reinforced concrete"; American Concrete Institute, Detroit, 2002.
- [2] *ACI 318-63*
"Building code requirements for reinforced concrete"; American Concrete Institute, Detroit, 1963.
- [3] *ACI 318-71*
"Building code requirements for reinforced concrete"; American Concrete Institute, Detroit, 1971.
- [4] *ACI-ASCE Committee 326*
"Shear and diagonal tension"; ACI Journal, Vol. 59, 1962, pp. 1-30, 277-334 und 353-395.
- [5] *Alexander, S.D.B.; Simmonds, S.H.*
"Shear-Moment transfer in slab column connections"; Structural Engineering Report No. 141, Department of Civil Engineering, University of Alberta, 1986.
- [6] *Alexander, S.D.B.; Simmonds, S.H.*
"Ultimate Strength of slab-column connections"; ACI Structural Journal, Vol. 87, No. 3, 1987, pp. 255-261.
- [7] *Andersson, J.L.*
"Punching of slabs supported on columns at free edges"; NORDISK BETONG, No. 2, 1966, pp. 179-200.
- [8] *Andrä, H.-P.*
"Zum Tragverhalten des Auflagerbereichs von Flachdecken"; Dissertation, Institut für Baustatik, Technische Hochschule Stuttgart, 1982.
- [9] *Andrä, H.-P.; Baur, H. und Stiglat, K.*
"Zum Tragverhalten, Konstruieren und Bemessen von Flachdecken"; Beton- und Stahlbetonbau, Heft 11, 1984, S. 303-310.
- [10] *Anis, N.N.*
"Shear strength of reinforced concrete flat slabs without shear reinforcement"; PhD Thesis, University of London, 1970.
- [11] *Beresford, F.D.*
"Tests of edge column connections of a flat plate structure"; Civil Engineering Transactions, October, 1967, pp. 235-241.
- [12] *Beutel, R.*
"Durchstanzen schubbewehrter Flachdecken"; Dissertation, Lehrstuhl und Institut für Massivbau, RWTH Aachen, 2002.

- [13] *Brändli, W.; Müller, F.X. und Thürlimann, B.*
"Bruchversuch an Stahlbeton- und Spannbetonplatten bei Rand- und Eckstützen"; Institut für Baustatik und Konstruktion, ETH Zürich, 1982.
- [14] *Cleland, D.J.; Gilbert, S.G., et al.*
"The Punching Capacity of RC Slabs at Edge Columns"; International Workshop on Punching Shear Capacity of RC Slabs - Proceedings, Stockholm, 2000, pp. 351-358.
- [15] *Comité Euro-international du Béton*
"CEB-FIP Model Code 1990 (CEB Bulletin d'information No. 213-214)"; Thomas Telford, London, Juli, 1993.
- [16] *Desayi, P.; Seshadri, H.*
"Punching shear strength of flat slab corner column connections, Part 1: reinforced concrete connections"; Proceedings of the institution of civil engineers - Structures and buildings, Vol. 122, No. 1, 1997, pp. 10-20.
- [17] *Di Stasio, J.; Van Buren, M.P.*
"Transfer of bending moment between flat plate floor and column"; Journal of the ACI, Vol. 57, 1960, pp. 299-314.
- [18] *DIN 1045-1*
"Tragwerke aus Beton, Stahlbeton und Spannbeton - Teil 1: Bemessung und Konstruktion"; Juli, 2001.
- [19] *DIN 66001*
"Sinnbilder und ihre Anwendung"; Dezember, 1983.
- [20] *DIN EN 1990*
"Grundlagen der Tragwerksplanung"; Oktober, 2002.
- [21] *Dragosavic, M.; van den Beukel, A.*
"Punching shear"; IBBC-TNO, Vol. 20, No. 2, Delft, 1974.
- [22] *Elgabry, A.*
"Shear and moment transfer of concrete flat plates"; PhD thesis, Department of Civil Engineering, University of Calgary, 1991.
- [23] *Elgabry, A.; Ghali, A.*
"Moment transfer by shear in slab column connections"; ACI Structural Journal, Vol. 93, No. 2, 1996, pp. 187-196.
- [24] *El-Salakawy, E.F.; Polak, M.A.*
"Reinforced concrete slab-column edge connections with openings"; ACI Structural Journal, Vol. 96, No. 1, 1999, pp. 79-87.
- [25] *Falamaki, M.; Loo, Y.-C.*
"Punching shear tests of half-scale reinforced concrete flat-plate models with sprandel beams"; ACI Structural Journal, Vol. 89, No. 3, 1992, pp. 263-271.

-
- [26] *fib bulletin 12 - Technical Report*
"Punching of structural concrete slabs"; fib Lausanne, April 2001.
- [27] *Gardner, N.J.; Shao, X.*
"Punching shear of continuous flat reinforced concrete slabs"; ACI Structural Journal, Vol. 93, No. 2, 1996, pp. 218-228.
- [28] *Ghali, A.; Elmasri, M.Z. und Dilger, W.*
"Punching of flat plates under static and dynamic horizontal forces"; ACI Journal, Vol. 73, No. 10, 1976, pp. 566-572.
- [29] *Gilbert, S.G.; Glass, C.*
"Punching failure of reinforced concrete flat slabs at edge columns"; The structural engineer, Vol. 65, No. 1, 1987, pp. 16-21.
- [30] *Hammelehle, G.*
"Durchstanzen bei ausmittiger Beanspruchung im Bereich von Innen-, Rand- und Eckstützen nach Eurocode 2 Teil 1 prEN 1992-1 (April, 2003) - Kritische Beurteilung des plastischen Schubspannungsverteilungsansatzes"; Studie, Lehrstuhl für Massivbau, TU München, Juni 2003.
- [31] *Hammill, N.; Ghali, A.*
"Punching shear resistance of corner slab-column connections"; ACI Structural Journal, Vol. 91, No. 6, 1994, pp. 697-707.
- [32] *Hanson, N.W.; Hanson, J.M.*
"Shear and moment-transfer between concrete slabs and columns"; Journal of the Portland Cement Association, Research and Development Laboratories, Vol. 10, No. 1, 1968, pp. 2-16.
- [33] *Hawkins, N.M.; Bao, A. und Yamazaki, J.*
"Moment transfer from concrete slabs to columns"; ACI Structural Journal, Vol. 86, No. 6, 1989, pp. 705-716.
- [34] *Hawkins, N.M.; Corley, W.G.*
"Transfer of unbalanced moment and shear from flat plates to columns"; ACI-Special Publications, SP 30-7, 1971, pp. 147-176.
- [35] *Hawkins, N.M.; Wong, C.F. und Yang, C.H.*
"Slab-edge column connections transferring high intensity reversing moments normal to the edge of the slab"; Structures and Mechanics Report No. SM 78-1, Department of Civil Engineering, University of Washington, 1978.
- [36] *Heft 525-1*
"Erläuterungen zu DIN 1045-1"; Deutscher Ausschuss für Stahlbeton, Berlin, 2003.
- [37] *Hegger, J.; Beutel, R.*
"Durchstanzen-Versuche und Bemessung"; Der Prüfenieur, Oktober, 1999, S. 16-33.

- [38] *Hegger, J.; König, G. und Zilch, K.*
"Überprüfung und Vereinheitlichung der Bemessungsansätze für querkraftbeanspruchte Stahlbeton- und Spannbetonbauteile aus normalfesten und hochfesten Beton nach DIN 1045-1"; Abschlussbericht für das DIBT - Forschungsvorhaben IV 1-5-876/98, 1999.
- [39] *Hegger, J.; Tuchlinski, D.*
"Numerische und experimentelle Untersuchungen zum Durchstanzen und räumlichen Querkraftversagen bei Flachdecken"; Bericht Nr. 78/2002, Lehrstuhl und Institut für Massivbau, RWTH Aachen, 2002.
- [40] *Ingvarsson, H.*
"An experimental study of concrete slabs supported on corner columns"; Bulletin No. 111, The Royal Institute of Technology, Stockholm, 1974.
- [41] *Ingvarsson, H.*
"Load-bearing capacity of concrete slabs and arrangement of reinforcement at corner columns"; Bulletin No. 122, The Royal Institute of Technology, Stockholm, 1977.
- [42] *Islam, S.; Park, R.*
"Tests on slab-column connections with shear and unbalanced flexure"; Journal of the Structural Division, Vol. 102, No ST 3, 1976, pp. 549-569.
- [43] *Kanoh, Y.; Yoshizaki, S.*
"Strength of Slab-Column connections transferring shear and moment"; ACI Journal, Vol. 76, No. 3, 1979, pp. 461-478.
- [44] *Kinnunen, S.*
"Tests on concrete slabs supported on columns at free edges"; National Swedish Building Research R2, Stockholm, 1971.
- [45] *König, G.; Dehn, F.*
"Tragfähigkeit von Bauteilen ohne Querkraftbewehrung nach DIN 1045-1"; Teilbericht im Rahmen des DIBT-Forschungsvorhaben IV 1-5-876/98: Überprüfung und Vereinheitlichung der Bemessungsansätze für querkraftbeanspruchte Stahl- und Spannbetonbauteile aus normalfestem und hochfestem Beton nach DIN 1045-1, Dezember 1999.
- [46] *Kordina, K.; Nölting, D.*
"Tragfähigkeit durchstanzgefährdeter Stahlbetonplatten -Entwicklung von Bemessungsvorschlägen-"; Deutscher Ausschuss für Stahlbeton, Heft 371, Berlin, 1986.
- [47] *Kupfer, H.; Zelger, C.*
"Bau und Erprobung einer Versuchseinrichtung für zweiachsige Belastung"; Deutscher Ausschuss für Stahlbeton, Heft 229, Berlin, 1973.
- [48] *Lim, F.K.; Rangan, V.*
"Studies in concrete slabs with stud shear reinforcement in vicinity of edge and corner columns"; ACI Structural Journal, Vol. 92, No. 5, 1991, pp. 515-525.

-
- [49] *Long, A.E.; Cleland, D.J. und Kirk, D.W.*
"Moment transfer and the ultimate capacity of slab column structures"; *The structural engineer*, Vol. 56A, No. 4, 1978, pp. 95-102.
- [50] *Mast, P.*
"Plate stresses at columns near the free edge"; *ACI Journal*, Vol. 67, No. 11, 1970, pp. 898-902.
- [51] *Mast, P.*
"Stresses in flat plates near columns"; *ACI Journal*, Vol. 67, No. 10, 1970, pp. 761-768.
- [52] *Masterson, D.M.; Long, A.E.*
"The punching strength of slabs; a flexural approach using finite elements"; *ACI Special Publication*, SP 42-32, *Shear in reinforced concrete*, Vol. 2, 1974, pp. 747-768.
- [53] *Megally, S.; Ghali, A.*
"Punching of concrete slabs due to column moment transfer"; *Journal of Structural Engineering*, ASCE, Vol. 102, No. 2, 2000, pp. 180-189.
- [54] *Moe, J.*
"Shearing strength of reinforced concrete slabs and footings under concentrated loads"; *Portland Cement Association, Research and Development Laboratories, Bulletin 47*, 1961.
- [55] *Mortin, J.D.; Ghali, A.*
"Connection of flat plates to edge columns"; *ACI Structural Journal*, Vol. 88, No. 2, 1991, pp. 191-198.
- [56] *Müller, F.P.; Schäfers, U. und Schnitzke, K.*
"Über das Tragverhalten des Stützenbereichs von Pilzdecken unter nicht rotationssymmetrischer Belastung"; *Forschungsbericht, Institut für Beton- und Stahlbetonbau, Universität Karlsruhe*, 1978.
- [57] *Narasimhan, N.*
"Shear reinforcement in reinforced concrete column heads"; *PhD Thesis, University of London*, 1971.
- [58] *Narui, S.*
"Ultimate shear capacity of edge column-slab-connections"; *Dissertation, Institut für Baustatik, Technische Hochschule Stuttgart*, 1977.
- [59] *Neth, V.W.; de Paiva, H.A.R. und Long, A.E.*
"Behaviour of models of a reinforced concrete flat plate edge-column connection"; *ACI Journal*, Vol. 78, No. 4, 1981, pp. 269-275.
- [60] *Park, R.; Gamble, W.L.*
"Reinforced concrete slabs"; *John Wiley & Sons, New York*, 1980, pp. 497-548.
- [61] *Park, R.; Islam, S.*
"Strength of slab column connections with shear and unbalanced flexure"; *Journal of the Structural Division, Proceedings of the ASCE*, Vol. 102, No ST 9, 1976, pp. 1879-1901.

- [62] *Petersen, C.*
"Stahlbau"; 3. Auflage, Vieweg & Sohn, Braunschweig/Wiesbaden, 1993.
- [63] *Pillai, S.U.; Kirk, D.W. und Scavuzzo, L.*
"Shear reinforcement at slab-column connections in a reinforced concrete flat plate structure"; ACI Journal, Vol. 79, No. 4, 1982, pp. 36-42.
- [64] *Pöllet, L.*
"Untersuchung von Flachdecken auf Durchstanzen im Bereich von Eck- und Randstützen"; Dissertation, Fakultät für Bauwesen, RWTH Aachen, 1983.
- [65] *prEN 1992-1-1*
"Bemessung und Konstruktion von Stahlbeton- und Spannbetontragwerken - Teil 1-1: Allgemeine Bemessungsregeln und Regeln für den Hochbau"; Februar, 2004.
- [66] *Rangan, V.*
"Tests on slabs in the vicinity of edge columns"; ACI Structural Journal, Vol. 87, No. 6, 1990, pp. 623-629.
- [67] *Rangan, V.; Hall, A.S.*
"Moment and shear transfer between slab and edge column"; ACI Journal, Vol. 80, No. 3, 1983, pp. 183-191.
- [68] *Regan, P.*
"Behaviour of reinforced concrete flat slabs"; Construction Industry Research and Information Association, Ciria Report 89, London, 1981.
- [69] *Schlaich, J.; Schäfer, K.*
"Konstruieren im Stahlbetonbau"; Betonkalender, Teil II, 1998, S. 721-895.
- [70] *Sherif, A.*
"Behaviour of reinforced concrete flat slabs"; PhD thesis, Department of Civil Engineering, University of Calgary, 1996.
- [71] *Sherif, A.; Dilger, H.*
"Punching failure of a full scale high strength concrete flat slab"; International Workshop on Punching Shear Capacity of RC Slabs - Proceedings, Stockholm, 2000, pp. 235-243.
- [72] *SOFISTIK*
"Handbücher des Programmpakets Sofistik"; Oberschleißheim, 2005.
- [73] *Staller, M.A.*
"Analytische und numerische Untersuchungen des Durchstanztragverhaltens punktgestützter Stahlbetonplatten"; Deutscher Ausschuss für Stahlbeton, Heft 515, Berlin, 2001.
- [74] *Stamenkovic, A.; Chapman, J.C.*
"Local strength of flat slabs at column heads"; Construction Industry Research and Information Association, London, 1972.

-
- [75] *Tankut, T.*
"The behaviour of reinforced concrete flat plate structures subjected to various combinations of vertical and horizontal loads"; PhD Thesis, University of London, 1969.
- [76] *Taylor, R.L.; Beresford, P.J. und Wilson, E.J.*
"A non-conforming element for stress analysis"; International Journal for Numerical Methods in Engineering, Vol. 10, 1976, pp. 1211-1219.
- [77] *van den Beukel, A.*
"Punching shear at inner, edge and corner columns"; IBBC-TNO, Vol. 21, No. 3, Delft, 1976.
- [78] *Vocke, H.*
"Durchstanzen von Flachdecken im Bereich von Rand- und Eckstützen"; Dissertation, Institut für Werkstoffe im Bauwesen, Universität Stuttgart, 2001.
- [79] *Walker, P.R.; Regan, P.E.*
"Corner column-slab connections in concrete flat plates"; Journal of Structural Engineering, Vol. 113, No. 4, 1987, pp. 704-720.
- [80] *Zaghlool, E.R.F.*
"Strength and behaviour of corner and edge column-slab connections in reinforced concrete flat plates"; PhD thesis, Department of Civil Engineering, University of Calgary, 1971.
- [81] *Zaghlool, E.R.F.; de Paiva, H.A.R.*
"Tests of flat-plate corner column-slab connections"; Journal of the Structural Division, Vol. 99, No ST 3, 1973, pp. 551-572.
- [82] *Zaghlool, E.R.F.; de Paiva, H.A.R. und Glockner, P.G.*
"Tests of reinforced concrete flat plate floors"; Journal of the Structural Division, Vol. 96, No ST 3, 1970, pp. 487-507.
- [83] *Zilch, K.; Hammelehle, G.*
"Beurteilung bzw. Neuformulierung des Mindestwertansatzes für den Tragwiderstand beim Durchstanzen von Platten ohne rechnerisch erforderliche Schubbewehrung für Eurocode 2 Teil 1"; Abschlussbericht für das DIBT - Forschungsvorhaben ZP 32 - 5 - 7.223 - 1039 / 02, 2002.

Bezeichnungen und Abkürzungen

Soweit im Text nicht explizit erläutert, gelten folgende Bezeichnungen und Abkürzungen:

Abkürzungen

MC 90	Model Code 90
EC 2	prEN 1992-1-1 (Eurocode 2 Teil 1-1)
FEM	Finite-Elemente-Methode
Gl.	Gleichung

Querschnittswerte, Geometrie

A	Querschnittsfläche
A_c	Betonquerschnittsfläche
A_s	Betonstahlquerschnittsfläche
b	Querschnittsbreite
h	Querschnitts- bzw. Plattenhöhe
l	Stablänge bzw. Deckenspannweite
I	Flächenträgheitsmoment
I_T	Torsionsträgheitsmoment (St-Venant)
c_x	Stützenquerschnittsabmessung in x-Richtung
c_y	Stützenquerschnittsabmessung in y-Richtung
D	Durchmesser einer Rundstütze
d	statische Nutzhöhe
$\rho; \rho_1'$	geometrischer Längsbewehrungsgrad in der oberen bzw. unteren Lage (Definition von oberer und unterer Lage siehe Anhang B)
x; y; z	Koordinaten bzw. Koordinatenrichtungen
v	Knotenverschiebung
φ	Winkelverdrehung
λ	Schlankheit
α	Korrekturfaktor für die Bestimmung des Torsionsträgheitsmoments

Kräfte, Schnittgrößen, Spannungen und Widerstände

P	äußere Belastung
V	Querkraft
M	Moment
v	Querkraft je Längeneinheit
m	Moment je Längeneinheit
σ	Normalspannung
γ	Bezeichnung für einen Schnittgrößenanteil

Materialkenngrößen

E	Elastizitätsmodul
G	Schubmodul
$f_c; (f_{ck})$	(charakteristische) Zylinderdruckfestigkeit des Betons
$f_{cl}; (f_{cl,k})$	(charakteristische) Prismendruckfestigkeit des Betons
f_{ct}	Betonzugfestigkeit
f_y	Fließgrenze des Betonstahls

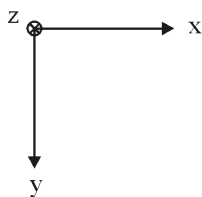
Sonstige Bezeichnungen

e	Lastausmitte (M/V); eine positive Ausmitte e verläuft in Richtung der positiven Koordinatenachsen.
β	Lasterhöhungsfaktor zur Berücksichtigung der Momenten-Querkraft-Interaktion
κ	Maßstabsfaktor
η	Erhöhungsfaktor für die Berücksichtigung durchstanzrelevanter Einflüsse

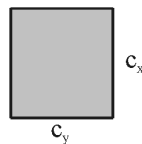
Fußindefizes

c	Beton
S	Betonstahl
E	Einwirkung
R	Widerstand
k	charakteristischer Wert
u	Bruchzustand
d	Bemessungswert
t	Zugbeanspruchung
B	Biegung
T	Torsion
D	Drillanteil
V	Anteil infolge von Querkraften
x, y, z	Wirkungsrichtung
I; II; III	Bezeichnung für die Hauptspannungen und Hauptmomente
i	Bezeichnung für den Einzelsektor im Berechnungsverfahren
j	weitere Unterteilung des Einzelsektors

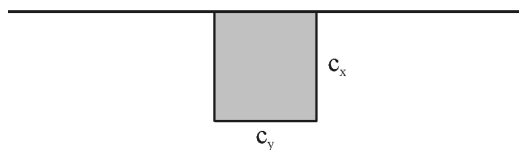
Koordinatensystem



Innenstützen-Verbindungen



Randstützen-Verbindungen



Eckstützen-Verbindungen

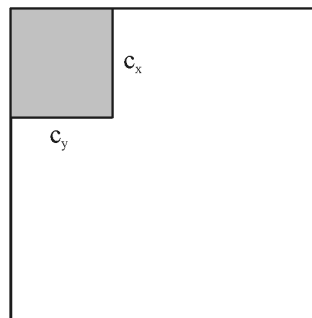


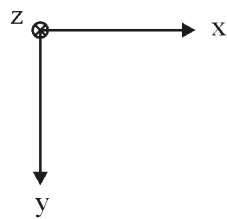
Bild 1: Definition der Achsrichtungen.

Anhang

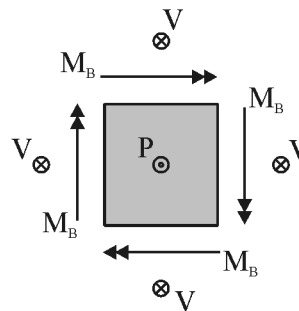
Anhang A Programmablaufpläne (PAP) des Bemessungsverfahrens

A.1 Vorzeichendefinition

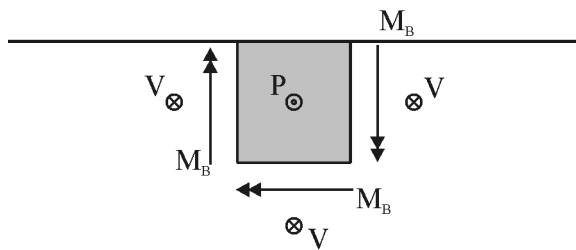
Koordinatensystem



Innenstützen-Verbindungen



Randstützen-Verbindungen



Eckstützen-Verbindungen

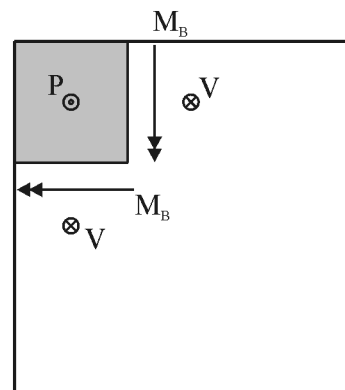


Bild A-1: Vorzeichendefinition für die äußere Last und die Schnittgrößen auf der Stützenanschnittsfläche von Innen-, Rand- und Eckstützen-Verbindungen.

A.2 Programmablaufpläne (PAP's)

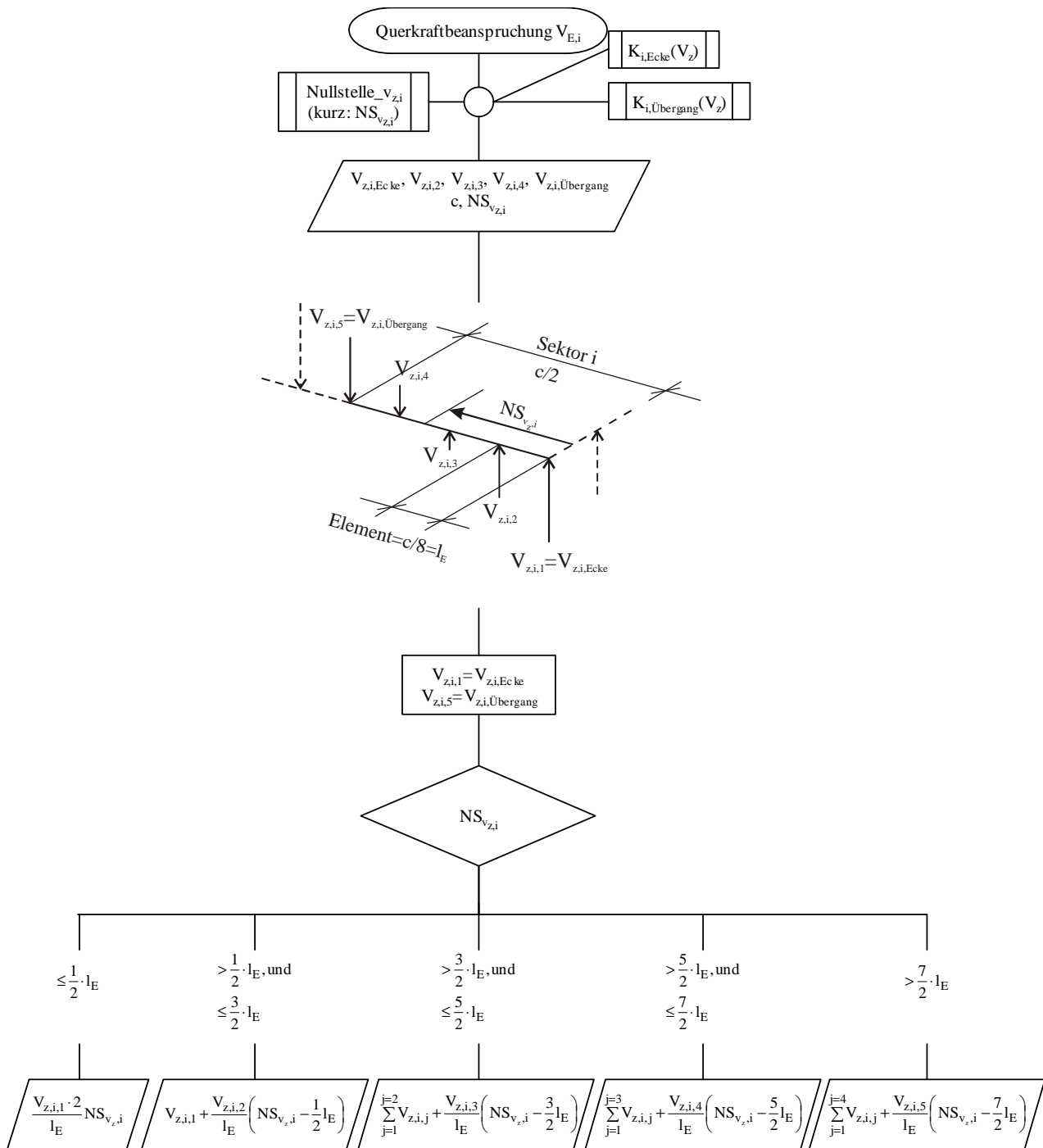


Bild A-2: Ermittlung der Querkraftbeanspruchung $V_{E,i}$.

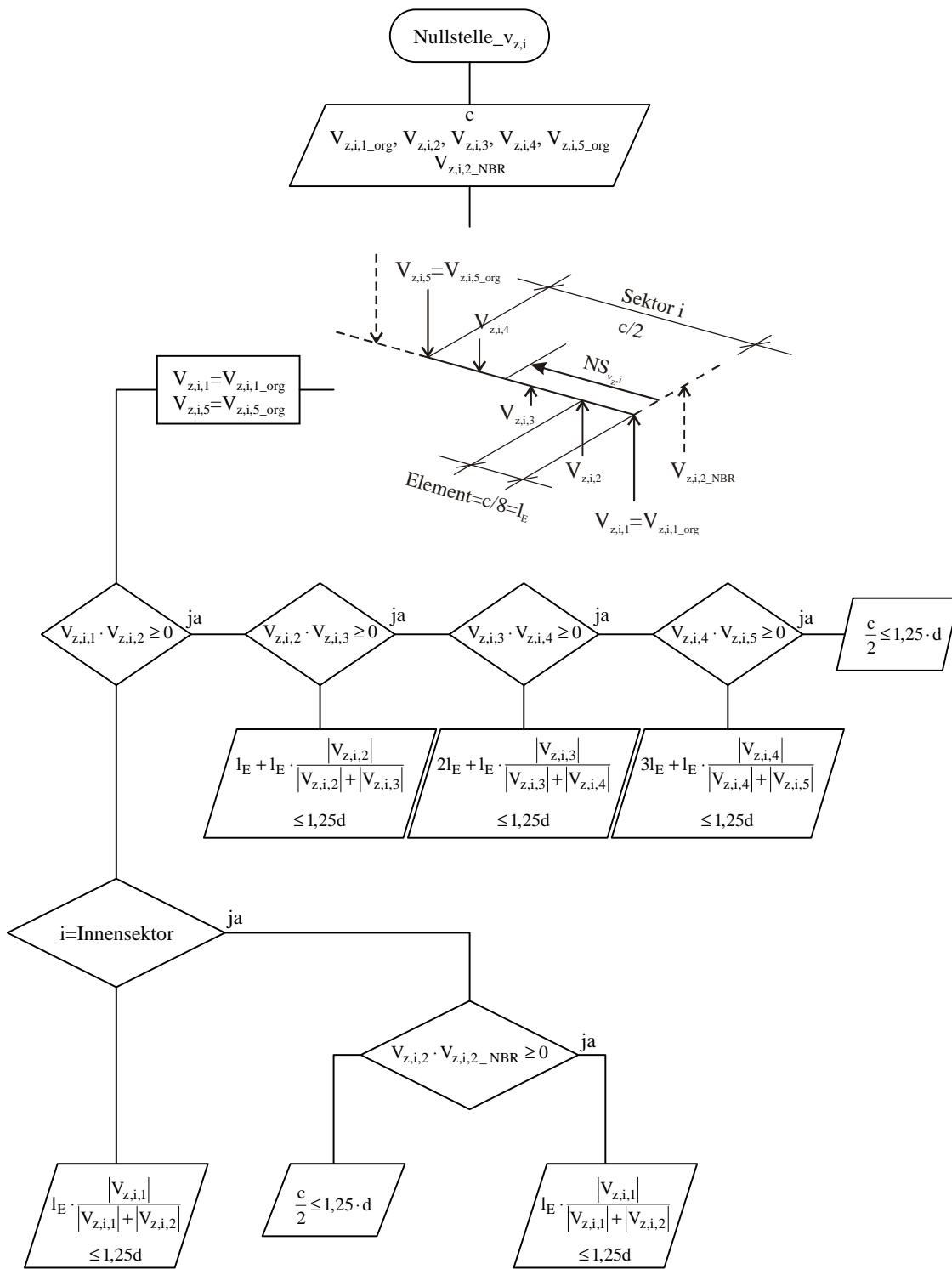


Bild A-3: Ermittlung der lokalen Querkraftnullstelle – Nullstelle_ $v_{z,i}$.

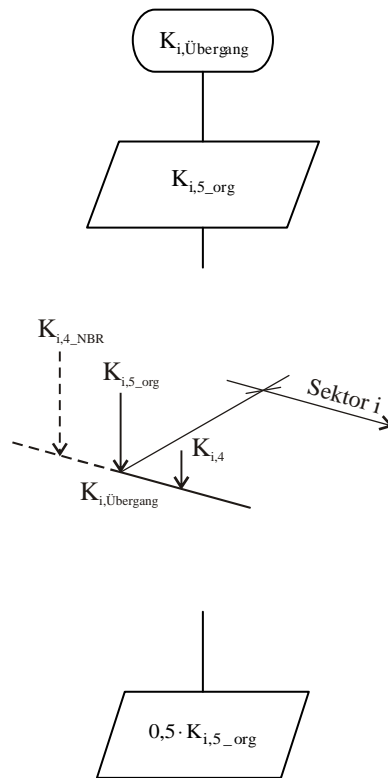


Bild A-4: Ermittlung des Knotenwerts $K_{i,Übergang}$ am Sektorübergang.

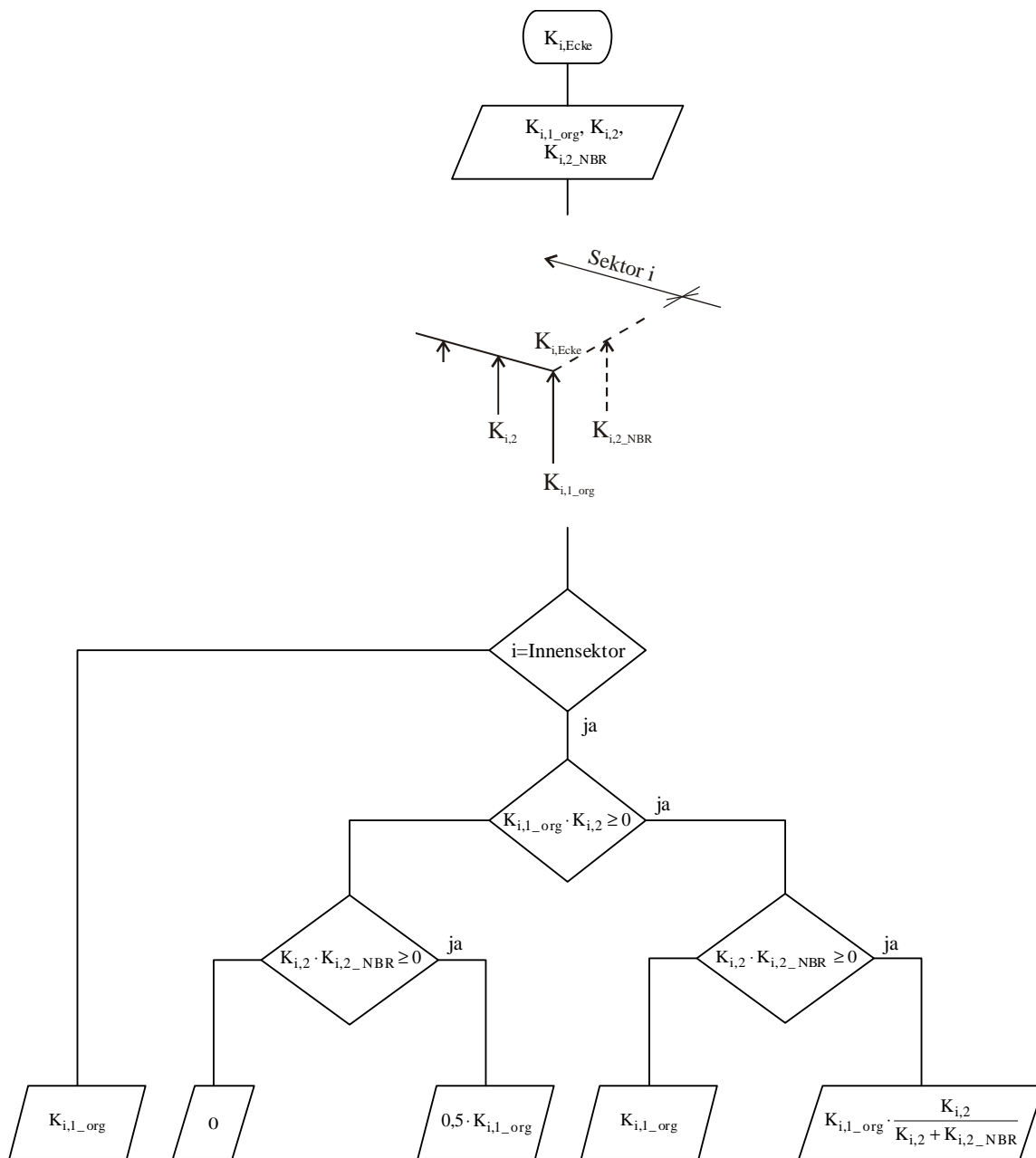


Bild A-5: Ermittlung des Knotenwerts $K_{i,Ecke}$ am Übergang zum Echnachbarsektor.

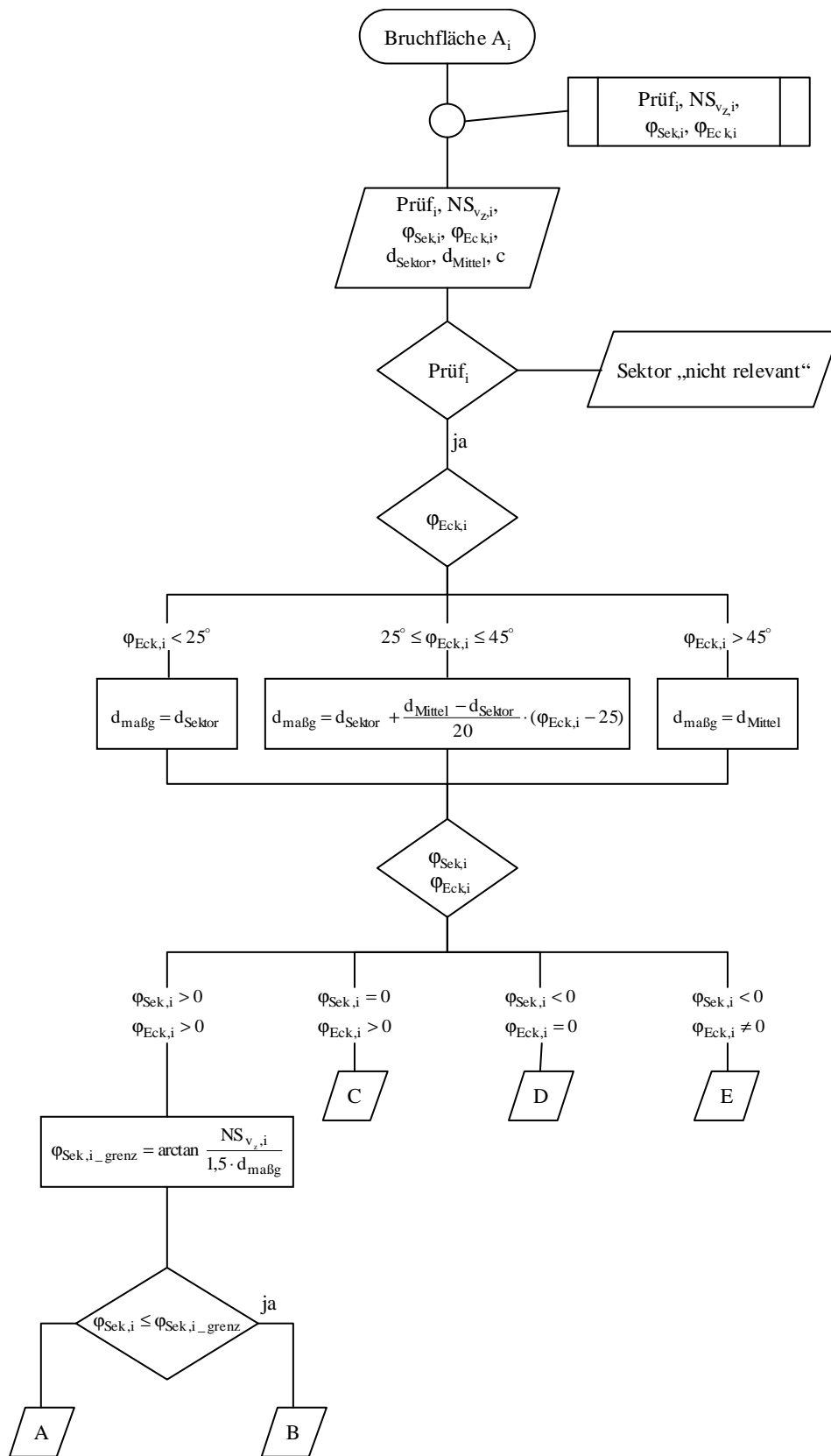


Bild A-6: Ermittlung der Sektorbruchfläche A_i (Die zugehörigen Bruchflächenannahmen sind auf der folgenden Seite abgebildet).

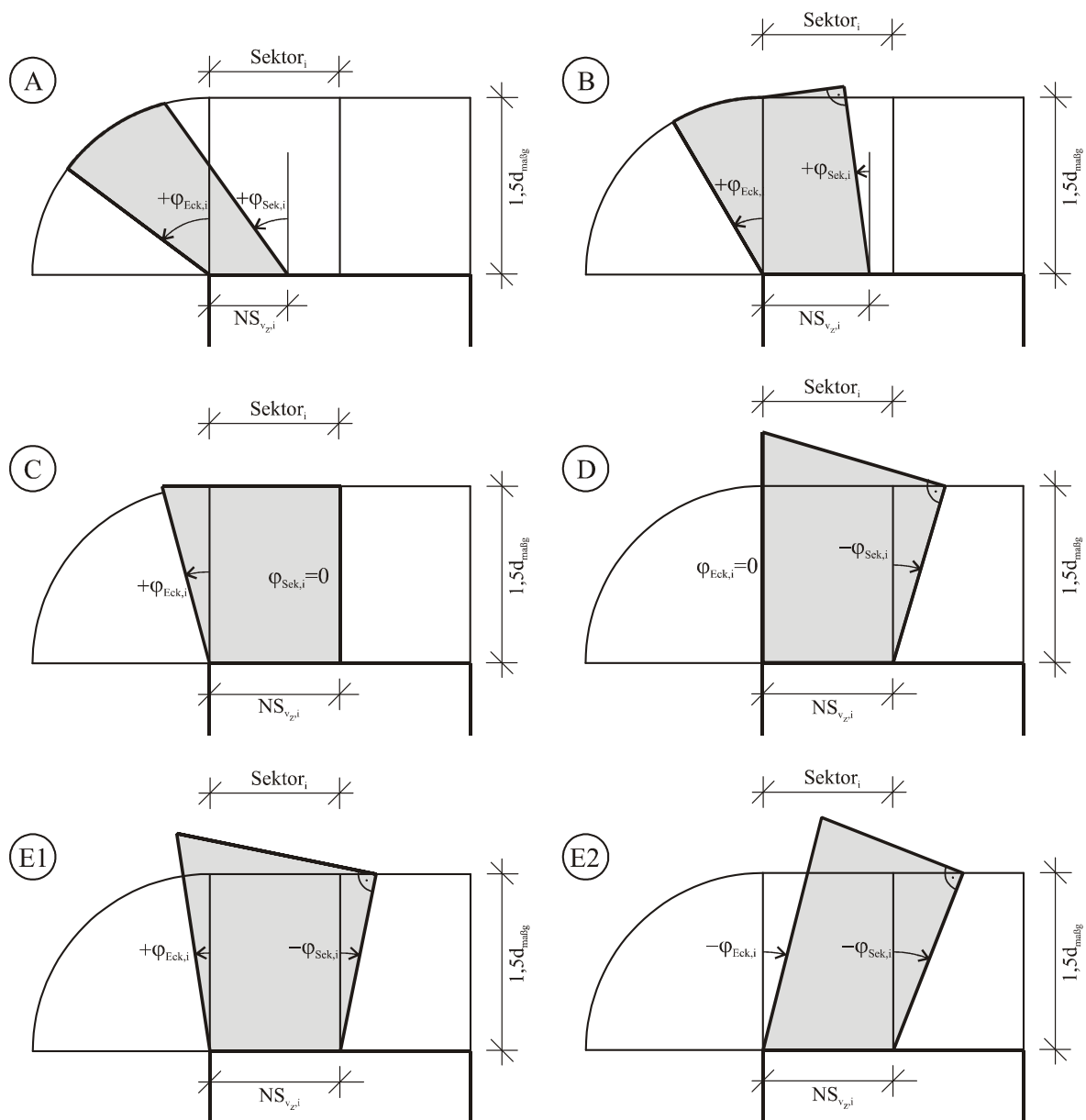


Bild A-7: Bruchflächenannahmen.

Achtung: Die Bruchflächen sind als projizierte Bruchflächen $A_{i,projiziert}$ dargestellt. Die im Berechnungsmodell berücksichtigte, schiefe Bruchfläche A_i resultiert aus $A_{i,projiziert}$ wie folgt:

$$A_i = \frac{A_{i,projiziert}}{\cos 33,7^\circ} \approx A_{i,projiziert} \cdot 1,20$$

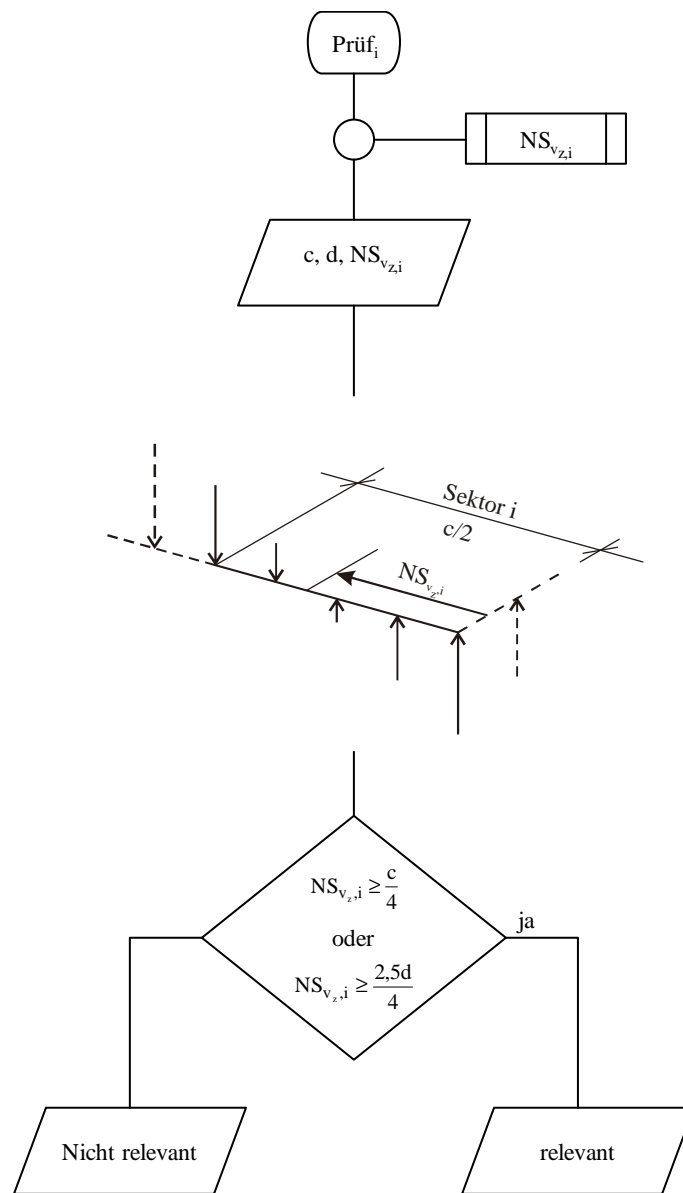


Bild A-8: Prüfkriterium $Prüf_i$.

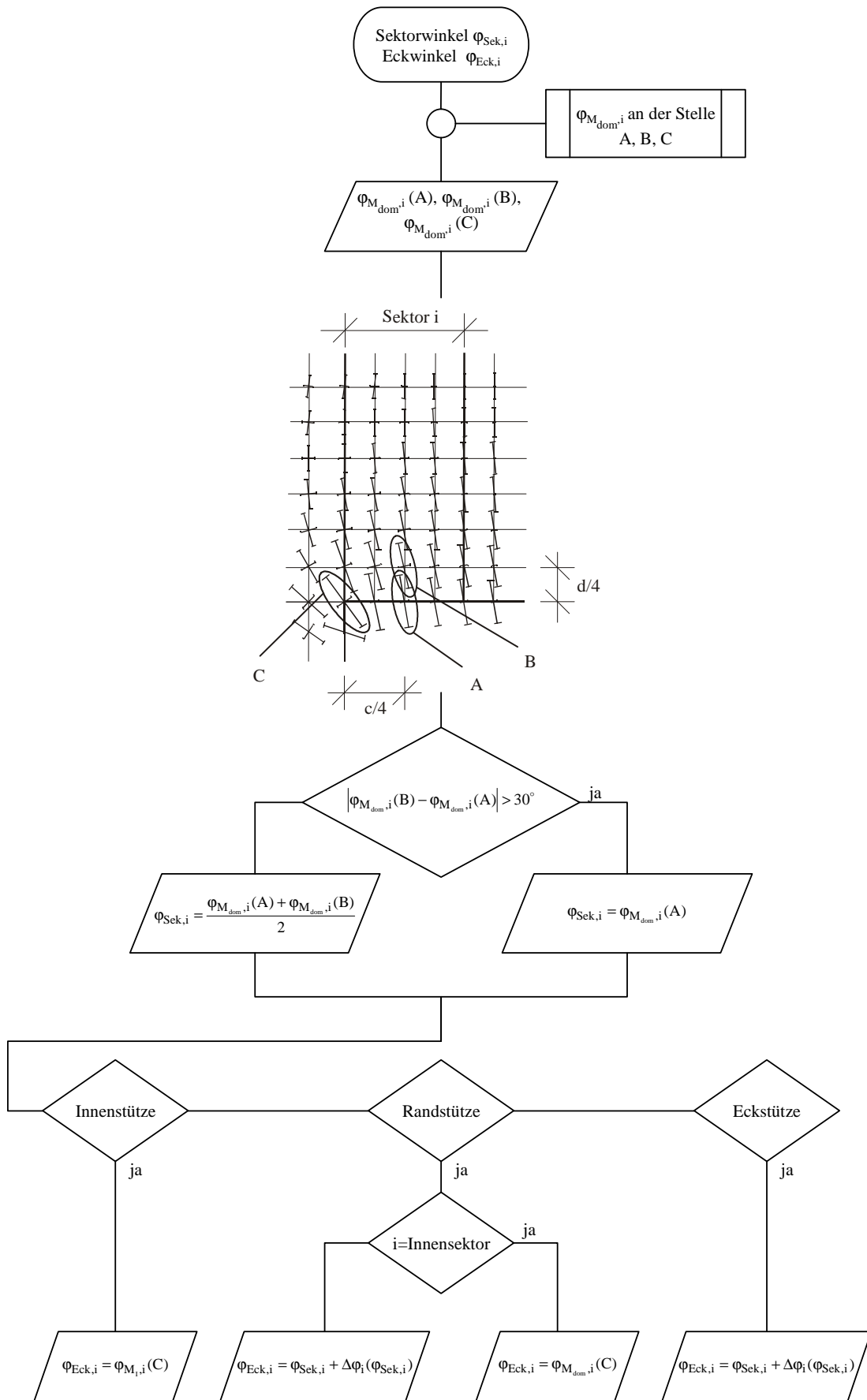
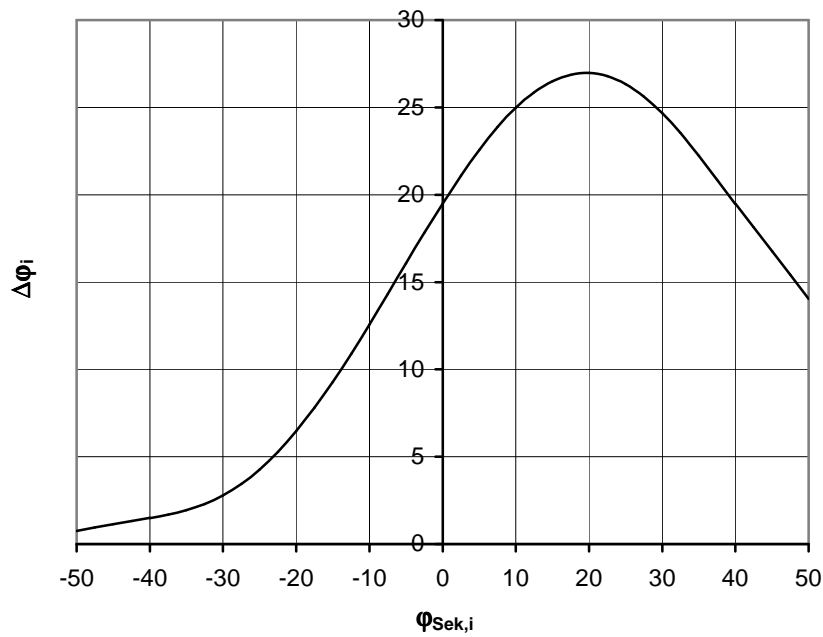


Bild A-9: Ermittlung von Sektorwinkel $\varphi_{\text{Sek},i}$ und Eckwinkel $\varphi_{\text{Eck},i}$.



Die abschnittsweise definierte Funktion lautet wie folgt:

$$\varphi_{Sek,i} < -40^\circ:$$

$$\Delta\varphi_i = 7,44 \cdot 10^{-2} \cdot \varphi_{Sek,i} + 4,48$$

$$-40^\circ \leq \varphi_{Sek,i} \leq +40^\circ:$$

$$\Delta\varphi_i = 8 \cdot 10^{-8} \cdot \varphi_{Sek,i}^5 + 1,1 \cdot 10^{-6} \cdot \varphi_{Sek,i}^4 - 4 \cdot 10^{-4} \cdot \varphi_{Sek,i}^3 - 7,4 \cdot 10^{-3} \cdot \varphi_{Sek,i}^2 + 0,66 \cdot x + 19,5$$

$$\varphi_{Sek,i} > +40^\circ:$$

$$\Delta\varphi_i = -0,5464 \cdot \varphi_{Sek,i} + 41,36$$

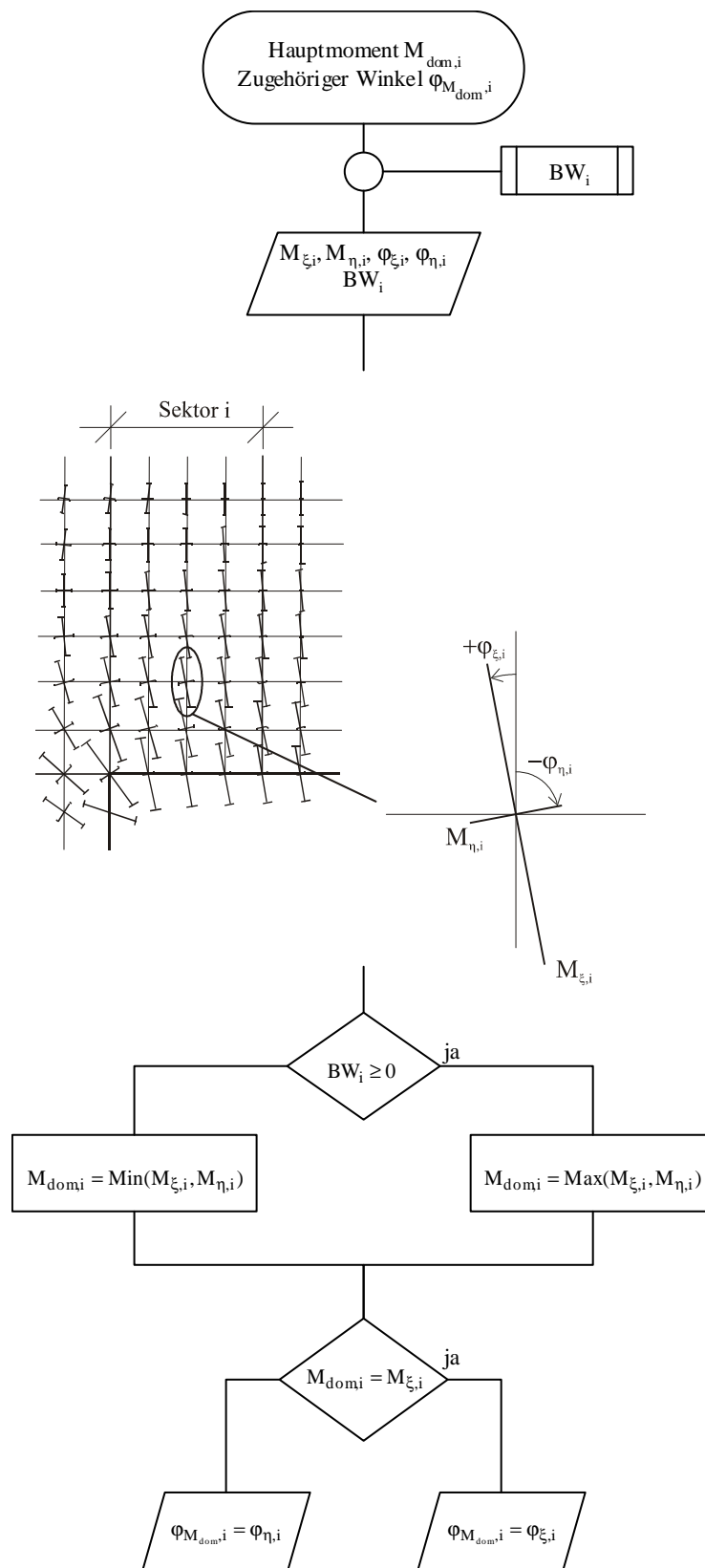


Bild A-10: Ermittlung des dominierenden Hauptmoments $M_{dom,i}$ und der zugehörigen Ausrichtung $\varphi_{M_{dom,i}}$.

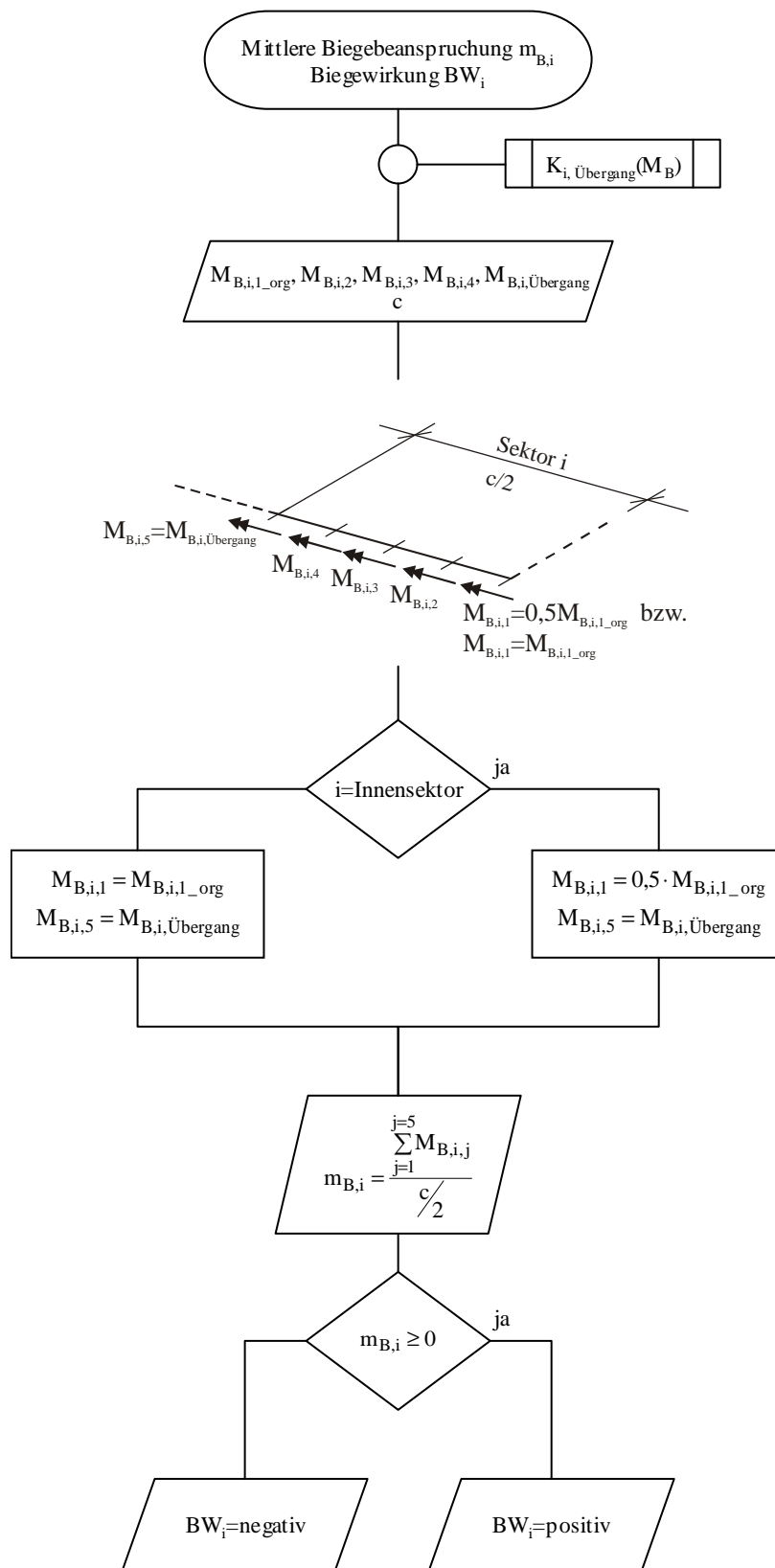


Bild A-11: Ermittlung der mittleren Biegebeanspruchung $m_{B,i}$ und der Biegewirkung BW_i .

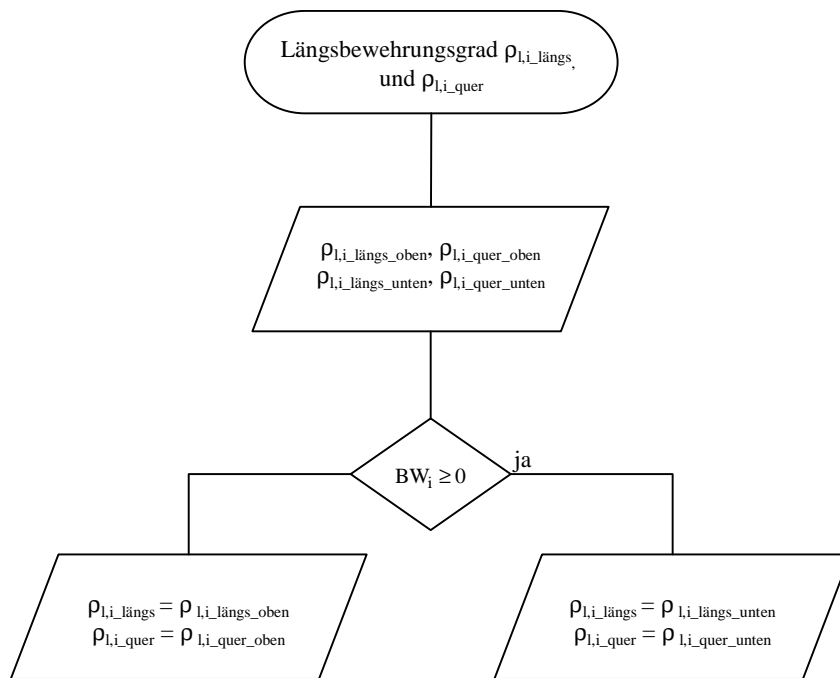


Bild A-12: Ermittlung der Längsbewehrungsgrade $\rho_{l,i_l\ddot{a}ngs}$ und ρ_{l,i_quer} .

Die Längsbewehrungsgrade $\rho_{l,i}$ werden innerhalb eines Rundschnitts im Abstand von $1,5d$ von Stützenrand ermittelt.

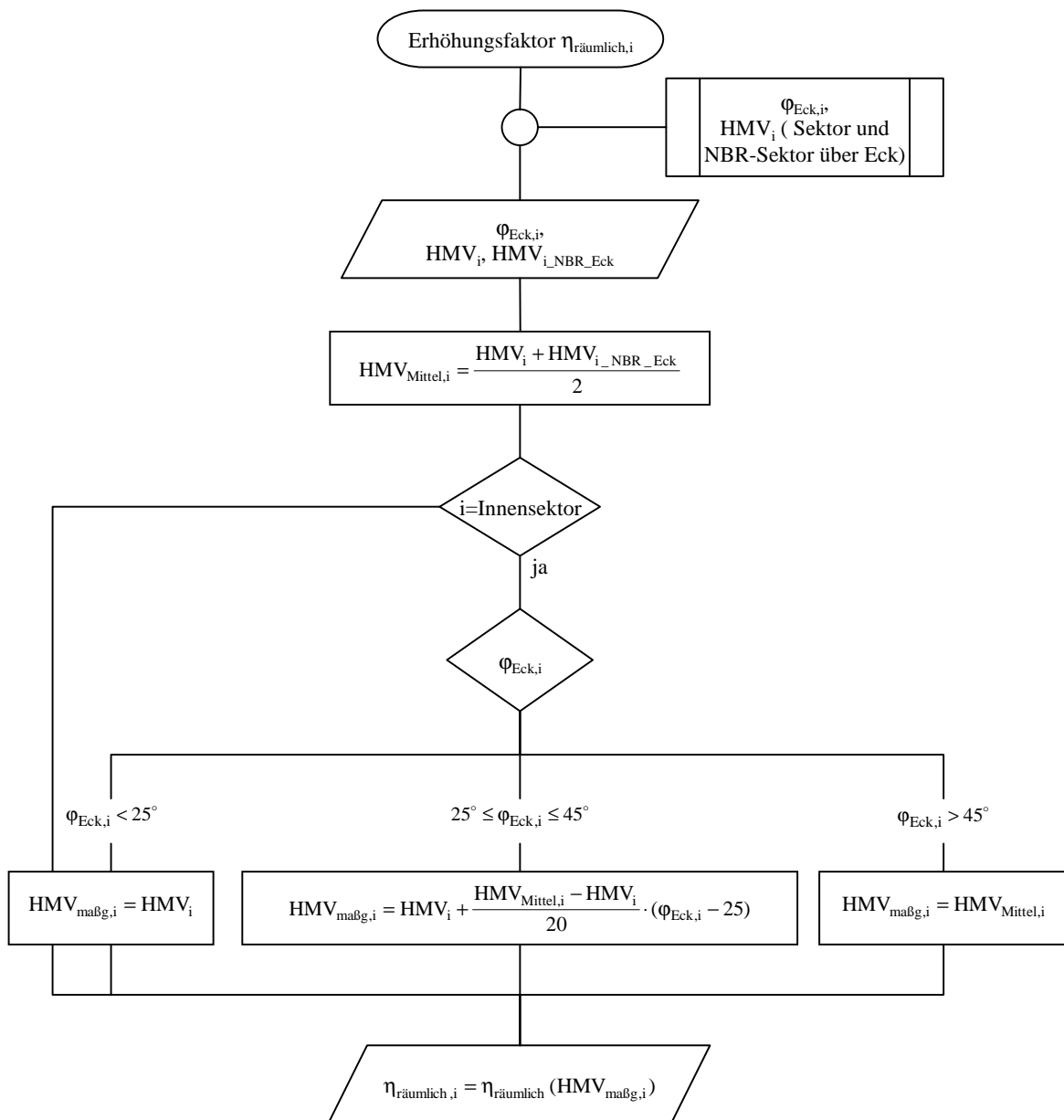
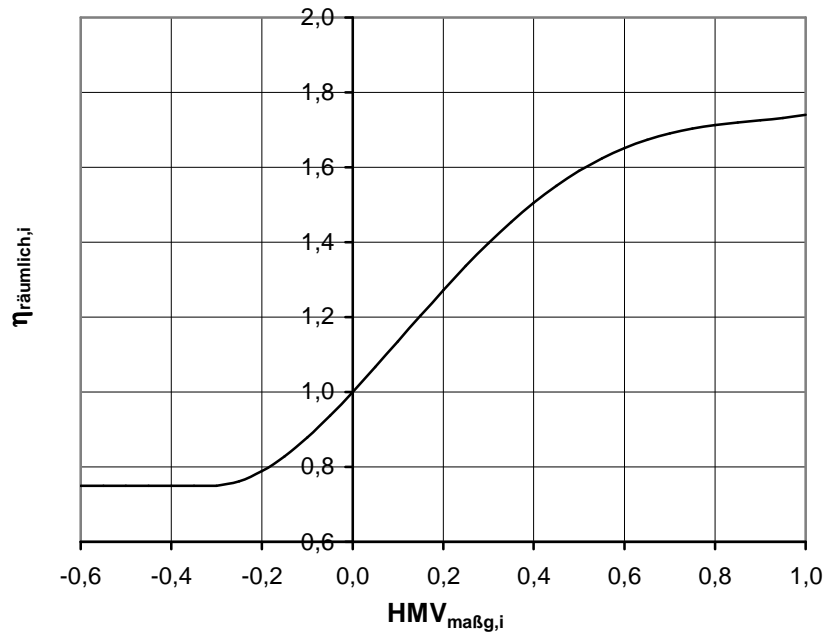


Bild A-13: Ermittlung des Erhöhungsfaktors $\eta_{\text{räumlich},i}$ (Faktor zur Berücksichtigung des tragfähigkeitsrelevanten Einflusses infolge räumlichem Spannungszustand).



Die abschnittsweise definierte Funktion lautet wie folgt:

$$HMV_{maßg,i} < -0,30 :$$

$$\eta_{räumlich,i} = 0,75$$

$$-0,30 \leq HMV_{maßg,i} \leq +1,0 :$$

$$\eta_{räumlich,i} = 1,3 \cdot HMV_{maßg,i}^4 - 2,57 \cdot HMV_{maßg,i}^3 + 0,7 \cdot HMV_{maßg,i}^2 + 1,31 \cdot HMV_{maßg,i} + 1,0$$

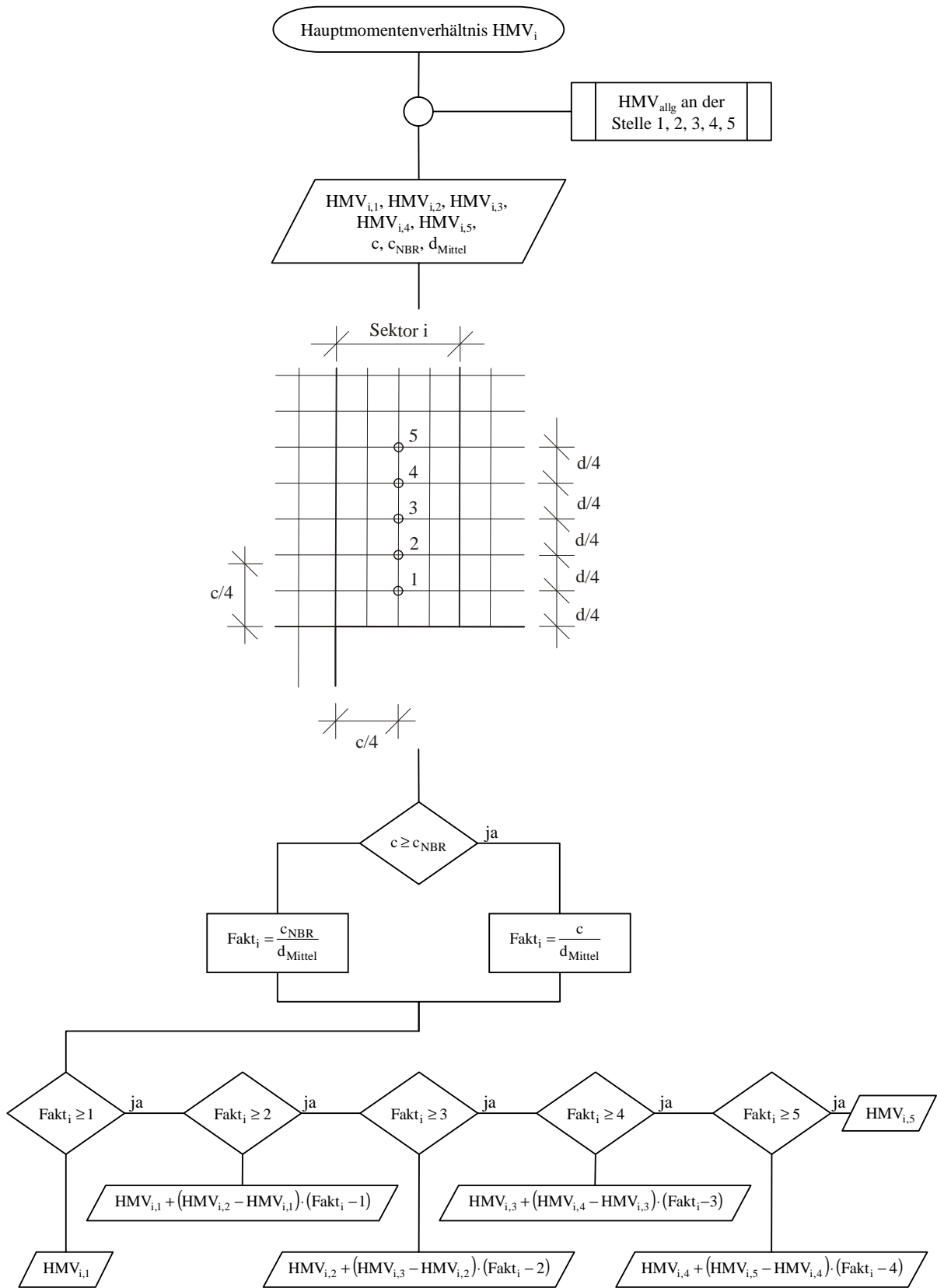


Bild A-14: Ermittlung des Hauptmomentenverhältnisses HMV_i im Abstand $c/4$ vom Stützenrand.

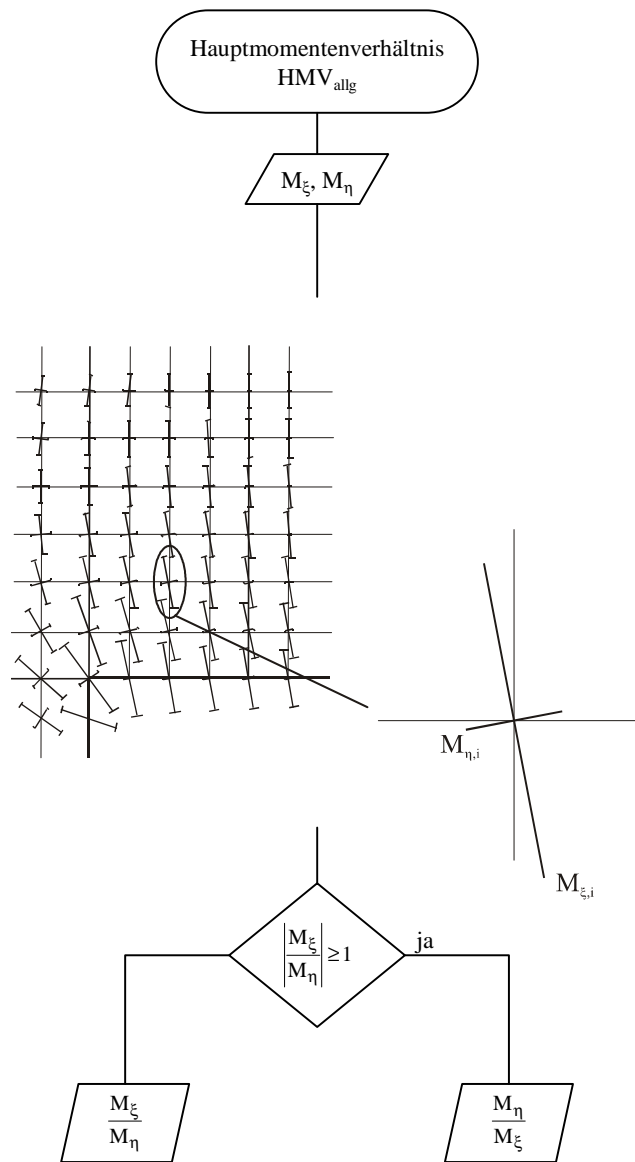


Bild A-15: Allgemeines Vorgehen bei der Ermittlung des Hauptmomentenverhältnisses HMV_{allg}.

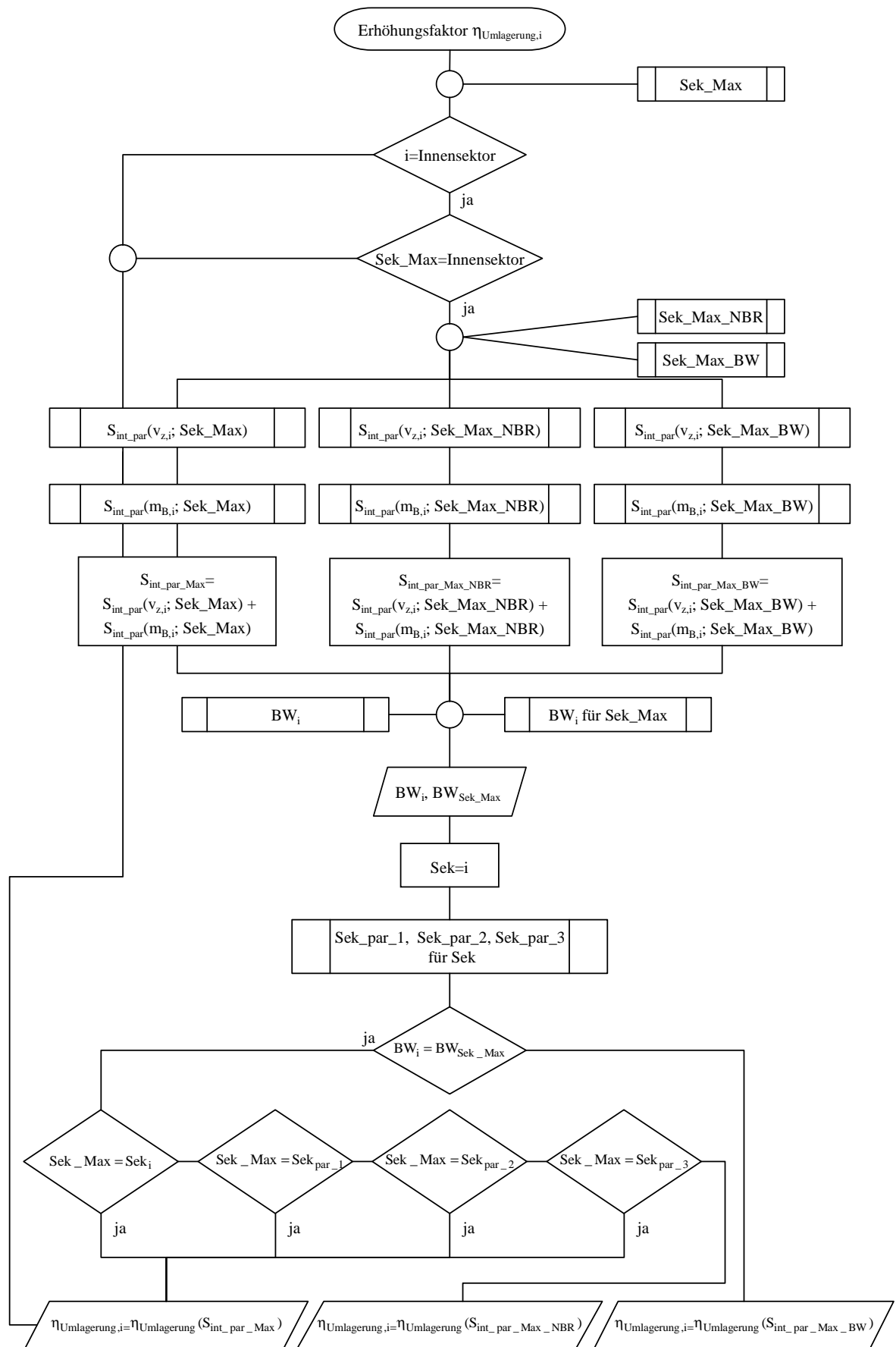
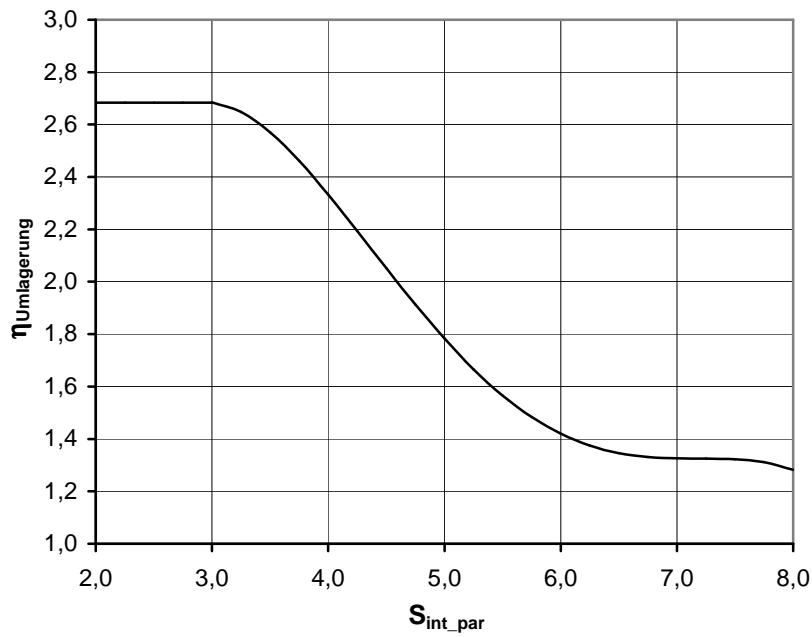


Bild A-16: Ermittlung des Erhöhungsfaktors $\eta_{Umlagerung,i}$ (Faktor zur Berücksichtigung des tragfähigkeitsrelevanten Einflusses lokaler Umlagerungskapazitäten).



Die abschnittsweise definierte Funktion lautet wie folgt:

$$S_{\text{int_par}} < 3,0:$$

$$\eta_{\text{Umlagerung}} = 2,685$$

$$S_{\text{int_par}} \geq 3,0:$$

$$\eta_{\text{Umlagerung}} = 7,1 \cdot 10^{-5} \cdot S_{\text{int_par}}^5 - 1,4528 \cdot 10^{-2} \cdot S_{\text{int_par}}^4 + 0,3114 \cdot S_{\text{int_par}}^3 - 2,474 \cdot S_{\text{int_par}}^2 + 7,932 \cdot S_{\text{int_par}} - 6,094$$

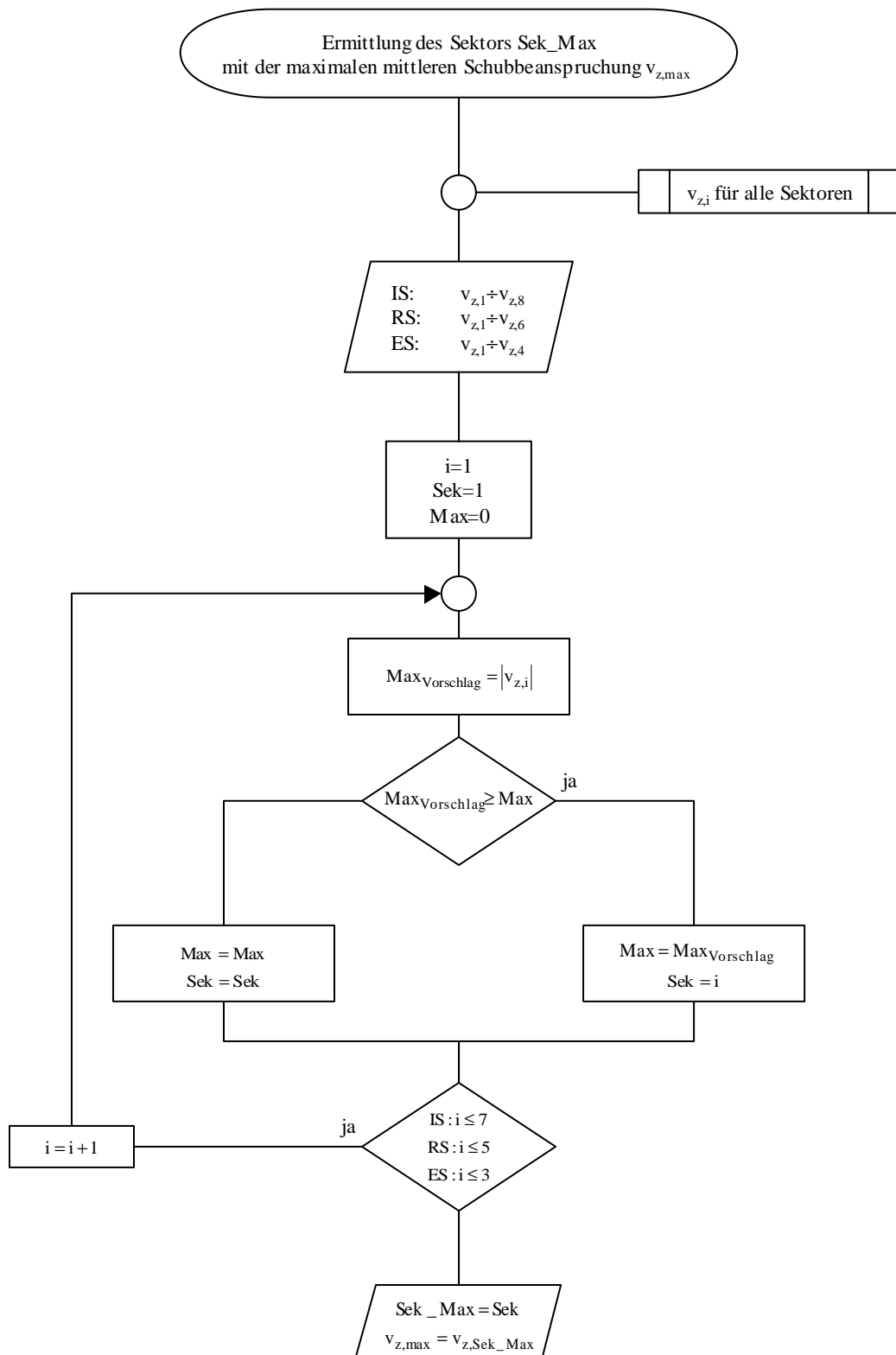


Bild A-17: Ermittlung des maximal beanspruchten Sektors Sek_Max und die zugehörige mittlere Querkraftbeanspruchung $v_{z,max}$.

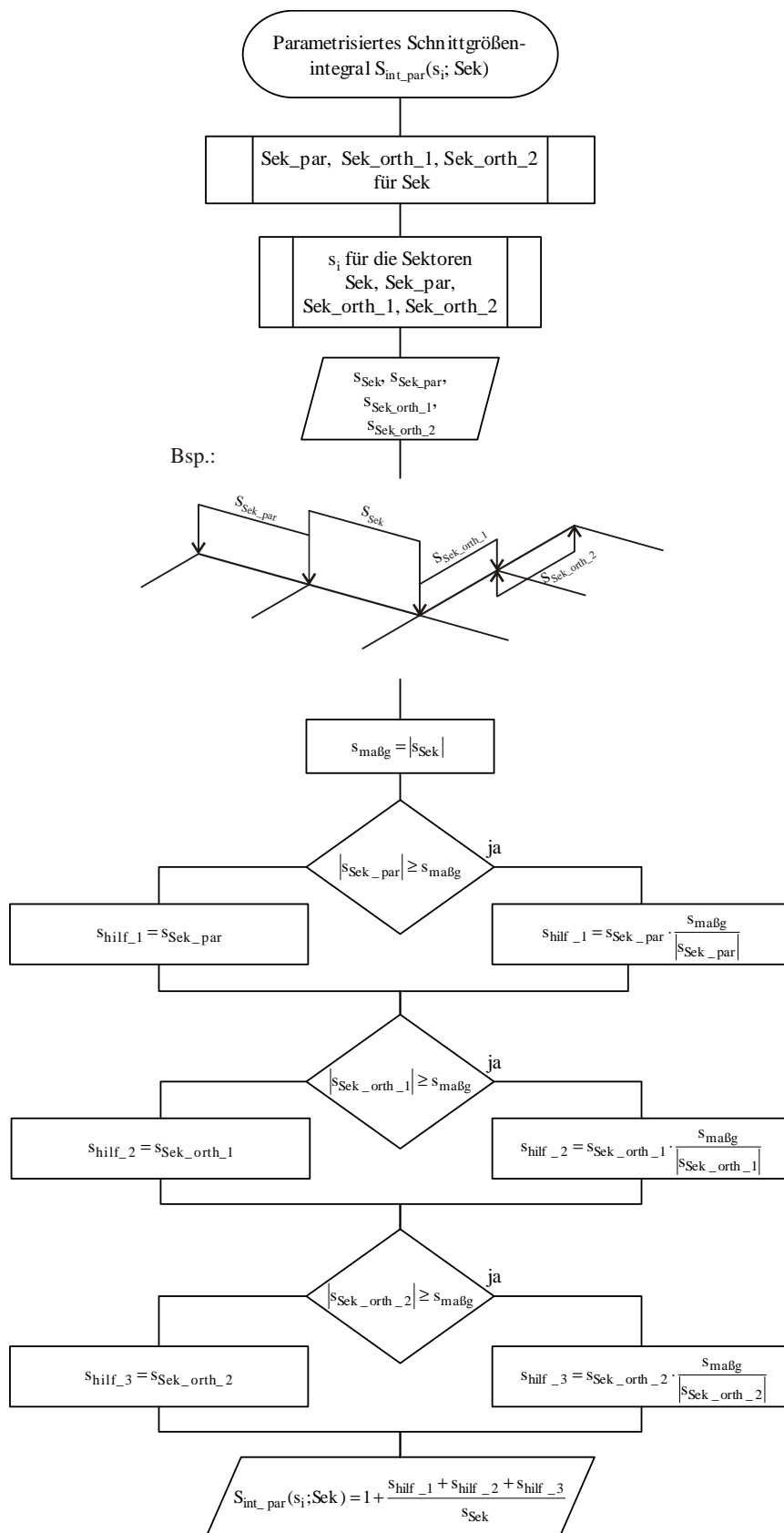


Bild A-20: Ermittlung des parametrisierten Schnittgrößenintegrals $S_{\text{int_par}}$.

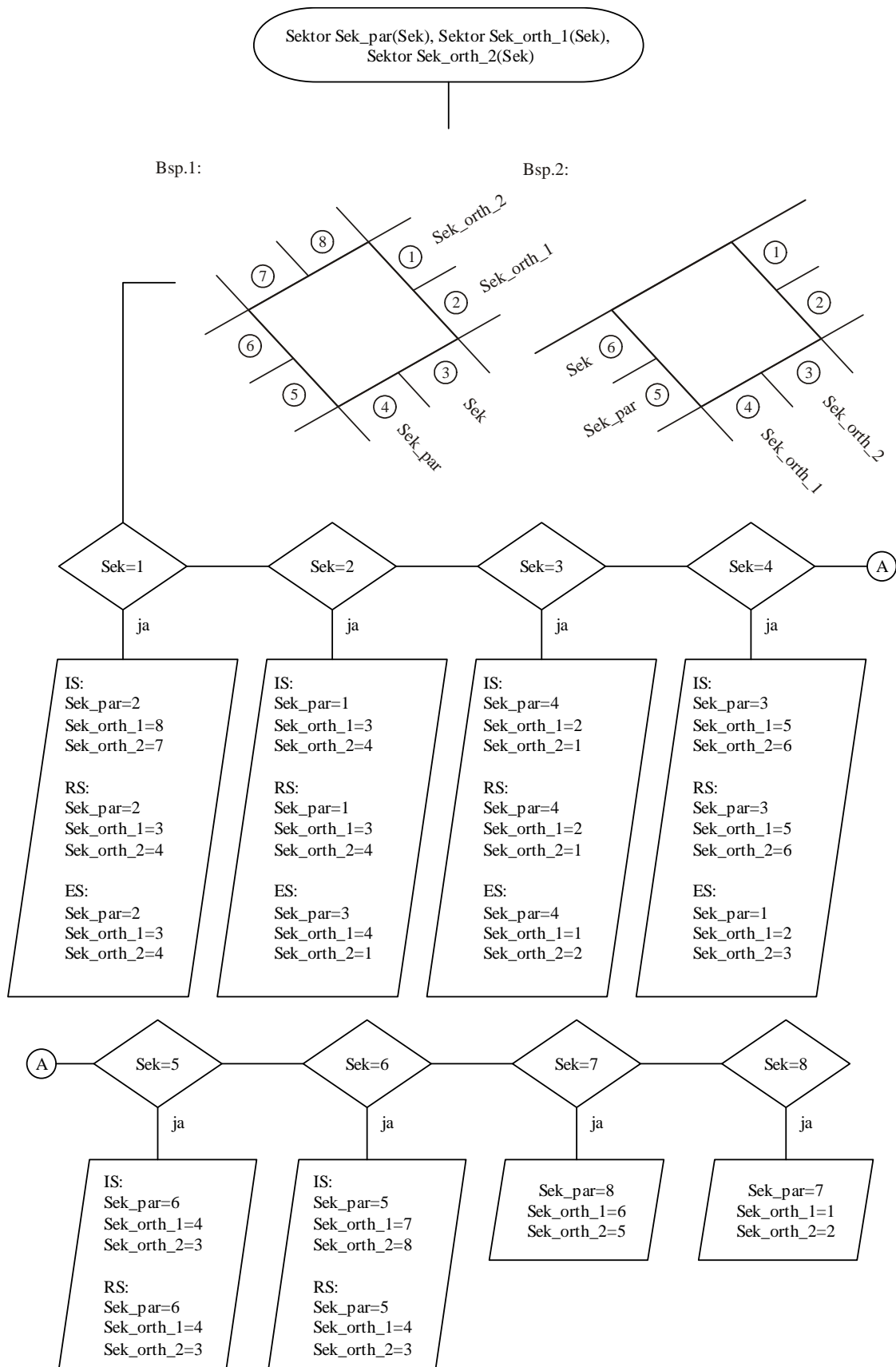


Bild A-21: Ermittlung der Sektoren Sek_par, Sek_orth_1 und Sek_orth_2.

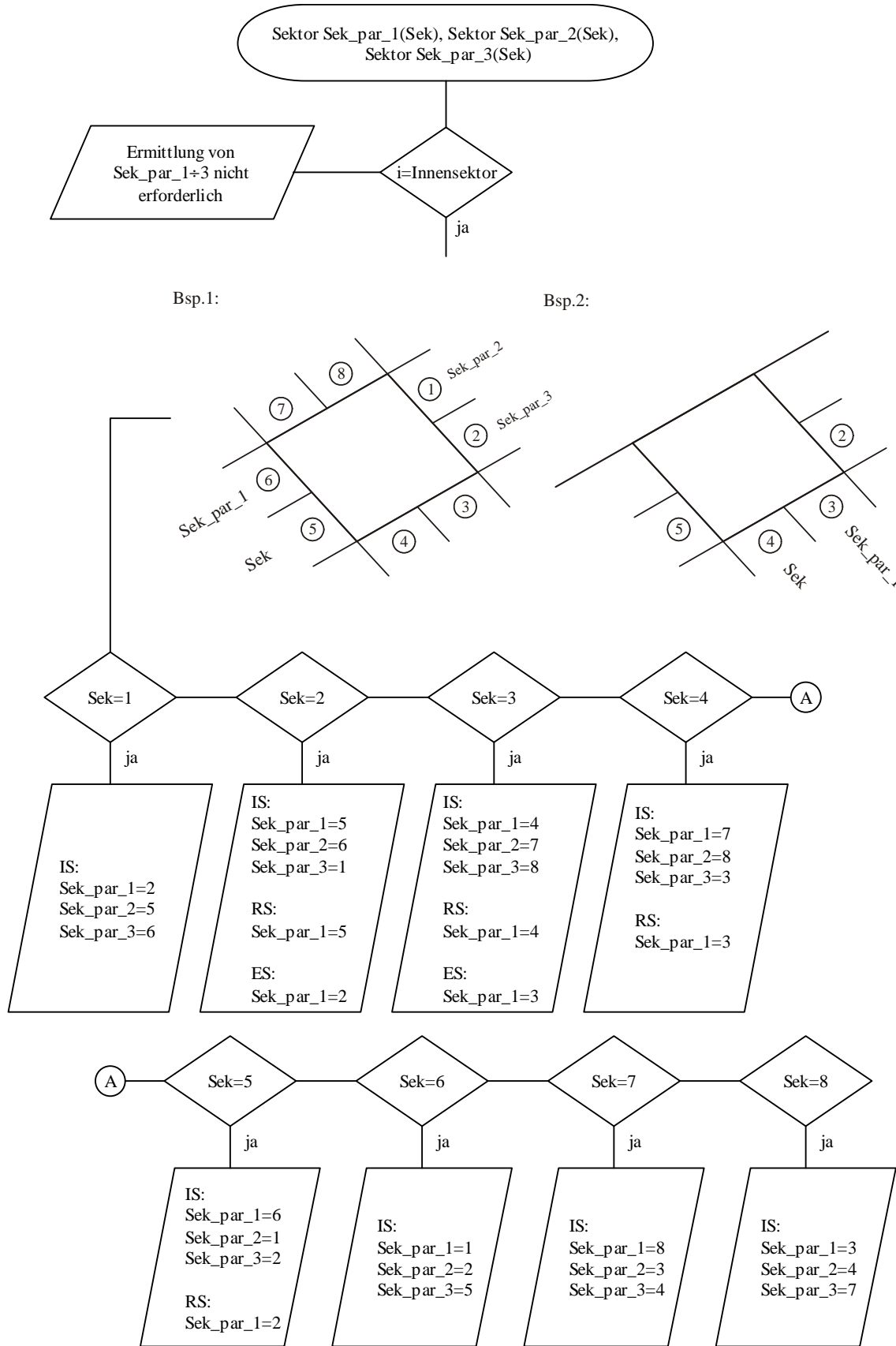


Bild A-22: Ermittlung der Sektoren Sek_par_1, Sek_par_2 und Sek_par_3.

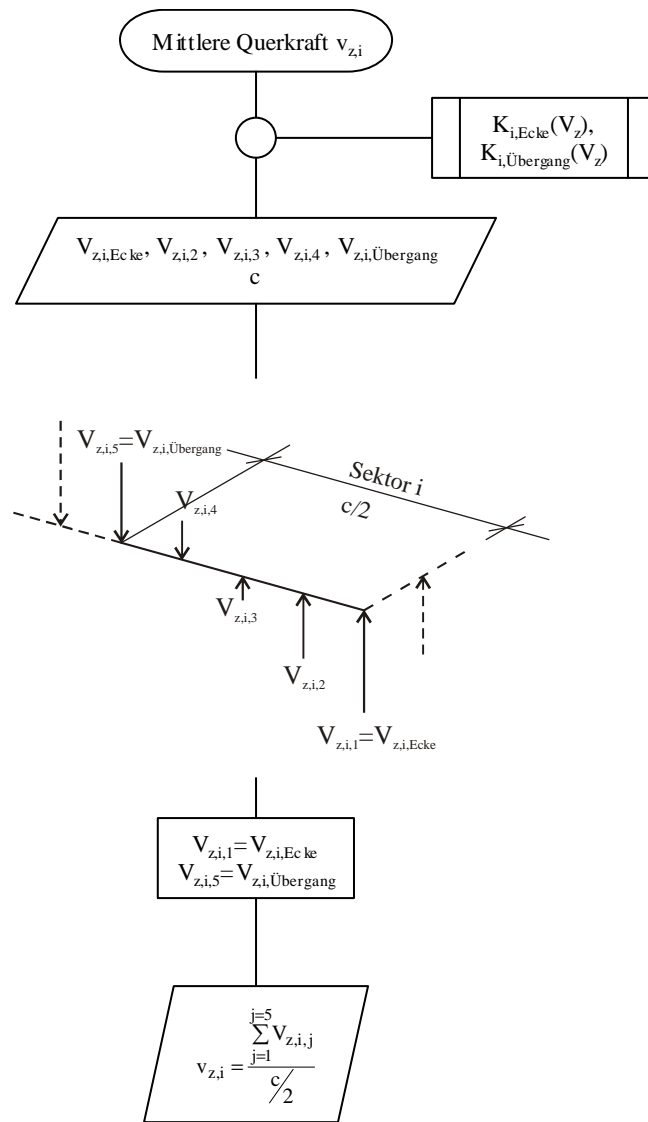


Bild A-23: Ermittlung der mittleren Querkraftbeanspruchung $v_{z,i}$.

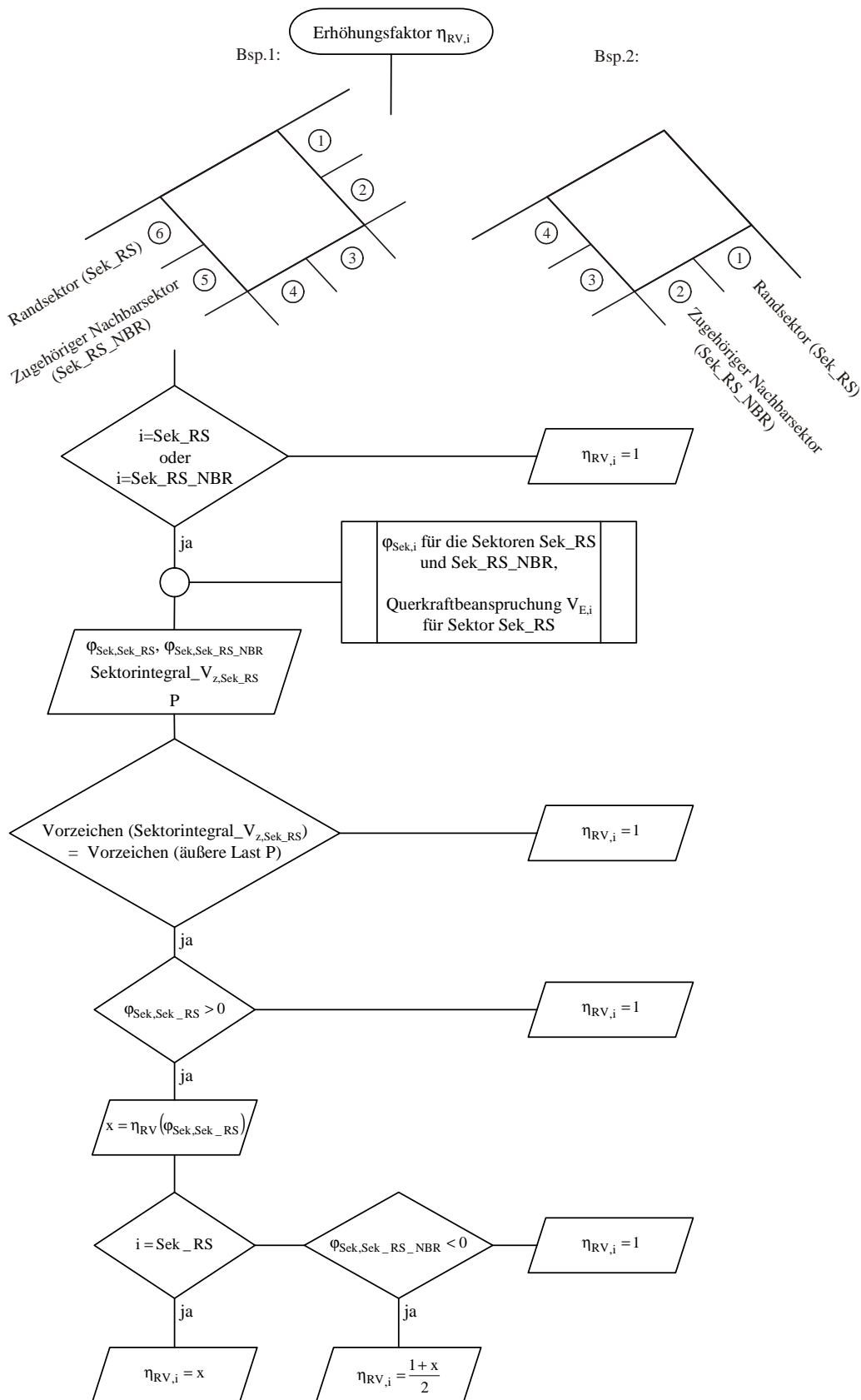
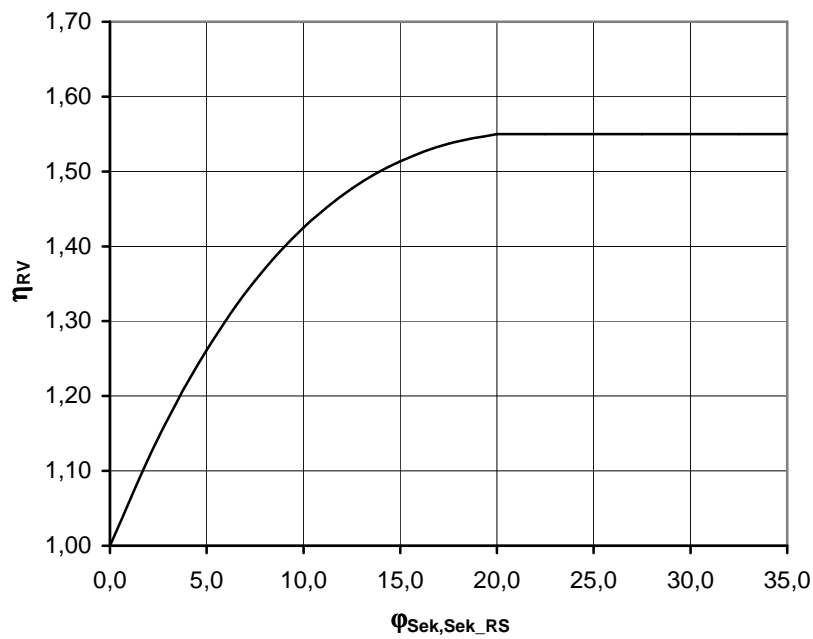


Bild A-24: Ermittlung des Erhöhungsfaktors $\eta_{RV,i}$ (Faktor zur Berücksichtigung des tragfähigkeitsrelevanten Einflusses infolge einer Randverbügelung).



Die abschnittsweise definierte Funktion lautet wie folgt:

$$0^\circ \leq \varphi_{\text{Sek,Sek}_{RS}} \leq 20^\circ :$$

$$\eta_{RV} = 3 \cdot 10^{-5} \cdot \varphi_{\text{Sek,Sek}_{RS}}^3 - 0,0024 \cdot \varphi_{\text{Sek,Sek}_{RS}}^2 + 0,0635 \cdot \varphi_{\text{Sek,Sek}_{RS}} + 1$$

$$\varphi_{\text{Sek,Sek}_{RS}} > 20^\circ :$$

$$\eta_{RV} = 1,55$$

Anhang B Versuchsdatenbanken

B.1 Erläuterungen zu den Datenbanken

	Bezeichnung	Einheit	Beschreibung
Versuchsaufbau	<i>Str</i>	-	Deckenstruktur A-II Plattenausschnitt mit einer Innenstütze A-1R-II Plattenausschnitt mit einer Rand- und einer Innenstütze A-nR Plattenausschnitt mit n Randstützen A-1E Plattenausschnitt mit 1 Eckstütze D-n Deckensystem mit n Feldern
	<i>Bel</i>	-	Belastungsart D Lastausmitte ($e = M/V$) im Bereich der Decken-Stützen-Verbindung wird direkt durch die Lasteinleitung bestimmt. Syst Lastausmitte ($e = M/V$) im Bereich der Decken-Stützen-Verbindung ist unter anderem von den Systemsteifigkeiten abhängig.
Plattengeometrie	<i>PF</i>	-	Plattenform q quadratisch r rechteckig k kreisförmig
	$l_x; l_y$	m	Abstand von Stützenmittelpunkt zu Stützenmittelpunkt bzw. Plattenrand in x- und y-Richtung (siehe Bild)
Stützengeometrie	<i>SF</i>	-	Stützenquerschnittsform q quadratisch r rechteckig k kreisförmig
	$c_x; D$ bzw. c_y	m	Stützenquerschnittsabmessungen in x- und y-Richtung bzw. Stützendurchmesser (siehe Bild ...)
Längsbewehrung	$\rho_{l,x}; \rho_{l,y}$	%	Längsbewehrungsgrad in x- und y-Richtung in der oberen Lage. Die obere Lage ist diejenige Bewehrungslage, die sich auf der, der resultierenden Stützenlast abgewandten, Plattenseite befindet. Der Längsbewehrungsgrad wird innerhalb eines Rundschnitts mit Abstand $1,5 d$ vom Stützenrand bestimmt.
	$\rho'_{l,x}; \rho'_{l,y}$	%	Längsbewehrungsgrad in der unteren Lage (ansonsten vgl. oben)

Versagen	V_u, M_{ux}, M_{uy} e/c	kN bzw. kNm -	Bruchlast und Bruchmomente (Vorzeichendefinition siehe Bild ...) Bezogene Lastausmitte Innen- und Randstützen-Verbindungen: $e/c = \frac{\sqrt{e_x^2 + e_y^2}}{c_x \text{ bzw. } D}$ Eckstützen-Verbindungen: a) Quadrat- bzw. Rechteckstützen: $e/c = \frac{\sqrt{e_x^2 + e_y^2}}{\sqrt{0,5 \cdot (c_x^2 + c_y^2)}}$ b) Kreisstützen $e/c = \frac{\sqrt{e_x^2 + e_y^2}}{0,9D}$
----------	--------------------------------	---------------------	---

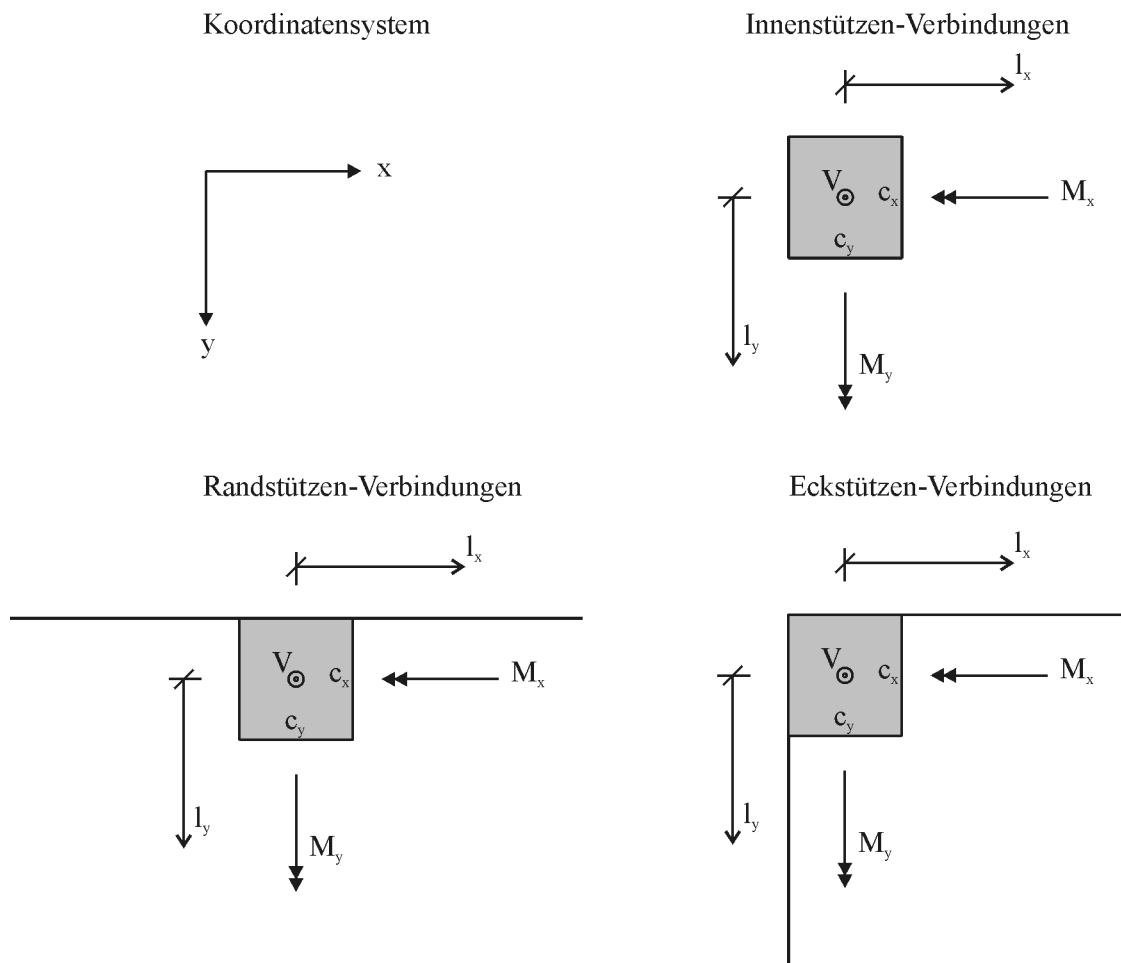


Bild B-1: Definition der Achsen und Stützenschnittgrößen für Innen-, Rand- und Eckstützen-Verbindungen.

B.2 Durchstanzversuche an ausmittig beanspruchten Innenstützen-Verbindungen ohne Durchstanzbewehrung

Laufende Versuchsnummer	Versuch				Geometrie							Längsbewehrung								Baustoffe		Versagen					
	Quelle		Vers.-Aufbau		Platte				Stütze			Statische Nutzhöhe			Längsbewehrungsgrad					Zylindersruckfestigkeit Betons	Streckgrenze Bewehrungsstahl	Bruchlast	Bruchmoment um die x-Achse	Bruchmoment um die y-Achse	Lastausmitte in x-Richtung	Lastausmitte in y-Richtung	Bezogen Gesamtlastausmitte
	Autor	Originalbezeichnung	Deckenstruktur	Belastung	Plattenform	Plattenabmessung in x-Richtung	Plattenabmessung in y-Richtung	Plattenhöhe	Stützenquerschnittsform	Stützenabmessung in x-Richtung bzw. Stützendurchmesser	Stützenabmessung in y-Richtung	Mittlere statische Nutzhöhe	Stat. Nutzhöhe in x-Richtung	Stat. Nutzhöhe in y-Richtung	Bewehrungsgrad in x-Richtung (Obere Lage)	Bewehrungsgrad in y-Richtung (Obere Lage)	Bewehrungsgrad in x-Richtung (Untere Lage)	Bewehrungsgrad in y-Richtung (Untere Lage)	f_c								
A	Bez	Str	Bel	PF	l_x	l_y	h	SF	c_x/D	c_y	d	d_x	d_y	$\rho_{l,x}$	$\rho_{l,y}$	$\rho_{l,x}$	$\rho_{l,y}$	MPa	MPa	kN	kNm	kNm	m	m	-		
1	Moe (1961)	M1A	A-II D	q	0,92	0,92	0,152	q	0,305	0,305	0,114	0,104	0,124	1,54	1,51	-	-	20,8	481	432,8	0,0	0,00	0,00	0,00			
2		M2A	A-II D	q	0,92	0,92	0,152	q	0,305	0,305	0,114	0,104	0,124	1,54	1,51	-	-	15,5	481	212,6	39,4	0,00	0,19	0,61			
3		M4A	A-II D	q	0,92	0,92	0,152	q	0,305	0,305	0,114	0,104	0,124	1,54	1,51	-	-	17,7	481	143,2	62,2	0,00	0,43	1,42			
4		M2	A-II D	q	0,92	0,92	0,152	q	0,305	0,305	0,114	0,104	0,124	1,54	1,51	-	-	25,7	481	292,2	57,2	0,00	0,20	0,64			
5		M3	A-II D	q	0,92	0,92	0,152	q	0,305	0,305	0,114	0,104	0,124	1,54	1,51	-	-	22,7	481	207,3	70,0	0,00	0,34	1,11			
6		M4	A-II D	q	0,92	0,92	0,152	q	0,305	0,305	0,114	0,104	0,124	1,54	1,51	-	-	24,6	481	131,7	57,5	0,00	0,44	1,43			
7		M5	A-II D	q	0,92	0,92	0,152	q	0,305	0,305	0,114	0,104	0,124	1,54	1,51	-	-	27,0	481	101,0	62,1	0,00	0,61	2,02			
8		M6	A-II D	q	0,92	0,92	0,152	q	0,254	0,254	0,114	0,106	0,122	1,33	1,34	-	-	26,5	328	239,3	40,2	0,00	0,17	0,66			
9		M7	A-II D	q	0,92	0,92	0,152	q	0,254	0,254	0,114	0,106	0,122	1,33	1,34	-	-	25,0	328	311,4	19,0	0,00	0,06	0,24			
10		M8	A-II D	q	0,92	0,92	0,152	q	0,254	0,254	0,114	0,106	0,122	1,33	1,34	0,62	0,52	24,6	328	149,5	65,3	0,00	0,44	1,72			
11		M9	A-II D	q	0,92	0,92	0,152	q	0,254	0,254	0,114	0,106	0,122	1,33	1,34	-	-	23,2	328	266,9	33,9	0,00	0,13	0,50			
12		M10	A-II D	q	0,92	0,92	0,152	q	0,254	0,254	0,114	0,106	0,122	1,33	1,34	0,62	0,52	21,1	328	177,9	54,8	0,00	0,31	1,21			
13	Anis (1970)	B2	A-II D	q	0,76	0,76	0,102	q	0,203	0,203	0,076	0,076	0,076	2,19	2,19	2,19	2,19	37,9	331	223,3	0,0	0,00	0,00	0,00			
14		B2a	A-II D	q	0,76	0,76	0,102	q	0,203	0,203	0,076	0,076	0,076	1,10	1,10	1,10	1,10	38,0	331	209,1	0,0	0,00	0,00	0,00			
15		B3	A-II D	q	0,76	0,76	0,102	q	0,203	0,203	0,076	0,076	0,076	2,19	2,19	2,19	2,19	30,4	331	191,3	18,0	0,00	0,09	0,46			

	A	Bez	Str	Bel	PF	l_x	l_y	h	SF	c_x/D	c_y	d	d_x	d_y	$\rho_{l,x}$	$\rho_{l,y}$	$\rho_{l,x}$	$\rho_{l,y}$	f_c	f_y	V_u	M_{ux}	M_{uy}	e_x	e_y	e/c
	-	-	-	-	-	m	m	m	-	m	m	m	m	m	%	%	%	%	MPa	MPa	kN	kNm	kNm	m	m	-
16		B4	A-II	D	q	0,76	0,76	0,102	q	0,203	0,203	0,076	0,076	0,076	2,19	2,19	2,19	2,19	29,8	331	139,7	26,3		0,00	0,19	0,93
17		B5	A-II	D	q	0,76	0,76	0,102	q	0,203	0,203	0,076	0,076	0,076	2,19	2,19	2,19	2,19	29,0	331	126,3	39,5		0,00	0,31	1,54
18		B6	A-II	D	q	0,76	0,76	0,102	q	0,203	0,203	0,076	0,076	0,076	2,19	2,19	2,19	2,19	31,3	331	115,6	53,7		0,00	0,46	2,29
19		B7	A-II	D	q	0,76	0,76	0,102	q	0,203	0,203	0,076	0,076	0,076	2,19	2,19	2,19	2,19	33,8	331	69,8	65,6		0,00	0,94	4,63
20	Narasimhan (1971)	L1	A-II	D	q	2,00	2,00	0,178	q	0,305	0,305	0,143	0,135	0,151	1,17	1,04	1,17	1,04	26,6	398	399,0	121,7		0,00	0,31	1,00
21		L7	A-II	D	q	2,00	2,00	0,178	q	0,305	0,305	0,143	0,135	0,151	1,17	1,04	1,17	1,04	33,0	398	687,0	0,0		0,00	0,00	0,00
22		L9	A-II	D	q	2,00	2,00	0,178	q	0,305	0,305	0,143	0,135	0,151	1,17	1,04	1,17	1,04	30,4	398	588,0	0,0		0,00	0,00	0,00
23	Tankut (1971)	E1	D-4	Syst	q	3,05	3,05	0,102	q	0,203	0,203	0,076	0,072	0,081	1,94	1,73	0,46	0,41	34,2	404	164,6	11,7	0,9	0,01	0,07	0,35
24		E2	D-4	Syst	q	3,05	3,05	0,102	q	0,203	0,203	0,076	0,072	0,081	2,07	1,84	0,46	0,41	37,0	310	185,7	19,9		0,00	0,11	0,53
25	Stamenkovic,	C/I/1	A-II	D	q	0,43	0,43	0,075	q	0,125	0,125	0,056	0,052	0,060	1,28	1,11	1,28	1,11	36,0	434	84,5	7,3		0,00	0,09	0,69
26	Chapman (1972)	C/I/2	A-II	D	q	0,43	0,43	0,075	q	0,125	0,125	0,056	0,052	0,060	1,28	1,11	1,28	1,11	29,7	434	62,3	10,5		0,00	0,17	1,35
27		C/I/3	A-II	D	q	0,43	0,43	0,075	q	0,125	0,125	0,056	0,052	0,060	1,28	1,11	1,28	1,11	26,3	434	33,8	13,6		0,00	0,40	3,23
28		C/I/4	A-II	D	q	0,43	0,43	0,075	q	0,125	0,125	0,056	0,052	0,060	1,28	1,11	1,28	1,11	25,1	434	20,9	16,7		0,00	0,80	6,38
29		C/II/1	A-II	D	q	0,43	0,43	0,075	r	0,150	0,075	0,055	0,051	0,059	1,28	1,11	1,28	1,11	28,3	414	85,7	7,3		0,00	0,09	0,57
30		C/II/2	A-II	D	q	0,43	0,43	0,075	r	0,150	0,075	0,055	0,051	0,059	1,28	1,11	1,28	1,11	36,5	414	67,3	10,9		0,00	0,16	1,08
31		C/II/3	A-II	D	q	0,43	0,43	0,075	r	0,150	0,075	0,055	0,051	0,059	1,28	1,11	1,28	1,11	35,7	414	39,9	15,7		0,00	0,39	2,62
32		C/II/4	A-II	D	q	0,43	0,43	0,075	r	0,150	0,075	0,055	0,051	0,059	1,28	1,11	1,28	1,11	33,2	414	21,6	16,8		0,00	0,78	5,19
33	Ghali, Sargious (1974)		A-II	D	q	0,90	0,90	0,152	q	0,305	0,305	0,115	0,115	0,115	1,39	1,39	1,39	1,39	28,3	345	100,0	173,7		0,00	1,74	5,70
34	Ghali, Elmasri,	SM0,5	A-II	D	q	0,92	0,92	0,152	q	0,305	0,305	0,120	0,114	0,127	0,62	0,50	0,21	0,17	36,8	476	129,0	100,0		0,00	0,78	2,54
35	Dilger (1976)	SM1,0	A-II	D	q	0,92	0,92	0,152	q	0,305	0,305	0,120	0,114	0,127	1,24	1,00	0,41	0,33	33,4	476	129,0	128,0		0,00	0,99	3,25
36		SM1,5	A-II	D	q	0,92	0,92	0,152	q	0,305	0,305	0,120	0,114	0,127	1,86	1,50	0,62	0,50	40,0	476	129,0	133,0		0,00	1,03	3,38
37	Hawkins, Bao	6AH	A-II	D	q	1,06	1,06	0,152	q	0,305	0,305	0,121	0,114	0,127	0,58	0,53	0,27	0,24	31,3	472	169,0	90,4		0,00	0,53	1,75
38	, Yamazaki (1989)	9.6AH	A-II	D	q	1,06	1,06	0,152	q	0,305	0,305	0,118	0,110	0,125	0,95	0,83	0,50	0,44	30,7	415	187,0	97,7		0,00	0,52	1,71
39		14AH	A-II	D	q	1,06	1,06	0,152	q	0,305	0,305	0,115	0,105	0,124	1,43	1,21	0,63	0,54	30,3	420	205,0	100,2		0,00	0,49	1,60
40		6AL	A-II	D	q	1,06	1,06	0,152	q	0,305	0,305	0,121	0,114	0,127	0,58	0,53	0,27	0,24	22,7	472	244,0	32,7		0,00	0,13	0,44
41		9.6AL	A-II	D	q	1,06	1,06	0,152	q	0,305	0,305	0,118	0,110	0,125	0,95	0,83	0,50	0,44	28,9	415	257,0	34,6		0,00	0,13	0,44
42		14AL	A-II	D	q	1,06	1,06	0,152	q	0,305	0,305	0,115	0,105	0,124	1,43	1,21	0,63	0,54	27,0	420	319,0	43,4		0,00	0,14	0,45

	A	Bez	Str	Bel	PF	l_x	l_y	h	SF	c_x/D	c_y	d	d_x	d_y	$\rho_{l,x}$	$\rho_{l,y}$	$\rho_{l,x}$	$\rho_{l,y}$	f_c	f_y	V_u	M_{ux}	M_{uy}	e_x	e_y	e/c
	-	-	-	-	-	m	m	m	-	m	m	m	m	m	%	%	%	%	MPa	MPa	kN	kNm	kNm	m	m	-
43		7.3BH	A-II	D	q	1,06	1,06	0,114	q	0,305	0,305	0,083	0,076	0,089	0,73	0,62	0,41	0,35	22,2	472	80,0	39,0		0,00	0,49	1,60
44		9.5BH	A-II	D	q	1,06	1,06	0,114	q	0,305	0,305	0,083	0,076	0,089	1,01	0,86	0,49	0,42	19,8	472	94,0	45,4		0,00	0,48	1,58
45		14.2BH	A-II	D	q	1,06	1,06	0,114	q	0,305	0,305	0,079	0,071	0,087	1,47	1,20	0,78	0,64	29,5	415	102,0	51,0		0,00	0,50	1,64
46		7.3BL	A-II	D	q	1,06	1,06	0,114	q	0,305	0,305	0,083	0,076	0,089	0,73	0,62	0,41	0,35	18,1	472	130,0	12,8		0,00	0,10	0,32
47		9.5BL	A-II	D	q	1,06	1,06	0,114	q	0,305	0,305	0,083	0,076	0,089	1,01	0,86	0,49	0,42	20,0	472	142,0	16,6		0,00	0,12	0,38
48		14.2BL	A-II	D	q	1,06	1,06	0,114	q	0,305	0,305	0,079	0,071	0,087	1,47	1,20	0,78	0,64	20,5	415	162,0	20,9		0,00	0,13	0,42
49		6CH	A-II	D	q	1,06	1,06	0,152	q	0,305	0,305	0,121	0,114	0,127	0,58	0,53	0,27	0,24	52,4	472	186,0	95,1		0,00	0,51	1,68
50		9.6CH	A-II	D	q	1,06	1,06	0,152	q	0,305	0,305	0,118	0,110	0,125	0,95	0,83	0,50	0,44	57,2	415	218,0	113,1		0,00	0,52	1,70
51		14CH	A-II	D	q	1,06	1,06	0,152	q	0,305	0,305	0,115	0,105	0,124	1,43	1,21	0,63	0,54	54,7	420	252,0	133,3		0,00	0,53	1,73
52		6CL	A-II	D	q	1,06	1,06	0,152	q	0,305	0,305	0,121	0,114	0,127	0,58	0,53	0,27	0,24	49,5	472	273,0	36,8		0,00	0,13	0,44
53		14CL	A-II	D	q	1,06	1,06	0,152	q	0,305	0,305	0,115	0,105	0,124	1,43	1,21	0,63	0,54	47,7	420	362,0	49,4		0,00	0,14	0,45
54		10.2FHI	A-II	D	q	1,06	1,06	0,152	q	0,305	0,305	0,115	0,105	0,124	2,55	2,16	0,53	0,45	25,9	420	153,0	74,0		0,00	0,48	1,59
55		10.2FHO	A-II	D	q	1,06	1,06	0,152	q	0,305	0,305	0,115	0,105	0,124	1,42	1,20	0,53	0,45	33,8	420	183,0	89,9		0,00	0,49	1,61
56		14FH	A-II	D	q	1,06	1,06	0,152	q	0,305	0,305	0,115	0,105	0,124	2,72	2,30	0,53	0,45	31,2	420	206,0	102,5		0,00	0,50	1,63
57		6FLI	A-II	D	q	1,06	1,06	0,152	q	0,305	0,305	0,121	0,114	0,127	1,05	0,94	0,27	0,24	25,9	472	227,0	27,1		0,00	0,12	0,39
58		10.2FLI	A-II	D	q	1,06	1,06	0,152	q	0,305	0,305	0,115	0,105	0,124	2,55	2,16	0,53	0,45	18,1	420	240,0	26,9		0,00	0,11	0,37
59		10.2FLO	A-II	D	q	1,06	1,06	0,152	q	0,305	0,305	0,115	0,105	0,124	1,42	1,20	0,53	0,45	26,5	420	290,0	35,0		0,00	0,12	0,40
60		9.6GH2	A-II	D	q	1,06	1,06	0,152	r	0,406	0,203	0,118	0,110	0,125	0,95	0,83	0,50	0,44	24,7	415	165,0	82,3		0,00	0,50	1,23
61		9.6GH0,5	A-II	D	q	1,06	1,06	0,152	r	0,203	0,406	0,118	0,110	0,125	0,95	0,83	0,50	0,44	26,3	415	182,0	89,6		0,00	0,49	2,43
62		9.6GH3	A-II	D	q	1,06	1,06	0,152	r	0,459	0,153	0,118	0,110	0,125	0,95	0,83	0,50	0,44	27,0	415	165,0	83,4		0,00	0,51	1,10
63	Islam, Park (1976)	1	A-II	D	r	1,14	1,51	0,089	q	0,229	0,229	0,070	0,065	0,075	1,23	1,07	0,61	0,53	27,3	356	35,8	30,5		0,00	0,85	3,72
64		2	A-II	D	r	1,14	1,51	0,089	q	0,229	0,229	0,070	0,065	0,075	1,23	1,07	0,61	0,53	31,9	374	35,8	37,7		0,00	1,05	4,60
65		3C	A-II	D	r	1,14	1,51	0,089	q	0,229	0,229	0,070	0,065	0,075	1,23	1,07	0,61	0,53	29,7	316	35,8	35,8		0,00	1,00	4,37
66	Hanson, Hanson 1968)	A12	A-II	D	r	0,61	1,06	0,076	q	0,152	0,152	0,058	0,054	0,062	1,74	1,51	1,74	1,51	33,2	372	26,9	20,5		0,00	0,76	5,02
67		B16	A-II	D	r	0,61	1,06	0,076	r	0,305	0,152	0,058	0,054	0,062	1,74	1,51	1,74	1,51	30,4	341	34,4	27,3		0,00	0,80	2,61
68		C17	A-II	D	r	0,61	1,06	0,076	r	0,152	0,305	0,058	0,054	0,062	1,74	1,51	1,74	1,51	36,0	341	31,5	24,7		0,00	0,78	5,16

	A	Bez	Str	Bel	PF	l_x	l_y	h	SF	c_x/D	c_y	d	d_x	d_y	$\rho_{l,x}$	$\rho_{l,y}$	$\rho'_{l,x}$	$\rho'_{l,y}$	f_c	f_y	V_u	M_{ux}	M_{uy}	e_x	e_y	e/c
	-	-	-	-	-	m	m	m	-	m	m	m	m	m	%	%	%	%	MPa	MPa	kN	kNm	kNm	m	m	-
69	Müller, Schäfer (1978)	NR1	A-II	D	k	0,84	0,84	0,145	k	0,210		0,113	0,107	0,119	0,89	0,80	-	-	25,2	420	280,0	1,8		0,00	0,01	0,03
70		NR2	A-II	D	k	0,84	0,84	0,145	k	0,210		0,113	0,107	0,119	0,89	0,80	-	-	26,6	420	260,0	5,2		0,00	0,02	0,10
71		NR3	A-II	D	k	0,84	0,84	0,145	k	0,210		0,113	0,107	0,119	0,89	2,08	-	-	25,2	420	280,0	11,7		0,00	0,04	0,20
72		NR4	A-II	D	k	0,84	0,84	0,145	k	0,210		0,113	0,107	0,119	1,89	1,70	-	-	25,5	420	290,0	7,5	7,5	0,03	0,03	0,17
73		NR5	A-II	D	k	0,84	0,84	0,145	k	0,210		0,113	0,107	0,119	0,89	2,08	-	-	24,7	420	260,0	15,9		0,00	0,06	0,29
74		NR6	A-II	D	k	0,84	0,84	0,145	k	0,210		0,113	0,107	0,119	1,89	1,70	-	-	23,1	420	290,0	12,5	12,5	0,04	0,04	0,29

Tabelle B-1: Durchstanzversuche an ausmittig beanspruchten Innenstützen-Verbindungen ohne Durchstanzbewehrung.

B.3 Durchstanzversuche an Randstützen-Verbindungen ohne Durchstanzbewehrung

Laufende Versuchsnummer	Versuch				Geometrie						Längsbewehrung						Baustoffe		Versagen				
	Quelle		Vers.-Aufbau		Platte			Stütze			Statische Nutzhöhe			Längsbewehrungsgrad			Zylinderdruckfestigkeit Betons	Streckgrenze Bewehrungsstahl	Bruchlast	Bruchmoment um die x-Achse	Lastausmitte in y-Richtung	Bezogen Gesamtlastausmitte	
	Autor	Originalbezeichnung	Deckenstruktur	Belastung	Plattenabmessung in x-Richtung	Plattenabmessung in y-Richtung	Plattenhöhe	Stützenquerschnittsform	Stützenabmessung in x-Richtung bzw. Stützendurchmesser	Stützenabmessung in y-Richtung	Mittlere statische Nutzhöhe	Stat. Nutzhöhe in x-Richtung	Stat. Nutzhöhe in y-Richtung	Bewehrungsgrad in x-Richtung (Obere Lage)	Bewehrungsgrad in y-Richtung (Obere Lage)	Bewehrungsgrad in x-Richtung (Untere Lage)							Bewehrungsgrad in y-Richtung (Untere Lage)
A	Bez	Str	Bel	l_x	l_y	h	SF	c_x	c_y	d	d_x	d_y	$\rho_{l,x}$	$\rho_{l,y}$	$\rho_{l,x}$	$\rho_{l,y}$	MPa	MPa	kN	kNm	m	-	
1	Sherif (1996)	S1-2	A-1R-II	Syst	2,50	5,00	0,150	q	0,250	0,250	0,114	0,106	0,122	1,55	1,31	0,90	1,11	28,0	444	185,0	43,9	0,24	0,95
2	Sherif (2000)	E-1	D-2	Syst	2,50	5,00	0,150	q	0,250	0,250	0,114	0,106	0,122	1,80	1,56			92,7	532	245,0	102,9	0,42	1,68
3	Rangan (1990)	B	A-1R	Syst	2,18	2,84	0,100	r	0,250	0,200	0,082	0,082	0,082	0,41	0,78	0,41	0,39	48,3	462	108,2	27,9	0,26	1,03
4		C	A-1R	Syst	1,60	1,86	0,080	q	0,170	0,170	0,060	0,060	0,060	0,58	0,42	0,58	0,42	28,4	462	21,9	9,4	0,43	2,51
5	Mortin, Ghali (1991)	JS1	A-1R	D	0,89	1,19	0,152	q	0,254	0,254	0,122	0,122	0,122	0,95	0,60	0,40	0,40	43,2	420	140,9	60,5	0,43	1,69
6		JS4	A-1R	D	0,89	1,37	0,152	q	0,254	0,254	0,122	0,122	0,122	1,28	0,80	0,40	0,40	32,2	420	141,0	60,3	0,43	1,68
7	Lim, Rangan (1995)	1	A-1R	Syst	2,48	3,04	0,110	q	0,250	0,250	0,086	0,082	0,090	0,49	0,40	0,50	0,32	25,0	516	105,8	16,2	0,15	0,61
8	Gilbert, Glass (1987)	1	A-2R	Syst	0,87	1,73	0,064	q	0,100	0,100	0,052	0,052	0,052	0,71	0,71	0,38	0,38	37,3	500	35,0	4,6	0,13	1,31
9		2	A-2R	Syst	0,87	1,73	0,064	r	0,100	0,150	0,052	0,052	0,052	0,71	0,71	0,38	0,38	32,0	500	37,0	4,7	0,13	1,27
10		3	A-2R	Syst	0,87	1,73	0,064	r	0,100	0,200	0,052	0,052	0,052	0,71	0,71	0,38	0,38	36,0	500	39,0	5,3	0,14	1,35
11		4	A-2R	Syst	0,87	1,73	0,064	r	0,200	0,100	0,052	0,052	0,052	0,71	0,71	0,38	0,38	32,1	500	40,0	7,7	0,19	0,96
12		5	A-2R	Syst	0,87	1,73	0,064	q	0,200	0,200	0,052	0,052	0,052	0,71	0,71	0,38	0,38	32,7	500	48,8	8,4	0,17	0,86
13		6	A-2R	Syst	0,87	1,73	0,064	r	0,150	0,100	0,052	0,052	0,052	0,68	0,68	0,38	0,38	36,0	500	40,8	5,3	0,13	0,87

	A	Bez	Str	Bel	l_x	l_y	h	SF	c_x	c_y	d	d_x	d_y	$\rho_{l,x}$	$\rho_{l,y}$	$\rho'_{l,x}$	$\rho'_{l,y}$	f_c	f_y	V_u	M_{ux}	e_y	e/c
	-	-	-	-	m	m	m	-	m	m	m	m	m	%	%	%	%	MPa	MPa	kN	kNm	m	-
14	Gilbert (1980)	SG2	A-2R	Syst	0,87	1,73	0,064	q	0,100	0,100	0,059	0,052	0,052	0,96	0,96	0,63	0,63	47,2	515	50,1	7,3	0,14	1,45
15		SG4	A-2R	Syst	0,87	1,73	0,064	r	0,150	0,100	0,052	0,052	0,052	0,68	0,68	0,38	0,38	37,5	515	37,1	6,5	0,18	1,17
16		SG6	A-2R	Syst	0,87	1,73	0,064	q	0,150	0,150	0,052	0,052	0,052	0,68	0,68	0,38	0,38	25,8	515	37,6	8,4	0,22	1,48
17	Long, et al. (1978)	E1	A-1R-II	Syst	0,90	2,0/1,0	0,064	r	0,150	0,100	0,052	0,052	0,052	0,97	0,97	0,45	0,45	29,2	316	33,1	5,7	0,17	1,15
18		E3	A-1R-II	Syst	0,90	2,0/1,0	0,064	r	0,225	0,150	0,052	0,052	0,052	0,97	0,97	0,45	0,45	22,5	316	40,8	7,5	0,18	0,82
19	Gardner, Shao (1996)	2	D-4	Syst	2,75	2,75	0,140	k	0,254		0,120	0,115	0,125	0,74	0,68	0,57	0,41	21,5	460	159,0	14,6	0,09	0,41
20		5	D-4	Syst	2,75	2,75	0,140	q	0,254	0,254	0,120	0,115	0,125	0,70	0,65	0,50	0,39	21,5	460	144,0	14,6	0,10	0,40
21	Pillai, et al (1982)	E1	A-1R-II	Syst	0,90	2,0/1,0	0,064	r	0,150	0,100	0,052	0,052	0,052	0,76	0,75	0,76	0,75	38,1	379	32,1	4,7	0,15	0,97
22	Beresford (1967)	1	A-1R	D	0,65	1,94	0,254	r	0,530	0,230	0,203	0,190	0,216	0,36	1,37	-	-	26,7	400	166,6	254,1	1,53	2,88
23		2	A-1R	D	0,65	1,94	0,254	r	0,530	0,230	0,203	0,190	0,216	0,36	1,37	-	-	30,3	400	211,3	276,8	1,31	2,47
24		3	A-1R	D	0,65	1,94	0,254	r	0,530	0,230	0,203	0,190	0,216	0,36	1,37	-	-	18,9	400	150,1	228,9	1,53	2,88
25		4	A-1R	D	0,65	2,00	0,254	r	0,640	0,230	0,203	0,190	0,216	0,32	1,37	-	-	39,9	400	189,0	288,2	1,53	2,38
26		5	A-1R	D	0,65	1,94	0,254	r	0,530	0,230	0,203	0,190	0,216	0,36	1,37	-	-	39,7	400	182,4	278,2	1,53	2,88
27	Andersson (1966)	1a	A-1R	D	0,80	0,58	0,145	q	0,250	0,250	0,120	0,125	0,115	1,22	1,50	0,44	1,50	22,1	427	150,0	55,5	0,37	1,48
28		1b	A-1R	D	0,80	0,48	0,145	q	0,250	0,250	0,122	0,127	0,117	1,53	1,39	0,43	1,39	26,4	436	196,1	57,8	0,29	1,18
29		1c	A-1R	D	0,80	0,62	0,145	r	0,300	0,200	0,121	0,126	0,116	1,22	1,64	0,39	1,64	30,0	428	171,6	70,4	0,41	1,37
30	Tankut (1969)	B1	D-2	Syst	3,05	3,05	0,102	q	0,203	0,203	0,076	0,072	0,081	1,94	1,73	0,46	0,41	34,2	404	87,8	24,7	0,28	1,39
31		B2	D-2	Syst	3,05	3,05	0,102	q	0,203	0,203	0,076	0,072	0,081	2,07	1,84	0,46	0,41	37,0	310	120,5	38,0	0,31	1,55
32		H1	D-4	Syst	3,05	3,05	0,102	q	0,203	0,203	0,076	0,072	0,081	1,94	1,73	0,46	0,41	34,2	404	75,8	27,1	0,36	1,76
33		H2	D-4	Syst	3,05	3,05	0,102	q	0,203	0,203	0,076	0,072	0,081	2,07	1,84	0,46	0,41	37,0	310	74,5	19,7	0,26	1,30
34	Kinnunen (1971)	1	A-2R	Syst	0,90	2,80	0,130	q	0,200	0,200	0,102	0,102	0,102	1,60	1,60	0,80	0,80	23,5	455	130,0	48,9	0,38	1,88
35		2	A-2R	Syst	0,90	2,80	0,130	q	0,200	0,200	0,102	0,102	0,102	1,10	1,10	0,55	0,55	26,1	422	131,0	44,8	0,34	1,71
36		3	A-2R	Syst	0,90	2,80	0,130	q	0,200	0,200	0,102	0,102	0,102	2,20	2,20	1,10	1,10	22,9	422	169,0	47,3	0,28	1,40
37	Narasimhan(1971)	ES1	A-1R	D	1,00	1,00	0,178	q	0,304	0,304	0,143	0,135	0,151	1,17	1,04	1,17	1,04	27,1	398	309,0	0,0	0,00	0,00
38		ES2	A-1R	D	1,00	1,00	0,178	q	0,304	0,304	0,143	0,135	0,151	1,17	1,04	1,17	1,04	30,4	398	342,0	78,2	0,23	0,75
39	Stamenkovic,	V/E/1	A-1R	D	0,43	0,83	0,075	q	0,127	0,127	0,056	0,052	0,060	1,28	1,11	1,28	1,11	30,5	495	74,7	0,0	0,00	0,00
40	Chapman (1972)	Cs/E/1	A-1R	D	0,43	0,83	0,075	q	0,127	0,127	0,056	0,052	0,060	1,28	1,11	1,28	1,11	32,7	448	73,2	5,6	0,08	0,60

	A	Bez	Str	Bel	l_x	l_y	h	SF	c_x	c_y	d	d_x	d_y	$\rho_{l,x}$	$\rho_{l,y}$	$\rho'_{l,x}$	$\rho'_{l,y}$	f_c	f_y	V_u	M_{ux}	e_y	e/c
	-	-	-	-	m	m	m	-	m	m	m	m	m	%	%	%	%	MPa	MPa	kN	kNm	m	-
41		Cs/E/2	A-1R	D	0,43	0,83	0,075	q	0,127	0,127	0,056	0,052	0,060	1,28	1,11	1,28	1,11	27,5	495	54,7	9,2	0,17	1,32
42		Cs/E/3	A-1R	D	0,43	0,83	0,075	q	0,127	0,127	0,056	0,052	0,060	1,28	1,11	1,28	1,11	28,9	495	24,9	10,1	0,40	3,18
43		Cs/E/4	A-1R	D	0,43	0,83	0,075	q	0,127	0,127	0,056	0,052	0,060	1,28	1,11	1,28	1,11	29,1	495	10,9	8,8	0,81	
44	Neth (1981)	1/2	D-2	Syst	3,05	3,05	0,100	r	0,150	0,230	0,084	0,084	0,084	1,00	1,00	1,00	1,00	38,1	404	92,2	3,7	0,04	0,27
45	Brändli (1982)	P10B	A-2R	Syst	1,35	3,40	0,180	q	0,250	0,250	0,154	0,146	0,162	2,74	2,47	1,37	1,23	34,6	515	376,0	77,2	0,21	0,82
46	Zaghlool (1971)	Z-IV(1)	A-1R	D	0,91	0,87	0,152	q	0,178	0,178	0,120	0,114	0,127	1,94	1,45	1,94	1,45	27,3	476	122,3	47,7	0,39	2,19
47		Z-V(1)	A-1R	D	0,91	0,83	0,152	q	0,267	0,267	0,120	0,114	0,127	1,55	1,24	1,55	1,24	34,3	476	215,3	84,6	0,39	1,47
48		Z-V(2)	A-1R	D	0,91	0,83	0,152	q	0,267	0,267	0,120	0,114	0,127	2,03	1,65	2,03	1,65	40,5	476	246,9	93,6	0,38	1,42
49		Z-V(3)	A-1R	D	0,91	0,83	0,152	q	0,267	0,267	0,120	0,114	0,127	2,44	1,95	2,44	1,95	38,7	476	268,2	103,6	0,39	1,45
50		Z-V(5)	A-1R	D	0,91	0,83	0,152	q	0,267	0,267	0,120	0,114	0,127	1,55	1,24	1,55	1,24	35,2	476	279,3	0,0	0,00	0,00
51		Z-V(6)	A-1R	D	0,91	0,83	0,152	q	0,267	0,267	0,120	0,114	0,127	1,55	1,24	1,55	1,24	31,3	476	117,0	88,1	0,75	2,82
52		Z-VI(1)	A-1R	D	0,91	0,78	0,152	q	0,356	0,356	0,120	0,114	0,127	1,30	1,09	1,30	1,09	26,0	476	265,1	106,9	0,40	1,13
53	Regan (1979)	SE1	A-2R	Syst	0,65	2,55	0,125	r	0,300	0,200	0,098	0,092	0,104	0,98	1,09	-	1,21	35,5	480	198,0	39,5	0,20	0,66
54		SE2	A-2R	Syst	0,65	2,55	0,125	r	0,300	0,200	0,101	0,095	0,105	0,95	0,24	-	1,20	44,4	480	192,0	34,0	0,18	0,59
55		SE4	A-2R	Syst	0,65	2,65	0,125	r	0,200	0,300	0,098	0,092	0,104	0,98	1,09	-	0,62	26,6	480	152,0	30,5	0,20	1,00
56		SE5	A-2R	Syst	0,65	2,65	0,125	r	0,200	0,300	0,098	0,092	0,104	0,98	0,91	-	0,62	44,9	480	164,0	38,5	0,23	1,17
57		SE6	A-2R	Syst	0,65	2,65	0,125	r	0,200	0,300	0,098	0,092	0,104	0,98	0,50	-	0,78	32,9	490	149,0	27,5	0,18	0,92
58		SE7	A-2R	Syst	0,65	2,65	0,125	r	0,200	0,300	0,098	0,092	0,104	0,99	0,74	-	0,43	39,8	490	129,0	31,7	0,25	1,23
59		SE8	A-2R	Syst	0,65	2,55	0,125	r	0,300	0,100	0,098	0,092	0,104	1,03	0,88	-	0,52	42,1	480	136,0	33,7	0,25	0,83
60		SE9	A-2R	Syst	1,04	3,41	0,125	q	0,250	0,250	0,098	0,092	0,104	0,98	0,54	-	0,37	41,9	480	123,0	35,7	0,29	1,16
61		SE10	A-2R	Syst	1,04	3,41	0,125	q	0,250	0,250	0,098	0,092	0,104	0,98	0,54	-	0,37	41,1	480	114,0	36,0	0,32	1,26
62		SE11	A-2R	Syst	1,04	3,41	0,125	q	0,250	0,250	0,098	0,092	0,104	0,98	0,54	-	0,37	51,5	480	138,0	39,5	0,29	1,14
63		SE1R	A-2R	D	0,65	2,55	0,125	r	0,300	0,200	0,098	0,092	0,104	0,98	1,09	-	1,21	35,5	480	233,0	0,0	0,00	0,00
64		SE2R	A-2R	D	0,65	2,55	0,125	r	0,300	0,200	0,101	0,095	0,105	0,95	0,24	-	1,20	44,4	480	205,0	0,0	0,00	0,00
65		SE5R	A-2R	D	0,65	2,65	0,125	r	0,200	0,300	0,098	0,092	0,104	0,98	0,91	-	0,62	44,9	480	189,0	0,0	0,00	0,00
66		SE6R	A-2R	D	0,65	2,65	0,125	r	0,200	0,300	0,098	0,092	0,104	0,98	0,50	-	0,78	32,9	490	163,0	0,0	0,00	0,00
67		SE7R	A-2R	D	0,65	2,65	0,125	r	0,200	0,300	0,098	0,092	0,104	0,99	0,74	-	0,43	39,8	490	125,0	0,0	0,00	0,00

	A	Bez	Str	Bel	l_x	l_y	h	SF	c_x	c_y	d	d_x	d_y	$\rho_{l,x}$	$\rho_{l,y}$	$\rho'_{l,x}$	$\rho'_{l,y}$	f_c	f_y	V_u	M_{ux}	e_y	e/c
	-	-	-	-	m	m	m	-	m	m	m	m	m	%	%	%	%	MPa	MPa	kN	kNm	m	-
68		SE8R	A-2R	D	0,65	2,55	0,125	r	0,300	0,100	0,098	0,092	0,104	1,03	0,88	-	0,52	42,1	480	173,0	0,0	0,00	0,00
69		SE9R	A-2R	D	1,04	3,41	0,125	q	0,250	0,250	0,098	0,092	0,104	0,98	0,54	-	0,37	41,9	480	142,0	0,0	0,00	0,00
70		SE10R	A-2R	D	1,04	3,41	0,125	q	0,250	0,250	0,098	0,092	0,104	0,98	0,54	-	0,37	41,1	480	151,0	0,0	0,00	0,00
71		SE11R	A-2R	D	1,04	3,41	0,125	q	0,250	0,250	0,098	0,092	0,104	0,98	0,54	-	0,37	51,5	480	154,0	0,0	0,00	0,00
72	Hawkins (1978)	E1	A-1R	D	1,06	1,98	0,165	q	0,300	0,300	0,130	0,122	0,138	0,85	0,76	0,55	0,48	22,6	463	68,6	67,7	0,99	3,29
73		E2	A-1R	D	1,06	1,98	0,178	q	0,400	0,400	0,139	0,129	0,149	1,24	1,07	0,55	0,48	29,5	425	128,2	150,3	1,17	2,93
74		E3	A-1R	D	1,06	1,98	0,178	r	0,500	0,200	0,139	0,129	0,149	1,59	1,46	0,55	0,48	23,0	448	115,8	126,5	1,09	2,19
75	Hanson, Hanson	D15	A-1R	D	0,61	1,06	0,076	q	0,152	0,152	0,058	0,054	0,062	1,76	1,53	1,76	1,53	31,1	365	12,1	9,9	0,82	
76	El-Salakawy, Polak	XXX	A-1R	D	0,77	0,90	0,120	q	0,250	0,250	0,090	0,085	0,095	0,78	0,88	0,73	0,56	33,0	545	125,0	37,5	0,30	1,20
77	(2000)	HXXX	A-1R	D	0,77	0,90	0,120	q	0,250	0,250	0,090	0,085	0,095	0,78	0,88	0,73	0,56	36,5	545	69,0	46,0	0,67	2,67
78	Falamaki, Loo (1992)	W5-B	D-2	Syst	2,70	2,65	0,100	q	0,200	0,200	0,083	0,083	0,083	0,39	0,33	0,33	0,19	26,8	500	71,2	16,6	0,23	1,16
79		M5-B	D-2	Syst	2,70	2,65	0,100	r	0,300	0,400	0,083	0,083	0,083	0,63	1,05	0,61	0,19	34,0	613	87,8	41,1	0,47	1,56
80	Hegger, Tuchlinski (2002)	R1	A-1R	Syst	2,80	2,80	0,230	q	0,300	0,300	0,180	0,170	0,190	0,94	1,13	0,31	0,41	34,8	570	448,0	60,0	0,13	0,45

Tabelle B-2: Durchstanzversuche an Randstützen-Verbindungen ohne Durchstanzbewehrung.

B.4 Durchstanzversuche an Eckstützen-Verbindungen ohne Durchstanzbewehrung

Laufende Versuchsnummer	Versuch		Geometrie						Längsbewehrung						Baustoffe		Versagen											
	Quelle		Vers.-Aufbau		Platte			Stütze			Statische Nutzhöhe			Bewehrungsgrad			Zylindersdruckfestigkeit Betons	Streckgrenze Bewehrungsstahl	Bruchlast	Bruchmoment um die x-Achse		Bruchmoment um die y-Achse		Lastausmitte in x-Richtung		Lastausmitte in y-Richtung		Bezogen Gesamtlastausmitte
	Autor	Originalbezeichnung	Deckenstruktur	Belastung	Plattenabmessung in x-Richtung	Plattenabmessung in y-Richtung	Plattenhöhe	Stützenquerschnittsform	Stützenabmessung in x-Richtung bzw. Stützendurchmesser	Stützenabmessung in y-Richtung	Mittlere statische Nutzhöhe	Stat. Nutzhöhe in x-Richtung	Stat. Nutzhöhe in y-Richtung	Bewehrungsgrad in x-Richtung (Obere Lage)	Bewehrungsgrad in y-Richtung (Obere Lage)	Bewehrungsgrad in x-Richtung (Untere Lage)				Bewehrungsgrad in y-Richtung (Untere Lage)	f_c	f_y	V_u	M_{ux}	M_{uy}	e_x	e_y	
A	Bez	Str	Bel	l_x	l_y	h	SF	c_x	c_y	d	d_x	d_y	$\rho_{l,x}$	$\rho_{l,y}$	$\rho_{l,x}$	$\rho_{l,y}$	MPa	MPa	kN	kNm	kNm	m	m	-				
1	Walker, Regan (1987)	SC1	D-1	Syst	2,75	2,75	0,125	q	0,300	0,300	0,100	0,105	0,095	0,75	0,83	0,14	0,15	43,3	450	81,5	25,2	25,2	0,31	0,31	1,46			
2		SC2	D-1	Syst	2,75	2,75	0,125	q	0,300	0,300	0,100	0,105	0,095	0,48	0,53	0,14	0,15	47,9	450	74,8	24,0	24,0	0,32	0,32	1,51			
3		SC3	D-1	Syst	2,75	2,75	0,125	q	0,300	0,300	0,100	0,105	0,095	1,04	1,15	0,14	0,15	37,4	450	74,2	31,6	31,6	0,43	0,43	2,01			
4		SC4	D-1	Syst	2,83	2,83	0,125	q	0,220	0,220	0,100	0,105	0,095	0,81	0,89	0,14	0,15	40,8	450	63,8	16,7	16,7	0,26	0,26	1,68			
5		SC5	D-1	Syst	2,83	2,83	0,125	q	0,220	0,220	0,100	0,105	0,095	1,16	1,29	0,14	0,15	46,5	450	82,2	18,8	18,8	0,23	0,23	1,47			
6		SC7	D-1	Syst	2,83	2,83	0,125	q	0,220	0,220	0,100	0,105	0,095	1,16	1,29	0,14	0,15	43,8	450	82,2	27,6	27,6	0,34	0,34	2,16			
7		SC8	D-1	Syst	1,84	1,84	0,080	q	0,160	0,160	0,064	0,067	0,061	0,36	0,40	0,12	0,13	37,4	595	33,0	4,7	4,7	0,14	0,14	1,26			
8		SC9	D-1	Syst	1,84	1,84	0,080	q	0,160	0,160	0,064	0,067	0,061	0,53	0,58	0,12	0,13	34,3	595	33,0	5,9	5,9	0,18	0,18	1,58			
9		SC11	D-1	Syst	1,84	1,24	0,080	q	0,160	0,160	0,060	0,063	0,057	1,72	0,79	0,13	0,14	27,2	595	33,0	2,2	4,6	0,14	0,07	0,97			
10		SC12	D-1	Syst	1,70	1,10	0,080	q	0,300	0,300	0,060	0,063	0,057	1,31	0,64	0,13	0,14	40,7	595	36,8	8,9	12,7	0,35	0,24	1,40			
11	Hammill, Ghali (1994)	NH1	A-1E	D	0,91	0,91	0,150	q	0,250	0,250	0,114	0,122	0,106	1,88	2,17	0,97	1,11	41,5	440	146,9	43,0	43,0	0,29	0,29	1,66			
12		NH2	A-1E	D	0,91	0,91	0,150	q	0,250	0,250	0,114	0,122	0,106	1,88	2,17	0,97	1,11	42,2	440	139,1	40,2	40,2	0,29	0,29	1,64			
13	Gardner,Shao	#6	D-4	Syst	2,75	2,75	0,140	k	0,225	0,225	0,120	0,115	0,125	0,48	0,57	0,43	0,40	21,5	460	88,0	10,5	11,4	0,13	0,12	0,78			
14	Tankut (1969)	A1	A-1E	Syst	3,05	3,05	0,102	q	0,305	0,305	0,076	0,072	0,081	1,71	1,52	0,46	0,41	34,2	404	47,8	13,8	17,0	0,36	0,29	1,50			

	A	Bez	Str	Bel	l_x	l_y	h	SF	c_x	c_y	d	d_x	d_y	$\rho_{l,x}$	$\rho_{l,y}$	$\rho_{l,x}$	$\rho_{l,y}$	f_c	f_y	V_u	M_{ux}	M_{uy}	e_x	e_y	e/c
	-	-	-	-	m	m	m	-	m	m	m	m	m	%	%	%	%	MPa	MPa	kN	kNm	kNm	m	m	-
15		C1	A-1E	Syst	3,05	3,05	0,102	q	0,305	0,305	0,076	0,072	0,081	1,71	1,52	0,46	0,41	34,2	404	46,5	11,6	13,4	0,29	0,25	1,25
16		G1/K1	D-4	Syst	3,05	3,05	0,102	q	0,305	0,305	0,076	0,072	0,081	1,71	1,52	0,46	0,41	34,2	404	53,9	34,5	22,8	0,42	0,64	2,52
17		A2	A-1E	Syst	3,05	3,05	0,102	q	0,305	0,305	0,076	0,072	0,081	2,06	1,83	0,46	0,41	37,0	310	48,8	23,1	25,6	0,52	0,47	2,32
18		C2	A-1E	Syst	3,05	3,05	0,102	q	0,305	0,305	0,076	0,072	0,081	2,06	1,83	0,46	0,41	37,0	310	58,8	26,1	25,1	0,43	0,44	2,02
19		G2/K2	D-4	Syst	3,05	3,05	0,102	q	0,305	0,305	0,076	0,072	0,081	2,06	1,83	0,46	0,41	37,0	310	43,7	26,7	13,8	0,32	0,61	2,25
20	Narasimhan(1971)	C	A-1E	D	1,00	1,00	0,178	q	0,305	0,305	0,143	0,151	0,135	1,04	1,17	1,04	1,17	34,1	398	159,0	0,0	0,0	0,00	0,00	0,00
21	Stamenkovic,	V/C/1	A-1E	D	0,83	0,83	0,076	q	0,127	0,127	0,056	0,052	0,060	1,28	1,11	1,28	1,11	34,3	450	27,2	0,0	0,0	0,00	0,00	0,00
22	Chapman (1972)	C/C/1	A-1E	D	0,83	0,83	0,076	q	0,127	0,127	0,056	0,052	0,060	1,28	1,11	1,28	1,11	32,4	450	24,9	6,2	0,0	0,00	0,25	1,97
23		C/C/2	A-1E	D	0,83	0,83	0,076	q	0,127	0,127	0,056	0,052	0,060	1,28	1,11	1,28	1,11	30,1	450	15,9	6,4	0,0	0,00	0,40	3,16
24		C/C/3	A-1E	D	0,83	0,83	0,076	q	0,127	0,127	0,056	0,052	0,060	1,28	1,11	1,28	1,11	27,5	450	8,0	6,2	0,0	0,00	0,77	6,08
25		C/C/4	A-1E	D	0,83	0,83	0,076	q	0,127	0,127	0,056	0,052	0,060	1,28	1,11	1,28	1,11	32,6	450	3,6	5,6	0,0	0,00	1,56	12,31
26	Zaghlool (1970)	I	D-1	Syst	3,05	3,05	0,140	q	0,140	0,140	0,114	0,114	0,114	1,51	1,51	1,48	1,48	24,1	379	106,4	10,0	7,6	0,07	0,09	0,84
27		III	D-1	Syst	3,05	3,05	0,140	q	0,165	0,165	0,114	0,114	0,114	1,40	1,40	1,48	1,48	20,8	379	100,6	16,0	16,1	0,16	0,16	1,37
28		IV	D-1	Syst	3,05	3,05	0,140	q	0,165	0,165	0,114	0,114	0,114	1,40	1,40	1,48	1,48	35,8	379	121,5	22,0	15,8	0,13	0,18	1,35
29	Zaghlool, de Paiva	Z-I(1)	A-1E	D	0,93	0,93	0,152	q	0,178	0,178	0,121	0,127	0,114	1,59	1,93	1,59	1,93	32,7	379	74,3	19,2	19,2	0,26	0,26	2,05
30	(1973)	Z-II(1)	A-1E	D	0,89	0,89	0,152	q	0,267	0,267	0,121	0,127	0,114	1,27	1,55	1,27	1,55	33,0	389	137,9	38,5	38,5	0,28	0,28	1,48
31		Z-II(2)	A-1E	D	0,89	0,89	0,152	q	0,267	0,267	0,121	0,127	0,114	1,69	2,09	1,69	2,09	33,4	405	177,2	53,5	53,5	0,30	0,30	1,60
32		Z-II(3)	A-1E	D	0,89	0,89	0,152	q	0,267	0,267	0,121	0,127	0,114	1,99	2,42	1,99	2,42	27,7	451	177,9	58,1	58,1	0,33	0,33	1,73
33		Z-II(5)	A-1E	D	0,89	0,89	0,152	q	0,267	0,267	0,121	0,127	0,114	1,27	1,55	1,27	1,55	34,7	381	148,6	0,0	0,0	0,00	0,00	0,00
34		Z-II(5)d	A-1E	D	0,89	0,89	0,152	q	0,267	0,267	0,121	0,127	0,114	1,27	1,55	1,27	1,55	34,3	381	137,9	0,0	0,0	0,00	0,00	0,00
35		Z-II(6)	A-1E	D	0,89	0,89	0,152	q	0,267	0,267	0,121	0,127	0,114	1,27	1,55	1,27	1,55	33,6	381	82,3	39,0	39,0	0,47	0,47	2,51
36		Z-III(1)	A-1E	D	0,84	0,84	0,152	q	0,356	0,356	0,121	0,127	0,114	1,06	1,29	1,06	1,29	33,6	379	179,7	52,8	52,8	0,29	0,29	1,17
37	Ingvarsson (1977)	1	D-1	Syst	2,00	2,00	0,120	q	0,180	0,180	0,095	0,090	0,100	2,31	1,84	1,29	1,22	25,8	450	108,0	21,5	20,3	0,19	0,20	1,52
38		4	D-1	Syst	2,00	2,00	0,120	q	0,180	0,180	0,095	0,090	0,100	1,16	0,95	1,29	1,22	32,0	450	101,0	19,2	17,1	0,17	0,19	1,41
39		5	D-1	Syst	2,00	2,00	0,120	q	0,180	0,180	0,095	0,090	0,100	1,97	1,53	1,29	1,22	29,2	450	110,0	22,8	21,5	0,20	0,21	1,58
40		R1	D-1	Syst	2,00	2,00	0,120	r	0,215	0,145	0,095	0,090	0,100	1,58	1,96	1,13	1,01	28,0	475	104,3	22,0	13,8	0,13	0,21	1,36
41		R2	D-1	Syst	2,00	2,00	0,120	r	0,240	0,120	0,095	0,090	0,100	1,16	2,01	1,32	1,00	25,5	475	90,3	21,0	12,5	0,14	0,23	1,43

	A	Bez	Str	Bel	l_x	l_y	h	SF	c_x	c_y	d	d_x	d_y	$\rho_{l,x}$	$\rho_{l,y}$	$\rho'_{l,x}$	$\rho'_{l,y}$	f_c	f_y	V_u	M_{ux}	M_{uy}	e_x	e_y	e/c
	-	-	-	-	m	m	m	-	m	m	m	m	m	%	%	%	%	MPa	MPa	kN	kNm	kNm	m	m	-
42		R3	D-1	Syst	2,00	2,00	0,120	r	0,240	0,120	0,095	0,090	0,100	1,94	2,22	1,32	1,00	29,6	475	104,0	22,3	17,4	0,17	0,21	1,43
43	Eligehausen, Vocke	E1	A-1E	D	1,50	1,50	0,230	q	0,300	0,300	0,189	0,197	0,181	1,07	1,16	0,68	0,74	23,6	540	305,0	61,4	61,4	0,20	0,20	0,95
44	(2001)	E3	A-1E	D	1,50	1,50	0,230	q	0,300	0,300	0,189	0,197	0,181	1,27	1,38	0,68	0,74	31,8	540	351,0	65,1	65,1	0,19	0,19	0,87

Tabelle B-3: Durchstanzversuche an Eckstützen-Verbindungen ohne Durchstanzbewehrung.

Anhang C Versuchsauswertungen

C.1 Modell von Hegger/Tuchlinski [39]

Die Querkrafttragfähigkeit von Innen-, Rand- und Eckstützen (ohne Berücksichtigung der Vorspannung) ergibt sich zu:

$$V = 1,16 \cdot \kappa \cdot v_{0,\text{int}} \cdot (100 \cdot \rho_l \cdot f_c)^{1/3} \cdot \left(\frac{d}{c_1}\right)^{2/3} \cdot d \quad (\text{C.1})$$

mit:

V	Querkrafttragfähigkeit ohne Schubbewehrung
$\kappa = 1 + \sqrt{\frac{200}{d}} \leq 2,0$	mit d in (mm)
ρ_l	mittlerer Längsbewehrungsgrad innerhalb eines Querschnitts im Abstand $a = 1,5d$ vom Stützenrand. $\rho_l = \sqrt{\rho_{lx} \cdot \rho_{ly}}$
f_c	Zylinderdruckfestigkeit des Betons
d	mittlere statische Nutzhöhe
c_1	Seitenlänge einer rechteckigen Stütze parallel zur Richtung der Ausmitte, bei Eckstützen die kleinere Seitenlänge
c_2	Seitenlänge einer rechteckigen Stütze, senkrecht zu c_1
c_{01}	$= c_1$ für rechteckige Stützen $= \emptyset \text{ Stütze} / 1,13$ für kreisförmige Stützen
k_c	$= c_1 / c_2$ für $0,67 \leq c_1 / c_2 \leq 1,5$
$v_{0,\text{int}}$	Integral der normierten Querkrafttragfähigkeit längs der Stützenseitenkanten

Innenstützen:

$$v_{0,\text{int}} = c_{01} \cdot k_M \frac{4}{1 + 1,2 \cdot \frac{e}{c_1}}$$

mit: $k_M = 0,73 + 0,9 \cdot \frac{e}{c} \leq 1,0$

Randstützen:

$$v_{0,\text{int}} = c_{01} \cdot \left(1,6 \cdot k_c^{1/2} + \frac{e}{c_1} \cdot (1,25 - k_c) \right) \quad \text{für } e/c_1 \leq 0,80$$

$$v_{0,\text{int}} = c_{01} \cdot \left(1,56 - 0,9 \cdot \ln\left(\frac{e}{c_1}\right) \right) \quad \text{für } e/c_1 > 0,80$$

Eckstützen:

$$v_{0,\text{int}} = 1,22 \cdot c_1 \cdot \left(0,7 + 0,3 \cdot \frac{e}{c_1} \right) \cdot \left(\frac{\rho_l}{0,01} \right)^{0,15} \quad \text{für } e/c_1 \leq 1,0$$

$$v_{0,\text{int}} = 1,22 \cdot c_1 \cdot \left(\frac{e}{c_1} \right)^{-0,8} \cdot \left(\frac{\rho_l}{0,01} \right)^{0,15} \quad \text{für } e/c_1 > 1,0$$

C.2 Zentrisch beanspruchte Innenstützen-Verbindungen

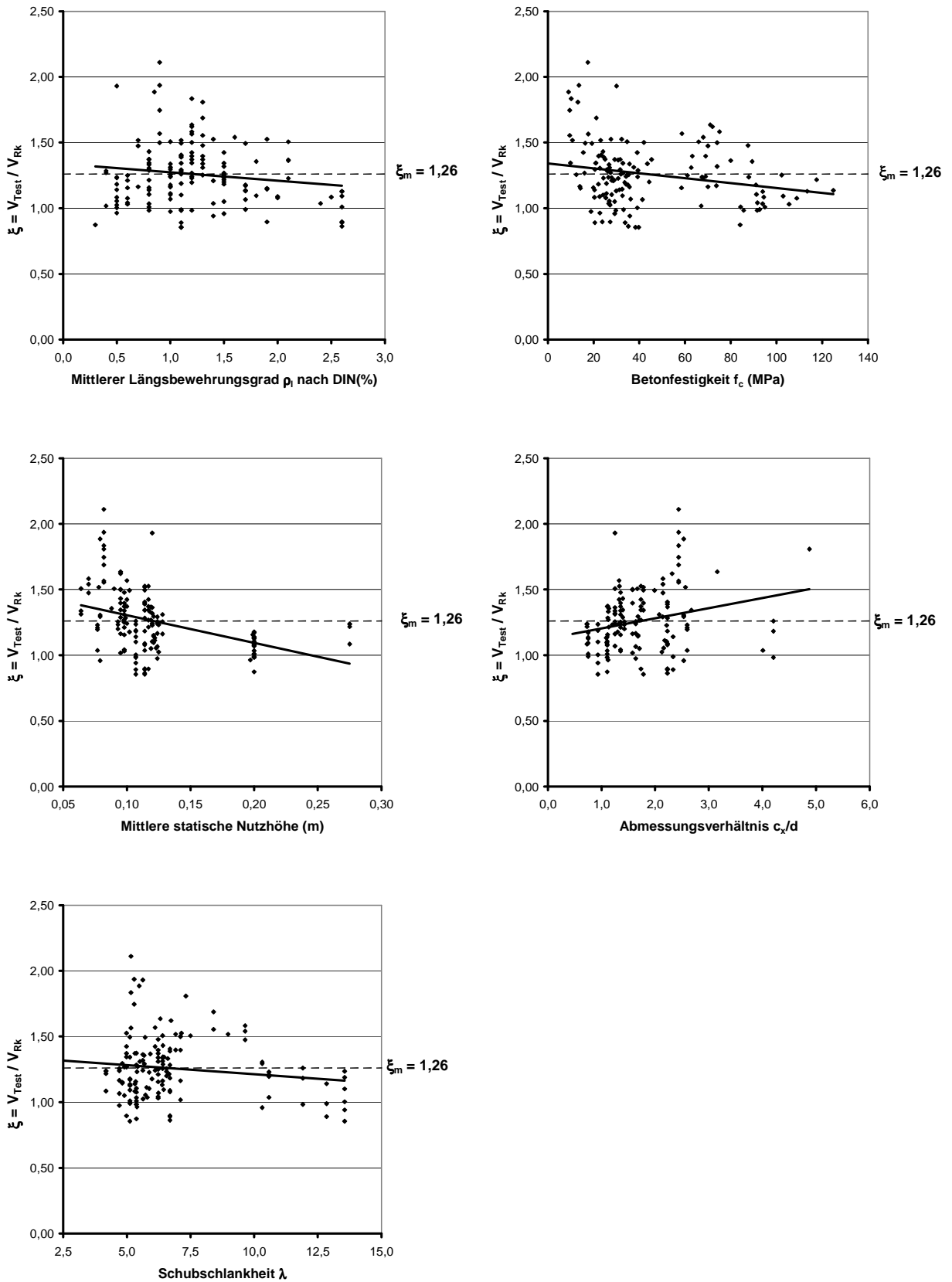


Bild C-1: Rechnerischer Bruchlastvergleich für zentrisch beanspruchte Innenstützen-Verbindungen auf Grundlage der DIN 1045-1.

C.3 Ausmittig beanspruchte Innenstützen-Verbindungen

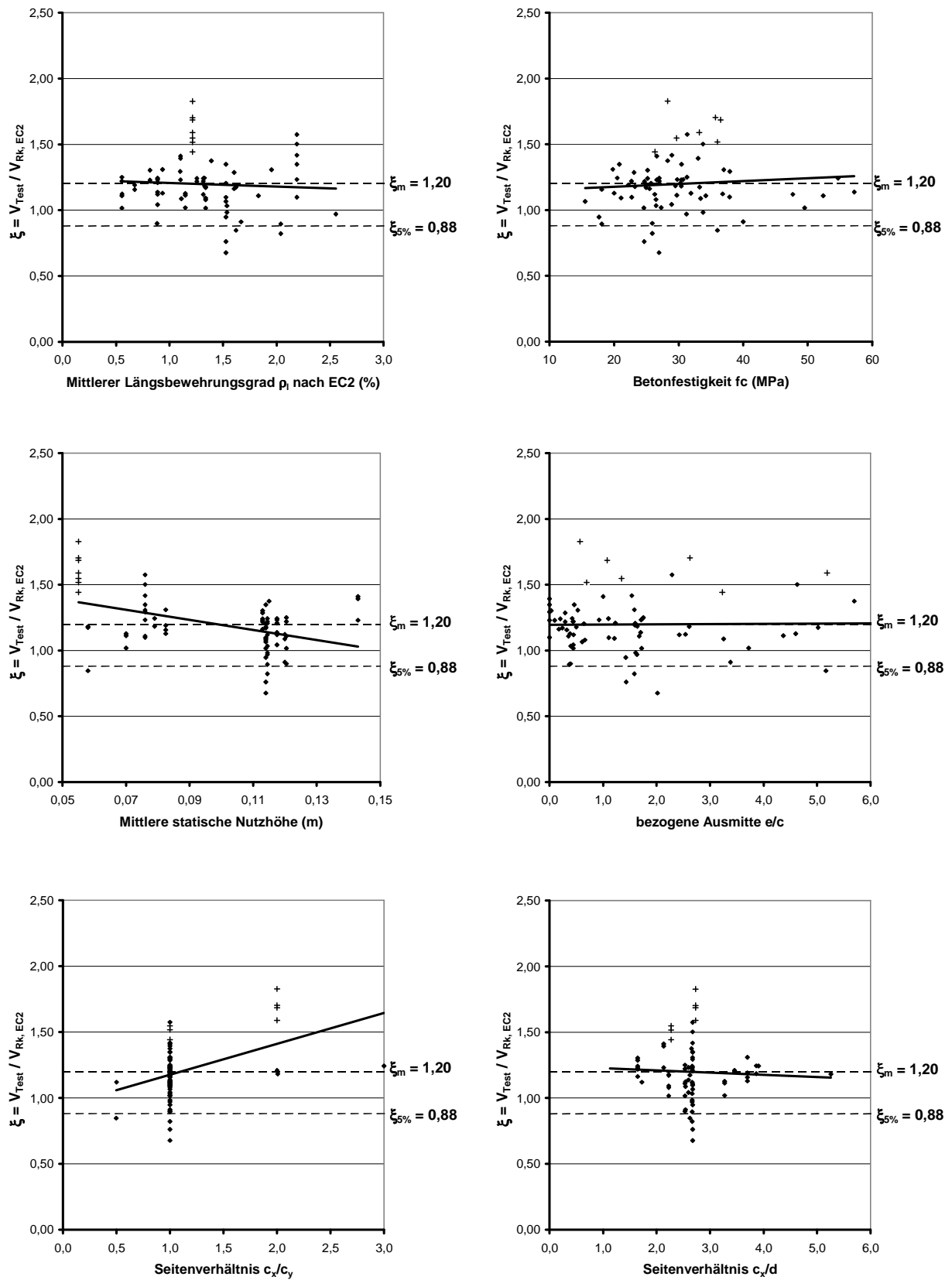


Bild C-2: Rechnerischer Bruchlastvergleich für ausmittig beanspruchte Innenstützen-Verbindungen auf Grundlage des genauen Bemessungsverfahrens nach EC 2 (nach Gl. 6.39).

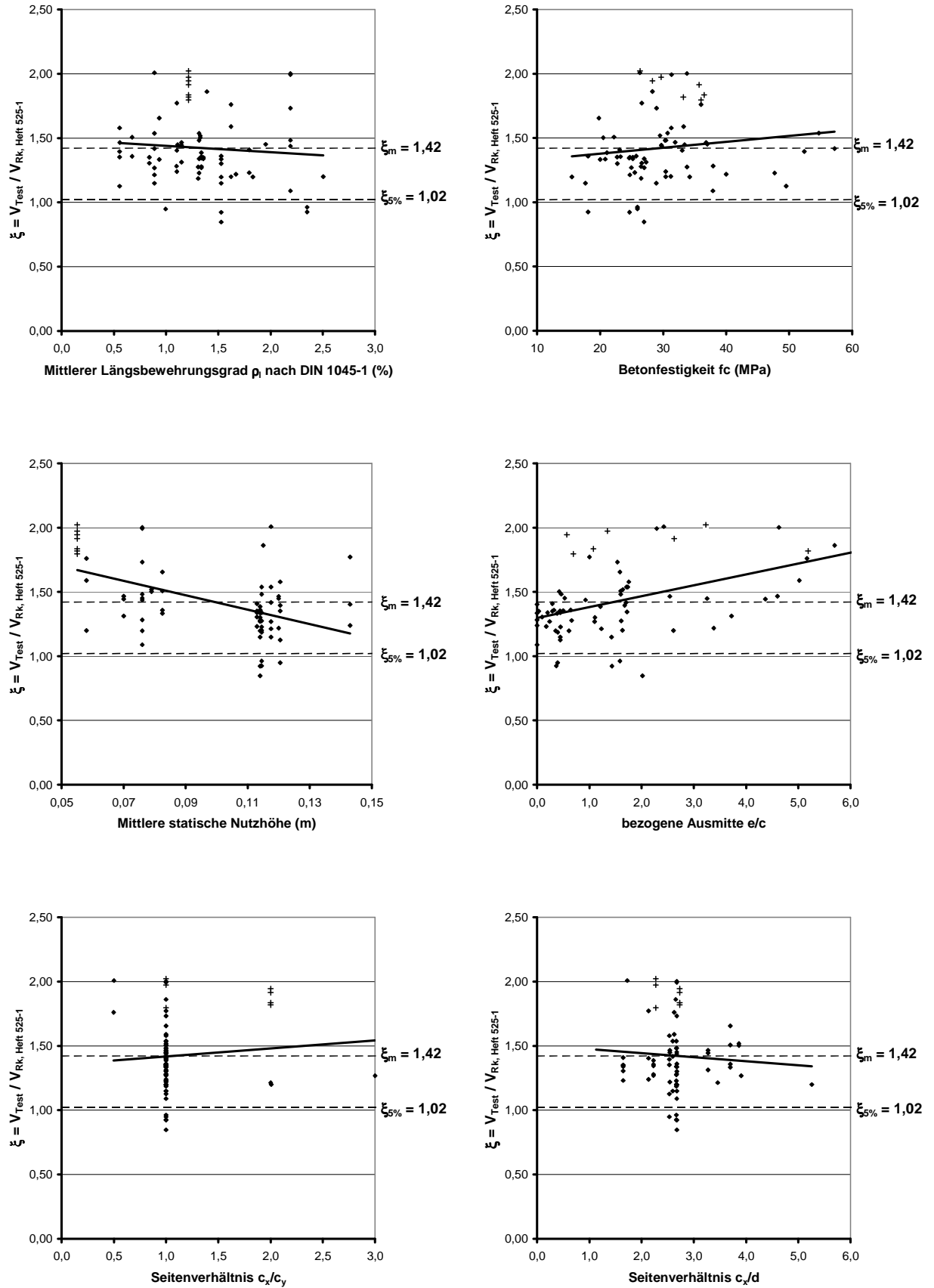


Bild C-3: Rechnerischer Bruchlastvergleich für ausmittig beanspruchte Innenstützen-Verbindungen auf Grundlage Hefts 525-1.

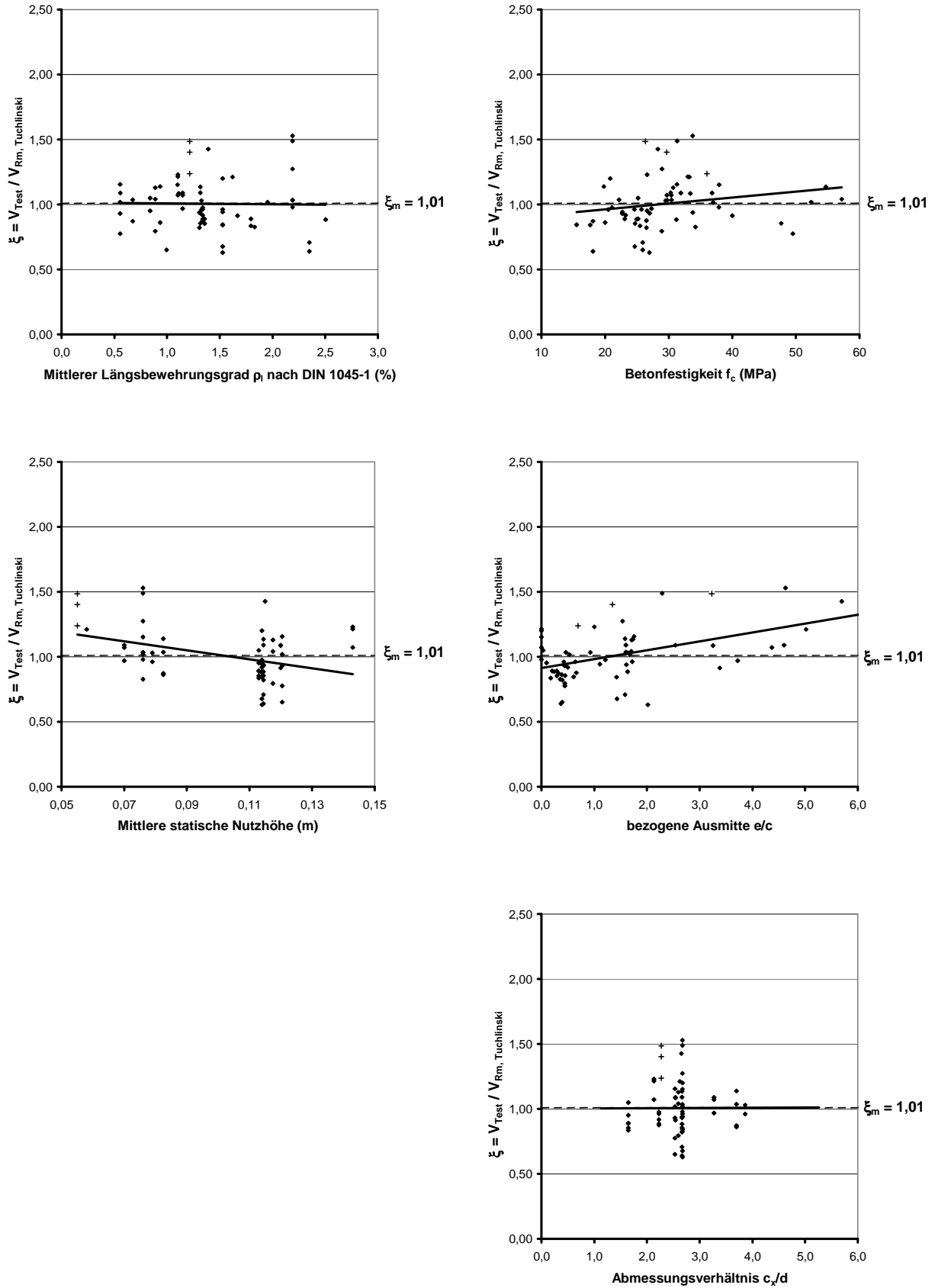


Bild C-4: Rechnerischer Bruchlastvergleich für ausmittig beanspruchte Innenstützen-Verbindungen auf Grundlage des Bemessungsvorschlags von Hegger/Tuchlinski [39].

C.4 Randstützen-Verbindungen

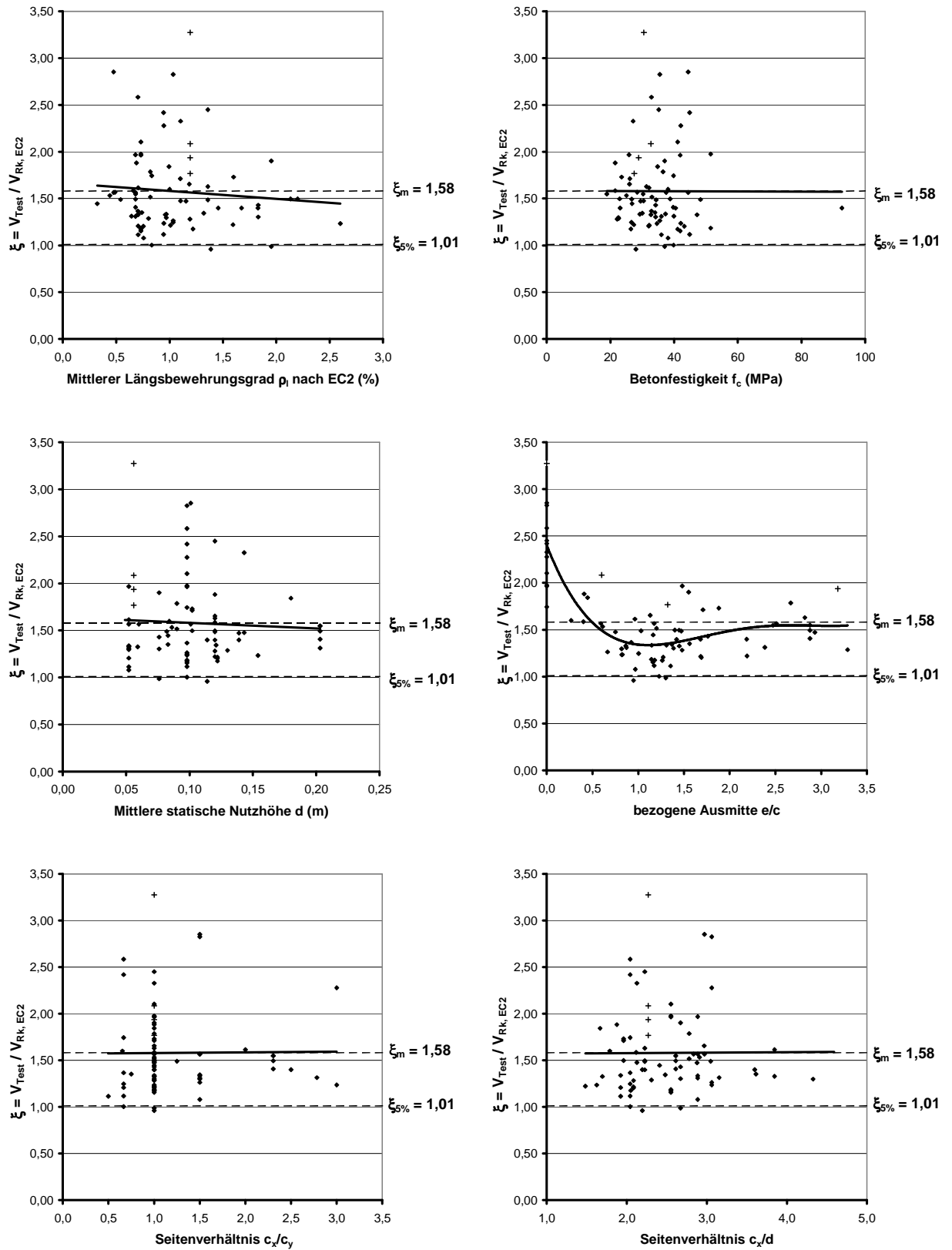


Bild C-5: Rechnerischer Bruchlastvergleich für Randstützen-Verbindungen auf Grundlage des genauen Bemessungsverfahrens nach EC 2 (nach Gl. 6.39).

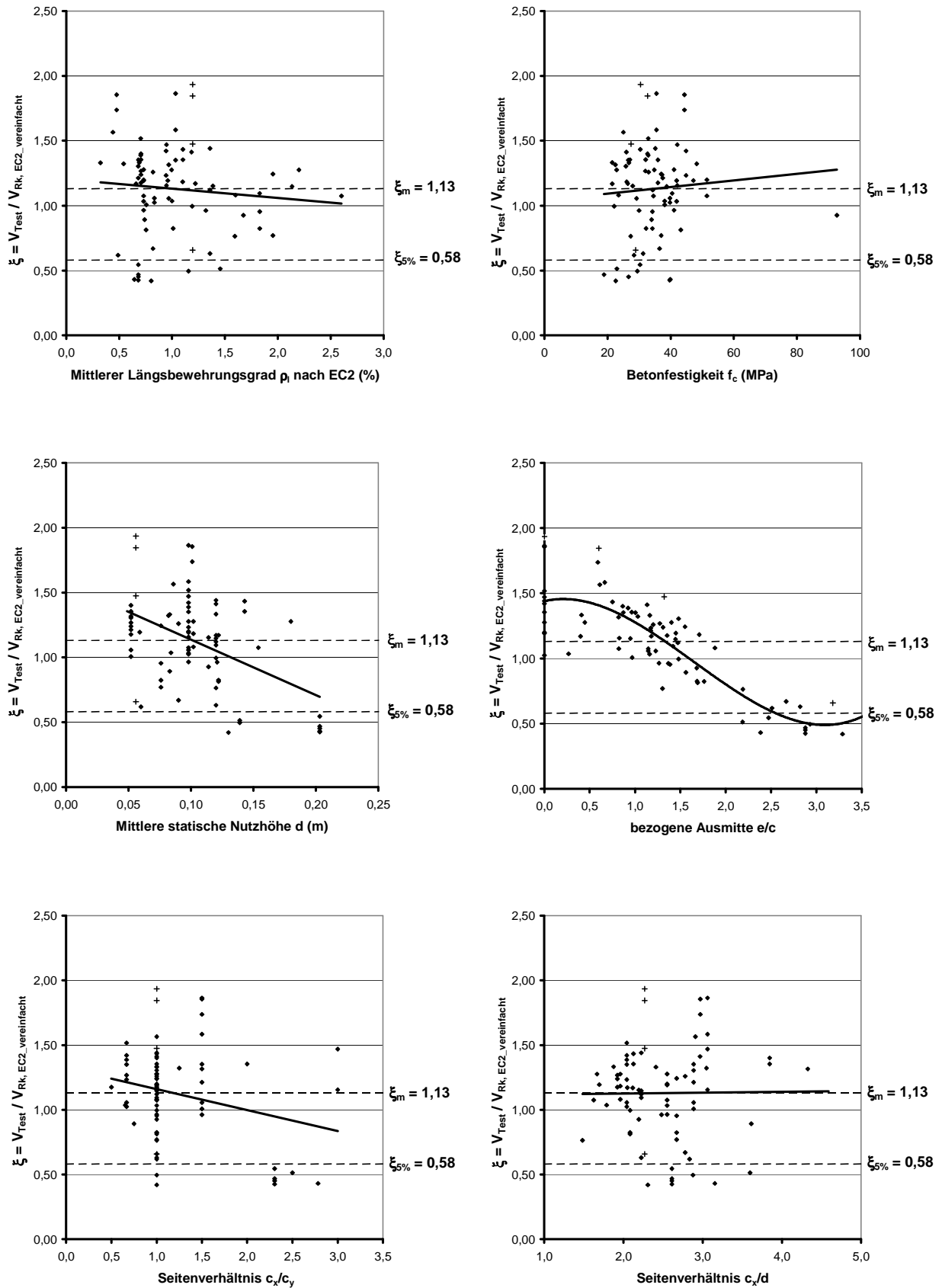


Bild C-6: Rechnerischer Bruchlastvergleich für Randstützen-Verbindungen auf Grundlage des verkürzten Rundschnittverfahrens nach EC 2 (vgl. Bild 3-14).

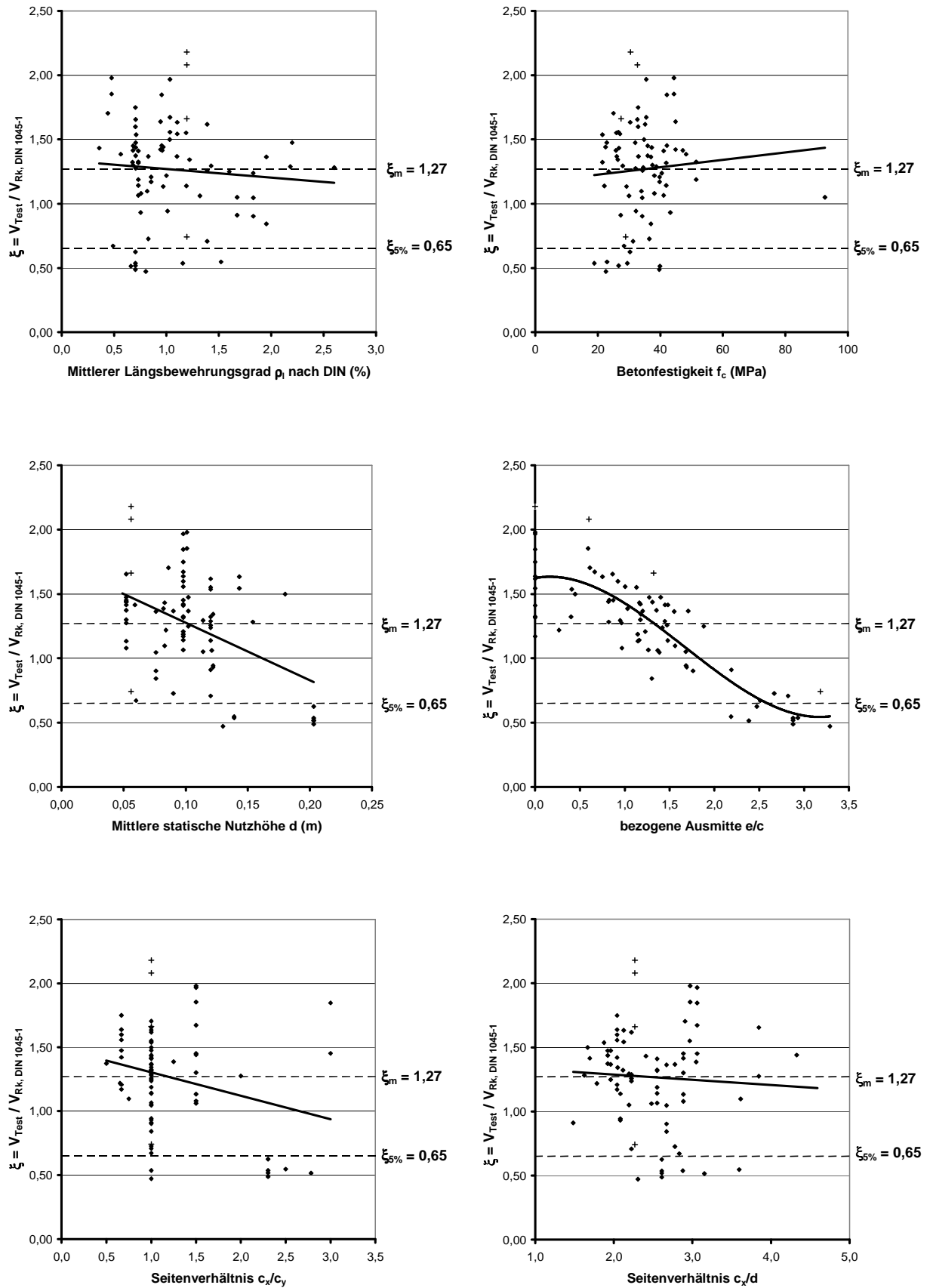


Bild C-7: Rechnerischer Bruchlastvergleich für Randstützen-Verbindungen auf Grundlage der DIN 1045-1.

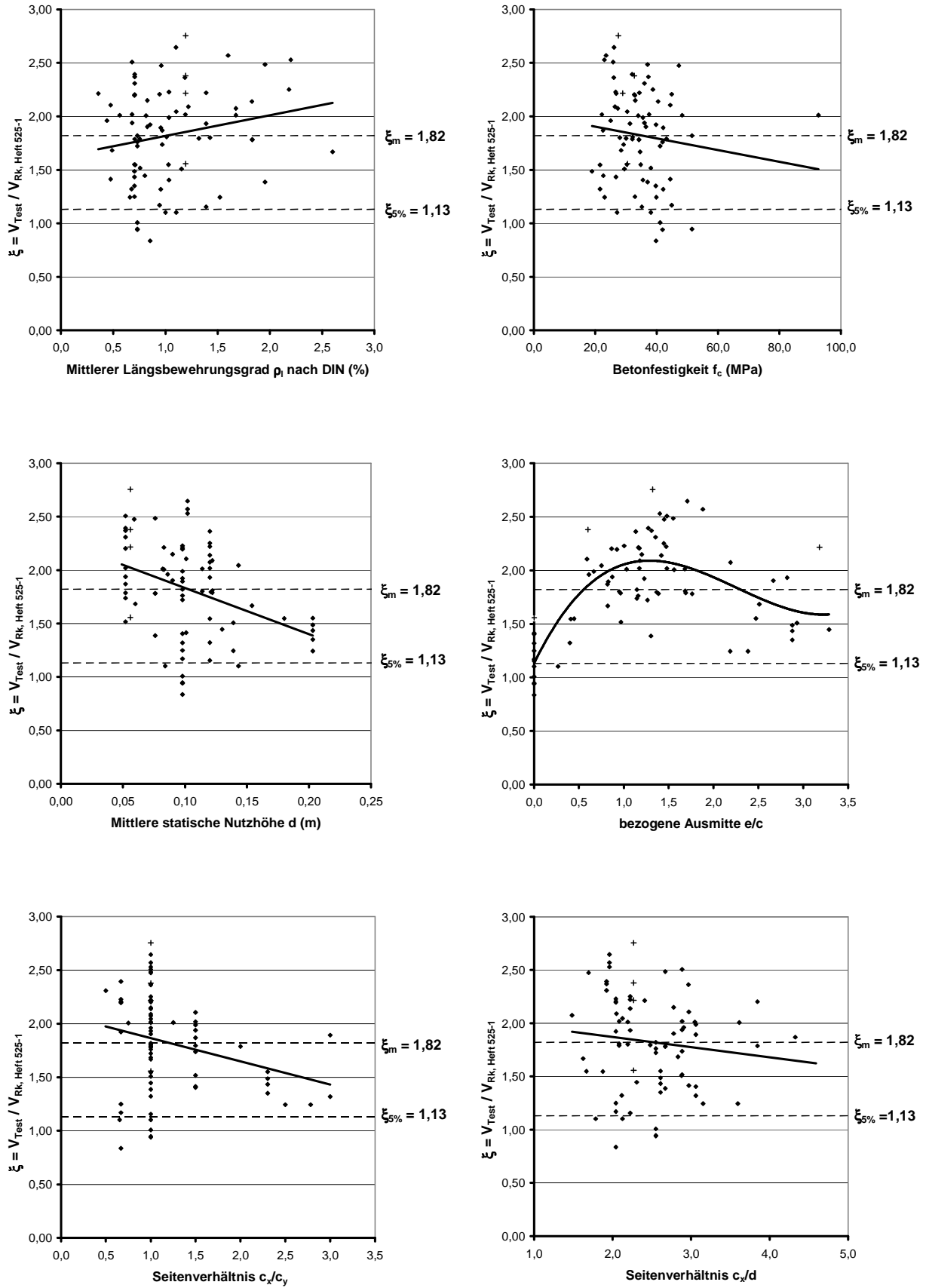


Bild C-8: Rechnerischer Bruchlastvergleich für Randstützen-Verbindungen auf Grundlage des Hefts 525-1.

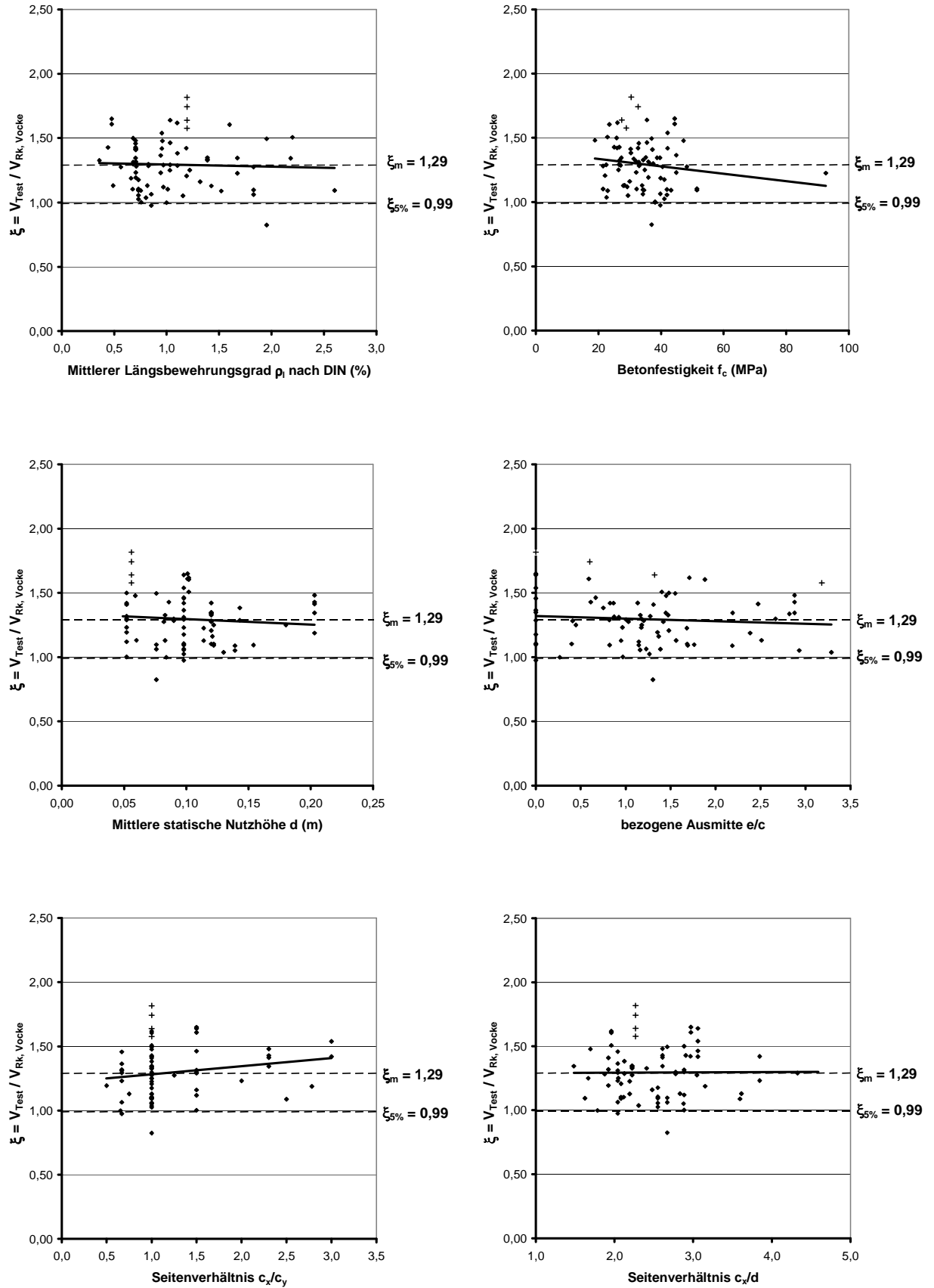


Bild C-9: Rechnerischer Bruchlastvergleich für Randstützen-Verbindungen auf Grundlage des Berechnungsansatzes von Vocke [78].

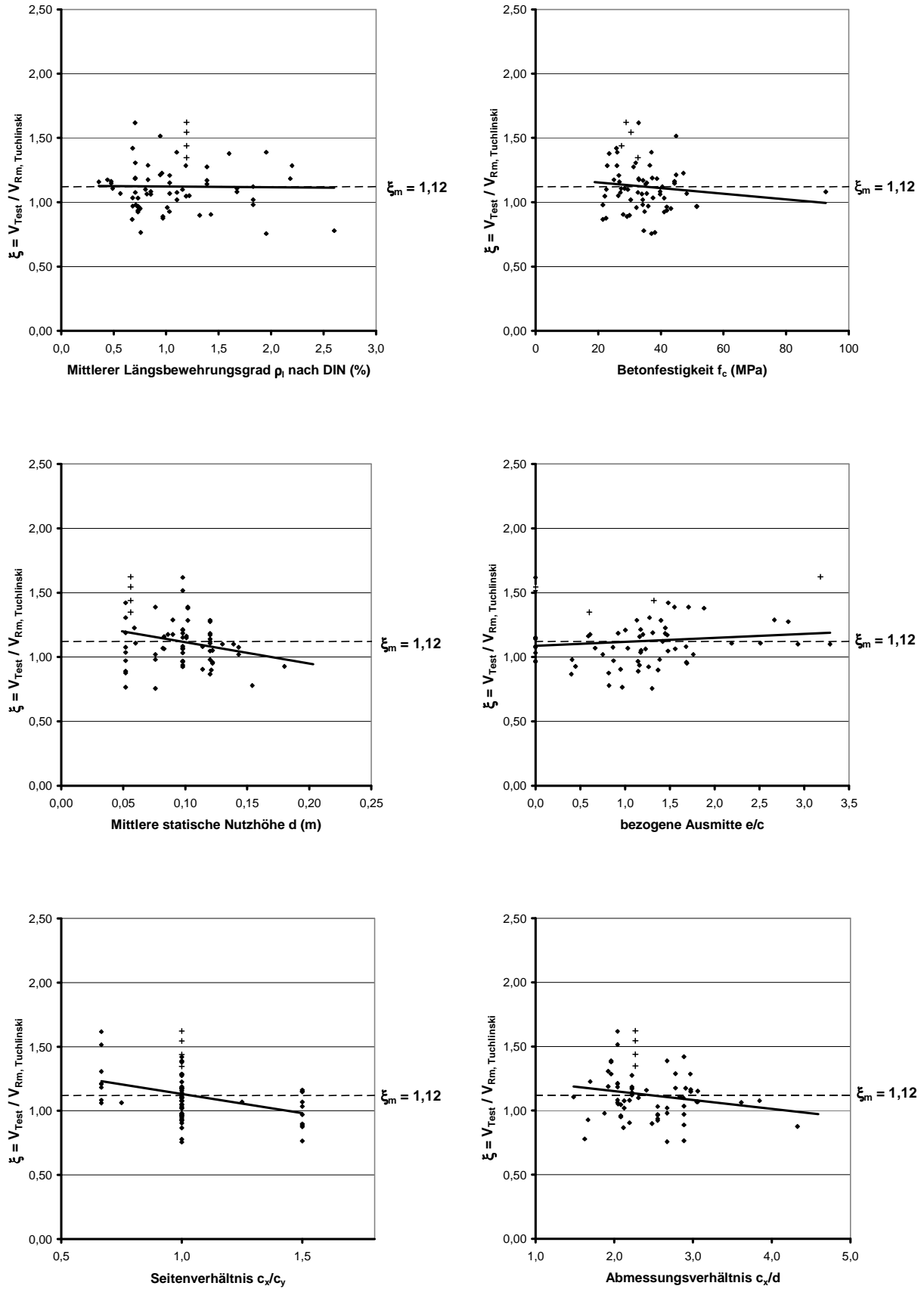


Bild C-10: Rechnerischer Bruchlastvergleich für Randstützen-Verbindungen auf Grundlage des Berechnungsansatzes von Hegger/Tuchlinski [39].

C.5 Eckstützen-Verbindungen

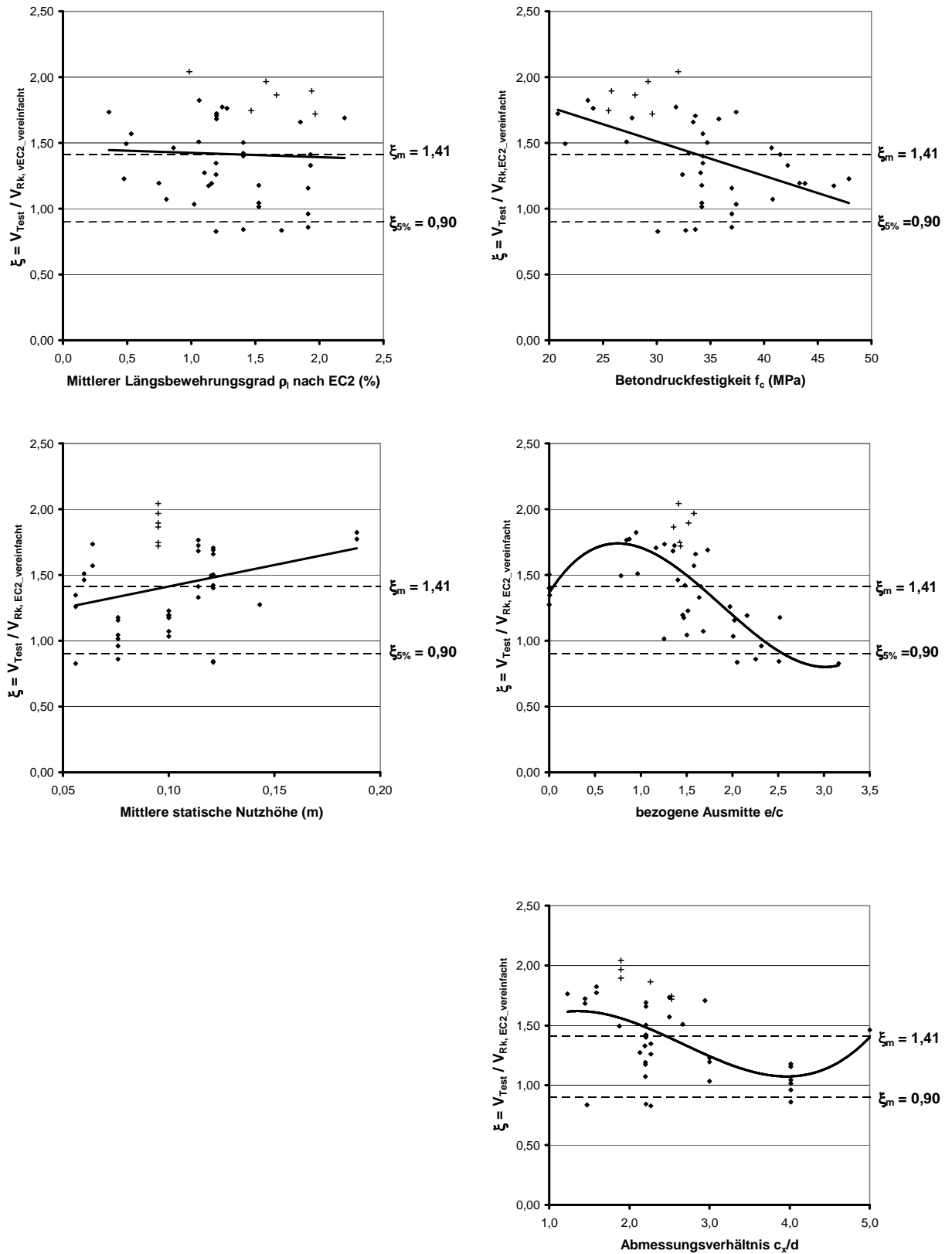


Bild C-11: Rechnerischer Bruchlastvergleich für Eckstützen-Verbindungen auf Grundlage des verkürzten Rundschnittverfahrens nach EC 2 (vgl. Bild 3-14).

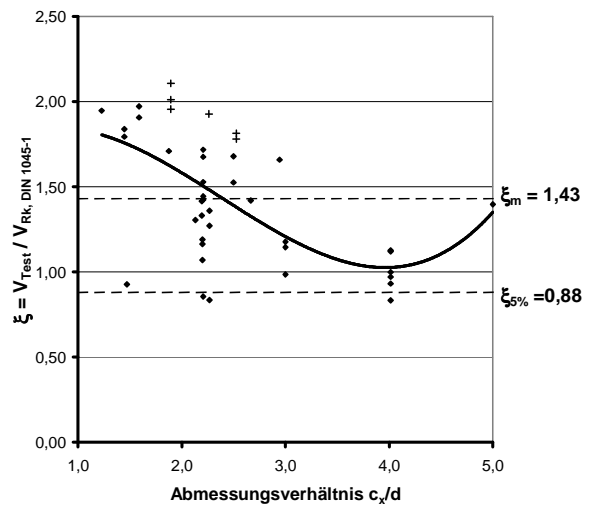
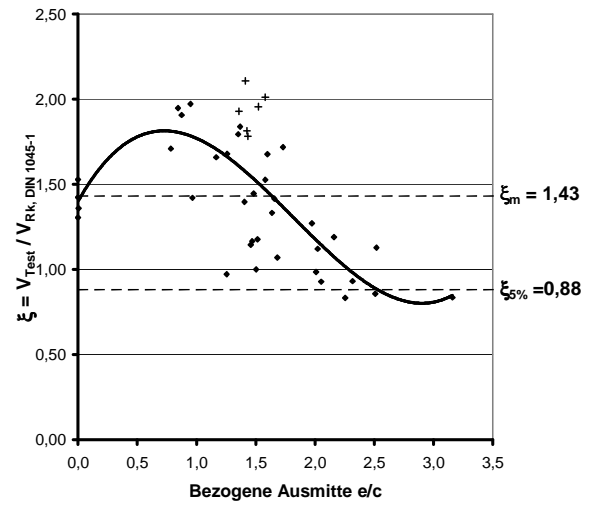
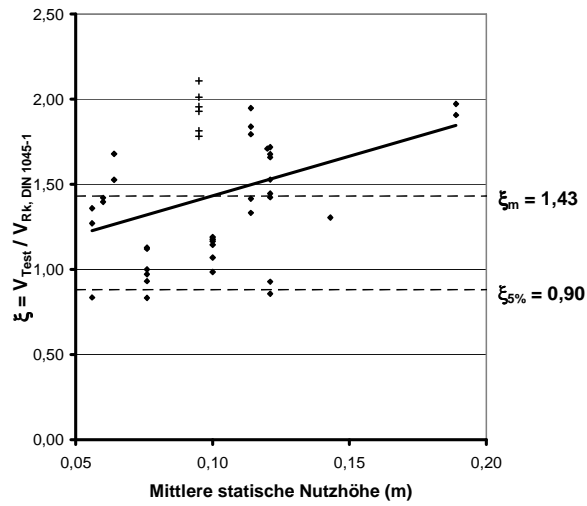
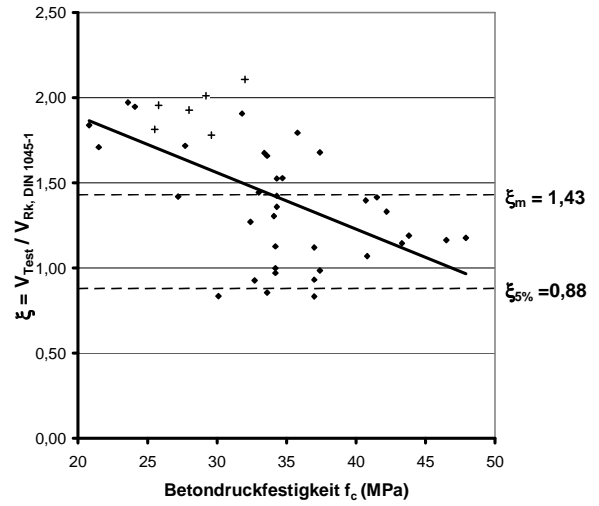
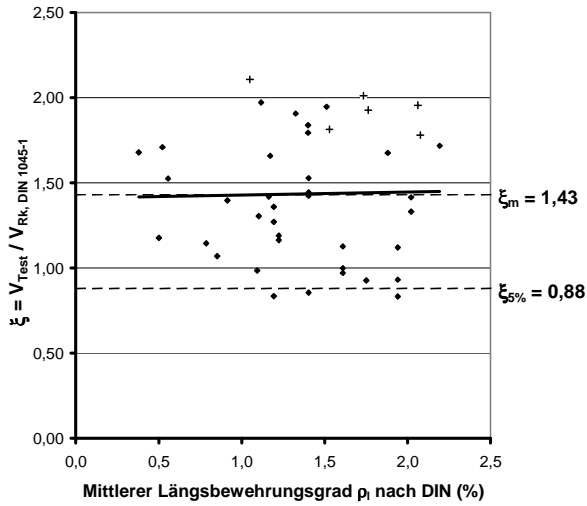


Bild C-12: Rechnerischer Bruchlastvergleich für Eckstützen-Verbindungen auf Grundlage der DIN 1045-1.

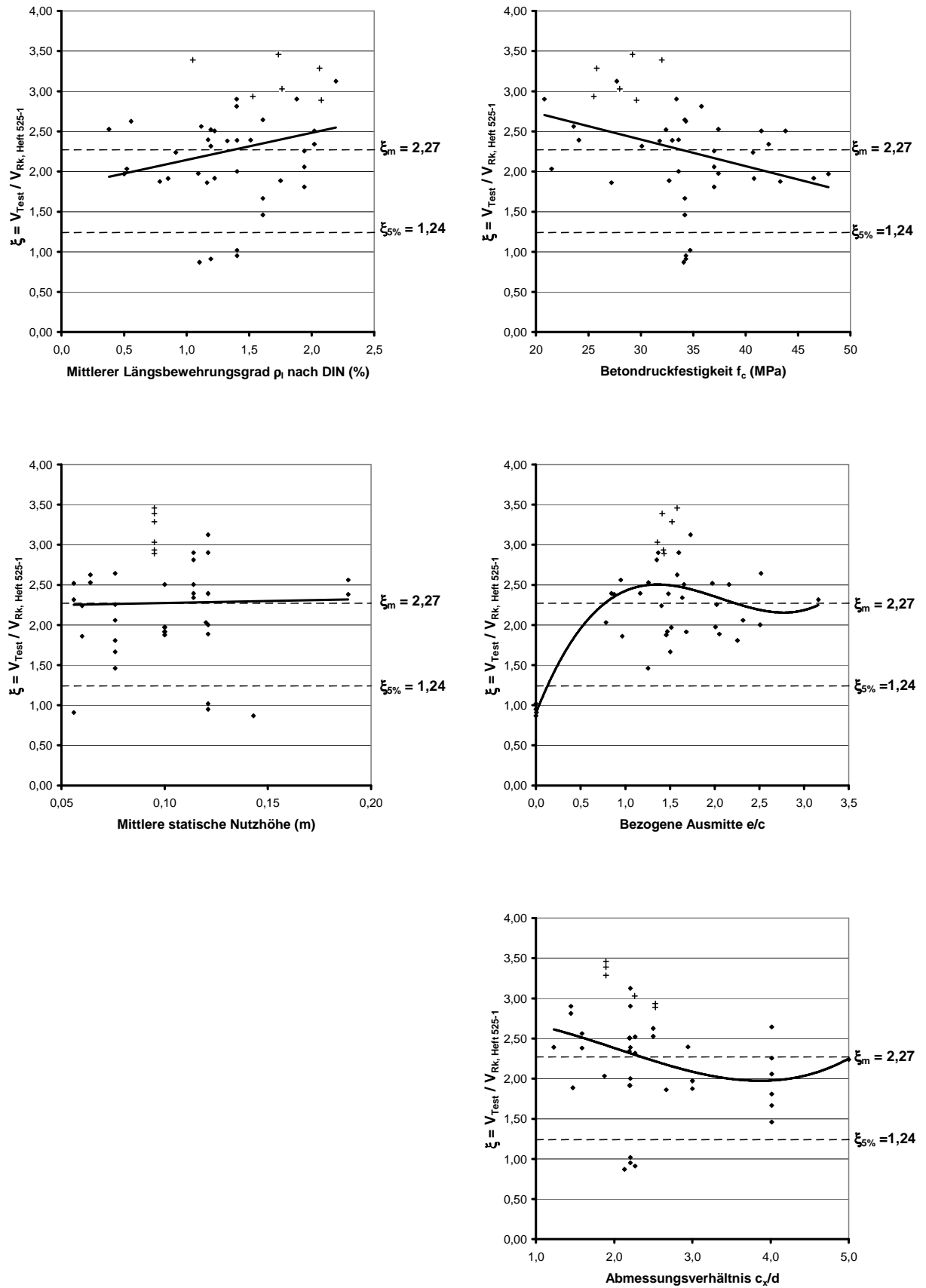


Bild C-13: Rechnerischer Bruchlastvergleich für Eckstützen-Verbindungen auf Grundlage des Hefts 525-1.

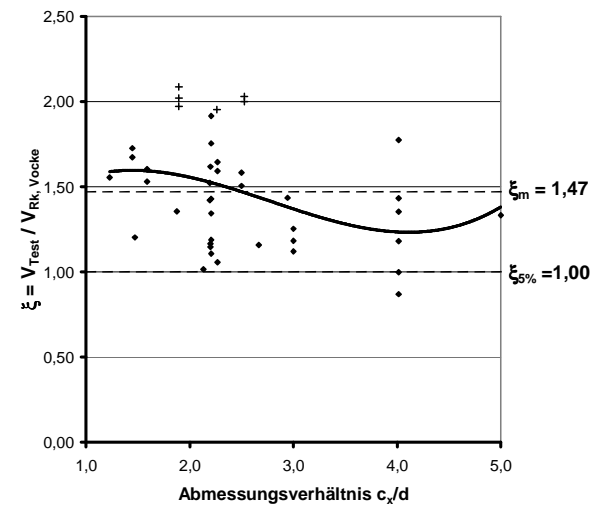
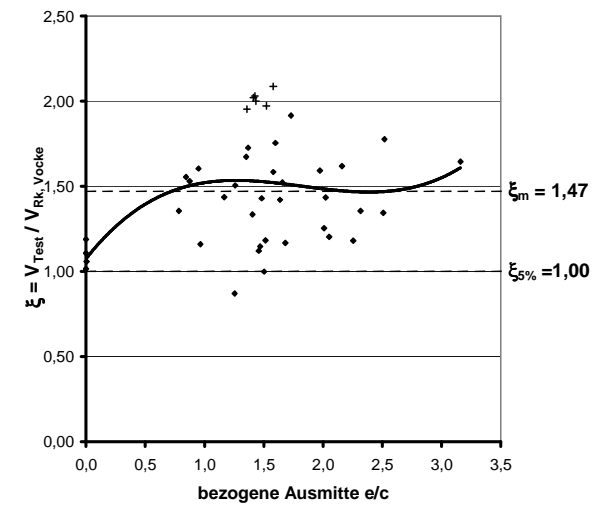
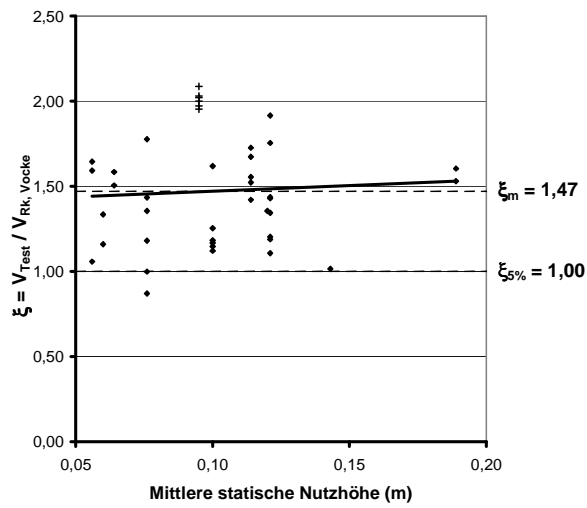
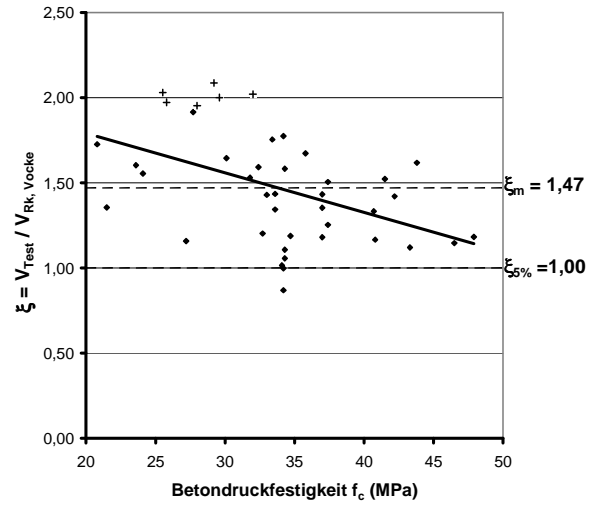
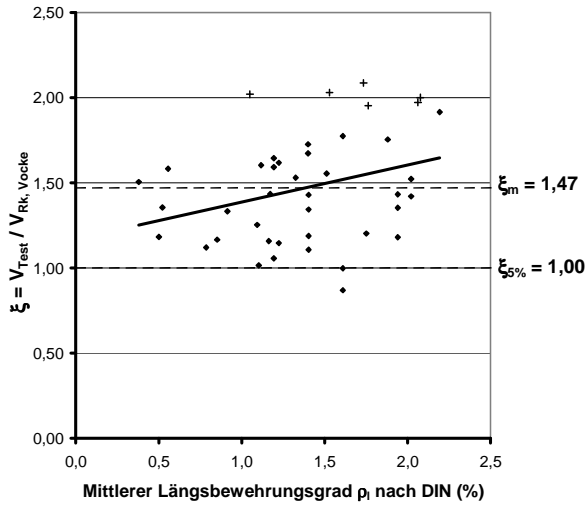


Bild C-14: Rechnerischer Bruchlastvergleich für Eckstützen-Verbindungen auf Grundlage des Berechnungsansatzes von Vocke [78].

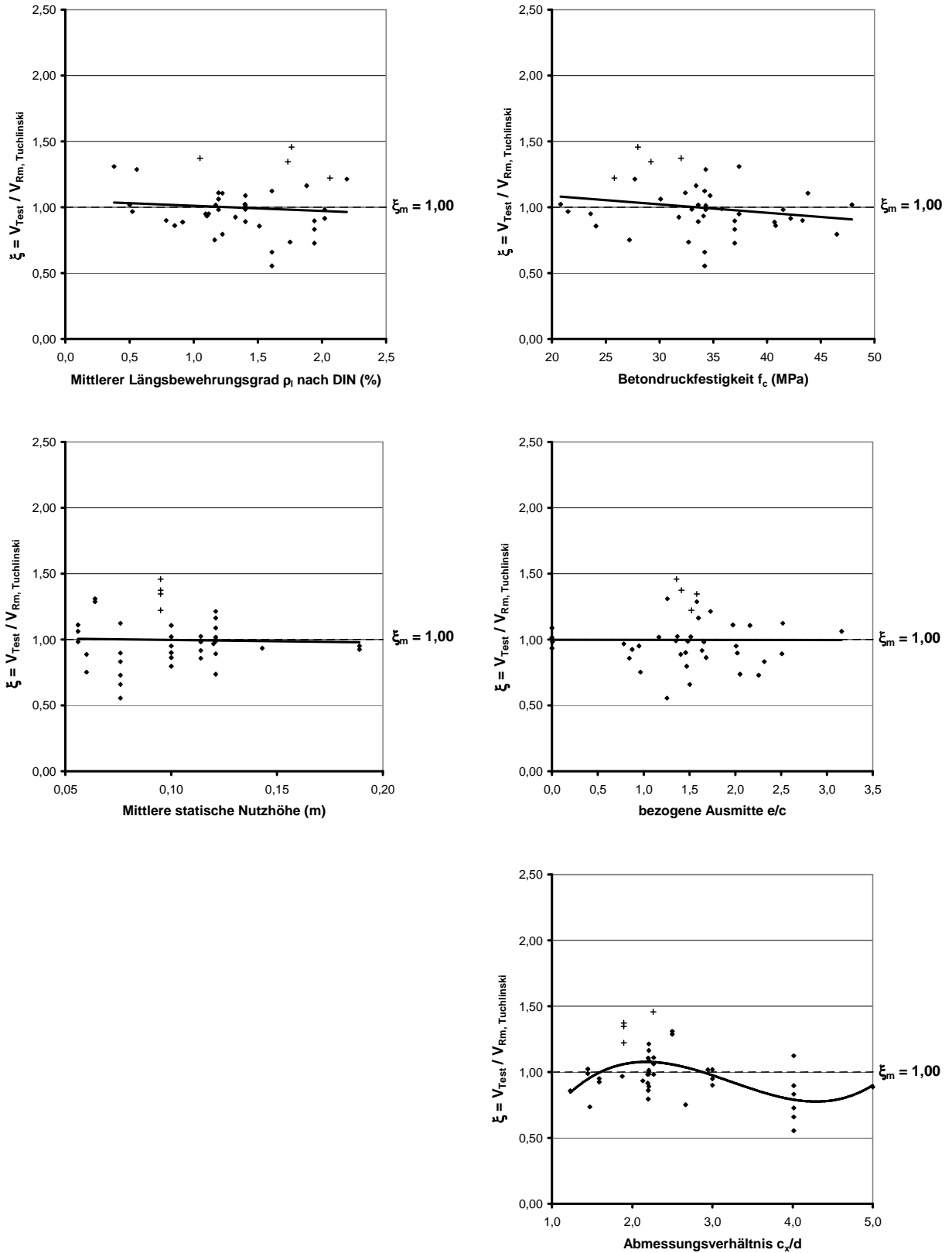


Bild C-15: Rechnerischer Bruchlastvergleich für Eckstützen-Verbindungen auf Grundlage des Berechnungsansatzes von Hegger/Tuchlinski [39].

Anhang D Beispiele von Bruchflächenannahmen

D.1 Innenstützen-Verbindungen

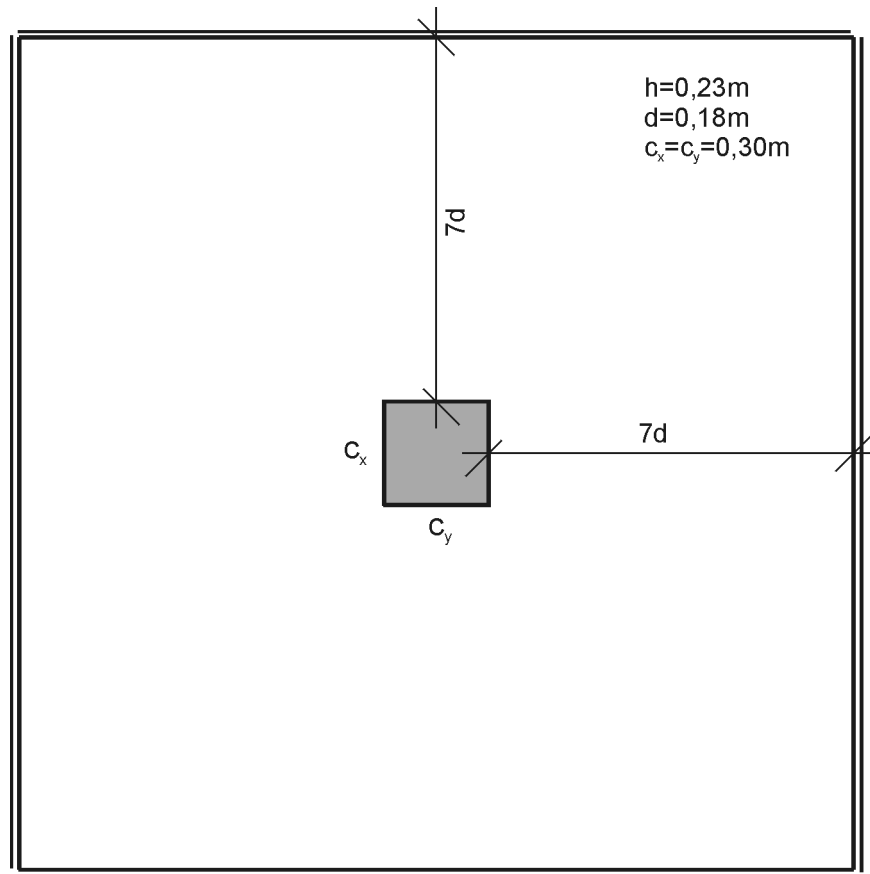


Bild D-1: Abmessungen der Beispielplatte.

$e/c=0$

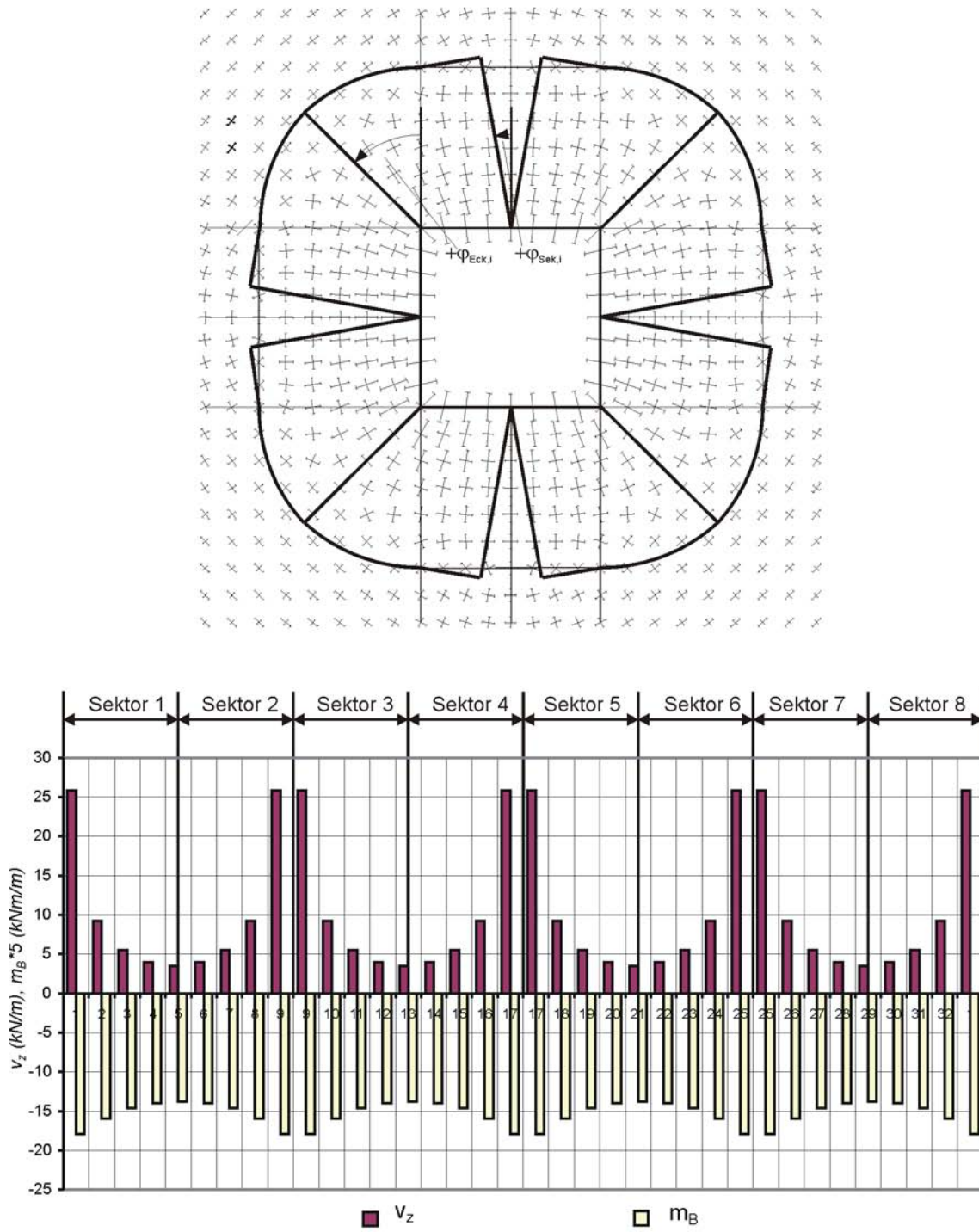


Bild D-2: Bruchflächenannahmen für eine Innenstützen-Verbindung mit $e/c = 0$ und zugehöriger lokaler Schnittgrößenverlauf.

$e/c=1,0$

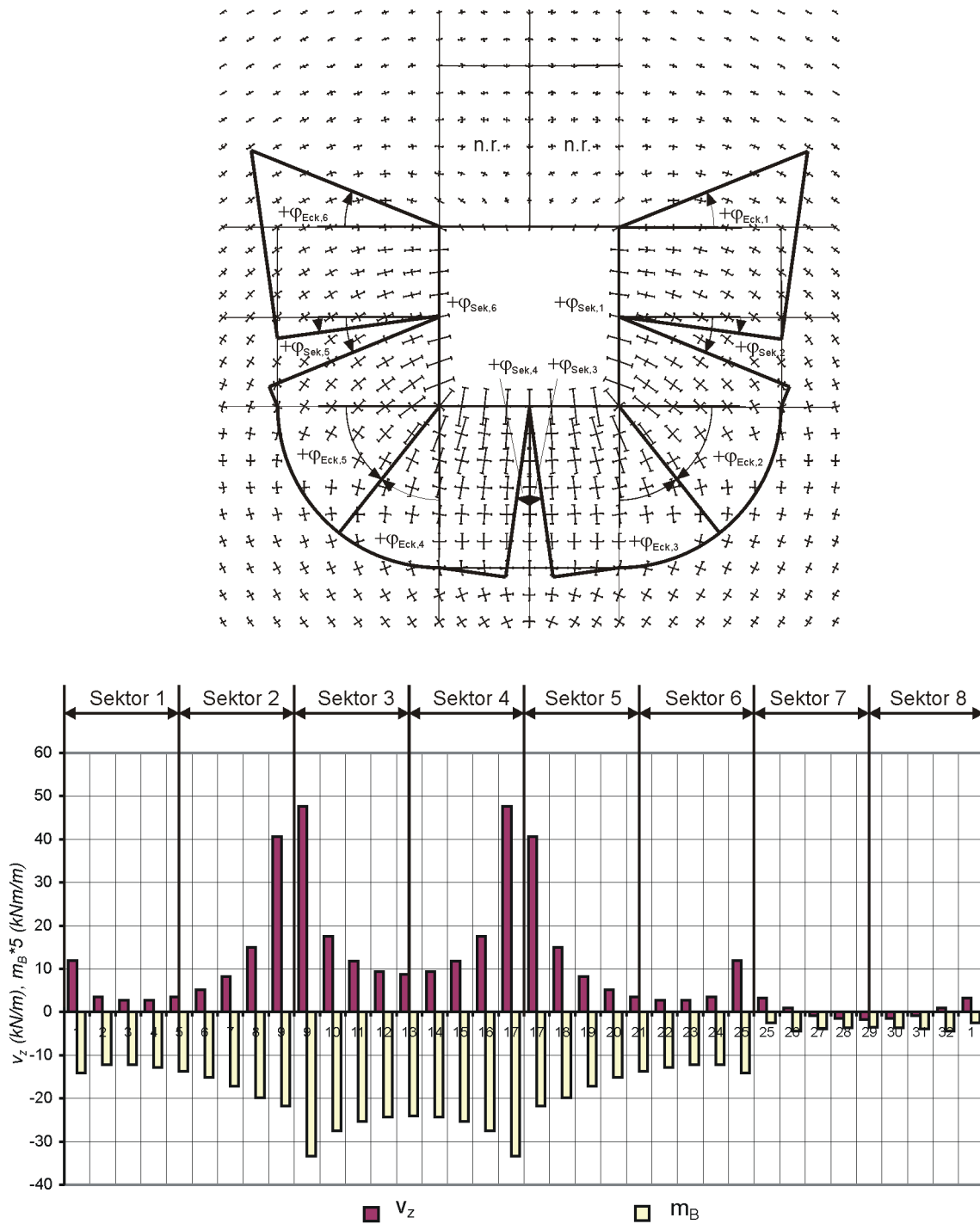


Bild D-3: Bruchflächenannahmen für eine Innenstützen-Verbindung mit $e/c = 1,0$ und zugehöriger lokaler Schnittgrößenverlauf.

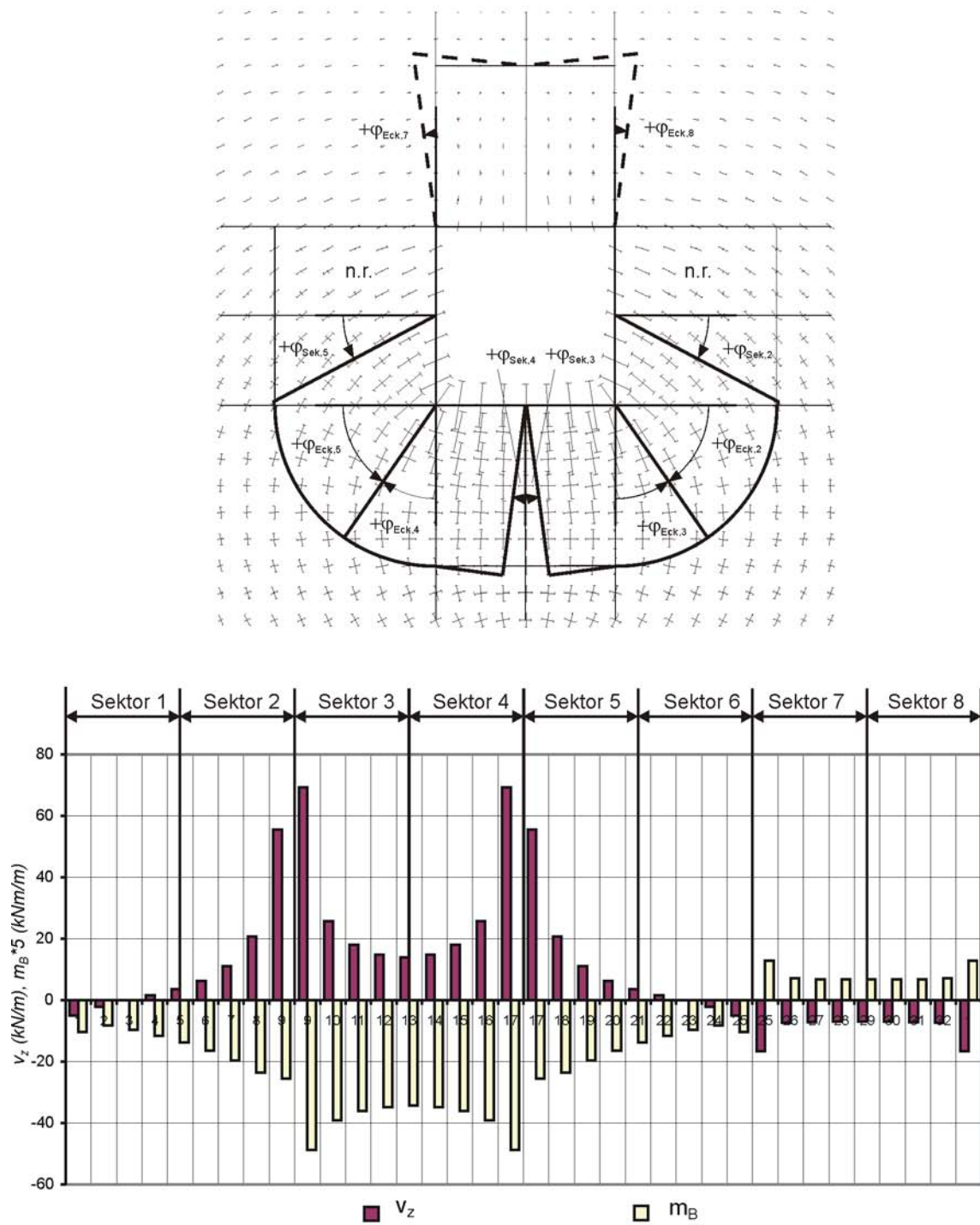
$e/c=2,0$ 

Bild D-4: Bruchflächenannahmen für eine Innenstützen-Verbindung mit $e/c = 2,0$ und zugehöriger lokaler Schnittgrößenverlauf.

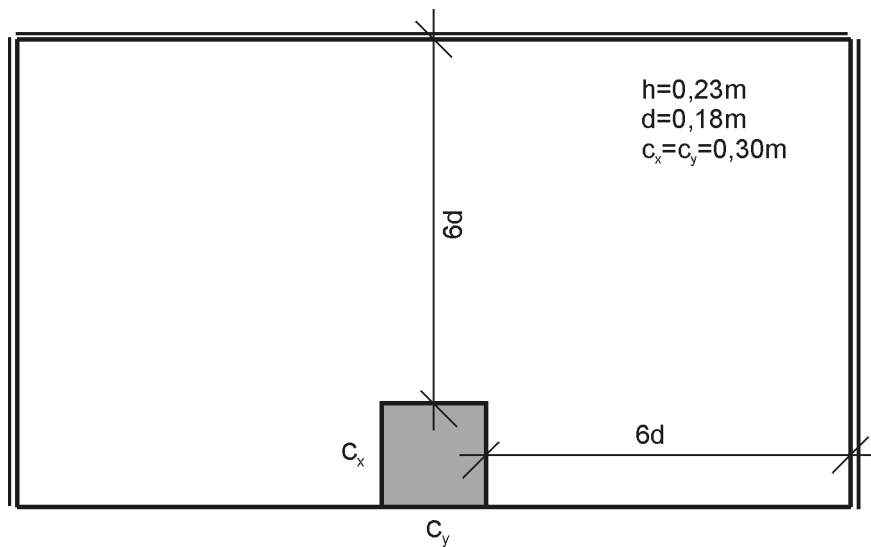
D.2 Randstützen-Verbindungen

Bild D-5: Abmessungen der Beispielplatte.

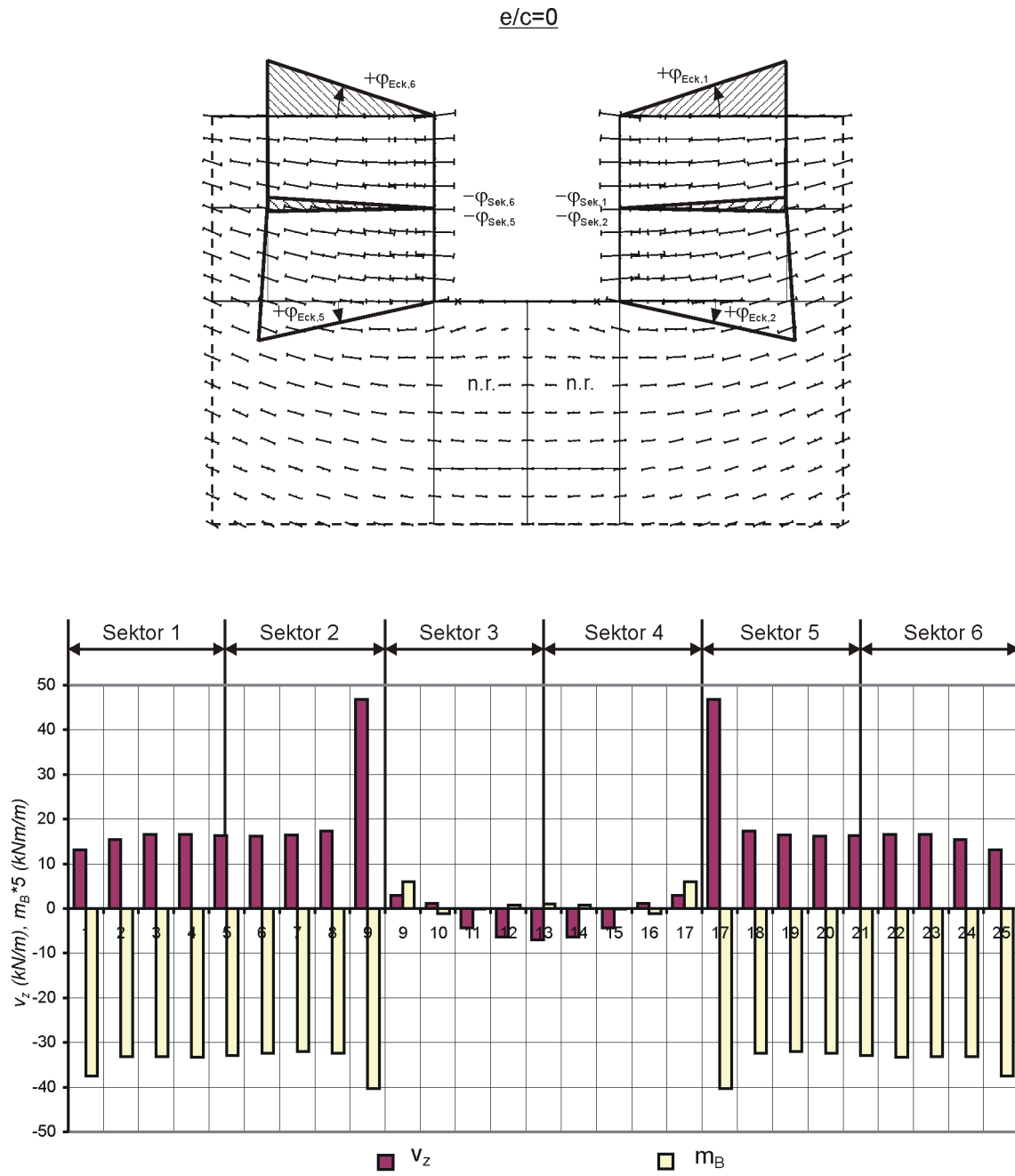


Bild D-6: Bruchflächenannahmen für eine Randstützen-Verbindung mit $e/c = 0$ und zugehöriger lokaler Schnittgrößenverlauf.

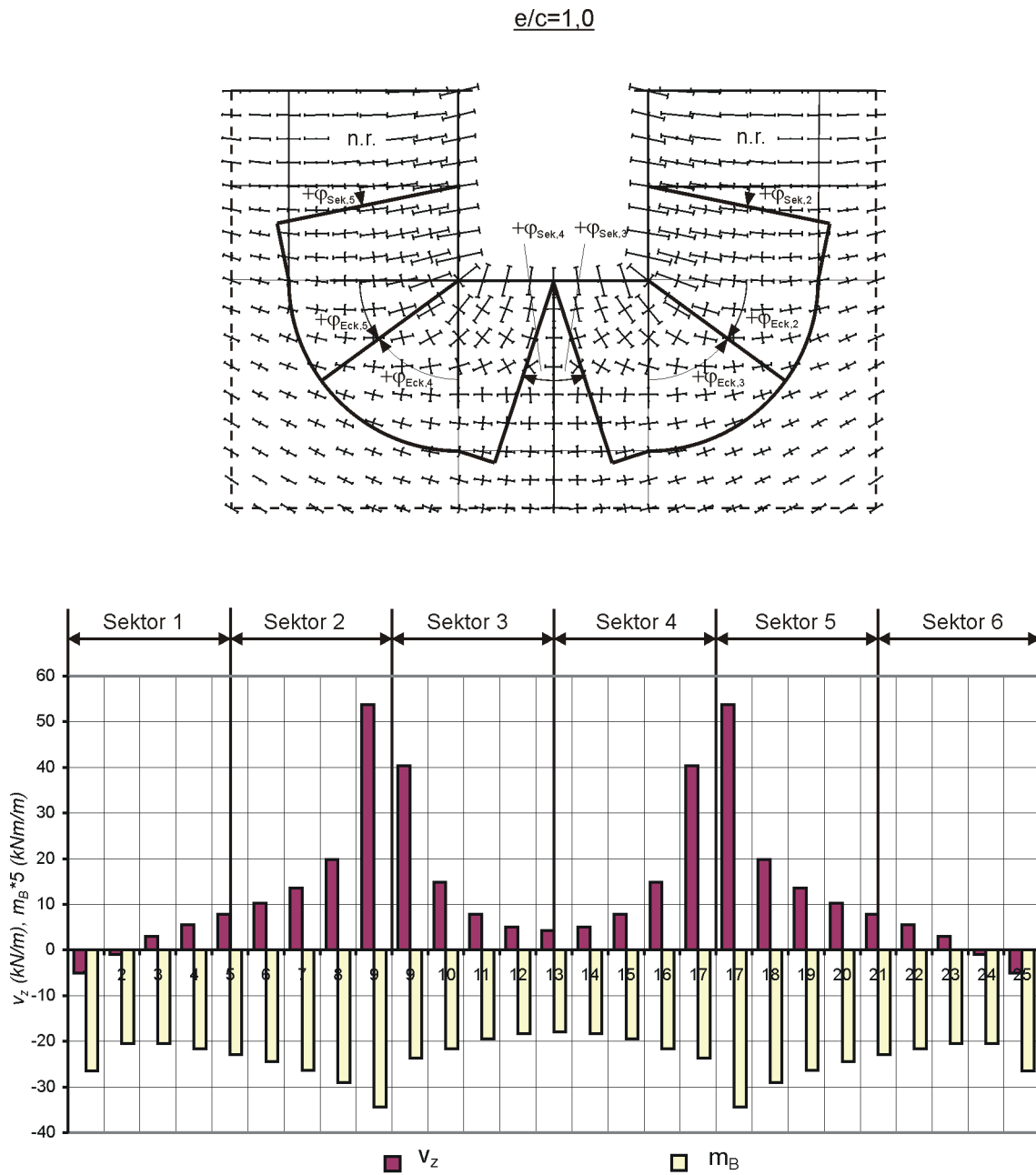


Bild D-7: Bruchflächenannahmen für eine Randstützen-Verbindung mit $e/c = 1,0$ und zugehöriger lokaler Schnittgrößenverlauf.

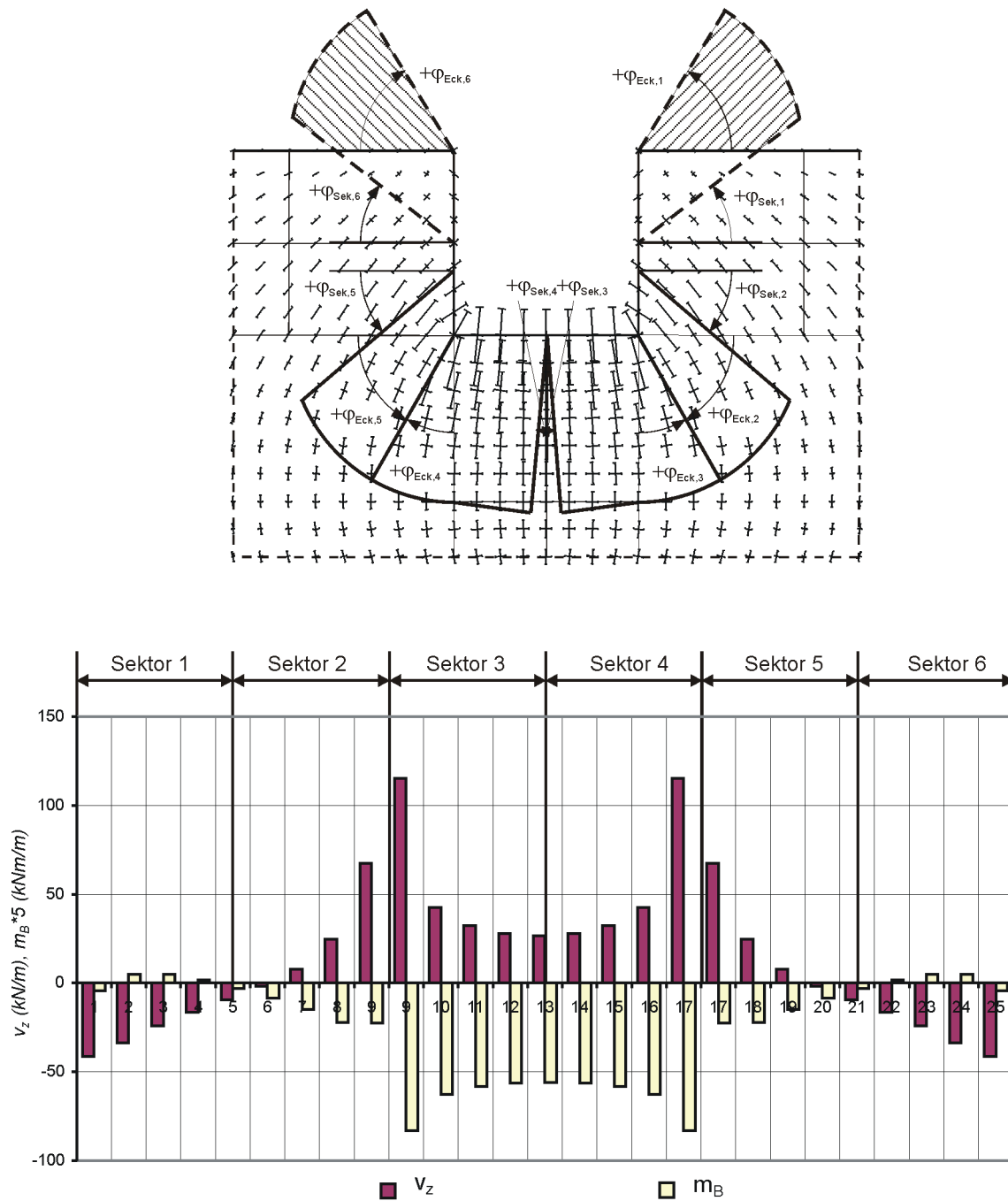
$e/c=3,0$ 

Bild D-8: Bruchflächenannahmen für eine Randstützen-Verbindung mit $e/c = 3,0$ und zugehöriger lokaler Schnittgrößenverlauf.