

# **Querkrafttragverhalten von Stahlbeton-Fahrbahnplatten**

**Vom Promotionsausschuss der  
Technischen Universität Hamburg**

zur Erlangung des akademischen Grades

Doktor-Ingenieur (Dr.-Ing.)

genehmigte Dissertation

von  
Lukas Henze

aus  
Herford

2019

1. Gutachter: Prof. Dr.-Ing. Günter Axel Rombach
2. Gutachter: Prof. Dr.-Ing. Reinhard Maurer

Tag der mündlichen Prüfung: 10.04.2019

## Vorwort

Trotz Jahrzehnte langer Forschungsarbeit, die ersten Untersuchungen wurden von Mörsch in den 20er Jahren des letzten Jahrhunderts durchgeführt, ist die Querkraftbemessung von Stahlbetonkonstruktionen *ohne* Querkraftbewehrung bislang immer noch nicht zufriedenstellend geklärt. Diese Problematik betrifft besonders Fahrbahnplatten von Betonbrücken, da diese im Allgemeinen ohne Schubbewehrung ausgeführt wurden. Weiterhin werden sie durch hohe Radlasten beansprucht.

Mit Einführung der DIN 1045-1 im Jahre 2001 bzw. des Eurocodes 2 Teil 1-1 im Jahr 2011 ist die Querkraftbemessung in den Mittelpunkt des Interesses von Tragwerksplanern, Aufsichtsbehörden und Wissenschaftlern gerückt. Nach den dort festgelegten Bemessungsansätzen kann die Tragfähigkeit von Brückenfahrbahnplatten aus Stahlbeton häufig nicht mehr ohne Querkraftbewehrung rechnerisch nachgewiesen werden. Der Einbau von Bügeln in neue Bauwerke bzw. die Verstärkung von bestehenden Bauwerken ist jedoch mit einem sehr großen Aufwand und damit hohen Kosten verbunden. Es werden daher dringend neue, zutreffendere Bemessungsverfahren für Fahrbahnplatten benötigt. Mit dieser Problematik befasst sich Herr Henze in seiner Forschungsarbeit. Dabei möchte er den zahlreichen vorliegenden Querkraftmodellen nicht noch einen eigenen Rechenansatz hinzufügen. Vielmehr geht es ihm um eine einheitliche und nachvollziehbare Vorgehensweise zur Ermittlung von Beanspruchungen und Widerständen von Stahlbetonplatten auf Basis der derzeitigen Bemessungsregeln beim Querkraftnachweis.

Um das Tragverhalten von Fahrbahnplatten unter konzentrierten Radlasten besser zu verstehen, führt Herr Henze eine umfangreiche Versuchsserie an großmaßstäblichen Stahlbetonplatten durch und simuliert deren Tragverhalten mittels stofflich nichtlinearer FE-Berechnungen. Bei den Versuchen wird im Wesentlichen der Abstand der Radlasten vom Auflagerrand variiert. Herr Henze stellt u.a. fest, dass eine Stahlbetonplatte unter Blocklasten nicht am Auflager, sondern an der Stelle der maximalen Querkraftbeanspruchung d.h. im Bereich der konzentrierten Lasten versagt. Weiterhin besitzen Platten auch nach der maximalen Belastung noch ein großes Resttragvermögen. Ein sprödes Versagen trat in den Versuchen nicht auf. Die Traglast in den Versuchen war bei einer Schubschlankheit von  $a_v/d > 3,00$  nahezu konstant. Die in der Praxis verwendeten Ansätze einer Lastausbreitung zum Auflager bzw. einer mittragende Plattenbreite bilden somit das Tragverhalten nicht korrekt ab.

Eine weitere wichtige Erkenntnis aus den Versuchen ist, dass ein Bemessungsansatz nicht unabhängig von dem Tragsystem (Balken – Platte) und den Beanspruchungen in einem festzulegenden Schnitt betrachtet werden kann. Die Gleichungen der Norm, welche mit Balkenversuchen validiert wurden, sind somit bei Platten anzupassen. Durch eine statistische Auswertung einer Datenbank mit Plattenversuchen unter Blocklasten bestimmt Herr Henze einen neuen Vorfaktor  $C_{Rd,c}^*$  von 0,18 für die Bemessungsgleichung des EC2's, welcher erheblich größer als der Normwert von 0,10 ist. Hiermit ergeben sich für eine Kragplatte ca. 50 % größere rechnerische Querkrafttragfähigkeiten als bisher.

Mit dem von Herrn Henze entwickelten Rechenverfahren lassen sich viele Fahrbahnplatten von Betonbrücken ohne Querkraftbewehrung ausführen bzw. nachrechnen.

Die Forschungsarbeit von Herrn Henze liefert somit wichtige Erkenntnisse zum Tragverhalten von Stahlbetonplatten unter Blocklasten. Das neue Bemessungsverfahren hat eine große wirtschaftliche Relevanz.

Hamburg, April 2019

Prof. Dr.-Ing. G.A. Rombach

## Kurzfassung

Die vorliegende Arbeit beschäftigt sich mit dem Tragverhalten von Stahlbeton-Fahrbahnplatten. Der Schwerpunkt liegt auf dem Lastabtrag von konzentrierten Einzel- bzw. Blocklasten, wie sie bei Brückenbauwerken in Form von Radlasten auftreten. Die gewonnenen Erkenntnisse können aber auch ohne weiteres auf allgemeine Fälle von konzentrierten Blocklasten auf Stahlbetonplatten übertragen werden.

Im Zuge der bisherigen Forschungstätigkeit zur Querkrafttragfähigkeit von Stahlbeton-Fahrbahnplatten konnte wiederholt festgestellt werden, dass die Querkrafttragfähigkeit der Platten unter Einzellasten höher ist, als der rechnerische Widerstand nach aktuellen Bemessungsregeln erwarten lässt. Trotzdem konnte bisher kein erhöhter Tragwiderstand abgeleitet werden. Diese Diskrepanz soll durch die vorliegende Arbeit behoben werden.

Nach einem Überblick über den Stand des Forschungsgebietes werden zunächst der Forschungsbedarf und offene Fragestellungen abgeleitet. Anhand von eigenen Großmodellversuchen an der Technischen Universität Hamburg (TUHH) kann direkt eine Vielzahl dieser offenen Fragen aus den vorhergehenden Forschungsarbeiten beantwortet werden. Unter anderem kann der Einfluss des direkten Lastabtrags von Einzellasten bei Platten quantifiziert werden. Ergänzend werden Material-nichtlineare FE-Simulationen durchgeführt, um den Lastabtrag der Platten vertieft zu erforschen. Die Berechnungen werden mit realen Messwerten validiert.

Es lässt sich zeigen, dass der übliche ortsfeste Schnitt im Auflagerbereich zur Bestimmung der Beanspruchung von Platten unter Einzellasten nicht sinnvoll ist. Der Ort des Versagens liegt im Bereich der Lasteinleitung der Einzellasten. Hier sollten auch die maßgebenden Querkräfte bestimmt werden. Diese sind aber um ein Vielfaches höher als die Querkräfte am Auflager der Platte.

Ein praxisnahes Vorgehen zur Ermittlung der Beanspruchung aus konzentrierten Einzellasten aus linear-elastischen FE-Berechnungen wird gezeigt und ein Ansatz zur Berücksichtigung der erhöhten Tragfähigkeit für Stahlbetonplattentragwerke auf Grundlage der aktuellen Bemessungsgleichung nach EC2 vorgeschlagen. Es ergibt sich eine mögliche Steigerung der rechnerischen Querkrafttragfähigkeit für Plattentragwerke um ca. 50 %. Das erforderliche Sicherheitsniveau bei diesem modifizierten Nachweis der Querkrafttragfähigkeit wird mit Hilfe einer statistischen Datenbankanalyse von ausgewählten Plattenversuchen nachgewiesen.

Es wird erläutert, wie der direkte Lastabtrag von auflagnahen konzentrierten Lasten phänomenologisch funktioniert und wie der Versagensmechanismus der Platten unter Einzellasten mit dem Durchstanzen zusammenhängt. Abschließend kann aus den gewonnenen neuen Erkenntnissen abgeleitet werden, wie der Anteil der geneigten Druckstrebe aus Biegung  $V_{\text{ccd}}$  bei gevouteten Platten beurteilt werden sollte.

## **Abstract**

The present work deals with the load-bearing behavior of reinforced concrete slabs. The focus is on the load transfer of concentrated single or block loads, as they occur in bridge structures in the form of wheel loads. However, the findings can also easily be applied to general cases of concentrated block loads on reinforced concrete slabs.

In the previous research work on the bearing capacity in shear of reinforced concrete roadway slabs it could be repeatedly stated that the shear bearing capacity of the slabs under single loads is higher than the calculated resistance according to current design rules would expect. Nevertheless, so far no increased bearing capacity could be derived. This discrepancy should be remedied by the present work.

After an overview of the field of research and previously performed test series, the research needs and open questions are derived. Based on this, the structural behavior of reinforced concrete slabs under single loads is examined on the basis of large-scale model tests performed at TUHH. From this, one can directly answer many open questions from previous research. In addition, material-non-linear FE simulations are performed to investigate the load transfer of the plates in more detail. The calculations are validated based on the real experiments.

It can be shown that the usual fixed relevant design section at the support region is not meaningful, and that the shear forces should be determined close to the concentrated loads. However, these are many times higher than the shear forces at the support of the slab.

A hands-on approach to determining the internal forces out of concentrated loads from linear-elastic FE calculations is presented and an approach to taking into account the increased load bearing capacity of reinforced concrete slab structures based on the current design equation according to EC2 is proposed. In doing so, the required level of safety in the case of modified proof of the shear bearing capacity is demonstrated by means of a statistical database analysis of selected tests on slabs.

It is explained how the direct load transfer of concentrated loads close to the support works phenomenological, and how the failure mechanism of slabs under single loads is related to punching. Finally, it will be shown how the fraction of the inclined compression strut from bending  $V_{ccd}$  should be evaluated on haunched slabs.

## Inhaltsverzeichnis

<b>Vorwort</b> .....	<b>I</b>
<b>Kurzfassung</b> .....	<b>III</b>
<b>Abstract</b> .....	<b>IV</b>
<b>Inhaltsverzeichnis</b> .....	<b>V</b>
<b>1 Einleitung</b> .....	<b>1</b>
1.1 Problemstellung .....	1
1.2 Zielsetzung .....	3
1.3 Vorgehen und Aufbau der Arbeit .....	4
1.4 Abgrenzung .....	6
<b>2 Stand der Forschung</b> .....	<b>8</b>
2.1 Querkrafttragfähigkeit von Stahlbetonbauteilen ohne Querkraftbewehrung .....	8
2.2 Balkenversuche zum Einfluss der Schubslankheit .....	9
2.3 Berücksichtigung des direkten Lastabtrags in verschiedenen Baubestimmungen .....	10
2.4 Querkrafttragfähigkeit von Bauteilen ohne Querkraftbewehrung .....	11
2.5 Querkrafttragfähigkeit von Fahrbahnplatten aus Stahlbeton .....	13
<b>3 Ermittlung der Beanspruchung bei Plattentragwerken</b> .....	<b>14</b>
<b>4 Versuche zur Querkrafttragfähigkeit von Stahlbeton Fahrbahnplatten</b> .....	<b>19</b>
4.1 Versuche von Regan .....	19
4.1.1 Erkenntnisse .....	20
4.2 Versuche von Muttoni und Rodriguez .....	21
4.2.1 Erkenntnisse .....	24
4.3 Versuche von Rombach und Latte .....	25
4.3.1 Kragarme .....	27
4.3.2 Innenfelder .....	29
4.3.3 Erkenntnisse .....	29
4.4 Versuche von Reißer und Hegger .....	30
4.4.1 Einfeldplattenversuche .....	31
4.4.2 Erkenntnisse Einfeldplatten .....	34
4.4.3 Kragplattenversuche .....	34
4.4.4 Erkenntnisse Kragplatten .....	37
4.5 Versuche von Lantsoght und Walraven .....	37
4.5.1 Erkenntnisse .....	43
4.6 Versuche von Natário und Muttoni .....	43
4.6.1 Erkenntnisse .....	45
4.7 Zusammenstellung der Erkenntnisse und Forschungsbedarf .....	45

4.8	Zielsetzung.....	48
<b>5</b>	<b>Eigene Versuche an Stahlbetonplatten unter konzentrierten Einzellasten.....</b>	<b>49</b>
5.1	Versuche mit einer Einzellast .....	52
5.2	Variation der Bewehrung.....	56
5.3	Versuche mit zwei Blocklasten.....	58
5.4	Versuche an äquivalenten Meterstreifen.....	60
5.5	Zusammenfassung .....	60
5.6	Direkte Erkenntnisse aus der Versuchsreihe an der TUHH .....	62
<b>6</b>	<b>Grundlagen der nichtlinearen FEM-Berechnungen .....</b>	<b>65</b>
6.1	Verwendetes Stoffmodell für den Beton .....	65
6.1.1	Beton unter einachsialem Zug .....	65
6.1.2	Beton unter einachsialem Druck.....	68
6.1.3	Schädigung des Betons .....	71
6.1.4	Einachsiale Spannungsdehnungsbeziehungen und Schädigung für die Simulation.....	74
6.1.5	Mehraxiale Beanspruchung .....	75
6.2	Modellierung des mechanischen Verhaltens der Bewehrung.....	79
6.3	Verbundverhalten.....	79
6.4	Berechnungsmethode.....	79
6.4.1	ABAQUS-Standard .....	79
6.4.2	ABAQUS-Explizit .....	81
6.5	Steuerung der expliziten Berechnung .....	83
6.5.1	Amplitude der Laststeigerung.....	83
6.5.2	Massenskalierung.....	84
6.5.3	Dämpfung .....	84
6.6	Einflüsse der Eingangsparameter des Materialmodells .....	85
6.6.1	Dilatanzwinkel $\psi$ .....	85
6.6.2	Exzentrizität $e_{cc}$ bzw. $\epsilon$ .....	86
6.6.3	Biaxial/uniaxial compression plastic strain ratio $\sigma_{b0}/\sigma_{c0}$ .....	86
6.6.4	Invariant stress ratio $K_c$ .....	86
6.7	Fazit Materialmodell und Berechnungsmethode .....	86
6.8	Zusammenfassung und Empfehlungen .....	87
<b>7</b>	<b>Anwendung / Validierung der Simulation.....</b>	<b>89</b>
7.1	Validierung .....	90
7.1.1	FE-Modell.....	90
7.1.2	Ergebnisse der FE-Simulation .....	90
7.1.3	Last-Verformungskurven.....	91
7.1.4	Rissbilder .....	91

---

7.1.5	Stahldehnungen.....	92
7.1.6	Dickenänderungen .....	93
7.1.7	Rissweiten.....	94
7.1.8	Grenzen der Simulation .....	94
7.1.9	Zusammenfassung Validierung .....	96
7.2	Tieferegehende Untersuchungen mit der nichtlinearen FEM.....	97
7.2.1	Einfluss der Plattenbreite .....	97
7.2.2	Bestimmung nichtlinearer Schnittgrößen .....	98
7.2.3	Ermittlung der Querkräfte.....	99
7.2.4	Querkraftverteilung in ausgewählten Schnitten.....	100
7.2.5	Vergleich der nichtlinearen Querkräfte mit linear-elastischen Ergebnissen .....	100
7.2.6	Fazit Querkraftverteilung.....	103
<b>8</b>	<b>Querkrafttragfähigkeit von Stahlbeton-Fahrbahnplatten .....</b>	<b>104</b>
8.1	Vorbemerkungen .....	104
8.2	Auswahl repräsentativer Versuche und Festlegung wichtiger Randbedingungen.....	104
8.2.1	Maßgebender Schnitt zu Bestimmung der Hauptquerkraft. ....	110
8.2.2	Ermittlung des Einflusses des direkten Lastabtrags über Druckstreben ins Auflager .	113
8.2.3	Querkrafttragfähigkeit von Stahlbetonplatten ohne Querkraftbewehrung. ....	117
8.2.4	Einflussparameter auf die Querkrafttragfähigkeit .....	120
8.2.5	Zusammenfassung .....	121
8.2.6	Probleme der statistischen Auswertung.....	122
8.3	Weiterführende Betrachtungen zum Querkraftwiderstand von Platten .....	124
<b>9</b>	<b>Phänomenologische Betrachtungen zum Lastabtrag von konzentrierten Lasten....</b>	<b>128</b>
9.1	Direkter Lastabtrag von Einzellasten nahe dem Auflager .....	128
9.2	Durchstanzen oder Querkraftversagen?.....	132
9.2.1	Charakteristika des Durchstanzens .....	133
9.2.2	Gegebenheiten bei Kragplatten unter konzentrierten Einzellasten.....	134
9.2.3	Analyse des Tragverhaltens .....	134
9.2.4	Fazit .....	142
9.3	$V_{ccd}$ - Anteil der geneigten Biegedruckkraft bei gevouteten Platten.....	143
9.4	Berücksichtigung von Linien- und Flächenlasten.....	143
<b>10</b>	<b>Zusammenfassung und Ausblick .....</b>	<b>145</b>
10.1	Zusammenfassung .....	145
10.2	Ausblick.....	147
<b>11</b>	<b>Literaturverzeichnis .....</b>	<b>149</b>
	<b>Formelzeichen, Variablen und Abkürzungen .....</b>	<b>157</b>
	<b>Verwendete Software .....</b>	<b>163</b>

<b>Anhang A: Datenbank repräsentativer Versuche</b> .....	<b>A-1</b>
<b>Anhang B: Validierung der nichtlinearen Simulationen</b> .....	<b>B-1</b>
Versuchsreihe an der TUHH (Henze & Rombach, 2017a).....	B-2
Schnittgrößenvergleiche <i>nlFEM</i> und <i>leFEM</i> .....	B-22
Versuchsreihe an der EPFL (Natário F. M., 2015) .....	B-24
Versuchsreihe an der TUHH (Rombach et al. 2009) .....	B-27
<b>Anhang C: Materialkennwerte in ABAQUS</b> .....	<b>C-1</b>
Grundparameter.....	C-1
Materialfunktionen im Druckbereich .....	C-2
Materialfunktionen im Zugbereich.....	C-7
Wertepaare für die direkte Eingabe in ABAQUS .....	C-9
<b>Lebenslauf</b>	

# 1 Einleitung

## 1.1 Problemstellung

Die Querkrafttragfähigkeit von Stahlbetonfahrbahnplatten ist seit geraumer Zeit Gegenstand der Forschung. Bei Plattentragwerken wird in der Regel versucht, auf eine bügelartige Querkraftbewehrung zu verzichten. Dem stehen zum einen die mit den letzten Normengenerationen seit der DIN 1045:88 reduzierte rechnerische Querkrafttragfähigkeit für Bauteile ohne Querkraftbewehrung und zum anderen die stark zunehmende Verkehrsbelastung gegenüber. Die absolute Anzahl an Fahrzeugen nimmt stetig zu. Viel ausschlaggebender ist aber der Anteil des schweren Güterverkehrs, der in den letzten Jahren deutlich angestiegen ist und den Prognosen nach auch noch weiter ansteigen wird (BMVBS; Bundesministerium für Verkehr, Bau und Stadtentwicklung, 2010). Mit der Einführung der Eurocodes wurden die für Brückentragwerke zu berücksichtigenden Verkehrslasten deutlich erhöht. Ein zentrales Thema ist der Lastabtrag der konzentrierten Radlasten, die aus dem Lastmodell 1 (LM1) des EC 1 (DIN EN 1991-2, 2010) resultieren.

Bei der Bemessung und Nachrechnung von Brücken treten in Fahrbahnplatten aus Stahlbeton häufig rechnerische Defizite bei der Querkrafttragfähigkeit auf. Im Zuge eines Forschungsprojektes der BASt (Bundesamt für Straßenwesen) bei dem es um ad hoc Lösungen zur Nachrechnung von Brückentragwerken hinsichtlich der Querkraft- und Torsionstragfähigkeit ging (Hegger, Maurer, Zilch, & Rombach, 2014), traten bei der Bearbeitung des Abschnitts zur Querkraftermittlung in Fahrbahnplatten mehrere Fragen auf, die aus den in der Literatur dokumentierten Versuchsergebnissen an Plattentragwerken nicht zufriedenstellend beantwortet werden konnten:

- Wie ist der Einfluss des direkten Lastabtrags von auflagenahen Einzellasten ( $\beta$ -Faktor nach EC2, Abs. 6.2.2 (6)) bei Platten zu quantifizieren?
- Ab welcher Plattenbreite lässt sich keine weitere Ausbreitung von konzentrierten Einzellasten mehr feststellen, bzw. ab welcher Plattenbreite kann von einem idealen Plattentragverhalten ausgegangen werden?

Wie funktioniert der Lastabtrag von mehreren konzentrierten Einzellasten? Verschiedene aktuelle Versuchsreihen an Stahlbetonplatten unter konzentrierten Blocklasten, u.a. (Muttoni & Rodriguez, 2006), (Latte, 2011), (Lantsoght et al. 2013); (Reißen & Hegger, 2013b), (Natário et al., 2014) lassen vermuten, dass die Querkrafttragfähigkeit der untersuchten Platten im Hinblick auf die Lastansätze nach EC1 ausreichend sind, ohne dass dieses bisher für die Bemessung von Stahlbetonplatten berücksichtigt werden kann. Die rechnerische Tragfähigkeit von Plattentragwerken wurde trotz der intensiven Forschungsarbeit der letzten Jahre gegenüber Balkentragwerken nicht erhöht.

Es gibt kein allgemein anerkanntes Modell zur Querkraftbemessung. Die internationalen normengeregelten Ansätze zur Querkrafttragfähigkeit weichen in der Herangehensweise und der Gewichtung der tragfähigkeitsbeeinflussenden Parameter teilweise stark voneinander ab. So wurde in den letzten Jahren das Augenmerk in erster Linie auf ein mechanisch begründetes

Modell und die „richtige“ Berücksichtigung der maßgebenden Parameter gelegt. Der Nachweis, dass ein entsprechendes Modell zutreffend und sicher ist, wird auf Grundlage statistischer Auswertungen von Datenbanken mit Querkraftversuchen an Balkentragwerken erbracht. Trotz der teilweise stark voneinander abweichenden Ansätze ergeben sich für Plattentragwerke nur unwesentliche Abweichungen bei der Ermittlung der Widerstände. Aber auch auf der Grundlage von Plattenversuchen unterscheiden sich die Ansätze wenig (Reißen, 2017). Es ist nicht direkt offensichtlich, warum sich die vermuteten höheren Tragfähigkeiten von Platten beim Querkraftnachweis nicht berücksichtigen lassen. Bei der Auswertung von Plattenversuchen wird der Beanspruchung  $E$  der Widerstand des Tragwerks  $R$  gegenübergestellt. So kommt der Ermittlung der Beanspruchung eine besondere Bedeutung zu.

Die Beanspruchung von Flächentragwerken im Betonbau wird heute in der Regel numerisch mit Finite-Elemente Programmen (*FEM*) ermittelt. Die Bemessung der Biegetragfähigkeit von Platten wird elementweise direkt programmgesteuert durchgeführt. Während dieses Vorgehen im Hochbau ebenfalls bei der Querkraftbemessung üblich ist, wird im Brückenbau häufig ein „Postprocessing“ der Querkraftbemessung nachgeschaltet. Wie zuvor beschrieben, dominieren die konzentrierten Radlasten des LM1 die Beanspruchungen von Brückenfahrbahnplatten. Auch die Ergebnisse der *FEM* werden maßgeblich durch diese Einzellasten beeinflusst. Im Bereich der Lastaufbringung treten große Querkräfte auf, die aufgrund der Annahmen und Rechenansätze der *FEM* singularitätsbehaftet und damit vom Elementnetz abhängig sein können.

Aufgrund der Diskrepanz der elementweise ermittelten Querkraftbeanspruchung und der häufig deutlich kleineren rechnerischen Querkraftwiderstände werden die Beanspruchungen unabhängig von den Elementwerten der *FEM* über Handrechenverfahren auf Basis von mitwirkenden oder effektiven Breiten ermittelt (z.B.: Heft 240 DAfStb., Lastausbreitung unter  $45^\circ$ ). In der Praxis haben sich verschiedene Vorgehensweisen bei der Ermittlung der maßgebenden Querkräfte herausgebildet (Rombach & Henze, 2014), die zu stark abweichenden Ergebnissen führen können.

Die mitwirkende Breite für die Belastung von Platten unter konzentrierten Einzellasten wird aus den rechnerischen Widerständen so zurückgerechnet, dass sich das Verhältnis aus Widerstand zu Beanspruchung  $R/E > 1,0$  ergibt. Der rechnerische Widerstand begrenzt damit direkt die Beanspruchung, die bei der Auswertung von Plattenversuchen dem Widerstand gegenübergestellt wird. Hieraus ergibt sich im Umkehrschluss, dass es zwar kein Sicherheitsdefizit beim Querkraftnachweis von Platten gibt, aber es kann auch keine höhere Tragfähigkeit der Platten abgeleitet werden.

Für eine sichere und wirtschaftliche Bemessung von Fahrbahnplatten wäre eine einheitliche Vorgehensweise wünschenswert. Es ist großer Wert auf die Praxistauglichkeit im Sinne der Anwender und Bauherren, jedoch auch auf eine ausreichende Sicherheit der Ansätze zu legen.

Zusammenfassend ergeben sich die folgenden offenen Punkte, deren Klärung für eine praxisnahe Bemessung von Platten essentiell ist:

- Auf welche Weise ist die Querkraftbeanspruchung von Platten zu ermitteln?

- Welches ist der maßgebende Schnitt zur Bestimmung der Schnittkräfte bei der Querkraftbemessung?
- Wie ist die aus den in der Literatur dokumentierten Querkraftversuchen an Platten vermutete höhere Querkrafttragfähigkeit von Platten zu berücksichtigen?
- Ist der Ansatz eines Anteils der geneigten Druckstrebe aus Biegung bei gevouteten Platten  $V_{\text{ccd}}$  beim Querkraftnachweis gerechtfertigt, und wie ist dieser zu berücksichtigen?
- Wie lässt sich ein ausreichendes Sicherheitsniveau bei der Querkraftbemessung von Plattentragwerken im Stahlbetonbau sicherstellen?

Die Versagensmechanismen von Stahlbetonplatten unter Einzellasten weisen deutliche Ähnlichkeiten mit dem Durchstanzversagen im Bereich von Decken-Stützenknoten auf. Verschiedene Forschungsarbeiten kommen aber zu dem Schluss, dass es nicht zu vernachlässigende Unterschiede beim Querkraftversagen von Fahrbahnplatten unter Radlasten und dem Durchstanzversagen gibt u.a. (Lantsoght, 2013a), (Natário F. M., 2015), (Reißen, 2017). Beim Durchstanzen wird von einem lokalen Versagen der Deckenplatte im Bereich der Stütze ausgegangen. So werden die Querkräfte bzw. Schubspannungen der Decke ebenfalls lokal in einem kritischen Rundschnitt im Bereich der Stütze ermittelt. Hieraus ergibt sich auch, dass im Hochbau, wo in der Regel bei punktgestützten Platten der Durchstanznachweis mit höherer Tragfähigkeit im Nachweisschnitt maßgebend wird, die Problematik beim Querkraftnachweis nicht wie im Brückenbau zu Tage tritt. Der Querkraftnachweis wird im Hochbau erst außerhalb des kritischen Bereichs für Durchstanzen maßgebend, wo die Querkraftbeanspruchung schon deutlich kleiner ist. Freie Einzellasten sind in der Regel klein sodass keine Gefahr für ein Durchstanzversagen besteht oder aufgrund von Abfangungen so groß, dass der Lastabtrag über andere Bauteile als den einfachen Deckenquerschnitt (Abfangeträger o.ä.) gewährleistet wird. Zudem können im Durchstanzbereich bei ortsfester Beanspruchung lokale Verstärkungen in Form von Dübelleisten oder Bügeln verwendet werden.

Da der Querkraftnachweis bei Fahrbahnplatten für die veränderlichen Radlasten nicht lokal geführt wird, und das Durchstanzen als Versagensmechanismus nicht akzeptiert ist, wird auch die höhere Tragfähigkeit gegen Durchstanzen nicht angesetzt. Eine weitere offene Fragestellung ergibt sich daher:

- Wie lässt sich das Versagen von Stahlbetonfahrbahnplatten gegenüber dem Durchstanzversagen abgrenzen und ist diese Abgrenzung gerechtfertigt?

## 1.2 Zielsetzung

Ziel dieser Arbeit ist es, das Querkrafttragverhalten von Stahlbeton-Fahrbahnplatten theoretisch, experimentell und numerisch zu untersuchen. Hieraus soll eine einheitliche und nachvollziehbare Vorgehensweise zur Ermittlung von Beanspruchungen und Widerständen auf Basis der derzeitigen Bemessungsregeln gemäß EC2 (DIN EN 1992-2/(NAD)) beim Querkraftnachweis von Platten abgeleitet und die zuvor genannten offenen Fragestellungen beantwortet werden.

### 1.3 Vorgehen und Aufbau der Arbeit

Die Arbeit gliedert sich im Wesentlichen in fünf Teile. Der Aufbau ist in Bild 1-1 dargestellt. Im ersten Teil (Kapitel 2 bis 4) werden zunächst überblicksartig die wesentlichen Parameter dargestellt, die die Querkrafttragfähigkeit bestimmen. Ein wichtiger Punkt bei der Beurteilung von Versuchsergebnissen ist der Einfluss des direkten Lastabtrags von auflagernahen Einzelasten. Die Versuche an Balken, an denen die Zusammenhänge ermittelt wurden, werden vorgestellt. Es ist wichtig, diesen Einfluss zu kennen, da häufig die Versuchskörperabmessungen und möglichen Laststellungen bei Versuchen an Platten unter Einzellasten aufgrund der vorhandenen Abmessungen von Versuchsständen und Transportmöglichkeiten der Forschungseinrichtungen begrenzt sind. Erste Untersuchungen und Auswertungen von Versuchsergebnissen an Platten ließen vermuten, dass dieser Einfluss bei Platten größer ist als bei Balkentragwerken. Die verschiedenen Normen berücksichtigen den Einfluss des direkten Lastabtrags in Abhängigkeit des Abstandes der Einzellast zum nächsten direkten Auflager und in Abhängigkeit der statischen Nutzhöhe des betrachteten Bauteils. Wäre der Einflussbereich des direkten Lastabtrags größer, könnten viele in Versuchen an Platten ermittelten Tragfähigkeiten mit Laststellungen in diesem Bereich nicht ohne weiteres verwendet werden.

Die Verteilung der Schnittgrößen in mehrachsigen Plattentragwerken unterscheidet sich von denen, die sich in Balkentragwerken ergeben.

Da zur Beurteilung von Plattenversuchen die Ermittlung der Beanspruchung essentiell ist, werden in Kapitel 3 die wichtigsten Punkte bei der Querkraftermittlung bei Platten aufgezeigt.

Anschließend folgt in Kapitel 4 eine Zusammenstellung von in der Literatur dokumentierter Versuche zur Querkrafttragfähigkeit, die sich explizit mit der Tragfähigkeit von Brückenfahrbahnplatten beschäftigen. Die wichtigsten Erkenntnisse der verschiedenen Forscher werden benannt, und der aus den Arbeiten abgeleitete Forschungsbedarf wird dargestellt.

Im zweiten Teil werden die eigenen Versuche vorgestellt, die zur Klärung offener Fragen zur Querkrafttragfähigkeit von Platten unter konzentrierten Einzellasten im Zuge einer von der Deutschen Forschungsgemeinschaft (DFG) finanzierten Versuchsreihe an der TUHH durchgeführt wurden. Insgesamt wurden 14 großformatige Stahlbetonplatten (im Grundriss 3,25 m x 4,50 m,  $h = 25$  cm) unter Einzellasten untersucht. Die Ergebnisse und neuen Erkenntnisse dieser Versuchsreihe sind im Kapitel 5 zusammengestellt.

Ein mächtiges Werkzeug zur vertieften Untersuchung von Stahlbetonbauwerken sind nichtlineare Finite-Elemente Berechnungen (*nlfem*). Hiermit beschäftigt sich der dritte Teil der Arbeit in den Kapiteln 6 und 7. Nichtlineare Berechnungsmethoden sind im Brückenbau bislang nicht allgemein zugelassen, da der Aufwand, sichere bzw. realitätsnahe Ergebnisse aus der *nlfem* zu erhalten, sehr groß ist und weiterhin umfassende Erfahrungen mit den Rechenmodellen vorliegen müssen. Da der Umfang der Untersuchungsmöglichkeiten von realen Bauteilversuchen aber begrenzt ist (man kann während der Versuche nicht in das Bauteil hineinschauen oder den Lastabtrag sehen), wäre es wünschenswert, detailliertere Erkenntnisse zum Lastabtrag und zur Querkrafttragfähigkeit von Platten aus der *nlfem* ableiten zu können.

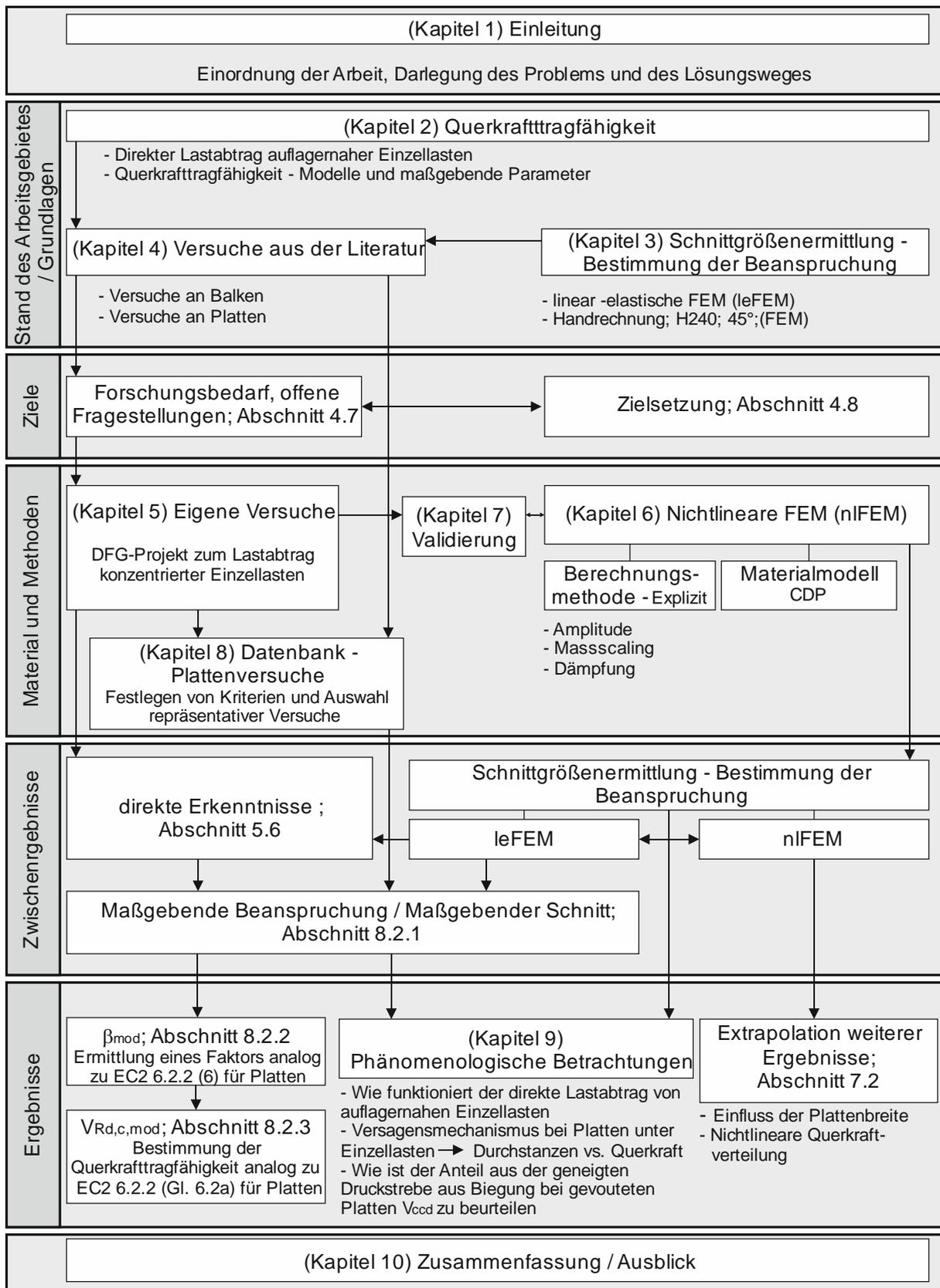


Bild 1-1: Aufbau der Arbeit

Im Kapitel 6 sind zunächst die grundlegenden Annahmen des verwendeten Materialmodells und der Berechnungsmethode aufgezeigt. Im Anschluss (Kapitel 7) werden die Ergebnisse nichtlinearer Simulationen der Versuchsreihe an der TUHH, mit dem Programm ABAQUS anhand der Messwerte aus den realen Versuchen validiert.

Weiter wird gezeigt, wie sich die Querkräfte in Platten nach der *nlFEM* (Volumenelemente) verteilen und wie sich diese von den Ergebnissen der *leFEM* unterscheiden. Auf der Grundlage der *nlFEM* werden verschiedene Ergebnisse extrapoliert, die sich aufgrund des begrenzten Umfangs der Versuchsreihe an der TUHH nicht real ermitteln ließen.

Im vierten Teil (Kapitel 8) werden zunächst wichtige Randbedingungen herausgearbeitet, die erforderlich sind, damit Versuche an Platten repräsentative Ergebnisse liefern. Hierauf aufbauend erfolgt eine Auswahl von Versuchen an Platten unter Einzellasten aus der Literatur. Auf der Grundlage einer Regressionsanalyse wird ein Ansatz zur Berücksichtigung des Einflusses des direkten Lastabtrags bei Platten ermittelt. Im Anschluss wird gezeigt, wie die erhöhte Querkrafttragfähigkeit von Platten gegenüber Balkentragwerken auf der Grundlage des Bemessungsansatzes nach EC2 berücksichtigt werden kann. Es folgt eine Validierung des neuen Ansatzes.

Im fünften Teil (Kapitel 9) wird erläutert, wie der direkte Lastabtrag von auflagnahen konzentrierten Lasten phänomenologisch funktioniert, und wie der Versagensmechanismus der Platten unter Einzellasten mit dem Durchstanzen zusammenhängt. Abschließend wird gezeigt, wie der Anteil der geneigten Druckstrebe aus Biegung bei gevouteten Platten beurteilt werden sollte.

In dieser Arbeit werden an verschiedenen Stellen Vorgriffe auf später erarbeitete Erkenntnisse gemacht. Dem Autor ist bewusst, dass dieses für den Leser schwierig ist. In erster Linie beziehen sich diese Vorgriffe auf die Bestimmung der maßgebenden Querkräfte bei Platten. Diese sollten im Bereich der Lasteinleitung also lokal bestimmt werden. Die erforderlichen Schlüsse, die dazu geführt haben, dass die lokalen Querkräfte als maßgebend angenommen werden, haben sich auch für den Autor erst während der Bearbeitung ergeben, und sind fortlaufend dokumentiert und hergeleitet. Der Vorgriff auf später in der Argumentationskette hergeleitete Sachverhalte, unterbricht letztendlich eine durchgehende Argumentation von der Einleitung bis zum Schluss, da Kenntnisse bzw. Ergebnisse vorausgesetzt werden, die am aktuellen Punkt noch nicht vollumfänglich dargestellt wurden. Trotzdem wurde die Entscheidung gefällt, die Arbeit entsprechend der vorliegenden Schrittfolge und mit einigen Querverweisen auf spätere Erläuterungen aufzubauen. Die bisherige Vorgehensweise bei der Bestimmung der Einwirkungen von Platten weist einige Defizite auf, die sich auch für den Autor erst nach Auswertung des gesamten Materials ergaben. Die Vorgriffe auf spätere Erkenntnisse zeigen damit direkt die Abweichung von der bisher üblichen Vorgehensweise auf.

## 1.4 Abgrenzung

Es wird ausdrücklich kein neues Modell zur Querkrafttragfähigkeit entwickelt. Alle Untersuchungen werden auf der Grundlage des bestehenden Eurocodes 2 durchgeführt. Die Praxis

zeigt, dass trotz der großen Bandbreite an Modellen (Modified Compressionfield Theorie *MCFT*, (Vecchio & Collins, 1986), Critical Shear Crack Theorie *CST* (Muttoni & Fernandez Ruiz, 2008), EC2 (empirisches Modell) die Ergebnisse bei statistischen Auswertungen der Versuchsdatenbanken nur geringfügige Unterschiede aufweisen u.a. (Latte, 2011), (Reißen, 2017). Hinzukommt, dass kein einheitliches Sicherheitsniveau nachgewiesen wurde.

Bei den Versuchen an der TUHH (Henze & Rombach, 2017a) zeigt sich, dass der Einfluss der maßgebenden Parameter (hier u.a. Betondruckfestigkeit  $f_{ck}$  und Bewehrungsgrad  $\rho_l$ ), die zur Querkrafttragfähigkeit beitragen, bei Plattentragwerken nicht in gleichem Verhältnis zur rechnerischen Tragfähigkeit  $V_{Rd,c}$  stehen wie bei Balkentragwerken. Diese Zusammenhänge werden nicht abschließend geklärt.

## 2 Stand der Forschung

In diesem Kapitel soll zunächst eine Übersicht zum Wissensstand und zu vorherigen Arbeiten auf dem bearbeiteten Forschungsgebiet gegeben werden. Dieses sind insbesondere Arbeiten, auf denen die Dissertation aufbaut oder mit denen sie im Zusammenhang steht.

### 2.1 Querkrafttragfähigkeit von Stahlbetonbauteilen ohne Querkraftbewehrung

Beim Querkraftabtrag in Stahlbetonbauteilen ohne Querkraftbewehrung können verschiedene Traganteile benannt werden, die maßgeblich beteiligt sind. Die verschiedenen Traganteile werden in den zur Verfügung stehenden Modellen jeweils unterschiedlich gewichtet, ohne dass es ein allgemein anerkanntes Modell gäbe, welches alle Traganteile umfassend und mechanisch begründet abbilden könnte. Bild 2-1 stellt die einzelnen Anteile an einem Kragssystem dar.

Hinweis: Für die Querkrafttragfähigkeit werden im Allgemeinen die Traganteile aus der Bewehrung nur im Zugbereich berücksichtigt.

- Querkraftanteil in der Druckzone  $V_{cc}$
- Dübelwirkung der Längsbewehrung  $V_{Dübel}$
- Rissreibung bzw. Rissverzahnung der Rissufer  $V_{cr,\tau}$
- Rissübergreifende Schub- und Zugspannungen in der Rissprozesszone  $V_{cr,\sigma}$

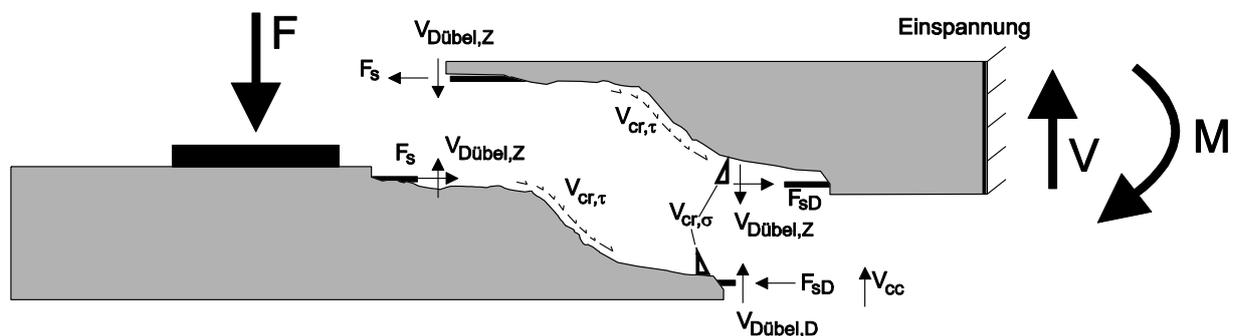


Bild 2-1: Darstellung der verschiedenen am Querkraftabtrag beteiligten Kräfte und Spannungen am Kragssystem

Einen umfassenden Überblick zu den einzelnen Mechanismen und den zugehörigen Forschungsarbeiten geben u.a. (Latte, 2011) und (Kohl, 2014). Darstellungen zu den Modellen zur Ermittlung der Querkrafttragfähigkeit von Bauteilen ohne Querkraftbewehrung finden sich ebenfalls in (Latte, 2011) und (Kohl, 2014) sowie (Reißen, 2017).

Des Weiteren wird der Abtrag von Lasten über Streben, Sprengwerke und Druckbögen beschrieben. Über Druckstreben kann ein wesentlicher Anteil der Querkräfte direkt abgetragen werden, so dass diese bei der Bemessung nicht berücksichtigt werden müssen. Die Tragwerksbereiche, in denen sich geneigte Druckstreben ausbilden können, werden als Diskontinuitätsbereiche bezeichnet. Die Bemessung dieser Bereiche erfolgt in der Regel mit Stabwerken (Schlaich & Schaefer, 1989) oder nach der Plastizitätstheorie mit Spannungsfeldern (Muttoni A. & Thürlimann, 1997), da ein linearer Dehnungsverlauf hier nicht angenommen werden kann.

Eine Schnittgrößenermittlung für Balken und Platten, welche auf der Bernoulli Hypothese basieren, trifft hier nicht zu. Die Größe dieser Bereiche im Bauteil ist von vielen Parametern wie Bauteilhöhe, Bewehrungsgehalt und -anordnung, Materialeigenschaften von Beton und Bewehrungsstahl u.a. abhängig. Der Auflagerbereich ist ein klassischer D-Bereich.

In dieser Forschungsarbeit ist der Abtrag von konzentrierten Lasten über Druckstreben in das Auflager ein wesentlicher Bestandteil. Die Grundlagen zum Traganteil von direkten Druckstreben im Auflagerbereich wurden an Balkensystemen untersucht. Es ist daher fraglich, ob die entsprechenden Ansätze sich auch auf Platten übertragen lassen.

## 2.2 Balkenversuche zum Einfluss der Schubschlankheit

*Leonhardt* (Leonhardt, 1984) beschreibt den günstigen Lastabtrag über Sprengwerke unter Voraussetzung einer ausreichenden Verankerung des Zugbandes sowohl von Einzellasten als auch von Streckenlasten. „Die Schubtragfähigkeit nimmt bei auflagernahen Lasten ab einem Verhältnis von  $a/h < 2,5$  stark zu; eine entsprechende Steigerung tritt bei Gleichlast auf, wenn  $l/h < 10$ “. *Leonhardt* bezieht sich in diesem Zusammenhang auf *Kani* (Kani G. N., 1964), der den Einfluss der Laststellung auf das Verhältnis von Schubbruchmoment zum rechnerischen Biegebruchmoment bezieht („Schubtal“). Beide Autoren beschäftigen sich in umfangreichen Versuchsreihen mit dieser Thematik. *Kani* stellt den Zusammenhang des Schubtals mit dem Bewehrungsgrad her, der dessen Tiefe bestimmt. Das Minimum des Verhältnisses von Schubbruchmoment zum rechnerischen Biegebruchmoment stellt sich demnach für Balken unter Einzellasten für die Schubschlankheit  $a/h$  von etwa 2,5 – 3,0 ein.

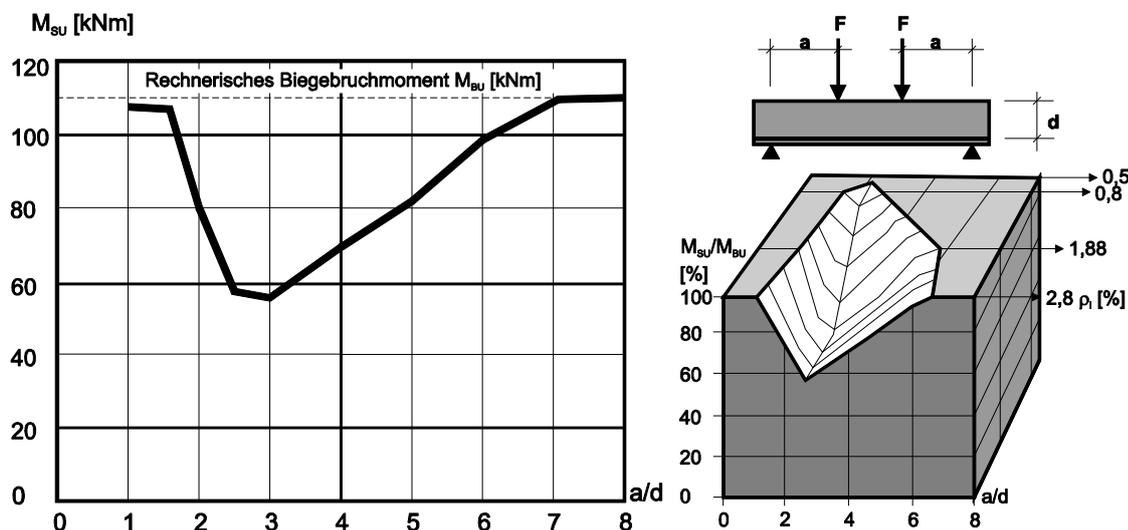


Bild 2-2: Schubtal nach *Kani* (Kani G. N., 1964) für verschiedene Längsbewehrungsgrade

*Kani* und *Leonhardt* legten mit ihren umfangreichen Versuchen den Grundstein, auf den sich alle nachfolgenden Forscher beziehen, wenn es um die Betrachtung der Schubschlankheit und den Umgang mit auflagernahen Lasten geht. Das sogenannte Schubtal beschreibt für den Balken mit eindimensionalem Lastabtrag die Zusammenhänge anscheinend gut.

Den Einfluss der direkten Lastabtragung lässt sich aus den Untersuchungen von *Leonhardt & Walther* für die Versuche Balken Nr. 1-10 ableiten (*Leonhardt & Walther*, 1962).

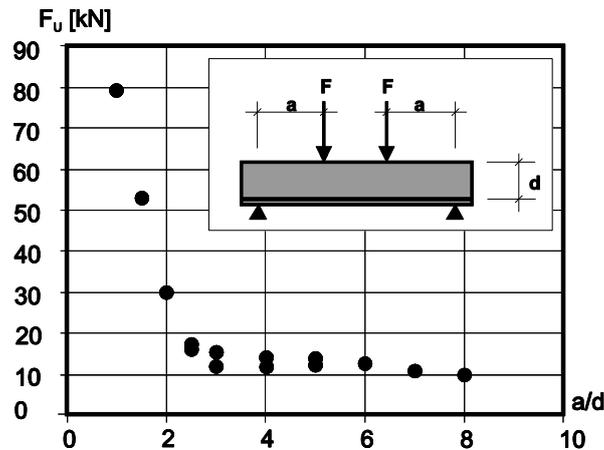
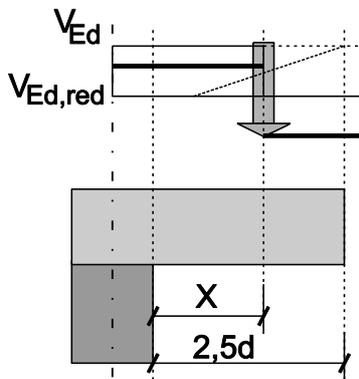


Bild 2-3: Auswertung der Traglasten der Versuche an Balken ohne Querkraftbewehrung nach *Leonhardt & Walther* (*Leonhardt & Walther*, 1962) hinsichtlich des Einflusses der Schubslankheit

Die Tragfähigkeit steigt für kleinere  $a/d$ -Verhältnisse als 2,5 bis 3,0 an. Zwischen  $a/d = 3,0$  und 6 ergibt sich eine nahezu gleiche Tragfähigkeit. Nach  $a/d = 6$  sinkt die Tragfähigkeit weiter ab. Hier wird unter den gegebenen Randbedingungen in dieser Versuchsreihe die Biegetragfähigkeit maßgebend. Der Einfluss des direkten Lastabtrags lässt sich aus dieser Versuchsreihe für  $a/d < 2,5$  ableiten.



### 2.3 Berücksichtigung des direkten Lastabtrags in verschiedenen Baubestimmungen

Die Abminderung der einwirkenden Querkräfte bei auflagernahe Laststellung wird in den Baubestimmungen, die dieses berücksichtigen, ähnlich gehandhabt.

In DIN 1045-1 (DIN 1045-1, 2008) wurde aufbauend auf den Untersuchungen von *Kani* und *Leonhardt & Walther* die Abminderung über einen Faktor  $\beta_{DIN1045-1}$  durchgeführt.

Bild 2-4: Einflussgrößen für  $\beta$  nach (DIN 1045-1, 2008)

$$\beta_{DIN1045-1} = \frac{x}{2,5 \cdot d} \leq 1 \quad (2.1-1)$$

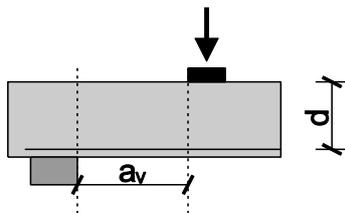


Bild 2-5: Einflussgrößen für  $\beta$  nach EC2

Der Einfluss wird demnach bis zu einem Verhältnis der Schubslankheit von  $x/d = 2,5$  unterstellt. Hierbei ist  $x$  der Abstand von Vorderkante Auflager zur resultierenden Einzellast.

Im aktuellen EC2 wird die Abminderung ebenfalls über einen Faktor  $\beta$  vorgenommen, der über die folgende Gleichung bestimmt wird:

$$\beta_{EC2} = \frac{a_v}{2d}; \quad a_v \leq 0,5d \quad (2.1-2)$$

mit:  $a_v$  Abstand vom Auflagerrand zur Vorderkante der Last

Hier wird ein Einfluss des direkten Lastabtrags bis  $a_v = 2,0d$  unterstellt. Die vermeintliche Abminderung des Einflusses durch die Verkleinerung des Nenners von  $2,5d$  auf  $2,0d$  gegenüber der Vorgängernorm 1045-1 relativiert sich, wenn man bedenkt, dass die konzentrierten Lasten auf Plattentragwerken (z.B. Radlasten nach EC1 mit Abmessung  $40 \times 40$  cm) in der Regel Aufstandsflächen aufweisen, die in der Größenordnung der Plattenstärke liegen. Die geometrischen Verhältnisse der beiden Normen entsprechen sich damit näherungsweise für dünne Platten. Für Platten mit größeren Abmessungen kommen aber durchaus größere Abweichungen zustande.

Nach der Schweizer Norm SIA (SIA 262, 2003) dürfen Einzellasten, „deren Einleitstellen im Abstand  $a \leq 2,0d$  vom Auflagerrand entfernt sind, für die Ermittlung des zugehörigen Bemessungswerts der Querkraft mit dem Faktor  $a/(2d)$  abgemindert werden“.

## 2.4 Querkrafttragfähigkeit von Bauteilen ohne Querkraftbewehrung

Der Querkraftnachweis für Bauteile ohne Querkraftbewehrung ist in erster Linie ein Nachweis für Plattentragwerke. Bei Balkentragwerken ist nach den heutigen Bemessungsregeln eine Bügelbewehrung vorgeschrieben. Schon in den Anfängen der Regelungen zum Stahlbetonbau durfte bei Platten auf den Einbau einer Querkraftbewehrung („Schubbewehrung“ (DAfEb, 1916)) verzichtet werden. Damals war die Querkrafttragfähigkeit noch über maximal zulässige Schubspannungen  $\tau_{0,zul}$  begrenzt. *Leonhardt* (Leonhardt & Walther, 1962) stellte bei seinen Versuchen, die sich explizit mit dem Querkrafttragverhalten von Stahlbetonplatten auseinandersetzten, fest, dass die Sicherheit der zu dieser Zeit geltenden Baubestimmungen (DIN 1045:1943-03 A) gegen „Schubbruch“ nicht ausreichend war. Es ist durchaus fragwürdig, die Querkrafttragfähigkeit von Plattentragwerken mittels Versuchen an Balken ohne Querkraftbewehrung herzuleiten, da diese in der Praxis nicht zugelassen werden, ohne mit einer Mindestbewehrung ausgestattet zu sein.

Mit Einführung der DIN 1045-1 (DIN 1045-1, 2001) wurde der Querkraftwiderstand deutlich reduziert. Der Tragfähigkeitsnachweis erfolgte nicht mehr über zulässige Schubspannungen, sondern anhand des Querkraftwiderstandes mit der heute auch im Eurocode maßgebenden Gleichung. Die Bemessungsgleichung für Bauteile ohne Querkraftbewehrung wurde empirisch anhand von Balkenversuchen hergeleitet.

$$V_{Rd,c} = \left[ C_{Rd,c} \cdot k \cdot (100 \cdot \rho_l \cdot f_{ck})^{1/3} \right] \cdot b_w \cdot d \quad (2.1-3)$$

mit:

$$C_{Rd,c} = 0,15/\gamma_c; \quad \gamma_c = 1,5$$

$k$  Faktor zur Berücksichtigung des Maßstabeffekts

$\rho_l$  Längsbewehrungsgrad

$f_{ck}$  charakteristische Betondruckfestigkeit

$\sigma_{cd}$	Bemessungswert der Betonlängsspannung
$b_w$	kleinste Querschnittsbreite innerhalb der Zugzone des Querschnitts
$d$	statische Nutzhöhe der Biegezugbewehrung im betrachteten Querschnitt

Die überwiegende Anzahl an Querkraftversuchen sind Drei-Punkt- oder Vier-Punkt-Versuche. Die Einzellasten werden auf der Druckzone aufgebracht, was die Ausbildung von direkten Druckstreben zwischen Auflager und Last begünstigt (Latte, 2011). Bei Kragssystemen stellen sich demnach die Verhältnisse anders dar. Hier werden die Lasten wie bei einer Konsole auf der Zugseite aufgebracht. Die direkte Druckstrebe „muss sich aber über einen Bereich mit geöffneten Biegerissen entwickeln“ (Latte, 2011), welche aus den anderen Lasten resultieren, die auf den Kragarm wirken.

Eine andere Betrachtungsweise wäre ebenso denkbar. Bei den Versuchen an Kragssystemen unter Einzellasten treten zwar an der Einspannung Biegerisse auf, die Verhältnisse bei der Ausbildung der direkten Druckstreben sind aber im weitesten Sinne kongruent, da sich diese Biegerisse bei der auflagnahen Belastung durch die konzentrierten Lasten nur bis zur Höhe der direkten Druckstrebe ausbilden, und oberhalb des überdrückten Bereichs verlaufen. Durch verschiedene Versuchsreihen (Rombach et al. 2009), (Reißen & Hegger, 2013b) an Plattentragwerken konnte sogar gezeigt werden, dass die Tragfähigkeit bei Vorbelastung der Kragarme bis zur Überschreitung des Rissmomentes an der Einspannung ansteigt. Dieses ist bei Platten aber auch über die Steifigkeitsschwächung an der Einspannstelle zu erklären, die zu einer weiteren Verteilung der konzentrierten Lasten in den Platten führt.

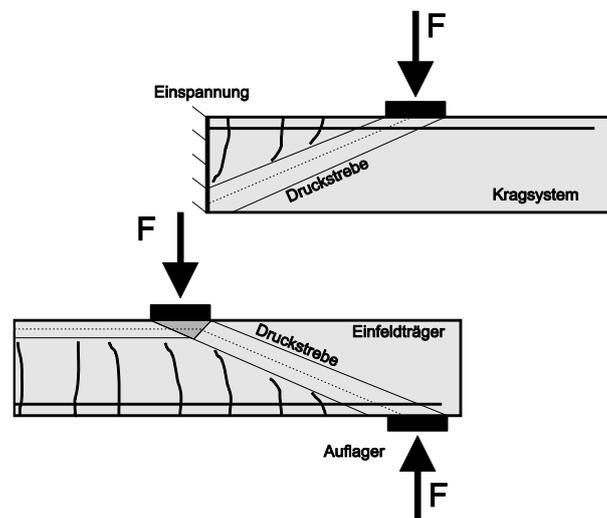


Bild 2-6: Ausbildung der Druckstreben in Krag- und Einfeldsystemen bei auflagnahen Einzellasten

Ohne eine Vorbelastung gleichen sich die Verhältnisse bei Kragssystemen und Einfeldträgern im Bereich der Auflager. Das Kragssystem stellt eine Spiegelung des Einfeldsystems an der Horizontalen dar. Die aus dem Kragmoment resultierenden Biegerisse sind zumindest bis kurz vor dem Versagen des Bauteils in ihrer Höhe durch den überdrückten Bereich des direkten Lastabtrags begrenzt. Bild 2-6 zeigt die Verhältnisse für beide statischen Systeme im Vergleich.

## 2.5 Querkrafttragfähigkeit von Fahrbahnplatten aus Stahlbeton

Wie zuvor dargestellt, wurde sowohl die Querkrafttragfähigkeit von Bauteilen ohne Querkraftbewehrung als auch der Lastabtrag auflagnaher Einzellasten an Balkentragwerken untersucht. In wieweit die Ergebnisse dieser Versuche auf Platten übertragbar sind, deren Geometrie und Tragverhalten sich signifikant von Balken unterscheiden ist eine zentrale Fragestellung. Aufgrund der erforderlichen Abmessungen zur Abbildung des plattentypischen Tragverhaltens (Aktivierung des mehrachsigen Lastabtrages, repräsentative Plattenstärken, die daraus resultierenden hohen Traglasten, u.a.) und der damit einhergehenden hohen Gewichte der Versuchskörper und erforderlichen Größen der Versuchsstände, können die in der Literatur dokumentierten Versuche an Platten unter Einzellasten häufig nicht als repräsentativ angesehen werden. Zumindest kann bei vielen Versuchsreihen nicht davon ausgegangen werden, dass sich die volle Tragfähigkeit eines Plattentragwerks einstellt, wenn keine ausreichende Breite vorhanden ist, um die Lasten auszubreiten und den mehrachsigen Lastabtrag zu aktivieren. Häufig wurden Lasten auf sehr kleinen Lastflächen aufgestellt, die nicht auf das Bewehrungsnetz und die Plattenstärke abgestimmt waren. Maßstabeffekte aufgrund geringer Plattenstärken sind oft nicht auszuschließen.

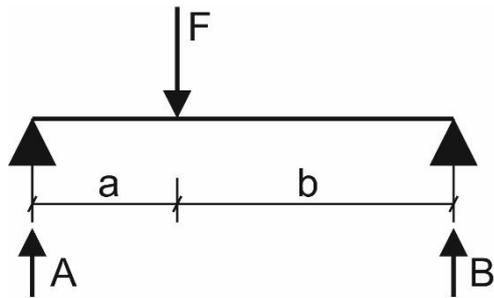
Im Jahr 2006 wurden von *Muttoni & Rodriguez* (Muttoni & Rodriguez, 2006) erstmals Versuche an Stahlbetonplatten vorgestellt, die sich explizit auf die Untersuchung der Querkrafttragfähigkeit von Fahrbahnplatten unter Radlasten bezogen. Es wurden zwar zu den im Eurocode EC1 (DIN EN 1991-2, 2010) üblichen Abmessungen der Radlasten (40x40 cm Lastmodell 1) verkleinerte Lastplatten und Lastabstände verwendet, die Versuchskörperabmessungen sowie die Lastordnung waren den in der Norm geforderten Werten aber recht ähnlich. Vor allem die Versuchskörperabmessungen waren mit 10 m Breite und einer Auskragung von 2,78 m beachtlich (vgl. Bild 4-2). Die Platten wurden ebenfalls auf die Tragfähigkeit unter Einwirkung von mehreren Lasten untersucht.

In den nachfolgenden Jahren beschäftigten sich immer mehr Forscher mit der Querkrafttragfähigkeit von Fahrbahnplatten unter Einzellasten, sodass mittlerweile eine größere Anzahl an Plattenversuchen in der Literatur beschrieben ist. Allen Untersuchungen gemein ist, dass die ermittelten Traglasten deutlich höher sind, als die nach EC2 zu berücksichtigenden Radlasten ( $Q_{k,1} = 150$  kN Aufstandsfläche 40x40 cm (DIN EN 1991-2, 2010)). Die Fragestellungen der einzelnen Versuchsreihen differieren aber aufgrund der vielen unterschiedlichen Einflussfaktoren auf das Querkrafttragvermögen erheblich, was die Vergleichbarkeit der Ergebnisse schwierig macht.

Ein zentraler Punkt bei der Auswertung der Versuchsergebnisse ist, wie die Querkraftbeanspruchung von Plattentragwerken zu ermitteln ist.

### 3 Ermittlung der Beanspruchung bei Plattentragwerken

Bei Balkentragwerken ist die Ermittlung der Querkräfte im System trivial. In erster Linie werden bei Versuchen zur Querkrafttragfähigkeit Einfeldträger im 3-Punkt oder 4-Punkt Biegeversuch getestet. Stellt man eine Einzellast auf ein solches Balkentragwerk, verteilt sich die Last in Abhängigkeit der Abstände zu den angrenzenden Auflagern, also in erster Linie anhand der geometrischen Randbedingungen (Bild 3-1).



$$A = b/l \cdot F$$

$$B = a/l \cdot F$$

$$V_a = A \text{ (Querkraft im Bereich } a)$$

$$V_b = A - F \text{ (Querkraft im Bereich } b)$$

Bild 3-1: Statisches System eines Einfeldträgers im 3-Punkt Biegeversuch

Bei Platten unter Einzellasten sind die Schnittgrößen schwieriger zu bestimmen. Die Querkräfte sind im hochgradig statisch überbestimmten System der Platte sowohl steifigkeits- als auch ortsabhängig und nicht konstant. Der Maximalwert der Querkraftverteilung befindet sich im Bereich der Lasteinleitung. Die Querkräfte nehmen dann mit zunehmendem Abstand zur Last ab. In Bild 3-2 sind der Verlauf und die Verteilung der Querkräfte für eine dem Einfeldträger im 3-Punktbiegeversuch entsprechende Platte unter einer konzentrierten Blocklast dargestellt. Der Schnitt zeigt die Querkräfte in Richtung des Hauptlastabtrags durch die Lasteinleitung und das Maximum der Schnittgrößenverteilung aus einer linear-elastischen FE-Berechnung (*leFEM*).

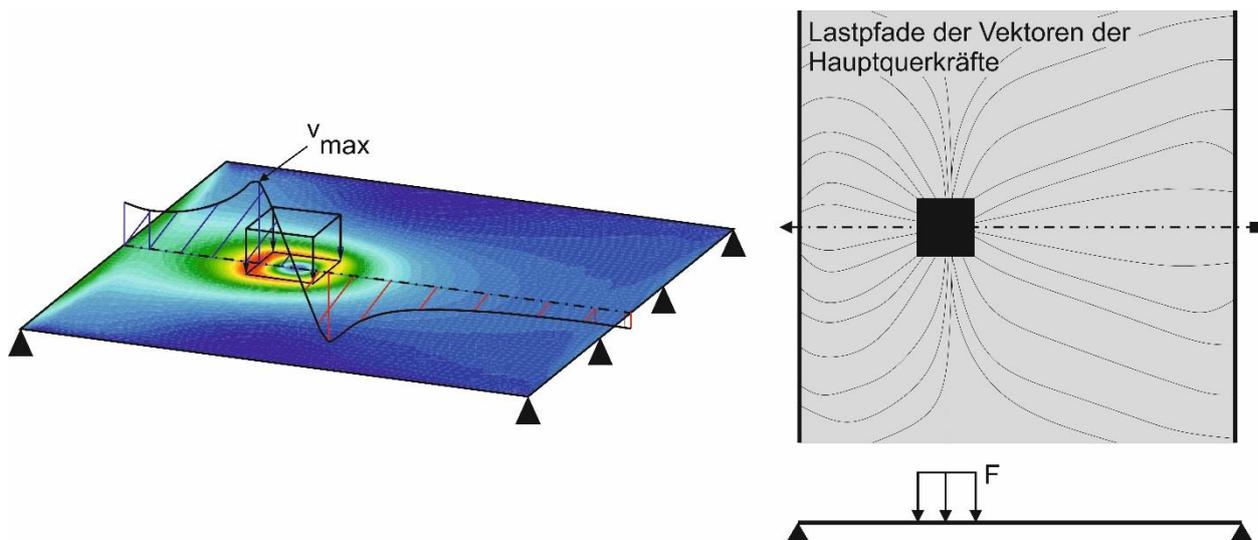


Bild 3-2: Querkraftverteilung als Höhenflächenplot und Darstellung im Schnitt in Haupttragrichtung

Um die Querkraftbeanspruchung einer Platte infolge einer konzentrierten Last für die Bemessung zu bestimmen, stehen verschiedene Handrechenverfahren zur Verfügung. Hieraus ist es aber nicht möglich, die Verteilung der Querkräfte wie im Bild 3-2 zu ermitteln.

Unter der Grundannahme, dass sich die Querkräfte, die aus der konzentrierten Last resultieren, in der Platte verteilen, wird je nach Verfahren eine mitwirkende oder effektive Breite ermittelt, auf die die einwirkende Einzellast konstant verteilt wird. Der daraus errechnete Wert stellt dann die Beanspruchung der Platte unter Einzellasten dar.

Im Heft 240 des DAfStb. (DAfStb., 1988) wird die Querkraft in Abhängigkeit der Systemstützweite, Laststellung und der Breite der Lasteinleitung ermittelt.

Für eine Kragplatte wird angenommen:

$$b_{\text{eff},v} = 0,2 \cdot l_k + 0,3 \cdot a \quad \text{für } t_y < 0,2l_k \quad (3.1-1)$$

$$b_{\text{eff},v} = t_y + 0,3 \cdot a \quad \text{für } 0,2l_k \leq t_y \leq 0,4l_k \quad (3.1-2)$$

mit:

$l_k$  Kraglänge [m]

$a$  Abstand des Lastschwerpunktes der Blocklast vom Kragarmanschnitt [m]

$t_y$  Lastbreite senkrecht zur Haupttragrichtung [m]

Für eine zweiseitig gelagerte Platte ergibt sich:

$$b_{\text{eff},v} = t_y + 0,5 \cdot a \quad \text{für } 0 < a < l, t_y < 0,8l, t_x < l \quad (3.1-3)$$

mit:

$l$  Stützweite des Einfeldträgers [m]

$a$  Abstand des Lastschwerpunktes der Blocklast vom Auflager [m]

$t_y$  Lastbreite senkrecht zur Haupttragrichtung [m]

Hierbei darf eine Lastausbreitung der Blocklast unter  $45^\circ$  bis zur Plattenschwerachse berücksichtigt werden.

Die einhellige Meinung in der aktuellen Literatur, u.a.: (Rombach & Velasco, 2005), (Reißen & Hegger, 2013b), (Hansen, 2017) ist, dass die nach Heft 240 ermittelte Beanspruchung zu konservative Werte liefert, da diese in der Regel weit über dem rechnerischen Querkraftwiderstand nach Norm liegen, und auch im Vergleich zu den anderen Verfahren größere Querkräfte liefert.

In der Praxis wird häufig eine mitwirkende Breite unter Annahme einer Lastausbreitung unter  $45^\circ$  bestimmt, u.a. (Rombach & Henze, 2014), (Rombach et al. 2014), (Lantsoght et al. 2016), (Reißen, 2017). Bei Annahme einer Ausbreitung der Last aus dem Zentrum entspricht die mitwirkende Breite dem doppelten Abstand der Last zum Auflager. Alternativ wird die Ausbreitung aber auch von der Hinterkante der Last angenommen (Lantsoght et al., 2016), was dementsprechend zu einer Vergrößerung der effektiven Breite führt.

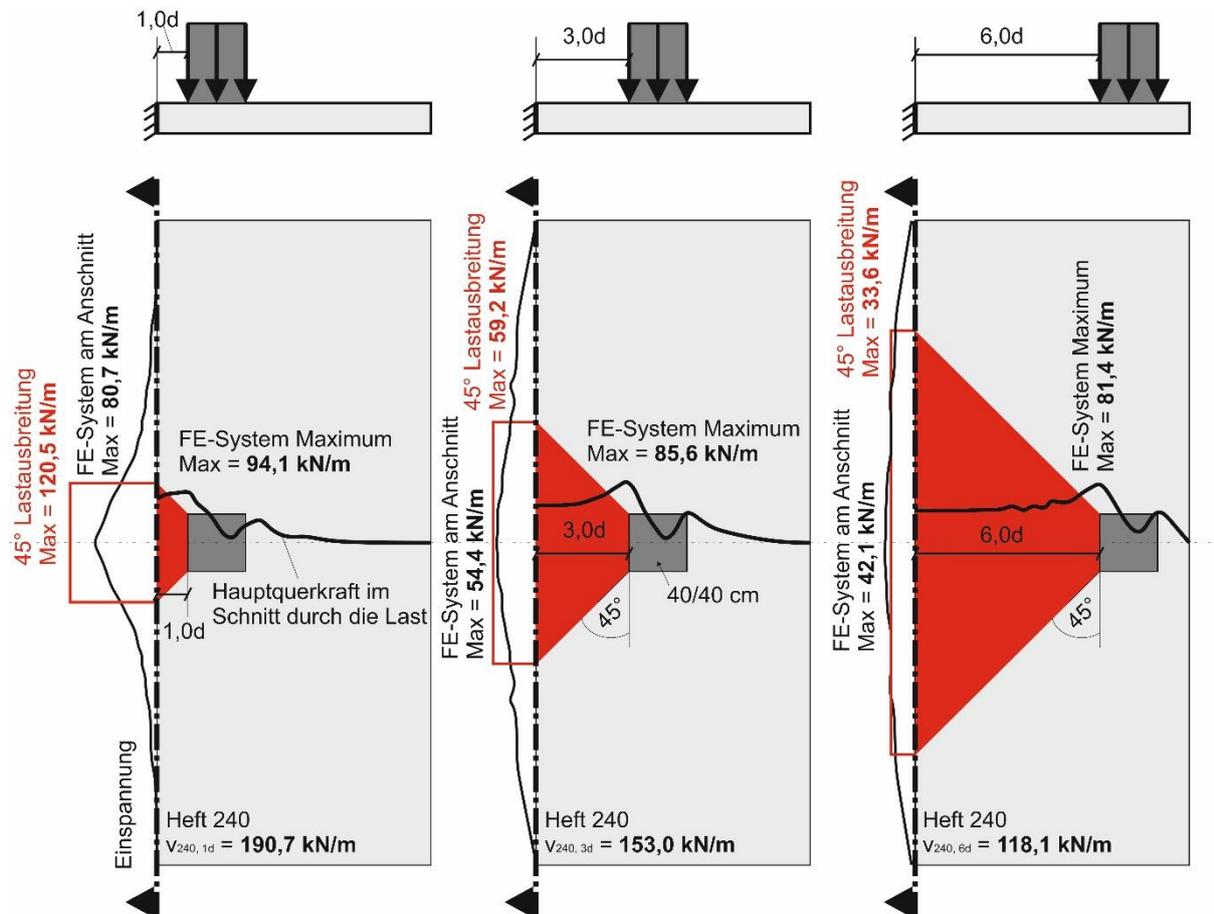


Bild 3-3: Querkraftverläufe für eine Kragplatte nach verschiedenen Verfahren; drei Laststellungen als vielfache der statischen Nutzhöhe  $d$  im Vergleich

Alternativ dazu werden die Querkräfte in einem Schnitt am Auflager oder in einem Abstand von kleinen Vielfachen der statischen Nutzhöhe zu diesem bestimmt ( $0,5d$  – (Natário F. M., 2015)). Hierzu werden in neuerer Zeit häufig die Ergebnisse von FE-Berechnungen verwendet. Dieses Vorgehen resultiert letztendlich aus zwei Gründen bzw. Annahmen. Zum einen wurde wie oben beschrieben die Beanspruchung aus Einzellasten auf Platten traditionell auf Grundlage von mitwirkenden oder effektiven Breiten bestimmt (Heft 240,  $45^\circ$ ). Dieses Vorgehen stammt aus einer Zeit, in der das Werkzeug der FE-Berechnung zur Schnittgrößenbestimmung zur Berechnung von Plattentragwerken noch nicht flächendeckend zur Verfügung stand, und so diese zur Handrechnung geeigneten Verfahren die einzige Möglichkeit zur Bestimmung der Beanspruchung darstellten. Vor diesem Hintergrund ist auch die Verwendung des Schnitts an der Einspannung zu verstehen.

In (Rombach & Henze, 2014) und (Rombach et al. 2014) wurde die Querkraftbeanspruchung von Stahlbetonplatten unter Einzellasten in einem Schnitt am Auflager mittels linear elastischer FE-Berechnungen bestimmt. Die mitwirkende Breite kann bei diesem Verfahren indirekt über den Maximalwert der Querkraftverteilung am Anschnitt bestimmt werden. Es wird von einer Verteilung der Last in der Platte ausgegangen und der Maximalwert am Anschnitt als maßgebende Beanspruchung verwendet. In (Rombach & Henze, 2014) wurde anhand einer Auswer-

tung mehrerer Versuchsreihen an Plattentragwerken gezeigt, dass die so ermittelte Beanspruchung im Verhältnis zur rechnerischen Tragfähigkeit nach EC2 sichere Werte liefert. In Bild 3-3 sind die Ergebnisse der Querkraftermittlung nach verschiedenen Verfahren an einer aufragenden Platte mit einer Einheitsblocklast von 100 kN (Lastaufstandsfläche 40x40 cm) für drei verschiedene Laststellungen dargestellt. Die Werte unterscheiden sich erheblich. Die ermittelten Querkräfte sind sowohl beim Verfahren der Lastausbreitung unter 45° als auch bei der Ermittlung der Querkräfte aus der FE-Berechnung am Anschnitt der Platte abhängig von der Entfernung der Einzellast zum Auflager des Kragsystems. Je weiter die Last vom Auflager entfernt steht, desto kleiner ist die ermittelte Beanspruchung.

Das beschriebene Vorgehen führt in der Praxis dazu, dass sich beim Nachweis der Querkrafttragfähigkeit nach EC2 die größte Beanspruchung bei einer auflagnahen Laststellung der Einzellast ergibt, da dann die kleinere Lastausbreitung zu einer größeren Querkraftbeanspruchung führt. Als maßgebende Laststellung ergibt sich unter Berücksichtigung des Einflusses des direkten Lastabtrags über die Lastabminderung nach Gl. (2.1-2) ein lichter Lastabstand von  $a_v = 2,0d$ .

*Reißen* (Reißen, 2017) stellte bei der Auswertung einer umfangreichen Datenbank von Versuchen zur Querkrafttragfähigkeit an Platten und Plattenstreifen fest, dass die Laststellung der Einzellasten, außerhalb des Bereichs des direkten Lastabtrags, keinen Einfluss auf das Verhältnis der erreichten Traglast zur rechnerischen Tragfähigkeit hat. Es wird eine konstante mitwirkende Breite  $b_{\text{mod}}$  als siebenfaches der statischen Nutzhöhe vorgeschlagen. Diese Breite wurde anhand der statistischen Auswertung der Datenbank in (Reißen, 2017) so festgelegt, dass sich ein 5 %-Quantilwert des Verhältnisses der so ermittelten Beanspruchung zur rechnerischen Tragfähigkeit nach Gl. (2.1-3) größer 1,0 ergibt.

$$b_{\text{mod}} = 7 \cdot d_F \quad (3.1-4)$$

mit:  $d_F$  statische Nutzhöhe im Bereich der Einzellast:  $d_F \leq 0,4 \text{ m}$

Bei den hier vorgestellten Verfahren zur Ermittlung der Beanspruchung von Stahlbetonplatten unter Einzellasten mit Hilfe effektiver Breiten wird die rechnerische Tragfähigkeit  $v_{Rd,c}$  nach EC2 (Gl.(2.1-3)) als limitierende Obergrenze der Tragfähigkeit vorausgesetzt. Entweder wird die  $b_{\text{eff},v}$  wie bei Reißen (Reißen, 2017) direkt aus dem Verhältnis  $(F_u/b_{\text{mod}})/v_{Rd,c}$  abgeleitet, oder es wird wie bei der Bestimmung der maßgebenden Beanspruchung aus der Querkraftverteilung am Anschnitt mittels *leFEM* und der 45°-Lastausbreitung nachgewiesen, dass das Verhältnis  $v_{\text{Test}}/v_{Rm,c}$  Werte größer 1,0 liefert (Rombach & Henze, 2014), (Reißen & Hegger, 2013a).

Bei der Nachrechnung von Brückenfahrbahnplatten stellen die Radlasten des Lastmodells 1 (LM1) nach EC1 die bestimmende Einwirkung dar. Oft stellt sich das Problem, dass die mittels *leFEM* ermittelten Querkräfte weit größer sind als der Querkraftwiderstand nach Norm. Der Maximalwert der Querkraftverteilung (wie in Bild 3-2) ergibt sich immer im Bereich der Einzellasten. Als ingenieurmäßiger Ansatz werden daher die zuvor beschriebenen Handrechenver-

fahren verwendet, um entsprechend kleinere Querkräfte zu ermitteln. Der Nachweis erfolgt damit nicht an der Stelle der größten Querkraft, sondern wird an eine Stelle mit geringerer Beanspruchung verschoben. „Was nicht passt, wird passend gemacht...“ (Thorwarth, 2002)

Die Schnittgrößen und deren Verteilung von zweiachsig gespannten Platten sind „nur mit Hilfe von numerischen Verfahren“ (Rombach G. A., 2000) sinnvoll zu ermitteln. Die Verwendung der *leFEM* ist Stand der Technik.

Es besteht also eine Diskrepanz zwischen den Beanspruchungen, die mit der gängigen Rechenmethode ermittelt werden, und den für die Bemessung verwendeten Querkräften. Ein Ziel dieser Arbeit ist es, diese Diskrepanz zu beseitigen.

Aufbauend auf den nachfolgend dargestellten Versuchen zur Querkrafttragfähigkeit von Platten wird im Abschnitt 8.2 bzw 8.2.1 zunächst der maßgebende Ort zur Bestimmung der Beanspruchung ermittelt. Hierbei werden die Schnittgrößen aus der *leFEM* an verschiedenen Stellen untersucht. Es kann gezeigt werden, dass die Bestimmung der Schnittgrößen von Platten unter Einzellasten im Bereich der Lasteinleitung erfolgen sollte. Die Ergebnisse dieser Untersuchung und die daraus resultierenden Beanspruchungen werden im Abschnitt 8.2.3 dazu verwendet, eine erhöhte Querkrafttragfähigkeit für den Nachweis von Plattentragwerken zu entwickeln. Für die nachfolgende Beurteilung der Ergebnisse der Versuche an Platten werden ebenfalls die Schnittgrößen im Bereich der Lasteinleitung verwendet. Diese Schnittgrößen werden aus den Elementmittenwerten von linear-elastischen FE-Berechnungen bestimmt. Hierdurch können das statische System, die geometrischen Abmessungen, Anordnung und Anzahl der Einzellasten, sowie die Lagerungsbedingungen und Steifigkeiten direkt berücksichtigt werden, da diese auch im FE-Modell abgebildet sind. Für die Richtigkeit dieses Vorgehens wird auf Kapitel 8 verwiesen.

## 4 Versuche zur Querkrafttragfähigkeit von Stahlbeton Fahrbahnplatten

Im Folgenden werden ausgewählte Versuche an Stahlbetonplatten unter Einzellasten dargestellt. Bis auf die erste Versuchsreihe von *Regan & Rezai-Jorabi* (Regan & Rezai-Jorabi, 1988) beschäftigen sich die dargestellten experimentellen Untersuchungen explizit mit der Tragfähigkeit von Stahlbetonfahrbahnplatten und weisen entsprechende Lastanordnung, Lastgrößen und geometrische Randbedingungen auf. Die untersuchten statischen Systeme sind äquivalent zu den verschiedenen Bereichen, die sich in Brückenbauwerken ergeben. Anhand der Versuchsreihen werden für Fahrbahnplatten wichtige Randbedingungen herausgearbeitet, die notwendig sind, um repräsentative Versuchsergebnisse zu liefern.

Die wichtigsten Erkenntnisse zur Querkrafttragfähigkeit und zum Lastabtrag bei Platten unter Einzellasten werden anhand der Aussagen der Autoren und eigenen Überlegungen zusammengetragen. Der bestehende Forschungsbedarf wird abgeleitet und in Bezug zur an der TUHH durchgeführten Versuchsreihe an Fahrbahnplatten (Henze & Rombach, 2017a) gesetzt (vgl. hierzu Kapitel 5).

### 4.1 Versuche von Regan

*Regan* (Regan, 1982), (Regan & Rezai-Jorabi, 1988) führte Tests an sieben identischen Stahlbetonplatten mit 10 cm Plattenstärke unter Einzellasten durch. Es handelte sich um ein Einfeldsystem, bei dem eine einseitige Einspannung über einen Kragarm realisiert wurde.

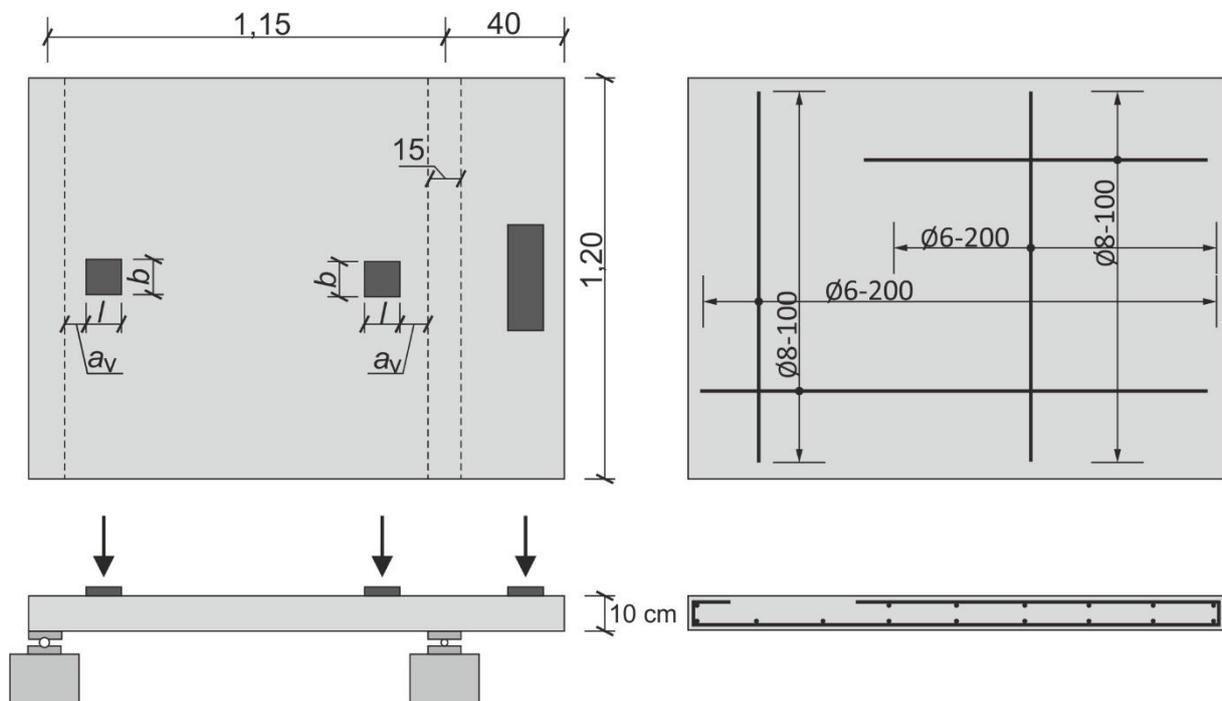


Bild 4-1: Exemplarischer Versuchsaufbau (Regan & Rezai-Jorabi, 1988)

Die Einzellasten wurden bei den Platten über 10×10 cm bzw. 10×20 cm große Lastplatten in einem Abstand  $a_v = 12$  cm ( $a_v/d = 1,5$ ) bis  $a_v = 2$  cm ( $a_v/d = 0,25$ ) aufgebracht (vgl. Bild 4.1).

Die Blocklasten waren also sehr nah am Auflager angeordnet und damit voll im Bereich, in welchem ein Einfluss des direkten Lastabtrags zu vermuten ist.

Als Längsbewehrung wurden in Haupttragrichtung  $\varnothing 8-10$  cm verwendet. Am gelenkigen Auflager befand sich nur in der Zugzone Bewehrung, welche mittels Haken über dem Auflager verankert war. Über dem eingespannten Auflager lag unten und oben Bewehrung. Letztere wurde im Feld mit geradem Ende verankert. In Querrichtung wurden jeweils im Bereich der Hauptbewehrung  $\varnothing 6-20$  cm eingebaut. Der Stababstand entsprach damit der einfachen bis doppelten Plattenstärke und ist damit als verhältnismäßig groß einzustufen. Im direkten Einflussbereich der Einzellasten am gelenkigen Auflager war nur auf der Zugseite Bewehrung vorhanden, während am eingespannten Auflager sowohl oben als auch unten Bewehrung lag. Es wurden warmgewalzte Bewehrungsseisen mit Rippung und einer Streckgrenze von ca.  $500 \text{ N/mm}^2$  verwendet. Die Betongüte variierte zwischen  $27 \text{ N/mm}^2$  und  $43 \text{ N/mm}^2$ .

Regan wollte untersuchen, ob der Abstand einer Einzellast zum nächsten Auflager einen Einfluss auf die Tragfähigkeit und Tragverhalten von Platten hat. Ab Schubslankheiten  $a_v/d < 2,0$  nahm die Traglast zu. In erster Linie ging es Regan in diesem Zusammenhang um das Durchstanztragverhalten. Dieses grenzt er in seiner Untersuchung explizit vom sogenannten „wide-beam failure (WB)“ ab (Regan, 1982), also einem Querkraftversagen über die gesamte Plattenbreite. Auch wenn es einen deutlich sichtbaren Unterschied zwischen den beiden Versagensmechanismen gibt, könnte es nach Ansicht Regans ein Fehler sein, hier signifikante Differenzen im Tragverhalten zu sehen. Beide Versagensarten konnten bei den Versuchen beobachtet werden. Die Stelle, von der das Versagen ausging, lag immer direkt zwischen der Lasteinleitung und dem nächst gelegenen Auflager.

Generell lässt sich feststellen, dass die Traglasten auf der Seite mit der Einspannung bei gleichem Lastabstand deutlich höher waren als auf der Seite mit gelenkiger Lagerung. Hierfür kommen zwei Ursachen in Betracht. Zum einen herrscht ein deutlich veränderter Spannungszustand aufgrund der verschiedenen statischen Systeme vor, und zum anderen konnte auf der Seite mit Einspannung deutlich mehr Bewehrung aktiviert werden, da diese sowohl oben als auch unten vorhanden war.

#### 4.1.1 Erkenntnisse

Aus den Versuchen von Regan lassen sich folgende Erkenntnissen gewinnen:

1. Die Plattenstärke von 10 cm entspricht bei weitem nicht dem üblichen Standard, vor allem, wenn man Brückenfahrbahnplatten betrachtet. Aber auch im Hochbau wären die verwendeten Maße nicht mehr zeitgemäß. Die Lastabstände von 2, 4, 8 und 12 cm sind schwierig zu beurteilen, da sich die direkten Druckstreben von der Last zum Auflager alle großteilig im Einflussbereich von nur einem Bewehrungsstab in Querrichtung ausbilden konnten. Ob hier eine Vergleichbarkeit zu Versuchen mit üblichen Bauteilabmessungen und zugehörigen realen Bewehrungsabständen gegeben ist, bleibt fraglich.
2. Die Rissbilder sind nicht vollständig dokumentiert.

3. Die Versuche sind am eingespannten Auflager anscheinend nicht planmäßig verlaufen. So ist zu vermuten, dass es mehrfach zu einem Versagen der Platten des Kragarmes auf der lastabgewandten Seite kam.
4. Die Lasteinleitungsflächen waren mit 10×10 cm verhältnismäßig klein. Bei einer Bewehrung mit Stababständen von 10 bzw. 20 cm und einer Platte von 10 cm Stärke konnten bei den Versuchen nur wenige Bewehrungsseisen direkt aktiviert werden, was ein Durchstanzen der Einzellasten begünstigte.
5. Eine auflagernahe Laststellung führt zu einer Erhöhung der Querkrafttragfähigkeit im Vergleich zu einer weiter vom Auflager entfernten Laststellung.

#### 4.2 Versuche von Muttoni und Rodriguez

An der École polytechnique fédérale de Lausanne (EPFL) wurden von *Muttoni & Rodriguez* (Muttoni & Rodriguez, 2006) Großmodellversuche an gevouteten Kragplatten durchgeführt. Die getesteten Kragplatten sollten ein  $3/4$ -Modell einer auskragenden Brückenfahrbahn abbilden. Durchgeführt wurden insgesamt 7 Tests an 2 Kragplatten, die sich im Bewehrungsgrad der Hauptbiegebewehrung unterschieden. Bei den drei Tests je Platte wurden die Anzahl der Einzellasten und die Laststellung variiert. Beim ersten Plattenversuch DR1-a wurde zudem eine Untersuchung unter zyklischer Beanspruchung durchgeführt, bevor der Versuchskörper im Anschluss bis zum Bruch belastet wurde. Bild 4-2 zeigt den Versuchsaufbau und die Bewehrungsführung.

Die Größe der Krafteinleitungsplatten orientierte sich an der Kantenlänge der Aufstandsfläche der Eurocodes im  $3/4$ -Verhältnis. Ebenso entsprachen die Abstände der Einzellasten dem  $3/4$ -Verhältnis der Werte nach EC1 (1,2 m × 2,0 m).

Die Versuchslasten wurden in mehreren Laststufen aufgebracht, indem die Lastplatten gegen den Hallenboden gezogen wurden.

Alle Versuche versagten auf Querkraft. Es bildeten sich charakteristische Schrägrisse aus. Zum Teil wurden plastische Verformungen der oberen Biegebewehrung am Anschnitt sowie an der unteren Querbewehrung unter den Lasten festgestellt. Der Versagensriss lief um die aufgebrachten Einzellasten herum zu den nächstgelegenen freien Rändern. Bei den Versuchen in Plattenmitte hatten die Schrägrisse in der Draufsicht einen breiten elliptischen Verlauf. An den Rändern verliefen sie näherungsweise in einem Viertelkreis um die Lasteinleitung herum. Bei dem Versuch DR1a mit vier Radlasten versagte die gevoutete Platte im dünneren Teil vor dem am Kragarmende aufgebrachten Lastpaar. Es war aber im Sägeschnitt bereits ein Schrägriss auch vor dem innenliegenden Lastpaar zu erkennen. Je weiter der Schrägriss um die Einzellasten herum wanderte, desto flacher wurde sein Winkel zur Horizontalen. Der Verlauf ähnelte dem zu erwarteten Verlauf für ein Durchstanzversagen im Bereich einer Rand- bzw. Eckstütze.

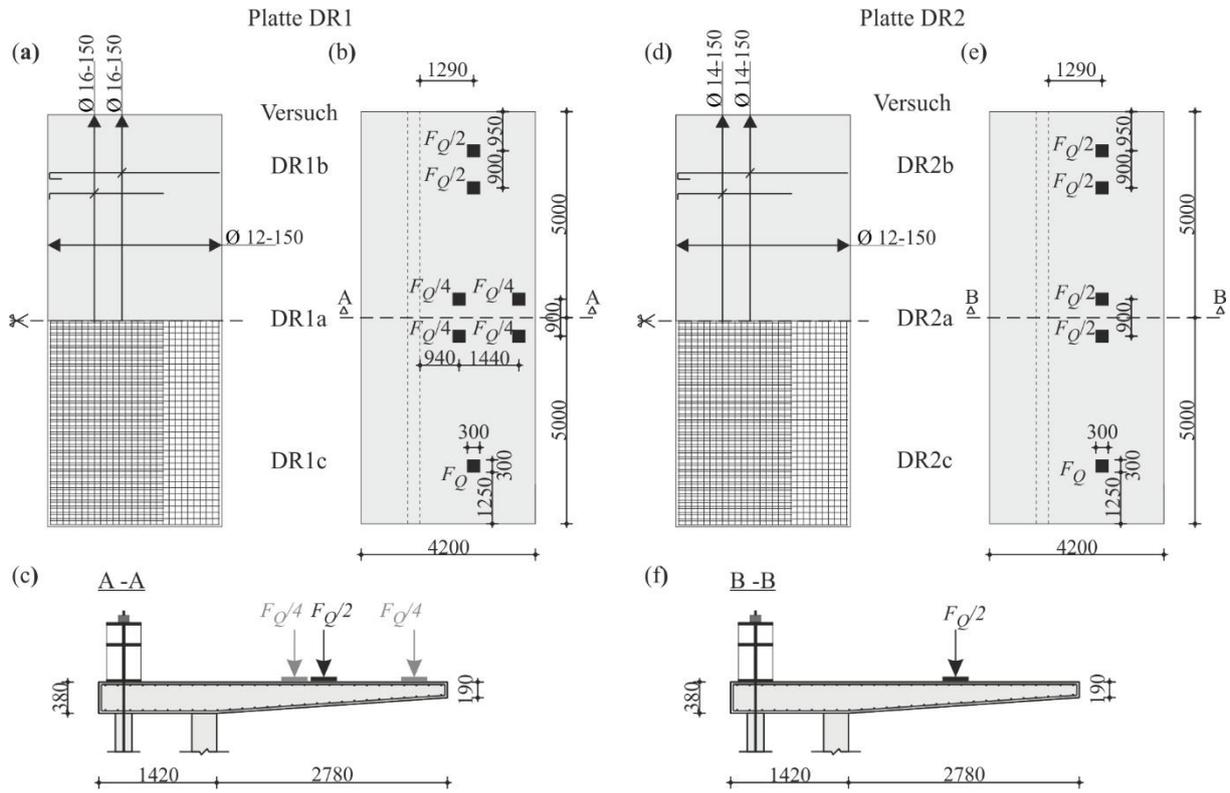


Bild 4-2: Versuche von *Muttoni & Rodriguez* aus (Muttoni & Rodriguez, 2006)

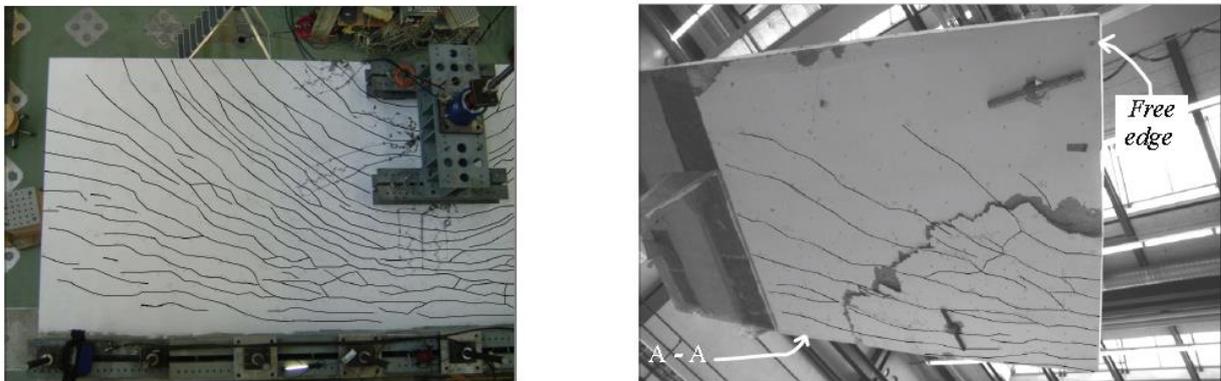


Bild 4-3: Rissbilder in der Draufsicht (links) und von unten (rechts) des Versuchs DR1-a aus (Rodriguez, 2007); Schnitt A-A gem. Bild 4-2

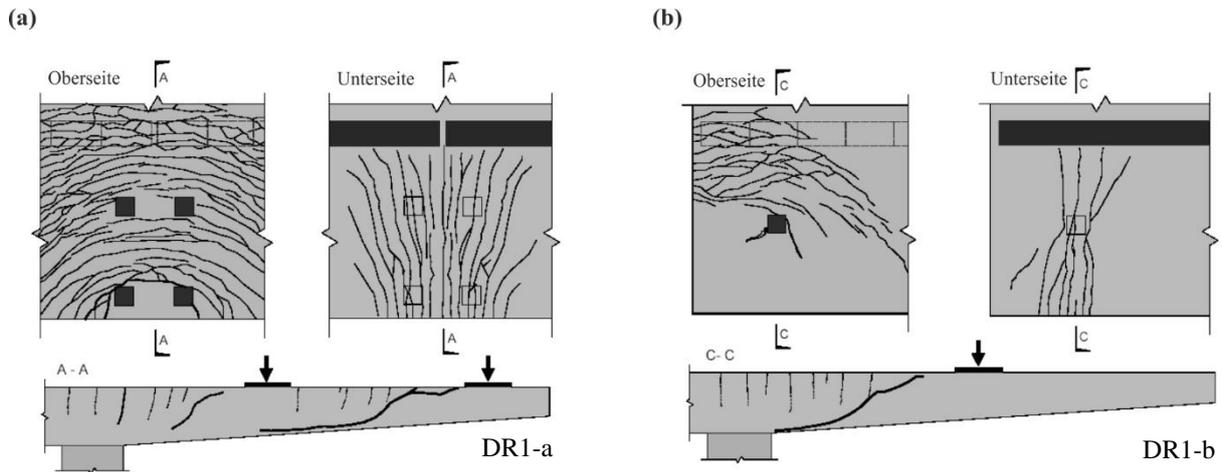


Bild 4-4: Rissbilder und Sägeschnitte der Versuche DR1-a und DR1-b aus (Rodriguez, 2007)

Die Biegerisse auf der Oberseite verliefen im Bereich der Einzellasten parallel zur Einspannung. Außerhalb des zentralen Bereichs drehte die Rissrichtung zunehmend ab und die Risse verliefen dann um die Einzellasten herum.

Auf der Unterseite bildeten sich Biegerisse in Querrichtung, also senkrecht zur Auflagerachse, die sich mit zunehmendem Abstand von der Last in Richtung Auflager auffächerten.

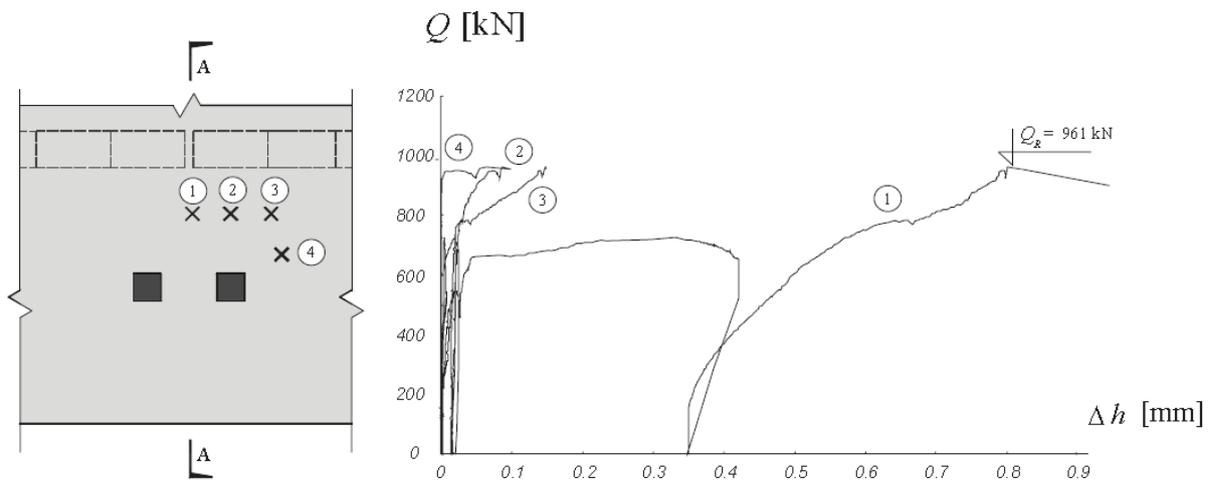


Bild 4-5: Dickenänderungen während des Versuchs DR2 a aus (Rodriguez, 2007)

Die Platten mit mittiger Laststellung, die jeweils zuerst aufgebracht wurden, versagten alle rund um die aufgebrachten Einzellasten herum. Bild 4-5 zeigt den Verlauf der Dickenänderungen bei Versuch DR2-a. Der Schrägriss bildete sich zunächst in direkter Richtung zum eingespannten Auflager aus (Messstelle 1) und verlief dann, unter weiterer Zunahme der aufgebrachten Last, weiter an der Auflagerkante entlang und bog schließlich vom Auflager in Richtung freiem Kragarmende ab. Der elliptische Verlauf war auch auf der Unterseite der Platte zu erkennen, wo der Bereich der Lasteinleitung nach unten herausgestanzt wurde. Der Riss

erreichte nicht bei allen Versuchen abschließend den freien Rand, da die Tests vorher abgebrochen wurden.

Die Versuche an der EPFL unterscheiden sich in einem wesentlichen Punkt von allen anderen hier zusammengestellten Versuchsreihen. Die Versuchskörper hatten eine sehr große Breite. Es liegt die Vermutung nah, dass das Versagen rund um die Einzellasten sich bisher nur bei dieser Versuchsreihe so offensichtlich ausbilden konnte. Unter energetischen Gesichtspunkten muss die Platte versagen, wie sie es hier getan hat. Der Verlauf des Schrägrisses um die Lasten herum erfüllt hier den unteren Grenzwert der Traglast. Ein Versagen entlang des Auflagers ist aufgrund der Abmessungen in Querrichtung zum Hauptlastabtrag unwahrscheinlich. Es bildet sich eine „Mulde“ rund um die Einzellasten aus. Die Schrägrissbildung beginnt im Bereich des direkten Lastabtrages vor der Last, wo sich die Querkräfte konzentrieren. Der Lastabtrag breitet sich anschließend mehr und mehr in die Querrichtung aus.

#### 4.2.1 Erkenntnisse

Aus den Versuchen von *Muttoni & Rodriguez* lassen sich folgende Erkenntnisse gewinnen:

1. Bei allen Versuchen kam es zu einem Versagensmechanismus, der einem Durchstanzversagen ähnelte. Ein Versagen entlang des eingespannten Auflagers trat nicht auf. Die Schrägrisse, die sich im direkten Bereich zwischen Last und Auflager bildeten, wanderten im weiteren Verlauf der Tests um die Einzellasten herum zu den nächsten freien Rändern.
2. Bei dem Versuch mit vier Radlasten versagte die Platte zuerst vor dem Lastpaar am Kragarmende. Hier liegen augenscheinlich zwei Gründe vor, die dieses begünstigen: Es handelte sich bei dem Versuchskörper um eine gevoutete Platte. Unter der Annahme, dass das Versagen lokal im Bereich der Lasteinleitung der konzentrierten Blocklasten auftrat, war das Querkraftversagen im Bereich der kleineren Plattenstärke wahrscheinlicher. Zudem war die Hauptbiegebewehrung der Kragplatten ab der Hälfte der Kraglänge gestaffelt, was ebenfalls das Versagen in diesem geringer bewehrten Bereich begünstigte.
3. Anhand der Dickenmessungen (Rodriguez et al., 2008) lässt sich erkennen, dass sich ab etwa 70 % der Versagenslast bei 660 kN ein Schrägriss ausbildet. Da noch große Laststeigerungen möglich waren, muss es zu einer Umlagerung der Kraftverteilung gekommen sein. Bei etwa 961 kN versagte die Platte.

Rodriguez leitet aus den Versuchsergebnissen folgenden Forschungsbedarf ab:

- Der Einfluss des Fließens der Längsbewehrung auf die Querkrafttragfähigkeit von Platten sollte untersucht werden.
- Der Einfluss des direkten Lastabtrags von Einzellasten nahe dem Auflager von Platten sollte untersucht werden.

### 4.3 Versuche von Rombach und Latte

An der TUHH wurden von *Rombach & Latte* (Rombach et al., 2009) insgesamt vier Platten unter Einzellasten getestet (Bild 4-6). Die Versuchskörper mit  $\pi$ -Querschnitt hatten zwei Kragarme mit 1,65 m Kraglänge, von denen einer mit und der andere ohne Querkraftbewehrung in Form von Bügeln ausgestattet waren.

Insgesamt wurden drei Teilversuche je Platte durchgeführt. Zuerst erfolgte die Belastung des Kragarms ohne Bügelbewehrung V1 bis zum Bruch durch eine Einzellast mit  $40 \times 40$  cm Aufstandsfläche und anschließend der Kragarm V2 mit Bügelbewehrung. Im Teilversuch V3 wurde das Innenfeld mit einer Stützweite von 1,82 m (VK1 und 2) bzw. 2,72 m (VK3 und 4) belastet. Die bis auf die Querkraftbewehrung identischen Kragarme der jeweiligen Versuchskörper lassen direkte Vergleiche zwischen schubbewehrten und unbewehrten Kragarmen zu.

Durch die Stege sollte eine realistische Abbildung der Steifigkeit des Anschlusspunktes Kragarm-Steg-Innenplatte erzielt werden. Die Versuchskörper unterschieden sich in den Plattendicken und der Voutung der Kragarme und Innenplatten. Das Bewehrungsnetz wurde anhand der Bemessung einer realen 2,5 m langen Kragplatte mit einer Kappe 1 nach ZTV-Ing und einer Kragarmhöhe von 30 cm am Anschnitt und 20 cm am freien Ende ermittelt und bildete damit realistische Geometrien für kurze Kragarme von Brückentragwerken ab. Da die Versuchskörper VK2 und VK3 bis auf die Ausführung mit und ohne Voute ansonsten gleiche Parameter aufwiesen, ist hier auch ein direkter Vergleich zwischen gevoutetem und nicht gevoutetem Tragwerk möglich.

Die Stege der Plattenbalken wurden in Stahlprofile U350 einbetoniert. Diese U-Profile wurden durch zwei HEB 100 quer ausgesteift und lagen auf den Querträgern des Versuchsrahmens auf. Dies führte jedoch dazu, dass sich bei Belastung der Innenplatte die Stege nicht frei verschieben konnten. Um Ausbaulasten wie z.B. die Kappen und gleichmäßig verteilte Lasten zu simulieren, wurden die Kragarmenden der Versuchskörper VK1, VK2 und VK3 über ein Stahlprofil HEB 300 zusätzlich durch eine Linienlast über die gesamte Plattenbreite belastet. Diese Linienlast wurde als Vorlast kraftgesteuert, mit eigenem Regelkreis aufgebracht, so dass zu jedem Zeitpunkt des Versuches die gleiche Kraft eingetragen wurde.

Die Vorlast war von der Querschnittshöhe abhängig und gerade so groß, dass am Anschnitt das Rissmoment  $M_{cr}$  erreicht wurde. Im Falle des Versuchskörpers VK4 wurde auf die Linienlast verzichtet, da aufgrund der größeren Schubschlankheit die Gefahr eines Biegeversagens des Kragarms ohne Schubbewehrung als zu groß eingeschätzt wurde.

Während der Versuchsdurchführung wurden die Verformungen, die Plattendicke sowie die Stahl- und Betondehnungen gemessen.

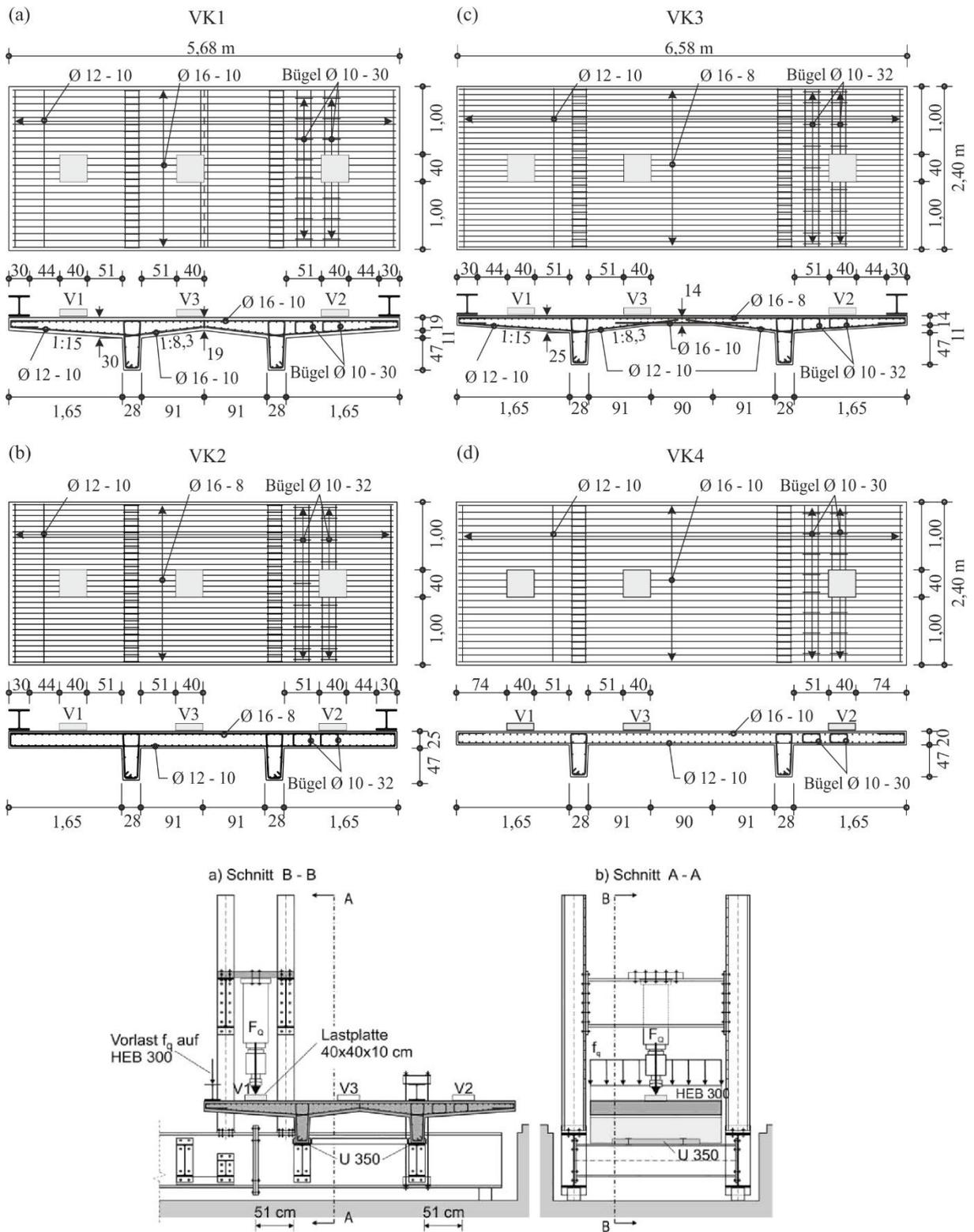


Bild 4-6: Darstellung der Versuchskörper, der Bewehrungsanordnung und des Versuchsaufbaus von *Rombach & Latte* (Rombach et al., 2009)

### 4.3.1 Kragarme

Die Teilversuche V1, also Versuche an Kragarmen ohne Schubbewehrung, führten alle zu einem schlagartigen Querkraftversagen. Es zeigten sich nur geringe Verformungen am Kragarm und feine gleichmäßig verteilte Risse. Es wurde zu keinem Zeitpunkt ein Fließen der Bewehrung beobachtet. Bei Erreichen der Bruchlast traten Schrägrisse mit sich anschließenden Dübelrissen entlang der oberen und auch unteren Längsbewehrung im Bereich des Anschnittes auf (Bild 4-7 und Bild 4-8). Der entstandene Schrägriss trennte die Biegedruckzone auf gesamter Länge an der Kante, am Anschnitt zum Steg durch. Auffällig ist weiterhin, dass sich der Schrägriss bei den nicht gevouteten Platten etwa bis zur Mitte der Lasteinleitungsplatte an der Oberseite erstreckte, wohingegen bei den gevouteten Kragarmen der Schrägriss bis hinter die Lasteinleitungsplatte verlief.

Die Kragarme mit Schubbewehrung (Teilversuch V2) zeigten ein Biegeversagen, das sich durch ein ausgeprägtes Fließplateau infolge der plastischen Dehnung der Bewehrung auszeichnete. Dazu kam es zu großen Verformungen und weit geöffneten Rissen am Anschnitt.

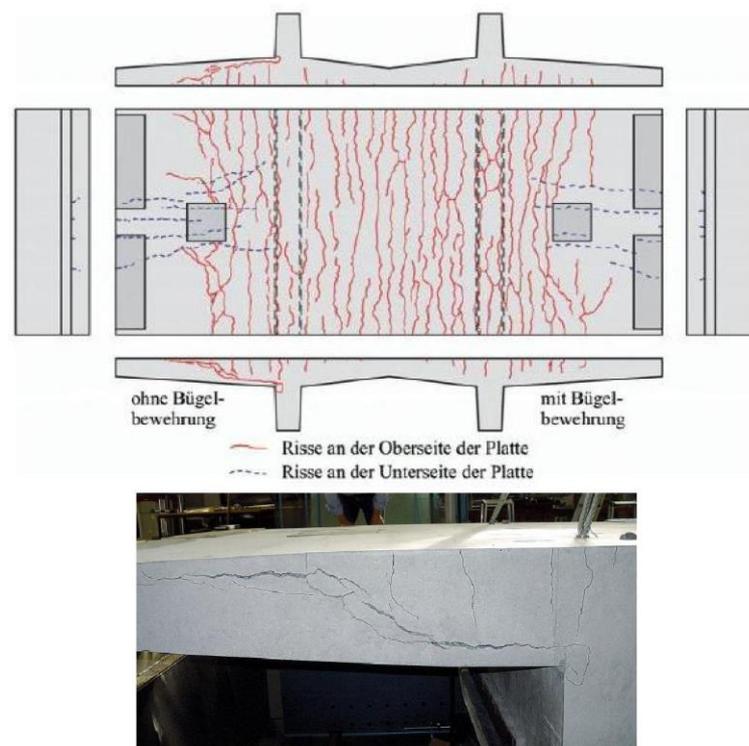


Bild 4-7: Rissbild nach beiden Kragarmversuchen oben) VK1 unten) VK1-V1 (Rombach et al., 2009)

Bei den Stahldehnungen der gemessenen Längsbewehrung zeigten sich keine signifikanten Unterschiede über die Plattenbreite, was auf eine gleichmäßige Verteilung des Biegemomentes über die gesamte Plattenbreite schließen ließ (Bild 4-9b). Die gemessenen Betondehnungen zeigten, dass es vor Erreichen der Höchstlast zu größeren Werten am Kragarmanschnitt im

zentralen Bereich der Lasteinleitung kam, was auf die Entstehung eines Schubrisse im mittleren Plattenbereich hindeutete. Dies gilt jedoch nur für die Versuche ohne Querkraftbewehrung V1.

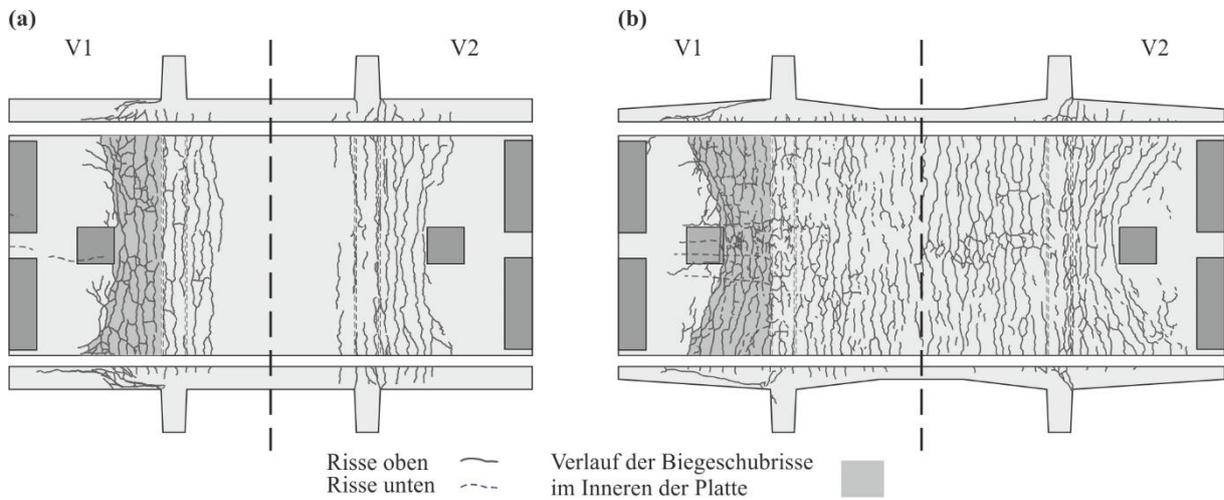


Bild 4-8: Rissbilder der Versuchskörper a) VK2 b) VK3 (Latte 2009)

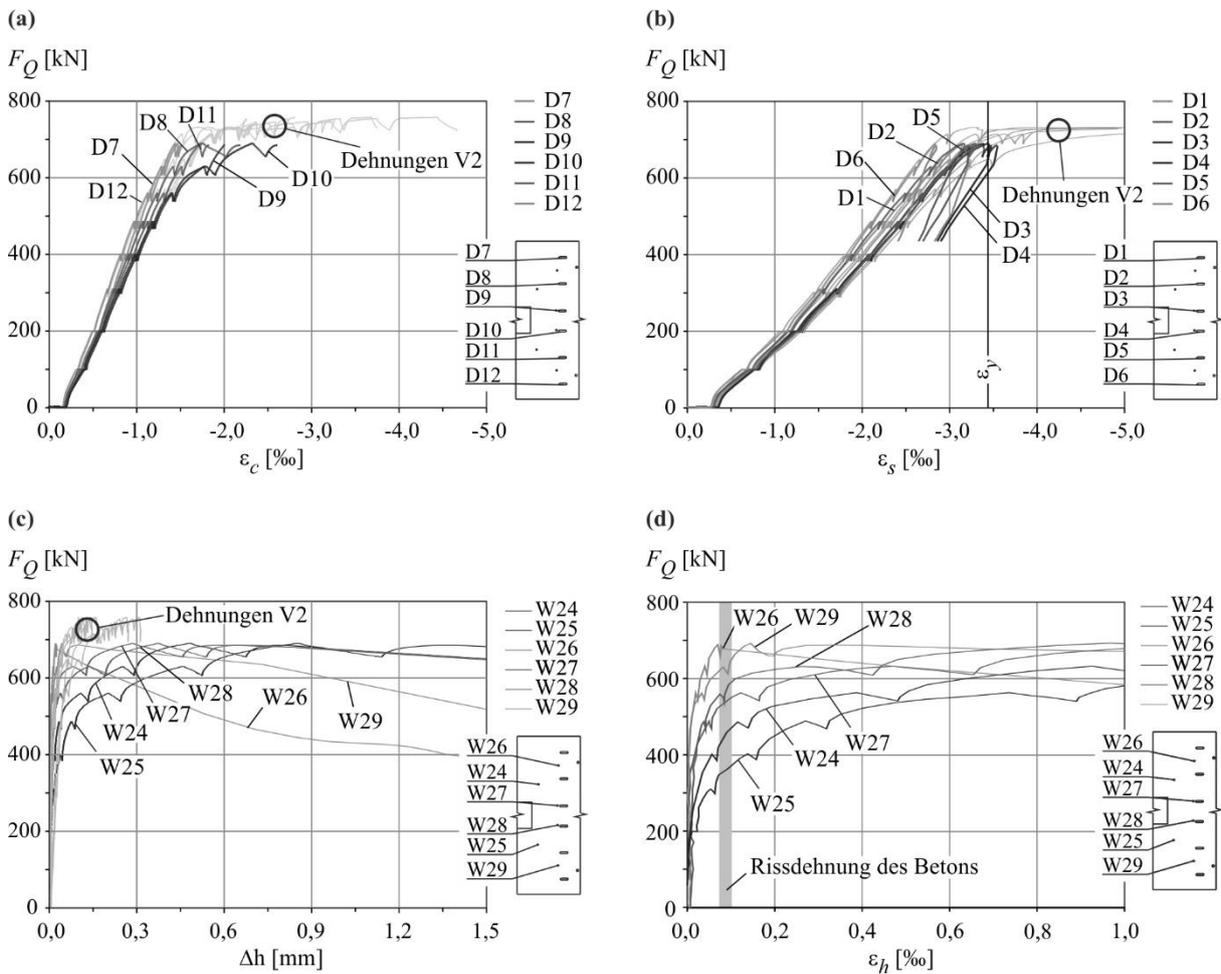


Bild 4-9: Versuchsergebnisse von VK1 a) Betondehnungen von V1 b); Stahldehnungen V2); c) Dickenänderungen V2; d) Dickenänderungen V1 (Latte 2009)

Es muss eine Lastumlagerung stattgefunden haben, da nach Ausbildung eines Schrägrisses im Platteninneren eine weitere Laststeigerung bis zum letztendlichen Versagen möglich war. Für die nicht bügelbewehrten Bauteile begannen die Dickenänderungen bei etwa 300 – 400 kN im mittleren Bereich der Platte in Höhe der Lasteinleitung (Bild 4-9d).

Bei den Versuchen mit Querkraftbewehrung V2 zeigten die gemessenen Dickenänderungen, dass die Schubbewehrung zu einer „Verklammerung“ der Rissufer führte, wodurch sich erst sehr spät merkliche Dickenzunahmen einstellten.

Beim Querkraftnachweis von Bauteilen mit geneigtem Druckgurt kann der günstige Einfluss einer Querkraftkomponente  $V_{ccd}$  in der Druckzone berücksichtigt werden. Die Auswertung der Ergebnisse der Versuchskörper VK2 und VK3 mit gleicher Plattenstärke am Anschnitt zeigte, dass die Traglast des gevouteten Kragarms VK3 nicht höher lag als bei VK2 ohne Voute. Eine traglaststeigernde Wirkung der Voute konnte demnach nicht nachgewiesen werden.

### 4.3.2 Innenfelder

Die Innenfelder der Versuchskörper VK1 und VK2 konnten nicht bis zum Bruch gefahren werden, da das ganze System aufgrund der geringen Stützweite äußerst steif und tragfähig war. Die Innenfelder wurden durch die Fußpunktabsteifung der Stege verstärkt, die eine Rotation der Stege behinderte und so zu einer Vergrößerung der Randeinspannung der Innenfelder führte. Es ist davon auszugehen, dass sich durch den horizontalen Zwang ein stabiler Druckbogen einstellen konnte. Die beiden anderen Versuchskörper VK3 und 4 konnten aufgrund der geringeren Querschnittshöhe und der größeren Stützweite bis zum Bruch belastet werden. Bei beiden kam es zu einem Querkraftversagen, wobei sich im Verlauf der Kraftaufbringung nur geringe Rissöffnungen an der Oberseite am Anschnitt und an der Unterseite im Bereich der Krafteinleitung zeigten. Während beim Bruch des Versuchskörpers VK4 der Schrägriss direkt seitlich nach außen durchschlug, mussten für VK3 noch weitere Wegstufen aufgebracht werden, bis der Schrägriss auf beiden Seiten klar zu erkennen war. Es ist davon auszugehen, dass die Vorversuche auf den beiden Kragarmen das Rissbild sowie den Versagensmechanismus der Innenplatte beeinflusst haben. Die Lasten konnten sich aufgrund der auflagerparallelen Rissbildung über die gesamte Breite der Versuchskörper ausbreiten.

### 4.3.3 Erkenntnisse:

1. Der Schrägriss bildet sich vor dem Versagen in der Platte aus. Anschließend ist eine weitere Laststeigerung möglich.
2. Die Voutung der Kragplatten führt nicht zu einer Tragfähigkeitserhöhung gegenüber einer Platte mit konstanter Dicke.
3. Die Tragfähigkeit der Platten lag weit über den Erwartungen, was auf verschiedene Einflüsse zurückgeführt wird, die bei der rechnerischen Tragfähigkeit vernachlässigt werden, (Rombach et al., 2009):

- Lastausbreitung der konzentrierten Lasten in der Platte
- Einfluss der Momenten-Querkraftinteraktion
- Einfluss des direkten Abtrags über Druckstreben der konzentrierten Lasten zum Auflager
- Einfluss der kreuzweise verlegten Bewehrung bei Platten

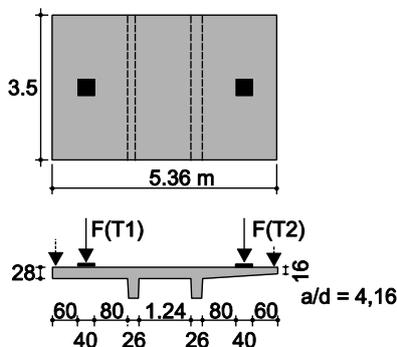
Latte leitet aus den Versuchsergebnissen folgenden Forschungsbedarf und Empfehlungen ab (Latte, 2011):

- Welches ist die maßgebende Laststellung der Einzellast? – Im Nachweisformat fehlt ein Bezug auf die Momenten-Querkraftinteraktion.
- Empfehlung, die Querkraftbemessung auf ein Modell umzustellen, dass die Beanspruchung des Querschnitts im kritischen Bereich berücksichtigt.
- Es sind mehr Versuche zum Einfluss der geneigten Druckstrebe aus der Biegebeanspruchung  $V_{ced}$  erforderlich.

#### 4.4 Versuche von Reißen und Hegger

An der RWTH Aachen wurden insgesamt 17 Plattenversuche an zwei unterschiedlichen statischen Systemen durchgeführt (Hegger & Reißen, 2013).

**Kragplatten Reißen/Hegger (2013)**



**Einfeldplatten Reißen/Hegger (2013)**

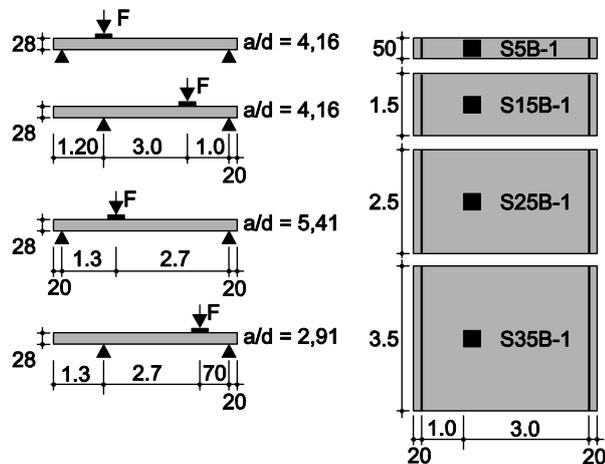


Bild 4-10: Statische Systeme und Abmessungen der Platten der Versuchsreihen an der RWTH Aachen

Es wurden Versuche an Einfeldplatten mit beidseitig gelenkigen Auflagern und an zweistufigen Platten durchgeführt, welche einen gevouteten und einen Kragarm konstanter Höhe aufwiesen (Bild 4.10).

Um die Ergebnisse beider Tragsysteme vergleichbar zu machen, wiesen die Platten gleiche Querschnittshöhen und Bewehrungskonzepte auf. Während der Versuche wurden Durchbiegungen, Dickenänderungen, Rissweiten, Beton- und Betonstahldehnungen aufgezeichnet. Zur näheren Analyse des Versagensmechanismus wurden Sägeschnitte angefertigt, mit denen 3D-Rissbilder erzeugt werden konnten.

#### 4.4.1 Einfeldplattenversuche

Bei dem Versuchsaufbau der Einfeldplatten handelt es sich um Dreipunktquerkraftversuche. Zunächst wurde durch Variation der Plattenbreite der Übergang zwischen Balken- und Plattentragwirkung untersucht, wobei die Breite der untersuchten Platten von 0,5 m bis 3,5 m variiert wurde. Daraus sollte unter anderem auf die mitwirkende Breite für den Querkraftabtrag rückgeschlossen werden. In weiteren Versuchen wurde durch Variation der Schubslankheit der Einfluss der Laststellung der Einzellasten auf die Querkrafttragfähigkeit untersucht. Der Aufbau der jeweiligen Teilversuche erfolgte entsprechend Bild 4-10.

Die Belastung erfolgte über eine Lasteinleitungsplatte mit den Abmessungen  $40 \times 40 \times 12$  cm in Anlehnung an die Aufstandsfläche der Radlasten nach DIN EN 1991-2. Unterhalb der Stahlplatte befand sich eine Filzschicht zum Ausgleich von Unebenheiten.

Die Einfeldplatten wurden ohne Querkraftbewehrung ausgeführt. In den Randbereichen und in der Mitte des Plattenkörpers wurden Stecker  $\text{Ø}12$  vorgesehen, die zur Lagesicherung der Bewehrung und zur Stabilität des Bewehrungskorbes dienten. Als Hauptbiegebewehrung wurde hochfester Stahl ST900/1100  $\text{Ø} 15/7,5$  verwendet. Hierdurch sollte ein vorzeitiges Fließen, bzw. Versagen aufgrund der Biegebeanspruchung bei moderaten Bewehrungsgraden verhindert werden. Die höherfesten Stähle waren mit Gewinderippen versehen, die einen ähnlichen Verbund zum Beton herstellen sollten wie üblicher gerippter Bewehrungsstahl. Die Verankerung der Zugbewehrung im Auflagerbereich erfolgte über aufgeschraubte Muttern und Stecker  $\text{Ø}8$ . Die obere Längsbewehrung bestand aus  $\text{Ø}10/15$ . Als Querbewehrung waren  $\text{Ø}12/10$  oben und unten vorgesehen.

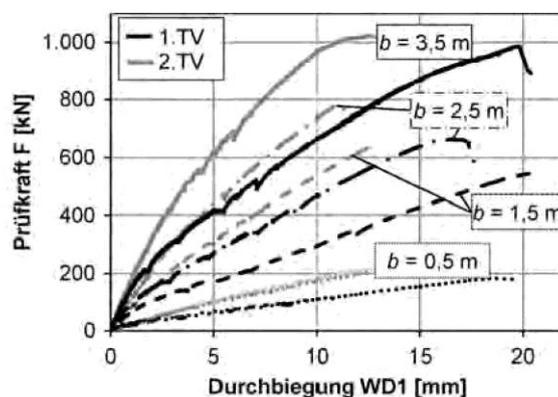


Bild 4-11: Last-Verformungsdiagramm der Messstelle WD1 unterhalb der Lasteinleitung für die verschiedenen Versuchskörperbreiten ( $a/d = 4,16$  bzw.  $a_{v,Lager}/d = 3,32$ ) (Hegger & Reiben, 2013).

Die Biegerisse der schmaleren Platten verliefen hauptsächlich parallel zur Auflagerachse. Bei den breiteren Platten bildeten sich zunächst auch auflagerparallele Risse auf Höhe der Lasteinleitung, die sich jedoch in Richtung der Lasteinleitung zunehmend in elliptische Bögen veränderten. Dies deutet auf eine ungleichmäßige Beanspruchung und auf einen zwei-axialen Lastabtrag der Platten mit größeren Breiten hin. Auf der Unterseite traten Risse in Plattenlängsrichtung auf, die auf eine Biegebeanspruchung senkrecht zum Hauptlastabtrag hindeuteten.

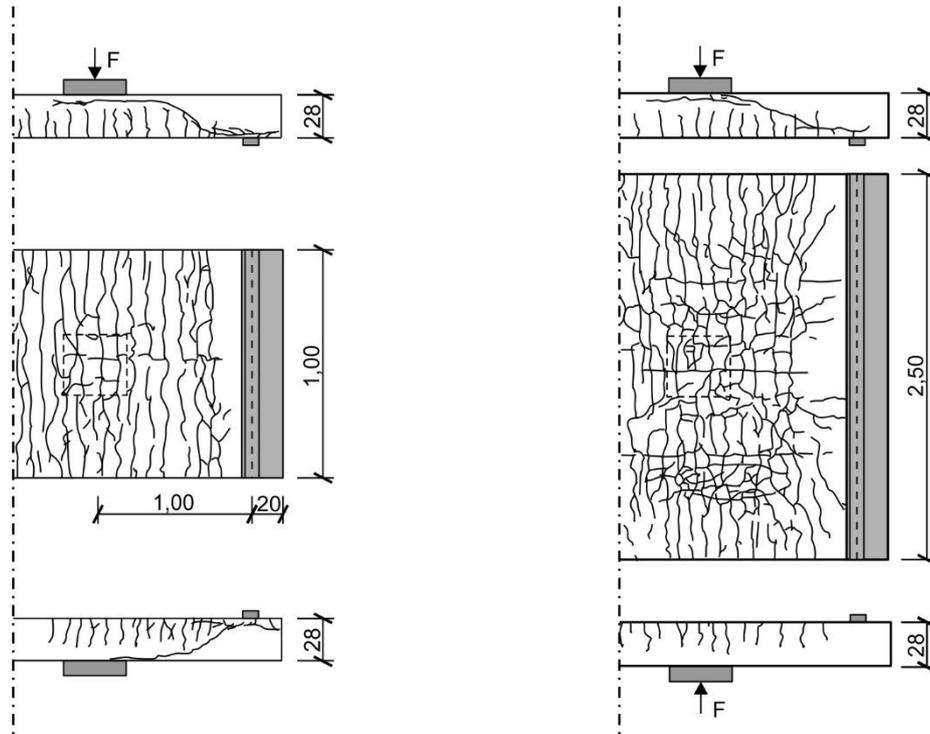


Bild 4-12: Rissbilder der Teilversuche S15B-2 (links) und S25B-2 (rechts): Seitenansichten und Ansicht von unten (Hegger & Reißer, 2013)

Beim schlagartigen Querkraftversagen der schmaleren Platten  $b \leq 1,5$  m schlug der Schrägriss bis zu den seitlichen Rändern durch. Anders bei den breiteren Platten. Die Schrägrisse an den Außenseiten zeigten sich noch nicht bei Erreichen der Höchstlast, sondern erst nach weiterer Wegsteigerung. Bei den Platten mit  $b = 3,5$  m bildete sich ein Bruchkegel wie bei einem Durchstanzversagen im Bereich der Lasteinleitung aus. Dieses lässt sich deutlich in 3D-Sägeschnitten erkennen. Der Schrägriss bildete sich hier auch in Querrichtung aus und verlief um die Lasteinleitung herum (vgl. Bild 4-13).

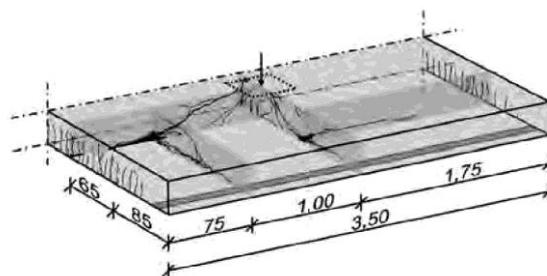


Bild 4-13: 3D-Sägeschnitt S35C-2 (Hegger & Reißer, 2013)

Anhand des Verformungsverhaltens lässt sich ableiten, dass sich bei den balkenähnlichen Platten mit  $b < 1,5$  m eine nahezu lineare Last-Verformungskurve bis zum spröden Versagen der Plattenstreifen zeigte. Mit zunehmender Breite der Platten verhielt sich die Durchbiegung bei Kraftsteigerung überproportional. Dies weist auf den zweidimensionalen Lastabtrag und eine Lastumlagerung über die Breite der Plattenstreifen hin.

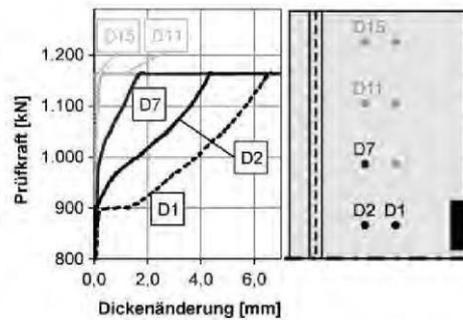


Bild 4-14: Prüfkraft in Abhängigkeit der Dickenänderung für unterschiedliche Messstellen des Teilversuchs S35C-1 (Hegger & Reiß, 2013)

Anhand der Dickenmessungen konnten Rückschlüsse auf den zeitlichen und räumlichen Verlauf der Schrägrisse getroffen werden. Die maximalen Änderungen traten immer im Bereich vor der Lasteinleitung auf. Bei den schmalen Plattenstreifen waren bei Erreichen der Höchstlast nur kleine Dickenänderungen von etwa 0,3 mm im Bereich vor der Lastplatte messbar. Anschließend kam es zu einem schlagartigen Versagen über die gesamte Plattenbreite. Bei den breiteren Platten wurden Änderungen von 1 bis 6 mm bei Maximallast vor der Lasteinleitungsplatte gemessen. Hier konnten sich die Kräfte anscheinend nach dem Entstehen des Schrägrisses im Bereich der Lasteinleitung umlagern. Die Kraft konnte trotz Riss im Platteninneren weiter gesteigert werden. Bild 4-14 zeigt die Dickenänderungen der Platte S35C-1 an verschiedenen Messpunkten. Bei einer Einzellast von 900 bis 1000 kN traten Dickenänderungen zunächst im zentralen Bereich (D1, D2) der Platte auf. Erst nach weiterer Laststeigerung nahm die Plattendicke auch an den weiter entfernten Messstellen zu.

Bild 4-15 zeigt die Dickenänderungen bei Höchstlast des Versuchs S35C-1. Der Schrägriss hatte sich zu diesem Zeitpunkt im Bereich der Lasteinleitung schon mehrere Millimeter geöffnet.

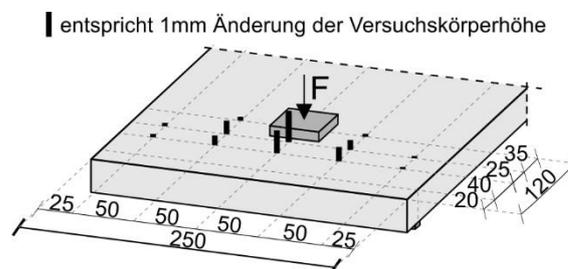


Bild 4-15: Dickenänderungen unterschiedlicher Messstellen bei Erreichen der Höchstlast des Teilversuchs S35C-1 (Hegger & Reiß, 2013)

Die Versuche zum Einfluss der Schubslankheit auf die Querkrafttragfähigkeit wurden an 3,5 m breiten Platten durchgeführt. Die Schubslankheit wurde auf den Abstand  $a$  der Auflagervorderkante zum Zentrum der Lastplatte bezogen. Es ergaben sich Verhältnisse von  $a/d = 5,41$  bzw.  $a/d = 2,91$ . Unter Berücksichtigung der Abmessungen der Lastplatten und einer Schubslankheit bezogen auf den Abstand  $a_v$  von Vorderkante des Auflagers zur Vorderkante der Lastplatte ergeben sich Verhältnisse von  $a_v/d = 4,58$  bzw.  $a_v/d = 2,08$ . Aus den Versuchsergebnissen konnte kein direkter Einfluss der Schubslankheit auf die Tragfähigkeit abgeleitet werden, da die Versuche trotz Variation der Laststellung annähernd gleiche Traglasten aufwiesen.

#### 4.4.2 Erkenntnisse Einfeldplatten

1. Aus den Versuchsergebnissen konnte kein direkter Einfluss der Schubslankheit auf die Tragfähigkeit abgeleitet werden. Es wurden Schubslankheiten von  $a_v/d = 4,58$  bis 2,08 getestet. Die Ergebnisse deuten darauf hin, dass die Querkrafttragfähigkeit der Platten unabhängig von der Laststellung ist.
2. Auf Basis der rechnerischen Querkrafttragfähigkeit nach EC2 wird auf die mitwirkende Breite der Platten unter Einzellasten geschlossen. Die rechnerische Tragfähigkeit wird als gegebene Obergrenze angesetzt, und die Beanspruchung anhand dieser Obergrenze zurückgerechnet.
3. Bei den Versuchen an den breiten Versuchskörpern zeigt sich ein Versagensbild, das auf ein Durchstanzen der Einzellasten im Bereich der Lasteinleitung hindeutet. Das Tragverhalten der Plattenstreifen wird mit zunehmender Plattenbreite mehrachsig, was sich aus den Rissbildern ableiten lässt.

#### 4.4.3 Kragplattenversuche

Ziel der Kragplattenversuche war es, herauszufinden, ob eine Reduzierung der einwirkenden Querkraft um den Vertikalanteil der geneigten Biegedruckstrebe  $V_{\text{ced}}$  bei gevouteten Platten unter Einzellasten gerechtfertigt ist. Zusätzlich wurde der Einfluss einer linienförmigen Vorlast am Kragarmende untersucht, welche das einwirkende Moment und damit auch den reduzierenden Biegedruckstrebenanteil erhöhen sollte (vgl. Bild 4-10).

Die Linienlast wurde vor Aufbringung der Einzellast mittels zweier Pressen kraftgesteuert über einen Stahlträger am Kragarmende aufgebracht. Die Abmessungen der Stahlplatte zur Einleitung der Einzellast betragen  $40 \times 40$  cm. Die Bewehrung war analog zu den Einfeldplatten.

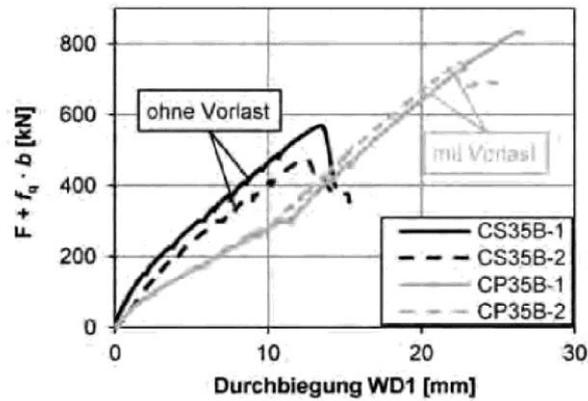


Bild 4-16: Kraft-Verformungsdiagramm aus (Reißen & Hegger, 2013b)

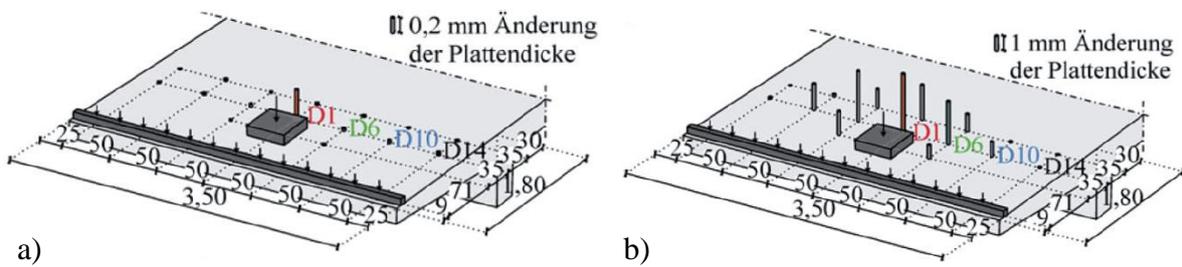


Bild 4-17: Dickenänderungen unterschiedlicher Messstellen bei einer Gesamtlast  $F + f_q \cdot b = 748 \text{ kN}$  (a), nach Überschreiten der Höchstlast (b) (Hegger & Reißen, 2013)

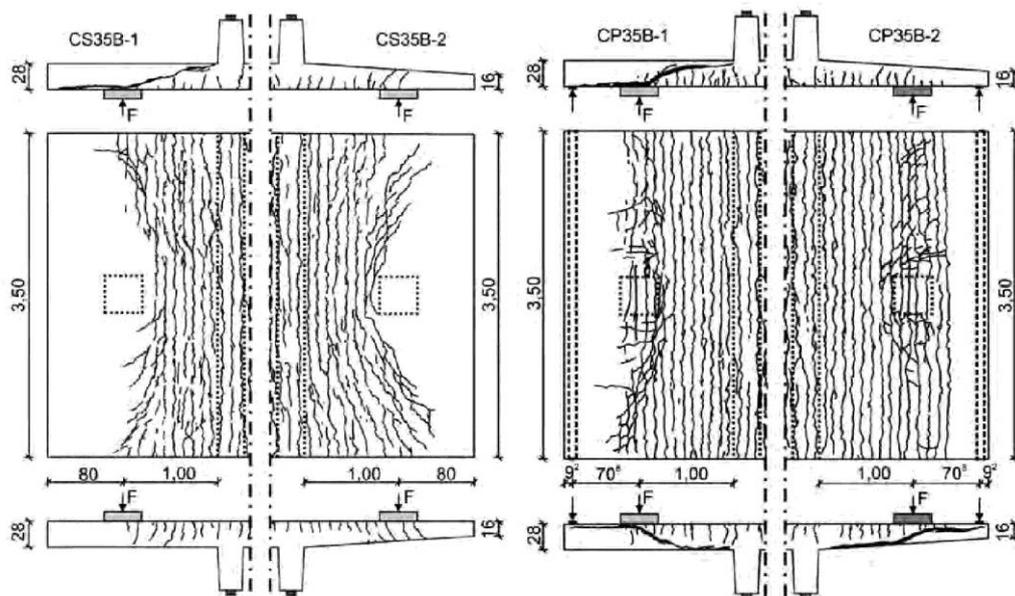


Bild 4-18: Rissbilder an der Oberseite nach Erreichen der Höchstlast aus (Reißen & Hegger, 2013b)

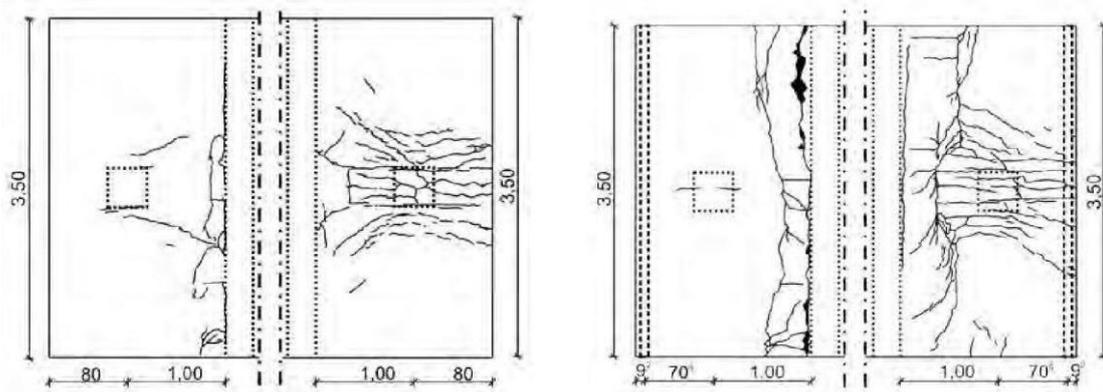


Bild 4-19: Rissbilder an der Unterseite nach Versagen aus (Reißen & Hegger, 2013b)

Durch die gleichmäßige Linienlast der Versuchskörper CP35B bildete sich ein Rissbild mit parallel zum Auflager verlaufenden Biegerissen bis über die Lasteinleitung der Einzellasten hinaus. Bei den gevouteten Kragarmen war der gerissene Bereich auf Ober- und Unterseite größer (Bild 4-18 und Bild 4.19). Es zeigten sich hier verzweigte, in Richtung Auflager aufächernde Risse in Querrichtung.

Bei den Versuchskörpern ohne Linienlast bildeten sich um die Lasteinleitung der Einzellast eindrehenden Biegerisse auf der Oberseite.

Beim Versuch CP35B-1 zeigte sich ein sprödes Versagen, das sich durch einen über die gesamte Länge des Versuchskörpers ausgebildeten Schrägriss bei Erreichen der Höchstlast bemerkbar machte (Bild 4-18 rechts). Bei den anderen Versuchen war bei Höchstlast der Schrägriss an den Außenseiten des Versuchskörpers noch nicht sichtbar. Unter Aufbringung weiterer Wegstufen konnte zum Teil das Durchschlagen eines Schrägrisses zur Außenseite erzwungen werden. Bei Versuch CS35B-2 trat kein Schrägriss an den Seitenflächen zu Tage.

Anders als nach dem Normansatz für  $V_{cd}$  zu erwarten, zeigten die Platten ohne Voute eine etwa 20 % größere Tragfähigkeit als die Platten mit Voute.

Die Versuche mit linienförmiger Vorlast lieferten in der Summe der Lasten eine größere Tragfähigkeit als die Versuche ohne Vorbelastung. Die maximalen Einzellasten waren aber für beide Systeme annähernd gleich (Abweichung kleiner 6 %), mit leicht höherem Tragvermögen der Versuche ohne Linienlast.

Die Messungen der Plattendicke lassen erkennen (Bild 4-17), dass sich der Schrägriss im Platteninneren ausbildete, bevor die Traglast der Versuchskörper erreicht wurde. Es lässt sich weiterhin ableiten, dass sich der Schrägriss bei den Platten mit Voute weiter in den Bereich der Lasteinleitung verschiebt, wo die Plattendicke geringer ist. Die maximalen Dickenänderungen wurden an den Messstellen im Bereich der Lasteinleitung gemessen. Während die maximalen Änderungen bei den gevouteten Kragarmen im lastnahen Schnitt (65 cm vom Auflageranschnitt) zu erkennen waren, traten die maximalen Änderungen bei den nicht gevouteten Kragarmen näher am Auflager (30 cm vom Anschnitt) auf.

#### 4.4.4 Erkenntnisse Kragplatten

1. Der Ort des Versagens befindet sich im Bereich der Lasteinleitung direkt vor der Lastplatte.
2. Der Schrägriss wandert bei gevouteten Bauteilen in Richtung dünnerer Plattenteile.
3. Die Tragfähigkeit der Versuche ohne Voute lag etwa 20 % höher als die Tragfähigkeit der Versuche mit Voute. Die statische Nutzhöhe  $d$  der Versuchskörper im Bereich der Lasteinleitung lag bei 24,05 cm ohne Voute und  $24 - ((28-16)/1,8 \cdot 1,0) = 17,33$  cm mit Voute. Das Verhältnis der rechnerischen Tragfähigkeit im Zentrum der Blocklast ermittelt sich zu:

$$\begin{aligned}
 V_{Rd,c} &= C_{Rd,c} \cdot k \cdot (\rho_l \cdot 100 \cdot f_{ck})^{1/3} \cdot d \\
 V_{Rd,c} / V_{Rd,c,Voute} &= \{k \cdot (\rho_l \cdot 100 \cdot f_{ck})^{1/3} \cdot d\} / \{k \cdot (\rho_l \cdot 100 \cdot f_{ck})^{1/3} \cdot d\} \\
 &= \{1,912 \cdot (0,98 \cdot 33)^{1/3} \cdot 240,5\} / \{2,0 \cdot (1,35 \cdot 34,4)^{1/3} \cdot 173,3\} \\
 &= 1465/1246 = 1,18 \approx +18 \%
 \end{aligned}$$

Die Unterschiede der Tragfähigkeiten können somit aus den geometrischen Randbedingungen im Bereich der Lasteinleitung erklärt werden.

4. Eine linienförmige Vorlast am Kragarmende führte zu einem gradlinigerem Rissbild auf der Plattenoberseite. Die gerissenen Bereiche breiteten sich weiter in Richtung Kragarmende aus. Das Eindrehen der Biegerisse um die Lasteinleitung der Einzellasten war weniger ausgeprägt. Die zusätzliche Linienlast beeinflusste die Tragfähigkeit der Platte hinsichtlich der Traglast der Einzellasten unwesentlich. Wie unter Pkt. 1) beschrieben, lag der Versagensort im Bereich der Lasteinleitung der Einzellast. Das lokale Versagen wurde durch die zusätzliche Linienlast demnach kaum beeinflusst. In Summe trugen die Platten mit Vorlast mehr ab, wobei die Linienlast einfach zusätzlich abgetragen werden konnte.

#### 4.5 Versuche von Lantsoght und Walraven

An der TU Delft wurden Versuche an einachsigen gespannten Platten bzw. Plattenstreifen ohne Querkraftbewehrung durchgeführt (Lantsoght, 2013a). Bei den Versuchen sollte die Querkrafttragfähigkeit von Platten unter Einzellasten nah am Auflager untersucht werden. Es wurden zwei Schubschlankheiten  $a/d = 2,26$  und  $a/d = 1,51$  betrachtet. Der Wert  $a$  ist auf den Abstand der Auflagerachse zum Lastzentrum bezogen. Eine einseitige Einspannung erzeugte ein Mittenauflager wie bei einem Durchlaufsystem. Bild 4-20 zeigt den exemplarischen Versuchsaufbau.

Die Versuche umfassten insgesamt 26 Einfeldplatten mit einer Breite von 2,5 m und 12 Plattenstreifen mit Breiten von 0,5 m bis 2,0 m, wobei die folgenden Parameter variiert wurden:

- Schubschlankheit  $a/d$ , (mit  $a$  = Abstand Auflagerachse zu Mitte Lastplatte)
- Querbewehrung  $\rho_t$
- Betondruckfestigkeit  $f_c'$

- Lastposition  $P_{os}$  in Mittelachse  $M$  oder am Rand  $R$
- Größe der Lastplatte  $L_P$  (200×200 mm oder 300×300 mm)
- Plattenbreite  $b$
- Auflagerbedingungen, Gelenkig ( $SS$  - simple support) oder Eingespannt ( $CS$  – clamped support)
- Einfluss einer zusätzlichen auflagerparallelen Linienlast  $LL$  auf der Platte
- Lagerungsbedingung  $Sup.$ , Linienlagerung oder Einzellager mit 3 oder 7 Punktlagern; Starre oder elastische Lagerung der Einzellager
- Ungeschädigte Platte ( $u$  – uncracked) oder vorgeschädigt ( $c$  – cracked)

**Lantsoght/Walraven (2011)**

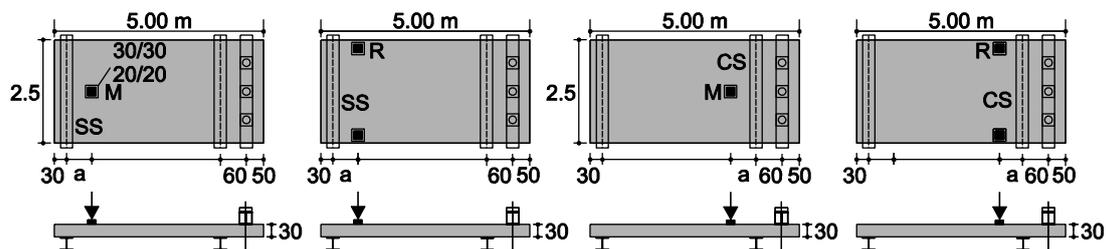


Bild 4-20: Versuchsaufbau in der Draufsicht (Lantsoght, 2013a)

Es wurden jeweils bis zu sechs Teilversuche  $TV$ , wie in Bild 4-20 dargestellt, mit unterschiedlichen Laststellungen je Platte durchgeführt. Letztendlich ergeben sich dadurch über 100 Versuche. Die Reihenfolge der Lastaufbringung änderte sich von Platte zu Platte. Es ist festzustellen, dass sich die Teilversuche je nach gewählter Reihenfolge gegenseitig beeinflussten. Wenn beispielsweise die Randstellungen  $R$  auf den 2,5 m breiten Platten vor der Laststellung in der Mittelachse  $M$  untersucht wurden, ermittelte man in der Regel kleinere Traglasten für die mittlere Laststellung. Über die gesamte Versuchsreihe ergibt sich im Mittel eine 20%-ige Abminderung der Traglasten bei Vorschädigung. Berücksichtigt man nur die Ergebnisse an ungeschädigten Platten, bleiben 57 Versuchsergebnisse übrig, bei denen die oben genannten Parameter ohne Einfluss der Vorschädigung variiert werden konnten.

Bei der Variation der Schubslankheit zeigte sich, dass mit kleiner werdender Schubslankheit größere Lasten abgetragen werden konnten (Bild 4-21).

*Lantsoght* stellte in Frage, ob die Erhöhung der Tragfähigkeit nach EC2 ( $\beta$ -Faktor) bei Platten gerechtfertigt ist. Der direkte Vergleich der Traglasten liefert einen geringeren Einfluss der direkten Abstützung, was über eine fächerförmige Lastausbreitung der Einzellasten und die damit verbundene Verlängerung der Druckstreben erklärt wurde. Die mittlere Schubslankheit steigt wegen dieser Lastausbreitung bei Platten gegenüber Balkentragwerken an.

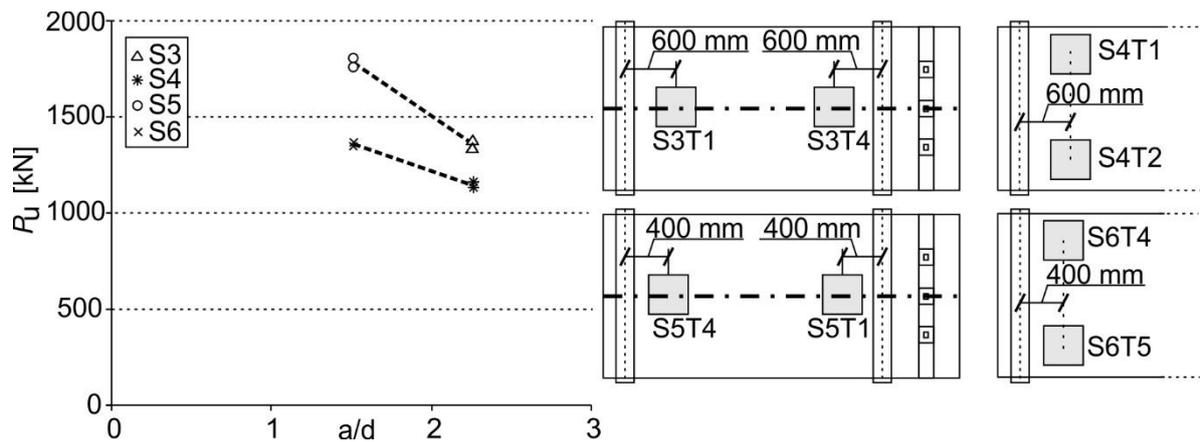


Bild 4-21: a) Bruchlasten bei Variation der Schubslankheit  $a/d$  und b) Darstellung der zugehörigen Lastanordnung (Lantsoght, 2013a)

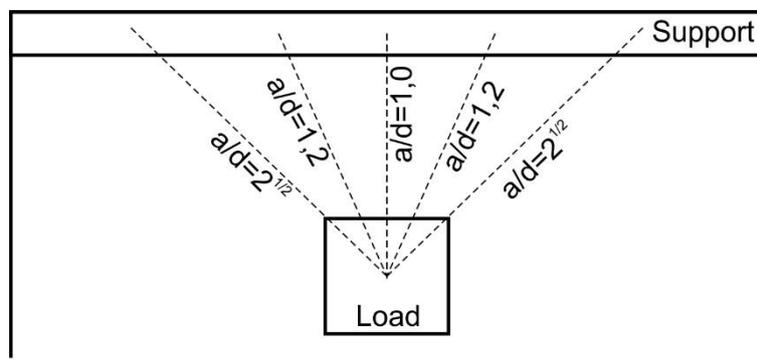


Bild 4-22: Verlängerte Druckstreben bei Platten (Lantsoght, 2013a)

Alternativ kann der Vergleich über die Schnittgrößen der Platten geführt werden (Versuche mittlere Laststellung, uncracked, S3 T1, T4; S5 T1, T4). Für die Laststellung bei  $a = 600$  mm (S3 T1, T4) ergibt sich eine Schubslankheit von  $a_v/d = 1,70$ , für  $a = 400$  mm (S5 T1, T4) beträgt  $a_v/d = 0,94$ . Die  $\beta$ -Faktoren nach EC2 ergeben sich zu  $\beta_{400} = 0,47$  bzw.  $\beta_{600} = 0,85$ . Dieses würde für die auflagnernahe Laststellung nach EC2 eine Tragfähigkeitserhöhung von  $0,85/0,47 = 1,8$  bedeuten. Die Auswertung der Schnittgrößen in einem Schnitt bei  $0,5d$  von Vorderkante Last ergibt eine Erhöhung von 1,57 am eingespannten (S3 T4; S5 T1) bzw. 1,48 am gelenkigen Auflager (S3 T1; S5 T4). Auch nach dieser Betrachtung entspricht die erreichte Erhöhung bei auflagnernahe Laststellung nicht den Erwartungen nach EC2.

Tabelle 4-1: Vergleich der im Versuch erreichten Querkräfte im Bereich der Lasteinleitung für die Plattenversuche, bei denen nur die Schubslankheit variiert wurde (Lantsoght, 2013a)

Platte	$a$ [m]	TV	SS	CS	$f_c'$ [MPa]	$\rho_l$ [-]	$\rho_t$ [-]	$d$ [m]	$L_P$ [mm]	Sup.	c/u	Pos	$F_u$ [kN]	$v_{FEM,0,5d}$ [kN/m]
S3	0,6	T1	x		51,6	0,996	0,258	0,265	300	line	u	M	1371	1097
S3	0,6	T4		x	51,6	0,996	0,258	0,265	300	line	u	M	1337	1203
S5	0,4	T1		x	48,2	0,996	0,258	0,265	300	line	u	M	1804	1894
S5	0,4	T4	x		48,2	0,996	0,258	0,265	300	line	u	M	1755	1632

Bei der Variation der Querbewehrung in den Platten S2 und S3 konnte bei gleicher Lastanordnung anhand von Rissbildern beobachtet werden, dass sich bei der größeren Querbewehrung die Risse gleichmäßiger bis zu den Bauteilrändern ausbreiteten. Bei kleinerer Querbewehrung war das Rissbild ungleichmäßiger. Es war charakterisiert durch viele kleine, sich verzweigende Risse. Der Vergleich der Bruchlasten  $F_{u,S2,T1} = 1374 \text{ kN}$  und  $F_{u,S3,T1} = 1371 \text{ kN}$  zeigt aber, dass trotz einer geringeren Betonfestigkeit und Querbewehrung des Versuchskörpers S2 gegenüber S3 nahezu gleich hohe Bruchlasten erreicht wurden. Diese Beobachtung kann für alle untersuchten Querbewehrungsgrade gemacht werden.

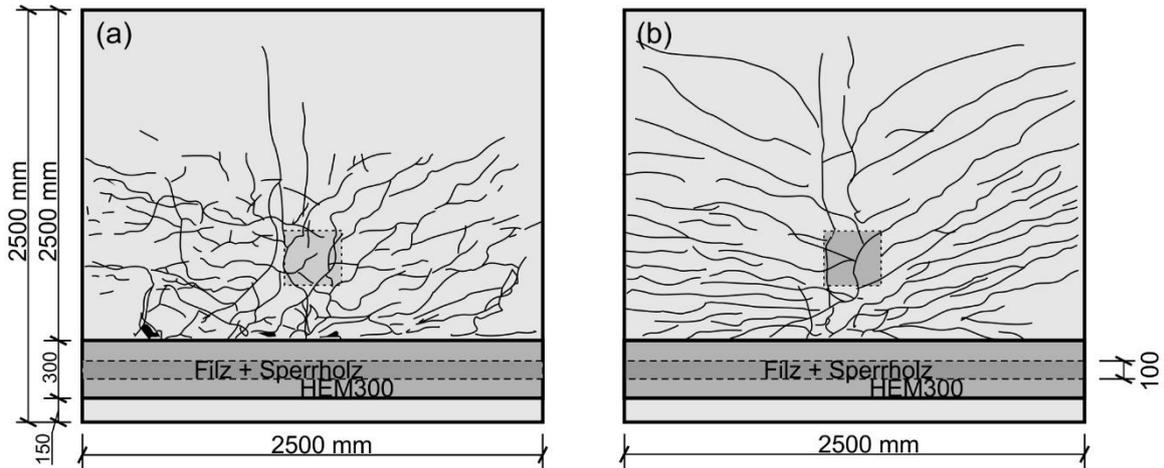


Bild 4-23: Rissbilder der Platten (a) S2 und (b) S3 (Lantsoght 2013)

Der Vergleich der Testresultate gleichbelasteter Platten mit unterschiedlichen Betonfestigkeiten zeigt, dass die Betonfestigkeit keinen Einfluss auf die Tragfähigkeit der Platten hatte (Bild 4-24).

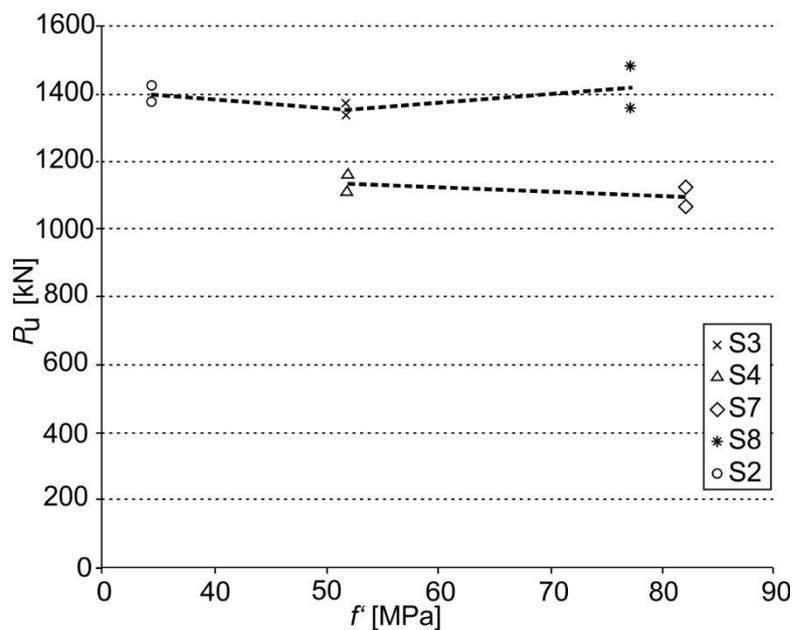


Bild 4-24: Bruchlast in Abhängigkeit der Betonfestigkeit (Lantsoght, 2013)



1,2 m vom gelenkigen Auflager in den Versuchskörper eingeleitet und kraftgesteuert aufgebracht.

Tabelle 4-3: Vergleich der im Versuch erreichten Querkräfte für die Plattenversuche am gelenkigen Auflager SS mit und ohne zusätzliche Linienlast LL (Lantsoght, 2013a)

Platte	$a$ [m]	TV	SS	$f_c^c$ [MPa]	$\rho_l$ [-]	$\rho_t$ [-]	$d$ [m]	$L_P$ [mm]	Sup.	c/u	Pos	$F_u$ [kN]	LL [kN]	$v_{FEM,0,5d}$ [kN/m]	$v_{LL}$ [kN/m]
S2	0,6	T1	x	34,5	0,996	0,132	0,265	300	line	u	M	1374		1099	
S3	0,6	T1	x	51,6	0,996	0,258	0,265	300	line	u	M	1371		1097	
S19	0,6	T2	x	56,9	0,996	0,258	0,265	300	7 st	u	M	1484	0	1187	
S20	0,6	T1	x	60,5	0,996	0,258	0,265	300	7 st	u	M	1542	603	1234	326
S21	0,6	T2	x	56,8	0,996	0,258	0,265	300	7 st	u	M	1386	603	1109	326
S25	0,6	T1	x	58,6	0,996	0,258	0,265	300	7 st	u	M	1461	0	1169	

Tabelle 4-4: Vergleich der im Versuch erreichten Querkräfte für die Plattenversuche am eingespannten Auflager CS mit und ohne zusätzliche Linienlast LL (Lantsoght, 2013a)

Platte	$a$ [m]	TV	CS	$f_c^c$ [MPa]	$\rho_l$ [-]	$\rho_t$ [-]	$d$ [m]	$L_P$ [mm]	Sup.	c/u	Pos	$F_u$ [kN]	LL [kN]	$v_{FEM,0,5d}$ [kN/m]	$v_{LL}$ [kN/m]
S2	0,6	T4	x	34,5	0,996	0,132	0,265	300	line	u	M	1421		1279	
S3	0,6	T4	x	51,6	0,996	0,258	0,265	300	line	u	M	1337		1203	
S21	0,6	T1	x	56,8	0,996	0,258	0,265	300	7 st	u	M	1165	602	1049	278

Bei einem Vergleich der Ergebnisse mit und ohne Linienlast kann festgestellt werden, dass es zu keiner Reduktion der Tragfähigkeit kam. Am gelenkigen Auflager (SS) konnten die Linienlasten sogar komplett zusätzlich aufgebracht werden. Am eingespannten Auflager (CS) müssen die Querkräfte superpositioniert werden. Dann ergeben sich die gleichen Tragfähigkeiten aus den Versuchen mit und ohne Linienlast.

Lantsoght leitete aus den Ergebnissen der Platten S1 und S2 ab, dass die Tragfähigkeit mit zunehmender Größe der Lastplatte steigt. Auch die Schnittgrößen aus der *leFEM* bestätigen dieses. Betrachtet man die Ergebnisse der Platten S5 und S9 am eingespannten Auflager (CS) ergibt sich aber ein umgekehrter Zusammenhang. Die Ergebnisse sind demnach nicht eindeutig.

Tabelle 4-5: Vergleich der im Versuch erreichten Querkräfte für die Plattenversuche mit unterschiedlich großen Lastplatten (Lantsoght, 2013a)

Platte	$a$ [m]	TV	SS	CS	$f_c^c$ [MPa]	$\rho_l$ [-]	$\rho_t$ [-]	$d$ [m]	$L_P$ [m]	Sup.	c/u	$F_u$ [kN]	$v_{FEM,0,5d}$ [kN/m]	
S1	0,6	T1	x		35,8	0,996	0,132	0,265	200	line	u	M	954	897
S1	0,6	T2		x	35,8	0,996	0,132	0,265	200	line	u	M	1023	1043
S2	0,6	T1	x		34,5	0,996	0,132	0,265	300	line	u	M	1374	1099
S2	0,6	T4		x	34,5	0,996	0,132	0,265	300	line	u	M	1421	1279
S5	0,4	T1		x	48,2	0,996	0,258	0,265	300	line	u	M	1804	1894
S9	0,4	T4		x	81,7	0,996	0,258	0,265	200	line	u	M	1842	2100

#### 4.5.1 Erkenntnisse:

1. Bei den Versuchen von *Lantsoght* hatte der Bewehrungsgehalt in Querrichtung keinen Einfluss auf die Querkrafttragfähigkeit. Das Rissbild der Platten deutete aber darauf hin, dass sich die Lastverteilung im Tragwerk mit der Variation der Querbewehrung veränderte. Ein höherer Bewehrungsgehalt in Querrichtung führte zu einem einheitlicheren und weiter verzweigten Rissbild auf der Unterseite der Einfeldplatten.
2. Die Druckfestigkeit des Betons hatte keinen Einfluss auf die Querkrafttragfähigkeit.
3. Die Traglast bei Laststellung der Einzellasten am Rand der Platte war im Vergleich zu mittiger Laststellung kleiner. Die Schnittgrößen aus der *leFEM* im Bereich der Lasteinleitung sind aber bei beiden Laststellungen in etwa gleich groß. Die Tragfähigkeit auf die Schnittgrößen bezogen ist demnach dieselbe.
4. Eine zusätzliche Linienlast auf der Platte führte am gelenkigen Auflager zu gleichen Traglasten für die Einzellast. Am eingespannten Auflager war die Traglast für die Einzellasten reduziert. Auf Basis von Schnittgrößen ermittelte Tragfähigkeiten ergeben am eingespannten Auflager gleiche Werte für die Systeme mit und ohne Linienlast. Am gelenkigen Auflager konnte die Linienlast zusätzlich zur maximalen Querkraft aus Einzellast abgetragen werden. Die Tragfähigkeit war hier dementsprechend um den Wert der Linienlast erhöht.
5. Eine verringerte Schubslankheit führte zu einer höheren Traglast. Die ermittelte Steigerung der Tragfähigkeit entsprach in dieser Versuchsreihe nicht der Erwartung auf Grundlage des  $\beta$ -Faktors nach EC2.
6. Die Art der Lagerung (Punktlager, Linienlager, elastisch oder starr) beeinflusste die Versuchsergebnisse nicht signifikant.
7. Die Variation der Größe der Lastplatte lieferte keinen eindeutigen Zusammenhang mit der Tragfähigkeit.

*Lantsoght* leitete aus ihren Versuchen folgenden Forschungsbedarf ab (*Lantsoght*, 2013a):

- Versuche mit Variation der statischen Nutzhöhe
- Versuche mit großem  $a/d$
- Versuche mit mehreren Lasten zum Studium der effektiven Breite
- Versuche mit unterschiedlichen Betongüten

#### 4.6 Versuche von Natário und Muttoni

An der Ecole Polytechnique Fédérale de Lausanne (EPFL) führte *Natário* (*Natário F. M.*, 2015) Versuche an 6 Stahlbetonplatten (SN) (Plattenstärke 18 cm) unter konzentrierten Einzellasten durch. Explizit wurde der Einfluss der Entfernung der Einzellasten zum Auflager betrachtet. Es

wurden Laststellungen von  $a_v/d = 2,0$  bis  $4,0$  untersucht. Zusätzlich wurden Platten mit verpressten und unverpressten Hüllrohren getestet. Aus den Versuchsergebnissen lässt sich ableiten, dass die verpressten Hüllrohre keinen nennenswerten Einfluss auf die Tragfähigkeit der Platten hatten. Bis auf die Versuche mit auflagnaher Laststellung ( $a_v = 2,0d$ ; Tragfähigkeit ca. 92 %) und mit Polypropylen-Hüllrohren, waren keine Unterschiede zwischen den verwendeten PP- und Stahlhüllrohren zu erkennen. Die Tragfähigkeiten lagen jeweils bei nahe 100 % der Werte der Platten ohne Hüllrohre. Für die weiteren Betrachtungen sollen nur die Platten ohne Hohlräume und die Platten mit verpressten Hüllrohren herangezogen werden. In einer zweiten Versuchsreihe (FN) wurde das Verhalten von Platten unter zyklischer Belastung untersucht. Hierbei wurden ebenfalls 4 statische Tests zur Ermittlung der Querkrafttragfähigkeit durchgeführt, die unabhängig von Einflüssen einer Wechsellast betrachtet werden können.

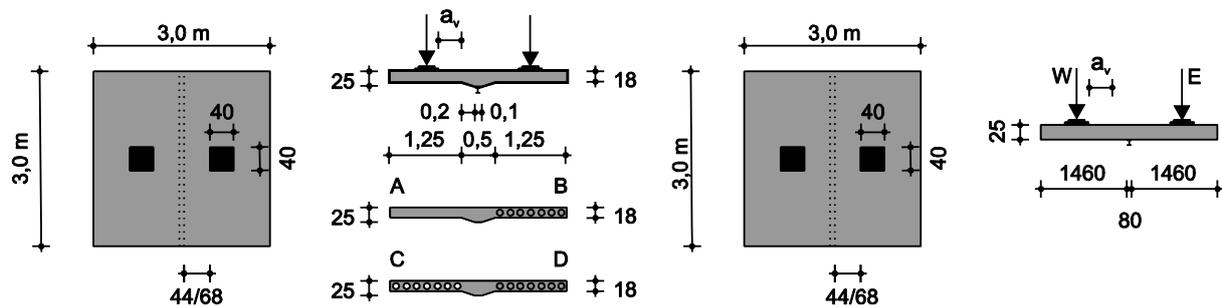


Bild 4-26: Plattenversuche zur Querkrafttragfähigkeit aus (Natário F. M., 2015); links Versuchsreihe SN; rechts Versuchsreihe FN

Bei dem Versuchsaufbau handelt es sich bei beiden Versuchsreihen um ein Waagesystem. Die Platten hatten Abmessungen von  $3,0\text{ m} \times 3,0\text{ m}$  und waren mittig auf einem Aluminiumprofil liniengelagert. Bei der ersten Versuchsreihe (SN) war der Auflagerbereich im Verhältnis  $l:h = 2:1$  gevoutet. Bei den gevouteten Platten wurde durch die Autoren die Auflagerkante am Ende der Voute festgelegt (Abstützung der direkten Druckstrebe). Die Lastabstände wurden jeweils auf diese Kante bezogen. Bei den nicht gevouteten Platten (FN) wurden die Lastabstände auf die Außenkanten des Aluminiumprofils bezogen.

Die konzentrierten Einzellasten wurden über  $400 \times 400\text{ mm}$  große Lastplatten mittels Pressen gleichzeitig auf beide Kragarme aufgebracht. Hierdurch wurde das System in Waage gehalten.

Bei allen Versuchen der Serie kam es zu einem Querkraftversagen, was sich im Auftreten eines Schrägrisses äußerte. Der Schrägriss begann im Bereich zwischen Lasteinleitung und Auflager (bzw. Beginn der Voutung), und breitete sich quer zu Haupttragrichtung aus. Der Riss führte letztendlich zu einem Versagen der Platte auf ganzer Breite.

Natário stellt Überlegungen an, ob es sich beim Versagen der Platten um Durchstanzen oder um ein Querkraftversagen handelt, ohne dass eine abschließende Aussage hierzu getroffen wird, da es schwierig erscheint, eine der beiden Versagensarten eindeutig dem Verhalten der Platten im Versuch zuzuordnen.

#### 4.6.1 Erkenntnisse

1. Bei allen Versuchen der Serie kam es zu einem Querkraftversagen. Ein Schrägriss im Bereich zwischen Lasteinleitung und Auflager (bzw. Beginn der Voutung) breitete sich quer zur Haupttragrichtung parallel zum Auflager aus, und führte letztendlich zu einem Versagen der Platte auf ganzer Breite.
2. Vor dem endgültigen Versagen sind Umverteilungen der Querkräfte als Folge der Öffnung der Schrägrisse in der Region zwischen der Last und der Auflagerlinie offensichtlich.
3. Kleine Abstände von Einzellasten liefern größere Tragfähigkeiten. Dieses Ergebnis spricht dafür, dass größere Anteile der Einzellasten über eine direkte Abstützung in das Auflager abgetragen werden können. Der Ansatz nach EC2 wird als zu konservativ angesehen, und beschreibt für die getesteten Systeme den Einfluss der direkten Abstützung nicht ausreichend. Die Autoren schlagen folgende Beziehung vor:

$$\beta = a_v/2,75d \leq 1$$

Hierfür wurden verschiedenen Balken- und Plattentests ausgewertet. Bei den Plattenversuchen wurden die erreichten Querkräfte im festgelegten Kontrollschnitt bei  $d/2$  von der Einspannung bestimmt.

4. In den Versuchen kann durch die Messung der Plattendicke festgestellt werden, dass der Ort der maximalen Dickenänderung mit Zunahme des Lastabstands zum Auflager mit der Einzellast nach außen wandert.
5. Der Bemessungsschnitt für den Nachweis der Querkrafttragfähigkeit wird unter Beachtung des Momenten/Querkraftverhältnisses, welches als ausschlaggebend für das Versagen angenommen wird, an der Einspannung der Kragplatten festgelegt.

Natário leitete aus seinen Versuchen folgenden Forschungsbedarf ab (Natário F. M., 2015):

- Mehr Versuche an Kragplatten mit Variation der unteren Längsbewehrung
- Mehr Versuche zum Einfluss von zusätzlichen gleichmäßig verteilten Lasten

#### 4.7 Zusammenstellung der Erkenntnisse und Forschungsbedarf

Bei allen Versuchen, bei denen ein Querkraftversagen vorlag, bildete sich ein Schrägriss zwischen Lasteinleitung und Auflager aus. Bei den Versuchen von *Rodriguez* mit einer großen Breite der Platten rechtwinklig zum Hauptlastabtrag verlief der Schrägriss um die Lasteinleitung der konzentrierten Blocklasten herum. Bei den schmaleren Versuchskörpern verlief der Schrägriss auflagerparallel nach außen. Es stellt sich die Frage, ob die schmaleren Versuchskörper einfach nicht breit genug waren, um ein vergleichbares Versagensbild zu liefern. Bei Versuchen, bei denen die Breite der Versuchskörper variiert wurde, lässt sich feststellen, dass zum einen die Traglasten mit zunehmender Plattenbreite zunehmen, und dass zum anderen die Rissbilder darauf hindeuten, dass sich der Lastabtrag mit zunehmender Breite mehrachsiger einstellt. Es besteht Uneinigkeit darüber, ob es sich beim Versagen um Durchstanzen oder um ein

Querkraftversagen handelt, wobei die Mechanismen vor allem bei den Kragplatten nicht eindeutig zugeordnet werden können. Alle Autoren der hier vorgestellten Versuchsreihen grenzen aber letztendlich das Versagen der Platten unter Einzellasten von einem Durchstanzversagen ab.

Bei den Versuchsreihen, bei denen Dickenänderungen gemessen wurden (Latte, 2011), (Reißen & Hegger, 2013a), (Natário F. M., 2015) konnte festgestellt werden, dass sich Schrägrisse im Platteninneren ausbildeten, bevor die maximale Traglast der Versuche erreicht war. *Natário* beschreibt, dass die maximalen Dickenänderungen im Bereich vor der Lasteinleitung gemessen werden. Aus den zugehörigen Aufzeichnungen lässt sich ablesen, dass der Ort der maximalen Dickenänderung mit der Lasteinleitung mitwandert, wenn die Laststellung auf der Platte variiert wird. Hieraus lässt sich ableiten, dass es nach einem lokalen Versagen der Platte in der Achse des Hauptlastabtrags zu einer Umlagerung der konzentrierten Lasten kommt, was zu einer weiteren Ausbreitung in der Platte mit Steigerung der Tragfähigkeit führt. *Reißen* gibt an, dass sich der Schrägriss unmittelbar vor der Lastplatte ausbildete (Reißen & Hegger, 2013b). Bei den gevouteten Platten lag der Ort mit der maximalen Dickenänderung zudem näher an der Lasteinleitung, also im Bereich geringerer Bauteilhöhe.

Eine Voutung von Kragplatten führt entgegen der Erwartung zum Einfluss eines Vertikalanteils der geneigten Druckstrebe aus der Biegebeanspruchung  $V_{ccd}$  nicht zu einer Erhöhung der Querkrafttragfähigkeit. Bei den Versuchen von *Rombach & Latte* konnte kein Einfluss der Voute nachgewiesen werden. Die Traglasten der gevouteten Platte und des nicht gevouteten Vergleichsversuch waren nahezu gleich. Bei den Versuchen von *Reißen* lag die Tragfähigkeit der nicht gevouteten Platten um ca. 20 % höher als bei den gevouteten Vergleichsversuchen. Unter der Annahme, dass es sich um ein lokales Versagen der Platten im Bereich der Lasteinleitung handelt, lässt sich diese höhere Traglast über einen Vergleich der statischen Nutzhöhe im Bereich der Lasteinleitung erklären.

Die Schubslankheit hat einen signifikanten Einfluss auf die Tragfähigkeit der untersuchten Platten. Je kleiner das Verhältnis des Lastabstandes zum Auflager wird, desto größer ist die Traglast. Es besteht aber Uneinigkeit über die Größe des Bereichs, in dem der Einfluss des direkten Lastabtrags über Druckstreben in der Platte angenommen werden sollte. Die Variation der Schubslankheit liegt in den vorgestellten Versuchsreihen zwischen  $a_v/d = 0,94$  (Lantsoght, 2013a) und  $a_v/d = 4,51$  (Muttoni & Rodriguez, 2006). *Lantsoght* gibt an, dass der Einfluss kleiner ist, als nach EC2 zu erwarten wäre. Aus den Versuchen von *Reißen* mit  $a_v/d$ -Verhältnissen zwischen 2,08 und 4,58 lässt sich kein signifikanter Einfluss ableiten. *Natário* stellt anhand einer Auswertung von Balkenversuchen und den selbst durchgeführten Versuchen an Kragplatten sowie der Schnittgrößenauswertung im Bereich des eingespannten Auflagers einen Einfluss des direkten Lastabtrags bis  $a_v/d = 2,75$  fest.

Eine zusätzliche Linienlast auf den Platten unter Einzellasten führt zu unterschiedlichen Ergebnissen. Die Ergebnisse bei den Versuchen an Kragarmen von *Reißen* lassen keinen Einfluss der zusätzlich am Kragarmende aufgebracht Linienlast auf die Traglast erkennen. Bei den Versuchen von *Lantsoght* gilt dieses ebenfalls für die Versuche am eingespannten Auflager. Die Linienlasten konnten jeweils zusätzlich zu den Einzellasten aufgebracht werden. Die erreichten

Querkräfte in den Platten waren dementsprechend höher als bei den Vergleichsversuchen ohne Linienlast. Bei den Versuchen von *Lantsoght* am gelenkigen Auflager der Einfeldplatten reduzierten sich die ertragbaren Querkräfte um den Anteil aus den zusätzlichen Linienlasten.

Der Bewehrungsgrad in Querrichtung hat nach *Lantsoght* (Lantsoght, 2013a) keinen Einfluss auf die Querkrafttragfähigkeit von Platten unter Einzellasten.

Die Querkrafttragfähigkeit ist nach *Lantsoght* (Lantsoght, 2013a) nahezu unabhängig von der Druckfestigkeit des Betons. Aus den anderen Versuchsreihen lässt sich aufgrund der geringen Variation der Druckfestigkeiten keine andere Aussage ableiten.

Ein eindeutiger Einfluss der Größe der Lastplatte zur Einleitung der Einzellasten lässt sich in der untersuchten Bandbreite von  $200 \times 200$  mm bis  $400 \times 400$  mm wie zuvor beschrieben nicht erkennen.

Zum Lastabtrag von mehreren Einzellasten und deren gegenseitigem Einfluss gab es bisher nur eine Versuchsreihe (Rodriguez, 2007). Aufgrund der unterschiedlichen Anordnung und Anzahl der Lasten am Rand oder in der Mitte, zwei oder vier Lasten, und der geringen Anzahl an Versuchen lassen sich hieraus kaum allgemeine Aussagen zur Überlagerung und zum Lastabtrag mehrerer Lasten machen.

Die Tragfähigkeit aller Platten lag hinsichtlich der absoluten Traglasten weit oberhalb der rechnerischen Tragfähigkeit, unabhängig vom betrachteten Bemessungsansatz.

Nachfolgend wird der abgeleitete Forschungsbedarf zusammenfassend dargestellt, der durch die Autoren der vorgestellten Versuchsreihen angegeben wurde:

- Welches ist die maßgebende Laststellung der Einzellasten für den Querkraftnachweis (auflagernah oder weiter vom Auflager entfernt); Stichworte: Momenten/Querkraftinteraktion; Einfluss des direkten Lastabtrags? Hierzu sollten vor allem Versuche mit größeren Schubslankheiten durchgeführt werden (Latte, 2011) (Lantsoght, 2013a) (Natário F. M., 2015).
- Welchen Einfluss haben die Längsbewehrung und die damit einhergehende Momententragfähigkeit auf den Lastabtrag von konzentrierten Einzellasten? Beeinflusst das Fließen der Längsbewehrung das Tragvermögen? Hierzu sollten Versuche mit Variation der Längsbewehrung durchgeführt werden (Rodriguez, 2007), (Natário F. M., 2015), (Lantsoght, 2013a).
- Hat die Betondruckfestigkeit einen Einfluss (Lantsoght, 2013a)?
- Welchen Einfluss haben die netzartige Ausführung der Bewehrung und insbesondere die untere Bewehrung bei Kragplatten (Latte, 2011), (Natário F. M., 2015)?
- Wie funktioniert der Lastabtrag bzw. die Überlagerung mehrerer Einzellasten (Reißen, 2017), (Lantsoght, 2013a)?
- Welchen Einfluss hat die statische Nutzhöhe auf die Querkrafttragfähigkeit (Lantsoght, 2013a)?
- Welchen Einfluss haben gleichmäßig verteilte Flächenlasten auf den Querkraftabtrag (Natário F. M., 2015)?

#### **4.8 Zielsetzung**

Ziel der Forschungsarbeit zum Thema Querkrafttragfähigkeit von Platten muss es sein, möglichst viele der offenen Fragestellungen zu beantworten. Weiterhin ist es bemerkenswert, dass bisher trotz des augenscheinlich erhöhten Querkrafttragvermögens von Plattentragwerken, diese Reserven bei der Bemessung nicht ausgenutzt werden können. Ein weiteres Ziel muss es daher sein, die mechanischen Zusammenhänge beim Querkraftabtrag besser zu verstehen und die bisher ungenutzten Tragreserven für die Praxis nutzbar zu machen.

## 5 Eigene Versuche an Stahlbetonplatten unter konzentrierten Einzellasten

Im Zuge eines DFG-Forschungsprojektes wurden an der TUHH Versuche zur Querkrafttragfähigkeit von Stahlbetonplatten ohne Querkraftbewehrung unter konzentrierten Einzellasten durchgeführt (Rombach & Henze, 2017), (Henze & Rombach, 2017). Der ausführliche Versuchsbericht ist online zu beziehen (Henze & Rombach, 2017a). Ziel des Forschungsvorhabens war es in erster Linie, den Lastabtrag von auflagnahen Einzellasten auf Platten und den Einfluss des Lastabtrags über direkte Druckstreben zu untersuchen. Die wesentlichen Fragestellungen, die durch die Versuche Klärung finden sollten, waren:

1. Wie lässt sich der Einfluss einer direkten Abstützung zwischen Auflager und Einzellasten bei Platten quantifizieren, und wie groß ist dieser Bereich im Vergleich zu Balkentragwerken?
2. Ab welcher Plattenbreite lässt sich keine weitere Ausbreitung von konzentrierten Einzellasten mehr feststellen, bzw. ab welcher Plattenbreite kann von idealem Plattentragverhalten ausgegangen werden?
3. Wie funktioniert der Lastabtrag von mehreren konzentrierten Einzellasten?

Innerhalb der Versuchsserie wurden insgesamt 14 weitgehend identische Stahlbetonplatten ohne Querkraftbewehrung (im Grundriss  $3,25 \text{ m} \times 4,50 \text{ m}$ ,  $h = 25 \text{ cm}$ ) getestet (Bild 5-2 und Bild 5-3). Um realistische und plattenspezifische Ergebnisse zu erhalten, wurden die Versuchskörperabmessungen so gewählt, dass große Schubschlankheiten bis  $a_v/d = 6,0$  möglich waren. Gleichzeitig sollte eine möglichst große Breite rechtwinklig zum Hauptlastabtrag zur Verfügung stehen.

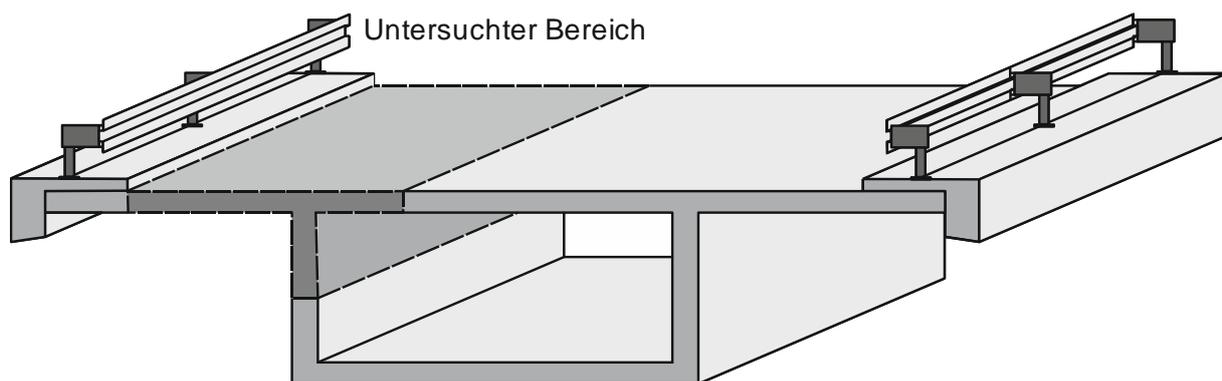


Bild 5-1: Untersuchter Bereich als Systemausschnitt aus einem Brückentragwerk

Das gewählte Kragsystem gewährleistete neben dem Transport der Versuchskörper in der Versuchshalle diese beiden Randbedingungen. Gleichzeitig konnte mit der gewählten Form und den Abmessungen ein realitätsnaher Ausschnitt aus einem Brückentragwerk (Bild 5-1) abgebildet werden.

Die Bewehrung der Versuchskörper wurde so gewählt, dass der erforderliche Nachweis für Biegung mit der Belastung durch das Lastmodell 1 nach EC1 durch zwei Einzellasten  $Q_{k,i} = 150 \text{ kN}$  und einer gleichmäßig verteilten Last von  $q_{UDL} = 12 \text{ kN/m}^2$  erfüllt war.

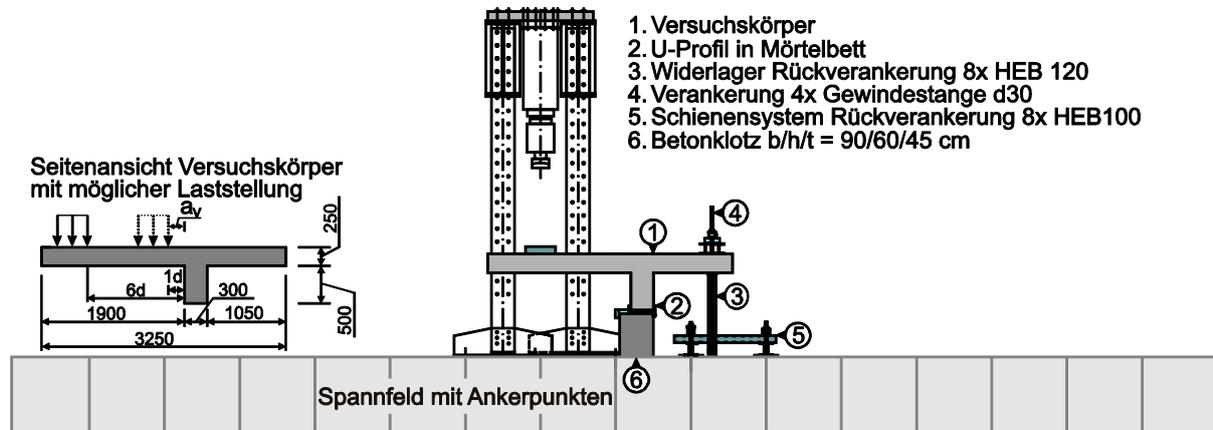


Bild 5-2: Versuchsaufbau und Abmessungen der Versuchskörper im Schnitt

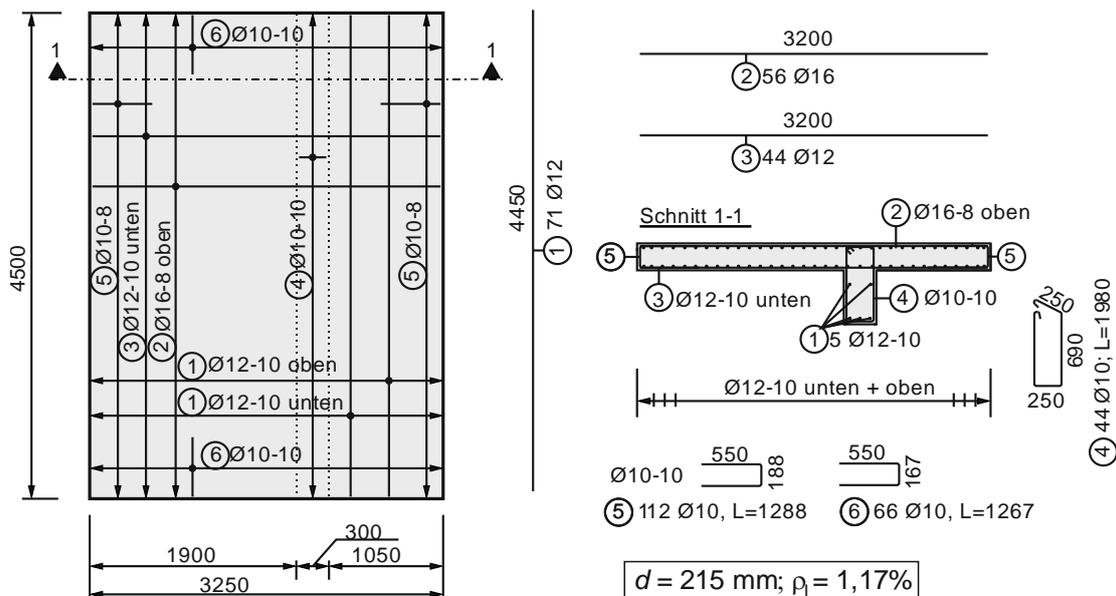


Bild 5-3: Bewehrungsanordnung der Versuchskörper

Es wurden 10 Versuche mit einer Einzellast in der Symmetrieachse mit unterschiedlichen Laststellungen von  $a_v = 1,0d$  bis  $6,0d$  durchgeführt, wobei die Laststellungen im Bereich, in dem ein Beginn des Einflussbereichs des direkten Lastabtrags vermutet wurde ( $a_v = 2,0d$  und  $3,0d$ ), wiederholt wurden, um einen Anhaltswert für die Streuung der Traglasten zu bekommen. Des Weiteren wurde bei zwei Versuchskörpern die Bewehrung gemäß Bild 5-3 variiert, um den Einfluss der oberen Längsbewehrung und der unteren Bewehrung zu untersuchen. Bei vier Versuchen wurden zwei Einzellasten im Abstand von 1,2 m (entsprechend LM1 nach EC1) in der Symmetrieachse angeordnet. Das komplette Versuchsprogramm ist in der nachfolgenden Tabelle 5-1 dargestellt.

Da die Querkrafttragfähigkeit bei Platten in der Regel auf einen äquivalenten Meterstreifen bezogen wird, wurden zusätzlich vier einen Meter breite Plattenstreifen mit äquivalentem statischen System mit unterschiedlichen Laststellungen bei  $a_v/d = 1,0d$  bis  $3,0d$  und bei  $a_v/d = 5,0d$  untersucht, um Unterschiede im Tragverhalten und der Tragfähigkeit gegenüber Plattentragwerken aufzuzeigen.

Tabelle 5-1: Versuchsprogramm

Bezeichnung	$a_v/d$ [-]	Anzahl der Lasten 40×40 cm	Beschreibung
1d – 6d	1,0 – 6,0	1	Bewehrung wie in Bild 5-3
2d×2 – 5d×2	2,0 – 5,0	2	
4d-2	4,0	1	Variation der oberen Längsbewehrung Ø14-10
4d-3	4,0	1	Variation der unteren Bewehrung Ø8-10#
1d-1m – 5d-1m	1,0 – 5,0	1	Plattenstreifen (1 m)

Während der Versuche wurden folgende Werte gemessen:

- Verformungen der Platte
- Dickenänderungen der Platte (WP1 – WP14)
- Auflagerverformungen
- Dehnungen der Bewehrung (DS1 - DS6)
- Rissweite im Bereich der Einspannung am monolithisch angeschlossenen Steg (R1 – R4)

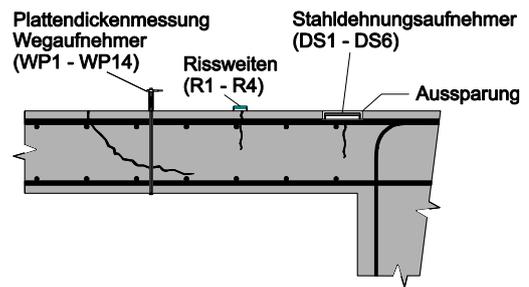


Bild 5-4: Messtechnik

## 5.1 Versuche mit einer Einzellast

Die Versuche mit  $a_v = 3,0d$  bis  $6,0d$  lieferten alle ähnliche Traglasten. Der Mittelwert lag bei ca. 665 kN (vgl. Bild 5-5). Berücksichtigt man die unterschiedlichen Betondruckfestigkeiten so gibt es Differenzen von maximal +4 bis -2 % (Tabelle 5-2).

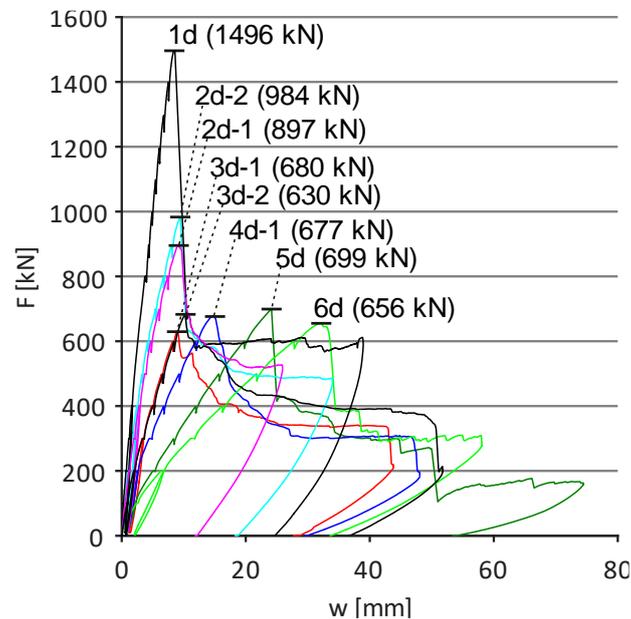


Bild 5-5: Kraft-/Verformungskurven der Versuche mit Einzellast. Verformungen unterhalb der Lastplatte

Da die grundlegenden geometrischen Abmessungen und die verwendete Bewehrung bei allen Versuchen gleich waren, wurde in Tabelle 5-2 eine Normierung anhand des Einflusses der Betondruckfestigkeit nach EC2 Gl. (2.1-3) über den Faktor  $1/f_{ck}^{1/3}$  vorgenommen, um die unterschiedlichen Betoneigenschaften der verschiedenen Versuchskörper zu berücksichtigen.

Tabelle 5-2: Versuchsergebnisse zum Einfluss des direkten Lastabtrags der Versuche mit Einzellast

Test	$\nu_{Rm,EC2}^{[1]}$ [kN/m]	$a_v/d$	$f_{ck}^{[2]}$ [MPa]	$F_{Test}$ [kN]	$f_{ck}^{1/3}$ [MPa]	$F_{Test}/f_{ck}^{1/3}$	Mittelwert	Erhöhungsfaktor	$1/\beta = 2d/a_v$
1d	273	1,0	39,4	1496	3,4	440		<b>2,23</b>	2
2d-1	281	2,0	43,3	984	3,5	280		<b>1,42</b>	1
2d-2	298	2,0	51,5	897	3,7	241		<b>1,21</b>	1
3d-1	259	3,0	33,8	630	3,2	195	} 197	0,99	1
3d-2	286	3,0	45,5	680	3,8	190		0,98	1
4d-1	264	4,0	36,0	677	3,3	205		1,04	1
5d	279	5,0	42,4	699	3,5	200		1,02	1
6d	271	6,0	39,0	656	3,4	193		0,98	1

[1]  $\nu_{Rm,EC2} = 1,8 \nu_{Rd,EC2}$  gemäß (Latte, 2011)

[2]  $f_{ck} = f_{cm} - 4 \text{ N/mm}^2$  (Laborbedingungen);  $f_{cm}$  zum Zeitpunkt der Versuchsdurchführung



Bild 5-6: Sägeschnitte der Versuche mit einer Einzellast in Richtung des Hauptlastabtrags durch die Lasteinleitung

teninnere gedrückt (Bild 5-7). Beide Bewehrungslagen wurden ausgehend von der Lasteinleitung in einem großen Bereich von der oberen Betondeckung abgetrennt und nach unten herausgedrückt.

Es lässt sich ein eindeutiger Einfluss des direkten Lastabtrags ableiten. Für Versuch 2d-1 mit der Laststellung  $a_v = 2d$  ergab sich bezogen auf die normierte Traglast ein Lasterhöhungsfaktor von 1,42. Für Versuch 1d mit  $a_v = 1,0d$  ergab sich ein Wert von 2,23.

Bei allen Versuchen trat ein Querkraftversagen mit charakteristischem Schrägriss auf. Nach Entstehung der ersten Risse im Platteninneren, die sich indirekt über die während der Versuche aufgezeichneten Änderungen der Plattendicke verfolgen ließen, konnte die Last weiter gesteigert werden. Der Versagensriss breitete sich dann mit der Lasterhöhung weiter von der Plattenmitte zum freien Rand hin aus. Nach Überschreiten der Höchstlast, waren die internen Risse noch nicht bis zu den Außenseiten der Platten vorgedrungen. Der Schrägriss trat erst nach weiterer Steigerung des Weges an den Außenseiten der Platten zu Tage.

Die Lastplatte wurde bei allen Versuchen durch die obere Betondeckung in das Platteninnere gedrückt (Bild 5-7).

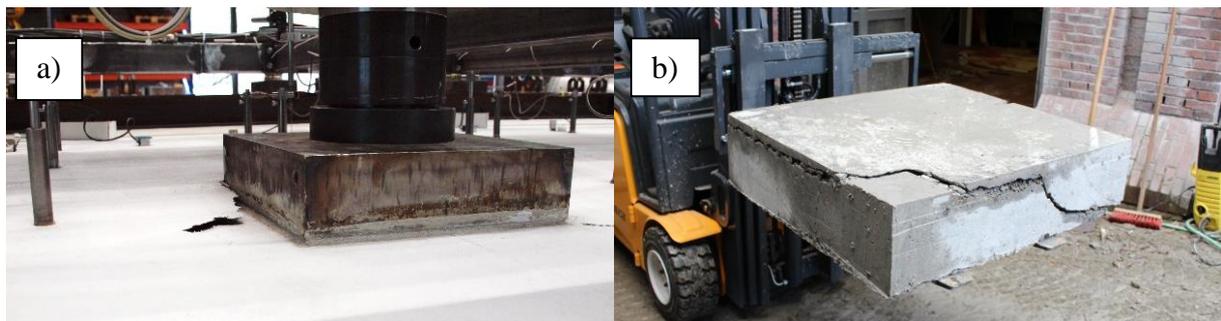


Bild 5-7: a) Eingedrückte Lastplatte während des Versuchs; b) Sägeschnitt durch die Lasteinleitung

Die Rissverläufe im Inneren der Platten wurden an Sägeschnitten in verschiedenen Ebenen untersucht. In Richtung des Hauptlastabtrags trat ein für das Querkraftversagen typischer Schrägriss auf. Dieser traf, wie in Bild 5-6 zu erkennen, unabhängig von der Laststellung etwa  $2,5d$  von Vorderkante Lastplatte auf die untere Bewehrungslage und verlief dann entlang der unteren Bewehrung zum Auflager.

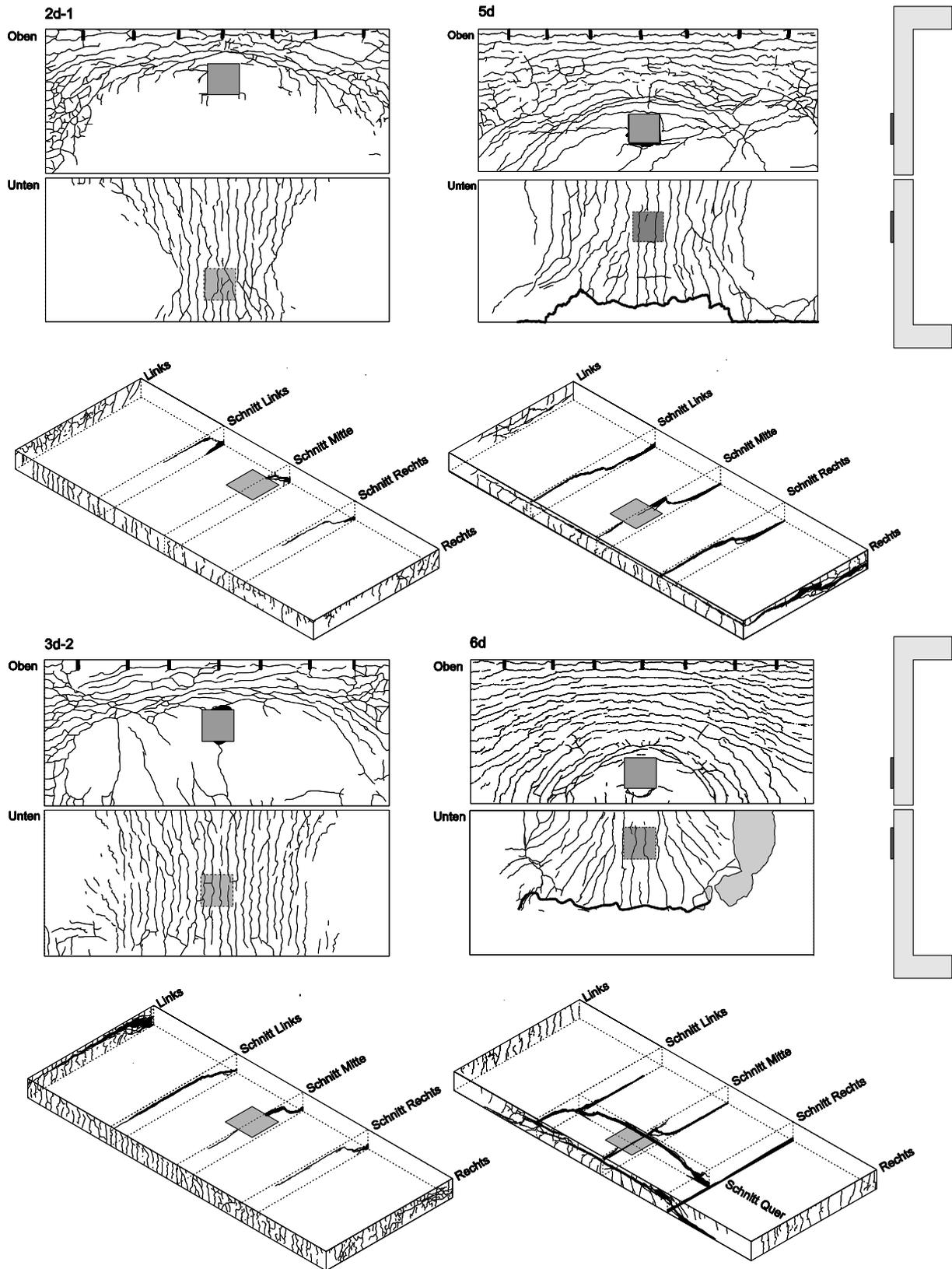


Bild 5-8: Rissbilder für verschiedene Laststellungen

Bei den näher am Steg platzierten Lasten verlief der Riss direkt von der Vorderkante der Lastplatte ins Auflager. Wie in Bild 5-8 zu erkennen, verlief der Schrägriss senkrecht zur Hauptlastabtragsrichtung entlang der oberen Bewehrung zu den seitlichen Rändern der Platte.

Beim Versuch 6d verlief der Schrägriss elliptisch um die Lasteinleitung und stanzt einen Bereich um die Last herum nach unten aus der Platte aus. Bei allen anderen Versuchen trat der Schrägriss an den Seitenflächen der Versuchskörper nach außen.

Bei den Laststellungen  $a_v = 5,0d$  und  $4,0d$  trat der Schrägriss nicht direkt am Auflager nach unten aus der Platte heraus, sondern zwischen der Lasteinleitung und dem monolithisch angeschlossenen Steg. Bei Versuch 5d, ähnlich wie bei  $6,0d$ , verlief der Riss zunächst andeutungsweise bogenförmig um die Lasteinleitung herum. Im Rissbild Bild 5-8 ist dieses eindeutig zu erkennen. Hier enden alle Risse auf der Plattenunterseite schon vor dem Auflager. Der Verlauf biegt aber im seitlichen Plattenbereich wieder Richtung Auflager ab und verläuft dann auflagerparallel nach außen.

Beim Versagen können zwei Stufen im Versuchsverlauf benannt werden: Zunächst trat ein schräger Riss im Inneren der Platte im Lasteinleitungsbereich auf. Als zweite Stufe folgte eine weitere Laststeigerung nach Auftreten des Schrägrisses bis zur maximalen Traglast.

Die Auswertung der Dickenmessungen zeigten, dass der Schrägriss in der Platte bei allen Versuchen unabhängig von der Laststellung in etwa bei gleichem Lastniveau um 600 kN auftrat. Die Versuchslast kann anschließend weiter gesteigert werden. Auffällig ist, dass der Schrägriss auch bei den Versuchen mit auflagenaher Laststellung schon bei etwa 600 kN auftritt, auch wenn die endgültige Maximallast um ein Vielfaches höher liegt.

Exemplarisch für die Ausbildung der schrägen Risse beim Versagen der Platte werden hier die Ergebnisse des Versuchs 6d (außerhalb des Bereichs des direkten Lastabtrags) und 1d (Bereich des direkten Lastabtrags) in Bild 5-9 dargestellt.

Es wird davon ausgegangen, dass sich der Schrägriss in der Platte ausgebildet hat, wenn sich signifikante Dickenänderungen in allen Messpunkten in der Achse des direkten Lastabtrags ergeben. Betrachtet man die Plattenverformung in vertikaler Richtung unter der Annahme eines linear-elastischen Materialverhaltens bis zur Zugfestigkeit, würde je nach Neigung des Rissverlaufs von  $45^\circ$  bis  $90^\circ$  zur Plattenhöhe eine Dickenänderung zwischen 0,02 und 0,04 mm auf das Entstehen eines Risses hindeuten. Bei der Auswertung wurden vereinfachend 0,05 mm Dickenänderung als Grenzwert festgelegt. Dies entspricht einer Rissweite, die gerade mit dem bloßen Auge zu erkennen wäre, und berücksichtigt etwaige Messungenauigkeiten durch Vibrationen und Grundrauschen der Messwerte.

Wenn man das Auftreten des Schrägrisses in der Platte als Versagenskriterium ansetzt, erscheint es nicht gerechtfertigt, den Einfluss des direkten Lastabtrags zu berücksichtigen, da dieser bereits bei ca. 600 kN auftrat. Geht man weiterhin davon aus, dass es sich bei einer Radlast im Brückenbau um eine wandernde Einwirkung handelt, würde das Auftreten eines Schrägrisses im Laufe der Überfahrt der Einzellast zum Versagen der Platte führen.

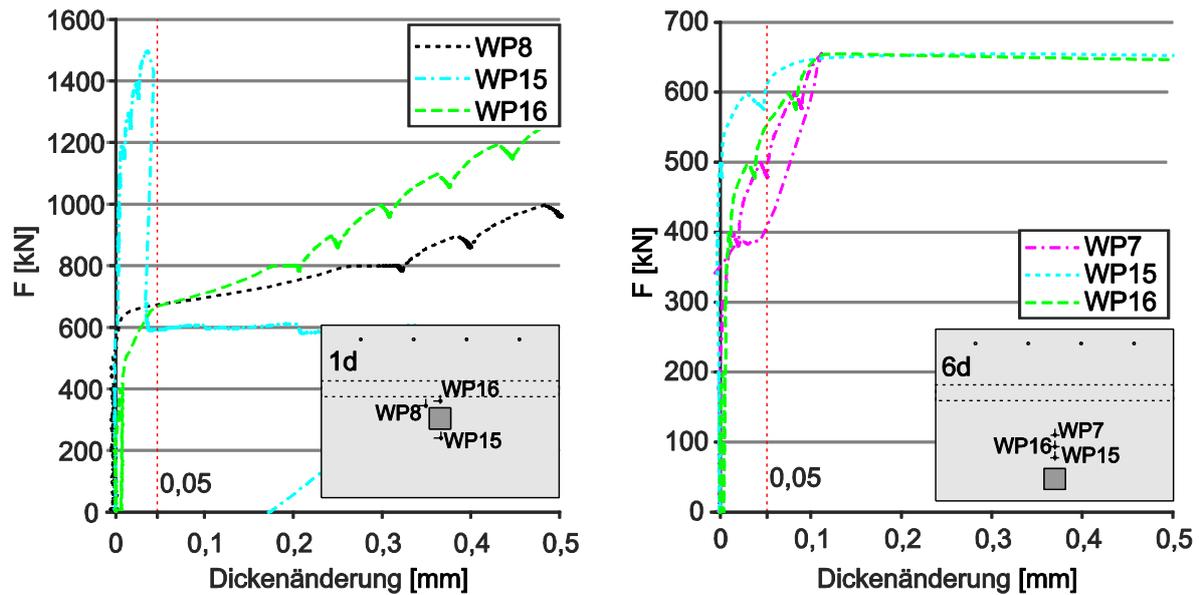


Bild 5-9: Änderung der Plattendicke von Versuch 1d (links) und Versuch 6d (rechts) an ausgewählten Messpunkten

Wie die Rissbilder der Versuche in Bild 5-6 zeigen, wandert der zentrale Versagensriss mit der Laststellung mit. Die Dickenänderungsmessungen zeigen zudem, dass der Schrägriss bei allen Versuchen direkt im Bereich der Lasteinleitung beginnt. Hieraus kann geschlossen werden, dass es sich um ein lokales Versagen der Platte im Bereich der Lasteinleitung ähnlich oder gleich einem Durchstanzversagen wie bei einer Randstütze handelt. Das bei allen Laststellungen ohne Einfluss der direkten Lastabstützung ( $a_v = 3,0d$  bis  $6,0d$ ) in etwa die gleiche Tragfähigkeit ermittelt wurde, unterstützt die These eines lokalen Versagens der Platte.

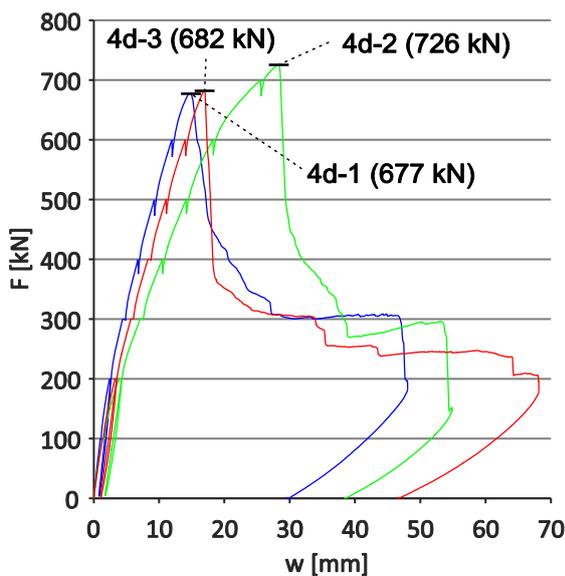


Bild 5-10: Last-Verformungskurven der Versuche mit unterschiedlicher Bewehrungsführung 4d-1 bis 4d-3 gem. Tabelle 5-3; Verformung unterhalb der Lastplatte

## 5.2 Variation der Bewehrung

Aus der Bemessungsgleichung des EC2 (Gl. 2.1-3) lässt sich ableiten, dass der Bewehrungsgehalt der Biegebewehrung einen maßgebenden Einfluss auf die Querkrafttragfähigkeit besitzt. Um den Einfluss auf die Tragfähigkeit von auskragenden Plattentragwerken zu untersuchen, wurde die in Bild 5-3 dargestellte Bewehrung bei zwei Platten variiert. Bei Versuch 4d-2 wurde die obere Kragarmbewehrung von  $\text{Ø}16-8$  ( $a_s = 25,13 \text{ cm}^2/\text{m}$ ;  $\rho_l = 1,16 \%$ ) auf  $\text{Ø}14-10$  ( $a_s = 15,39 \text{ cm}^2/\text{m}$ ;  $\rho_l = 0,71 \%$ ) verringert, was einer Abminderung um 40 % entspricht. Bei allen bisher durchgeführten Versuchen zur Querkrafttrag-

fähigkeit von Platten wurden die Bewehrungsgrade relativ hoch angesetzt, um ein vorzeitiges Biegeversagen zu verhindern bzw. ein Querkraftversagen zu erzwingen.

Von daher liegt der Versuch 4d-2 in einem Bereich, der bisher nicht untersucht wurde. Es bestand daher ein gewisses Risiko, dass die Platte nicht auf Querkraft versagen würde. Dieses bestätigte sich jedoch nicht. Es trat der für ein Querkraftversagen typische Schrägriss auf, auch wenn die Hauptbiegebewehrung an der Einspannstelle der Kragplatte bereits in Teilbereichen im plastischen Bereich war. Bild 5-10 zeigt die Lastverformungskurven mit unterschiedlicher Bewehrung. Es ist zu erkennen, dass die Verformungen unterhalb der Lastplatte bei Versuch 4d-2 mit verringerter Biegebewehrung zunehmen und die Traglast steigt.

Die Verringerung der Bewehrung führt rechnerisch zu einer Verminderung des Widerstands. Unter Berücksichtigung der Materialparameter gemäß Tabelle 5-3 ergibt sich die rechnerische Abminderung zu:

$$238 \text{ kN/m}/264 \text{ kN/m} = 0,90$$

Tabelle 5-3: Vergleich der Versuchsergebnisse mit verschiedenen Bewehrungsanordnungen

Test	$\rho_l^{[3]}$ [%]	$v_{Rm,EC2}^{[1]}$ [kN/m]	$a/d$	$f_{ck}^{[2]}$ [MPa]	$F_{Test}$ [kN]	$f_{ck}^{1/3}$ [MPa]	$F_{Test}/f_{ck}^{1/3}$	Erläuterung
4d-1	1,1	264	4,0	36,0	677	3,3	205	Bewehrung gem. Bild 5-3
4d-2	0,7	238	4,0	43,1	726	3,5	207	Abweichend Ø14-10 oben
4d-3	1,1	276	4,0	40,8	682	3,4	198	Abweichend #Ø8-10 unten

[1]  $v_{Rm,EC2} = 1,8 v_{Rd,EC2}$  gemäß (Latte, 2011)

[2]  $f_{ck} = f_{cm} - 4 \text{ N/mm}^2$  (Laborbedingungen);  $f_{cm}$  zum Zeitpunkt der Versuchsdurchführung

[3] Bezogen auf die Hauptbiegebewehrung für den Querkraftnachweis gem. Gl. (2.1-3)

Die Tragfähigkeit in Versuch 4d-2 sollte demnach 10 % kleiner sein als in Versuch 4d-1 mit  $F_{Test,4d-1} = 677 \text{ kN}$ . Die Traglast des Versuchs mit verringerter Längsbewehrung liegt aber mit  $F_{Test,4d-2} = 726 \text{ kN}$  um 7 % höher. Der Einfluss der Biegelängsbewehrung gemäß Gleichung (2.1-3) auf die Tragfähigkeit lässt sich demnach nicht nachweisen. Im Gegenteil: Es ergibt sich eher ein umgekehrter Zusammenhang. Es ist zu vermuten, dass sich aufgrund der geringeren Biegesteifigkeit der Platte an der Einspannung eine größere Lastumlagerung einstellen konnte, oder dass aufgrund des weicheren Systems die lokalen Beanspruchungen im Bereich der Lasteinleitung weniger konzentriert waren.

Wie bereits bei der Erläuterung der Ergebnisse der Versuche mit Einzellast, insbesondere der Rissbilder, dargestellt, ergeben sich Ähnlichkeiten zu einem Durchstanzversagen der auskragenden Platten unter den konzentrierten Blocklasten. Beim Nachweis des Durchstanzens würde aber im Unterschied zum Nachweis des äquivalenten Plattenstreifens des Kragsystems auf Querkraft die Bewehrung auf der lastabgewandten Seite (also auf der Plattenunterseite) in Ansatz gebracht. Bei Versuch 4d-3 wurde daher die untere Flächenbewehrung der Platte von Ø12-10 ( $a_s = 11,31 \text{ cm}^2/\text{m}$ ) auf Ø8-10 ( $a_s = 5,03 \text{ cm}^2/\text{m}$ ) um 66 % verringert. Mit  $F_{Test,4d-3} = 682 \text{ kN}$  lieferte der Versuch nahezu die gleiche Tragfähigkeit. Auch hinsichtlich der unteren Bewehrung hat sich demnach kein Einfluss auf die Tragfähigkeit ergeben.

Bei den Wiederholungsversuchen der Laststellungen 2d und 3d ergaben sich - wie oben beschrieben - Abweichungen bei der Traglast in der Größenordnung um 10 %. Die Abweichung um 7 % bei der Variation der oberen Biegebewehrung liegt innerhalb dieser Streubreite. Hiernach kann nur festgestellt werden, dass sich aus den Versuchen kein Einfluss der Biegebewehrung innerhalb der untersuchten Bandbreite auf die Querkrafttragfähigkeit ergibt.

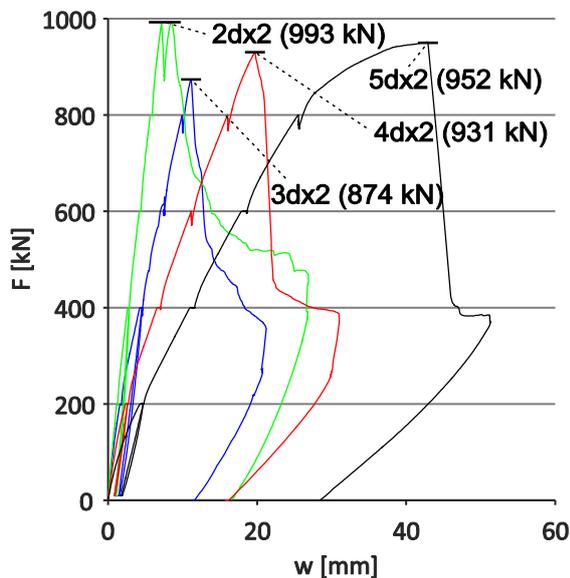


Bild 5-11: Last-Verformungskurven der Versuche mit Doppellast; Verformung unterhalb der Lastplatte

### 5.3 Versuche mit zwei Blocklasten

Bei vier Versuchen wurde das Tragverhalten unter der Belastung mit 2 Blocklasten getestet. Bild 5-11 zeigt die Kraft-Verformungskurven der Versuche mit Doppellast. Die zentralen Fragen waren, wie sich der Lastabtrag mehrerer Lasten von dem mit einer Blocklast unterscheidet, und wie sich die Lasten untereinander beeinflussen. Die Versuchsergebnisse zeigen, dass die Platten bezogen auf die Summe der Einzellasten unter Doppellast eine um 30 % höhere Traglast aufweisen (Tabelle 5-4). Würde es keine Beeinflussung der Lasten untereinander geben, müsste die Summe der aufgebrachtten Lasten dem Doppelten der Versuche mit Einzellast entsprechen. Es ist daher offensichtlich, dass sich die Lasten gegenseitig beeinflussen.

Tabelle 5-4: Auswertung der Versuchsergebnisse zum Einfluss des direkten Lastabtrags bei zwei Einzellasten

<i>Test</i>	$v_{Rm,EC2}^{[1]}$ [kN/m]	$a_v/d$	$f_{ck}^{[2]}$ [MPa]	$F_{Test}$ [kN]	$f_{ck}^{1/3}$ [MPa]	$F_{Test}/f_{ck}^{1/3}$	<i>Erhöhungsfaktor bez. auf Tabelle 5-2; 197 kN</i>	$1/\beta =$ $d/2a_v$
2d×2	281	2x2,0	53,6	993	3,8	263	1,34	1
3d×2	286	2x3,0	48,8	874	3,7	239	1,21	1
4d×2	264	2x4,0	41,9	930	3,5	268	1,36	1
5d×2	296	2x 5,0	50,4	952	3,7	258	1,31	1

[1]  $v_{Rm,EC2} = 1,8 v_{Rd,EC2}$ ; gemäß (Latte, 2011)

[2]  $f_{ck} = f_{cm} - 4 \text{ N/mm}^2$  (Laborbedingungen);  $f_{cm}$  zum Zeitpunkt der Versuchsdurchführung

In (Rombach & Henze, 2017a) wurde gezeigt, dass sich die etwa 30 %-ige Erhöhung der Tragfähigkeit der Versuche mit zwei Lasten gegenüber den Platten mit einer Einzellast über einen Vergleich der linear-elastischen Schnittgrößen im Bereich der Lasteinleitung erklären lassen.

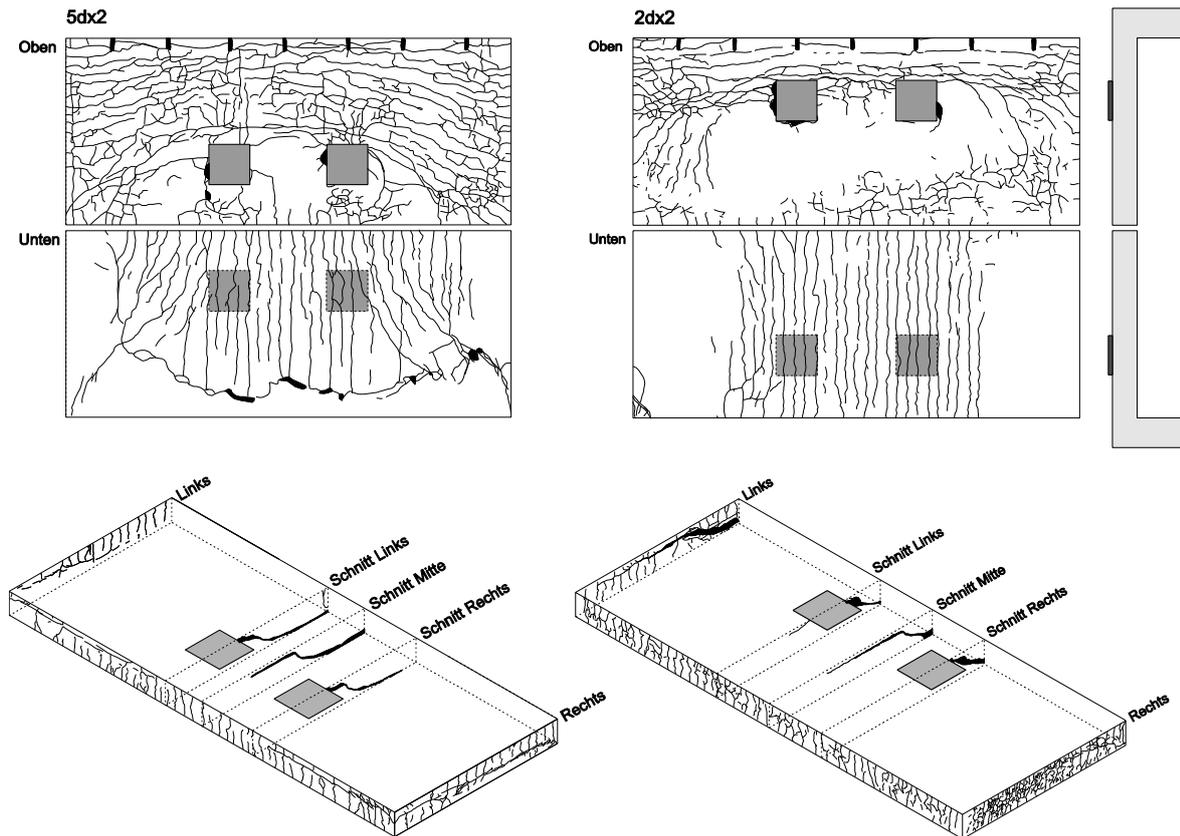


Bild 5-12: Rissbilder der Versuche 6d×2 und 2d×2

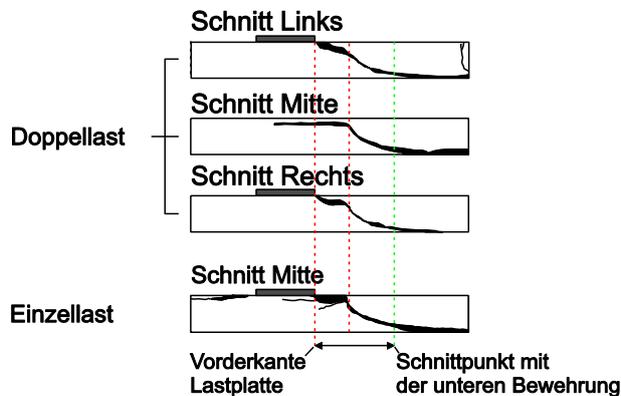


Bild 5-13: Rissbilder im Inneren der Platten für Einzel- und Doppelast (Laststellung bei  $a_v = 5d$ ) im Vergleich

Auch bei den Doppelasten hat der Abstand der Lasten zum Auflager keinen Einfluss auf die Querkrafttragfähigkeit. Wie bei den Versuchen unter Einzellast, kann davon ausgegangen werden, dass es sich um ein lokales Versagen der Platten im Bereich der Lasteinleitung handelt.

Der Versagensriss wandert, wie bei den Einzellasten, auch mit den Doppelasten mit, wobei dieses erst ab einem Abstand der Lasten von  $a_v > 4,0d$  eindeutig erkennbar wird. Neigung und Verlauf des Risses ist sehr ähnlich, wie in Bild 5-13 zu erkennen ist. Hier können die Sägeschnitte durch die Lasteinleitung für Doppel- und Einzellast bei  $a_v = 5,0d$  verglichen werden.

## 5.4 Versuche an äquivalenten Meterstreifen

Ergänzend zu den Großmodellversuchen wurden für  $a_v = 1,0d - 3,0d$  sowie  $5,0d$  Versuche an vier äquivalenten Plattenstreifen von 1 m Breite durchgeführt. Die Ergebnisse sind in Tabelle 5-5 zusammengefasst. Deutlich ist zu erkennen, dass die Traglasten bei weitem nicht das Niveau von  $F_{\text{Test}}$  der 4,50 m breiten Platten erreichten. Das Versagen unterscheidet sich ebenfalls signifikant. Die Meterstreifen verhalten sich wie Balken. Der Lastabtrag ist eindimensional, da eine Lastausbreitung und Umlagerung der Einzellasten nicht wie bei den Platten aktiviert werden kann. So versagte der Plattenstreifen des Versuches P15 mit  $a_v = 5,0d$  auf Biegung, während die entsprechende große Platte 5d auf Querkraft versagte. Durch die Reduzierung des Lastabstandes und die entsprechend kleinere Momentenbeanspruchung trat bei den Plattenstreifen mit  $a_v = 1,0d$  bis  $3,0d$  ein Querkraftversagen auf, wobei die Tragfähigkeit der auflagerfernen Laststellungen in etwa 46 % der mittleren Tragfähigkeit (665 kN) der großen Platten betrug.

Tabelle 5-5: Ergebnisse der Versuche an Plattenstreifen mit 1 m Breite

Versuch	$v_{Rm,EC2}^{[1]}$ [kN/m]	$a_v/d$	$f_{ck}^{[2]}$ [MPa]	$F_{\text{Test}}$ [kN]	$f_{ck}^{1/3}$ [MPa]	$F_{\text{Test}}/f_{ck}^{1/3}$	Erläuterung	$1/\beta = d/2a_v$
1d-1m	268,8	1	41,8	623	3,5	178		2
1d-1m-2	-	1	-	565	-	-	Wiederbelastung von 5d-1m	2
2d-1m	268,8	2	41,8	306	3,5	87		1
3d-1m	266,6	3	40,9	300	3,4	88		1
5d-1m	261,5	5	38,8	211	3,4	62	Biegeversagen	1

[1]  $v_{Rm,EC2} = 1,8 v_{Rd,EC2}$ ; gemäß (Latte, 2011)

[2]  $f_{ck} = f_{cm} - 4 \text{ N/mm}^2$  (Laborbedingungen);  $f_{cm}$  zum Zeitpunkt der Versuchsdurchführung

Der Versuch 1d-1m lieferte mit  $F_{\text{Test}} = 623 \text{ kN}$  die doppelte Tragfähigkeit der weiter entfernt platzierten Lasten mit Querkraftversagen, und bestätigt den an Balken ermittelten Abminderungsfaktor  $\beta$  nach Gleichung (2.1-2).

Der Versuchskörper 5d-1m wurde zum Abschluss der Versuche noch einmal mit einer Einzellast bei  $a_v = 1,0d$  (1d-1m-2) belastet. Die obere Längsbewehrung war bereits im ersten Versuch mit  $a_v = 5,0d$  deutlich im plastischen Bereich mit deutlicher Rotation des Kragarmquerschnittes am Übergang zum Steg gewesen. Trotzdem konnte bei der erneuten Belastung bei  $1,0d$  eine Maximallast von 564 kN erreicht werden, also in etwa 90 % der Traglast des Versuchs 1d-1m ohne Vorbelastung.

## 5.5 Zusammenfassung

Abschließend lassen sich folgende Erkenntnisse aus den Versuchsergebnissen ableiten:

1. Der Einflussbereich der direkten Abstützung bei Platten hinsichtlich der absoluten Traglast ist größer als  $a_v/d = 2,0$  (EC2). Die Versuche zeigen einen Einfluss bis  $3,0d$  (vgl. Bild 5-14)

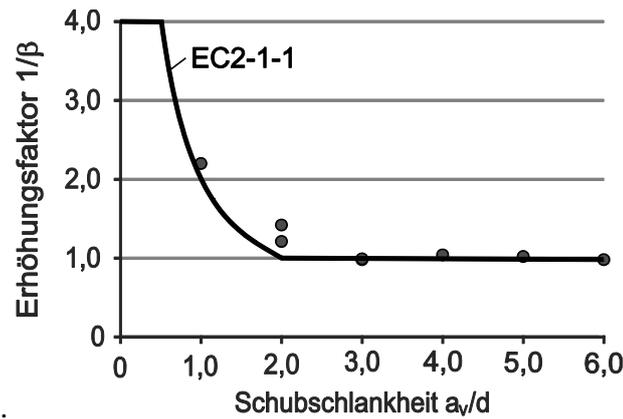


Bild 5-14: Vergleich des Erhöhungsfaktors  $1/\beta$  zwischen EC2 und den Versuchen mit Einzellasten

2. Die Versuche im Übergangsbereich, in dem ein Einfluss eines direkten Lastabtrags zu erwarten war, wurden zur Eingrenzung der Streuung der Traglasten wiederholt. Bei den Vergleichsversuchen ergaben sich Differenzen von ca. 10 % ohne eine Korrelation zur Druck- oder Zugfestigkeit des Betons zu zeigen.
3. Eine Limitierung des  $\beta$ -Faktors für Laststellungen mit  $a_v/d < 0,5$  erscheint nicht gerechtfertigt. Für entsprechend kleinere Abstände kann davon ausgegangen werden, dass die direkte Druckstrebe auch entsprechend größere Anteile der Blocklasten abtragen kann.
4. Die Versuche zeigen, dass die Querkrafttragfähigkeit der Platten außerhalb des Bereichs der direkten Lasteinleitung für eine Belastung durch eine konzentrierte Blocklast unabhängig von der Laststellung ist. Die Versuche mit den Lastabständen  $a_v = 3,0d$  bis  $6,0d$  lieferten alle Traglasten in der gleichen Größenordnung. Diese Tatsache und die Auswertung der Rissbilder, sowie der Dickenmessungen zeigen, dass es sich um ein lokales Versagen der Platte im Bereich der Lasteinleitung handelt. Das Versagen ähnelt stark dem Durchstanzversagen bei einer Randstütze.
5. Weiterhin zeigt die Auswertung der Dickenmessungen, dass der Schrägriss in der Platte bei allen Versuchen mit einer Blocklast unabhängig von der Laststellung in etwa bei gleichem Lastniveau um 600 kN auftrat.  
Bei einer wandernden Radlast im Brückenbau würde das lokale Auftreten eines Schrägrisses an der Lasteinleitung im Laufe der Überfahrt der Einzellast zum globalen Versagen der Platte führen. Die in den Versuchen erreichten Traglasten wären damit nicht erreichbar. Die Traglastenerhöhung bei auflagnaher Laststellung sollte daher nur für ruhende Lasten angesetzt werden. Unabhängig davon sind die erreichten Traglasten mindestens 4-mal so groß wie die Radlast von 150 kN, die sich nach Eurocode anzusetzen wäre. Legt man die in den Doppellastversuchen erreichten Radlasten zugrunde, ergibt sich immer noch der 3-fache Wert. Selbst die Resttragfähigkeit der Versuchskörper nach Querkraftversagen lag mit minimal ca. 250 kN (Versuch 4d-3) deutlich höher als die normative Radlast von 150 kN.

6. Die bisher übliche Annahme einer mitwirkenden effektiven Breite in Abhängigkeit des Abstandes von Einzellasten zum Auflager, z.B. nach Heft 240 oder eine Lastausbreitung unter  $45^\circ$ , scheint nicht gerechtfertigt.
7. Bei den Versuchen mit zwei Blocklasten lassen sich ähnliche Schlüsse wie bei den Versuchen mit nur einer Last ziehen. Im Bereich ohne Einfluss des direkten Lastabtrags stellt sich für alle Laststellungen eine ähnliche Tragfähigkeit ein. Diese ist nicht abhängig vom Abstand der Blocklasten zum Auflager.
8. Die Versuche mit zwei Lasten liefern gegenüber den Versuchen mit einer Last eine etwa 30 % größere Traglast bezogen auf die Gesamtlast. Das zeigt, dass sich die Lasten untereinander beeinflussen, da sich sonst die doppelte Traglast ergeben müsste. Die Erhöhung lässt sich über einen Vergleich der linear-elastischen Schnittgrößen im Bereich der Lasteinleitung erklären.
9. Anders als nach aktueller Norm zu erwarten, zeigt die Variation der Bewehrung keinen Einfluss auf die Querkrafttragfähigkeit der Platten. Eine Verringerung der Hauptbiegebewehrung, die bei der rechnerischen Tragfähigkeit nach Gl. (2.1-3) zu berücksichtigen wäre, führt im Gegenteil bei Versuch 4d-2 zu einer Erhöhung der Tragfähigkeit. Die Verringerung der unteren Bewehrung, also auf der lastabgewandten Seite, zeigt im Versuch 4d-3 keine Änderung der Tragfähigkeit.
10. Die Betondruckfestigkeit variierte bei allen Versuchen zwischen  $f_{cm} = 37$  und  $58$  MPa und hatte augenscheinlich keinen Einfluss auf die Tragfähigkeit der Versuchskörper.
11. Die äquivalenten Meterstreifen bilden das Tragverhalten der  $4,50$  m breiten Platten nicht richtig ab. Während der Plattenstreifen mit einer Laststellung bei  $a_v/d = 5,0d$  auf Biegung versagten, ohne die volle Querkrafttragfähigkeit zu erreichen, versagte die Platte mit gleicher Laststellung auf Querkraft mit ähnlicher Traglast wie die Platten ohne Einfluss des direkten Lastabtrags  $a_v/d \geq 3,0$ .
12. Die Versuche an den Plattenstreifen bestätigen den  $\beta$ -Faktor nach EC2 für Balken mit einem Einfluss bis  $a_v/d = 2,0$ .
13. Die Tragfähigkeiten der Meterstreifen bei  $a_v/d = 3,0$  und  $2,0$  sind identisch und damit unabhängig vom Abstand der Einzellast zum Auflager.

## 5.6 Direkte Erkenntnisse aus der Versuchsreihe an der TUHH

In Kapitel 4 wurde der Forschungsbedarf aus den vorangegangenen Versuchsreihen zur Querkrafttragfähigkeit von Platten unter Einzellasten herausgearbeitet und in Abschnitt 4.8 zusammengestellt. Die sich hieraus ergebenden Fragestellungen können größtenteils direkt mit den vorliegenden Ergebnissen der Versuchsreihe an der TUHH beantwortet werden:

- *Welches ist die maßgebende Laststellung der Einzellasten für den Querkraftnachweis (auflagernah oder weiter vom Auflager entfernt)? Stichworte: Momenten/Querkraftinteraktion; Einfluss des direkten Lastabtrags? Hierzu sollten vor allem Versuche mit größeren Schubschlankheiten durchgeführt werden (Latte, 2011) (Lantsoght, 2013a) (Natário F. M., 2015).*

Aus den Versuchen kann abgeleitet werden, dass die Querkrafttragfähigkeit unabhängig von der Laststellung der Einzellast auf der Platte ist. Für Laststellungen außerhalb des Einflussbereichs der direkten Abstützung waren die Tragfähigkeiten nahezu gleich. Dieses gilt sowohl für eine als auch für zwei Lasten. Die Dickenmessungen sowie die Rissbilder zeigen, dass es sich um ein lokales Versagen der Platte im Bereich der Lasteinleitung handelt. Die Annahme einer mitwirkenden oder effektiven Breite zur Ermittlung der Beanspruchung, die in Abhängigkeit des Lastabstandes der Einzellasten zum Auflager bestimmt wird (Heft 240, 45°-Lastausbreitung), führt dazu, dass eine auflagernahe Laststellung maßgebend wird. Unter Berücksichtigung des direkten Lastabtrags bei auflagernahe Laststellung ergibt sich nach den derzeit gültigen Bemessungsregeln des EC2 eine maßgebende Laststellung bei  $a_v = 2,0d$ . Dieses Vorgehen bildet das reale Tragverhalten nicht richtig ab.

Es konnte ein eindeutiger Einfluss des direkten Lastabtrags der Einzellasten für Schubschlankheiten von  $a_v/d < 3,0$  nachgewiesen werden, der bei Platten größer ist, als nach EC2 zu erwarten war.

Die Momenten-/Querkraftinteraktion hat augenscheinlich keinen Einfluss auf die Tragfähigkeit. Da das Versagen im Bereich der Lasteinleitung stattfindet, ist das globale Biegemoment an der Einspannung einer auskragenden Platte nicht von Bedeutung. Der Versuch 4d-2 mit reduzierter Hauptlängsbewehrung zeigte eher einen umgekehrten Zusammenhang. Die Längsbewehrung war im Versuch deutlich im plastischen Bereich, was aber zu einer höheren Tragfähigkeit führte. Eine mögliche Erklärung hierfür wäre, dass die konzentrierte Last durch die weichere Einspannung im Grenzzustand besser umgelagert werden konnte.

- *Welchen Einfluss haben die Längsbewehrung und die damit einhergehende Momententragfähigkeit auf den Lastabtrag von konzentrierten Einzellasten? Beeinflusst das Fließen der Längsbewehrung das Tragvermögen? Hierzu sollten Versuche mit Variation der Längsbewehrung durchgeführt werden (Rodriguez, 2007), (Natário F. M., 2015), (Lantsoght, 2013a).*

Wie zuvor erläutert, hat der Längsbewehrungsgrad in der untersuchten Bandbreite zwischen  $\rho_l = 0,7\%$  ( $d = 21,5$  cm,  $\text{Ø}14$ -10 cm) und  $\rho_l = 1,2\%$  ( $d = 21,5$  cm,  $\text{Ø}16$ -10 cm) keinen Einfluss auf die Tragfähigkeit. Selbst das Fließen der Biegebewehrung an der Einspannung führte im Gegensatz zu der EC2-Bemessungsgleichung eher zu einer Erhöhung der Tragfähigkeit.

- *Hat die Betondruckfestigkeit einen Einfluss (Lantsoght, 2013a)?*

Wie bereits durch Lantsoght (Lantsoght, 2013a) festgestellt, hat die Betondruckfestigkeit in der untersuchten Bandbreite keinen signifikanten Einfluss auf die Querkrafttragfähigkeit der Platten. Auch die Versuche an der TUHH bestätigen dies. Die Betondruckfestigkeit der Versuchsplatten variierte zwischen  $f_{cm} = 37$  und 58 MPa ohne erkennbaren Einfluss.

- *Welchen Einfluss haben die netzartige Ausführung der Bewehrung und insbesondere die untere Bewehrung bei Kragplatten (Latte, 2011), (Natário F. M., 2015)?*

Die netzartige Ausführung der Bewehrung hat einen Einfluss auf die Querkrafttragfähigkeit, da hierdurch die Verteilung der konzentrierten Lasten bestimmt wird. Erst durch eine ausreichende Querverteilung der Einzellasten in der Platte kann die mehrachsige Tragwirkung bzw. die Umlagerung der Lasten aktiviert werden. Es ist nicht abschließend zu klären, wie groß die erforderliche Bewehrung mindestens sein muss, um den mehrachsigen Lastabtrag zu gewährleisten. In den Versuchen wurde die untere Bewehrung von Ø12-10 cm auf Ø8-10 cm um ca. 60 % reduziert, was keinen Einfluss auf die Tragfähigkeit hatte. Es kann also davon ausgegangen werden, dass eine ohnehin erforderliche Grundbewehrung mit üblichem Bewehrungsgrad in jedem Fall eine ausreichende Querverteilung der Lasten gewährleistet.

- *Wie funktioniert der Lastabtrag bzw. die Überlagerung mehrerer Einzellasten (Reißen, 2017), (Lantsoght, 2013a)?*

Bei den Versuchen mit zwei Lasten konnten etwa 30 % höhere Traglasten gegenüber den Versuchen mit einer Last beobachtet werden. Es kommt demnach eindeutig zu einer Überlagerung der Lasten in den Platten. Da die Traglast unabhängig von der Laststellung der Einzellasten ist und aufgrund der Dickenmessungen sowie der Rissbilder ein lokales Versagen der Platten im Bereich der Lasteinleitung abgeleitet werden kann, sollte die Beanspruchung der Platten ebenfalls im Bereich der Lasteinleitung ermittelt werden. In (Rombach & Henze, 2017a) konnte gezeigt werden, dass die mittels *leFEM* ermittelten Querkräfte im Bereich der Lasteinleitung die 30%-ige Traglastserhöhung erklären können. Die These eines lokalen Versagens der Platte in diesem Bereich wird hierdurch zusätzlich gestützt.

Die beiden verbleibenden Fragestellungen können bisher nicht beantwortet werden:

- *Welchen Einfluss hat die statische Nutzhöhe auf die Querkrafttragfähigkeit bei Platten (Lantsoght, 2013a)?*
- *Welchen Einfluss haben gleichmäßig verteilte Flächenlasten auf den Querkraftabtrag (Natário F. M., 2015)?*

Hierzu sei auf die Kapitel 8 und 9 verwiesen.

## 6 Grundlagen der nichtlinearen FEM-Berechnungen

Im Folgenden werden die maßgeblichen Einflussfaktoren sowie die Materialmodelle für Beton und Bewehrung in der gebotenen Kürze dargestellt. Hierbei werden die Annahmen mit den Ergebnissen realer Forschungsergebnisse zum Materialverhalten abgeglichen. Ziel ist es die für die *n/FEM* verwendeten Gleichungen darzustellen, die für die Definition der Materialien in ABAQUS benötigt werden.

### 6.1 Verwendetes Stoffmodell für den Beton

Die Grundlage des verwendeten Materialmodells lieferten *Lee & Fenves* (Lee & Fenves, 1998). Weiterführende Erläuterungen zur Berechnung können der Dokumentation (ABAQUS, 2012) des FE-Programms entnommen werden. Die materialspezifischen Feinheiten sind (CEB-FIP Modelcode, 1990), (fib Modelcode, 2010) und (Mark, 2006) zu entnehmen. Weitere Ausführungen und Hinweise zum Bruchverhalten von Beton finden sich in (Duda, 1991) und den nachfolgend benannten Literaturstellen.

#### 6.1.1 Beton unter einachsialem Zug

*Hillerborg* beschreibt die Zähigkeit von Beton auf Zug (tensile toughness) als ebenso essentiell wie die Zugfestigkeit (Hillerborg, 1985 a). Ein Weg, diese Eigenschaft von Beton zu erfassen, ist die Ermittlung der Bruchenergie  $G_f$ . Das Zug-Bruchverhalten von Beton wird durch *Hillerborg* wie folgt beschrieben: Bei einer Zugprobe bilden sich zunächst bei Erreichen der Zugfestigkeit Mikrorisse bzw. eine Schädigungszone oder Rissprozesszone (fracture process zone) aus. Hiermit gehen plastische Verformungen einher. Diese Mikrorisse bilden beim endgültigen Versagen einen diskreten Riss mit der Rissweite  $w$  (Bild 6.1). Die Spannungsabnahme bei zunehmenden Dehnungen wird als Tension softening bezeichnet.

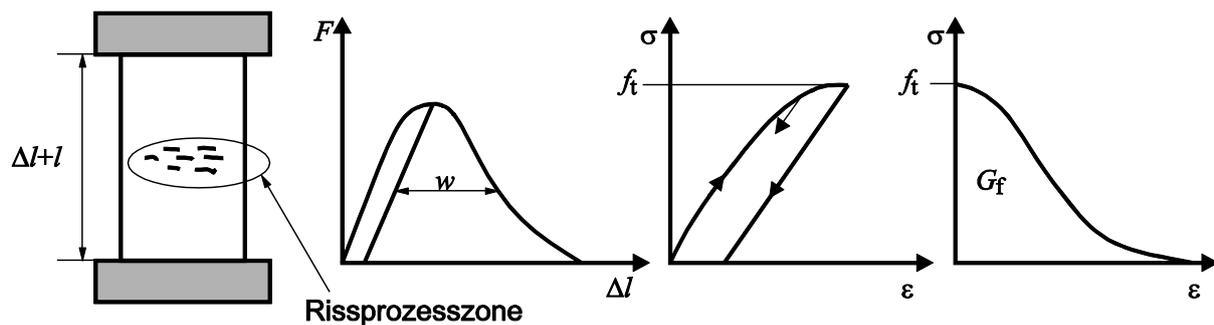


Bild 6-1: Zug-Bruchverhalten einer Betonprobe nach Hillerborg, Probe mit Rissprozesszone, Rissweite  $w$ , Spannungs-Dehnungsbeziehung im Zugbereich mit Bruchenergie. (Hillerborg, 1985 a)

Der Bereich außerhalb der Rissprozesszone verhält sich linear-elastisch. Nach dem Ausbilden der Rissprozesszone zieht sich daher der intakte Beton außerhalb der geschädigten Zone zusammen, während sich die Schädigungszone weiter dehnt, bis letztendlich ein diskreter Riss entsteht.

Nach *Hillerborg* kann das Zugverhalten nicht ausschließlich auf eine Spannungs-Dehnungsbeziehung reduziert werden. Vielmehr ist diese Kurve abhängig von der Länge, über die die Dehnungen gemessen werden. Es sind daher zwei Kurven erforderlich, um das Verhalten des Betons unter Zug zu beschreiben. Die eine ist die Spannungs-Dehnungskurve inklusive des Astes nach dem Abriss der Probe (unloading branch). Die andere ist die Spannungs-Verformungskurve, welche die zusätzliche Verformung der Schadenszone beschreibt.

*Hillerborg* grenzt das Rissverhalten des Betons gegen das von anderen (duktileren) Materialien wie Metallen ab. Beim Fließen von Stahl treten in größerem Maße Schubbeanspruchungen (z.B. über die Querdehnung) auf. Dieses Verhalten ist beim Beton nicht zu beobachten. Der Übergang der Mikrorisse in Makrorisse beim Beton geht ohne nennenswerte laterale Verformungen oder Einschnürungen vonstatten.

Die gesamte absorbierte Energie in einem Zugversuch setzt sich für den Beton aus zwei Anteilen zusammen. Der eine Anteil entspricht der Fläche unter der  $\sigma$ - $\varepsilon$ -Kurve bis zum Erreichen der Zugfestigkeit  $f_{ct}$  und der zweite der Fläche unter der  $\sigma$ - $w$ -Kurve nach Überschreiten der Zugfestigkeit, welcher der in der Schädigungszone absorbierten Energie  $G_f$  entspricht. Diese Energie wird bezogen auf die Fläche des Risses bzw. der projizierten Fläche der Schädigungszone orthogonal zur Hauptspannung  $\sigma_{c,1}$ .

Von zentraler Bedeutung für das Materialmodell ist die zugrunde gelegte Größe der Bruchenergie  $G_F$  sowie die Form der Spannungs-Dehnungs- bzw. Spannungs-Rissöffnungsbeziehung, die das Verhalten des Betons auf Zug beschreibt. Hierzu gibt es verschiedene Ansätze. *Duda* (Duda, 1991) führt aus, dass die ersten Ansätze wie z.B. von *Hordijk* (Hordijk, 1991) oder *Petersson* (Petersson, 1981) im Wesentlichen durch „curf-fitting“ an Versuchsergebnissen entstanden sind. Diese sind wenig anschaulich. Eine einfach an Versuchsergebnisse anzupassende Funktion für die  $\sigma$ - $w$ -Kurve wird im MC 1990 (CEB-FIP Model Code 1990, 1990) verwendet.

$$\sigma_{ct} = f_{ctm} \cdot e^{-w/w_1} \quad (6.1-1)$$

$$\text{mit: } w_1 = G_f / f_{ctm} \quad (6.1-2)$$

Neben der Einfachheit liegt ein weiterer Vorteil bei der stetig definierten Funktion im besseren Konvergenzverhalten bei der EDV-Berechnung.

Nach MC 1990 hängt die Bruchenergie von der Korngröße ab. Dieser Zusammenhang ist aber umstritten, sodass im Nachfolgedokument MC 2010 (fib Model Code, 2010) dieser Zusammenhang nicht mehr besteht. Die Art der Gesteinskörnung beeinflusst viel mehr als deren Größe die Bruchenergie. Ein Zusammenhang mit der Art der Gesteinskörnung liegt u.a. auch bei der Größe der Zugfestigkeit des Betons zugrunde wie *Malárics* (Malárics, 2011) beschreibt.

Die Bruchenergie nach fib-MC 2010 (fib Model Code, 2010) wird beschrieben als:

$$G_f = 0,73 \cdot f_{cm}^{0,18} \quad (6.1-3)$$

Es besteht also ein direkter Zusammenhang zur Materialfestigkeit.

Im fib-MC 2010 (fib Model Code, 2010) wird für die  $\sigma$ - $w$ -Beziehung eine abschnittsweise lineare Funktion verwendet:

$$\sigma_{ct} = f_{ctm} \cdot \left(1,0 - 0,8 \cdot \frac{w}{w_1}\right) \quad \text{für } w \leq w_1 \quad (6.1-4)$$

$$\sigma_{ct} = f_{ctm} \cdot \left(0,25 - 0,05 \cdot \frac{w}{w_1}\right) \quad \text{für } w_1 \leq w \leq w_c \quad (6.1-5)$$

mit:  $w$  = Rissbreite in mm

$$w_1 = G_f / f_{ctm} \text{ im mm bei } \sigma_{ct} = 0,2 f_{ctm} \quad (6.1-6)$$

$$w_c = 5 G_f / f_{ctm} \quad (6.1-7)$$

Die  $\sigma$ - $w$ -Beziehung nach fib-MC 2010 (fib Model Code, 2010) ist daher nach *Duda* (Duda, 1991) weniger geeignet.

Daher wird für die numerischen Simulationen die Beziehung nach fib-MC 1990 verwendet. Für die Bruchenergie wird, mit wenig Einfluss auf die Simulationsergebnisse, die Formulierung nach MC 2010 (fib Model Code, 2010) angesetzt. Dieses erscheint zweckmäßig, da bei den meisten Versuchen aus der Literatur die Korngröße gar nicht bekannt ist, und der Zusammenhang mit der Bruchenergie wie zuvor erläutert ohnehin fragwürdig ist.

Die Spannungsdehnungsbeziehung des Betons auf Zug wird in zwei Bereiche aufgeteilt. In Bereich I wird ein linear-elastisches Verhalten bis zum Erreichen der Zugfestigkeit angenommen. In Bereich II wird von einer Entfestigung mit sukzessivem Spannungsabfall ausgegangen. Die Entfestigung ist, wie oben beschrieben, über die Rissöffnungsbeziehung von der Bruchenergie und der Elementgröße abhängig (CEB-FIP Model Code 1990, 1990).

Bereich I: ( $\sigma_{ct} \leq f_{ct}$ )

$$\sigma_{ct} = E_c \cdot \varepsilon_{ct} \quad (6.1-8)$$

Bereich II: ( $\sigma_{ct} > f_{ct}$ ),  $w_1 = G_f / f_{ctm}$  im mm bei  $\sigma_{ct} = 0,2 f_{ctm}$  gem. Gl. 6.1-6

$$\sigma_{ct}(w = l_t \cdot \varepsilon_{in}) = f_{ctm} \cdot e^{-w/w_1} \quad (6.1-9)$$

$$\varepsilon_{ct} = \varepsilon_{in} + \sigma_{ct} / E_c \quad \text{mit } \varepsilon_{in} = \text{inelastische Dehnung} \quad (6.1-10)$$

Im FE-Modell ist zusätzlich zu beachten, dass die Bruchenergie  $G_f$  nur in einem Element verbraucht werden sollte, um sinnvolle Ergebnisse für das Rissbild zu erhalten, was eine ausreichend feine Elementierung voraussetzt. Die Elementlänge  $l_t$  sollte dem entsprechend kleiner als der zu erwartende mittlere Rissabstand sein. Dieser ergibt sich nach *Mark* (Mark, 2006) über den maximalen Rissabstand nach EC2 (DIN EN 1992-1-1, 2011) zu:

$$s_{r,mean} = (2/3) \cdot s_{r,max} \quad (6.1-11)$$

mit:

$$s_{r,\max} = \frac{\sigma_s \cdot \phi}{3,6 \cdot \rho_{\text{eff}}} \quad (\text{EC2-1-1, Gl. 7.11}) \quad (6.1-12)$$

Im realen Bauwerk wird das Rissbild in erster Linie über die rissparallele Bewehrung bestimmt, wenn - wie üblich - der Bewehrungsabstand kleiner als der zu erwartende mittlere Rissabstand ist. Bei Balken entspricht die rissparallele Bewehrung der Bügelbewehrung. Bei Platten beeinflusst die Querbewehrung den Rissabstand. Entsprechend ergibt sich die maximale Elementlänge dann über den Abstand der Bügel  $s_{\text{Bügel}}$  bzw. Querbewehrung  $s_{\text{quer}}$ . Um ein aussagekräftiges Rissbild aus der FE-Simulation ableiten zu können, muss die Elementlänge deutlich kleiner als der zu erwartende Rissabstand gewählt werden.

Es wird eine äquivalente Elementlänge  $l_{\text{eq}}$  analog zu *Mark* (Mark, 2006) in Abhängigkeit der Art des Volumenelementes in der FE-Berechnung entsprechend den Erläuterungen von *Vonk* (Vonk, 1993) festgelegt zu:

$$l_{\text{eq}} = \sqrt[3]{V_e / n_{\text{int}}} \quad (6.1-13)$$

mit:  $V_e$  = Volumen des Elementes

$n_{\text{int}}$  = Anzahl der Integrationspunkte

Für die in der ABAQUS-Simulation verwendeten Elemente C3D8R mit 8 Knoten gilt also:

$$l_{\text{eq}} = (V_e / 8)^{1/3} < \min[s_{r,\text{mean}}; s_{\text{quer}}] \quad (6.1-14)$$

### 6.1.2 Beton unter einachsialem Druck

*Wang, Shah, & Naaman* (Wang, Shah, & Naaman, 1978) führten Versuche zum Druckbruchverhalten von Beton durch. Hierbei wurde besonderer Wert auf das Nachbruchverhalten nach Überschreiten der Druckfestigkeit gelegt. Die Autoren führen aus, dass es aufgrund der kleinen Stauchungen, die bis zum Bruch eines Probekörpers aufgebracht werden, und der Sprödigkeit des Werkstoffs schwierig ist, den Nachbruchbereich mit Hilfe herkömmlicher Methoden zu erfassen. Auch wenn Druckversuche weggesteuert durchgeführt werden, ist es mit einer herkömmlichen Presse nicht möglich, eine Spannungs-Dehnungs-Kurve für den Bereich nach Überschreiten der Druckfestigkeit zu bestimmen. So spielt die in der Presse bzw. dem umgebenden Rahmen einer Testmaschine gespeicherte Energie bei der Entlastung der Probe im Nachbruchbereich eine große Rolle. Die Autoren entwarfen daher einen speziellen Versuchsaufbau, der weitgehend unabhängig vom verwendeten Teststand die Abbildung der Kurven erlaubte. Es wurden Betonzylinder in Kombination mit einem Stahlrohr getestet (Bild 6-2). Das Stahlrohr bewirkte, dass die Kurve im Nachbruchbereich nicht von der in der Maschine gespeicherten Energie beeinflusst werden konnte, da die Kraft auch nach dem Bruch des Betonzylinders durch das Stahlrohr aufgenommen wurde, welches sich über den gesamten Versuch im elastischen Bereich der Spannungsdehnungskurve befand. Die Spannungsdehnungsbeziehung des Betons konnte nun aus der Differenz der kombinierten Messung von Beton- und Stahlkörper ermittelt,

bzw. aus dem nichtlinearen Anteil der am Stahlrohr gemessenen Dehnungen geschlossen werden.

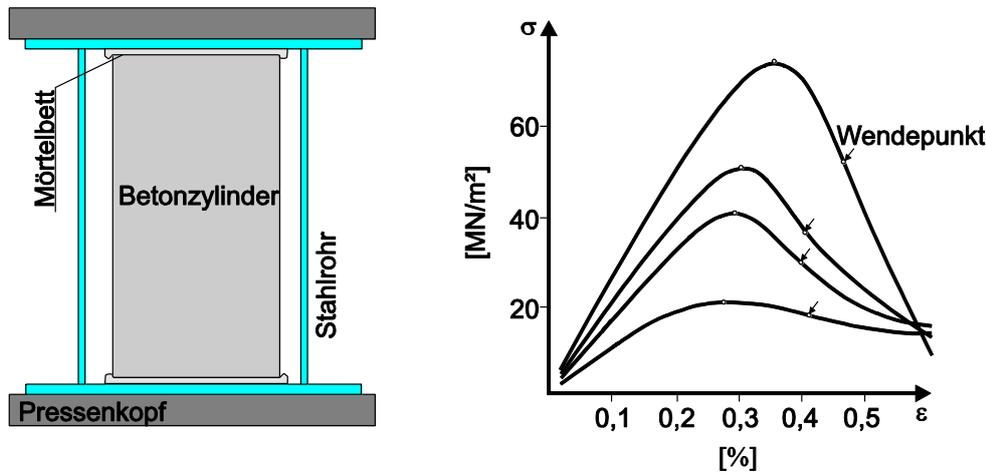


Bild 6-2: Versuchsaufbau und typische Spannungs-Dehnungskurven für Normalbeton aus (Wang, Shah, & Naaman, 1978)

In Bild 6-2 sind typische Spannungs-Dehnungs-Kurven für Normalbeton aus (Wang, Shah, & Naaman, 1978) dargestellt. Im Unterschied zu den Beziehungen, die beispielsweise im EC 2 (DIN EN 1992-1-1, 2011) angegeben werden, geht die Spannungs-Dehnungsbeziehung über eine rechnerische Bruchdehnung hinaus. Nach den Untersuchungen ergeben sich ein Wendepunkt in der Kurve im Nachbruchbereich und ein konvexer Verlauf der Kurve danach.

In Hinsicht auf eine stabile nichtlineare FE-Simulation, bei der zumindest für einen Teil der Elemente ein Übergang in den Nachbruchbereich zu erwarten ist, wäre es von Vorteil, eine entsprechende Beziehung zu verwenden und Unstetigkeiten, die sich aus einem abrupten Bruchkriterium ergeben, zu vermeiden.

Für den Druckbereich wird folgende dreiteilige einachsiale Spannungs-Dehnungsbeziehung verwendet: Im linear-elastischen Bereich bis  $0,4 f_{cm}$  (Bereich I) sowie im Bereich II oberhalb von  $0,4 f_{cm}$  bis zum Erreichen der Druckfestigkeit  $f_{cm}$  gelten die Ansätze nach Modelcode 2010 (fib Model Code, 2010). Analog zu den Ausführungen in (Mark, 2006) wird für den Nachbruchbereich (Bereich III) eine Beziehung verwendet, der wie im Zugbereich eine Energiebetrachtung zugrunde liegt.

Bereich I ( $\sigma_c \leq 0,4 \cdot f_{cm}$ ):

$$\sigma_c = E_c \cdot \varepsilon_c \quad (6.1-15)$$

Bereich II: ( $\sigma_c \leq 1,0 \cdot f_{cm}$ )

$$\sigma_c = \frac{E_{ci} \cdot \frac{\varepsilon_c}{f_{cm}} - \left( \frac{\varepsilon_c}{\varepsilon_{c1}} \right)^2}{1 + \left( E_{ci} \cdot \frac{\varepsilon_{c1}}{f_{cm}} - 2 \right) \cdot \frac{\varepsilon_c}{\varepsilon_{c1}}} \cdot f_{cm} \quad (6.1-16)$$

Bereich III: (Nachbruchbereich) ( $\varepsilon_c > \varepsilon_{c1}$ )

$$\sigma_c = \left( \frac{2 + \gamma_c \cdot f_{cm} \cdot \varepsilon_{c1}}{2 \cdot f_{cm}} - \gamma_c \cdot \varepsilon_c + \frac{\gamma_c}{2 \cdot \varepsilon_{c1}} \varepsilon_c^2 \right)^{-1} \quad (6.1-17)$$

mit:

$$\gamma_c = \frac{\pi^2 \cdot f_{cm} \cdot \varepsilon_{c1}}{2 \left[ g_{cl} - \frac{1}{2} f_{cm} \left( \varepsilon_{c1} (1 - b_c) + \frac{b_c \cdot f_{cm}}{E_c} \right) \right]^2} > 0 \quad (\text{mit } b_c = 0,70) \quad (6.1-18)$$

$$E_{ci} = \frac{2}{3 E_c} \left( \frac{f_{cm}}{\varepsilon_{c1}} \right)^2 - \frac{4}{3} \frac{f_{cm}}{\varepsilon_{c1}} + \frac{5}{3} E_c \quad (6.1-19)$$

Die Betondehnung  $\varepsilon_{c1}$  beim Erreichen der Druckfestigkeit ergibt sich nach EC2,3.1.2 zu:

$$\varepsilon_{c1} = 0,7 f_{cm}^{0,31} \leq 2,8 \text{ ‰} \quad (6.1-20)$$

Der Parameter  $\gamma_c$  steuert den Verlauf der Kurve im Nachbruchbereich (Pölling, 2001). Ein Wert von  $\gamma_c = \infty$  führt zu einem plötzlichen Abfall nach Überschreitung der Druckdehnung  $\varepsilon_c$ , ein Wert von  $\gamma_c = 0$  führt zu einer konstanten Spannung  $\sigma_c = f_{cm}$ , was einer unendlich großen Bruchenergie entsprechen würde. Der Faktor  $\gamma_c$  kann auf eine analytische Integralbestimmung über die Spannungsdehnungsbeziehung zurückgeführt werden. Das Integral der volumenspezifischen Zerstauchungsenergie bzw. die Fläche unter der gesamten Arbeitslinie bleibt endlich, da die Energie immer eine feste Größe darstellt.

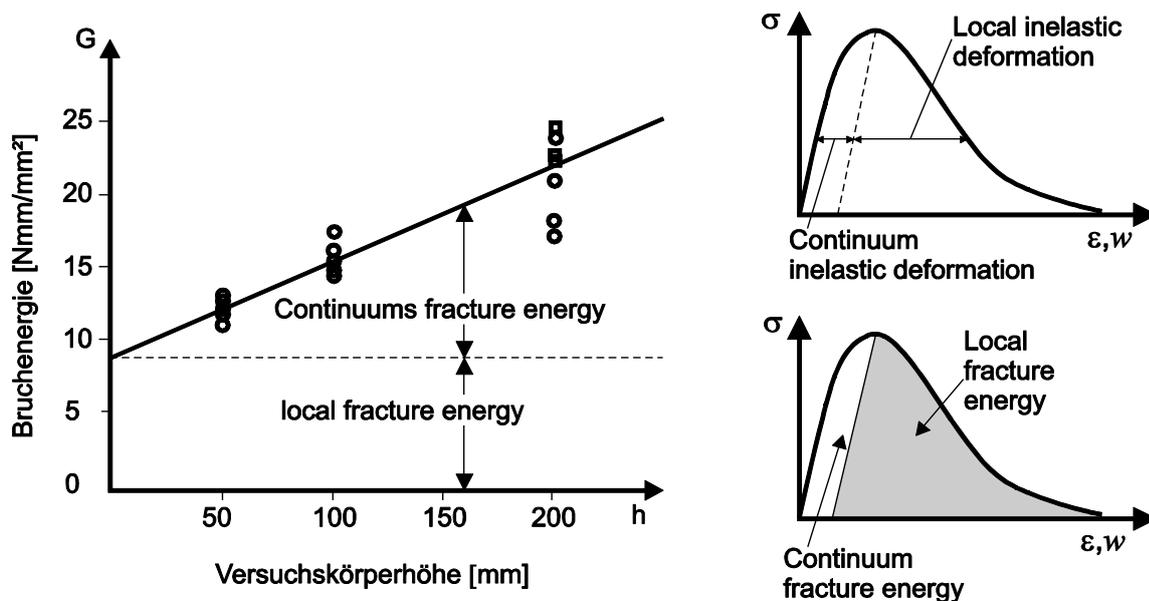


Bild 6-3: Bruch- bzw. Zerstauchungsenergie in Abhängigkeit von der Versuchskörperhöhe nach Vonk (Vonk, 1993)

Die Bruchenergie  $G_{cl}$  im Druckbereich liegt nach *Vonk* (Vonk, 1993) in einem Bereich von 10 kN/m bis 25 kN/m (Bild 6-3). Die Energiebetrachtung auf der Druckseite ist aber deutlich schwieriger als im Zugbereich, wo sich an diskreter Stelle ein Riss bildet. Im Gegensatz dazu ist das Versagen auf Druck geprägt durch eine Vielzahl an Rissen, die sich aus den Querspannungen senkrecht zur Hauptdruckspannung ausbilden. Eine Lokalisierung ist schwer zu beschreiben, da die Rissbildung über den gesamten Versuchskörper verteilt ist (Duda, 1991). Die Verteilung ist zudem stark von der Geometrie des Probekörpers abhängig, die damit auch die Spannungs-Dehnungs-Beziehung beeinflusst. *Vonk* (Vonk, 1993) führt aus, dass sich die Energie in einen lokalen und einen systemabhängigen Anteil aufteilen lässt.

Der lokale Anteil der („local fracture energy“) wird als konstanter Anteil angesehen. *Jansen & Shah* (Jansen & Shah, 1997) führten Untersuchungen an Betonzylindern durch, die die Annahmen von *Vonk* bestätigten. Auch konnte nachgewiesen werden, dass es zulässig ist, analog zu den Ausführungen von *Bazant* (Bazant & Oh, 1983) von einer lokalisierten begrenzten Versagenszone oder einem Rissband auszugehen wie beim Zugversagen. Diese Zone bildet sich dann aus, wenn die Probenhöhe größer ist als die materialabhängige als konstant angenommene Höhe des Rissbandes  $h_{cl}$  (Pölling, 2001).

Bei der FE-Berechnung entspricht diese Zone einer diskreten Elementgröße bzw. -höhe. Damit wird die Bruchenergie  $G_f$  bzw. der Verlauf der Spannungs-Dehnungsbeziehung von der Elementierung abhängig. Um diesen unerwünschten Effekt zu vermeiden, kann der lokalisierte Anteil der Zerstauchungsenergie nach (Vonk, 1993) auf die Elementlänge bezogen werden. Hierfür wird, wie im Zugbereich, die äquivalente Elementlänge  $l_{eq}$  in Abhängigkeit von der Art des verwendeten Elementes definiert (Pölling, 2001). Hiermit soll annähernd auch eine Netznabhängigkeit der FE-Berechnung gewährleistet sein.

Die Zerstauchungsenergie, welche die Spannungs-Dehnungs-Beziehung im Nachbruchbereich bestimmt, ergibt sich damit zu:

$$g_{cl} = G_{cl} / l_{eq} \quad (6.1-21)$$

*Mark* (Mark & Bender, 2010) verwendet bei seinen Berechnungen einen Wert von  $G_{cl} = 15$  kN/m. Die Untersuchungen von *Vonk* (Vonk, 1993) bestätigten diesen Wert.

### 6.1.3 Schädigung des Betons

*Sinha et al.* (Sinha, H., & Tulin, 1964) führten Versuche zum Verhalten von Beton unter zyklischer Belastung durch. Sie stellten fest, dass sich der E-Modul von Beton unter Druck in Abhängigkeit von der Belastungsgeschichte und der Größe der aufgetragenen Stauchung einer Betonprobe im Nachbruchbereich verändert. Es kommt zu einer Verminderung des E-Moduls. Das gleiche Materialverhalten ist auch unter Zugbeanspruchung zu beobachten. Diese Verminderung des E-Moduls kann als „Schädigung“ der Steifigkeit des Betons betrachtet werden. Zu den gleichen Ergebnissen kamen auch *Reinhard & Cornellisen* (Reinhard & Cornellisen, 1984).

Im verwendeten Materialmodell ‚Concrete damaged plasticity‘ (CDP) kann diese Schädigung im Druck- und im Zugbereich berücksichtigt werden.

Die Schädigungsvariablen  $d_t$  und  $d_c$  beschreiben die Abnahme der elastischen Anfangssteifigkeit bzw. des E-Moduls  $E_c$  unter Zug- und Druckbeanspruchungen (vgl. Bild 6-5). Die Schädigungsvariablen sind Funktionen der plastischen Dehnungen  $\varepsilon_{crack}$  (Zugbereich)  $\varepsilon_{c,in}$  (Druckbereich) und können Werte zwischen 0 und 1 annehmen, wobei der Wert 0 für das ungeschädigte Material vorliegt. Die maximale Schädigung wird wie in (Latte, 2011) und (Kohl, 2014) mit  $d_{max} = 90\%$  festgelegt.

Beim CDP-Modell handelt es sich um ein isotropes Schädigungsmodell. Die Schädigung eines Elementes in der FE-Berechnung ist in alle Richtungen gleich. Es ist also nicht möglich, über ein auf Zug geschädigtes Element Spannungen in andere Richtungen zu übertragen.

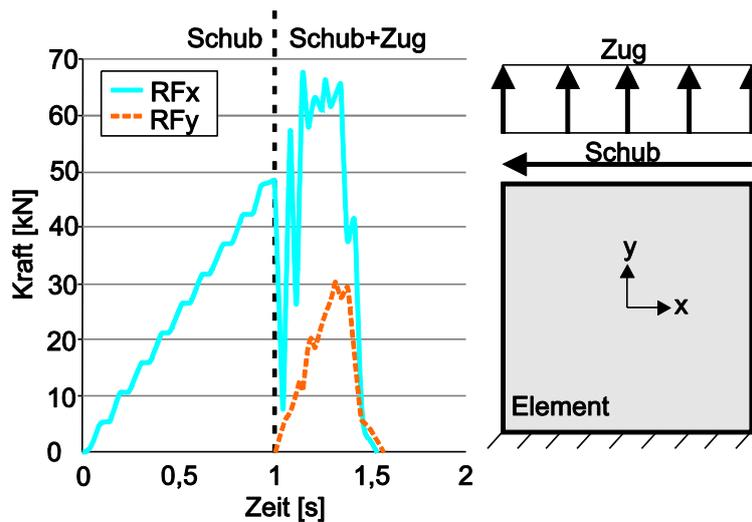


Bild 6-4: Verlauf der Kräfte in einem Element bei nichtlinearer Berechnung bis zum Bruch aus (Rieger, 2016)<sup>1</sup>

In Bild 6-4 ist der Verlauf der Kräfte in einem Element in x- und y-Richtung einer *nlFEM* dargestellt. Zunächst wird eine Schubbeanspruchung und anschließend eine zusätzliche Zugbeanspruchung aufgebracht. Das Versagen des Elementes führt zum Verlust der Tragfähigkeit für beide Komponenten ( $R_{Fx} = R_{Fy} = 0$ ).

Die Zugspannung  $\sigma_t$  ergibt sich unter der Berücksichtigung einer fortschreitenden Schädigung des Betons im Nachbruchbereich  $\sigma_{ct} > f_{ct}$  zu:

$$\sigma_{ct} = (1 - d_t) \cdot E_c \cdot (\varepsilon_{ct} - \varepsilon_{pl}) \quad (6.1-22)$$

$$d_t(\varepsilon_{crack}) = 1 - \frac{\sigma_{ct} / E_c}{\varepsilon_{crack} (1 - b_c) + \sigma_{ct} / E_c} \quad (6.1-23)$$

<sup>1</sup> (Rieger, 2016) betreute Abschlussarbeit

Die Druckspannung  $\sigma_c$  ergibt sich unter der Berücksichtigung einer fortschreitenden Schädigung des Betons oberhalb des linear-elastischen Materialverhaltens  $\sigma_c > 0,4 f_{cm}$  zu:

$$\sigma_c = (1 - d_c) \cdot E_c \cdot (\varepsilon_c - \varepsilon_{pl}) \quad (6.1-24)$$

$$d_c(\varepsilon_{c,in}) = 1 - \frac{\sigma_c / E}{\varepsilon_{c,in}(1 - b_c) + \sigma_c / E} \quad (6.1-25)$$

Die beiden Konstanten  $b_t$  und  $b_c$  können aus den zyklischen Versuchen von *Sinha, H., & Tulin* (Sinha, H., & Tulin, 1964) und *Reinhard & Cornellisen* (Reinhard & Cornellisen, 1984) abgeleitet werden. Mit  $b_t = 0,1$  und  $b_c = 0,7$  konnten die ermittelten Steifigkeitsdegradationen im Nachbruchbereich gut angenähert werden (Mark, 2006).

Die Berücksichtigung der Schädigung hat einen direkten Einfluss auf die Steifigkeit in der Simulation. Bei den in dieser Forschungsarbeit vorgestellten Simulationen und generell bei Stahlbetontragwerken ohne Querkraftbewehrung ist ein Versagen des Betons auf Zug die bestimmende Größe. Die Berücksichtigung der Schädigung im Zugbereich hat zur Folge, dass das globale System steifer reagiert.

Es ist zunächst nicht einsichtig, warum die Schädigung zu einer steiferen Systemantwort führt. Wenn man sich die in Bild 6-5 dargestellten Zusammenhänge im Zugbereich ( $\sigma_{ct}$ ) ansieht, wird deutlich, dass die Schädigung nach Zugversagen zu einem flacheren und damit größeren Rückgang der Dehnungen führt. Der E-Modul wird durch die Schädigung abgemindert. Mit zunehmender Belastung bilden sich im Bauteil Biegerisse aus. Eine Erhöhung des Dehnungsrückgangs im geschädigten Element (dem Riss) führt im Umkehrschluss in den angrenzenden ungeschädigten Elementen (zwischen den Rissen) ebenfalls zu einer erhöhten Dehnungsabnahme, bzw. der Bereich zwischen den Rissen zieht sich stärker zusammen – der Tension-Stiffening-Effekt wird erhöht. Dieses führt zu einer Versteifung des Gesamttragwerks.

### 6.1.4 Einachsiale Spannungsdehnungsbeziehungen und Schädigung für die Simulation

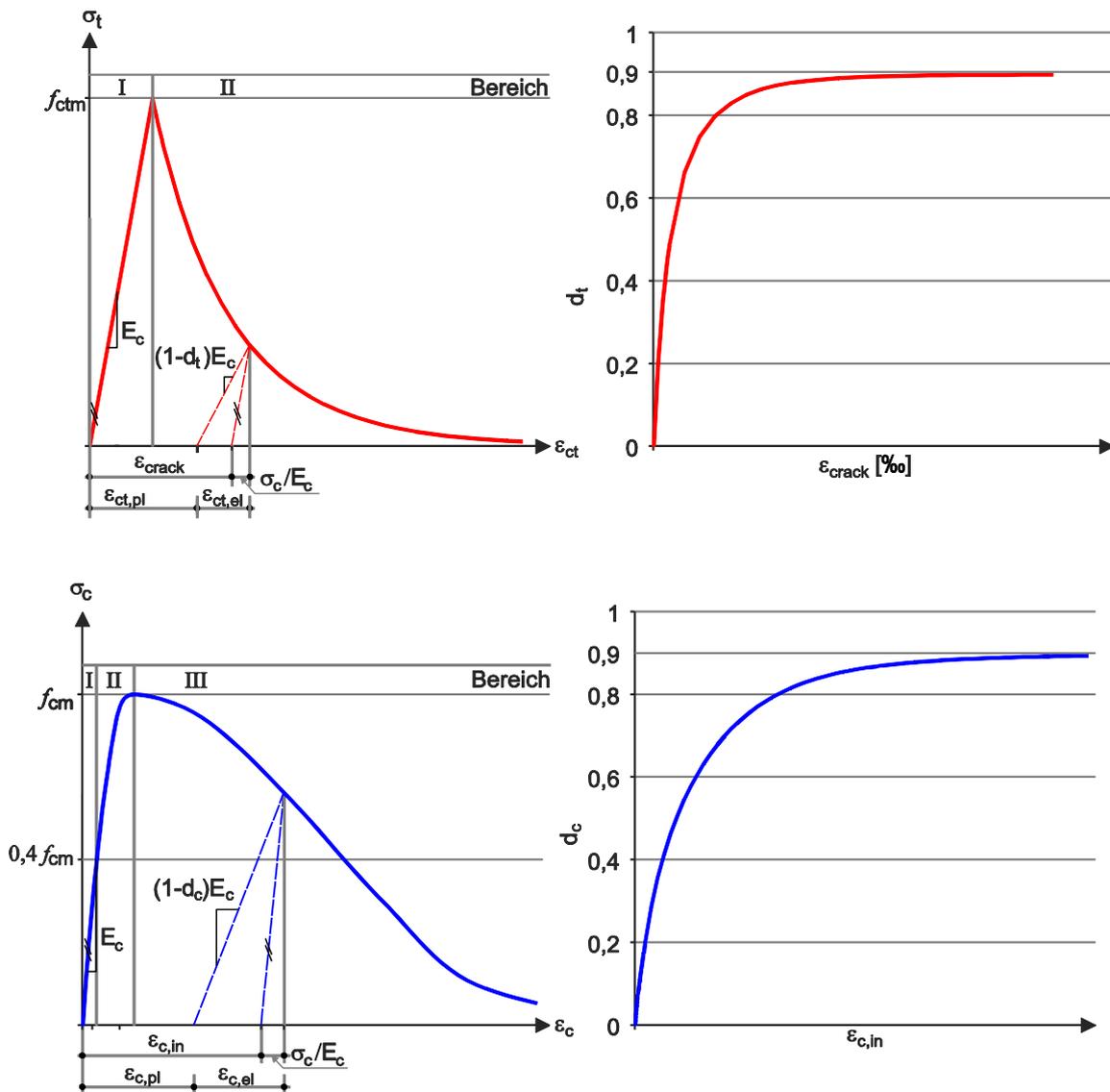


Bild 6-5: Spannungs-Dehnungsbeziehungen für den Beton im Zug- und Druckbereich mit zugehörigen Schädigungsparametern

Zusammenfassend ergeben sich die in Bild 6-5 dargestellten 1-achsigen Arbeitslinien mit zugehörigen Schädigungsparametern als Grundlage für die Simulation in ABAQUS (siehe auch Anhang C).

Im Materialmodell wird die Betondehnung im Druckbereich in einen elastischen  $\epsilon_{el}$  und einen plastischen Anteil  $\epsilon_{c,pl}$  aufgeteilt. Der inelastische Anteil  $\epsilon_{c,in}$ , der in das CDP-Modell in ABAQUS eingeht, ergibt sich durch Abzug des linear-elastischen Anteils von der Gesamtdehnung  $\epsilon_{c,ges}$ .

$$\epsilon_{c,ges} = \epsilon_{c,el} + \epsilon_{c,pl} = \sigma_c / E_c + \epsilon_{c,in} \tag{6.1-26}$$

Für den Zugbereich ergibt sich analog:

$$\varepsilon_{ct,ges} = \varepsilon_{ct,el} + \varepsilon_{ct,pl} = \sigma_{ct} / E_c + \varepsilon_{crack} \quad (6.1-27)$$

Bei der Berechnung wird aus Konvergenzgründen durch ABAQUS eine Mindestzugfestigkeit von 1 % der Anfangszugfestigkeit angesetzt.

Die Begrenzung der Schädigung erfolgt über die direkte Multiplikation der Schädigungen nach Gleichung (6.1-28) und (6.1-29) mit dem Faktor  $d_{max}$  der maximal möglichen Schädigung (hier  $d_{max} = 0,9$ ).

$$d_t = d_{max} \cdot d_t(\varepsilon_{crack}) \quad (6.1-28)$$

$$d_c = d_{max} \cdot d_c(\varepsilon_{c,in}) \quad (6.1-29)$$

In ABAQUS wird der Bereich I für Zug und Druck automatisch über die elastische Spannungsdehnungsbeziehung (Elastic) festgelegt. Der Verlauf der Spannungsdehnungsbeziehungen im plastischen Bereich II und III (Concrete damaged plasticity) wird erst ab Ende des elastischen Bereichs definiert.

Die benötigten Wertepaare im CDP-Modell sind im Zugbereich  $\sigma_{ct} - \varepsilon_{crack}$  mit der zugehörigen Schädigung  $\varepsilon_{crack} - d_t$ , und im Druckbereich  $\sigma_c - \varepsilon_{c,in}$  mit der zugehörigen Schädigung  $\varepsilon_{c,in} - d_c$ . Im Anhang C sind exemplarisch die Spannungs-Dehnungsbeziehungen und zugehörigen Verläufe für einen Parametersatz ausführlich dokumentiert.

### 6.1.5 Mehraxiale Beanspruchung

In der Realität und in der Simulation liegt bei 3-dimensionalen Strukturen in den seltensten Fällen ein einaxialer Spannungszustand vor. Das Versagen wird vielmehr durch eine Kombination verschiedener Spannungen hervorgerufen. Das Versagenskriterium kann nicht allein auf die eindimensionale Arbeitslinie reduziert werden. Um ein Versagen eines Elementes zu definieren, werden daher Kriterien benötigt, die den Bruch für alle möglichen Kombinationen an Spannungen berücksichtigen können. Ein mögliches Bruchkriterium, welches in Abhängigkeit des Spannungszustandes ein Versagen eines Betonelementes im 3-dimensionalen Raum der Hauptspannungen beschreibt, ist in Bild 6-6 grafisch dargestellt.

Das Verhalten des Betons unter zweiachsigen bzw. biaxialen Spannungen ist in Bild 6-6 in den Schnittebenen dargestellt, die sich zwischen zwei Hauptspannungsrichtungen ergeben. Kupfer führte Versuche an Betonscheiben durch, die biaxialen Spannungen ausgesetzt wurden (Kupfer & Gerstle, 1973). So wurden Versagenskurven in der Hauptspannungsebene entwickelt, wie sie in der  $\sigma_1$ - $\sigma_3$ -Ebene in Bild 6-6 dargestellt sind.

Unter biaxialem Druck konnte bei einem Verhältnis von  $\sigma_1 = 1,9 \cdot \sigma_2$  eine 1,27-fache biaxiale Druckfestigkeit erreicht werden. Bei  $\sigma_1 = \sigma_2$  konnte eine 1,16-fache biaxiale Druckfestigkeit festgestellt werden. Im Programm ABAQUS wird dieser Einfluss über den Eingabewert  $\sigma_{b0}/\sigma_{c0} = 1,16$  (Voreinstellung ABAQUS für CDP), also das Verhältnis zwischen biaxialer und uniaxialer Fließspannung bei  $\sigma_1 = \sigma_2$ , beschrieben.

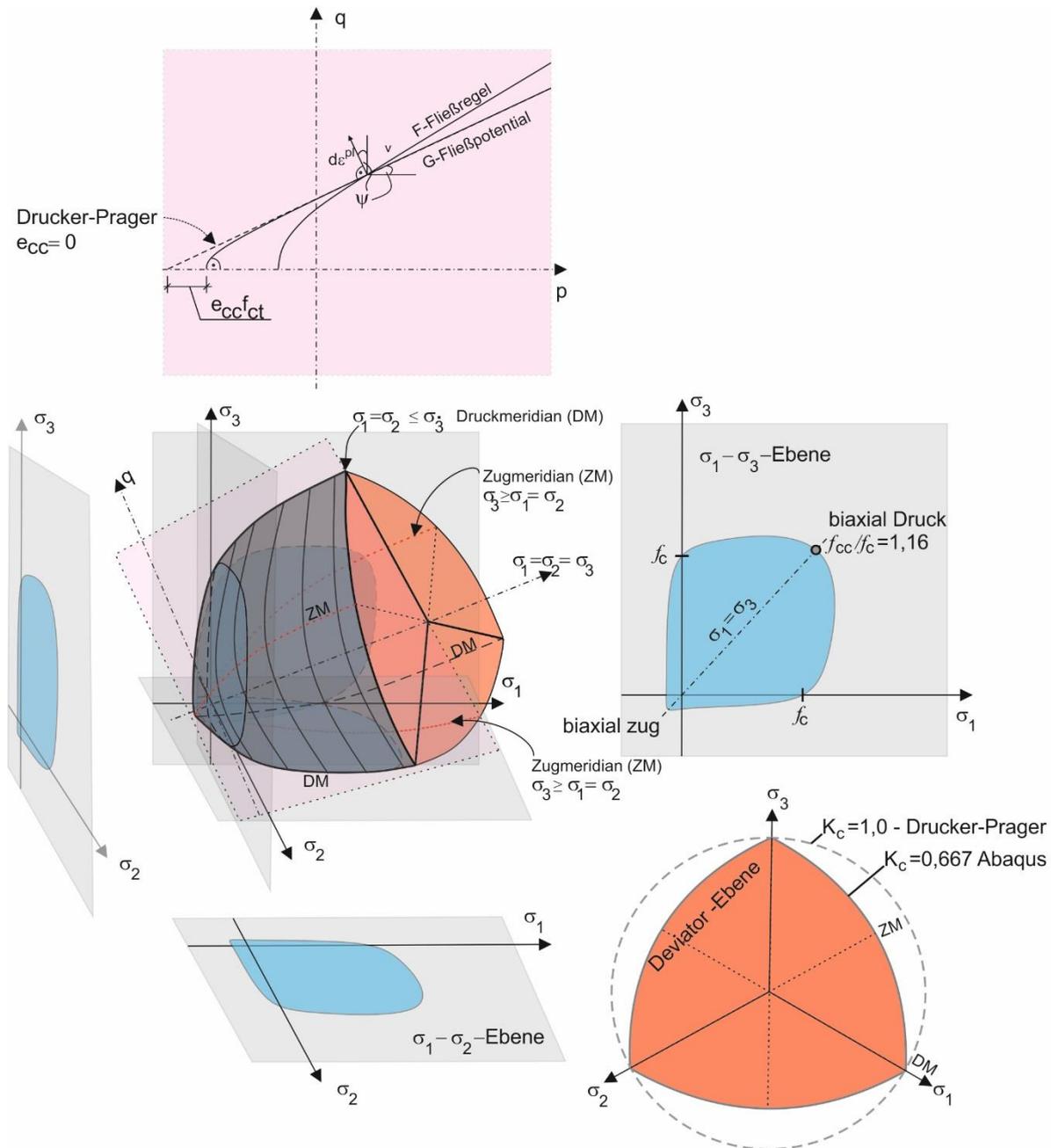


Bild 6-6: Versagenskriterium für Beton im 3-dimensionalen Raum der Hauptspannungen

Jeder Spannungszustand eines Elementes lässt sich über die drei Hauptspannungen  $\sigma_1 - \sigma_3$  beschreiben. Der Grenzspannungszustand des elastischen Bereichs ergibt im 3-dimensionalen Raum der Hauptspannungen eine Umhüllende und wird auch als Fließortfläche bezeichnet. Die mathematische Beschreibung der Grenzspannungsfläche des elastischen Bereichs ist das Fließkriterium.

Das Fließkriterium wird über die Fließregel definiert. In ABAQUS wird eine Fließregel verwendet, die auf *Lubliner et al.* zurückgeht (Lubliner et al., 1989):

$$F = \frac{1}{1-\alpha} (\bar{q} - 3\alpha\bar{p} + \beta(\tilde{\varepsilon}^{pl}) \langle \hat{\sigma}_{\max} \rangle - \gamma \langle -\hat{\sigma}_{\max} \rangle) - \bar{\sigma}_c(\tilde{\varepsilon}_c^{pl}) = 0; \hat{\sigma}_{\max} = \max(\sigma_1, \sigma_2, \sigma_3) \quad (6.1-30)$$

mit dem Verhältnis der uniaxialen Zug- und Druckspannungen:

$$\alpha = \frac{(\sigma_{b0} / \sigma_{c0}) - 1}{2(\sigma_{b0} / \sigma_{c0}) - 1} ; 0 \leq \alpha \leq 0,5 \tag{6.1-31}$$

$$\beta = \frac{\bar{\sigma}_c(\tilde{\varepsilon}_c^{pl})}{\bar{\sigma}_t(\tilde{\varepsilon}_t^{pl})} (1 - \alpha) - (1 + \alpha) ; \tag{6.1-32}$$

mit:  $\frac{\bar{\sigma}_c(\tilde{\varepsilon}_c^{pl})}{\bar{\sigma}_t(\tilde{\varepsilon}_t^{pl})}$  Verhältnis der effektiven Druck- zur effektiven Zugspannung im Beton

$$\gamma = \frac{3 \cdot (1 - K_c)}{2 \cdot K_c - 1} \tag{6.1-33}$$

Die Deviatorebene beschreibt die Fließfläche senkrecht zur hydrostatischen Achse  $\sigma_1 = \sigma_2 = \sigma_3$  (Bild 6-6). Die Form wird im Parameter  $\gamma$  über den Parameter  $K_c$  in ABAQUS bestimmt.  $K_c$  beschreibt das Verhältnis von Zug- zu Druckmeridian.  $K_c = 1,0$  ergibt die kreisförmige Drucker-Prager Fließbedingung,  $K_c = 2/3 = 0,667$  ergibt die Form der Fließbedingung nach (William & Warnke, 1974), welche auch als Voreinstellung in ABAQUS verwendet wird.

Mit dem Erreichen der Grenzspannungsfläche, die durch die Fließregel beschrieben wird, treten plastische Verformungen auf.

Beton weist ein dilatantes Verhalten auf. Durch Gefügeauflockerung vergrößert sich das Volumen beim Versagen eines Betonkörpers. Diese Eigenschaft wird über den Dilatanzwinkel  $\psi$  beschrieben. Dieser kann über Triaxialversuche bestimmt werden, bei denen die Volumendehnung über die Vertikaldehnung aufgetragen wird, und beschreibt das Verhältnis der Volumendehnung  $\varepsilon_v$  zur uniaxialen Dehnung  $\varepsilon_1$  eines Betonkörpers.

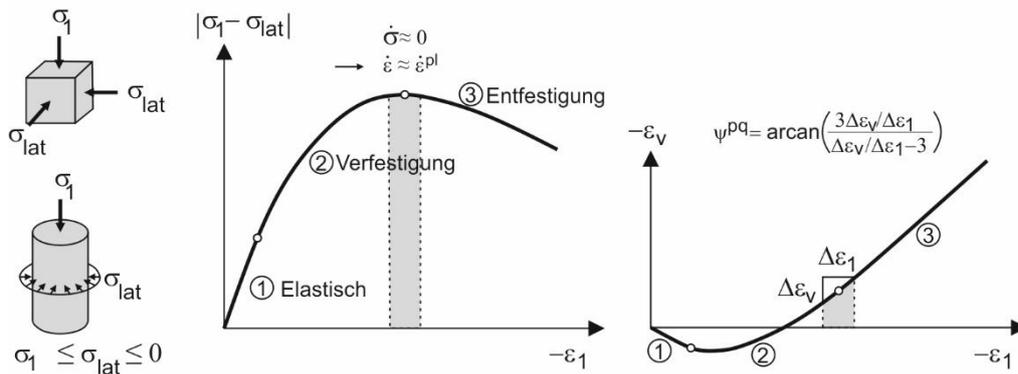


Bild 6-7: Bestimmung des Dilatanzwinkels aus Triaxialversuchen aus (Gödde, 2012)

Da Triaxialversuche für Beton sehr aufwendig sind, wird der Dilatanzwinkel in der Regel nicht direkt bestimmt. Nach (Kupfer & Gerstle, 1973) liegt  $\psi$  im Bereich von  $20^\circ \leq \psi \leq 40^\circ$ .

Mit zunehmendem Dilatanzwinkel erhöht sich die Volumenzunahme eines Elementes im plastischen Bereich. Da im Volumenmodell das einzelne Element durch seine benachbarten Elemente in der Expansion behindert wird, steigt der Druck, was zu einer Tragfähigkeitszunahme führt, da die Fließfläche durch die mehraxiale Druckspannung später erreicht wird. Der Einfluss steigt bei den Simulationen der Versuche mit zunehmender Schubschlankheit, da die Biegemomente und damit die Druckspannung sowie der Einfluss der in der Druckzone liegenden Elemente zunehmen.

Bei Beton sollten die plastischen Dehnungsänderungen nicht direkt über die Fließbedingung assoziiert werden, da der Anteil der Volumendehnung überschätzt würde. Das Verhältnis aus Zunahme der Volumendehnung und Dehnung in die einzelnen Richtungen ist nichtlinear. In ABAQUS wird daher eine nichtassoziierte Fließregel verwendet, die das Verhältnis der Änderung der Volumendehnung zur uniaxialen Dehnung bei mehraxialen Spannungszuständen berücksichtigt.

$$\dot{\epsilon}^{pl} = \lambda \frac{\partial G(\bar{\sigma})}{\partial \bar{\sigma}} \quad (6.1-34)$$

Die Ableitung oder Richtung der plastischen Dehnung ist abhängig vom Fließpotential  $G$ , welches über die Invarianten  $p$  und  $q$  im gleichen Raum der Hauptspannungen wie die Fließregel  $F$  definiert wird. In ABAQUS wird im CDP-Modell für das Fließpotential eine hyperbolische Funktion vom Typ Drucker-Prager verwendet:

$$G = \sqrt{(e_{cc} \sigma_{t0} \tan \psi)^2 + q^2} - p \tan \psi \quad (6.1-35)$$

mit:

$\psi$  Dilatanzwinkel gemessen in der p-q-Ebene

$\sigma_{t0}$  Uniaxiale Zugfestigkeit des Betons

$e_{cc}$  Exzentrizitätsparameter des Fließpotentials

Der dimensionslose Exzentrizitätsparameter  $e_{cc}$  (im Programm ABAQUS als  $\epsilon$  bezeichnet) bestimmt, wie sich die Funktion  $G$  asymptotisch für zunehmenden hydrostatischen Druck der Drucker-Pragerfunktion mit dem Winkel  $\psi$  annähert (vgl. Bild 6-6). Der Exzentrizität  $e_{cc}$  kommt aber eine untergeordnete Bedeutung zu, da Zugspannungen in den Betonelementen selten mehraxial auftreten.

## 6.2 Modellierung des mechanischen Verhaltens der Bewehrung

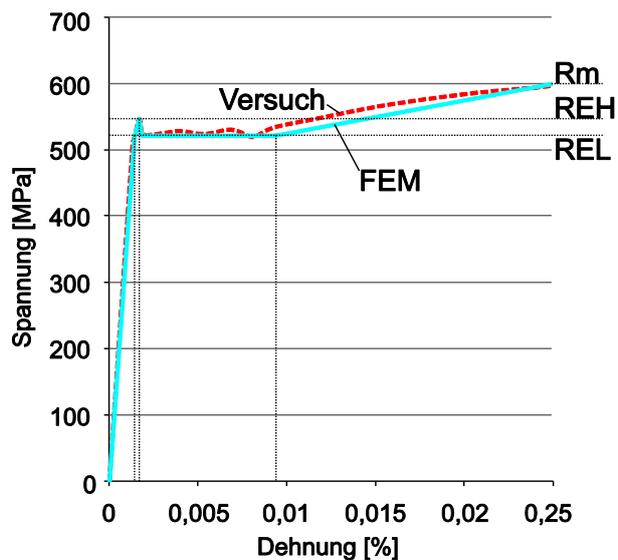


Bild 6-8: Modellierung des Bewehrungsstahls in ABAQUS, exemplarisch am Beispiel eines Ø16 mm

Der Bewehrungsstahl wird in ABAQUS über ein elastisch-plastisches Materialmodell abgebildet. Die Eigenschaften im Modell können direkt den realen Eigenschaften angepasst werden. In Bild 6-8 ist exemplarisch der Vergleich der Versuchswerte mit der Abbildung im Modell für die *nIFEM* dargestellt.

## 6.3 Verbundverhalten

Zur Modellierung der Bewehrung werden Fachwerkstäbe bzw. Truss-Elemente verwendet. Diese können per Definition nur Normalkräfte aufnehmen. Die Truss-Elemente werden als „embedded-region“ in den Betonkörper eingebunden. Die Verschiebungsfreiheits-

grade der eingebetteten Stabelemente werden über die korrespondierenden Werte der umgebenden Knoten der Beton-Volumenelemente gekoppelt. Die Verschiebungen werden dann zwischen den angrenzenden Knotenverschiebungen interpoliert. Die Bewehrungsstäbe können daher frei und unabhängig vom restlichen Volumenmodell eingelegt werden. Der Verbund zwischen Beton und Bewehrung wird vereinfachend als starr angenommen. Trotzdem kann die Bewehrung wie im realen Bauteil auch über Risse hinweg Kräfte übertragen, und versteift den umgebenden Betonkörper im plastischen Bereich. Umgekehrt versteift der ungerissene Beton die eingebetteten Bewehrungsstäbe zwischen den Rissen (tension-stiffening).

## 6.4 Berechnungsmethode

### 6.4.1 ABAQUS-Standard

Bei der Berechnung mit ABAQUS-Standard (ABAQUS, 2012) werden Randwertprobleme mittels eines impliziten Lösungsalgorithmus gelöst. Bei statischen Systemen reduziert sich die Lösung der Bewegungsgleichung

$$M \cdot \ddot{u}(t) + C \cdot \dot{u}(t) + K \cdot u(t) = p(t) \quad (6.4-1)$$

mit:

$M$  Massenmatrix

$C$  Dämpfungsmatrix

$K$  Steifigkeitsmatrix

$u$  Verformung

$p$  Vektor der äußeren Knotenkräfte

auf die vereinfachte Form:

$$K \cdot u(t) = p(t) \quad (6.4.2)$$

Bei der impliziten Lösung wird zunächst die globale Steifigkeitsmatrix  $K$  des Systems aufgestellt und anschließend die Systemantwort auf eine äußere Last ermittelt. Nachdem die resultierenden Knotenverschiebungen bestimmt wurden, erfolgt eine Kontrolle der Gleichgewichtsbedingung. Hierbei müssen die äußeren Kräfte mit den inneren Kräften im Gleichgewicht stehen. Ein Konvergenzkriterium beschreibt die zulässige Abweichung zwischen äußeren und inneren Kräften. Bei nichtlinearen Berechnungen läuft ein iterativer Prozess für jeden Lastschritt so lange, bis die benötigte Genauigkeit des Konvergenzkriteriums erfüllt ist. Beim Newton-Raphson Verfahren muss in jeden Iterationsschritt die Steifigkeitsmatrix neu invertiert werden, um die Gleichgewichtsbedingung zu kontrollieren.

Im Anschluss folgt der nächste Lastschritt. Die Berechnung ist gekennzeichnet durch wenige Lastschritte, die aber jeweils mit einer hohen Iterationsanzahl je Lastschritt einhergehen, wenn große Verformungen und/oder Steifigkeitsänderungen im System auftreten. Der Vorteil der impliziten Berechnung ist, dass sie für lineare Systeme unbedingt stabil ist.

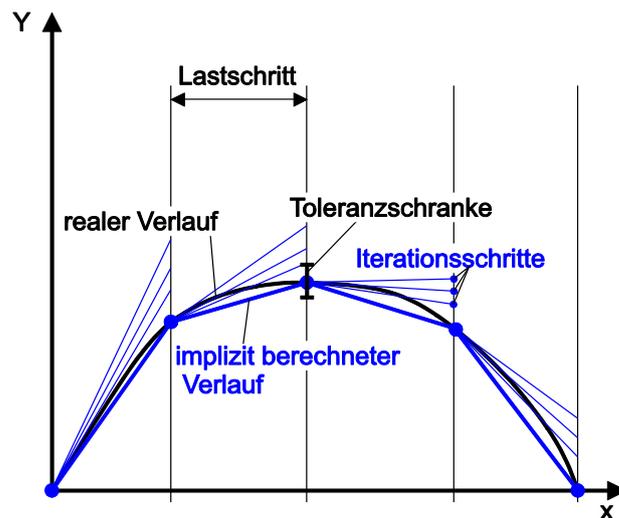


Bild 6-9: Ablauf der impliziten Berechnung mit Iterationsverlauf für die einzelnen Lastschritte

Nachteilig ist, dass gerade bei Systemen, die starke Nichtlinearitäten hinsichtlich des Materials oder der Geometrie aufweisen, nicht immer ein Gleichgewicht in der Iteration gefunden werden kann. Die Berechnung bricht dann ab. Häufig lassen sich dann keine Aussagen über das Verhalten im plastischen Bereich und das zugehörige Versagensbild machen. Zudem werden die Rechenzeiten sehr lang. Die Traglast einer Simulation lässt sich ebenfalls nicht immer bestimmen, da nur schwer sicherzustellen ist, dass das Ergebnis des letzten konvergenten Lastschrittes auch der Traglast des Modells entspricht. Große plastische Verformungen, Unstetigkeit (z.B. Risse), große Steifigkeitsänderungen führen zur Divergenz der Berechnung. Gerade die Simulationen an Stahlbetonbauteilen ohne Bügelbewehrung sind aber durch diese Effekte gekennzeichnet, sodass die implizite Berechnung oft keine zufriedenstellenden Ergebnisse für diese Systeme liefert.

## 6.4.2 ABAQUS-Explizit

Die explizite Berechnung einer FE-Simulation unterscheidet sich in einem grundlegenden Punkt von der impliziten Lösung. Es wird nicht zwingend ein statisches Gleichgewicht bei der Lösung der Bewegungsgleichung (6.4-1) angestrebt. Hieraus ergeben sich einige Punkte, die wichtig sind bei der Beurteilung der Güte einer Simulation z.B. bei einer Vorhersage von Versuchsergebnissen. Die Steifigkeit des Systems wird nur zu Beginn eines Iterationsschritts berechnet. Alle nachfolgenden Schritte bauen auf der Anfangssteifigkeit auf, ohne dass diese neu berechnet wird. Es findet kein Abgleich hinsichtlich des Kräftegleichgewichts wie bei der impliziten Lösung statt.

Der Vorteil dieses Vorgehens besteht darin, dass das zeitaufwendige Invertieren der Steifigkeitsmatrix entfällt, welches für die Gleichgewichtskontrolle in der impliziten Berechnung erforderlich ist.

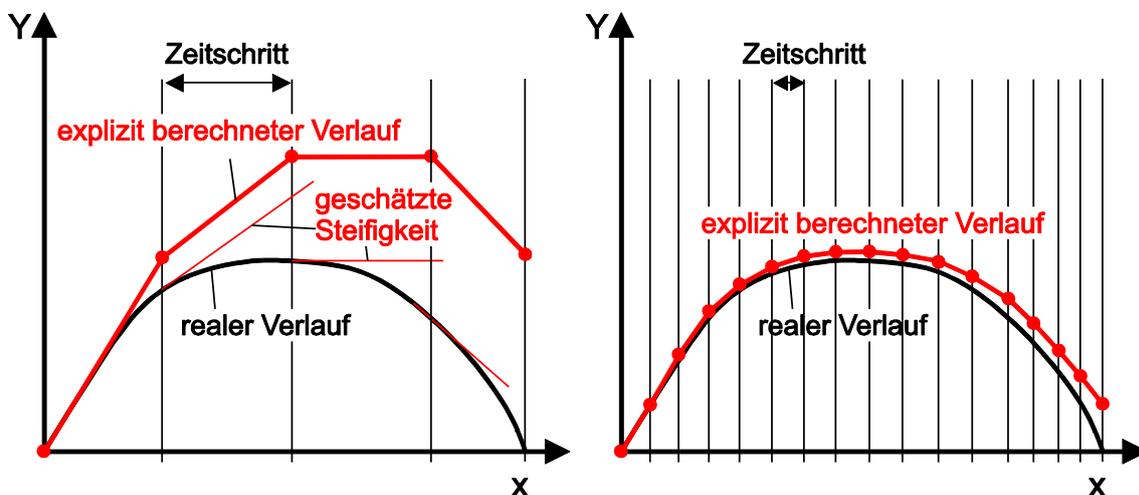


Bild 6-10: Ablauf der impliziten Berechnung mit Abhängigkeit der Genauigkeit der Approximation von der Zeitschrittweite

Im Umkehrschluss muss die Lösung der Berechnung nicht zwangsläufig richtig sein. Die Genauigkeit einer Simulation ist direkt abhängig von der Schrittweite der Berechnung. Je kleiner die Schrittweite gewählt wird, desto geringer ist die Abweichung des Rechenergebnisses von der exakten Lösung. Der Rechenaufwand ist daher je Iterationsschritt verhältnismäßig klein, kann sich aber mit zunehmender Genauigkeitsanforderung deutlich erhöhen, da dann entsprechend kleine Schrittweiten gewählt werden müssen.

Die Stabilität der expliziten Lösung hängt von der kritischen Schrittweite ab. Diese wird in ABAQUS aus der höchsten Eigenfrequenz im System automatisch ermittelt.

$$\Delta t \leq \Delta t^{crit} = 2/\omega_{max} \quad (6.4-3)$$

Die höchste Eigenfrequenz  $\omega_{max}$  ist abhängig von den Elementabmessungen und den Materialeigenschaften. Sie kann abgeleitet werden aus der Schallausbreitungsgeschwindigkeit. Die Stabilitätsgrenze des kritischen Zeitschritts wird häufig als die kleinste Laufzeit einer Schallwelle über ein Element der Länge  $L_{min}$  im Netz beschrieben.

$$\Delta t \approx \frac{L_{\min}}{c_d} \quad (6.4-4)$$

Die Schallausbreitungsgeschwindigkeit  $c_d$  in einem Festkörper ist abhängig vom E-Modul, der Dichte und der Querdehnzahl und kann über die Lamé-Konstanten  $\lambda$  und  $\mu$  beschrieben werden, welche die Dimension von Druck aufweisen. Sie legen die Komponenten des Elastizitätstensors eines isotropen Materials im Rahmen der Kontinuumsmechanik fest

$$c_d = \sqrt{\frac{\hat{\lambda} + 2\hat{\mu}}{\rho}} \quad (6.4-5)$$

mit (longitudinal)

$$\hat{\lambda} = \lambda_0 = \frac{E \cdot \nu}{(1 + \nu) \cdot (1 - 2\nu)} \quad \text{mit } \nu = \text{Querdehnzahl} \quad (6.4-6)$$

und (transversal)

$$\hat{\mu} = \mu_0 = \frac{E}{2 \cdot (1 + \nu)} \quad (6.4-7)$$

Bei nichtlinearen Problemen, die durch große Deformationen und / oder nichtlineare Materialeigenschaften gekennzeichnet sind, ändert sich die höchste Frequenz des Modells ständig, was folglich auch für die Stabilitätsgrenze gilt. ABAQUS-Explicit berücksichtigt daher die Veränderung der Zeitschrittweite automatisch von Schritt zu Schritt. Die Effektivität der expliziten Berechnung sinkt aus den zuvor genannten Gründen mit zunehmender Verkleinerung der Elemente. Gleichzeitig sinkt auch die Stabilität der Simulation. Es ist daher ratsam, die Elementierung mit Bedacht zu wählen, und nicht davon auszugehen, dass eine feinere Elementierung zu einer Verbesserung des Rechenergebnisses führt.

Das zu lösende Problem ist, wie vorher beschrieben, durch die allgemeine Bewegungsgleichung festgelegt. Bei quasi-statischen Problemen fallen die beiden ersten Summanden in der Regel nicht weiter ins Gewicht. Massenträgheit und Dämpfung können vernachlässigt werden, da sie keinen wesentlichen Anteil an der Lösung haben. Bei der expliziten Berechnung von quasi-statischen Problemen können diese Anteile daher mit unterschiedlichen Auswirkungen auf das Ergebnis zur Stabilisierung der Berechnung verwendet werden (vgl. auch Abschnitt 6.5).

Zur Kontrolle der Ergebnisse einer expliziten Berechnung wird in der Regel die Energiebilanz des Systems betrachtet. Bei quasi-statischen Problemen, wie sie in dieser Forschungsarbeit untersucht werden, sollte die kinetische Energie typischerweise weniger als 10 % (ABAQUS, 2012) betragen. D.h., dass sich das System zumindest bis zum Versagenspunkt in Ruhe befindet.

Bei der Berechnung mit ABAQUS Explizit ergeben sich einige Vorteile gegenüber der Berechnung mit ABAQUS Standard. Die Berechnung reagiert gutmütiger auf große plastische Verformungen, sodass das Verhalten im plastischen Bereich und die Rissbildung einfacher zu ermitteln sind. Die Berechnungen können über das eigentliche Versagen des Bauteils hinaus weitergeführt werden, womit sich auch der Versagensmechanismus bestimmen lässt. Bei der Standard-Berechnung ist es oft nicht einfach genau zu ermitteln, wie das Bauteil letztendlich versagt, da die Berechnung beim Ausbleiben des statischen Gleichgewichts abgebrochen wird. Nachteilig in ABAQUS Explizit ist, dass die Berechnung unter allen Umständen weitergeführt wird. Hier muss der Versagenspunkt über geeignete Kontrollen ermittelt werden (vgl. auch Abschnitt 6.8).

## 6.5 Steuerung der expliziten Berechnung

Es gibt verschiedene Methoden, die Konvergenz und Effizienz der Simulation zu beeinflussen. Diese sollen im Folgenden kurzgefasst beschrieben werden.

### 6.5.1 Amplitude der Laststeigerung

In (Hegger & Reißen, 2013) und (Latte, 2011) wird vorgeschlagen, die Laststeigerung über eine angepasste Amplitude („Smooth Step“-Funktion in ABAQUS) zu steuern. Hierdurch soll, vor allem im Bereich größerer Steifigkeitsabnahmen zum Zeitpunkt des Versagens, die Änderung der Belastungsrate kleiner werden und damit die Simulation besser konvergieren. Bei den Nachrechnungen der Versuche an der TUHH erwies sich dieses als unnötig, bzw. hatte keinen nennenswerten Einfluss auf die Simulationsergebnisse.

Einen größeren Einfluss hatte die Belastungsrate bzw. -geschwindigkeit. Je schneller die Last in der Simulation aufgebracht wird, desto größer ist die errechnete Traglast. Als zweckmäßig hat sich in Kombination mit der verwendeten Massenskalierung (Abschnitt 6.5.2) eine Belastungsgeschwindigkeit erwiesen, die der Größenordnung der Belastungsrate im Versuch entsprach.

Die Anwendung der expliziten dynamischen Berechnung auf quasi-statische Probleme erfordert einige spezielle Überlegungen (ABAQUS, 2012). Da eine statische Lösung definitionsgemäß eine Langzeitlösung ist, ist es oft rechnerisch nicht praktikabel, ein Ereignis in seiner natürlichen Zeitskala zu simulieren, da eine übermäßige Anzahl kleiner Zeitschritte erforderlich würde. Um eine wirtschaftliche Lösung zu erhalten, sollte das Ereignis in irgendeiner Weise beschleunigt werden. Das Problem ist, dass sich der Zustand des statischen Gleichgewichts mit den Beschleunigungen in einen Zustand des dynamischen Gleichgewichts entwickelt, in dem die Trägheitskräfte dominant werden können. Ziel ist es, den Prozess in der kürzesten Zeitspanne zu modellieren, in der die Trägheitskräfte unbedeutend bleiben. Um das dynamische Gleichgewicht zu erreichen, sollte die Berechnung nach der Empfehlung in (ABAQUS, 2012), also schneller durchgeführt werden als in der Realität. Dieses hat sich aus verschiedenen Gründen als nicht zielführend herausgestellt.

Es sind umfangreiche Voruntersuchungen nötig, um den Zeitrahmen festzulegen. Es ergeben sich verschiedene Rechenzeiten für unterschiedliche Systeme und Anordnungen der Einzellasten auf der Platte, um zutreffende Ergebnisse zu ermitteln. Die Untersuchungen müssen daher jedes Mal wieder angepasst werden, wenn ein anderer Versuchsaufbau gerechnet wird. Die Simulationen reagieren sehr sensitiv auf die Änderung der Belastungsrate. Vorhersagen von Versuchsergebnissen und Traglastiterationen sind damit kaum durchführbar.

Anders als über die Verkürzung der Zeitschritte hat sich die Erhöhung der Dichte bzw. eine Massenskalierung als gutmütiger und damit sinnvoller erwiesen (vgl. Abschnitt 6.5.2)

### 6.5.2 Massenskalierung

Da die Massendichte des numerischen Modells die Stabilitätsgrenze der dynamischen Berechnungen beeinflusst, kann die Skalierung der Dichte (Massenskalierung) verwendet werden, um die Effizienz einer Analyse und damit die Rechenzeit zu optimieren. Die Dichte geht direkt in die Gleichungen 6.2-4 und 6.2-5 ein.

Durch Erhöhen der Dichte und damit der Trägheit des Systems kann die Stabilitätsgrenze signifikant erhöht werden, was zu einer Vergrößerung des kritischen Zeitinkrements in der expliziten Berechnung und damit zu einer Verkürzung der benötigten Rechenzeit führt. In ABAQUS-Explizit hängt, wie in Bild 6-10 dargestellt, die Genauigkeit der Berechnung direkt mit der Größe des Zeitschritts zusammen. Je kleiner der Zeitschritt, desto genauer die Simulation. Die Auswirkungen der Massenskalierung auf das gesamte dynamische Verhalten des Modells müssen daher vernachlässigbar sein. Es ist somit unerlässlich, dass die Auswirkungen der Massenskalierung durch Parametervariation quantifiziert werden.

Die hier durchgeführten Simulationen wurden ohne die Berücksichtigung des Eigengewichts der Platten durchgeführt, da diese Vereinfachung einen vernachlässigbaren Einfluss auf die Schnittgrößen hat. Die Dichte wurde abweichend von der Konvention nach (ABAQUS, 2012) in der einheitenlosen Berechnung mit  $2,5 \cdot 10^{-5}$  festgelegt, was den Simulationsrechnungen in (Latte, 2011), (Nghiep, 2011) und (Kohl, 2014) entspricht. Es wurde zudem eine konstante Massenskalierung mit dem Faktor 500 verwendet. Die Rechenzeiten konnten so deutlich reduziert werden. Mit der gleichen Hardwarekonfiguration, bei der die Berechnungen eines Plattenversuchs mit Dämpfung (Abschnitt 6.5.3) über zwei Wochen dauerten, konnten die Ergebnisse der nichtlinearen Simulation in 20 – 30 Minuten ermittelt werden.

### 6.5.3 Dämpfung

In (Kohl, 2014) wird eine Materialdämpfung verwendet, die dazu führt, dass der Beton über eine künstliche Erhöhung der Viskosität zäher reagiert. Diese Viskosität ist beim spröden Werkstoff Beton nicht real, sondern ist nur im Materialmodell vorhanden. Damit werden sehr glatte Lastverformungskurven erzeugt, die keine Schwankungen zeigen. Es gibt zwei Gründe, dem Modell eine Dämpfung hinzuzufügen. Zum einen, um numerische Schwingungen zu begrenzen. Zum Anderen, wenn ohnehin eine physikalische Dämpfung im Modell vorhanden ist (ABAQUS, 2012). Die oben erwähnten Schwankungen der Kraft in der expliziten Berechnung

sind aber nicht direkt auf numerische Schwankungen oder Oszillation der Iteration zurückzuführen, sondern auf die Änderung der Steifigkeit des Bauteils bei Rissbildung, sowie dynamische Effekte bei der Lastaufbringung. Die Welligkeit im Kraftverlauf ist umso signifikanter, je spröder das System reagiert. Bei der nichtlinearen Simulation von Stahlbetonplatten sind diese Schwankungen im Kraftverlauf nicht so stark ausgeprägt wie bei der Berechnung von Balken-tragwerken, da Platten aufgrund des zweiaxialen Lastabtrags insgesamt duktiler reagieren.

Die rechnerische Dämpfungsspannung, die sich aus der zusätzlichen Viskosität ergibt, wird zu der Spannung addiert, die durch die konstitutive Antwort an den Integrationspunkten der Elemente beim Lastabtrag verursacht wird, sie ist aber nicht in der Spannungsausgabe enthalten. Das bedeutet, dass die Dämpfung sehr vorsichtig eingesetzt werden sollte. Bei der Simulation muss sehr aufwendig die Amplitude der Belastungsrate darauf abgestimmt werden, sodass beim Versagen nur kleine Verformungs- oder Kraftänderungen aufgebracht werden, da sonst durch die zugefügten haltenden Dämpfungsspannungen die Traglast überschätzt wird. Für Traglastermittlungen und Vorhersagen ohne validierende Versuchsergebnisse scheidet dieses Vorgehen daher aus.

Zwei Gründe sprechen gegen die Verwendung einer Materialdämpfung bei der Berechnung von Betonbauteilen. Zum einen der Aufwand bei der Ermittlung der korrekten Belastungsrate, damit das System zum „richtigen Zeitpunkt“ versagt, und zum anderen die erforderliche reale Rechenzeit. Die Verwendung der Dämpfung führte bei den eigenen Tests der *nIFEM* für verhältnismäßig kleine Systeme wie Balken zu Rechenzeiten auf dem Großrechner der TUHH von über zwei Wochen.

## 6.6 Einflüsse der Eingangsparameter des Materialmodells

Im Folgenden werden die Eingangsparameter festgelegt, die neben den einaxialen Spannungs-Dehnungsbeziehungen und der Schädigung im Materialmodell CDP zu definieren sind. Die einzelnen Werte haben teilweise einen großen Einfluss auf das Ergebnis einer Berechnung.

### 6.6.1 Dilatanzwinkel $\psi$

Der Dilatanzwinkel  $\psi$ , der die Form des Raumes der Fließfunktion, also die zulässigen Spannungszustände der Elemente in der Simulation, und die Volumendehnung im plastischen Bereich bestimmt, spielt bei den festzulegenden Parametern im Materialmodell CDP eine herausragende Rolle. Die Wahl hat einen erheblichen Einfluss auf die Traglasten der Simulation. Bei den bisher durchgeführten Berechnungen führt eine Winkeländerung um 2 - 3° zu einer Erhöhung bzw. Abminderung der errechneten Tragfähigkeit um 10 – 15 %, wobei der Einfluss größer wird, je größer die Schubslankheit und damit die Biegebeanspruchung im System ist. Es ist sehr aufwendig, diesen Winkel experimentell zu bestimmen. Daher wurde dies nach Kenntnis des Autors als Grundlage für eine numerische Simulation bisher nicht durchgeführt. In der Literatur sind unterschiedliche Werte zu finden, was die Ergebnisse der numerischen Simulationen maßgeblich beeinflusst. In (Latte, 2011), (Mark, 2006), (Kohl, 2014) betrug der Dilatanzwinkel 30°, in (Kueres et al., 2015) wurden  $\psi$ -Werte zwischen 25° und 35° verwendet. Da der

Dilatanzwinkel auch im Zuge dieser Versuchsreihe an der TUHH nicht bestimmt werden konnte, wird die Voreinstellung des FE-Programms von  $\psi = 30^\circ$  verwendet.

### 6.6.2 Exzentrizität $e_{cc}$ bzw. $\varepsilon$

Die Exzentrizität (vgl. Gl. 6.1-35) hat einen direkten Einfluss auf die erreichbare Zugfestigkeit und das dilatante Verhalten des Betons im Zugbereich. Die Veränderung hat dementsprechend eine Auswirkung auf die errechnete Traglast. Höhere Werte für  $e_{cc}$  liefern höhere Tagfähigkeiten. Anders als beim Dilatanzwinkel wird die Exzentrizität in der Literatur bei den nichtlinearen Simulationen in der Regel nicht gegenüber der Voreinstellung in ABAQUS verändert (u.a. (Hegger & Reißen, 2013), (Mark, 2006), (Kueres et al., 2015)). Wie beim Dilatanzwinkel ist es auch bei der Exzentrizität nicht praktikabel, diese real zu bestimmen. Es wird daher die Voreinstellung mit  $\varepsilon = 0,1$  des FE-Programms verwendet.

### 6.6.3 Biaxial/uniaxial compression plastic strain ratio $\sigma_{b0}/\sigma_{c0}$

Das Verhältnis der uni- zur biaxialen Betondruckfestigkeit wird mit  $\sigma_{b0}/\sigma_{c0} = 1,16$  entsprechend der Voreinstellung verwendet. In der Literatur werden Werte zwischen 1,14 und 1,18 vorgeschlagen. Die Auswirkungen auf die Simulationsergebnisse sind gering, auch da ein Druckversagen des Betons in den Versuchen und der Simulation nicht beobachtet werden konnte.

### 6.6.4 Invariant stress ratio $K_c$

Der Verhältniswert  $K_c$  zwischen Druck- und Zugmeridian lässt sich nicht durch entsprechende Versuche im Zuge der Materialprüfung bestimmen. Eine Variation in der Bandbreite von  $\pm 0,1$  hatte keine nennenswerten Auswirkungen auf die Ergebnisse. Die Voreinstellung des Programms mit  $K_c = 0,667$  wird daher unverändert übernommen.

## 6.7 Fazit Materialmodell und Berechnungsmethode

Nicht nur die Streuung der Materialeigenschaften wie Druckfestigkeit, Zugfestigkeit, E-Modul, etc., der einzelnen Parameter des Materialmodells (Abschnitt 6.6) und die Wahl der Berechnungsmethode (Abschnitt 6.4) sowie die Möglichkeiten zur Steuerung der Berechnung (Abschnitt 6.5) haben einen Einfluss auf die Abweichung der Simulation vom realen Ergebnis eines Versuchs, sondern auch die Wechselwirkung der Faktoren untereinander. So beschreibt nicht die Bandbreite eines limitierenden Faktors den Bereich der möglichen Ergebnisse, sondern der Bereich vergrößert sich dem gegenüber um die interaktiven Auswirkungen der Streuungen aller Faktoren.

Es ergibt sich somit eine Bandbreite möglicher Ergebnisse. Die Abschätzung der Größe der Bandbreite kann nur über Grenzbetrachtungen erfolgen.

Nachfolgend wird zunächst eine zusammenfassende Empfehlung gegeben, die sich für das Vorgehen bei der Simulation mit dem Programm ABAQUS -Explizit mit dem CDP-Modell als zweckmäßig erwiesen hat. Anschließend erfolgt die Validierung des Rechenmodells anhand

ausgewählter Simulationen und dem Abgleich mit realen Messwerten aus Versuchen. Trotz der Vielzahl der Möglichkeiten über die die Ergebnisse beeinflusst werden können, kann gezeigt werden, dass das vorgestellte Vorgehen zu sinnvollen Ergebnissen führt. Die Simulationen stimmen gut mit den realen Versuchen überein.

Der in den *nlFEM* Simulationen verwendete Parametersatz kann Anhang C entnommen werden. Weiterhin sind dort auch Darstellungen des Materialmodells CDP enthalten.

## 6.8 Zusammenfassung und Empfehlungen

Bei der Traglastermittlung wird auf Basis der zuvor dargestellten Zusammenhänge folgendes Vorgehen zur Simulation von Stahlbetonbauteilen ohne Querkraftbewehrung mit dem Programm ABAQUS vorgeschlagen. Die Vorgehensweise führt zu stabilen Rechenläufen und zutreffenden Ergebnissen.

- Die Berechnungen erfolgen mit ABAQUS-Explizit.
- Die Modellierung erfolgt mit 8-Knoten-Elementen C3D8R für den Betonkörper und T3D2 Truss-Elementen für die Bewehrungsstäbe (vgl. Bild 7-1), die als „embedded-Elements“ im Beton-Volumenkörper eingebettet werden.
- Als Materialmodell wird Concrete Damaged Plasticity (CDP) mit folgenden Grundeinstellungen verwendet:  
Dilatanzwinkel  $\psi = 30^\circ$ , Exzentrizität des Fließpotentials  $\varepsilon = 0,1$ , Biaxial/uniaxial compression plastic strain ratio  $\sigma_{b0}/\sigma_{c0} = 1,16$ , Invariant stress ratio  $K_c = 0,667$
- Die eindimensionalen Arbeitslinien werden entsprechend den Ausführungen im Abschnitt 6.1.4 festgelegt.
- Es wird eine fixe Massenskalierung (Abschnitt 6.5.2) zur Verkürzung der Rechenzeit verwendet.
- Die Last wird kraftgesteuert über eine lineare Amplitude aufgebracht. Die Belastungsgeschwindigkeit entspricht der Geschwindigkeit im realen Versuch. Die Maximallast wird so ermittelt, dass sich beim kraftgesteuerten Versuch ein signifikanter Abfall des Systemwiderstandes in der Lastverformungskurve erkennen lässt. Gleichzeitig wird die Geschwindigkeit des Stempels (Mittelpunkt der Lastplatte) kontrolliert und mit der Traglast der Simulation in Relation gesetzt, um den Versagenspunkt zu ermitteln (vgl. Bild 6-11). Das Versagen ist erreicht, wenn sich die Knotengeschwindigkeit signifikant erhöht, da das

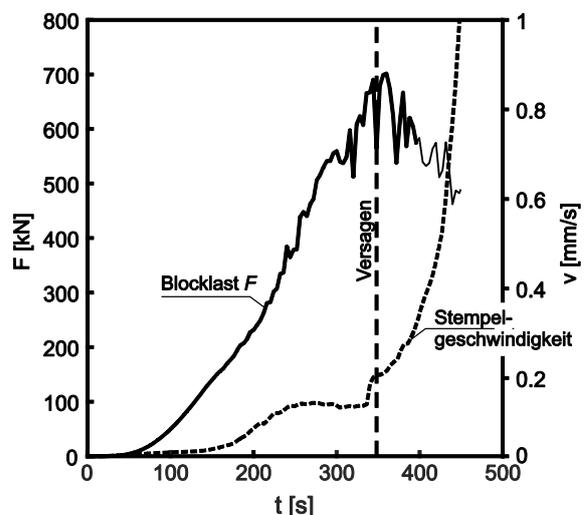


Bild 6-11: Kraftverlauf in der nichtlinearen Simulation des Versuches 4d-1 und Ermittlung des Versagenspunktes über die Stempelgeschwindigkeit

System zu diesem Zeitpunkt kinematisch wird. Die Geschwindigkeit der Lastplatte stellt damit ein einfaches und direktes Versagenskriterium für die numerische Simulation dar und ersetzt aufwendig zu interpretierende und wenig anschauliche Energiebetrachtungen.

- Wie in Abschnitt 6.1.1 erläutert, sollte die Elementgröße deutlich kleiner gewählt werden als der zu erwartende mittlere Rissabstand, wenn ein realitätsnahes Rissbild aus der Simulation abgeleitet werden soll. Die Bewehrung war bei den Versuchen an der TUHH im Abstand von 10 cm bzw. 8 cm angeordnet. Eine Elementierung mit Kantenlänge 25 mm hat sich bei den Simulationen als praktikabel erwiesen. Zum einen passten die ermittelten Rissbilder gut mit den Versuchen überein, zum anderen war die Rechenzeit akzeptabel.
- Die Parameter, über die das Ergebnis der Berechnung maßgeblich beeinflusst werden können, sind der Dilatanzwinkel und die Belastungsrate bzw. die Amplitude für die Lastaufbringung. Es sollten Sensitivitätsanalysen durchgeführt werden, um die möglichen Ergebnisse der Traglastiteration besser eingrenzen zu können.

## 7 Anwendung / Validierung der Simulation

Die zwei wichtigsten Anwendungen für nichtlineare FE-Simulationen sind die Versuchsnachrechnung mit dem Ziel, das Verständnis der Vorgänge im realen Bauteil durch die Beobachtung von Spannungen, Dehnungen, Kräften und dem allgemeinen Tragverhalten zu erkunden, sowie die Vorhersage von Versuchsergebnissen bzw. die Traglastermittlung. Die Schwierigkeit besteht für beide Anwendungen darin, Sicherheit darüber zu erlangen, dass die Simulationen dem realen Verhalten des Bauteils entsprechen. Sowohl für die Nachrechnung als auch für die Prognose gilt, dass das Ergebnis nur so gut sein kann, wie das verwendete Modell der Realität entspricht. Alle getroffenen Annahmen bei der Modellierung und Berechnung beeinflussen die Ergebnisse der Berechnung. Nur weil die Last-Verformungskurve bei der Nachrechnung eines Versuchs kongruent mit den Versuchsergebnissen ist, kann nicht vorausgesetzt werden, dass auch das Tragverhalten oder der Kraftfluss in der Simulation richtig ermittelt werden.

Es ist daher wichtig, sich im Vorhinein bewusst zu machen, welches die Voraussetzungen für eine realitätsnahe Simulation sind:

- Das Verhalten beim Versagen des Bauteils muss übereinstimmen (Traglast, Verformungen, Rissbild, Dehnungen und Spannungen von Beton und Stahl, Versagensmechanismus).
- Eingehende Kenntnisse über die Rahmenbedingungen wie Annahmen des Materialmodells und der Rechenmethode müssen vorhanden sein.
- Der Einfluss der Rahmenbedingungen auf die Ergebnisse muss quantifiziert werden, wofür Parameterstudien durchzuführen sind.

Für die Vorhersage von Versuchen ergeben sich weitere Voraussetzungen:

- Variation der Materialparameter (z.B. Streuung der Materialeigenschaften wie Druckfestigkeit, Zugfestigkeit, geometrische Imperfektionen etc.) und deren Einfluss auf die Berechnung müssen untersucht werden.
- Eine Aussage über die Sicherheit bezüglich der Güte der Vorhersage kann nur über Grenzbetrachtungen gemacht werden.
- Es ist von Vorteil, wenn die Streuung der im Versuch erwarteten Ergebnisse bekannt ist, oder zumindest in der Größenordnung abgeschätzt werden kann. Nur so kann über die Güte und die mögliche Genauigkeit der Vorhersage geurteilt werden.
- Es sind umfangreiche Erfahrungen mit dem verwendeten Rechenprogramm, dem Materialmodell und dessen Verhalten erforderlich, um gute Vorhersagen zu treffen.

Nachfolgend erfolgt die Validierung des Finite-Elemente-Modells indirekt über reale Messwerte. Die Versuche sind in Kapitel 5 dargestellt. Die verwendeten Messwerte sind (Henze & Rombach, 2017a) zu entnehmen. Es wird gezeigt, wie sich im Versuch gemessene Parameter aus dem FE-Modell ergeben. Im Einzelnen werden die Last-Verformungskurve, die Rissbilder,

die Stahldehnungen der Hauptbiegebewehrung, die Dickenänderungen der Platte sowie die Rissweiten des maßgebenden Biegerisses zwischen Simulation und realen Messwerten verglichen.

## 7.1 Validierung

Grundannahme der folgenden Untersuchungen ist, dass davon ausgegangen werden kann, dass die tiefgehenden Untersuchungen in Kapitel 7 zutreffend sind, wenn die Simulationen in der Lage sind, das reale Tragverhalten richtig abzubilden. Teile dieses Kapitels wurden vorab bereits in (Henze & Rombach, 2017) veröffentlicht.

### 7.1.1 FE-Modell

Für die Nachrechnung der Versuche an der TUHH wird das in Bild 7-1 dargestellte FE-Modell verwendet. Die Last wird kraftgesteuert über eine lineare Amplitude aufgebracht. Die Belastungsgeschwindigkeit entspricht dem Wert im realen Versuch von 100 kN/min.

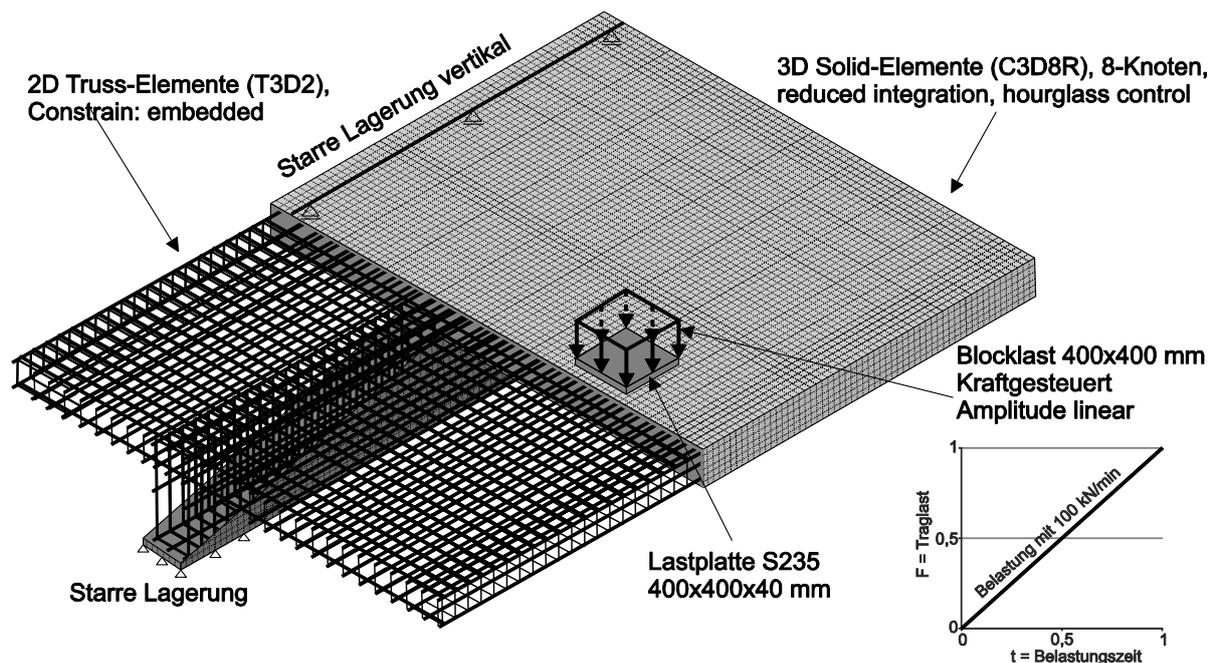


Bild 7-1: FE-Modell mit Randbedingungen und Angaben zur Modellierung in Abaqus

### 7.1.2 Ergebnisse der FE-Simulation

Zunächst werden die Last-Verformungskurven aller Versuche mit Einzellast dargestellt und mit der FE-Simulation verglichen. Die Messergebnisse der realen Versuche werden dann im Anschluss exemplarisch für den Versuch 4d-1 den Ergebnissen aus der nichtlinearen Berechnung gegenübergestellt. Die Validierung der Ergebnisse weiterer ausgewählter Versuchsnachrechnungen der Versuchsreihe an der TUHH kann dem Anhang B entnommen werden.

### 7.1.3 Last-Verformungskurven

In Bild 7-2 ist zu erkennen, dass die FE-Simulationen die realen Last-Verformungskurven gut wiedergeben. Sowohl die Steifigkeiten vor und nach der Rissbildung als auch die Traglasten entsprechen dem Bauteilverhalten in den realen Versuchen. Die maximale Abweichung bei  $F_{\max}$  ergibt sich für Versuch 6d zu 9,1 % ( $593/656 = 0,91$ ). Die Differenzen bei den beiden realen Versuchen 2d und 3d, die jeweils wiederholt wurden, liegen bei ca. 10 %, ohne eine Korrelation zur Druck- oder Zugfestigkeit zu zeigen (vgl. Tabelle 5-2). Solange die Abweichungen zwischen Simulation und realem Versuch sich in der Größenordnung von 10 % bewegen, kann daher davon ausgegangen werden, dass die Simulation sinnvolle Ergebnisse liefert.

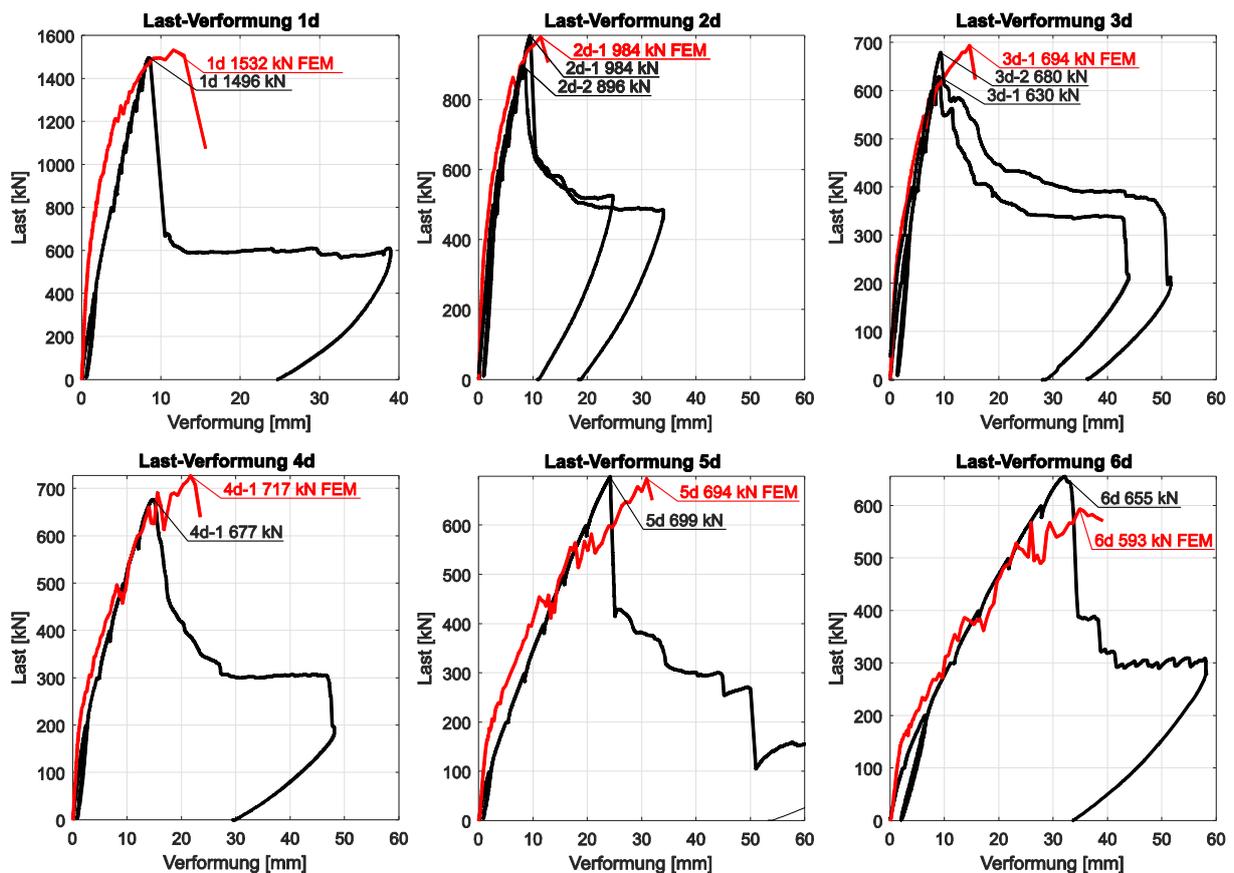


Bild 7-2: Last-Verformungskurven der Versuche 1d bis 6d mit den zugehörigen Ergebnissen der numerischen Simulation; Verformungen unterhalb der Lastplatte gemessen.

### 7.1.4 Rissbilder

Bild 7-3 zeigt den Vergleich der Rissbilder für Versuch 4d-1. Es gibt eine zufriedenstellende Übereinstimmung sowohl der Rissbilder an der Ober- und Unterseite als auch im Inneren der Platte. Letztere wurden durch Sägeschnitte ermittelt. Die Gegenüberstellung zeigt die plastischen Dehnungen der Elemente im Schnitt aus der FE-Simulation neben den realen Rissen nach Versuchsende. Es ist zu beachten, dass gerade die Risse im Inneren der Platte im realen Tragwerk stark von lokalen Diskontinuitäten wie Kornverteilung bzw. Fehlstellen auf der Mikroebene abhängen. Weiterhin hat der Verbund zwischen Bewehrung und Beton, der in der Berechnung als starr angenommen wird, einen Einfluss auf das Rissbild. Inhomogenitäten lassen

sich mit der FE-Methode kaum abbilden. Während die realen Risse teilweise nur Bruchteile von Millimetern groß sind (die Schrägrisse im Inneren der Platte weisen teilweise Rissweiten größer als 10 mm auf), können in der Simulation nur ganze Elemente „versagen“. Die Elementgröße beträgt in den hier gezeigten Simulationen 25 mm. Insofern können die ermittelten Rissverläufe nur grob innerhalb der Elementgrenzen den Rissverlauf darstellen. Trotzdem ergeben sich realistische Ergebnisse hinsichtlich der Form, dem Abstand und der Anzahl der Biegerisse, wie auch die nachfolgenden Auswertungen der Rissweiten im Abschnitt 7.1.7 zeigen.

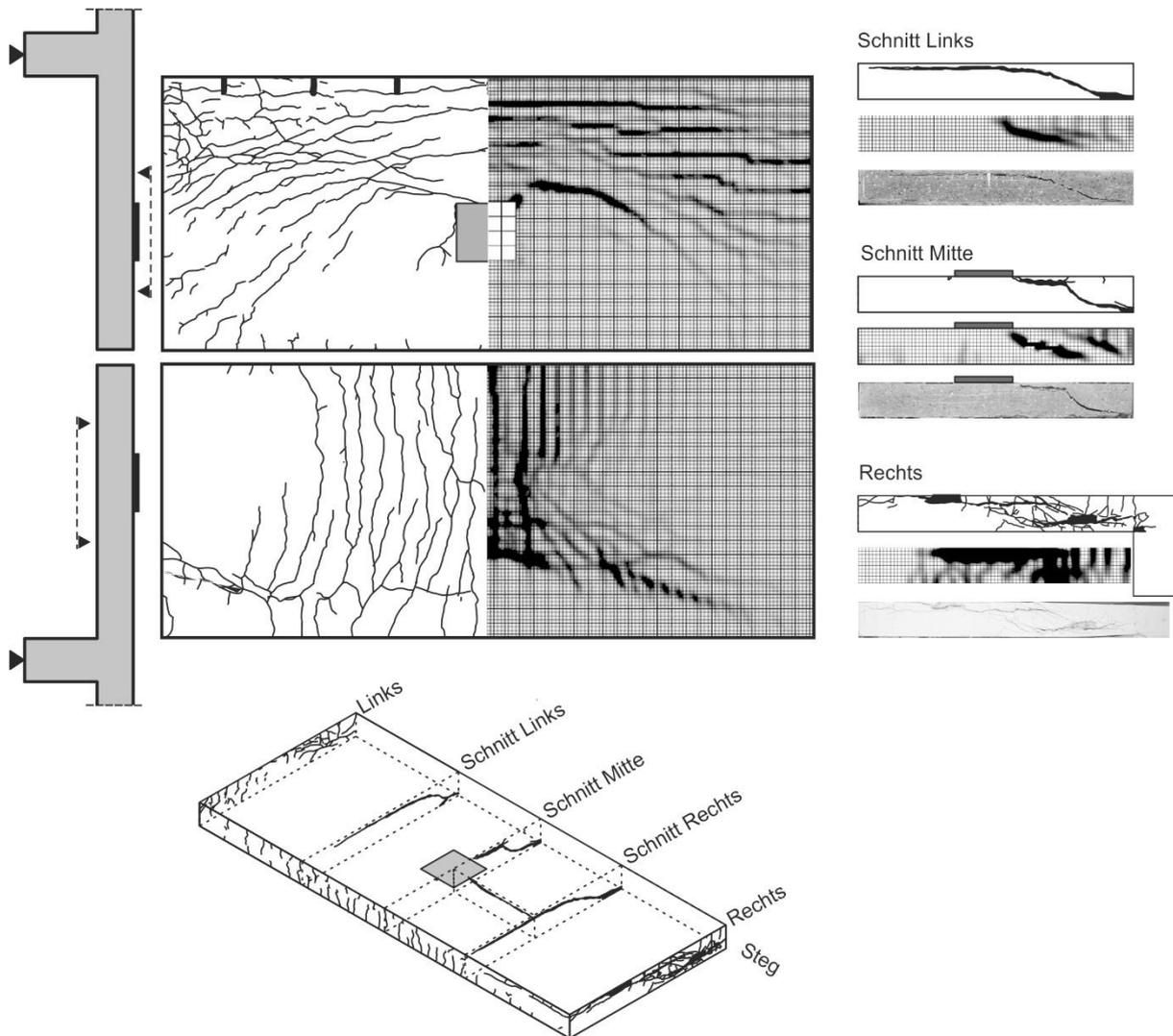


Bild 7-3: Rissbilder für Versuch 4d-1 aus dem realen Versuch und der Simulation im Vergleich

### 7.1.5 Stahldehnungen

Für den Abgleich der Stahldehnungen lassen sich direkt die Spannungen der Truss-Elemente (Bewehrung) verwenden. Die Lage der Dehnungsmesser auf der Bewehrung ist in Bild 5.4 dargestellt. Zur besseren Übersichtlichkeit sind in Bild 7-5 links nur die Dehnungsverläufe der Aufnehmer DS2-DS4 gezeichnet. Die Abweichungen der Stahldehnungen zwischen Versuch und Berechnung sind gering. Es ist anzumerken, dass das Ablassen der Last zum Anbringen der Rissweitemaufnehmer in der FE-Berechnung nicht abgebildet wurde.

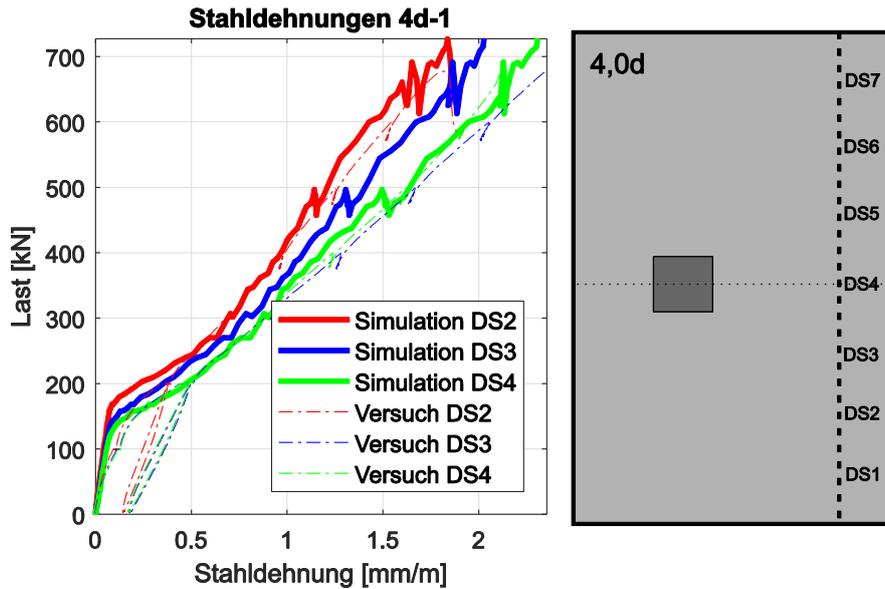


Bild 7-4: Stahldehnungen aus Versuch und FE-Berechnung im Vergleich

### 7.1.6 Dickenänderungen

Um das Auftreten der Versagensrisse während der Versuche bestimmen zu können, wurde die Änderung der Plattendicke über induktive Wegaufnehmer in der Platte kontinuierlich gemessen. Bild 7.5 zeigt den Vergleich der Dickenänderungen zwischen *nI/FEM* und Versuch. Die Zunahme der Plattendicke wird in der FE-Berechnung über die Differenz der vertikalen Knotenverschiebung von Plattenoberseite zur -unterseite ermittelt. Es lässt sich wiederum eine zufriedenstellende Übereinstimmung feststellen, auch wenn in der Simulation der Schrägriss etwa 150 kN früher beginnt.

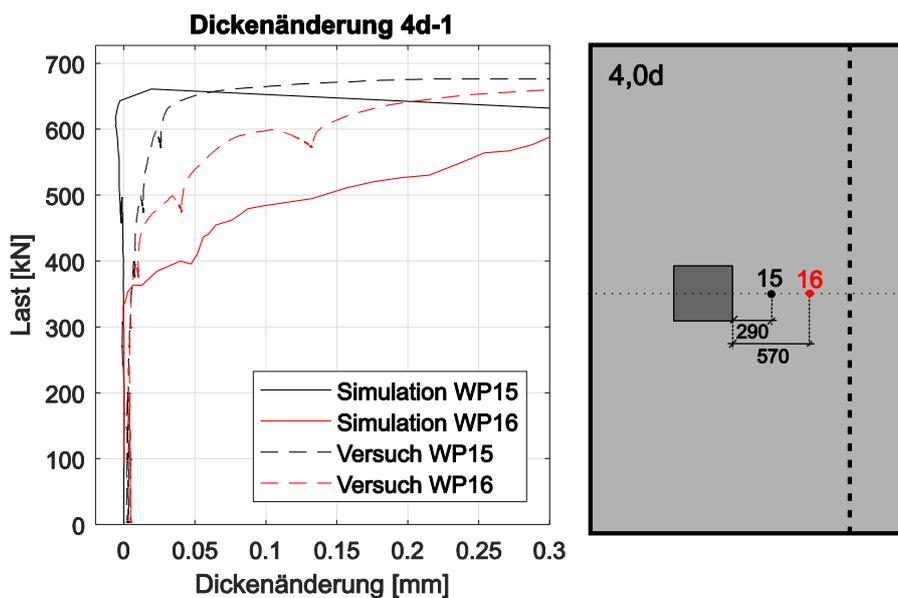


Bild 7-5: Dickenänderungen der Platten aus Versuch 4d-1 und FE-Berechnung im Vergleich

### 7.1.7 Rissweiten

Die Breite der Biegerisse am Steg wird aus der Differenz der horizontalen Knotenverschiebungen an der Plattenoberseite bestimmt, was dem Integral der Dehnungen über die Elementlänge entspricht. Solange die Betonzugspannungen geringer als  $f_{ct}$  sind ergeben sich erwartungsgemäß sehr geringe Werte. Größere Differenzen treten nur in den Bereichen mit plastischen Dehnungen auf. Diese können als Rissweite interpretiert werden. Bei der Ermittlung der Spannungs-Dehnungsbeziehungen nach (Mark, 2006) gehen die Elementabmessungen über Betrachtungen zur Bruchenergie mit ein, sodass bei einer Änderung der Elementgröße im FE-Modell die Spannungs-Dehnungsbeziehung angepasst werden muss. Dieses führt dazu, dass das Integral der plastischen Dehnungen bei größeren Elementen entsprechend kleiner ausfällt. Die hier gezeigte Auswertung der Rissbreiten darf nur angewendet werden, solange die Elemente so klein gewählt werden, dass nicht mehr als ein Riss innerhalb einer Elementlänge auftreten kann. Der Vergleich der Rissbilder Bild 7-3 zeigt, dass sowohl Abstand als auch Anzahl der Biegerisse auf der Oberseite der Platte gut übereinstimmen. In diesem Fall kann demnach eine entsprechende Auswertung der Rissweite vorgenommen werden. In Bild 7-6 wird das Vorgehen zur Ermittlung der Rissweite für den Versuch 4d-1 gezeigt. Es ist eine gute Übereinstimmung zwischen Versuch und Simulation festzustellen.

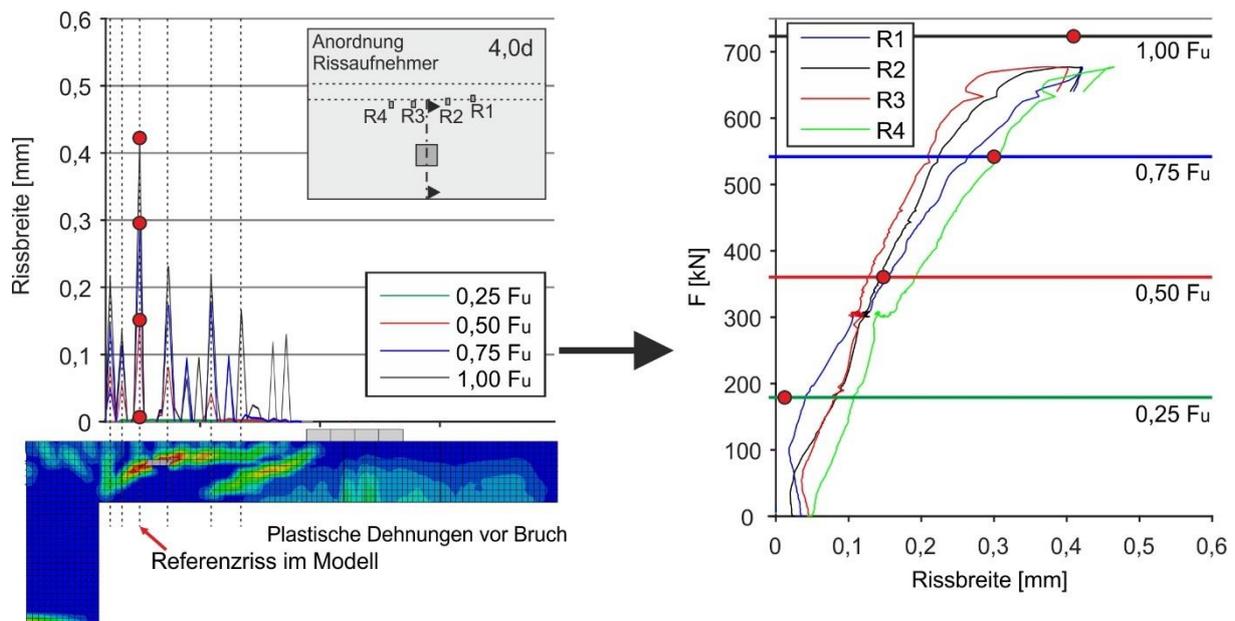


Bild 7-6: Ableitung der Rissweite in einzelnen Laststufen aus der FE-Simulation und Vergleich mit den realen Werten für Versuch 4d-1 am Hauptbiegeriss

### 7.1.8 Grenzen der Simulation

Für die Versuche der Versuchsreihe an der TUHH ergaben sich überwiegend gute Übereinstimmungen zwischen *nIFEM* und Messwerten. Es zeigt sich aber, dass der Einfluss des direkten Lastabtrags für Laststellungen mit  $a_v = 2,0d$  bis  $3,0d$  in der Simulation überschätzt wird. Für die Versuche in diesem Bereich mussten Modifikationen vom Standardvorgehen gemäß Abschnitt 6.8 vorgenommen werden, um die Traglast entsprechend den realen Versuchsergebnis-

sen anzupassen. So wurden für die Simulation im Anhang B die Belastungsrate sowie der Dilatanzwinkel variiert. Über die Validierung mit den Messwerten der realen Versuche kann aber gezeigt werden, dass diese trotz der Modifikationen in der Simulation kongruent sind.

Die Grenzen der Simulation zeigen sich vor allem bei der Nachrechnung von Versuch 2d×2. Bei diesem Versuch sind die Doppellasten stegnah angeordnet. Im realen Versuch lag die Tragfähigkeit trotz der auflagernahen Laststellung nur etwa 10 % über der mittleren Tragfähigkeit der Versuche mit Doppellast und größerer Schubschlankeit. In der Nachrechnung wird eine deutlich höhere Traglast ermittelt. In (Henze & Rombach, 2017a), Abschnitt 3.9.4, S.56 ff.) wurde erläutert, dass sich der Versuch 2d×2 nicht wie erwartet verhielt. Es ist daher nicht sicher, ob die Abweichung zwischen Simulation und Realität auf ein abweichendes Tragverhalten in der Simulation oder einen Ausreißer im Versuch zurückgeführt werden kann. Die Wiederholung des Versuchs 2d×2 war nicht möglich. Die Abweichungen zwischen Simulation und Versuch sind nachfolgend dargestellt.

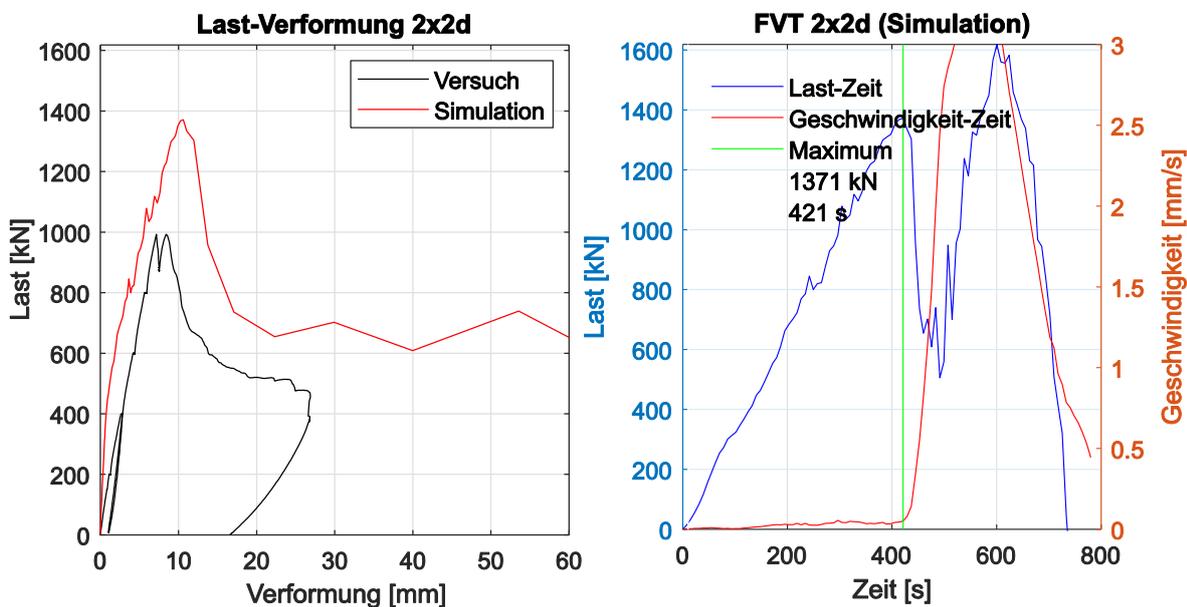
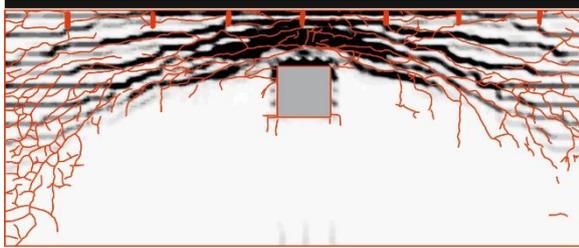


Bild 7-7: Kraft-Verformungskurve der Simulation und des realen Versuchs im Vergleich (links); Verlauf der Simulation und Versagenskriterium (rechts)

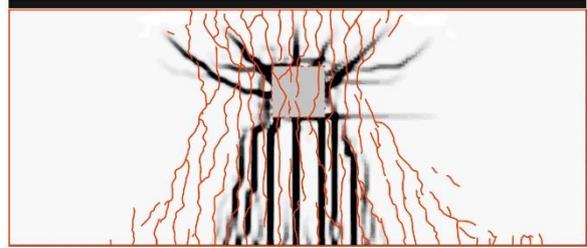
Es zeigt sich, dass in der Simulation der Einfluss des direkten Lastabtrags bei der Doppellast überschätzt wird. Die Beeinflussung der benachbarten Lasten untereinander ist dementsprechend geringer. Ein Vergleich der Rissbilder aus der Simulation und dem realen Versuch verdeutlicht die Unterschiede im Lastabtrag.

Wie in Abschnitt 9.1 erläutert wird, kann der Lastabtrag der konzentrierten Lasten in Richtung Steg und die Ausbildung der Druckstreben im Bereich der Lasteinleitung anhand der Rissbilder auf der Unterseite der Platten abgeleitet werden. An dieser Stelle sei zum besseren Verständnis zunächst die Lektüre des Abschnitts 9.1 empfohlen.

2d-1

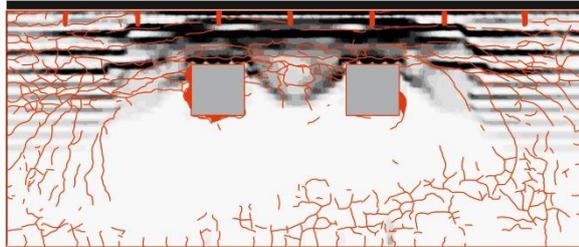


Oberseite

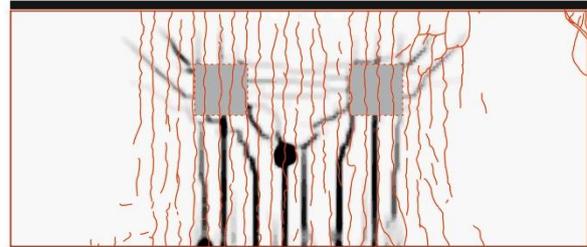


Unterseite

2x2d



Oberseite



Unterseite

Bild 7-8: Rissbilder aus der Simulation und den realen Versuchen bei einer Laststellung bei  $a_v = 2,0d$ 

Das Rissbild der Simulation zeigt, dass sich die Druckstreben aus der Lasteinleitung fächerförmig in Richtung Auflager ausbreiten. Das Rissbild entspricht unterhalb beider Lasten im Doppellastversuch dem korrespondierenden Einzellastversuch 2d. Im realen Doppellastversuch zeigt sich aber ein abweichendes Verhalten. Die Risse verlaufen unterhalb der Lasteinleitung und zwischen den beiden Lasten parallel, rechtwinklig zum Auflager. Die direkte Abstützung analog zu den Erläuterungen in Abschnitt 9.1 bildet sich nicht. Hier steht dem Ergebnis der Simulation nur ein Vergleichsversuch zur Beurteilung gegenüber. Auf dieser Grundlage kann daher nur festgehalten werden, dass die Nachrechnung nicht in der Lage ist, die Realität abzubilden.

### 7.1.9 Zusammenfassung Validierung

Zusammenfassend lässt sich sagen, dass die FE-Simulationen mit dem Programm ABAQUS in der Lage sind, das Tragverhalten und die Tragfähigkeit von realen Versuchen an Stahlbetonplatten abzubilden. Bei der auflagennahen Laststellung ist aber Vorsicht geboten. Mit dem gezeigten Vorgehen ist es möglich, bei ausreichender Erfahrung mit der *nlfem*, sowohl Nachrechnungen als auch Vorhersagen von Bauteilversuchen durchzuführen. Trotz der Vielzahl an Faktoren, die die Berechnungsergebnisse in der nichtlinearen Simulation beeinflussen können, zeigt sich, dass die ermittelten Ergebnisse die im realen Versuch bestimmten Messwerte gut wiedergeben. Es ist wichtig, sich bewusst zu machen, dass die Ergebnisse der Simulation von der Modellbildung, dem Materialmodell und der Berechnungsmethode abhängen.

## 7.2 Tiefgehende Untersuchungen mit der nichtlinearen FEM

Im vorangegangenen Abschnitt wurde gezeigt, dass die *nlFEM* zutreffende Ergebnisse liefert. Jetzt soll gezeigt werden, welche detaillierteren Untersuchungsmöglichkeiten zur Verfügung stehen, und welche neuen Erkenntnisse daraus abgeleitet werden können. Die Simulationen werden an den FE-Modellen der Versuche an der TUHH durchgeführt.

### 7.2.1 Einfluss der Plattenbreite

Die Versuchskörperbreite hat einen Einfluss auf die Tragfähigkeit. Hierfür sind zwei Faktoren ausschlaggebend: Zum einen steigt mit zunehmender Breite die absolute Tragfähigkeit für den Lastabtrag von Einzellasten aufgrund des größeren Querschnitts, der zur Lastausbreitung zur Verfügung steht. Dieser Einfluss nimmt solange zu, bis die volle zweiachsige Tragwirkung erreicht wird und keine zusätzliche Fläche mehr aktiviert werden kann. Zum anderen beeinflusst der Versagensmodus die Ergebnisse. Schmale Versuchskörper versagen mit zunehmendem Abstand der Einzellast vom Auflager auf Biegung, während mit zunehmender Breite ein Querkraftversagen im Bereich der Lasteinleitung eintritt. Bei der Versuchsreihe an der TUHH (Kapitel 5) konnte dieses durch einen Vergleich der äquivalenten Meterstreifen mit den 4,5 m breiten Versuchsplatten beobachtet werden. Während der Meterstreifen 5d-1m auf Biegung versagte, trat beim Versuch 5d ein Querkraftbruch mit Schrägriss ein. Das Plattentragverhalten stellt sich demnach erst ab einer bestimmten Breite ein. Bild 7-9 zeigt den Einfluss der Versuchskörperbreite auf die Tragfähigkeit der Kragplatten an der TUHH. Grundlage dieser Diagramme ist eine umfangreiche Parameterstudie zum Einfluss der Plattenbreite aus (Stein, 2017 (betreute Abschlussarbeit)). Die nichtlinearen Simulationen wurden mit einheitlichen Materialeigenschaften durchgeführt, um vergleichbare Ergebnisse zu erhalten. Die Materialparameter der realen Versuche entsprechen daher nicht den Annahmen in der Simulation. Die realen Traglasten im Bild sollen nur die Größenordnung verdeutlichen.

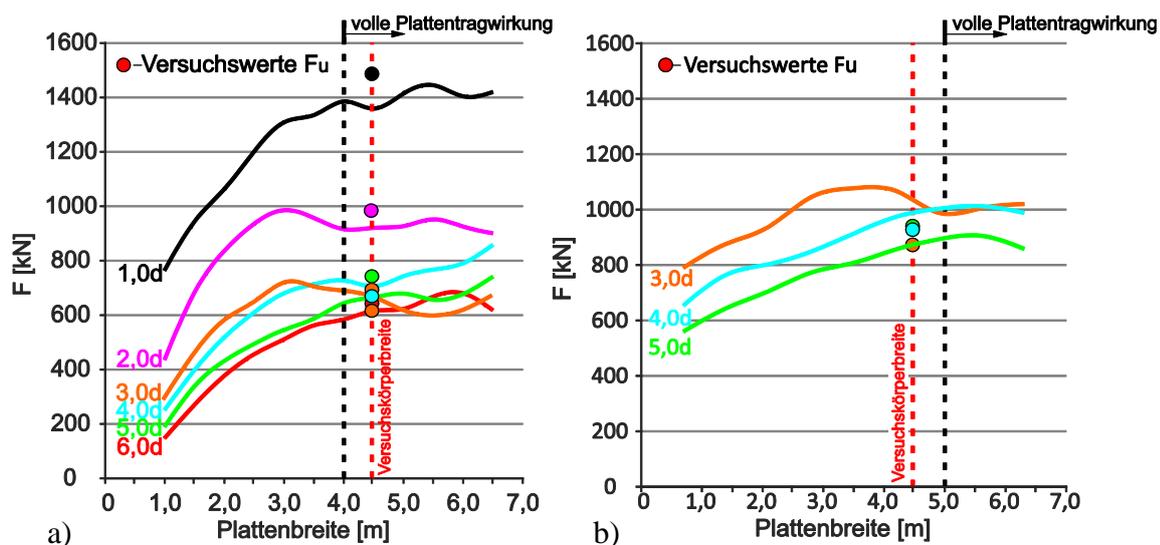


Bild 7-9: Einfluss der Plattenbreite auf die Tragfähigkeit aus der Simulation der Kragplattenversuche an der TUHH; a) Auswertung für eine Last; b) Auswertung für zwei Lasten

Für eine Last (a) ergibt sich die Breite, ab der keine Tragfähigkeitssteigerung mehr zu erwarten ist, zwischen 3,5 m bis 4,0 m. Für die Doppellasten (b) ergibt sich die erforderliche Breite zwischen 4,0 m und 5,0 m. Die Breite der Versuchskörper der Kragplatten an der TUHH liegt mit 4,5 m im erforderlichen Bereich, wobei für die Doppellastversuche breitere Versuchskörper erforderlich gewesen sein könnten, um die volle Tragfähigkeit bei auflagerferner Laststellung zu erreichen.

Die Ergebnisse der Versuche und der Simulation zeigen, dass die Plattenbreite der Versuchskörper einen entscheidenden Einfluss auf die ermittelten Traglasten hat. Wenn es um das Tragverhalten von Platten geht, sollten die Versuchskörper vor allem bei weiter vom Auflager entfernten Laststellungen die o.g. Breiten nicht unterschreiten.

Im Abschnitt 7.1.8 wurde erläutert, dass die nichtlinearen Simulationen nicht in der Lage sind, den Lastabtrag der Doppellasten für auflagernahe Laststellungen richtig abzubilden. Die entsprechenden Werte der Simulationen der Doppellast bei  $a_v < 3,0d$  wurden daher nicht dargestellt.

### **7.2.2 Bestimmung nichtlinearer Schnittgrößen**

Ein zentraler Punkt ist der Kraftfluss und der Lastabtrag konzentrierter Einzellasten in Stahlbetonplatten. Die *leFEM* ist nicht in der Lage, die Verteilung der Kräfte bzw. Schnittgrößen im realen Tragwerk unter Berücksichtigung der Rissbildung richtig zu erfassen. Scheibentragwerke müssen aus diesem Grund immer ingenieurmäßig nachbetrachtet werden. Die Bemessung erfolgt im Nachgang der Ermittlung der Membrankräfte in der Scheibe, auf Grundlage der *leFEM*, mithilfe von Stabwerken. Nur so können robuste und sinnvolle Tragwerke entworfen werden. Dass die Grundvoraussetzungen der *leFEM*, wie das Ebenbleiben der Querschnitte und der lineare Dehnungsverlauf im Bereich von konzentrierten Lasten oder Stützen-Decken-Knoten, in der Realität nicht gegeben sind, ist offensichtlich. Eine linear-elastische Platten- oder Schalenberechnung stößt an diesen Stellen an ihre Grenzen. Der reale Spannungszustand kann aus dem zweidimensionalen Modell nicht ermittelt werden. Auch linear-elastische Volumenmodelle können nur den Verlauf von Druckstreben im Volumenkörper abbilden, berücksichtigen den Steifigkeitsverlust durch den Zustand II des Betons aber nicht und können die Umverteilung der Kräfte im Bauwerk nicht erfassen. Wie verteilen sich also die Querkräfte in Stahlbetonplatten?

Dass die Simulationen mit der *nlFEM* mit dem Programm ABAQUS in der Lage sind, alle maßgebenden Messwerte der realen Versuche zu ermitteln, und dass das globale Tragverhalten anhand der Rissbilder und des Versagensmechanismus richtig wiedergegeben wird, konnte zuvor gezeigt werden. Es kann also davon ausgegangen werden, dass der Kraftfluss und die Spannungen in der Simulation richtig erfasst werden. Nachfolgend wird die Verteilung der Querkräfte in den Platten gezeigt.

### 7.2.3 Ermittlung der Querkräfte

Die Ableitung der Schnittkräfte aus Volumenmodellen ist mit einem hohen Arbeitsaufwand verbunden, wenn vom Programm keine automatische Integration der Knoten- oder Elementwerte zur Verfügung steht.

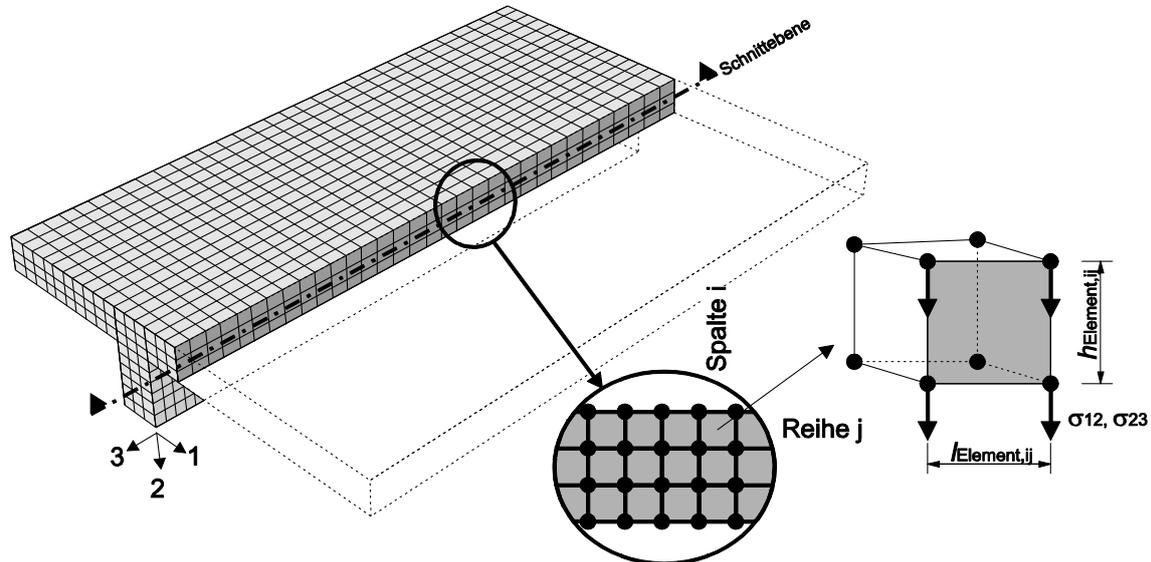


Bild 7-10: Ermittlung der längenbezogenen Querkräfte in einem Schnitt im Volumenmodell

Anders als bei Plattenmodellen können die Schnittkräfte nicht direkt aus der Berechnung bestimmt werden. Da im Volumenmodell immer mehrere Knoten über die Plattendicke vorhanden sind, muss die Querkräfteverteilung durch die Summe der übereinanderliegenden Knotenkräfte in vertikaler Richtung erfolgen. Wenn man an der Hauptquerkraft interessiert ist, müssen zudem die Knotenkräfte in die beiden Richtungen der Plattenebene vektoriell addiert werden.

$$v_{ij} = \sqrt{v_{xij}^2 + v_{yij}^2} \quad (7.2-1)$$

In ABAQUS müssen die senkrechten Knotenkräfte aus den Spannungen der vertikalen Ebenen ( $\sigma_{12}$ ,  $\sigma_{23}$ ) durch Multiplikation mit den Elementabmessungen ermittelt werden. Die Hauptquerkraft ergibt sich dann zu:

$$v_{ij} = \sqrt{(\sigma_{12,ij} \cdot h_{Element,ij})^2 + (\sigma_{23,ij} \cdot h_{Element,ij})^2} \quad (7.2-2)$$

mit  $h_{Element,ij}$  = Elementhöhe in der FE-Berechnung

Durch die Summe der Elementreihen über die Höhe kann so die längenbezogene Querkräfte für eine Schnittebene gebildet werden.

Die in Bild 7-10 dargestellte Ermittlung der längenbezogenen Querkräfte in einem auflagerparallelen Schnitt kann ebenso für andere Schnittverläufe durchgeführt werden. So ergibt sich die Schnittkräfteverteilung für einen Schnitt, der dem kritischen Rundschnitt für den Durchstanznachweis entspricht, indem die Hauptquerkräfte über die Spannungen ( $\sigma_{12}$ ,  $\sigma_{23}$ ) entlang des kritischen Rundschnitts ermittelt wird. Hierfür muss die Elementierung angepasst werden, sodass

entlang des Rundschnitts die Elementknoten auf dem untersuchten Schnittverlauf liegen (vgl. Bild 7-11).

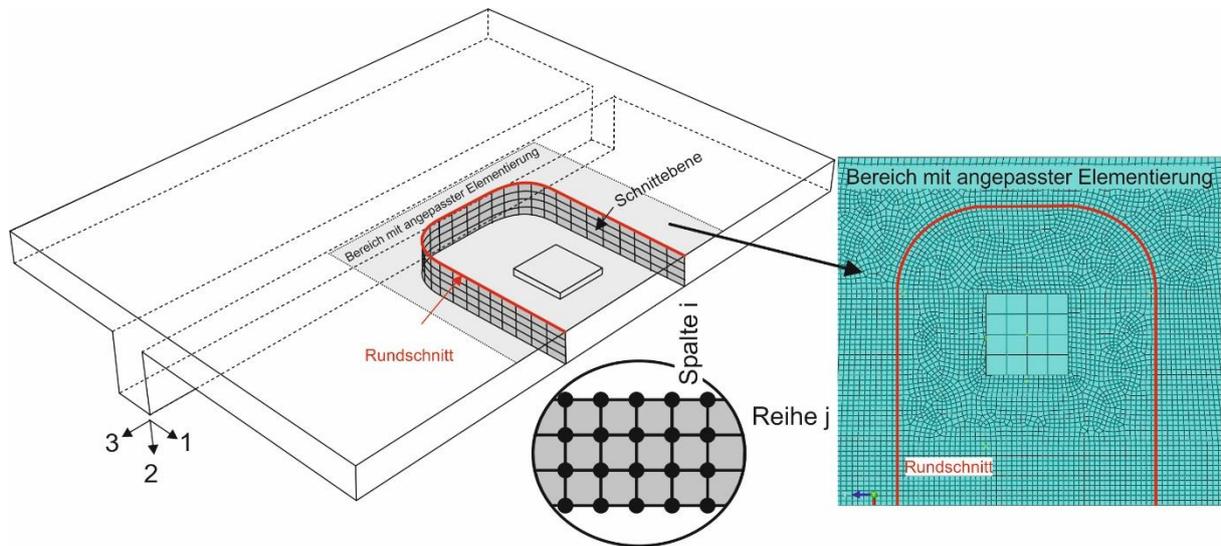


Bild 7-11: Schnittebene für die Ermittlung der Querkraft in einem beliebigen Schnitt

#### 7.2.4 Querkraftverteilung in ausgewählten Schnitten

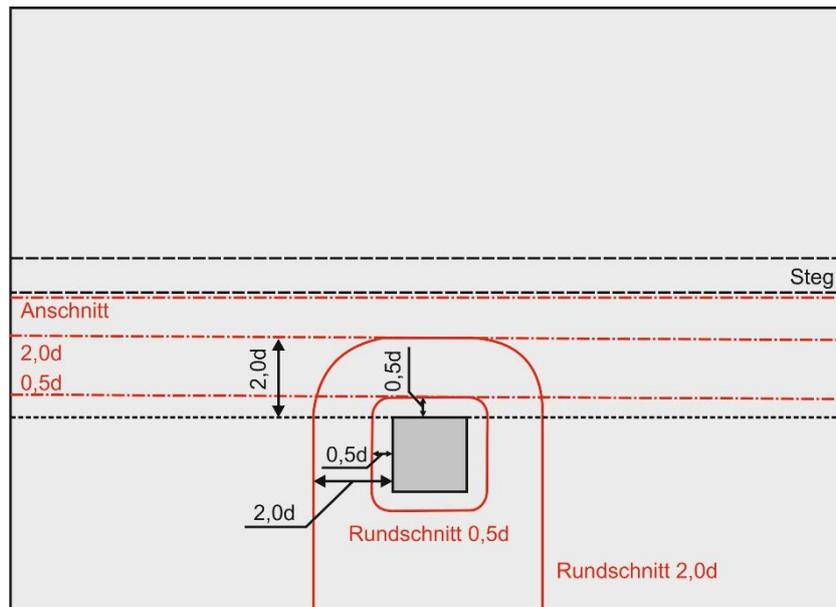
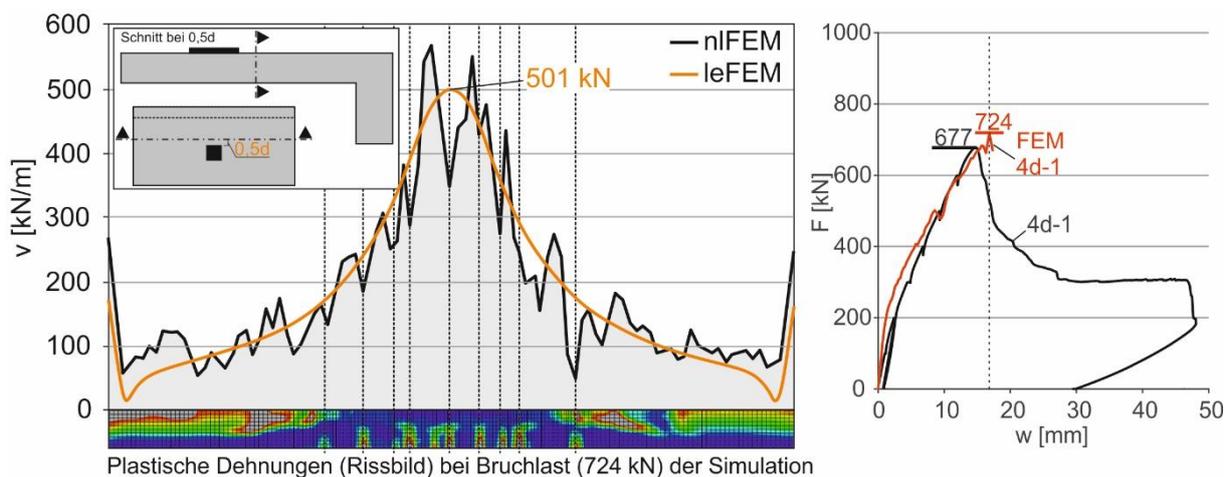
Die Ermittlung der Querkräfte erfolgt am Anschnitt der Platten an der Einspannung sowie in Schnitten im Bereich der Lasteinleitung im Abstand  $2,0d$  und  $0,5d$  von Vorderkante Lastplatte. Es werden sowohl gradlinige, auflagerparallele Schnitte untersucht als auch Rundschnitte wie sie sich für den Durchstanznachweis einer äquivalenten Randstütze ergeben (vgl. Bild 7.12).

#### 7.2.5 Vergleich der nichtlinearen Querkräfte mit linear-elastischen Ergebnissen

Im Folgenden werden exemplarisch die linear-elastischen Hauptquerkräfte mit den Ergebnissen der nichtlinearen Simulation für den Versuch 4d-1 verglichen. Analog zum beschriebenen Vorgehen im vorangegangenen Abschnitt 7.2.3 werden die Elementergebnisse über die Höhe integriert und so die Hauptquerkräfte in der nichtlinearen Simulation in den verschiedenen Schnitten ermittelt. Bild 7-12 zeigt die Schnittführung im FE-Modell der *nlFEM*.

Für die nachfolgend dargestellten Schnitte wurden die nichtlineare Simulation des Versuchs 4d-1 beim Erreichen der Bruchlast ausgewertet. Der Vergleich der *leFEM* mit der *nlFEM* erfolgt hierbei für die in der Simulation ermittelte Bruchlast von 724 kN, welche etwa 9 % von der im Versuch ermittelten Bruchlast (4d-1; 677 kN) abweicht. Hierdurch ist eine Vergleichbarkeit der Querkräfte gegeben. Die zugehörigen Messwerte zur Validierung der Simulation sind in Abschnitt 7.1.2 dokumentiert.

Im Bild 7-13 sind die Schnittgrößen im auflagerparallelen Schnitt bei  $0,5d$  von Vorderkante Last dargestellt. Die Grau hinterlegte gezackte Kurve stellt die Hauptquerkräfte aus der *nlFEM* dar, die durchgezogene glatte Kurve die linear-elastischen Werte.

Bild 7-12: Schnittführung im FE-Modell ( $d = 215 \text{ mm}$ )Bild 7-13: Auswertung der Schnittgrößen der Platte 4d-1 in der Simulation in einem Schnitt  $0,5d$  von Vorderkante Lastplatte mit zugehörigem Rissbild aus der Simulation

Die Querkräfte werden im FE-Modell in Abhängigkeit der Rissverläufe in der Platte abgetragen. Hieraus resultiert auch der gezackte Verlauf. Das Rissbild im betrachteten Schnitt ist unter den beiden Querkraftverläufen dargestellt. In den ungerissenen Bereichen werden im Versuchskörper größere Kraftanteile übertragen als in den gerissenen Plattenbereichen. Das Rissbild im Bereich der Lasteinleitung in dieser Darstellung ist in erster Linie durch die Risse parallel zum Lastabtrag der Einzellast zum Auflager geprägt, welches aus der Biegebeanspruchung in Querrichtung resultiert. Beim CDP-Modell handelt es sich um ein isotropes Schädigungsmodell. Ein Kraftabtrag über die gerissenen Elemente hinweg ist, wie zuvor erläutert, per Definition nicht möglich. Daher können im Bereich der Risse bzw. plastischen Elemente keine Lasten abgetragen werden. Deutlich sind die Einschnitte in der Querkraftverteilung beim „Riss“ zu erkennen.

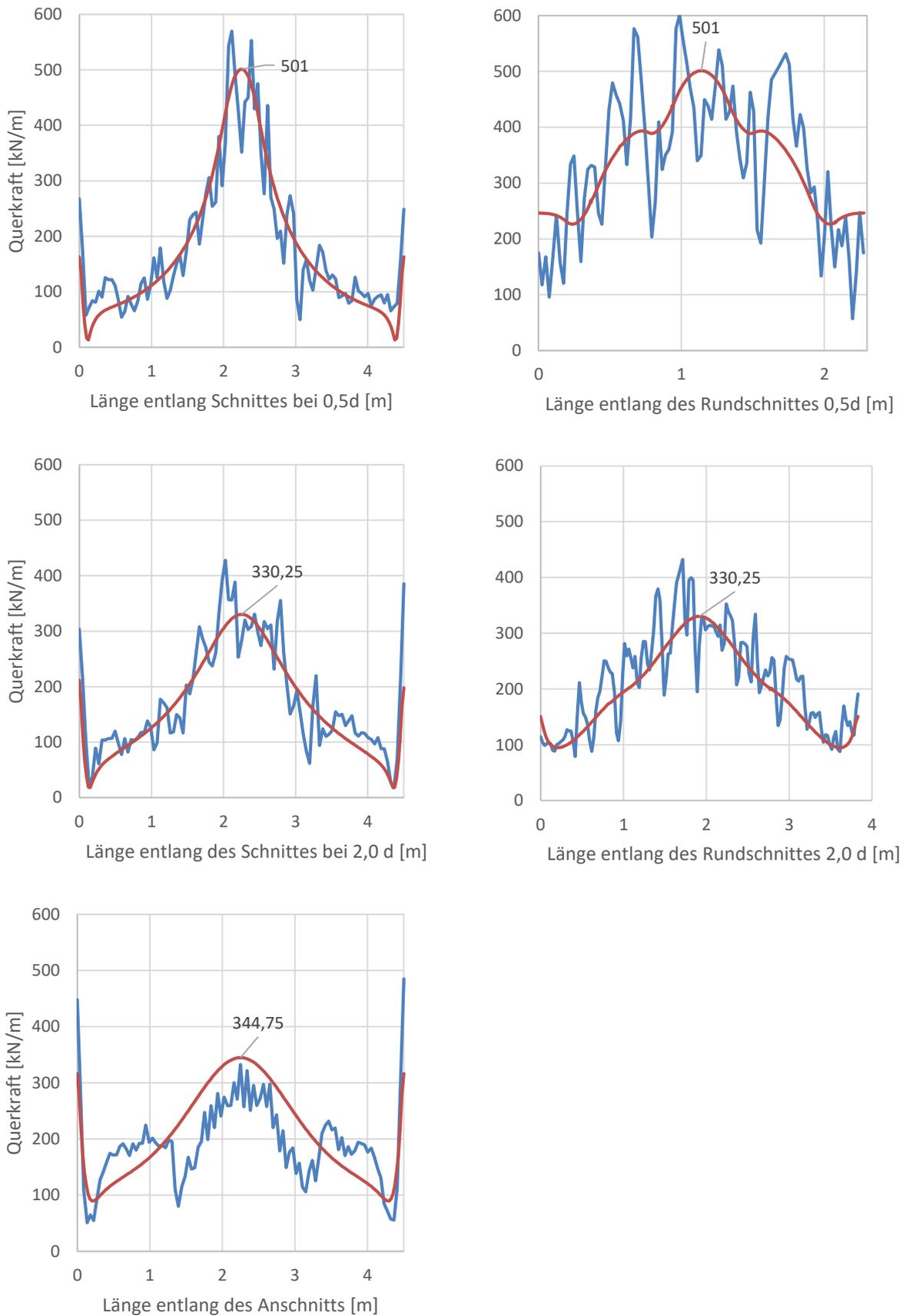


Bild 7-14: Auswertung der Hauptquerkräfte des Versuchs 4d-1 ( $F_{u,mFEM} = 724 \text{ kN}$ ) in den verschiedenen Schnitten aus der Simulation gemäß Bild 7-12 (rechts gerade Schnitte, links Rundschnitte)

Die Kurve der *leFEM* kann als Mittelwert der nichtlinearen Verteilung betrachtet werden. In den Bereichen mit wenigen kleinen Rissen liegt sie leicht unterhalb der Werte der *nIFEM*, in den Bereichen mit ausgeprägter Rissbildung oberhalb. Zusätzlich lässt sich erkennen, dass in der *nIFEM* die Lasten teilweise in die Randbereiche der Platte umgelagert werden, die nicht in Querrichtung gerissen sind. Hier liefert die *leFEM* geringfügig kleinere Werte. Die Bereiche auf der Plattenoberseite, in denen die großflächigen plastischen Dehnungen im Randbereich dargestellt sind, resultieren aus einem auflagerparallelen Biegeriss des Kragsystems.

Auch in den anderen Schnitten lässt sich erkennen, dass die *leFEM* in etwa dem Mittelwert der nichtlinearen Verteilung entspricht. Bild 7-14 zeigt die Schnittgrößenverläufe in den in Bild 7-12 skizzierten Schnitten der beiden Berechnungsmethoden im Vergleich. Die nichtlinearen Querkräfte wurden im Zuge der Masterarbeit von Rueffle (Rueffle, 2017) ermittelt.

Es stellt sich als sehr aufwendig dar, die Querkraftbeanspruchung der Platten aus den nichtlinearen Ergebnissen abzuleiten. Zum einen aufgrund der ungleichmäßigen Verteilung der Querkräfte in Abhängigkeit der sich ausbildenden Risse, und zum anderen aufgrund des erheblichen Aufwandes zu deren Bestimmung. Im Sinne der Praxistauglichkeit sollte daher die Querkraftverteilung mittels *leFEM* bestimmt werden.

Die Ermittlung der Querkräfte im kritischen Rundschnitt erhöht den Aufwand durch die anzupassende Elementierung weiter. Der Maximalwert der Querkraftverteilung ist sowohl im geraden Schnitt in Richtung des Hauptlastabtrags als auch im Rundschnitt vorhanden. Auf die Ermittlung der Verteilung im Rundschnitt kann daher verzichtet werden.

### 7.2.6 Fazit Querkraftverteilung

Es zeigt sich, dass die Querkräfte bei der *nIFEM* im Mittel der Verteilung der linear-elastischen Querkräfte in der Platte entsprechen. Dieses ist letztendlich auch nicht verwunderlich, da der Absolutwert der Querkraft, der durch die Einzellast in die Platte eingeleitet wird, über das Integral der betrachteten Schnitte gleich sein muss. Eine starke Umverteilung der Querkräfte, bzw. ein Absinken des Maximalwertes  $v_{\max}$  durch eine größere Lastausbreitung in der *nIFEM*, zeigt sich allenfalls am Anschnitt der Platte. Es ist daher zulässig und angebracht, die *leFEM* zu verwenden, um die maßgebenden Querkräfte zu bestimmen. Der große Aufwand einer nichtlinearen FE-Berechnung ist somit nur für wissenschaftliche Zwecke erforderlich.

## 8 Querkrafttragfähigkeit von Stahlbeton-Fahrbahnplatten

### 8.1 Vorbemerkungen

Im nachfolgenden Kapitel werden auf der Grundlage statistischer Auswertungen von Versuchsergebnissen an Platten unter Einzellasten, und aufbauend auf den Bestimmungen des EC2, Ansätze zur Berücksichtigung des Einflusses des direkten Lastabtrags von Einzellasten bei auflagenaher Laststellung und zur Querkrafttragfähigkeit von Stahlbeton-Fahrbahnplatten unter Radlasten entwickelt.

### 8.2 Auswahl repräsentativer Versuche und Festlegung wichtiger Randbedingungen

Ergänzend zu Kapitel 4 werden hier zunächst Randbedingungen zur Auswahl repräsentativer Plattenversuche aufgestellt, und anschließend wird die Versuchsdatenbank von *Reißen* (Reißen, 2017) entsprechend gefiltert. Die eigenen Versuche, die in Kapitel 5 vorgestellt wurden, ergänzen die getroffene Auswahl.

Die Fragstellungen der einzelnen Versuchsreihen differieren aufgrund der vielen unterschiedlichen Einflussfaktoren auf das Querkrafttragvermögen teilweise erheblich, was die Vergleichbarkeit der Ergebnisse schwierig macht. Wichtig im Hinblick auf die Tragfähigkeit von Brückenfahrbahnplatten ist aber, dass grundlegende Randbedingungen eingehalten werden sollten, um repräsentative Ergebnisse aus den Versuchen ableiten zu können.

Schwierigkeiten bei der Auswertung ergeben sich aus den limitierten möglichen Abmessungen der Platten sowohl in der Breite als auch in der Stützweite. Versuchskörperbreiten früherer Studien entsprechen häufig eher Balken als Platten. Es muss davon ausgegangen werden können, dass sich das untersuchte Tragwerk wie eine Platte verhält, wofür ein zweiachsiger Lastabtrag der Blocklasten Voraussetzung ist. Eine allgemeine Plattenbreite, ab der von einem „reinen“ Plattentragverhalten ausgegangen werden kann, ist nicht einfach zu bestimmen. Bei den Versuchen von *Latte* und *Rombach* (Rombach et al., 2009) wurden die Stahldehnungen der oberen Längsbewehrung am Steganschnitt gemessen. Die Werte nahmen vom Plattenzentrum zu den beiden seitlichen Außenrändern nur unwesentlich ab, sodass erkennbar ist, dass das Biegemoment über die Plattenbreite annähernd konstant war. Die Plattenbreite betrug 2,4 m. Bei einem Balken wäre die Momentenverteilung über die Breite konstant. Die Rissbilder zeigen aber auf der Plattenoberseite eindrehende Biegerisse im Bereich der Lasteinleitung, was als Indiz für die Plattentragwirkung gewertet werden kann. Ein Vergleich der Verteilung der Stahldehnungen mit der Versuchsreihe von *Rombach & Henze* (Rombach & Henze, 2017a) (vgl. Bild 8-1) zeigt, dass bei den 4,5 m breiten Versuchskörpern deutlich stärkere Abnahmen der Stahldehnungen von innen nach außen festgestellt werden konnten.

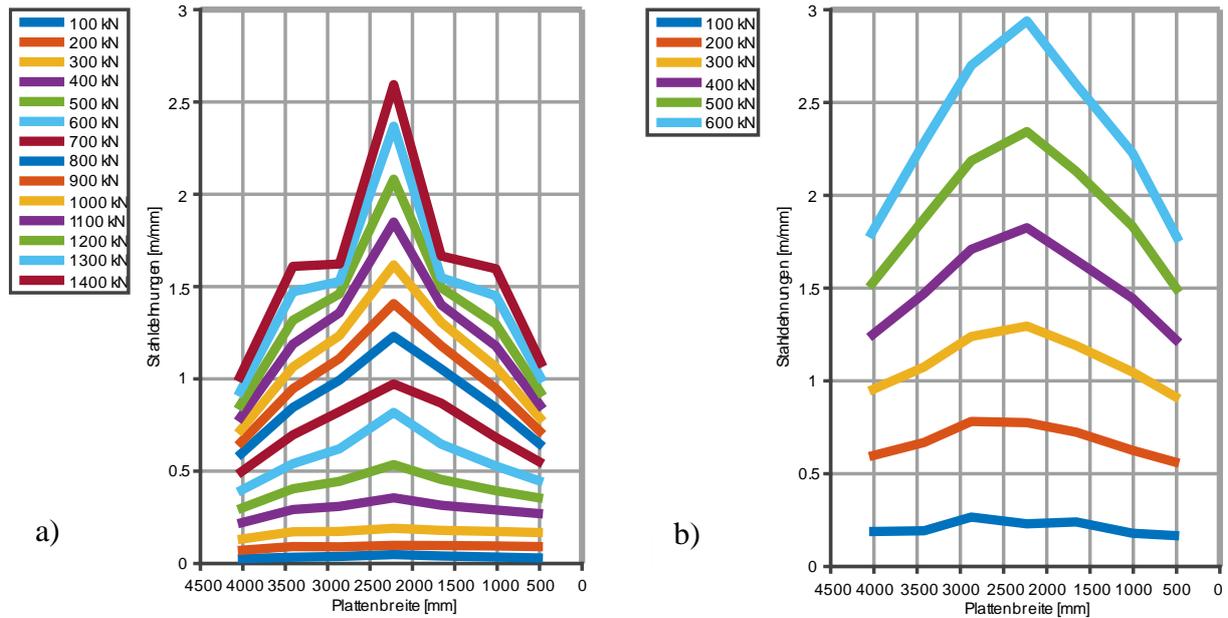


Bild 8-1: Verteilung der Stahlspannungen der Hauptlängsbewehrung für a) Laststellung bei  $a_v/d = 1,0$  und b) bei  $a_v/d = 6,0$  aus (Henze & Rombach, 2017a)

Eine Auswertung der Versuchsreihe von *Reißen & Hegger* (Reißen & Hegger, 2013a) hinsichtlich des Einflusses der Plattenbreite hat ergeben, dass mit zunehmender Plattenbreite die Tragfähigkeit zunimmt. Bild 8-2 zeigt die relative Tragfähigkeit in Abhängigkeit der Plattenbreite.  $V_{Ed,Test}$  wurde mittels einer linear-elastischen FE-Berechnung bestimmt, wobei die Versuchsgrenzlast angesetzt wurde.

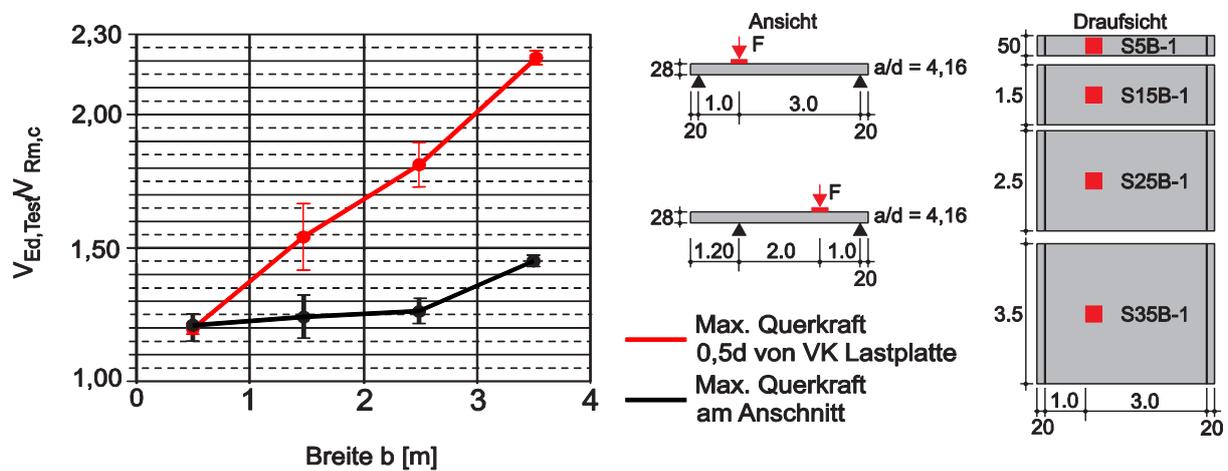


Bild 8-2: Einfluss der Plattenbreite  $b$  auf die relative Tragfähigkeit, abgeleitet aus (Reißen & Hegger, 2013a)

Aus den nichtlinearen Simulationen im Abschnitt 7.2.1 konnte auf die erforderliche Plattenbreite geschlossen werden, ab der die volle Plattentragwirkung aktiviert werden kann. Für eine Blocklast ergibt sich demnach eine Breite für das betrachtete System von 3,5 bis 4,0 m, um die volle Tragfähigkeit der Platte zu erreichen. Hier besteht allerdings kein linearer Zusammenhang. Zudem sind bei auflagnahen Laststellungen eher geringere Breiten erforderlich.

Plattenspezifische Ergebnisse sind dem entsprechend nur von Versuchen zu erwarten, die über eine Mindestbreite der Versuchskörper verfügen, bei der annähernd von einem zweiachsigen Lastabtrag der Einzellasten ausgegangen werden kann.

Schmalere Platten liefern aufgrund der nicht vollständig aktivierten Plattentragfähigkeit Traglasten auf der sicheren Seite, was die statistische Auswertung betrifft. Zu schmale Platten reduzieren daher insgesamt die ermittelte Tragfähigkeit und werden daher ausgeschlossen. Auch wenn die Versuche von *Lantsoght* (Lantsoght et al., 2011) und *Rombach* (Rombach et al., 2009) mit ca. 2,5 m Plattenbreiten aufweisen, bei denen ein zweiachsiger Lastabtrag fragwürdig ist, wurden diese aufgrund der Erfüllung der anderen zuvor genannten Randbedingungen für brückenspezifische Versuche mit in diese Zusammenstellung aufgenommen. Bei den Versuchen von *Lantsoght* (Lantsoght et al., 2011) wurden nur Versuche mit mittiger Laststellung ohne Vorschädigung und einer Lastplatte mit mindestens 300 mm Kantenlänge berücksichtigt.

Plattenstärken von  $h < 20$  cm sind im Brückenbau nahezu ausgeschlossen. Es ist daher nicht zielführend, deutlich kleinere Plattenstärken zu untersuchen, zumal der Maßstabeffekt noch nicht abschließend geklärt ist.

Hinsichtlich der begrenzten Abmessungen der in der Literatur dokumentierten Versuche an Platten ist weiterhin festzustellen, dass viele Versuche aufgrund der limitierten Stützweiten Laststellungen der Einzelasten im Bereich von  $a_v/d < 3,0$  aufweisen. Bei der Versuchsreihe von *Rombach & Henze* (Rombach & Henze, 2017a) wurde sukzessive der Einfluss der Laststellung der Einzelasten und der Einflussbereich einer direkten Abstützung der Einzelasten ins Auflager untersucht. Es konnte festgestellt werden, dass bei einer Schubslankheit von  $a_v/d = 2,0$  größere Anteile der aufgebrachten Last über eine direkte Abstützung abgetragen werden. Die Tragfähigkeit der Versuche lag um Faktor 1,4 höher als bei den Versuchen mit  $a_v/d > 3,0$ , bei denen nahezu kein Einfluss des direkten Lastabtrags vorhanden war (vgl. Bild 8-3).

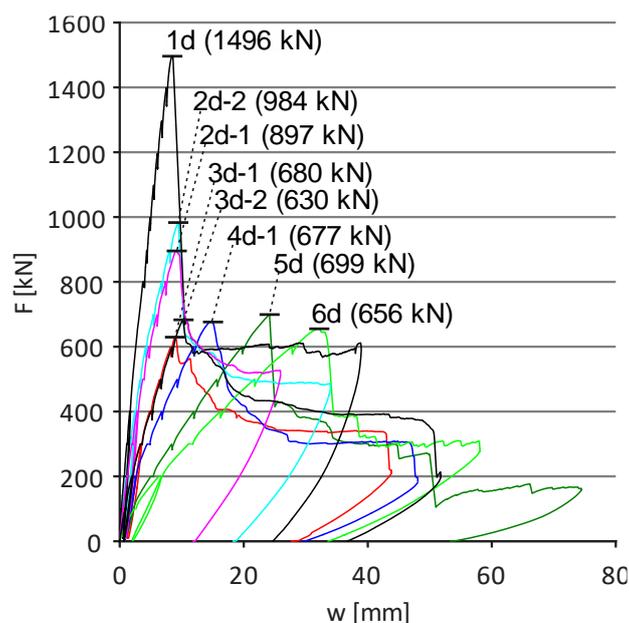


Bild 8-3: Last-Verformungskurven der Versuche zum Einfluss des direkten Lastabtrags bei Einzellasten (Rombach & Henze, 2017a)

*Natário* (Natário F. M., 2015) stellte einen Einfluss des direkten Lastabtrags bis zu einem Verhältnis von  $a_v/d = 2,75$  fest. Dementsprechend sollten Versuche, die geringere Schubslankheiten aufweisen, nicht ohne weiteres für die Ermittlung der Querkrafttragfähigkeit verwendet werden, da deren Ergebnisse zu hohe Tragfähigkeiten liefern könnten (vgl. Abschnitt 8.2.2). Durch *Rombach & Henze* (Rombach & Henze, 2017a) wurde überdies festgestellt, dass die Tragfähigkeitserhöhung durch den direkten Lastabtrag für nicht ortsfeste Lasten wie bspw. Radlasten auf Brücken nicht in Ansatz gebracht werden sollte, da die Messergebnisse der Versuchsreihe zeigen, dass der schräge Versagensriss in der Platte, unabhängig von der Laststellung und der später erreichten Traglast bei gleichem Lastniveau zwischen 500 und 600 kN auftrat, was in etwa 80-90 % der Traglast der Versuche ohne Einfluss des direkten Lastabtrags entsprach.

Zusammenfassend kommt aus der Literatur eine begrenzte Anzahl an Versuchen mit verwertbaren Ergebnissen für Brückenfahrbahnplatten in Frage. Bild 8-4 zeigt einen Überblick dieser Versuchsreihen, die im Folgenden für tieferegehende Auswertungen zur Querkrafttragfähigkeit von Platten herangezogen werden.

Bei der Zusammenstellung ergeben sich Abweichungen hinsichtlich der Geometrie, der Lastanordnung und des statischen Systems. Es ist daher nicht sinnvoll, die Absolutwerte der Traglasten für weitere Auswertungen auf Grundlage dieser Datenbasis zu verwenden. Die vergleichbare Größe, die sowohl die Geometrie, die Lastanordnung sowie das statische System berücksichtigt, ist die im Versuch erreichte Schnittgröße bzw. Hauptquerkraft  $v_1$  (mit  $v_1 = (v_x^2 + v_y^2)^{0,5}$ ). Letztere soll daher als Vergleichsgröße verwendet werden.

In der Bemessungspraxis stellt sich oft die Frage, wie die Belastung mit mehreren Einzellasten rechnerisch zu berücksichtigen ist. Mit diesem Sachverhalt beschäftigen sich nur zwei Versuchsreihen aus der Zusammenstellung in Bild 8-4.

*Rodriguez & Muttoni* (Muttoni & Rodriguez, 2006) untersuchten bei 4 von 6 Versuchen das Tragverhalten unter der Belastung mit mehreren Einzellasten. Auf die 10 m breiten Versuchskörper wurden nacheinander jeweils 3 Lastgruppen angesetzt, von denen zwei (Laststellungen b und c Bild 8-4, A) nah am freien seitlichen Plattenrand lagen. Der Einfluss der randnahen Laststellungen kann anhand der Versuchsgrenzlasten schwer beurteilt werden, scheint aber nicht sehr ausschlaggebend zu sein, was nachfolgend anhand eines Vergleichs der Ergebnisse mit der Versuchsreihe von *Rombach & Henze* (Rombach & Henze, 2017a) gezeigt wird. Die Tragfähigkeit der Versuche mit zwei Lasten lag etwa 30 % höher als die vergleichbaren Versuche mit einer Blocklast. Die Gegenüberstellung des Versuchs DR2c (eine Last) mit DR2b (gleiche Lage, 2 Lasten) ergibt ein ähnliches Verhältnis. Bei den Versuchen DR1c und DR1b ergibt sich eine nur 10 % höhere Traglast der Doppel- zur Einzellast. Inwieweit die Reihenfolge der Versuchsdurchführung und die damit einhergehende Rissbildung der Platten die Ergebnisse beeinflusst hat, lässt sich abschließend nicht beurteilen. Die Versuche DR2a (mittlere Laststellung) und DR2b (Laststellung am seitlichen Rand) hatten einen Traglastunterschied von lediglich 100 kN, was in etwa 10 % der Traglast entspricht.

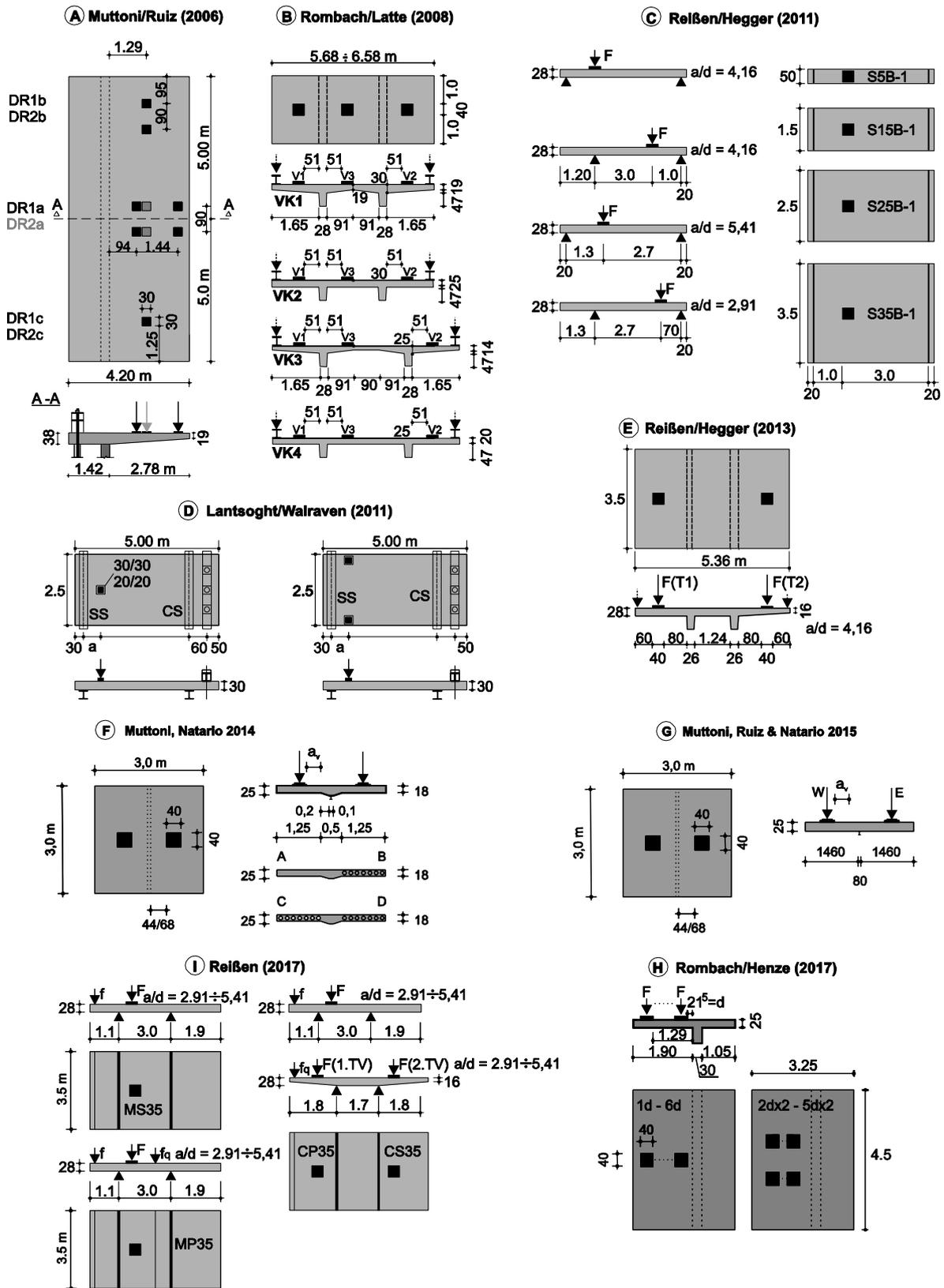


Bild 8-4: Übersicht über Versuche mit für Fahrbahnplatten repräsentativer Geometrie und Lastansätzen

Der Unterschied liegt dementsprechend innerhalb der Streubreite bei den Versuchen von *Rombach & Henze* (Rombach & Henze, 2017a), wo Vergleichversuche mit gleichen geometrischen

Randbedingungen Traglastunterschiede von ebenfalls etwa 10 % aufwiesen. Der Einfluss der randnahen Laststellung bei den Versuchen von *Rodriguez & Muttoni* (Muttoni & Rodriguez, 2006) ist dementsprechend nicht signifikant.

Die Berücksichtigung der Querkraftkomponente der geneigten Druckgurtkomponente  $V_{ccd}$  wurde in zwei Versuchsreihen untersucht. Latte (Latte, 2011) stellte fest, dass der Ansatz nach DIN 1045-1 (DIN 1045-1, 2008) bzw. EC2 (DIN EN 1992-1-1, 2011) für  $V_{ccd}$  den Einfluss auf die Tragfähigkeit bei Platten nicht richtig abbildet. *Reißen & Hegger* (Reißen & Hegger, 2013b) kamen zu dem gleichen Schluss und stellten fest, dass der Norm-Ansatz für  $V_{ccd}$  die Erhöhung der Tragfähigkeit überschätzt. Latte beschreibt, dass sich der Ort des Versagens bei Platten durch die Voutung verschiebt. Das Versagen tritt demnach eher im Bereich mit geringerer Querschnittshöhe auf.

Der Ort des Versagens der Platte wird auch bei den Versuchen von *Rombach & Henze* näher untersucht. Wie in Bild 8-3 deutlich wird, ergibt sich für die Versuche mit einer Schubschlankheit von  $a_v/d \geq 3,0$  eine annähernd gleiche Tragfähigkeit, unabhängig von der Laststellung. Dieser Sachverhalt, sowie die Auswertung von Dickenmessungen zur Überwachung der schrägen Risse infolge der Querkraftbeanspruchung innerhalb der Platten, als auch die Auswertung der Rissbilder zeigten, dass das Versagen immer lokal im Bereich der Lasteinleitung stattfand, vergleichbar dem Durchstanzen einer Randstütze. Weiterhin konnte abgeleitet werden, dass aufgrund des lokalen Versagens und der gleichen Tragfähigkeit der Versuche unabhängig von der Laststellung, die bisher übliche Schnittgrößenermittlung am Anschnitt (z.B. Lastausbreitung unter  $45^\circ$ , Heft 240) das reale Verhalten nicht richtig abbildet.

Ein weiteres Indiz dafür, dass der maßgebende Schnitt für die Ermittlung der Schnittgrößen im Bereich der Lasteinleitung liegt, zeigt sich, wenn man die Ergebnisse der Versuche mit mehreren Lasten hinsichtlich der aufnehmbaren Querkräfte in der Platte genauer betrachtet. In (Rombach & Henze, 2017a) wurde gezeigt, dass sich die 30%-ige Traglaststeigerung der Versuche mit zwei Lasten gegenüber den Versuchen mit einer Last über einen Vergleich der elastischen Schnittgrößen aus einer FE-Berechnung erklären lässt, die bei gleicher Gesamtlast verteilt auf zwei Lasten entsprechend 30 % niedrigere Werte liefert. Dieser Sachverhalt gilt aber nur für die Schnittgrößen im Bereich der Lasteinleitung.

Um die traglaststeigernde Wirkung der geneigten Druckkraft  $V_{ccd}$  aus der Biegung der Platte zu berücksichtigen, ist die Grundvoraussetzung, dass diese Komponente überhaupt existiert. Es ist unstrittig, dass bei einer auskragenden Platte am Anschnitt rechtwinklig zur Lastabtragsrichtung ein negatives Biegemoment vorherrscht, und somit in einer gevouteten Platte eine geneigte Druckkraft aus diesem Moment entsteht, deren Vertikalkomponente der Querkraft entgegenwirken kann. Wie zuvor beschrieben, zeigen die Versuche von *Rombach & Henze* (Rombach & Henze, 2017a), dass der Versagensort der Platte aber im Bereich der Lasteinleitung liegt. Das Biegemoment an dieser Stelle ist rechtwinklig zur Hauptlastabtragsrichtung gleich Null (Kragarmende). Die Versuche von *Reißen & Hegger* (Reißen & Hegger, 2013b) zeigen, dass die gevouteten Kragplatten eine kleinere Tragfähigkeit aufweisen als die vergleichbaren nicht gevouteten Platten.



Platte aufgetragen. Als System wurde die Plattengeometrie der Versuchsreihe aus (Rombach & Henze, 2017a) verwendet. Betrachtet man die Schnittgrößen am Anschnitt bzw. an der Einspannstelle ergibt sich aus der Laststellung bei  $6,0d$  eine maximale Querkraft von  $41 \text{ kN/m}$ . Die auflagernahe Laststellung bei  $1,0d$  liefert  $81 \text{ kN/m}$ . Hieraus lässt sich eine Steigerung der Schnittkraft infolge der veränderten Laststellung um den Faktor  $v_{\max, \text{Ansch}, 1d} / v_{\max, \text{Ansch}, 6d} = 1,97$  ableiten. Es fällt auf, dass die Schnittkraft am Anschnitt mit dem Näherrücken der Einzelast auf der Platte sukzessive zunimmt. Die Auswertung der Querkräfte im Bereich der Lasteinleitung liefert den Faktor  $v_{\max, 1d} / v_{\max, 6d} = 1,18$ . Auffällig ist, dass die maximalen Querkräfte für die Laststellungen mit  $a_v \geq 3,0d$  nahezu gleiche Werte um  $83 \text{ kN/m}$  unabhängig von der Laststellung liefern.

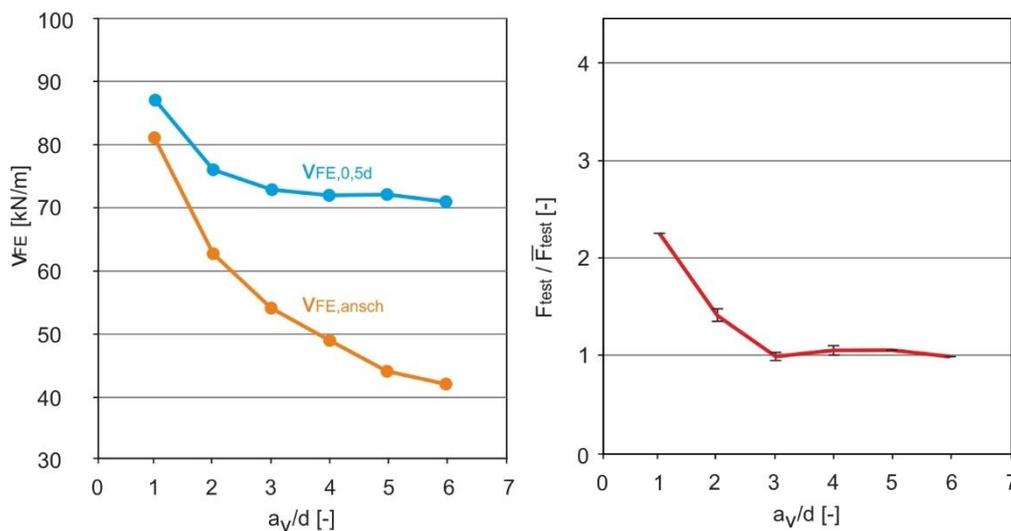


Bild 8-6: Vergleich der Querkräfte aus einer linear-elastischen FE-Berechnung am Anschnitt und  $0,5d$  vom Rand der Lastplatte (links); Verhältnis der Traglast  $F_{\text{test}}$  zur mittleren Tragfähigkeit der Versuche mit  $a_v/d > 3,0$  aus den Versuchen an der TUHH (rechts)

Die Auswertung der Versuche an der TUHH zeigte, dass die Tragfähigkeiten der Platten für Laststellungen mit  $a_v \geq 3,0d$  annähernd gleich und unabhängig von der Laststellung waren. In Bild 8-6 (links) ist die Auswertung der Schnittgrößen am Anschnitt und im Abstand  $0,5d$  von Vorderkante Lastplatte über die Schubschlankheit  $a_v/d$  aufgetragen. Auf der rechten Seite ist eine Auswertung der im Versuch erreichten Traglasten  $F_{\text{Test}}$  bezogen auf die mittlere Tragfähigkeit der Versuche  $\bar{F}_{\text{Test}}$  mit  $a_v/d \geq 3,0$  dargestellt. Es kann abgeleitet werden, dass der Einfluss des direkten Lastabtrags bei einer Auswertung der Schnittgrößen am Plattenanschnitt deutlich überschätzt wird.

Abschließend lässt sich festhalten, dass die Schnittgrößen am Anschnitt die Ergebnisse, die sich aus den Plattenversuchen an der TUHH ergaben, nicht richtig abbilden können. Mit den Hauptquerkraften an der Lasteinleitung hingegen ergeben sich sinnvolle Werte.

Die maximale Querkraft aus der linear-elastischen FE-Berechnung ist aufgrund der konzentrierten Lasteinleitung bei Einzel- bzw. Blocklasten singular behaftet und damit netzabhängig. Je feiner die Elementierung gewählt wird, desto größer wird der Maximalwert im Bereich einer Blocklast.

Bild 8-7 zeigt die Abhängigkeit der Elementfeinheit auf die Hauptquerkraft in Elementmitte aus einer linear-elastischen FE-Berechnung für die Laststellung bei  $a_v = 4,0d$ . Die maximale Querkraft  $v_{FE,max}$  nimmt mit abnehmender Elementgröße zu, während die  $v_{FE}$  in den einzelnen Schnitten von  $0,5d$  bis zum Anschnitt der Kragplatte ab einer Elementgröße von 25-20 cm nahezu konstant sind. Bei der Plattenberechnung werden üblicherweise Elemente gewählt, deren Kantenlängen nicht kleiner als die Plattendicke sind. Für diese Größenordnung ergibt sich aus einem Vergleich der Schnitte, dass der Maximalwert  $v_{FE,max}$  sowie  $v_{FE}$  im Schnitt bei  $0,5d$  nahezu dieselben Werte aufweisen. Gleichzeitig zeigt die Auswertung, dass eine zu grobe Elementierung (Elementkantenlänge größer als die Plattendicke) im Bereich der Lasteinleitung Querkräfte auf der unsicheren Seite liefert.

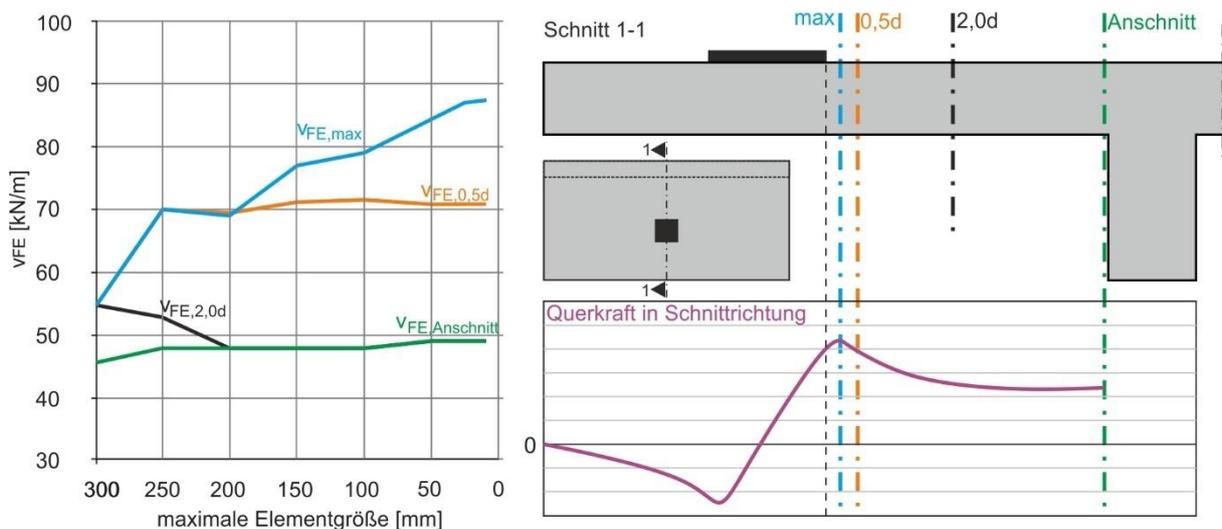


Bild 8-7: Hauptquerkräfte aus einer Einheitslast von 100 kN in Abhängigkeit der Elementierung an verschiedenen Punkten im Schnitt 1-1 aus einer linear-elastischen FE-Berechnung für die Laststellung  $a_v = 4,0d$  der Versuche an der TUHH

Aufgrund der Überbestimmtheit des statischen Systems der Platte und der Lastausbreitung der konzentrierten Lasten, die zu veränderlichen Querkäften sowohl in Quer- als auch in Längsrichtung führen, sind die mit Hilfe der *FEM* ermittelten Querkräfte steifigkeits- und ortsabhängig. Die *FEM* stellt die einzige sinnvolle Möglichkeit dar, die Verteilung der Plattenschnittgrößen realitätsnah zu ermitteln. Für die nachfolgenden Betrachtungen werden die Querkräfte an FE-Modellen bestimmt, deren Elementkantenlänge in etwa der Plattenstärke oder geringfügig kleineren Werten entspricht.

Alle abgeleiteten Zusammenhänge sind demnach nur gültig, wenn für die entsprechende Nachrechnung bzw. Bemessung von Stahlbetonplatten Elementkantenlängen verwendet werden, die nicht größer als die Plattendicke sind.

## 8.2.2 Ermittlung des Einflusses des direkten Lastabtrags über Druckstreben ins Auflager

Die Versuche an der TUHH sowie die von *Natário & Muttoni* (Natário F. M., 2015) und *Lantsoght* (Lantsoght, 2013a) zeigten einen Einfluss des direkten Lastabtrags bei auflagnaher Laststellung.

*Natário* leitete aus seinen Versuchsergebnissen einen Einfluss des direkten Lastabtrags bis  $a_v = 2,75d$  ab. *Lantsoght* stellt in Frage, ob bei Platten die gleichen Mechanismen wie bei Balkentragwerken angenommen werden können.

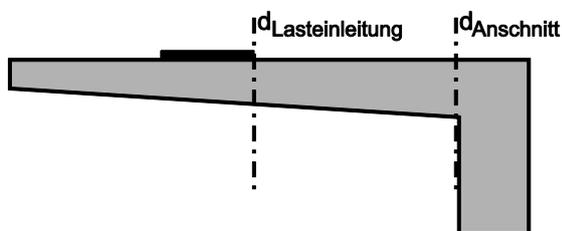
Für die nachfolgenden Betrachtungen werden die zuvor zusammengestellten Versuche an Platten gemäß Bild 8-4 herangezogen. Die maßgebenden Versuchsparmeter sind im Anhang A dokumentiert. Wie zuvor beschrieben, wird die Hauptquerkraft der Versuche als maßgebende Größe für eine statistische Auswertung der Plattenversuche verwendet. Um die verschiedenen Materialeigenschaften ( $f_{ck}$ ) und Bewehrungsgehalte ( $\rho_l$ ) zu berücksichtigen, werden die Ergebnisse durch die Division mit dem Querkraftwiderstand  $v_{Rd,c}$  nach EC2 normiert. Die Querkräfte  $v_{FEM}$  werden in verschiedenen Schnitten, wie in Bild 8-7 skizziert, mittels linear-elastischen FE-Berechnungen ermittelt. Hierüber werden das statische System und die Lastanordnung direkt berücksichtigt.

Filter für die Auswertung:

- Plattenbreite  $b \geq 2,40$  m
- Plattenstärke  $h \geq 0,20$  m
- Laststellung zentrisch bzw. ohne Einfluss des Randabstandes (vgl. Versuchsserie (Muttoni & Rodriguez, 2006))
- Ungestaffelte Bewehrung im Bereich der Lasteinleitung

Weitere Annahmen:

Da der Ort des Versagens wie zuvor beschrieben im Bereich der Lasteinleitung liegt, wird der rechnerische Widerstand  $v_{Rd,c}$  und der Bewehrungsgrad  $\rho_l$  bei gevouteten Platten mit der statischen Nutzhöhe  $d_{Lasteinleitung}$  im Bereich der Lasteinleitung an der Vorderkante der Lastplatte bestimmt (vgl Abschnitt 8.2 bzw. 8.2.1).



Wenn die Laststellung näher als  $2,0d$  vom Anschnitt liegt, kann die entsprechende Schnittgröße im Abstand von  $2,0d$  von Vorderkante Lastplatte nicht ermittelt werden. Diese Werte entfallen dann für die Auswertung.

Bild 8-8: Statische Nutzhöhen bei gevouteten Platten

Bei der direkten Abstützung der Einzellasten zum Auflager bildet sich die Druckstrebe in direkter Linie zwischen Lasteinleitung und Auflager aus. Der Winkel der Druckstrebe ist abhängig von der

Plattenhöhe am Anschnitt. Die Schubslankheit  $a_v/d$  wird bei gevouteten Platten daher mit der statischen Nutzhöhe  $d_{\text{Anschnitt}}$  am Auflager bestimmt.

Es ergeben sich 75 Plattenversuche, die für eine statistische Auswertung herangezogen werden. Diese sind im Anhang A dokumentiert.

Der  $\beta$ -Faktor nach EC2 berücksichtigt den Anteil der einwirkenden Kräfte, die durch eine direkte Abstützung ins Auflager abgetragen werden. Für die Bemessungsquerkräfte muss also nur der Anteil  $v_{\text{red}} = \beta \cdot v$  berücksichtigt werden. Das Ziel der nachfolgenden Untersuchung ist nun entsprechend der Gleichung für den  $\beta$ -Faktor nach EC2 6.2.2(6), einen Faktor für Platten-tragwerke unter Einzellasten zu ermitteln. Gleichzeitig kann durch diese Untersuchung ein weiteres Mal gezeigt werden, dass der Bemessungsschnitt zur Ermittlung der maßgebenden Schnittgrößen im Bereich der Lasteinleitung liegen muss.

Um den  $\beta$ -Faktor zu ermitteln, wird eine lineare Regressionsanalyse durchgeführt. Die Grundannahme ist, dass der  $\beta$ -Faktor richtig gewählt ist, wenn die Regressionsgerade in Diagramm 8-9 der relativen Tragfähigkeit aller Versuche möglichst waagrecht verläuft. Dann werden die Ergebnisse, die im Bereich des direkten Lastabtrags liegen, entsprechend richtig abgemindert bzw. der Einfluss der direkten Abstützung passend berücksichtigt. Eine negative Neigung überschätzt den Einfluss des direkten Lastabtrags, eine positive Neigung unterschätzt den Einfluss. Bild 8-9 zeigt den Vergleich der Versuchsergebnisse, wobei die ermittelten Schnittgrößen im Anschnitt bzw. bei  $0,5d$  von Vorderkante Lastplatte für Platten, deren Schubslankheit kleiner als  $a_v/d < 3,3$  ist, mit dem zugehörigen  $\beta$ -Faktor  $\beta = a_v/3,3d$  abgemindert wurden.

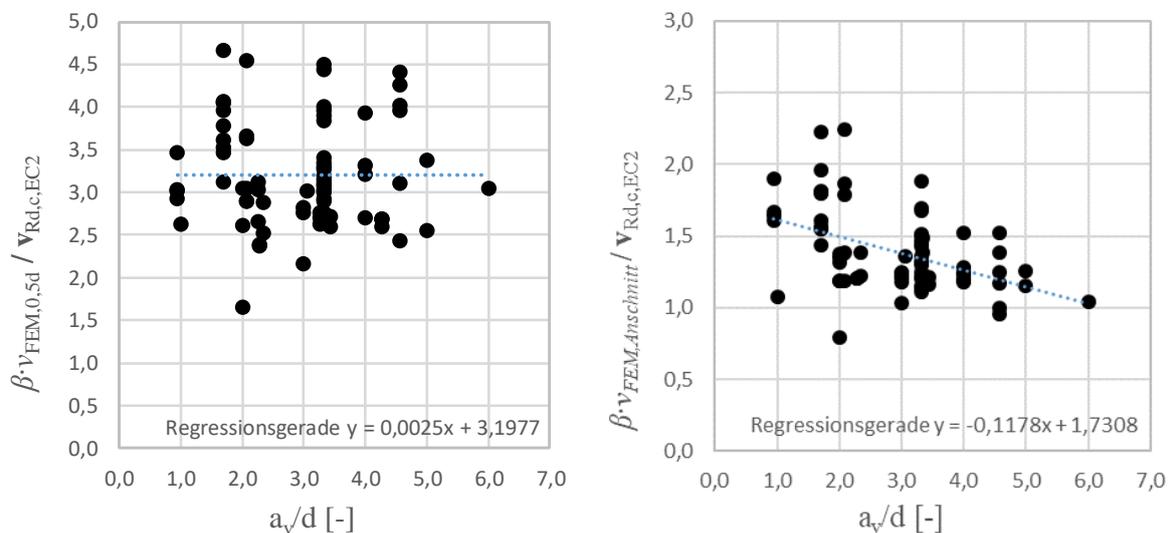


Bild 8-9: Auswertung der Plattenversuche mittels linearer Regressionsanalyse hinsichtlich des Einflusses der direkten Lastabstützung zur Ermittlung des  $\beta$ -Faktors;  $\beta = a_v/(x \cdot d)$ ; für  $x = 3,3$

In Bild 8-9 links ist das Verhältnis  $\beta \cdot v_{Rd,FEM,0,5d} / v_{Rd,EC2}$ , also die maximale Querkraft in einem Schnitt bei  $0,5d$  von Vorderkante Lastplatte zur rechnerischen Tragfähigkeit nach EC2 dargestellt. Rechts ist die entsprechende Analyse für den Schnitt am Auflager zu sehen. Deutlich ist zu erkennen, dass der Betafaktor  $\beta = a_v/3,3d$ , der im Schnitt bei der Lasteinleitung nach der

linearen Regression das beste Ergebnis liefert, für die Schnittgrößen am Anschnitt den Einfluss des Lastabstandes nicht ausreichend abbildet. Die Steigung der Regressionsgeraden ist negativ.

Die in Bild 8-9 dargestellten Untersuchungen wurden für die Schnitte gemäß Bild 8-7 für  $\beta = a_v/x \cdot d$  mit  $2,0 < x < 6,0$  in Schritten zu 0,1 durchgeführt. Bild 8-10 zeigt das Ergebnis der Regressionsanalysen. Dargestellt ist der Absolutwert der Neigung der Regressionsgeraden in Abhängigkeit des  $\beta$ -Faktors für die Schnitte zur Bestimmung der Querkraft aus linear-elastischen FE-Berechnungen.

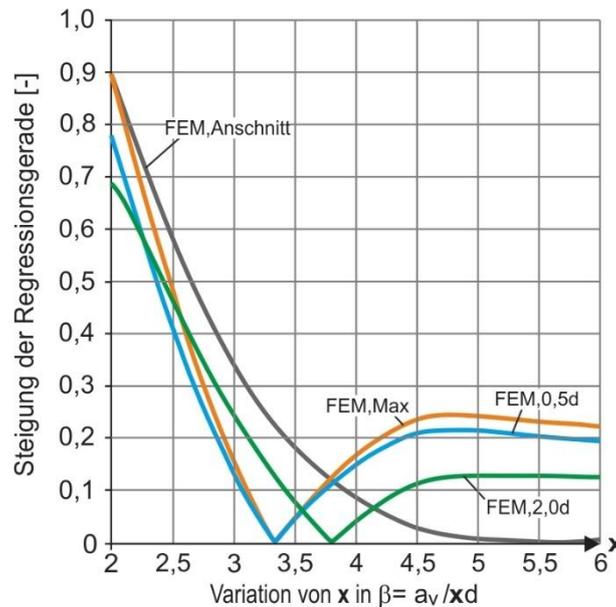


Bild 8-10: Ermittlung des  $\beta$ -Faktors in Abhängigkeit des Schnittes zur Bestimmung der maßgebenden Querkräfte

Der Schnitt bei  $0,5d$  und der Maximalwert der FE liefern das gleiche Ergebnis. Der direkte Lastabtrag tritt demnach bis zu einer Schubslankheit  $a_v/d = 3,3$  auf. Für den Schnitt bei  $2,0d$  ergibt sich  $a_v/d = 3,8$ , für den Anschnitt gilt  $a_v/d = 5,7$ . Der ortsfeste Schnitt am Auflager liefert, wie zuvor erläutert, Querkräfte, die abhängig vom Lastabstand sind, was nicht richtig sein kann. Der Vergleich mit den Traglasten aus der Versuchsreihe an der TUHH liefert einen Einfluss bis  $a_v/d < 3,0$  (siehe Bild 5-14). Ein weiterer Hinweis, dass der maßgebende Schnitt im Bereich der Lasteinleitung liegen muss.

Tabelle 8-1: Statistische Größen für  $v_{\text{Test,FEM}}/v_{\text{Rd,c,Ec2}}$  in den verschiedenen Schnitten mit zugehörigem  $\beta$ -Faktor

Schnittgrößen bei	$0,5d$	max	$2,0d$	Anschnitt
$x$ für $\beta = a_v/(x \cdot d)$	3,3	3,3	3,8	5,7
Max	4,74	5,80	3,51	4,21
Min	1,68	1,83	1,25	1,49
Mittewert $\mu_p$	3,22	3,71	2,15	2,76
Standardabw. $\sigma$	0,64	0,88	0,36	0,54
Quantil 95 %	2,41	2,62	1,77	2,08
Anzahl Werte	75	75	61	75,00
COV	0,19	0,23	0,17	0,19

In Tabelle 8-1 ist die statistische Auswertung des Verhältnisses  $v_{\text{Test,FEM}}/v_{\text{Rd,c,EC2}}$  für die verschiedenen Schnitte dargestellt. Für auflagnahelaststellungen wurde der Einfluss des direkten Lastabtrags jeweils mit dem zuvor ermittelten Faktor  $\beta = a_v/x \cdot d$  (Bild 8.10) in Abhängigkeit des Schnittes zur Bestimmung der Querkräfte berücksichtigt.

Aus den Versuchen an der TUHH konnte ein Einfluss des direkten Lastabtrags bis  $a_v/d = 3$  abgeleitet werden. Vereinfachend kann der Faktor zur Berücksichtigung des direkten Lastabtrags von Einzellasten nahe dem Auflager für Platten, sowohl auf Grundlage der Regressionsanalyse (Schnittgrößen bei  $0,5d$  aus der *elFEM*), als auch auf Grundlage der Versuchsreihe an der TUHH mit folgender Gleichung bestimmt werden:

$$\beta_{\text{mod}} = a_v / 3d \tag{8.2-1}$$

mit:  $a_v$  Abstand von Vorderkante der Last zur Vorderkante des Auflagers  
 $d$  Statische Nutzhöhe am Auflager

Tabelle 8-2: Statistische Größen der Verteilung

$\beta \cdot v_{\text{FEM},0,5d}/v_{\text{Rd,c,EC2}}$

Schnittgrößen bei	0,5d
$x$ für $\beta = a_v/(x \cdot d)$	3,0
Max	5,22
MIN	1,85
Mittelwert	3,37
Standardabweichung	0,67
Quantil 95 %	2,53
Anzahl	75
COV	0,20

Die Auswertung der Plattenversuche auf Grundlage von Gl. (8.2-1) ist in Bild 8-11 dargestellt.

Tabelle 8-2 zeigt die zugehörigen statistischen Größen. Der Mittelwert der Verteilung  $v_{\text{FEM},0,5d}/v_{\text{Rd,c,EC2}}$  ergibt sich zu 3,38, das 95 % Quantil zu 2,53.

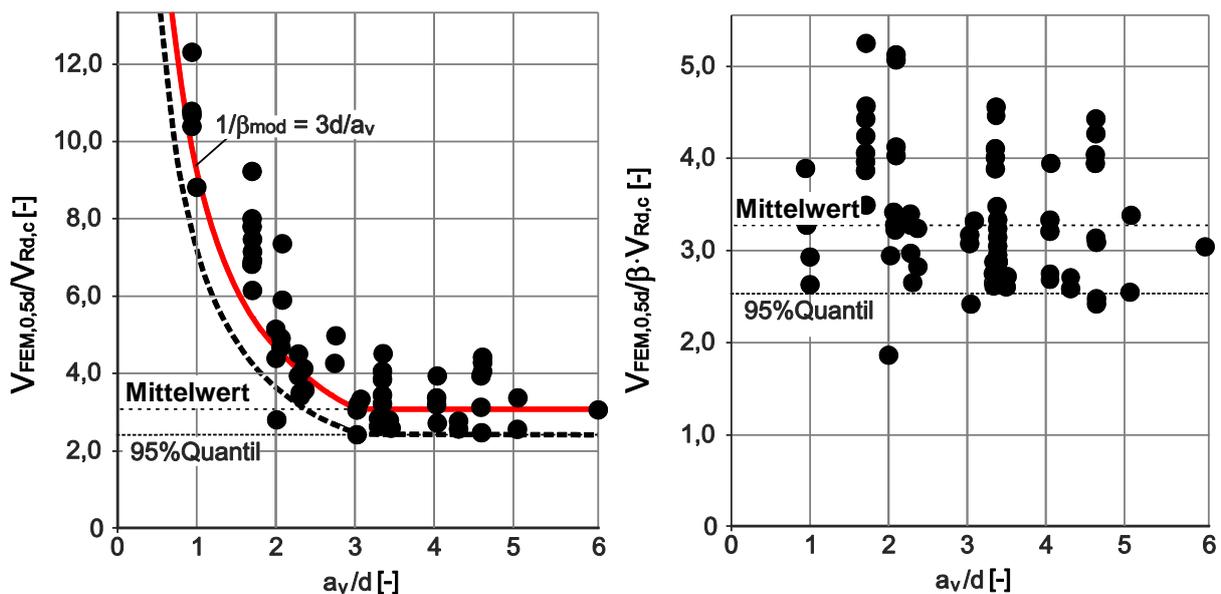


Bild 8-11:  $v_{\text{FEM},0,5d}/v_{\text{Rd,c,EC2}}$  ohne Berücksichtigung des  $\beta$ -Faktors  $1/\beta_{\text{mod}}$  (links);  $\beta_{\text{mod}} \cdot v_{\text{FEM},0,5d}/v_{\text{Rd,c,EC2}}$  (rechts)

### 8.2.3 Querkrafttragfähigkeit von Stahlbetonplatten ohne Querkraftbewehrung.

Bisherige Untersuchungen zur Beurteilung der Sicherheit bei der Berechnung von Fahrbahnplatten verwendeten die Schnittgrößen am Anschnitt der Platte zum Abgleich mit der rechnerischen Tragfähigkeit nach EC2 (Rombach & Henze, 2014). Im Folgenden soll der Einfluss des Schnittes zur Bestimmung der maßgebenden Querkräfte auf die Beurteilung von Versuchsergebnissen gezeigt werden.

Bei der Biegebemessung von Plattentragwerken erfolgt der Nachweis im jeweiligen Element, ohne dass eine weitere ingenieurmäßige Verarbeitung bzw. ein Postprocessing der Rechenergebnisse nachgeschaltet wird. Bei den Querkräften ist dieses nicht üblich (vgl. auch Kapitel 3).

Die Bemessung von Platten erfolgt heutzutage EDV-gestützt. Eine Handrechnung wird im Allgemeinen nur zur Kontrolle der Ergebnisse der numerischen Berechnung verwendet. Dementsprechend muss die Ermittlung von effektiven Breiten, wie sie zuvor beschrieben wurde, als nicht mehr zeitgemäß angesehen werden. Wünschenswert ist eine automatisierte Bemessung direkt aus dem EDV-Programm heraus. Ein Postprocessing mit Bestimmung von mitwirkenden Breiten zur Querkraftermittlung von konzentrierten Lasten ist daher nicht zielführend.

Wie lässt sich dieses Postprocessing umgehen? Um diese Frage zu beantworten, sollte man sich zunächst die folgenden Tatsachen klarmachen.

- Die Beurteilung der Sicherheit von Traglastversuchen erfolgt anhand des Verhältnisses der Traglast zur rechnerischen Tragfähigkeit des zu bewertenden Ansatzes. Für die Querkrafttragfähigkeit nach EC2 gilt:

$$\eta_{EC2} = v_{Test} / v_{Rm,EC2} \quad (8.2-2)$$

- Die Querkräfte im Bereich der Lasteinleitung aus der FE sind für weiter vom Auflager entfernte Laststellungen um ein Vielfaches größer als die Werte am Auflager (siehe Bild 8-6).
- Je größer die rechnerisch ermittelten Querkräfte  $v_{Test}$  sind, desto größer ist demnach die ermittelte Sicherheit, die sich aus dem Verhältnis nach Gl.(8.2-2) ergibt.

Der Querkraftwiderstand für Bauteile ohne Querkraftbewehrung ergibt sich nach EC2 zu:

$$V_{Rd,c,EC2} = \left[ C_{Rd,c} \cdot k \cdot (100 \cdot \rho_l \cdot f_{ck})^{1/3} \right] \cdot b_w \cdot d \quad (8.2-3)$$

Latte (Latte, 2011) beschreibt die Zusammenhänge zwischen dem Bemessungswert des Bauteilwiderstandes  $V_{Rd,c}$  und der mittleren Tragfähigkeit  $V_{Rm,c}$ . Hierbei ergibt sich der charakteristische Wert des Querkraftwiderstandes  $V_{Rk,c}$  zu:

$$V_{Rk,c} = V_{Rd,c,EC2} \cdot \gamma_c = V_{Rd,c,EC2} \cdot 1,5 \quad (8.2-4)$$

Zur Ermittlung des Mittelwertes des Querkraftwiderstandes  $V_{Rm,c}$  wurden die statistischen Größen 5 %- bzw. 95 %-Fraktile sowie der Mittelwert in (Latte, 2011) mit einer Datenbank mit 350

Balkenversuchen bestimmt. Mit allen 350 verwendeten Versuchen ergab sich ein Wert  $V_{Rm,c,EC2}/V_{Rk,c}$  von 1,2. Dieser konnte für eine gefilterte Auswahl von 77 Versuchen mit für Platten typischer Geometrie und Bewehrung bestätigt werden. Der mittlere Querkraftwiderstand  $V_{Rm,c}$  folgt somit aus:

$$V_{Rm,c} = 1,2 \cdot \gamma_c \cdot V_{Rd,c} = 1,8 \cdot V_{Rd,c} \quad (8.2-5)$$

Der mittlere Querkraftwiderstand für die Versuche an Platten (Anhang A) unter Einzellasten lässt sich analog zu diesem Vorgehen bestimmen.

In Tabelle 8-3 ist die statistische Auswertung des Verhältnisses  $v_{Test}/v_{Rm,EC2}$  nach Gleichung (8.2-2) für die verschiedenen Schnitte dargestellt. Für auflagernahe Laststellungen wurde der Einfluss des direkten Lastabtrags jeweils mit dem zuvor ermittelten  $\beta$ -Faktor Gl. (8.2-1) in Abhängigkeit des Schnittes zur Bestimmung der Querkräfte berücksichtigt.

Tabelle 8-3: Statistische Größen für  $v_{Test,FEM}/v_{Rm,c}$  mit  $v_{Rm,c} = v_{Rd,c,EC2} \cdot 1,8$  in verschiedenen Schnitten

Schnittgrößen bei	0,5d	max	2,0d	Anschnitt
$x$ für $\beta = a_v/(x \cdot d)$	3,0	3,0	3,0	3,0
Max	2,90	3,54	2,47	2,47
Min	1,03	1,12	0,88	0,88
Mittelwert $\mu_p$	1,87	2,16	1,37	1,45
Standardabw. $\sigma$	0,37	0,51	0,25	0,32
Quantil 95 %	1,40	1,55	1,09	1,03
Anzahl Werte	75	75	61	75
COV	0,20	0,23	0,18	0,22

Für den Schnitt bei 0,5d ergibt sich ein Mittelwert von 1,87, für den Schnitt am Auflager ergibt sich 1,37. Der Schnitt, in dem die maßgebenden Querkräfte mit der FE-Methode bestimmt werden, hat offensichtlich einen Einfluss auf das Sicherheitsniveau  $\eta_{EC2} = v_{Test,FEM}/v_{Rm,c}$ .

Um den Einfluss des direkten Lastabtrags aus der statistischen Untersuchung möglichst zu eliminieren, kann eine Auswertung auf die Ergebnisse mit  $a_v/d > 3,0$  beschränkt werden. Es ergibt sich die folgende Verteilung der statistischen Größen (Tabelle 8-4).

Tabelle 8-4: Statistische Größen für  $v_{Test,FEM}/v_{Rm,c}$  mit  $v_{Rm,c} = v_{Rd,c,EC2} \cdot 1,8$  in verschiedenen Schnitten mit  $a_v/d > 3,0$

Schnittgrößen bei	0,5d	max	2,0d	Anschnitt
Max	2,51	3,18	1,82	1,88
Min	1,34	1,46	0,98	0,96
Mittelwert $\mu_p$	1,81	2,09	1,32	1,30
Standardabw. $\sigma$	0,32	0,46	0,17	0,18
Quantil 95 %	1,37	1,50	1,10	1,01
Anzahl Werte	44	44	44	44
COV	0,18	0,22	0,13	0,14

Als charakteristischer Wert der Beanspruchbarkeit kann der Mittelwert gem. Tabelle 8-3 bzw. Tabelle 8-4 als Vorfaktor  $\mu_p$  zur Modifikation der Bemessungsgleichung (8.2-3) für Platten

verwendet werden. Die Auswertung zeigt, dass der mittlere Querkraftwiderstand auf Grundlage der Datenbasis nach Anhang A für die Versuche an Platten größer ist als für die in (Latte, 2011) verwendeten Balkenversuche. Je nach verwendetem Schnitt zur Bestimmung der Plattenschnittkräfte lassen sich auf dieser Grundlage lineare Erhöhungsfaktoren  $\mu_p$  für den Querkraftwiderstand nach EC2 (Gl. (8.2-3)) ermitteln. Der Betafaktor wird für die nachfolgende Auswertung gemäß Gl.(8.2-1) bestimmt.

 Tabelle 8-5: Mittelwert für  $v_{\text{Test,FEM}}/v_{Rm,c}$  in verschiedenen Schnitten

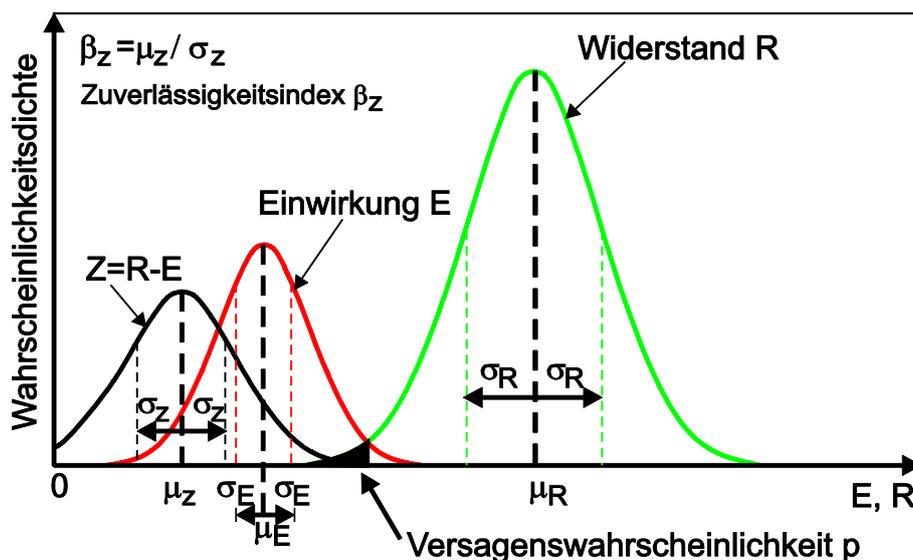
Schnittgrößen bei	0,5d	max	2,0d	Anschnitt
$\mu_p = \text{Mittelwert}$	1,81 ÷ 1,87	2,09 ÷ 2,16	1,32 ÷ 1,37	1,30 ÷ 1,45
$C_{Rd,c,mod} = \mu_p \cdot C_{Rd,c,EC2}$	0,181 ÷ 0,187	0,209 ÷ 0,216	0,132 ÷ 0,137	0,130 ÷ 0,145

Wie ist das Sicherheitsniveau dieser Ergebnisse jetzt zu beurteilen? Der Vorfaktors  $C_{Rd,c}$  in der Bemessungsgleichung des Querkraftwiderstandes wurde anhand empirischer Untersuchungen ermittelt (DAfStb., 2012). Hierbei wurde ein Bezugszeitraum von 50 Jahren festgelegt, was einem Zuverlässigkeitsindex von  $\beta_{zuv} = 3,8$  entspricht. Dieser führt für den Bezugszeitraum zur Sicherheit bzw. Versagenswahrscheinlichkeit von  $10^{-6}$ .

Bei der zugrunde gelegten Zuverlässigkeitsanalyse wird davon ausgegangen, dass die Versagenswahrscheinlichkeit  $Z$  der Differenz des Widerstandes  $R$  und der Einwirkung  $E$  entspricht (Spaethe, 1987).

$$Z = R - E \quad (8.2-6)$$

Ein Versagen tritt auf, wenn  $Z$  Werte kleiner Null annimmt ( $Z < 0$ ). Der Grenzzustand wird bei  $Z = 0$  erreicht. Der Zuverlässigkeitsindex  $\beta_Z$  beschreibt das Verhältnis des Mittelwertes der Verteilung der Versagenswahrscheinlichkeit  $\mu_Z$  zu deren Standardabweichung  $\sigma_Z$ , bzw. wie viele Standardabweichungen der Mittelwert von einer Versagenswahrscheinlichkeit  $Z = 0$  entfernt liegt. In Bild 8-12 sind die Zusammenhänge erläutert.


 Bild 8-12: Wahrscheinlichkeitsverteilungen bei der Sicherheitsanalyse normalverteilter Widerstände  $R$  und Einwirkungen  $E$

$$\beta_Z = \mu_Z / \sigma_Z \quad (8.2-7)$$

mit:

$\mu_Z$  = Mittelwert der Verteilungsfunktion  $Z$  der Differenz der Widerstände  $R$  und Einwirkungen  $E$

$\sigma_Z$  = Standardabweichung der Verteilungsfunktion  $Z$

Latte (Latte, 2011) ermittelt unter Annahme einer logarithmischen Normalverteilung den erforderlichen Sicherheitsfaktor  $C_d$  als Multiplikator für die Bemessungsgleichung des Querkraftwiderstandes (8.2-3) auf der Grundlage von (König, Tue, Soukhov, & Ahner, 1999) in Abhängigkeit einer Datenbankauswertung. Hierzu wird zunächst der Variationskoeffizient des Widerstandes  $COV_R$  aus den  $COV$  der Datenbankauswertung für  $v_{Test}/v_{Rd,c}$  mit den Variationskoeffizienten der Modellunsicherheiten  $COV_M = 0,05$  und der Geometrieabweichungen  $COV_G = 0,05$  berechnet.

$$COV_R = \sqrt{COV_M^2 + COV_G^2 + COV^2} \quad (8.2-8)$$

$C_d$  ergibt sich dann zu:

$$C_d = \mu \cdot e^{-\alpha_R \cdot \beta \cdot COV_R - 0,5 \cdot COV_R^2} \quad (8.2-9)$$

mit:

$\mu$  = Mittelwert der Datenbankauswertung,  $v_{Test}/v_{Rd,c}$

$\alpha_R = 0,8$  Sensitivitätsfaktor für den Widerstand nach (König et al., 1999)

$\beta$  = Sicherheitsindex für den Bezugszeitraum 50 Jahre (König et al., 1999)

Aufgrund des linearen Zusammenhangs ergibt sich der Mittelwert der Ergebnisse aus Tabelle 8-3  $v_{Test}/v_{Rm,c}$  (auf Mittelwertniveau) zur Umrechnung auf das Verhältnis  $v_{Test}/v_{Rd,c}$  (auf Niveau der Bemessungsgleichung nach EC2) und der Querkräfte bei  $0,5d$  zu  $\mu = 1,81 \cdot 1,80 = 3,26$ . Mit dem geforderten Sicherheitsindex  $\beta_{zuv} = 3,8$  ergibt sich der Sicherheitsfaktor  $C_d$  zu:

$$COV_R = \sqrt{0,05^2 + 0,05^2 + 0,18^2} = 0,19$$

$$C_d = 3,26 \cdot e^{-0,8 \cdot 3,8 \cdot 0,19 - 0,5 \cdot 0,19^2} = 1,80$$

Die Bemessungsgleichung (8.2-3) kann hiernach bei Auswertung der Plattenschnittgrößen im Bereich der Lasteinleitung ( $x = 0,5d$ ) und auf Grundlage der plattenspezifischen Ergebnisse nach Anhang A um 80 % erhöht werden.

#### 8.2.4 Einflussparameter auf die Querkrafttragfähigkeit

In Bild 8-13 wird die maximale Querkraft im Versuch im Schnitt  $0,5d$  bezogen auf den mittleren Widerstand  $v_{Rm,EC2}$  für die einzelnen Parameter dargestellt, die in den Nachweis der Querkrafttragfähigkeit eingehen. Es ist eine signifikante Streuung der Werte festzustellen.

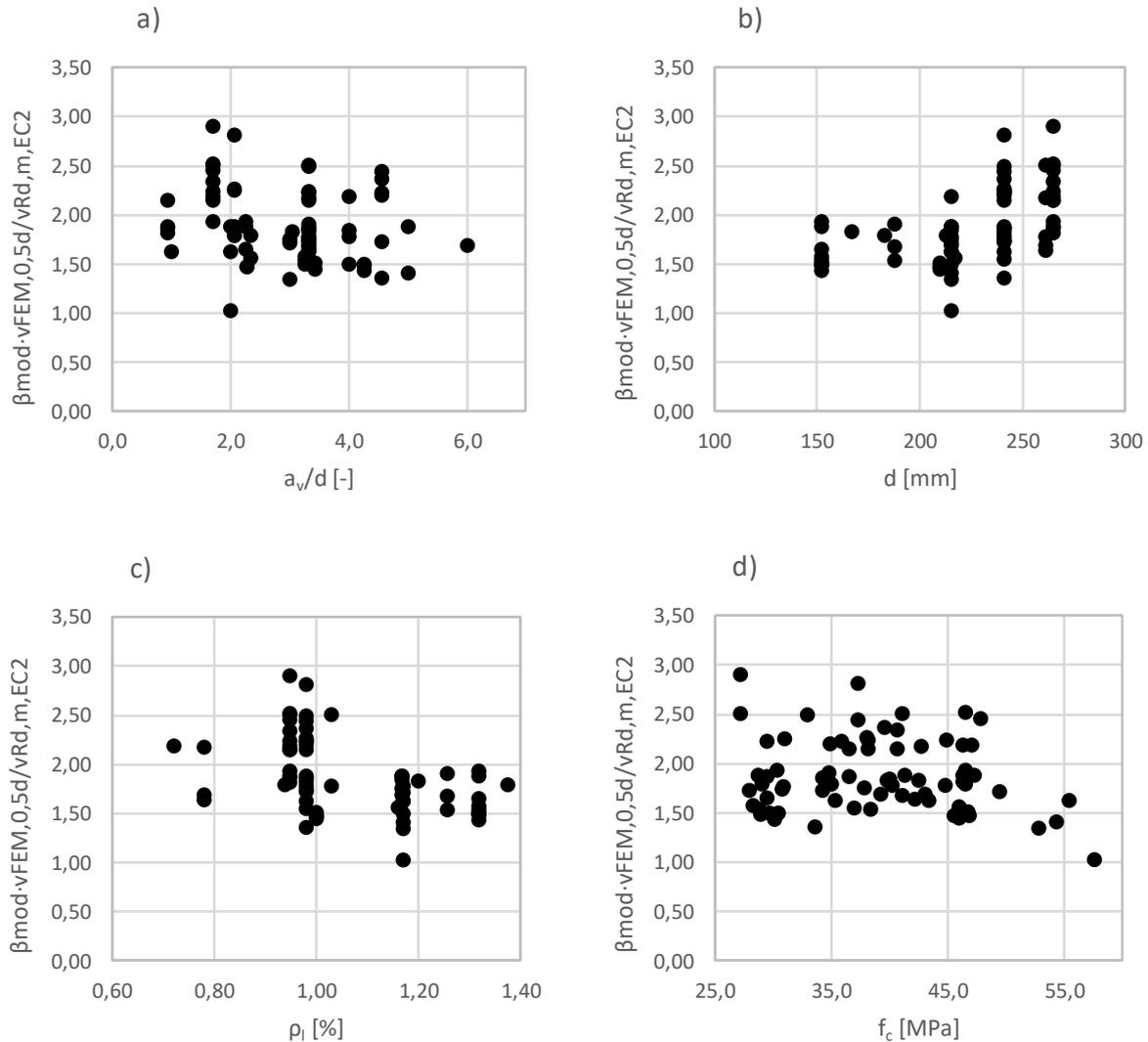


Bild 8-13: Auswertung der Plattenversuche hinsichtlich der Parameter, die nach EC2 die Querkrafttragfähigkeit bestimmen.

Bei der statischen Nutzhöhe ist die leichte Tendenz einer Erhöhung der Tragfähigkeit mit zunehmendem Hebelarm zu erkennen. Die statische Nutzhöhe  $d$  bzw. der Maßstabeffekt wird dementsprechend bei den untersuchten Plattenversuchen nicht ausreichend in der Normgleichung berücksichtigt. Der Einfluss wird mit zunehmendem inneren Hebelarm unterschätzt. Beim Bewehrungsgrad ist der Zusammenhang umgekehrt. Wie auch bei den Versuchen an der TUHH im Abschnitt 5.2 zu erkennen, nimmt die Tragfähigkeit bei den Plattenversuchen tendenziell mit abnehmendem Bewehrungsgrad zu. Bei der Betondruckfestigkeit ist kein signifikanter Einfluss abzuleiten.

### 8.2.5 Zusammenfassung

Die Auswertung zeigt, dass der Erhöhungsfaktor gem. Tabelle 8-4  $\mu_p = 1,80$  für die Querkrafttragfähigkeit von Plattentragwerken im Bereich der Lasteinleitung gerechtfertigt werden kann und ein ausreichendes Sicherheitsniveau besitzt.

Die ursprüngliche Fragestellung, wie sich das übliche Postprocessing zur Bestimmung der Querkräfte in Plattentragwerken umgehen lässt, kann nun abschließend beantwortet werden.

- Für Plattentragwerke kann der Nachweis der Querkrafttragfähigkeit mittels *leFEM* in Elementmitte und direkt im Bereich der Lasteinleitung von konzentrierten Lasten geführt werden.
- Die Elementkantenlänge im FE-Modell darf hierfür nicht größer als die Dicke der nachzuweisenden Platte sein. Eine größere Elementierung führt aufgrund der größeren Verteilung der Einzellasten auf die umliegenden Knoten im FE-Modell zu unsicheren Ergebnissen. Eine feinere Elementierung führt aufgrund des singulären Einflusses der konzentrierten Lasten zu einer Erhöhung der Schnittgrößen. Der Nachweis ist entsprechend schwerer zu erbringen.
- Der Querkraftwiderstand nach EC2 (DIN EN 1992-1; 6.2.2; Gl. 6.2a) kann bei Einhaltung der Elementkantenlänge gleich der Plattendicke und einer Bemessung in Elementmitte mit dem Erhöhungsfaktor  $\mu_p = 1,80$  gemäß Tabelle 8-4 erhöht werden.

$$V_{Rd,mod} = \mu_p \cdot V_{Rd,EC2} = 1,80 \cdot \left[ 0,1 \cdot k \cdot (100 \cdot \rho_l \cdot f_{ck})^{1/3} \right] \cdot d \quad (8.2-10)$$

### 8.2.6 Probleme der statistischen Auswertung

Bei dem zuvor gezeigten Vorgehen in Abschnitt 8.2.2 wird unterstellt, dass für die Gesamtheit der Versuchsergebnisse ein direkter Zusammenhang zwischen dem Lastabstand und der Tragfähigkeit des Systems besteht. Die Regressionsanalyse (siehe Kap. 8.2.2) zeigt für die ausgewählten Versuche, dass für die Schnittgrößen im Bereich der Blocklast ein Einfluss bis  $a_v/d \approx 3,3$  besteht. Für die Querkraft am Auflager der Platte ergibt sich ein Einfluss bis  $a_v/d = 5,7$ . Weiterhin konnte gezeigt werden, dass die Querkräfte am Anschnitt als ortsfester Bestimmungspunkt den Einfluss des direkten Lastabtrags überschätzen. Dieser kann also nicht richtig sein (vgl. Bild 8-9, Regressionsanalyse bei  $a_v/d = 3,3$ ). Allein diese Annahme hat hinsichtlich der Auswertung der Versuchsdatenbank einen großen Einfluss auf das Ergebnis der Regressionsanalyse. Für jeden Schnitt muss also ein entsprechender Betafaktor ermittelt werden.

Was, wenn der Einfluss des Abstands der Einzellasten noch durch weitere Parameter bestimmt wird? Es besteht die Gefahr, dass es zu einem Fehlschluss kommt. Bild 8-13 b) zeigt, dass es eine leichte Tendenz der Tragfähigkeitszunahme bei höheren statischen Nutzhöhen gibt. Es zeigt sich zudem, dass eine Verringerung der Hauptbiegebewehrung zu einer Traglaststeigerung führt. Was wäre, wenn bei den Versuchen mit auflagnaher Laststellung ein geringerer Bewehrungsgrad vorläge? Diese Frage liegt sogar sehr nah, da bei auflagnaher Laststellung die zu erwartenden Biegemomente der Platte offensichtlich kleiner sind als bei weiter entfernter Lastanordnung. Die Auswertung der Plattenversuche hinsichtlich Längsbewehrungsgrad und zugehöriger Schubschlankheit ist in Bild 8.14 dargestellt. Hier lässt sich kein Zusammenhang ableiten.

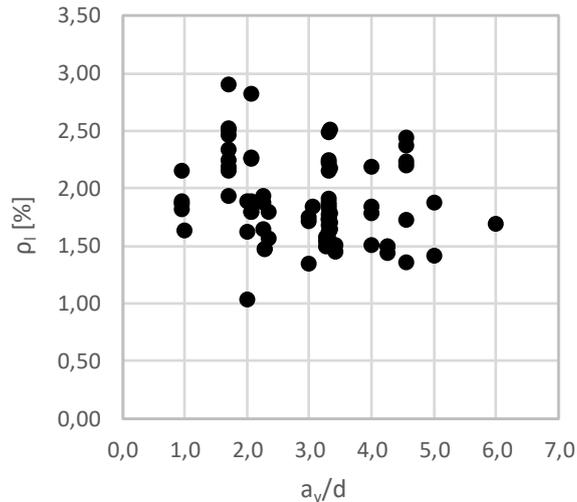


Bild 8-14: Auswertung der Plattenversuche hinsichtlich Laststellung und Längsbewehrungsgrad

Dass es einen Zusammenhang zwischen der Tragfähigkeit der Platte und dem Lastabstand gibt, ist unstrittig. Zusätzlich bestimmt auch die Anzahl der Versuchsergebnisse bzw. deren Verteilung über den untersuchten Parameter das Ergebnis. Viele Versuche mit auflagnaher Laststellung führen zu einer größeren Gewichtung in diesem Bereich. Es gibt mehr Versuchswerte, und damit muss die Abminderung größer ausfallen, um eine waagerechte Regressionsgerade zu erzwingen.

Hier ist es wichtig, Versuchsreihen zu haben, die sich direkt mit der untersuchten Fragestellung beschäftigen. Bei der Versuchsreihe an der TUHH war eine der zentralen Fragen der Einfluss der Laststellung. Die Variation zwischen den Versuchen beschränkte sich im Wesentlichen auf die Veränderung des Lastabstandes. Innerhalb der Versuchsreihe an der TUHH ergab sich ein nichtlinearer Zusammenhang zwischen dem  $a_v/d$ -Verhältnis und der Tragfähigkeit für  $a_v/d < 3,0$ . Da nicht ausgeschlossen werden kann, dass sich bei der Gesamtheit der Versuche verschiedene Faktoren überlagern, und so die Regressionsanalyse beeinflussen, wird abschließend der Einfluss eines direkten Lastabtrags nach Gl. (8.2-1) ( $\beta_{\text{mod}} = a_v/(3d)$ ) als zutreffend angenommen, da dieser Wert durch die Versuche an der TUHH direkt bestätigt wurde. Hier sollte auch bedacht werden, dass eine Unterschätzung des Einflusses der direkten Abstützung ebenfalls ungewollte Folgen haben kann. Bei allen nachfolgenden Untersuchungen zur Querkrafttragfähigkeit von Platten wurden die erreichten Tragfähigkeiten bei auflagnaher Laststellung mit dem Betafaktor nach Gl. (8.2-1) abgemindert. Der Vergleich der Auswertung an der Gesamtheit der Versuche und den Versuchen mit  $a_v/d > 3$  zeigt eine Abweichung der Mittelwerte, die für die Erhöhung der Tragfähigkeit herangezogen werden. Der Mittelwert ohne die Versuche mit auflagnaher Laststellung ist nur geringfügig kleiner ( $1,81/1,87 = 0,97$ ). Eine Verringerung des Betafaktors bzw. der Annahme, ab welchem  $a_v/d$ -Verhältnis ein Tragfähigkeitseinfluss gegeben ist, hat demnach einen direkten Einfluss auf die spätere Auswertung.

### 8.3 Weiterführende Betrachtungen zum Querkraftwiderstand von Platten

Eine große Anzahl an Veröffentlichungen zum Thema Querkrafttragfähigkeit von Stahlbetonplatten verweist darauf, dass der rechnerische Querkraftwiderstand im Zuge der letzten Normengenerationen seit der DIN 1045:88 sukzessive abgemindert wurde, ohne das Schäden an Bestandsbauwerken auftreten, die auf ein Überschreiten des rechnerischen Querkraftwiderstandes nach den derzeit gültigen Normen zurückzuführen sind. Beachtenswert ist diese Tatsache vor allem dann, wenn man berücksichtigt, dass der Anteil an schwerem Güterverkehr, und damit die Verkehrslasten auf Brücken in den letzten Jahren erheblich zugenommen haben (u.a. (Reißen & Hegger, 2013a), (Latte, 2011), (Reißen & Hegger, 2013b), (Rombach & Henze, 2014)). Es ist klar, dass Schäden an Bauwerken mit großer Bedeutung für die Öffentlichkeit, wie z.B. Brücken, natürlich nicht akzeptiert werden dürfen. Es sollen daher auch nicht die derzeit gültigen Bemessungsansätze in Frage gestellt werden. Vielmehr soll aufgezeigt werden, dass es bei Plattentragwerken Reserven gibt, und wie diese beim Nachweis der Tragsicherheit genutzt werden können.

Anhand der Kragplatten aus der Versuchsreihe an der TUHH soll im Folgenden gezeigt werden, welche Vorteile sich aus der geänderten Vorgehensweise beim Querkraftnachweis (Nachweis bei  $0,5d$  vom Rand der Blocklast) gegenüber der bislang üblichen Methode (Nachweis im Bereich des Auflagers) ergeben.

Bei der Bestimmung der Querkräfte am Plattenanschnitt wird davon ausgegangen, dass sich die maßgebenden Schnittgrößen ergeben, wenn die Einzellast so angeordnet wird, dass der Einfluss des direkten Lastabtrags bei auflagnaher Laststellung nicht zu berücksichtigen ist (Rombach & Henze, 2014).

Entsprechend werden die Schnittkräfte für eine Radlast von 100 kN mithilfe einer linear-elastischen FE-Berechnung bestimmt. Im Anschluss wird der Bauteilwiderstand nach der üblichen Methode für einen äquivalenten Meterstreifen ermittelt und den unterschiedlichen Einwirkungen gegenübergestellt. Es werden die Materialeigenschaften für einen Beton C30/37 und Bewehrungsstahl B500 verwendet.

Der Widerstand ergibt sich für den Nachweisschnitt am Auflager (**Methode 1**) ohne Modifikation der Bemessungsgleichung (8.2-3) nach EC2-1-1 zu ( $d = 215$  mm;  $\rho_l = 1,17$  %):

$$v_{Rd,c,EC2} = \left[ 0,10 \cdot \left( 1 + \sqrt{\frac{200}{215}} \right) \cdot (1,17 \cdot 30)^{1/3} \right] \cdot 215 = 138 \text{ kN} / \text{m}$$

Für den Nachweis im Bereich der Lasteinleitung ergibt sich der modifizierte Widerstand für Platten zur Berücksichtigung der Schnittgrößen an der Lasteinleitung (**Methode 2**) zu:

$$v_{Rd,c,mod} = \left[ 0,18 \cdot \left( 1 + \sqrt{\frac{200}{215}} \right) \cdot (1,17 \cdot 30)^{1/3} \right] \cdot 215 = 248 \text{ kN} / \text{m} = 1,80 v_{Rd,c,EC2}$$

Nach EC2, 6.2.2(6) liegt die maßgebende Laststellung einer Radlast bei  $a_v = 2,0d$ , wenn die Bemessungsschnittgröße am Auflager bestimmt wird. Es wird von einer Aufstandsfläche mit den Abmessungen von  $40 \times 40$  cm ausgegangen.

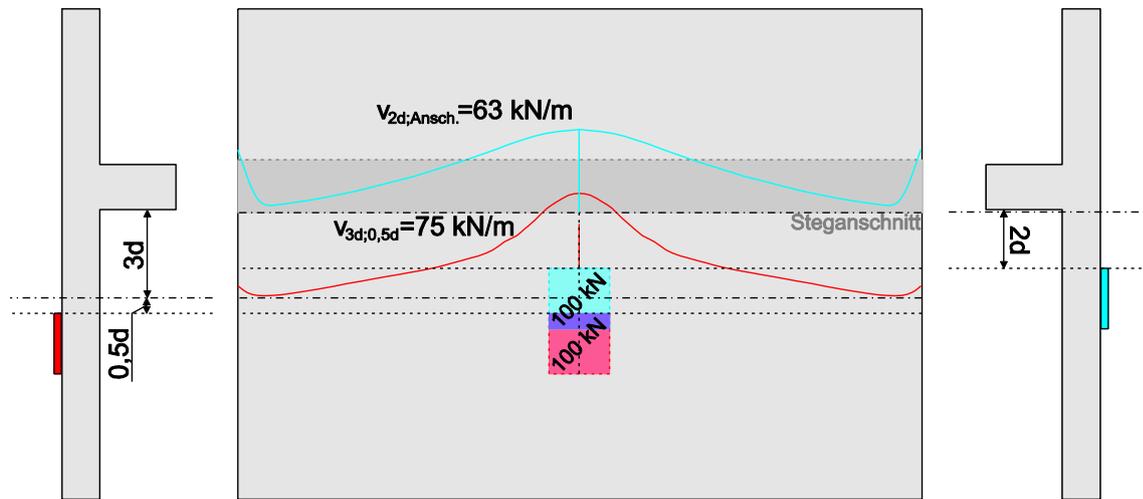


Bild 8-15: Hauptquerkraft aus der leFEM in den Schnitten am Anschchnitt für eine Stellung der Einzellast (100kN) bei  $a_v = 2,0d$  (maßgebende Laststellung für den bisher üblichen Querkraftnachweis) und im Schnitt  $0,5d$  von der Vorderkante der Blocklast für  $a_v = 3,0d$  im Vergleich.

Die maßgebende charakteristische Einwirkung aus der Einzellast in einem Schnitt am Auflager ergibt sich aus der Laststellung mit  $a_v = 2,0d$  zu  $v_{2d,Anschn.} = 63 \text{ kN/m}$  (Bild 8-15).

Die maximale Querkraft aus der FE-Berechnung beträgt im Bereich der Lasteinleitung ( $0,5d$ ) für eine Laststellung außerhalb des Einflusses des direkten Lastabtrags ( $a_v > 3,0d$ )  $v_{3d,0,5d} = 75 \text{ kN/m}$ . Die Berechnung wurde wie zuvor gefordert mit Elementen durchgeführt, deren Kantenlänge kleiner bzw. gleich der Plattendicke von  $h = 25$  cm war.

Die Umrechnung der charakteristischen Schnittgrößen auf Bemessungswerte erfolgt nach EC2 über die Multiplikation mit dem Teilsicherheitsbeiwert für die ständige und vorübergehende Bemessungssituation für Brücken im GZT  $\gamma_{G,Q} = 1,35$ .

Die rechnerische Traglast nach Methode 1 ergibt sich zu:

$$F_{u, \text{Methode 1}} = 100 \text{ kN} \cdot v_{Rd,c} / v_{Ed,2d,Anschn.} = 100 \text{ kN} \cdot 138 \text{ kN/m} / (63 \text{ kN/m} \cdot 1,35) = 162 \text{ kN}$$

Rechnerische Traglast nach Methode 2 ergibt sich zu:

$$F_{u, \text{Methode 2}} = 100 \text{ kN} \cdot v_{Rd,c,mod} / v_{Ed,3d,0,5d} = 100 \text{ kN} \cdot 248 \text{ kN/m} / (75 \text{ kN/m} \cdot 1,35) = 245 \text{ kN}$$

Für den hier dargestellten Fall ergäbe sich eine mögliche Traglaststeigerung aus dem Nachweis der Querkrafttragfähigkeit von  $245/162 = 1,51$  bzw. **51 %**.

Die Auswirkungen, die der modifizierte Vorfaktor  $C_{Rd,c,mod}$  auf die statistische Auswertung der Versuche an Platten hat, sind in Bild 8-16 dargestellt. Die Versuche an Platten unter Einzellasten gemäß Anhang A wurden hinsichtlich der erreichten charakteristischen Querkräfte im Schnitt  $0,5d$  von Vorderkante Last im Verhältnis zur modifizierten Querkrafttragfähigkeit

$v_{Rd,c,mod}$  analog zum Vorgehen in (Latte, 2011) <sup>2</sup> ausgewertet. Es zeigt sich, dass alle betrachteten Versuche auf der sicheren Seite liegen. Der Mittelwert der Verteilung liegt mit  $\mu = 1,87$  nach der Modifikation der rechnerischen Tragfähigkeit auf dem gleichen Niveau wie die vergleichbare Auswertung der rechnerischen Tragfähigkeit nach EC2 an 350 Balkentragwerken (Latte, 2011).

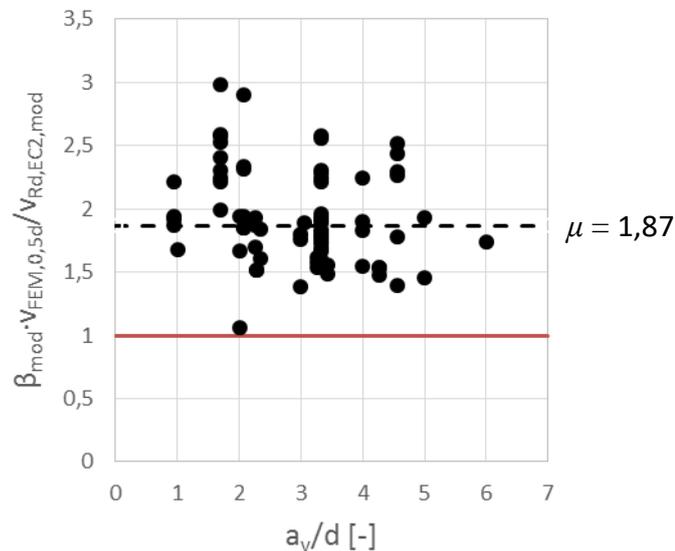


Bild 8-16: Auswertung der Plattenversuche mit  $\beta_{mod} \cdot v_{FEM,0,5d} / v_{Rd,EC2,mod}$ ;  $\beta_{mod} = a_v / 3d$ ;  $v_{Rd,EC2,mod} = 1,80 \cdot v_{Rd,EC2}$

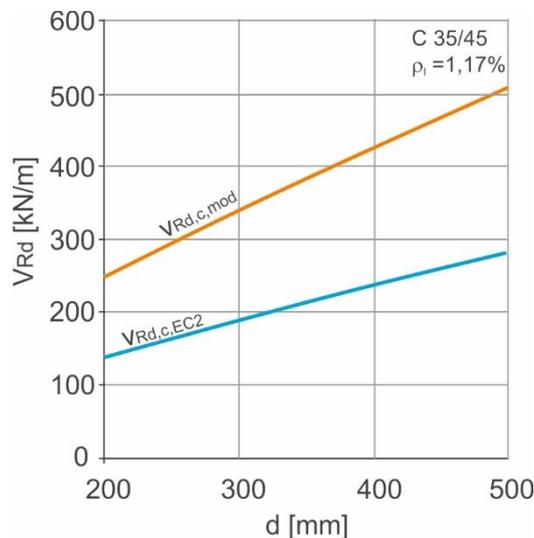


Bild 8-17:  $v_{Rd,EC2}$  und  $v_{Rd,mod}$  im Vergleich für einen Beton C35/45 und einen Bewehrungsgrad von  $\rho_1 = 1,17\%$

Bild 8-17 zeigt die Querkrafttragfähigkeit für Plattentragwerke nach EC2  $v_{Rd,EC2}$  und dem modifizierten Wert  $v_{Rd,mod}$  in Abhängigkeit der statischen Nutzhöhe  $d$  für einen Beton der Güte

<sup>2</sup> (Latte, 2011); S. 41; Gl (3.11)

C35/45 und einen Bewehrungsgrad von  $\rho_l = 1,17\%$ . Es ist zu erwarten, dass sich durch die vorgeschlagene beträchtliche Erhöhung des Querkraftwiderstandes für Platten bzw. Fahrbahnplatten im Brückenbau mit üblichen Plattenstärken keine rechnerischen Defizite mehr auftreten. Es ist aber zu beachten, dass die Bemessung auf Schnittgrößenniveau im Bereich der Lasteinleitung erfolgt.

## 9 Phänomenologische Betrachtungen zum Lastabtrag von konzentrierten Lasten

Im folgenden Kapitel sollen offene Fragestellungen hinsichtlich des mechanischen Verhaltens und des Versagensmechanismus Klärung finden, die sich beim Querkraftabtrag von Einzellasten auf Stahlbetonplatten ergeben.

### 9.1 Direkter Lastabtrag von Einzellasten nahe dem Auflager

Auf der Grundlage der Versuche an Balken von *Leonhardt & Walther* (1962) konnte ein Einfluss des direkten Lastabtrags bis  $a_v/d = 2,0$  bis  $3,0$  abgeleitet werden (vgl. auch Bild 2-3). Aus den experimentellen Untersuchungen an Platten der Versuchsreihe an der TUHH (Henze & Rombach, 2017a) lässt sich ein ähnlicher Zusammenhang bestimmen (siehe Kap. 8.2.2). Im Folgenden werden anhand von Versuchsbeobachtungen die maßgebenden Mechanismen dargestellt, die zu einer Erhöhung der Traglast bei auflagernahen Laststellungen führen.

Wie in Kapitel 5.1 erläutert, versagen Stahlbetonplatten unter Blocklasten lokal im Bereich der Lasteinleitung. Die Sägeschnitte in der Symmetrieachse der Platten (Bild 5-6 und Bild 9-1) zeigen, dass der charakteristische Schrägriss mit der Laststellung wandert. Außerhalb des Bereichs der direkten Abstützung der Einzellast ins Auflager ist die Geometrie des Schrägrisses nahezu gleich. Der Riss verläuft in Richtung des Hauptlastabtrags von der auflagernahen Kante der Lasteinleitung zunächst ein kurzes Stück entlang der oberen Bewehrung, geht dann schräg durch den Plattenquerschnitt von oben nach unten, bis er im Abstand von ca.  $2,5d$  vom Rand der Lastplatte auf die untere Bewehrungslage trifft. Er verläuft dann entlang der unteren Bewehrungslage bis zum Auflager, wobei die untere Bewehrungslage nach unten herausgedrückt wird. Es bildet sich ein Lastkeil (Bild 9-1, grün) unterhalb der Last. Wenn sich der Schrägriss in der Platte ausbildet, trennt dieser Riss den Lastkeil vom Kragssystem ab. Die obere Bewehrungslage (Bewehrungsnetz), die unterhalb der Lasteinleitungsplatte ebenfalls mit nach unten vom Kragssystem abgetrennt wird, hängt sich dann in den auskragenden Bereich ein. Es bildet sich eine Art Konsole aus (Bild 9-1, rot).

Zunächst bildet sich der Schrägriss nur im direkten Bereich vor der konzentrierten Lasteinleitung aus, sodass die Kraft auf dem System weiter gesteigert werden kann (vgl. Beschreibung im Kapitel 5). Die Last kann seitlich des versagenden Bereichs weiter auf die Auflagerkonsole abgetragen werden. Sukzessive breitet sich der Schrägriss vor der Lasteinleitung unter Lasterhöhung seitlich aus, bis der Abtrag der Last auf die Auflagerkonsole nicht mehr möglich ist. Die Platte versagt.

Der Schrägriss wandert vom Bereich der Lasteinleitung weiter in Richtung der äußeren freien Plattenränder. Der Pfad, auf dem sich der Schrägriss durch die Platte fortsetzt, ist von den geometrischen Randbedingungen und den Systemsteifigkeiten abhängig. Zum einen bestimmt der monolithisch angeschlossene Steg der Versuchskörper durch seine Steifigkeit den Verlauf maßgeblich. Zum anderen hat auch der Abstand zum nächsten freien Plattenrand einen großen Einfluss. Der Übergang kann anhand der Rissbilder der Kragplatten (Bild 9-2) zwischen einer Laststellung bei  $a_v/d = 5,0$  und  $6,0$  abgeleitet werden. Beim Versuch  $5d$  breitet sich der maßgebende

Schrägriss zunächst im leichten Bogen um die Lasteinleitung herum aus, zum Zeitpunkt des Versagens (Überschreiten der Traglast) biegt der Riss dann aber in Richtung des monolithisch angeschlossenen Stegs ab. Beim Versuch 6d ist der freie Rand am Kragarmende näher an der Vorderkante der Lastplatte als die seitlichen Ränder. Der Riss verläuft dementsprechend vollständig um die Lasteinleitung herum und tritt am Kragarmende an der Außenseite zu Tage.

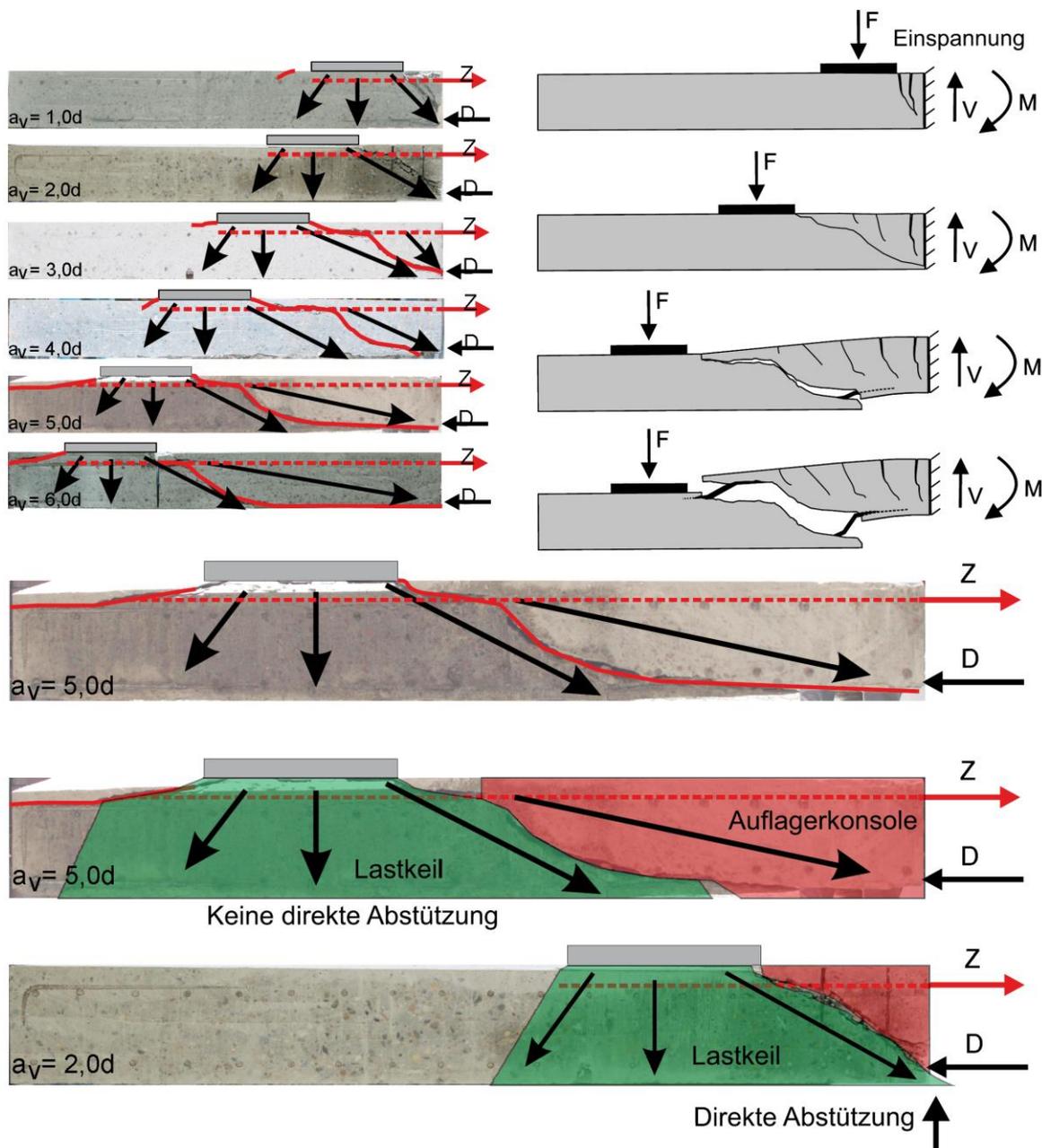


Bild 9-1: Versagensmechanismus von Kragplatten unter Einzellasten im Schnitt bei verschiedenen Laststellungen

Die Einzellasten breiten sich unterhalb der Lasteinleitung in der Platte fächerförmig aus. In Bild 9-1 ist der Versagensmechanismus der Platten über ein Stabwerk- oder Sprengwerksystem in Richtung des Hauptlastabtrags dargestellt. Die Hauptdruckstrebe unter der Lasteinleitung verläuft unter einem Winkel von etwa  $30^\circ$  zur Horizontalen. Mit zunehmender Kraft wird diese Druckstrebe, die sich außerhalb des Bereichs des direkten Lastabtrags auf dem Bewehrungsnetz

abstützt, immer stärker belastet, bis die Dübeltragwirkung der Bewehrung überschritten wird. Der Schrägriss beginnt sich im Inneren der Platte auszubilden und trennt die Bewehrung im weiteren Verlauf reißverschlussartig nach unten vom Versuchskörper ab.

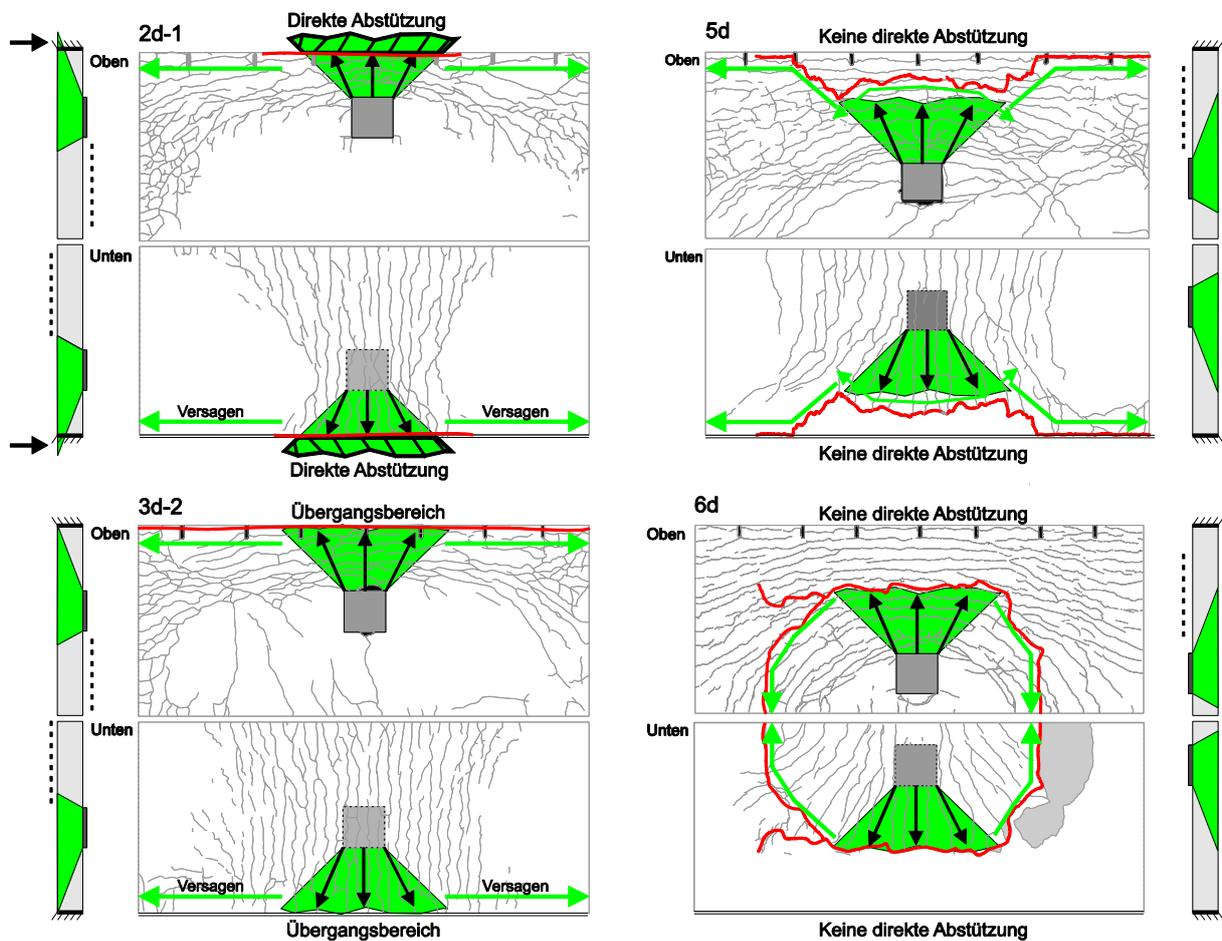


Bild 9-2: Draufsicht Versagensmechanismus mit Einflussbereich der direkten Abstützung; Rissbilder der Versuche bei 2d (direkte Abstützung), 3d (Übergangsbereich), 5d und 6d (keine direkte Abstützung)

Der Schrägriss wandert mit der Laststellung mit (vgl. Bild 5-6 und Bild 9-1). Der Bereich, in dem der direkte Lastabtrag der Einzellasten in der Platte wirksam wird, ergibt sich somit direkt aus dem zuvor erläuterten Versagensmechanismus. Der Lasteinleitungsbereich bzw. der Lastkeil (grün) unterhalb der Lastplatte hat in Richtung des Hauptlastabtrags eine annähernd gleichbleibende Geometrie. Die geneigten Druckstreben im Lastkeil können sich bei Laststellungen mit  $a_v < 3,0d$  direkt ins Auflager abstützen. So müssen nicht die Mechanismen aktiviert werden, die die Querkrafttragfähigkeit der vom Auflager unbeeinflussten Laststellungen bestimmen. Der Schrägriss verläuft im Bereich vor der Lasteinleitung mit abnehmendem Abstand immer steiler und in direkter Verbindung der Vorderkante der Lastplatte und der Auflagerkante (Abscheren der Platte oder Versagen der direkten Auflagerkonsole).

Ein weiterer Zusammenhang, der sich aus den Rissbildern ableiten lässt, ist der Verlauf der Druckstreben im Bereich der Lasteinleitung. Die Druckspannungen können im Beton nur in den ungerissenen Bereichen und nicht über Risse hinweg übertragen werden. Die Druckstreben verlaufen von der Oberseite der Platte (Unterkante Lastplatte) nach unten in Richtung Auflager

zur Unterseite. Die Risse auf der Plattenunterseite zeigen somit den Verlauf der Druckstreben im Bereich der Lasteinleitung.

Wenn die direkte Lastabstützung bei auflagnaher Laststellung wirksam ist, verlaufen die Risse auf der Unterseite fächerförmig von der Lasteinleitung in Richtung Auflager (Bild 9-2, Versuch 2d-1). In (Henze & Rombach, 2017a) wurde der Verlauf der Druckstreben mit einer geneigten Bockkonstruktion ähnlich einem halben Tippizelt verglichen. Im Übergangsbereich Laststellung bei  $a_v = 3,0d$  verlaufen die Risse auf der Unterseite nahezu parallel ins Auflager. Der steife Steg bestimmt den Druckstrebenverlauf rechtwinklig zur Auflagerlinie (Bild 9-2, Versuch 3d-2). Bei den auflagerfernen Laststellungen fächern sich die Risse im Bereich vor der Lasteinleitung auf und verlaufen radial um die Lasteinleitung herum. Hieraus lässt sich die fächerförmige Abstützung der Druckstreben auf dem Bewehrungsnetz erkennen. Es bildet sich mit zunehmendem Abstand ein Kegelstumpf um die Lasteinleitung aus. Das Versagen der Platte ähnelt dem Versagensbild beim Durchstanzen einer Randstütze (Bild 9-2; Versuch 6d).

Die Querkrafttragfähigkeit von Stahlbetontragwerken in Abhängigkeit von der Schubslankheit  $a/d$  wurde von *Leonhardt* an Balken untersucht. Die zuvor erläuterten Zusammenhänge zum Einfluss des direkten Lastabtrags der Einzellasten lassen sich ebenfalls an den Balkenversuchen erkennen. Im Bild 2-6 wurden ein Kragsystem und ein 4-Punkt-Biegeversuch miteinander verglichen. Das Rissbild, der Verlauf der Druckstreben sowie die zugehörigen Zugstreben (Bewehrung) lassen sich durch Spiegeln der Systeme an der Horizontalen ineinander überführen. Durch *Leonhardt* wurden die unterschiedlichen Schubslankheiten über eine Variation der Stützweite der Einfeldbalken mit je zwei Einzellasten erzielt. In Bild 9-3 sind verschiedene Rissbilder der Balkenversuche aus (*Leonhardt & Walther, 1962*) dargestellt. Die Lastabtragmechanismen und der Verlauf der Druckstreben zwischen Lasteinleitung und Auflager unterscheiden sich aber hinsichtlich der Aufteilung der Tragwerksteile. Die Verhältnisse beim Lastabtrag sind wie im Bild 2-6 auf den Kopf gestellt. Während beim Plattentragwerk der Lastkeil (grün) eine gleichbleibende Geometrie aufweist, ist bei den Balken zu beobachten, dass die Konsole (rot) hier die annähernd gleichbleibende Geometrie aufweist. Die horizontale Druckzone zwischen den beiden Einzellasten entspricht hier der Druckkraft an der Einspannung des Kragsystems. Der Übergangsbereich, in dem sich die Einzellasten direkt in das Auflager abstützen, liegt da, wo sich der rote Bereich unterhalb der Lasteinleitung auf das Auflager schiebt ( $\approx 2,5d$ ; Druckstrebenneigung  $\approx 30^\circ$ ). Der größte Unterschied von Balken zu Platten liegt neben der zweiachsigen Tragwirkung der Platten in der Längsbewehrung. Während die Balken nur auf der Zugseite eine Längsbewehrung aufweisen, verfügen die Platten auch auf der Druckseite über ein Bewehrungsnetz. So ist zwar der Mechanismus, der die Wirksamkeit der direkten Lastabstützung bewirkt ähnlich, das globale Tragverhalten und das Versagensbild unterscheiden sich aber. Der Einfluss der Bewehrung im Druckbereich wurde hinsichtlich der Querkrafttragfähigkeit bisher nicht untersucht.

Bei den Plattenversuchen konnte festgestellt werden, dass alle Versuche mit  $a_v/d \geq 3,0$  unabhängig von der Laststellung nahezu identische Bruchlasten aufwiesen. Die gleiche Beobachtung lässt sich auch bei den Balken von *Leonhardt* machen. Ab einer Schubslankheit von  $a/d = 3,0$  ist die Tragfähigkeit konstant ( $F_u \approx 60$  kN, vgl. Bild 9-3). Für größere Slankheiten als 6,0 tritt bei den untersuchten Balken Biegeversagen ein.

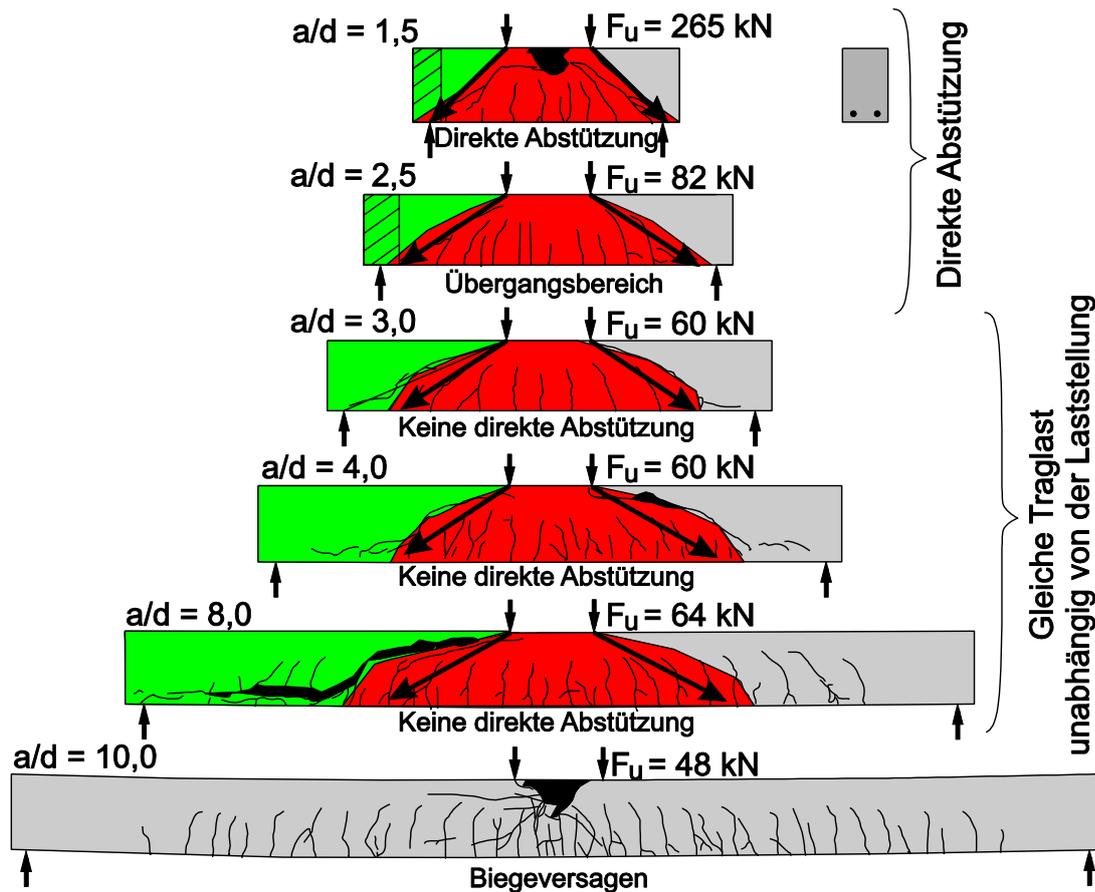


Bild 9-3: Versagensmechanismus bei Balken; Rissbilder aus (Leonhardt & Walther, 1962)

## 9.2 Durchstanzen oder Querkraftversagen?

In der Literatur erfolgt die Unterscheidung häufig zwischen Querkraftversagen und Durchstanzen über die Abgrenzung zwischen „one-way-shear“ und „two-way-shear“ (u.a. (Lantsoght, 2013a), (Natário F. M., 2015), (Reißen, 2017)). Anschaulich wird diese Unterscheidung, wenn man sich den Verlauf der Vektoren der Hauptquerkräfte in einer Platte betrachtet. Im Bild 9-4 sind die entsprechenden Regionen, in denen tendenziell eher Querkraftversagen bzw. Durchstanzen maßgebend werden, dargestellt. Im Durchstanzbereich verlaufen die Vektoren radial um die Lasteinleitung („two-way“), während der Verlauf am Auflager parallel ist („one-way“). Kragplatten unter Einzellasten weisen demnach beide Bereiche auf.

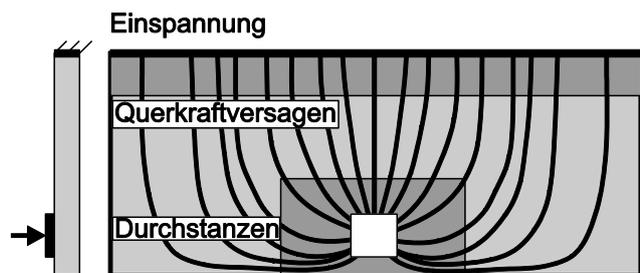


Bild 9-4: Vektoren der Hauptquerkraft in einer Kragplatte mit Einzellast

Aus einem Vergleich verschiedener Versuchsreihen, die sich mit dem Durchstanzen von Platten beschäftigen, mit den Plattenversuchen an der TUHH (Henze & Rombach, 2017a) lassen sich

die wesentlichen Unterschiede, die dazu führen, dass ein Plattenversuch dem Durchstanzen oder dem Querkraftversagen zugeordnet wird, sowie Gemeinsamkeiten herausarbeiten.

### 9.2.1 Charakteristika des Durchstanzens

#### Symmetrisches Durchstanzen (Innenstütze)

- In der Betondruckzone liegt in Stütznähe ein konzentrierter Beanspruchungszustand aus radialen (auf die Stütze zulaufenden) und tangentialen (ringförmigen) Betondruckspannungen vor (Vocke, 2002).
- Die konzentrierten Betondruckspannungen entstehen durch die zweiachsige Biegung der Platte im Stützbereich. Der Beton im Bereich der Stütze befindet sich unter mehrachsiger Druckbeanspruchung, so dass die Tragfähigkeit anwächst.
- Es ist charakteristisch für den Bruchverlauf beim Durchstanzen von Flachdecken, dass sich bereits deutlich vor Erreichen der Durchstanzlast geneigte Durchstanzrisse im Inneren der Platte bilden (Regan, Braestrup 1985), die sich mit zunehmender Belastung stabil fortpflanzen. Messungen der Plattendicke in Durchstanzversuchen ohne und mit Schubbewehrung deuten darauf hin, dass die Bildung von Durchstanzrissen ab ca. 40 % bis 60 % der Durchstanzlast beginnt (siehe u. a. (Kinnunen & Nylander, 1960), (Kordina & Nölting, 1986), (Vocke, 2002)). Das fortschreitende Risswachstum führt dazu, dass die Betondruckzone immer weiter eingeschnürt wird. Das Versagen tritt schließlich ein, wenn das Risswachstum instabil wird und die Durchstanzrisse die konzentrierte Betondruckzone durchtrennen. Beim zentrischen Durchstanzen wird Betonversagen als maßgebend angesehen. Es handelt sich um eine sehr spröde Versagensart mit geringer Vorankündigung.

#### Exzentrisches Durchstanzen (Rand- oder Eckstütze)

- Bei Rand- und Eckstützen nehmen die für das zentrische Durchstanzen charakteristischen tangentialen Stauchungen in der Betondruckzone zum freien Plattenrand hin ab (Vocke, 2002) bzw. konzentrieren sich in Richtung des Hauptlastabtrags (kurze Spannweite).
- Bei Rand- bzw. Eckstützen werden Biegemomente zwischen Stütze und Platte übertragen. Die Verbindung Stütze-Platte wird in der Regel monolithisch ausgeführt. Eine Einspannbewehrung deckt die Momentenbeanspruchung der Verbindung ab. Die Momentenbeanspruchung, die durch die Stütze in die Decke eingeleitet wird, führt zu einer Verdrehung des Deckenrandes (Torsionsbeanspruchung des Randes).
- Aufgrund der biegesteifen Verbindung liegt die Hauptbiegebewehrung bei Eck- und Randstützen wie bei Innenstützen auf der zugbeanspruchten Seite, also auf der lastabgewandten Seite.
- Nach den verschiedenen Bemessungsmodellen hat die Bewehrung im Druckbereich des Decken-Stützenknotens keinen Einfluss auf die Tragfähigkeit.

### 9.2.2 Gegebenheiten bei Kragplatten unter konzentrierten Einzellasten

- Es besteht keine biegesteife Verbindung zwischen Last und Platte.
- Ein Biegemoment wie bei der Einspannung einer Stütze in die Platte wird nicht übertragen (Kalottenlagerung der Lastplatte).
- Im Bereich der Blocklast ist der Spannungszustand nicht rotationssymmetrisch. Die Hauptdruckspannungen laufen trotzdem auf die Lasteinleitung zu. An der Lasteinleitung besteht ein mehrachsiger Druckspannungszustand.
- Die Betondruckspannungen werden nicht aus dem Biegemoment zwischen Platte und Stütze, sondern nur durch die Druckstreben direkt aus der Lasteinleitung hervorgerufen.
- Die Hauptbiegebewehrung der Platte in Lastabtragsrichtung liegt auf der lastzugewandten Seite (Kragkonstruktion mit Hauptbiegebeanspruchung an der Einspannstelle am Steg).
- Es gibt eine sekundäre Biegebeanspruchung der Platte senkrecht zum freien Plattenrand. Die Druckspannungen aus der Lasteinleitung können sich daher auch in Querrichtung zur eigentlichen Richtung des Lastabtrags ausbilden und in Querrichtung verteilen. Voraussetzung hierfür ist eine ausreichende Ausdehnung der Platte in Querrichtung, so dass sich entsprechende Sekundärbiegemomente einstellen können. Hiermit könnte auch der Einfluss der Plattenbreite auf die Tragfähigkeit begründet sein.
- Die Schrägrisse in der Platte beginnen sich vor dem Erreichen der Versagenslast auszuweiten. Nach Schrägrissbildung ist eine weitere Laststeigerung möglich.
- Die Dübeltragwirkung der Bewehrung im Druckbereich ist wahrscheinlich nicht zu vernachlässigen – Die gesamte Bewehrung oben und unten wird von der Betondeckung abgetrennt.

### 9.2.3 Analyse des Tragverhaltens

Der Versagensmechanismus vor allem der Plattenversuche mit auflagerferner Laststellung der Versuchsreihe an der TUHH (Henze & Rombach, 2017a) ähnelt stark dem Durchstanzversagen einer Randstütze. Der elliptische Bruchkörper, der sich beim Versuch 6d rund um die Lasteinleitung ausbildet, zeigt eine starke Übereinstimmung zum Versagensbild, welches sich in Plattenversuchen zum exzentrischen Durchstanzen ergibt. Auch die Rissbilder der Versuche 5d und 4d, bei denen der Schrägriss beim Versagen zwischen der Lasteinleitung der Einzellasten und dem Steg auf der Unterseite der Platten austrat, zeigten einige Übereinstimmungen, wie in Kapitel 5 und Abschnitt 9.1 beschrieben wurde. Die geometrischen Randbedingungen, und hier insbesondere der Abstand des Ortes der Entstehung des relevanten Schrägrisses vor der Lasteinleitung zum nächsten freien Rand, beeinflussen, wie sich der Schrägriss in der Platte ausbreitet. Ein auflagerparalleler Verlauf bildet sich aus, wenn die seitlichen Plattenränder näher sind als der rückwärtige freie Rand (bei  $a_v/d \leq 5,0$ ). Die Platte versagt umlaufend um die Einzellast, wenn der rückwärtige Rand näher am Versagenspunkt liegt ( $a_v/d \geq 6,0d$ ). Diese Verhältnisse gelten aber nur bei den Plattenabmessungen, wie sie in der Versuchsreihe an der TUHH vorzufinden sind (Plattenbreite 4,5 m, Kragarm 1,9 m). Je breiter die Versuchskörper werden, desto eher versagt die Platte rund um die Lasteinleitung. Bei den Versuchen von *Rodriguez* (Rodri-

guez, 2007) versagten die Versuchskörper ebenfalls rund um die Lasteinleitung. Bei den Versuchen mit Laststellung nahe dem seitlichen Rand in einem Viertelkreis in Richtung der nächsten freien Ränder, bei zentraler Laststellung verlief der Schrägriss um die Einzellasten herum zum rückwärtigen Kragarmende.

Ein wesentlicher Punkt, der Versuche zum Durchstanzen von Versuchen an Platten zur Querkrafttragfähigkeit unterscheidet, ist die Bestimmung der Beanspruchung. Beim Durchstanzen besteht ein Konsens darüber, dass es sich um ein lokales Versagen der Platte im Bereich der Stütze handelt. Die Beanspruchungen der Platte werden im Bereich der Stütze im kritischen Rundschnitt bestimmt, dessen Abstand aber je nach Norm unterschiedlich geregelt ist. Bei Versuchen zur Querkrafttragfähigkeit werden die Beanspruchungen in der Regel auf eine mitwirkende Breite bzw. den Anschnitt am Auflager der Platte bezogen (vgl. auch Erläuterungen in den Kapiteln 3 und 8). Gestützt wird dieses Vorgehen dadurch, dass aufgrund der Restriktionen bei Versuchen an Platten hinsichtlich der Abmessungen und Stützweiten und der Hubkapazitäten der Forschungseinrichtungen in der Regel kleine Schubslankheiten  $a_v/d < 4$  und Plattenbreiten  $b < 3,5$  m getestet werden. Bei diesen geometrischen Randbedingungen versagen Platten im Bereich zwischen Auflager und Lasteinleitung entlang des Auflagers. Es ist oft nicht zu erkennen, dass das Versagen lokal im Bereich der Lasteinleitung stattfindet. Es scheint daher richtig, den Schnitt zur Bestimmung der Querkräfte in den Bereich des Auflagers zu legen, da auch das Versagen scheinbar hier stattfindet.

Aus den Versuchen an der TUHH konnte abgeleitet werden, dass die Platten lokal im Bereich der Lasteinleitung versagten, und dass die Beanspruchungen der Platten im Bereich der Lasteinleitung bestimmt werden sollten. *Muttoni* beschreibt in (Muttoni & Fernandez Ruiz, 2010), dass es auch bei Platten, die durch konzentrierte Einzellasten beansprucht werden, gerechtfertigt ist, den Nachweis gegen Querkraftversagen (Durchstanzen) im Bereich nahe der Lasteinleitung in einem Bereich näher als  $1,0d$  zu führen, um realistischere Werte für die Querkraftbeanspruchung zu erhalten. Der kritische Rundschnitt bei  $2,0d$  nach EC2 wird durch *Muttoni* als nicht nah genug angesehen, um die größeren Querkräfte im Bereich der Lasteinleitung zu berücksichtigen. Die Wahl des Rundschnitts bei  $2,0d$  im EC2 wurde demnach einzig aufgrund des besseren Fittings des Rechenansatzes mit Versuchsergebnisse getroffen. Wie zuvor erläutert ergeben sich hiermit jedoch keine realistischen Werte für die im kritischen Bereich wirkenden Querkräfte. Der lokale Nachweis gegen Querkraftversagen im Bereich der Lasteinleitung wird im Allgemeinen aber nicht maßgebend, da der Durchstanzwiderstand gegenüber dem Widerstand gegen Querkraftversagen deutlich erhöht ist (Muttoni & Fernandez Ruiz, 2010). Der Querkraftnachweis erfolgt erst außerhalb des Durchstanzbereichs im äußeren Rundschnitt.

Beim Durchstanzen wurde nach (Staller, 2001) und (Zilch & Zehetmaier, 2010) der kritische Rundschnitt, in dem die Schnittgrößen zu ermitteln sind, so bestimmt, dass die Streuung der Beanspruchung möglichst gering ist. Die Ergebnisse der in Tabelle 8-1, S.115 zusammengestellten statistischen Untersuchung bestätigen diese Beobachtung. Der Variationskoeffizient COV ist im Schnitt bei  $2,0d$  am geringsten. Dieses ist aber nicht zwangsläufig ein Argument dafür, diesen Schnitt auch für die Bemessung zu verwenden, wie die zuvor gezeigten Untersuchungen zum Einfluss des direkten Lastabtrags der Einzellasten und der Ermittlung des  $\beta$ -Faktors zeigen. Vielmehr ist die geringere Streuung der Ergebnisse auf das generell niedrigere

Schnittgrößenniveau und den geringeren Einfluss der Systemsteifigkeit, sowie der damit verbundenen geringeren Lastkonzentration im Schnitt bei  $2,0d$  gegenüber den Schnittgrößen im direkten Bereich der Lasteinleitung bzw. des Auflagers zurückzuführen. Die Lastausbreitung der Blocklasten in der Platte führt im Abstand von  $2,0d$  zu einer größeren Vereinheitlichung der Beanspruchung. Die Streuung der Schnittgrößen im Bereich der Lasteinleitung resultiert aber direkt aus der Streuung der in den Versuchen ermittelten Traglasten und bildet demnach diese auch direkt ab. Je weiter der betrachtete Schnitt von der Lasteinleitung entfernt ist, desto größer ist die Verteilung der lokalen Lasten in der FE-Berechnung. Lokale Spitzen und damit auch die Streuungen der Einzellasten von Traglastversuchen haben dadurch einen geringeren Einfluss. Die Auswertungen in Abschnitt 8.2.3 zeigen, dass die Streuung der ermittelten Querkräfte mit zunehmendem Abstand des Bemessungsschnittes von der Lasteinleitung abnehmen (stärkeres „Verschmieren“ der konzentrierten Querkräfte mit zunehmendem Abstand des Schnittes zur Ermittlung der Beanspruchung von der Lasteinleitung).

Beim Durchstanzen werden die Widerstände immer mit den lokalen Schnittgrößen in Bezug gesetzt. Wenn man die Auswertung der Verteilung der Schnittgrößen in den jeweiligen Schnitten aus der FE-Berechnung vergleicht (Tabelle 8-1, S. 115), fällt auf, dass sich für den Schnitt bei  $2,0d$  der Faktor 1,2 ergibt.

*Mittelwert für die Auswertung der Beanspruchung der Platte bei  $2,0d$  (Tabelle 8-1, S. 115):*

$$\mu_{p,2,0d} = 2,15/1,8 = 1,2$$

mit: Divisor 1,8 zur Umrechnung gemäß Gl.: 8.2-5 auf den Designwert nach EC2

Dieser entspricht der Tragfähigkeitserhöhung beim Durchstanznachweis gegenüber dem Querkraftnachweis nach EC2. Beim Nachweis gegen Querkraftversagen in Plattentragwerken verwendet man im Brückenbau Näherungsverfahren (vgl. Kapitel 3) und nicht die lokalen Schnittgrößen im Bereich der Lasteinleitung. Bei der Ermittlung der Beanspruchung beim Durchstanzen käme wohl niemand auf die Idee, die Schnittgrößen durch eine Lastausbreitung bis zum nächsten lastabtragenden Bauteil zu ermitteln.

In der Literatur sind Durchstanzversuche von Eck- und Randstützen ohne Durchstanzbewehrung kaum vorhanden. Durch *Tuchlinski* (Tuchlinski, 2004) wurden derartige Untersuchungen durchgeführt. Bei dem Versuch R1 wurde eine Einfeldplatte mit einer Randstütze getestet, wobei keine Durchstanzbewehrung vorhanden war (vgl. Bild 9-5). Auf der einen Seite wurde eine Linienlagerung erzeugt. Auf der anderen Seite war die Platte monolithisch mit einer eingeschossigen Stütze verbunden. Die Durchstanzlast wurde über 6 radial um die Randstütze angeordnete Pressen aufgebracht. Der Versuch wurde hier aufgrund der Ähnlichkeiten in der Versuchsanordnung zu den Versuchen an der TUHH ausgewählt.

Im Bild 9-5 sind neben der Darstellung der beiden Versuchsanordnungen auch die Plattenschnittgrößen aus einer linear-elastischen FE-Berechnung für eine Einheitslast von 100 kN dargestellt. Vergleicht man die Schnittgrößen der beiden Platten im Bereich der Lasteinleitung, fällt auf, dass die Biegemomente betragsmäßig in der gleichen Größenordnung liegen.

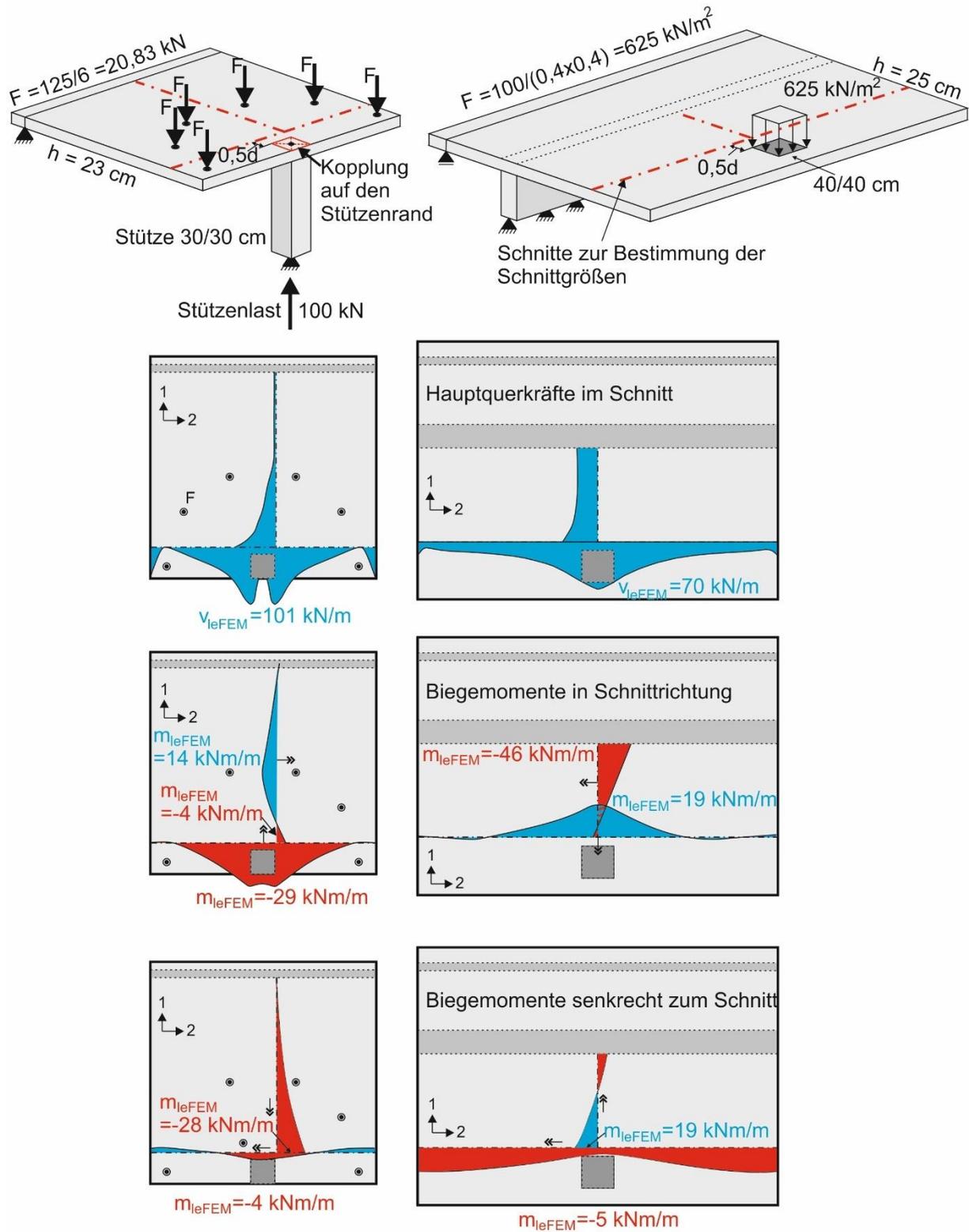


Bild 9-5: Versuchskörper sowie Vergleich der Plattenschnittgrößen des Versuchs R1 zum Durchstanzen einer Randstütze aus (Tuchlinski, 2004) und des Versuches 6d einer Kragplatte unter Einzellast bei  $a_v = 6,0d$  an der TUHH (Henze & Rombach, 2017a)

Das Einspannmoment an der Stütze bzw. der Einzellast ist verschwindend gering. Das Biegemoment ( $m_{le,FEM} = -4 \text{ kNm/m}$ ), das von der Stütze in die Platte übertragen wird, ist vernachlässigbar klein und entspricht im Abstand  $0,5d$  von der Lasteinleitung demjenigen beim Querkraftversuch ( $m_{le,FEM} = -5 \text{ kNm/m}$ ). Bei den Momenten in Querrichtung zum Hauptlastabtrag wird aufgrund der zwangsweise radialen Lasteinleitung, durch die sechs Lastplatten beim Durchstanzversuch, der 1,5-fache Wert erreicht ( $m_{le,FEM} = -28/19 \text{ kNm/m}$ ). Die Vorzeichen der Momente differieren zwischen den beiden Versuchen.

Es sei aber noch einmal darauf hingewiesen, dass die Lasteinleitung in die Platte von unterschiedlichen Seiten erfolgt. Beim Durchstanzen ist die Stütze unterhalb der Platte (Lasteinleitung von unten) angeordnet. Beim Kragssystem erfolgt die Lasteinleitung von oben. Die erreichte Stützenlast im Durchstanzversuch R1 betrug  $F_{\text{Test, R1}} = 448 \text{ kN}$  inkl. Eigengewicht der Platte ( $\Delta G = 23 \text{ kN}$  am Stützenfuß<sup>3</sup>). Beim Versuch 6d betrug die Traglast  $F_{\text{Test, 6d}} = 656 \text{ kN}$ .

Tabelle 9-1: Versuchswerte Versuch R1 (Tuchlinski) und 6d (TUHH)

Versuch	$h$ [mm]	$d_m$ [mm]	$f_{cm}$ [MPa]	$\rho_l$ [%]	$F_{\text{Test}}$ [kN]	$M_{\text{test}}$ [kNm]
R1	230	185	34,8	1,12	448	60
6d	250	215	43,0	1,17	656	0

Im Abschnitt 8.3, sowie anhand der Versuche in den Kapiteln 4 und 5 konnte gezeigt werden, dass die Betondruckfestigkeit sowie der Bewehrungsgrad keinen signifikanten Einfluss auf die Tragfähigkeit der Versuche an Platten hatten. Es lag zudem bei beiden Versuchen R1 und 6d ein ähnlicher Bewehrungsgrad sowohl in Richtung des Hauptlastabtrags als auch in Querrichtung vor (Tabelle 9-1). Der Vergleich der Traglast der auf Querkraft bzw. Durchstanzen versagenden Versuchskörper kann daher auf Grundlage der Querkräfte und des inneren Hebelarms erfolgen. Die statische Nutzhöhe beim Versuch R1 betrug  $d_{R1} = 18,5 \text{ cm}$  beim Versuch 6d  $d_{6d} = 21,5 \text{ cm}$ .

Das Eigengewicht führt beim Versuch R1 zu einer zusätzlichen Hauptquerkraft von  $v_{g,R1} = 23 \text{ kN/m}$  im betrachteten Schnitt. Beim Versuch 6d müssen zusätzlich  $v_{g,6d} = 5 \text{ kN/m}$  berücksichtigt werden

$$v_{FEM,0,5d,6d} = 6,56 \cdot 70 + 5 = 464 \text{ kN/m}$$

$$v_{FEM,0,5d,R1} = 4,25 \cdot 101 + 23 = 452 \text{ kN/m}$$

$$v_{FEM,0,5d,6d} / v_{FEM,0,5d,R1} = 464/452 = 1,03$$

Die erreichten Querkräfte im Schnitt  $0,5d$  bei beiden Versuchen sind nahezu identisch. Auf Grundlage der statischen Nutzhöhe hätte der Versuch R1 allerdings eine geringere Tragfähigkeit vermuten lassen.

<sup>3</sup> (Tuchlinski, 2004); Abschnitt 4.3; S. 57 ff.

$$d_{6d} / d_{R1} = 21,5 / 18,5 = 1,16 \rightarrow 1,16/1,03 = 1,12$$

Querkraftversuche unterliegen erwartungsgemäß einer größeren Streuung. Bei den Versuchen von *Leonhardt* (Leonhardt & Walther, 1962)<sup>4</sup> ergeben sich beispielsweise Abweichungen von 20 % an den Versuchsbalken bei gleichen Randbedingungen und Betoneigenschaften von der rechten zur linken Seite. Bei den Versuchen an der TUHH konnten bei den Vergleichsversuchen bei gleichen Laststellungen Abweichungen von ca. 10 % beobachtet werden. Insofern liegen die zuvor erläuterten Ergebnisse innerhalb dieser möglichen Bandbreite.

Auch der Vergleich der Querkräfte und das Versagen der Platte zeigen starke Ähnlichkeiten zwischen einem Versuch zum Durchstanzen einer Randstütze und den Versuchen an der TUHH, wie später noch gezeigt wird (Bild 9.7).

Im EC2 wird für den Nachweis gegen Durchstanzen die gleiche empirisch ermittelte Gleichung zur Bestimmung des Widerstandes verwendet wie für den Nachweis gegen Querkraftversagen. Die Unterschiede zwischen beiden Nachweisen bestehen zum einen im Vorfaktor  $C_{Rd,c}$ , der beim Durchstanzen um 20 % erhöht ist. Außerdem wird die Querkraft beim Durchstanzen auf den Wert im kritischen Rundschnitt, also auf eine lokale Schnittgröße im Bereich der Lasteinleitung bezogen.

Die Erhöhung des Vorfaktors  $C_{Rd,c}$  für Durchstanzen von 0,10 auf 0,12 lässt sich, wie zuvor erläutert, auch über die Datenbankauswertung der Versuche an Stahlbetonplatten unter Einzellasten im Abschnitt 8.2.3 (Tabelle 8-1, S. 115) erklären.

Die längenbezogene einwirkende Querkraft  $v_{Ed}$  lässt sich im Bereich einer Randstütze für Decken, deren Stützweiten angrenzender Felder sich um nicht mehr als 25 % unterscheiden, in der Regel wie folgt bestimmen: Für die Stütze wird der kritische Rundschnitt  $u_{crit}$  ermittelt und die Stützenlast  $V_{Ed}$  gleichmäßig auf  $u_1$  verteilt. Da der Verlauf der Querkraft über den Rundschnitt aber nicht konstant ist, muss der ermittelte Wert  $V_{Ed}/u_{crit}$  über einen Faktor  $\beta_{Dust}$  erhöht werden. Dieser Faktor kann für Systeme mit den oben genannten gleichen Stützweitenverhältnissen direkt der Norm entnommen werden. Für den Fall einer Randstütze ergibt sich der Faktor von  $\beta_{Dust} = 1,4$  (EC2, 6.4.3(6)). Bei ungleichen Stützweiten können sich größere Ausmitten in der Schnittgrößenverteilung ergeben. Dann dürfen die Näherungswerte nicht verwendet werden.  $\beta_{Dust}$  ist dann nach EC2 6.4.3(3) über die Momenten-Querkraftverhältnisse im Stützen-Decken-Knoten oder alternativ über das Sektorverfahren zu ermitteln. Letzteres wird nachfolgend für den Versuch 6d dargestellt.

Die Querkräfte in den einzelnen Sektoren werden als Resultierende im jeweiligen anteiligen Rundschnitt ermittelt. Der kritische Rundschnitt  $u_{crit}$  ergibt sich zu 2,97 m im Abstand  $2,0d = 43$  cm. Die Einheitslast in der *leFEM* beträgt 100 kN.

Die maximale längenbezogene Querkraft ergibt sich aus dem Sektorverfahren zu:

---

<sup>4</sup> (Leonhardt & Walther, 1962); S. 20; Versuch 5

$v_{Ed, \text{sektor}} = \beta_{Dust} \cdot V_{Ed} / u_{crit} = 1,31 \cdot 100 / 2,97 = 44 \text{ kN/m} \approx 45 \text{ kN}$  (Hauptquerkraft aus Elementmittenwerten im Schnitt, vgl. Bild 9.6) bzw. Tabelle 9-2 nachfolgend)

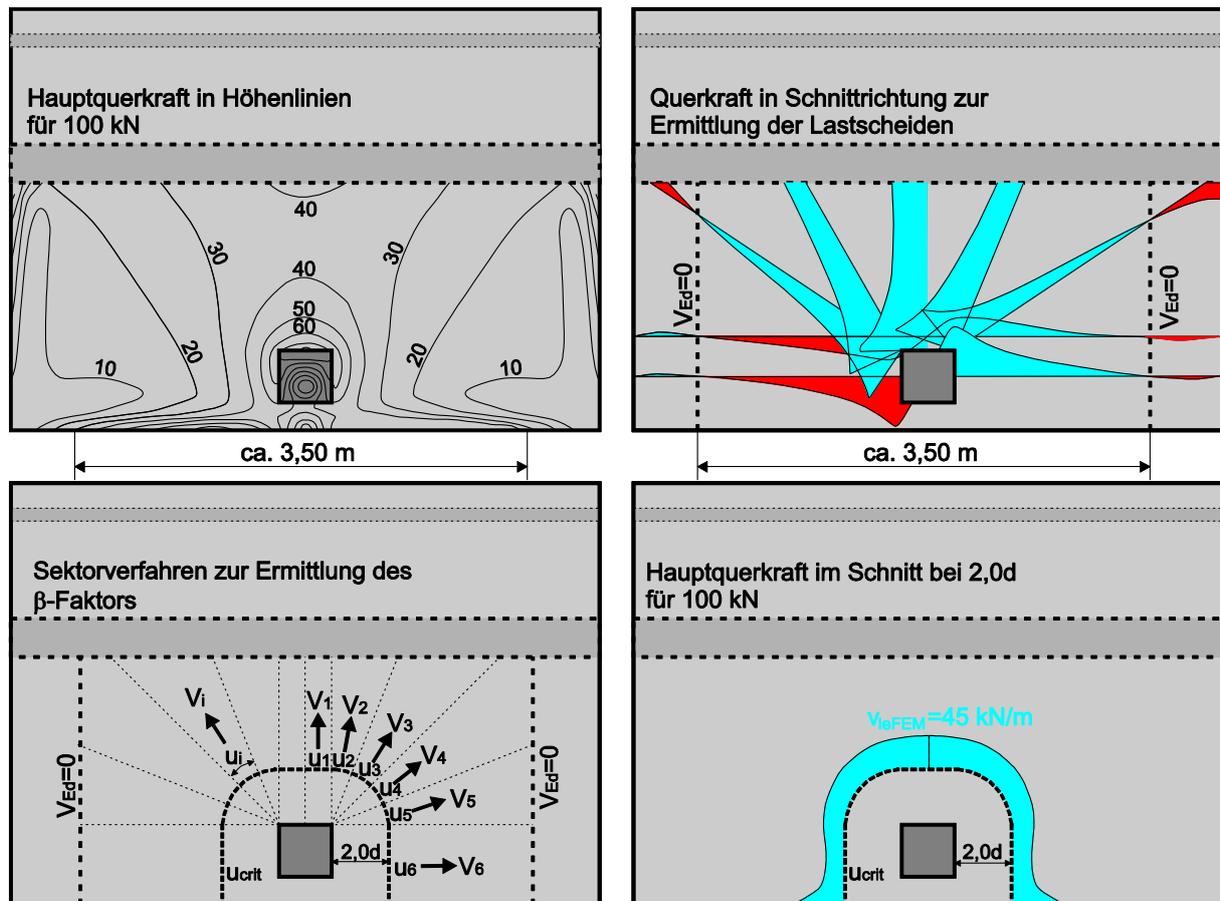


Bild 9-6: Ermittlung des  $\beta_{Dust}$ -Faktors für Durchstanzen mit zugehörigen Verläufen der Querkräfte (aus FEM) für den Versuch 6d

Tabelle 9-2: Ermittlung des Betafaktors für Durchstanzen nach dem Sektorverfahren.  $V_i$  als Resultierende im anteiligen Rundschnitt  $u_i$

Sektor	$V_i$ [kN]	$u_i$ [m]	$V_{Ed,i} = V_i / u_i$ [kN/m]	$V_{Ed} / u_{crit}$ [kN/m]	$\beta_{Dust,i}$ [-]
1	8,8	0,20	44	100/2,97 = 33,7	<b>1,31</b>
2	7,5	0,18	42		1,25
3	5,7	0,15	38		1,12
4	5,9	0,17	35		1,03
5	4,9	0,16	31		0,91
6	20,8	0,61	34		1,01
$\Sigma$	53	1,47			

Der Maximalwert der Hauptquerkräfte im kritischen Rundschnitt entspricht damit dem Bemessungswert, der sich nach dem Sektorverfahren ergibt. Der Bemessungswert entspricht damit

ebenso dem Maximalwert der Hauptquerkräfte im Abstand  $2,0d$  von der Vorderkante der Lastplatte, der für die Auswertung der Querkräfte in den verschiedenen Schnitten in Kapitel 8 verwendet wurde. Hieraus ergibt sich der direkte Zusammenhang zwischen den lokalen Schnittgrößen im Bereich der Lasteinleitung für den Querkraft- und den Durchstanznachweis.

Der Vergleich der Rissbilder der Versuche R1 aus (Tuchlinski, 2004) und 6d aus (Henze & Rombach, 2017a) ist in Bild 9-7 inklusive der Sägeschnitte durch die Platten dargestellt. Die Orientierung wurde so gewählt, dass die Last bzw. die Stütze von oben auf der Platte aufsetzen. Der Durchstanzversuch wurde dafür auf den Kopf gestellt.

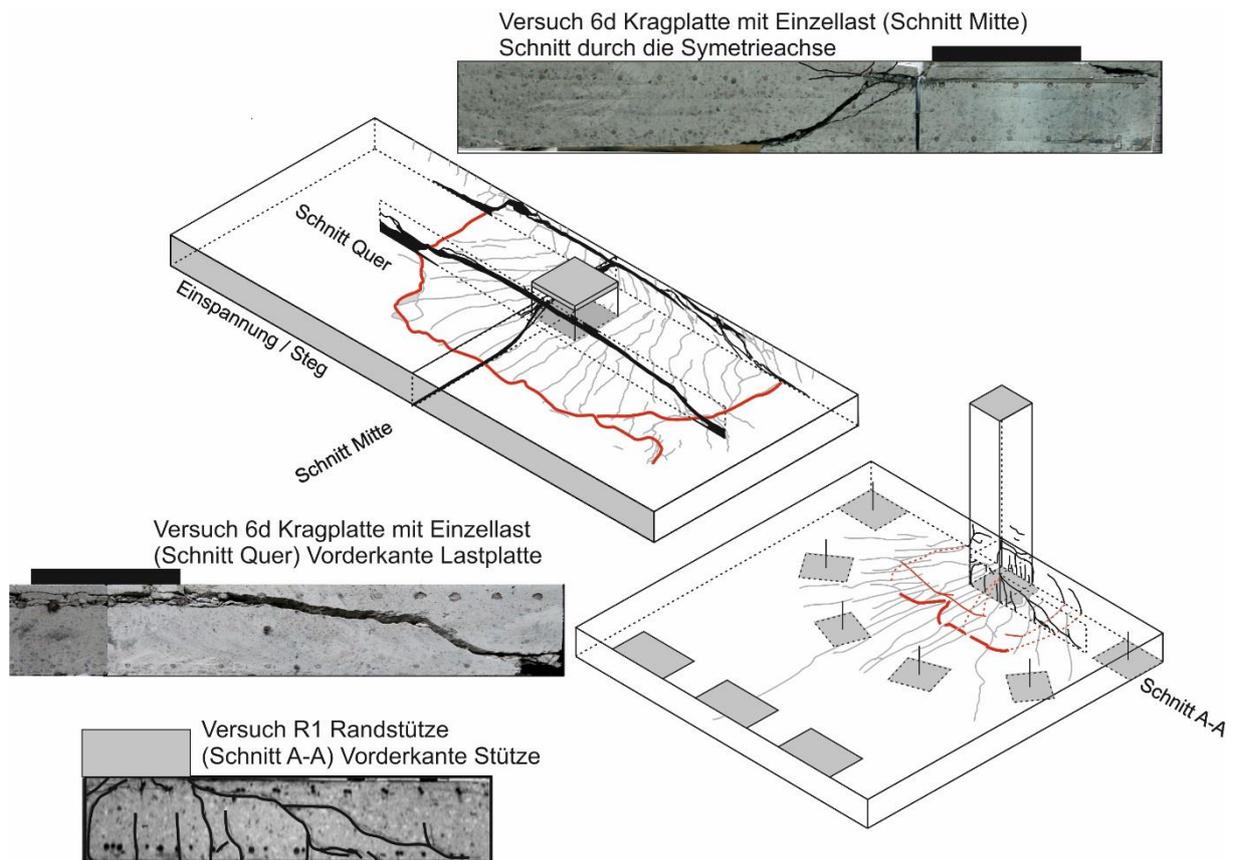


Bild 9-7: Vergleich der Rissbilder der Versuche R1 und 6d

Für die Isometrie des Durchstanzversuchs wurden die Rissbilder und Sägeschnitte des Versuchs R1 perspektivisch weiterverarbeitet. Während bei R1 der vermutete Stanzbereich innerhalb der ringförmigen Lasteinleitung eng um die Stütze läuft, ist bei der Kragplatte mit Blocklast der seitliche Verlauf um die Lasteinleitung breiter nach außen gezogen (elliptischer Verlauf). Die Lastaufbringung und die Lagerung der beiden Platten bestimmen diesen Verlauf. Im Durchstanzversuch wird die Last über die sechs einzelnen Einleitungsplatten gleichmäßig und halbkreisförmig um die Stütze eingeleitet. Der Verlauf der Querkräfte ist damit zwangsweise ideal radial um die Stütze verteilt. Die Lastanordnung stellt somit eine Randstütze mit gleichen Stützweitenverhältnissen dar. Anzumerken ist, dass auch dann die Schnittgrößen im realen Deckensystem nicht ideal radial verteilt sind.

Beim Versuch 6d bestimmt der monolithisch angeschlossene Steg, die Verlängerung der Platte über das Auflager nach hinten und die Einspannung den näherungsweise elliptischen Verlauf des Versagensrisses. Die große Steifigkeit des Auflagers der Kragplatte sorgt dafür, dass der Riss nicht gleichmäßig und kreisförmig um die Lasteinleitung verläuft, sondern stärker orientiert am Steg entlang nach außen. Erst bei den weiteren Wegstufen und abnehmender Steifigkeit der Platte im zentralen Bereich aufgrund der zunehmenden Schädigung, biegt der Riss dann stärker ein. Die Platte des Versuchs 6d wurde im Traglastzustand deutlich mehr zerstört als die im Versuch R1. Aus den Rissbildern von R1 kann der Durchstanzkegel daher nur vermutet werden.

Die Unterschiede im Verlauf des Schrägrisses können also aus den Randbedingungen der Versuchskörper und der Lastverteilung erklärt werden. Der Vergleich der Schnittgrößen in Bild 9-5 zeigt, dass das Biegemoment aus der Stützeinspannung, parallel zum Rand im Stützen-Decken-Knoten des Durchstanzversuchs, keinen maßgeblichen Einfluss hat. Die gelenkige Lagerung der Lastplatte beim Versuch 6d ist demnach ebenfalls nicht ausschlaggebend für den Versagensmechanismus.

Die Gleichung nach EC2 6.2.2 (Gl. 6.2a) für die Querkrafttragfähigkeit wurde an Balkentragwerken entwickelt und kann daher allenfalls für Meterstreifen sinnvolle Ergebnisse liefern. Die Querkrafttragfähigkeiten, die bei den äquivalenten 1m breiten Plattenstreifen (Kapitel 5) ermittelt wurden, bestätigen dieses. Der Querkraftnachweis von Platten unter Einzellasten und das lokale Versagen bzw. der höhere Widerstand der mehrachsig lastabtragenden Platten kann hiermit nicht ausreichend beschrieben werden. Im Kapitel 8 konnte anhand statistischer Untersuchungen gezeigt werden, dass die Querkraftgleichung über einen entsprechenden Faktor auch für den lokalen Nachweis im Bereich der Lasteinleitung konzentrierter Lasten verwendet werden kann. Gleichzeitig zeigte sich hier, dass die Auswertung der Schnittgrößen im für Durchstanzen üblichen Schnitt bei  $2,0d$ , einen Faktor zur Berücksichtigung des lokalen Versagens mit  $C_{Rd,c,mod,2,0d} = 1,2$  (siehe Tabelle 8-1) bzw.  $1,3$  (Tabelle 8-4) in der Größenordnung zur Gleichung beim Durchstanzen mit dem Vorfaktor  $C_{Rd,c}$  von  $1,2$  liefert. Hier schließt sich nun der Kreis. Das Querkraftversagen von Platten unter Einzellasten und das Durchstanzen können über die gleichen Ansätze beschrieben werden. Lediglich der betrachtete Schnitt zur Bestimmung der maßgebenden Schnittgrößen variiert bei der Auswertung der Versuchsergebnisse und beim üblichen Vorgehen bei der Bemessung.

#### **9.2.4 Fazit**

Das Versagen von Stahlbetonplatten unter konzentrierten Blocklasten findet lokal im Bereich der Lasteinleitung statt. Der Vergleich der Versagensmechanismen und der Schnittgrößen eines Durchstanzversuchs an einer Randstütze zeigt, dass sich die Abweichungen im Versagens- bzw. Rissbild aus den unterschiedlichen Steifigkeiten der Versuchskörper und des Versuchsaufbaus ergeben. Die Tragmechanismen sind aber deckungsgleich. Die statistischen Auswertungen im Abschnitt 8.2.3 zeigen, dass die maximale Querkraft im EC2 üblichen kritischen Rundschnitt bei  $2,0d$  und die maximalen Querkräfte im Abstand  $2,0d$  von Vorderkante Lastplatte, den Vorfaktor  $C_{Rd,c}$  in der gleichen Größenordnung liefern, wie für den Durchstanznachweis nach EC2

6.4.4 (Gl. 6.47). Die Versagensarten Durchstanzen und Querkraftversagen von Platten unter konzentrierten Einzellasten unterscheiden sich also nicht wesentlich.

### 9.3 $V_{ccd}$ - Anteil der geneigten Biegedruckkraft bei gevouteten Platten

Es besteht Uneinigkeit darüber, ob der Anteil der geneigten Biegedruckkraft  $V_{ccd}$  (gem. EC2 6.2.1 (3)) bei gevouteten Platten beim Nachweis der Querkrafttragfähigkeit angesetzt werden sollte oder nicht. In experimentellen Untersuchungen u.a. (Rombach et al., 2009), (Reißen & Hegger, 2013b), konnte der Normansatz für  $V_{ccd}$  nicht bestätigt werden. Eine tragfähigkeitssteigernde Wirkung der Voute im Vergleich zu einer geraden Plattengeometrie zeigte sich nicht. Vielmehr versagten die Platten mit Voute bei geringeren Lasten, was über die geringere statische Nutzhöhe im Bereich der Lasteinleitung bzw. am Versagensort erklärt werden kann. Gevoutete Platten treten in erster Linie bei den auskragenden Bereichen von Brückenfahrbahnplatten auf. Die Querkräfte dieser Platten werden maßgeblich durch die Radlasten des LM1, also konzentrierte Einzellasten bestimmt. In den Versuchen an der TUHH (Henze & Rombach, 2017a) und in dieser Arbeit konnte gezeigt werden, dass Platten unter Einzellasten lokal im Bereich der Lasteinleitung versagen. In Richtung des Hauptlastabtrags ist das Biegemoment in diesen Bereichen nahezu Null oder sehr klein. Ein für den Querkraftnachweis zu berücksichtigender Anteil der geneigten Druckstrebe der Voute ist damit nicht vorhanden, und sollte daher auch nicht angesetzt werden.

### 9.4 Berücksichtigung von Linien- und Flächenlasten

Im Abschnitt 5.6 war eine der offenen Fragestellungen, welchen Einfluss gleichmäßig verteilte Flächenlasten auf den Querkraftabtrag haben (Natário F. M., 2015).

Fahrbahnplatten aus Stahlbeton werden nicht nur durch die konzentrierten Radlasten, sondern auch durch verteilte Flächen- und Linienlasten beansprucht. Geht man davon aus, dass Platten unter Einzellasten lokal im Bereich der Lasteinleitung versagen, und somit die Beanspruchung der Platten ebenfalls in diesem Bereich maßgebend sind, ergibt sich hieraus direkt das Vorgehen für die Berücksichtigung weiterer verteilter Lasten.

Bei der Querkraftermittlung erhöhen sich die Querkräfte um den Beitrag, den die gleichmäßig verteilten Lasten liefern. In der FE-Berechnung können diese Lasten entsprechend ihrer Größe und Lage direkt abgebildet werden. Eine Linienlast z.B. aus der Leiteinrichtung am Kragarmende der Fahrbahnplatte erhöht die Querkraft an der maßgebenden Stelle der Einleitung der konzentrierten Last konstant. Eine gleichmäßig verteilte Flächenlast erhöht die Querkraft ebenfalls um den Betrag, der sich in Richtung des nächsten lastabtragenden Bauteils bis zum betrachteten Schnitt aufsummiert. Bei der Flächenlast in der ersten Hauptspur nach EC1 mit  $12 \text{ kN/m}^2$  erhöht sich demnach die Querkraft mit maximal  $12 \text{ kN/m}^2 \cdot 3 \text{ m} = 36 \text{ kN/lm}$ . Der Einfluss dieser zusätzlichen Lasten kann in der *leFEM* direkt superpositioniert werden. Bei der elementweisen Querkraftermittlung sind in der Überlagerung diese Anteile somit automatisch enthalten. Über die Größenordnung der einzelnen Anteile an der Bemessungsquerkraft lässt sich somit auch direkt der Einfluss der Lasten beurteilen. Bei den Plattenversuchen an der

TUHH wurden bei der Auswertung der *leFEM* Querkräfte von ca. 500 kN/m abgetragen. Eine zusätzliche Erhöhung der lokalen Querkraft um maximal 36 kN/m in der ersten Hauptspur hat demnach einen Anteil von  $36/500 = 7,2\%$ . Natürlich summieren sich die zusätzlichen verteilten Lasten aus Eigengewicht und Verkehrslasten entsprechend auf, der Einfluss kann aber wie zuvor beschrieben direkt bei der lokalen Schnittgrößenermittlung in der *FEM* berücksichtigt werden. Die so ermittelten Querkräfte können dem modifizierten Widerstand gemäß Gl. (8.2-10) gegenübergestellt werden. Der Nachweis wird lokal bei der maximalen Querkraft geführt.

Bei den Versuchen von *Lantsoght* (Lantsoght, 2013a), vgl. auch Abschnitt 4.5) wurden Tests an Einfeldplatten durchgeführt, die zusätzlich zu den konzentrierten Einzellasten auch Linienlasten im Feld abzutragen hatten. Beim Vergleich der Tragfähigkeit auf Basis der lokalen Schnittgrößen konnte im Abschnitt 4.5 gezeigt werden, dass die erreichten Querkräfte gleich oder höher waren als bei den Vergleichsversuchen ohne zusätzliche Linienlast. Bei den Versuchen von *Reißen* (Reißen & Hegger, 2013b), (Reißen, 2017) führte eine zusätzliche Linienlast am Kragarmende ebenfalls zu einer Erhöhung der Tragfähigkeit der Kragplatten. Es ist also davon auszugehen, dass bei der Bemessung mit den lokalen Schnittkräften bei  $0,5d$  aus einer FE-Berechnung die zusätzlichen Flächen- und Linienlasten über die Superposition bzw. die anteilige Erhöhung der lokalen Querkräfte ausreichend berücksichtigt werden.

## 10 Zusammenfassung und Ausblick

### 10.1 Zusammenfassung

Im Zuge dieser Arbeit wird das Querkrafttragverhalten von Stahlbetonplatten unter konzentrierten Einzellasten untersucht. Die Beanspruchung von Stahlbetonplatten durch freie Block- bzw. Radlasten tritt vorwiegend bei Brückenfahrbahnplatten auf. Die Arbeit beschäftigt sich daher in erster Linie mit Fahrbahnplatten und Lasten, die den Radlasten des schweren LKW-Verkehrs entsprechen. Im aktuellen Eurocode 1 (EC1) sind dieses die konzentrierten Flächenlasten des Lastmodells 1 (LM1,  $4 \times 150$  kN in der 1. Hauptspur).

Nach der Erläuterung der Problemstellung und Zielsetzung im Kapitel 1 wird im Kapitel 2 der Stand der Forschung dargestellt. Fragestellungen zur Querkrafttragfähigkeit von Stahlbetonplatten und zum Lastabtrag von konzentrierten Einzellasten in Platten werden aufgezeigt und mit den gültigen Normen in Bezug gesetzt.

Kapitel 3 widmet sich eingehend der Ermittlung der Querkraftbeanspruchung für Platten. Die gebräuchlichen Näherungsverfahren, die Beanspruchung von Platten auf Grundlage von mitwirkenden Breiten zu ermitteln, werden mit den Ergebnissen von linear-elastischen *FEM*-Berechnungen verglichen. Hierbei ist der Schnitt, in welchem die Bemessungsschnittgrößen ermittelt werden, von zentraler Bedeutung. Die Querkraftverteilung in einer Platte unter Einzellasten ist nicht konstant wie bei Balkensystemen. Die Querkräfte sind ortsabhängig mit den Maximalwerten im Bereich der Blocklast.

Kapitel 4 erläutert die bisher durchgeführten Versuche zur Querkrafttragfähigkeit von Fahrbahnplatten. Der hieraus resultierende weitere Forschungsbedarf wird abgeleitet.

Aus den eigenen Versuchen an der TUHH zur Querkrafttragfähigkeit von Platten unter konzentrierten Einzellasten, die im Kapitel 5 vorgestellt werden, konnten wichtige Erkenntnisse zum Tragverhalten gezogen werden. Viele Fragestellungen aus Kapitel 4 lassen sich direkt über die durchgeführten Versuche beantworten, worauf nachfolgend eingegangen wird.

Wie auch in den vorangegangenen Versuchsreihen konnte festgestellt werden, dass hinsichtlich des Lastabtrags der Radlasten des LM1 keine Bedenken bzgl. der Tragfähigkeit bei Fahrbahnplatten ohne Querkraftbewehrung bestehen. Selbst die nur 25 cm dicken Platten der Versuchsreihe an der TUHH hatten eine Tragfähigkeit von über 600 kN für die Blocklasten, was dem 4-fachen Wert der Radlasten des EC1 entspricht. Legt man die in den Versuchen mit Doppellasten ermittelten Traglasten zugrunde, ergibt sich immer noch der 3-fache Wert je Einzellast. Die Resttragfähigkeit der Platten nach dem Querkraftversagen lag bei minimal etwa 250 kN, was größer als die rechnerische Radlast ist.

Die wichtigste Erkenntnis aus den Versuchen ist, dass das Versagen der Platten im Bereich der Lasteinleitung der Einzellast stattfindet. Dieses konnte zwar auch schon bei vorangegangenen Versuchsreihen beobachtet werden (vgl. Kapitel 4), wurde aber bisher nicht in letzter Konsequenz verfolgt oder bei der Bemessung berücksichtigt.

In den Kapiteln 6 und 7 werden nichtlineare Simulationen mit dem Programm ABAQUS vorgestellt. Die Rechenergebnisse werden anhand der realen Messwerte aus der Versuchsreihe an der TUHH validiert. Es ergeben sich gute Übereinstimmungen zwischen Simulation und Versuch. Darauf aufbauend werden die nichtlinearen Berechnungen (*nlfEM*) für tieferegehende Untersuchungen der Versuche verwendet, und dienen so dem tieferen Verständnis der Tragmechanismen in Stahlbetonplatten.

Häufig wird vermutet, dass sich die Querkräfte aus konzentrierten Lasten in Stahlbetonplatten unter Berücksichtigung des nichtlinearen Materialverhaltens des Verbundwerkstoffs Stahlbeton anders verteilen, als bei einer linear-elastischen FE-Berechnung (*leFEM*). Hierzu werden umfassende Untersuchungen in verschiedenen, für die Bemessung relevanten Schnitten durchgeführt. Es lässt sich zeigen, dass es nicht notwendig ist, die Querkräfte mittels nichtlinearer Volumenmodelle zu bestimmen. Demnach können linear-elastische Berechnungen auch die lokalen Querkräfte im Bereich der Einleitung konzentrierter Lasten realistisch abbilden.

Bei den Versuchen an der TUHH wurde der Einfluss des Abstandes der Einzellasten zum eingespannten Auflager der Kragplatten untersucht. Es zeigt sich, dass sich der Einflussbereich bis ca.  $3,0d$  vom Auflagerrand erstreckt. Im Kapitel 8 wird hierfür ein modifizierter  $\beta$ -Wert zur Berücksichtigung des direkten Lastabtrags der Einzellasten über Druckstreben bei Platten entwickelt. Dieser Sachverhalt ist wichtig für die Beurteilung von Traglastversuchen, deren Lasten in diesem Bereich aufgebracht werden. Die bisherige Annahme des Einflusses bis  $2,0d$  (gemäß EC2) führt für Versuche mit Laststellungen zwischen  $2,0d$  und  $3,0d$  zu unsicheren Ergebnissen bei der Auswertung der Versuche, da der Einfluss des direkten Lastabtrags unterschätzt wird. Hierdurch werden zu hohe Querkraftwiderstände ermittelt.

Die rechnerische Querkrafttragfähigkeit  $v_{Rd,c,EC2}$  nach EC2 wird in der Regel zur Ermittlung der mitwirkenden Breite als oberer Grenzwert angesetzt (siehe Kapitel 3:  $b_{eff} \cdot v_{Rd,c,EC2} = F_{Test}$ ). Dieses hat zur Folge, dass eine offensichtlich erhöhte Querkrafttragfähigkeit von Stahlbetonplatten gegenüber Balkentragwerken nicht berücksichtigt werden kann. Eine konsequente Weiterverfolgung dieses Sachverhaltes führt dazu, dass das bisher übliche Vorgehen bei der Querkraftbemessung bei Platten überdacht werden sollte.

Der Nachweis der Querkrafttragfähigkeit von Platten unter konzentrierten Lasten sollte lokal im Bereich der Lasteinleitung geführt werden, da hier auch der Ort des Versagens liegt. Hierfür ist es erforderlich, die Beanspruchung ebenfalls in diesem Bereich zu ermitteln. Es kann gezeigt werden, dass der bisher übliche Schnitt zur Bestimmung der Querkräfte am Auflager aus verschiedenen Gründen nicht richtig sein kann. Hierfür sei auf die Kapitel 3 und 8 verwiesen. Die Querkräfte im Bereich der Lasteinleitung sind um ein Vielfaches größer als die Schnittgrößen im Bereich des Auflagers. Für den lokalen Nachweis ist es daher erforderlich, die Querkrafttragfähigkeit nach EC2, in Abhängigkeit des Schnittes zur Bestimmung der maßgebenden Querkraft, zu erhöhen. Im Abschnitt 8.2.3 wird mittels statistischer Untersuchungen ein konstanter Erhöhungsfaktor von 1,80 ermittelt.

Die Schnittgrößenbestimmung erfolgt in der heutigen Zeit fast ausschließlich mittels linear-elastischer Finite-Elemente-Berechnungen (*leFEM*). Die „Verlegung“ des Nachweisschnittes

in den Bereich des Auflagers durch Lastausbreitung oder einen ortsfesten Schnitt ( $b_{\text{eff}}$ ) in der *FEM* führt dazu, dass für die Querkraftbemessung ein Postprocessing der Ergebnisse der *leFEM* erforderlich wird. Eine automatisierte elementweise Bemessung der Platte, wie bei der Biegebemessung, ist dadurch ausgeschlossen. Dieser elementweise, lokale Nachweis wäre aber im Sinne des Tragwerksplaners und für eine deutliche Rationalisierung der Plattenbemessung für Querkräfte wünschenswert.

Mit dem vorgeschlagenen Vorgehen, der Bestimmung der lokalen Schnittgrößen im Abstand von  $0,5d$  vom Auflagerrand und der Erhöhung der Querkrafttragfähigkeit für Plattentragwerke unter Blocklasten kann die Plattenbemessung vereinheitlicht und vereinfacht werden. In Kapitel 8 werden die Randbedingungen formuliert, die erforderlich sind, damit die FE-Berechnung im Bereich der Blocklast realistische Ergebnisse liefert. In erster Linie betreffen diese die Modellierung der Platte im FE-Modell. Eine zu grobe Elementierung führt durch die Verteilung von konzentrierten Lasten auf die umliegenden Knoten im Modell zu ungenügenden Querkräften. Eine Elementkantenlänge, die der Plattenstärke entspricht, führt bei der üblichen Verwendung der Elementmittenwerte bei der Bemessung zu guten Ergebnissen. Die Querkraftbemessung kann unter diesen Voraussetzungen für den Maximalwert der lokalen Querkraft elementweise geführt werden.

Unter Berücksichtigung der höheren lokalen Querkräfte im Bereich der Einzellast, wird im Abschnitt 8.3 gezeigt, dass durch die Erhöhung des Vorfaktors  $C_{Rdc}$  mit dem Faktor 1,80 in der Bemessungsgleichung der Querkrafttragfähigkeit nach EC2  $v_{Rd,c,mod}$  ca. 50 % höhere Querkräfte zugelassen werden können.

Im Kapitel 9 werden abschließend phänomenologische Betrachtungen zur Querkrafttragfähigkeit und zum Lastabtrag von Einzellasten in Stahlbetonplatten dargestellt, die sich aus Versuchsbeobachtungen und den Erkenntnissen ableiten lassen, die im Zuge dieser Arbeit gewonnen wurden. Unter anderem werden der direkte Lastabtrag der konzentrierten Lasten über Druckstreben, der Versagensmechanismus der Platten unter Einzellasten, sowie der Zusammenhang zwischen dem Querkraftversagen im Bereich der Lasteinleitung und dem Durchstanzen erläutert.

## 10.2 Ausblick

Unter der Voraussetzung der Erweiterung des vorgeschlagenen Vorgehens in Kapitel 8 könnten die Nachweise der Querkrafttragfähigkeit und gegen Durchstanzen in der Plattenbemessung zu einem allgemeinen Querkraftnachweis zusammengeführt werden. Die Bemessung wäre direkt elementweise programmgesteuert möglich. Die Betrachtung lastferner Schnitte zur Bestimmung der Querkraftbeanspruchung könnte sowohl für die allgemeine Querkrafttragfähigkeit wie für den lokalen Nachweis im Bereich von Lastkonzentrationen, wie sie beispielsweise bei Stützen oder freien Einzellasten auftreten, weitgehend entfallen. Für ein derartiges Vorgehen sind jedoch noch weitere Untersuchungen erforderlich. Dieses betrifft beispielsweise die Modellierung der Verbindung der Stütze mit der Platten (Verwendung von Kopplungen, elastische Lagerung der Platte im Bereich der Stütze, starres Auflager in einem Knoten). Außerdem sind

weitergehende Untersuchungen speziell die Validierung des Rechenansatzes mittels Durchstanzversuchen erforderlich.

Bei den Versuchen an der TUHH (Henze & Rombach, 2017a) sowie bei den Versuchen von Lantsoght (Lantsoght, 2013a) zeigte sich, dass die Querkrafttragfähigkeit der Platten nicht im gleichen Maße vom Längsbewehrungsgrad der Zugzone sowie der Betondruckfestigkeit abhängen wie Balkenversuche. Zumindest lieferten die Plattenversuche Ergebnisse, die nicht mit den Annahmen der Bemessungsgleichung nach EC2 für die Querkrafttragfähigkeit zusammenpassen. Es ist somit sinnvoll, weitere Versuche durchzuführen, um die festgestellten Abweichungen zu untersuchen.

Bei den bisherigen Versuchen wurde der Einfluss lastverteilender Schichten wie dem Fahrbahnbelag nicht untersucht. Das lokale Versagen bei Platten unter konzentrierten Einzellasten im Bereich der Lasteinleitung, wie auch der Bereich des direkten Lastabtrags könnten durch die Änderung der Geometrie und die weniger konzentrierte Lastaufbringung maßgeblich beeinflusst werden.

Der Einfluss einer Längsbewehrung im Druckbereich wurde bisher in Versuchen nicht untersucht. Die Überlegungen zum Lastabtrag von Platten in Kapitel 9 lassen vermuten, dass es lohnend wäre hier weitere Untersuchungen durchzuführen.

## 11 Literaturverzeichnis

- ABAQUS. (2012). Abaqus Dokumentation Version 6.12. U.S.A: Dassault Systèmes.
- Baumann, T. & Rüschi, H. (1970). DAFStb. Heft 210 - Versuche zum Studium der Verdübelungswirkung der Biegezugbewehrung eines Stahlbetonbalkens. Berlin: Ernst & Sohn.
- Bazant, P. & Oh, B. (1983). Crack band theory for fracture of concrete. *Materiaux et Constructions*, Vol.16 - No. 93, S. 155-177.
- BMVBS; Bundesministerium für Verkehr, Bau und Stadtentwicklung. (2010). Ergebnisse der Überprüfung der Bedarfspläne für die Bundesschienenwege und die Bundesfernstraßen.
- Brändli, W. (1985). Durchstanzen von Flachdecken bei Rand- und Eckstützen. Zürich: Birkhäuser Verlag Basel.
- CEB-FIP Model Code 1990. (1990). CEB Bulletin No. 213/214. London. Thomas Telford Ltd.
- Coin, A. & Thornier, H. (2007). Essais sur le cisaillement des dalles en béton armé. *Annales du bâtiment et des travaux publics*, S. 7-16.
- CSA\_A23.3-04. (12/2004). Canadian Standards Association A23.3-04. Design of concrete structures. Toronto
- DAfEb, Deutscher Ausschuss für Eisenbeton (1916). Bestimmungen für die Ausführung von Bauwerken aus Eisenbeton. Berlin: Verlag von Ernst & Sohn.
- DAfStb (1988). DAFStb.-Heft 240: Hilfsmittel zur Berechnung der Schnittgrößen und Formveränderungen von Stahlbetontragwerken nach DIN 1045. Berlin: Beuth Verlag.
- DAfStb (2012). DAFStb-Heft 600: Erläuterungen zu DIN EN 1992-1-1 und Erläuterungen zu DIN EN 1992-1-1/NA (Eurocode 2). Berlin: Beuth Verlag.
- Dassault Systems Deutschland GmbH. (2014). Skript zum Seminar "Betonanalysen mit Abaqus". Aachen.
- DIN 1045 (1988). Beton und Stahlbeton - Bemessung und Ausführung. Berlin: Beuth Verlag.
- DIN 1045-1 (2001). Tragwerke aus Beton, Stahlbeton und Spannbeton. Teil 1: Bemessung und Konstruktion. Berlin: Beuth Verlag.
- DIN 1045-1. (2008). Tragwerke aus Beton, Stahlbeton und Spannbeton - Teil 1: Bemessung und Konstruktion. Berlin: Beuth Verlag.
- DIN Fachbericht 102: Betonbrücken (2003) Berlin: Beuth Verlag.
- DIN EN 1991-2. (2010). Eurocode 1: Einwirkungen auf Tragwerke - Teil 2: Verkehrslasten auf Brücken, einschl. DIN EN 1991-1-1/NA:2012-12. Berlin: Beuth Verlag.

- DIN EN 1992-1-1. (2011). Eurocode 2: Bemessung und Konstruktion von Stahlbeton- und Spannbetontragwerken Teil 1-1 Allgemeine Bemessungsregeln und Regeln für den Hochbau, einschl. DIN EN 1992-1-1/NA:2011-01. Berlin: Beuth Verlag.
- Duda, H. (1991). Bruchmechanisches Verhalten von Beton unter monotoner und zyklischer Zugbeanspruchung, Deutscher Ausschuss für Stahlbeton, Heft 419. Berlin: Beuth Verlag
- Fenwick, R. & Paulay, T. (Oktober 1968). Mechanisms of Shear Resistance of Concrete Beams. Journal of the Structural Division ASCE, S. 2325 - 2350.
- fib Model Code for Concrete Structures 2010. (2010). Lausanne: International Federation for Structural Concrete fib.
- DIN Fachbericht 102: Betonbrücken (2003). Deutsches Institut für Normung e.V. Berlin: Beuth Verlag.
- Gödde, L. (2012). Numerische Simulation und Bemessung von Flächentragwerken aus Stahl-faserbeton sowie stahlverstärktem Stahl- und Spannbeton, Dissertation, Fakultät für Bau- und Umweltingenieurwissenschaften der Ruhr-Universität Bochum. Bochum.
- Golwitzer, U. & Mark, P. (2004). Abaqus Benutzerkonferenz 2004 - Ein parametrisiertes Finite-Elemente Modell für die Simulation an Stahlbetonbalken mit zweiachsigen Biege- und Querkraftbeanspruchungen. Königswinter (Bonn).
- Graf, O. (1933). Versuche über die Widerstandsfähigkeit von Eisenbetonplatten unter konzentrierter Last nahe einem Auflager. Berlin: Wilhelm Ernst & Sohn.
- Grasser, E. & Thielen, G. (1991). Hilfsmittel zur Berechnung der Schnittgrößen und Formänderungen von Stahlbetontragwerken nach DIN 1045, Heft 240, 3. Auflage, Deutscher Ausschuss für Stahlbeton. Berlin: Beuth.
- Hansen, M. (2017). Neufassung der DAfStb Hefte 220 /240, Vortrag. 5. Jahrestagung des DAfStb, TU Kaiserslautern. Kaiserslautern.
- Hegger, J. & Reißer, K. (2013). Querkrafttragfähigkeit von Fahrbahnplatten - Anpassung des DIN-Fachberichtes „Betonbrücken“ an endgültige Eurocodes und nationale Anhänge einschließlich Vergleichsrechnungen, Heft B93, Berichte der Bundesanstalt für Straßenwesen. Bergisch Gladbach: BASt Bundesanstalt für Straßenwesen.
- Hegger, J., Maurer, R., Zilch, K. & Rombach, G. A. (Mai 2014). Beurteilung der Querkraft- und Torsionstragfähigkeit von Brücken im Bestand – Kurzfristige Lösungsansätze. Schlussbericht für die Bundesanstalt für Straßenwesen, Projekt-Nr. FE 15.0482/2009/FRB, Institutsbericht-Nr. IMB 317/2013.
- Hegger, J., Ricker, M. & Häusler, F. (11/2008). Zur Durchstanzbemessung von ausmittig beanspruchten Stützenknoten und Einzelfundamenten nach Eurocode 2. Beton- und Stahlbetonbau, 103 (2008), Heft 11, S. 723-734.

- Henze, L. & Rombach, G. (2017). Experimentelle und numerische Untersuchungen zum Lastabtrag konzentrierter Lasten in Stahlbetonplatten ohne Querkraftbewehrung. In Beiträge zur 5. DAfStb-Jahrestagung mit 58. Forschungskolloquium Band 1, TU Kaiserslautern (S. 240-250). Berlin: Deutscher Ausschuss für Stahlbeton e.V.
- Henze, L. & Rombach, G. (2017a). Versuche zur Querkrafttragfähigkeit von Stahlbetonplatten unter auflagernahen Einzellasten; Versuchsbericht, Online unter: <https://tubdok.tub.tuhh.de/handle/11420/1446>. TU-Hamburg: Institut für Massivbau. DOI:10.15480/882.1443
- Hillerborg, A. (1985a). The theoretical basis of a method to determine the fracture energy GF of concrete. Vol.18 - N°106 - *Materiaux et Constructions*, S. 291-296.
- Hillerborg, A. (1985b). Results of three comparative test series for determining the fracture energy of concrete. Vol. 18 - N°107 - *Materiaux et Constructions*, S. 407-413.
- Hillerborg, A. (1991). Application of the fictitious crack model to different types of materials. *International Journal of Fracture*, S. 95-102.
- Hordijk, D. (1991). Local Approach to Fatigue of Concrete, PhD. Thesis, Delft University of Technology. Delft.
- Jansen, D. C. & Shah, S. (1997). Effect of Length on Compressive Strain Softening of Concrete. *Journal of Engineering Mechanics*, ASCE, Vol.123, No.1, pp. 25–35.
- Kani, G. (1966). Basic facts concerning shear failure. *ACI Journal* 64, No. 6, pp. 675-692.
- Kani, G. N. (April 1964). The Riddle of Shear Failure and Its Solution. *Journal of the American Concrete Institute*, S. 441-467.
- Kinnunen, S. & Nylander, H. (1960). Punching of concrete slabs without shear reinforcement. *Transactions of the Royal Institute of Technology*, No. 158.
- Kohl, M. (2014). Tragverhalten von Stahlbetontragwerken ohne Querkraftbewehrung unter Ermüdungsbeanspruchung, Dissertation, Band 10, Schriftenreihe des Instituts für Massivbau der TUHH. Aachen: Shaker Verlag.
- König, G., Tue, N., Soukhov, D. & Ahner, C. (1999). Chapter 4.2: Design Format. In *Structural Concrete*, FIB CEB-FIP Bulletin No. 2 (S. 43-66). Lausanne: International Federation for Structural Concrete fib.
- Kordina, K. & Nölting, D. (1986). Tragfähigkeit durchstanzgefährdeter Stahlbetonplatten - Entwicklung von Bemessungsvorschlägen. Deutscher Ausschuss für Stahlbeton, Heft 371. Berlin: Beuth Verlag.
- Kueres, D., Stark, A., Herbrand, M. & Claßen, M. (Juni 2015). Numerische Abbildung von Beton mit einem plastischen Schädigungsmodell - Grundlegende Untersuchungen zu Normalbeton und UHPC. *Bauingenieur*.

- Kueres, D., Wieneke, K. & Siburg, C. (9 2015). Untersuchungen zum Durchstanztragverhalten exzentrisch belasteter Einzelfundamente. *Beton- und Stahlbetonbau*, S. 609-619.
- Kupfer, H. & Gerstle, K. (1973). Behavior of Concrete under Biaxial Stresses. *Journal of the Engineering Mechanics Division*, S. 853-867.
- Lantsoght, E., van der Veen, C., de Boer, A., & Walraven, J. (2016). Querkrafttragfähigkeit von Platten nahe dem Auflager. *Beton- und Stahlbetonbau*, 111 (2016), Heft 5 S. 288-300.
- Lantsoght, E. (2013a). Shear in Reinforced Concrete Slabs under Concentrated Loads close to Support; Dissertation, Technische Universität Delft.
- Lantsoght, E., van der Veen, C. & Walraven, J. (2011). Experimental study of shear in reinforced concrete one-way slabs subjected to concentrated loads. *fib Symposium Prague 2011*.
- Lantsoght, E., van der Veen, C., & Walraven, J. (2013). Shear in One-Way Slabs under Concentrated Loads Close to Support. *ACI Structural Journal*, Vol. 110, No. 2, S. 275-284.
- Latte, S. (2011). Zur Tragfähigkeit von Stahlbeton-Fahrbahnplatten ohne Querkraftbewehrung. Dissertation, Schriftenreihe des Instituts für Massivbau der TUHH, Heft 6. Aachen: Shaker Verlag.
- Lee, J. & Fenves, G. L. (1998). Plastic-damage model for cyclic loading of concrete structures. *Journal Engineering Mechanics*, Vol. 124, Vol. 8, S. 892-900.
- Leonhardt, F. (1977). Schub bei Stahlbeton und Spannbeton - Grundlagen der neueren Schubbemessung. *Beton- und Stahlbetonbau*, Vol. 72, Heft 11, S. 270-277.
- Leonhardt, F. (1984). Vorlesung über Massivbau - Teil 1 Grundlagen zur Bemessung im Stahlbetonbau. Berlin-Heidelberg-New York-Tokyo: Springer-Verlag.
- Leonhardt, F. & Walther, R. (1962). DAFStb. Heft 151 - Schubversuche an einfeldrigen Stahlbetonbalken mit und ohne Schubbewehrung zur Ermittlung der Tragfähigkeit und der oberen Schubspannungsgrenze. Berlin: Ernst und Sohn.
- Lubliner, J., Oliver, J., Oller, S. & Onate, E. (1989). A Plastic-Damage Model for Concrete. *International Journal of Solids and Structures*, Vol. 25, No. 3, S. 298-326.
- Malárics. (2011). Ermittlung der Betonzugfestigkeit aus dem Spaltzugversuch an zylindrischen Betonproben, Dissertation, Karlsruher Institut für Technologie. Karlsruhe.
- Mark, P. (2006). Zweiachsig durch Biegung und Querkräfte beanspruchte Stahlbetonträger. Schriftenreihe des Instituts für konstruktiven Ingenieurbau, Ruhr-Univ. Bochum, Heft 2006-3.
- Mark, P., & Bender, M. (2010). Computational Modelling of Failure Mechanisms in Reinforced Concrete Structures. *Architecture and Civil Engineering* Vol. 8, No. 1, S. 1-12.

- Maurer, R. & Zilch, K. (07/2010). Konzeption zur Nachrechnung bestehender Straßenbrücken. Abschlussbericht FE SV.0006/2009. BASt-Bericht B 83, Bremen: Carl Schünemann Verlag
- Muttoni A., S. J. & Thürlimann, B. (1997). Design of concrete structures with stressfields. Basel: Birkhäuser Verlag.
- Muttoni, A. & Fernández Ruiz, M. (2008). Shear Strength of Members without Transverse Reinforcement as Function of Critical Shear Crack Width. ACI Structural Journal, Vol. 105, No 2, S. 163-172.
- Muttoni, A. & Fernandez Ruiz, M. (2010). Shear in slabs and beams: Should they be treated in the same way? In: Shear and punching shear in RC and FRC elements, FIB Bulletin 57 (S. 105-128). Salo, Lake Garda, Italy.
- Muttoni, A. & Rodriguez, R. V. (2006). Large Scale Tests on Bridge Slab Cantilevers Subjected to Traffic Loads. FIB Congress June 5-8 2006. Nales, Italy: Session 3, ID3-36.
- Natário, F. M. (2015). Static and Fatigue Shear Strength of Reinforced Concrete Slabs under Concentrated Loads near Linear Supports, Dissertation Ecole Polytechnique Fédérale de Lausanne (EPFL).
- Nataro, F. & Muttoni, A. (2014). Static and fatigue strength of RC slabs under concentrated loads near linear supports. Proc. of the 10th fib International PhD Symposium in Civil Engineering, 21. to 23. July 2014, Quebec, Canada, S. 449-454.
- Natário, F., Fernández Ruiz, M. & Muttoni, A. (2014). Shear strength of RC slabs under concentrated loads near clamped linear supports. Engineering Structures, Vol. 76, S. 10-23.
- Nghiep, V. H. (2011). Shear design of straight and haunched concrete beams without stirrups. Dissertation, Schriftenreihe des Instituts für Massivbau der TUHH, Heft 7. Aachen: Shaker Verlag.
- Petersson, P. (1981). Crack Growth and Development of Fracture Zones in Plain Concrete Similar Materials, REPORT TVBM-1006, Thesis, Univ. of Lund, Sweden. Lund.
- Pölling, R. (2001). Eine praxisnahe, schädigungsorientierte Materialbeschreibung von Stahlbeton für Strukturanalysen, Dissertation, Ruhr-Universität Bochum.
- Regan, P. (1982). Shear resistances of concrete slabs at concentrated loads close to supports. London: Engineering structures research group at Polytechnic of Central London.
- Regan, P. & Rezai-Jorabi, H. (1988). Shear Resistance of One-Way Slabs Under Concentrated Loads. ACI Structural Journal, Vol. 85, No. 2, S. 150-157.
- Reiffenstuhl, H. (1987). Kritik am "Schub" - Vorschlag für einen neuen Bemessungsgrundsatz. Beton- Stahlbetonbau, Vol. 82, No. 3, S. 67-72.

- Reineck, K., Kuchma, D., Kim, K. & Marx, S. (2003). Shear Database for Reinforced Concrete Members without Shear Reinforcement. *ACI Structural Journal*, Vol. 100, No. 3, S. 240-249
- Reinhard, H. & Cornellisen, H. (1984). Post-peak cyclic behaviour of concrete in uniaxial tensile and alternating tensile and compressive loading. *Cement and Concrete Research* Vol. 14, No. 2, pp. 263–270.
- Reißen, K. (2017). Zum Querkrafttragverhalten von einachsig gespannten Stahlbetonplatten ohne Querkraftbewehrung unter Einzellasten; Dissertation am Institut für Massivbau der RWTH Aachen. Aachen. Von <http://www.publications.rwth-aachen.de/record/682198/files/682198.pdf> am 31.01.2017 abgerufen
- Reißen, K. & Hegger, J. (2013a). Experimentelle Untersuchung zur mitwirkenden Breite für Querkraft von einfeldrigen Fahrbahnplatten. *Beton- und Stahlbetonbau*, Vol. 108, Heft 2, S. 96-103.
- Reißen, K. & Hegger, J. (2013b). Experimentelle Untersuchungen zum Querkrafttragverhalten von auskragenden Fahrbahnplatten unter Radlasten. *Beton- und Stahlbetonbau*, Vol. 108, Heft 5, S. 315-324.
- Richart, F. E. & Kluge, R. W. (1939). Tests of reinforced concrete slabs subjected to concentrated loads - Engineering Experiment Station Bulletin 36 No. 85. Urbana: University of Illinois.
- Ricker, M. (2011). Numerische Untersuchungen zum Durchstanzen von gedrungenen Einzel-fundamenten. *Bauingenieur*, Vol. 86, Heft 10, S. 443-453.
- Ricker, M. (2009). Zur Zuverlässigkeit der Bemessung gegen Durchstanzen bei Einzelfundamenten; Dissertation am Institut für Massivbau der RWTH Aachen. Aachen.
- Rodriguez, V. (2007). Shear strength of reinforced concrete bridge deck slabs, Dissertation Ecole Polytechnique Fédérale de Lausanne (EPFL).
- Rodriguez, V., Fernandez Ruiz, M. & Muttoni, A. (2008). Shear strength of R/C bridge cantilever slabs. *Engineering Structures*, Vol. 30, No. 11, S. 3024-3033.
- Rombach, G. (2007). Anwendung der Finiten-Elemente-Methode im Betonbau. Berlin: Ernst& Sohn Verlag.
- Rombach, G. A. (2000). Anwendung der Finite-Elemente-Methode im Betonbau. Berlin: Ernst & Sohn Verlag.
- Rombach, G. A. & Velasco, R. R. (2005). Schnittgrößen auskragender Fahrbahnplatten infolge von Radlasten nach DIN-Fachbericht. *Beton- und Stahlbetonbau*, Vol. 100, Heft 5, S. 376-389.

- Rombach, G. A., Latte, S. & Steffens, R. (2009). Querkrafttragfähigkeit von Fahrbahnplatten ohne Querkraftbewehrung. Bundesministerium für Verkehr, Bau und Stadtentwicklung, Abteilung Straßenbau, Straßenverkehr. Bonn
- Rombach, G. & Henze, L. (2014). Querkraftermittlung in Fahrbahnplatten. Bauingenieur, Vol. 89, Heft 12, S. 521-530.
- Rombach, G. & Henze, L. (2017). Load transfer of concentrated forces close to the support of concrete slabs without shear reinforcement. FIB Symposium 2017. Masstricht.
- Rombach, G. & Henze, L. (2017a). Querkrafttragfähigkeit von Stahlbetonplatten ohne Querkraftbewehrung unter konzentrierten Einzellasten - Teil 1: Versuche. Beton- und Stahlbetonbau, Vol. 112, Heft 9, S. 568 - 578
- Rombach, G., Kohl, M. & Henze, L. (2014). Shear capacity of concrete bridge decks - a contribution to sustainability. Proc. of 4th FIB Congress "Improving Performance of Concrete Structures". Mumbai, 10.-13.02.2014
- Schießl, P., Spengler, A. & Wiegrink, K.-H. (2003). Einfluss der Gesteinskörnung auf den E-Modul von Beton. Beton, Vol. 53, Heft 2, S. 62-65.
- Schlaich, J. & Schaefer, K. (1989). Konstruieren im Stahlbetonbau. In Betonkalender 1989 Teil II. Berlin: Ernst & Sohn Verlag.
- SIA 262. (2003). Betonbau. Schweizer Ingenieur- und Architektenverein
- Sinha, B., H., G. K. & Tulin, L. G. (1964). Stress-strain relations for concrete under cyclic loading. Journal of the American Concrete Institute, Vol. 61, No. 2, S. 195-211.
- Spaethe, G. (1987). Die Sicherheit tragender Baukonstruktionen. Berlin: VEB Verlag für Bauwesen.
- Specht, M. (1993). Ingenieurmodelle für die Querkraft-Tragfähigkeit im Stahlbeton. Der Prüflingenieur. Heft 2, 1993
- Staller, M. A. (2001). Analytische und numerische Untersuchungen des Durchstanztragverhaltens punktgestützter Stahlbetonplatten, DAfStb. Heft 515. Berlin: Beuth Verlag.
- Thorwarth, P. (Regisseur). (2002). Was nicht passt wird passend gemacht [Kinofilm]. Deutschland.
- Tuchlinski, D. (2004). Zum Durchstanzen von Flachdecken unter Berücksichtigung der Momenten-Querkraft-Interaktion und der Vorspannung - Dissertation am Institut für Massivbau der RWTH Aachen. Aachen.
- Vecchio, F., & Collins, M. (1986). The Modified Compression-Field Theory for reinforced concrete element subjected to shear. ACI-Journal, Vol. 83, No. 2, S. 219-231.

- Vocke, H. (2002). Zum Durchstanzen von Flachdecken im Bereich von Rand- und Eckstützen. Dissertation an der Universität Stuttgart. Stuttgart
- Vonk, R. (1993). A micromechanical investigation of softening of concrete loaded in compression. *Heron*, Vol. 38, No 3, S. 1-94.
- Wang, P., Shah, S., & Naaman, A. (1978). Stress-strain curves of normal and lightweight concrete in compression. *ACI Journal*, Vol. 75, No. 11, S. 603-611.
- William, K. & Warnke, E. (1974). Constitutive model for the triaxial behaviour of concrete. Seminar on concrete structures subjected to triaxial stresses, ISMES, (S. 1-30). Bergamo.
- Zilch, K. & Zehetmaier, G. (2010). *Bemessung im Stahlbetonbau*. Heidelberg: Springer-Verlag.

### **Betreute Masterarbeiten**

- Rieger, K. (2016). Betreuer: Henze L.; Tragverhalten von Stahlbetonplatten unter auflagernahen Einzellasten. Masterarbeit (nicht veröffentlicht), Institut für Massivbau der Technischen Universität Hamburg-Harburg, Hamburg.
- Rueffle, L. (2017). Betreuer: Henze L.; Numerische Simulation des Tragverhaltens von Stahlbetonplatten unter Blocklasten. Masterarbeit (nicht veröffentlicht), Institut für Massivbau der Technischen Universität Hamburg-Harburg, Hamburg.
- Stein, E. (2018). Betreuer: Henze L.; Nichtlineare numerische Simulation von Versuchen an Stahlbetonplatten unter konzentrierten Blocklasten. Masterarbeit (nicht veröffentlicht), Institut für Massivbau der Technischen Universität Hamburg-Harburg, Hamburg.

## Formelzeichen, Variablen und Abkürzungen

### Abkürzungen

<i>EC</i>	Eurocode
<i>LMI</i>	Lastmodell 1
<i>TS</i>	Tandemsystem
<i>UDL</i>	gleichmäßig verteilte Flächenlast nach EC1
<i>DAfStb</i>	Deutscher Ausschuss für Stahlbeton
<i>DIN-FB</i>	DIN-Fachbericht
<i>EN</i>	Europäische Norm
<i>GZG</i>	Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit
<i>GZT</i>	Grenzzustand der Tragfähigkeit
<i>leFEM</i>	linear-elastische Finite Elemente Methode
<i>nlFEM</i>	nicht-lineare Finite Elemente Methode
<i>FEM</i>	Finite Elemente Methode

### Formelzeichen, Variablen

<i>A</i>	Auflager <i>A</i>
<i>a</i>	Schubhebelarm, Schubspannweite, Abstand einer Blocklast vom Auflager
<i>a/d</i>	Schubslankheit
<i>a<sub>s</sub></i>	Fläche der Längsbewehrung je laufenden Meter
<i>a<sub>v</sub></i>	lichter Abstand zwischen Rand der Lastplatte und dem Auflagerrand
<i>B</i>	Auflager <i>B</i>
<i>b</i>	Breite
<i>b<sub>45°,HK</sub></i>	mitwirkende Breite unter Annahme einer Lastausbreitung unter 45° von den Hinterkanten der Lastplatte zur Vorderkante des Auflagers
<i>b<sub>45°,K</sub></i>	mitwirkende Breite unter Annahme einer Lastausbreitung unter 45° von den seitlichen Kanten der Lastplatte zur Vorderkante des Auflagers
<i>b<sub>45°,Z</sub></i>	mitwirkende Breite unter Annahme einer Lastausbreitung unter 45° vom Zentrum der Lastplatte zur Vorderkante des Auflagers
<i>b<sub>c</sub></i>	Verhältnis der verbleibenden zu den inelastischen Dehnungen im Druckbereich
<i>b<sub>eff</sub></i>	effektive oder mitwirkende Breite zur Lastausbreitung von Einzellasten in Platten
<i>b<sub>F</sub></i>	Lastbreite
<i>b<sub>H240</sub></i>	mitwirkende Breite nach Heft 240 des DAfStb (Grasser & Thielen, 1991)
<i>b<sub>le</sub></i>	mitwirkende Breite nach linear-elastischen Finite-Elemente-Berechnungen in (Rombach & Velasco, 2005)
<i>b<sub>mod</sub></i>	modifizierte mitwirkende Breite nach Reißen (Reißen K., 2017)
<i>b<sub>t</sub></i>	Verhältnis der verbleibenden zu den inelastischen Betondehnungen im Zugbereich
<i>b<sub>w</sub></i>	kleinste Querschnittsbreite zwischen Zug- und Druckzone eines Querschnitts
<i>b<sub>w,nom</sub></i>	rechnerische Stegbreite, Nettobreite

$c$	Betonüberdeckung der Bewehrung
$C$	Dämpfungsmatrix
$c_d$	Sicherheitsfaktor als Multiplikator für die Bemessungsgleichung des Querkraftwiderstandes zur Bestimmung des Sicherheitsniveaus
$COV$	Variationskoeffizient (coefficient of variation)
$C_{Rd,c}$	empirischer Vorfaktor zur Berechnung der Querkrafttragfähigkeit ohne Querkraftbewehrung nach EC2-1-1.
$C_{Rd,c,mod}$	empirischer Vorfaktor zur Berechnung der Querkrafttragfähigkeit von Platten ohne Querkraftbewehrung aus statistischer Auswertung in dieser Arbeit
$CS$	clamped support, Einspannung
$D$	skalarwertige Schädigungsvariable für Beton
$d$	statische Nutzhöhe, Durchmesser
$d_c$	Schädigungsparameter im Druckbereich von Beton
$d_F$	statische Nutzhöhe im Bereich der Einzellast
$d_g$	Größtkorndurchmesser der Gesteinskörnung
$d_s$	Durchmesser der Biegelängsbewehrung
$DS$	Stahldehnungsmessung in den eigenen Versuchen
$d_t$	Schädigungsparameter im Zugbereich von Beton
$E$	Einwirkung
$E_c$	Elastizitätsmodul des Betons
$E_{cm}$	mittlerer Elastizitätsmodul des Betons
$E_{cs}$	Sekantenmodul des Betons
$E_s$	Elastizitätsmodul des Betonstahls
$F$	Einzellast
$F_{Test}$	Im Versuch maximal erreichte Einzellast
$\bar{F}_{Test}$	Mittelwert der im Versuch maximal erreichte Einzellasten
$f_{1c}$	einachsige Druckfestigkeit des Betons
$F_c$	Betondruckkraft
$f_c$	Zylinderdruckfestigkeit des Beton ( $h = 300$ mm, $\varnothing 150$ mm)
$f_{c,cube}$	Würfeldruckfestigkeit des Betons (Kantenlänge des Würfels: 150 mm)
$f_{c,cyl}$	Zylinderdruckfestigkeit des Betons ( $h = 300$ mm, $\varnothing 150$ mm,)
$f'_c$	Zylinderdruckfestigkeit des Beton nach ACI (es gilt: $f_{ck} \approx f'_c - 1,6$ MPa). Der geringfügige Unterschied resultiert daraus, dass $f'_c$ den 9 %-Quantil-Wert darstellt.
$f_{cc}$	biaxiale Betondruckfestigkeit
$f_{ck}$	charakteristische Betondruckfestigkeit
$f_{ct}$	Betonzugfestigkeit
$f_{ct,sp}$	Spaltzugfestigkeit von Beton
$f_{ctm}$	mittlere Zugfestigkeit des Betons
$f_q$	linienförmige Vorlast am Kragarmende
$F_Q$	Querkrafterzeugende Einzellast
$F_s$	Zugkraft im Bewehrungsstahl
$f_t$	Zugfestigkeit der Bewehrung
$F_{Test}$	Last im statischen Versuch

$F_u$	Traglast aus einem Versuch (Maximale Einzellast)
$f_{y,0,2}$	0,2 %-Dehngrenze der Bewehrung
$f_{yk}$	charakteristischer Wert der Streckgrenze des Betonstahls
$g$	einwirkende ständige Gleichlast
$G$	Fließpotential im Concrete Damaged Plasticity–Materialmodell
$G_{cl}$	Zerstauchungsenergie
$G_f$	Bruchenergie
$h$	Höhe, Plattendicke, Bauteilhöhe
$I_y$	Flächenträgheitsmoment bezogen auf die y-Achse
$k$	empirisch gewonnener Anpassungsfaktor für den Maßstabseffekt und die Schubslankheit nach <i>Zink</i> ; Maßstabsfaktor nach EC2-1-1; Schnitt des Drucker- Prager Kegels mit der hydrostatischen Achse
$K$	Gesamtsteifigkeitsmatrix
$K_c$	Parameter des CDP-Modells: Verhältniswert zwischen Zug- und Druckmeridian
$l$ (oder $L$ )	Länge, Stützweite, Spannweite
$l/d$	Schlankheit (bei Gleichlasten)
$l_{ch}$	charakteristische Länge nach <i>Hillerborg</i>
$leFEM$	material linear-elastische Finite-Elemente-Methode
$l_{eq}$	Längenparameter nach <i>Pölling</i>
LK	Lastkante
$l_k$	Kraglänge
$L_p$	Länge der Lastplatte
$l_t$	interner Längenparameter zur Ermittlung des Nachbruchverhaltens des Betons im Zugbereich nach <i>Mark</i>
$M$	Massenmatrix; Moment; Laststellung in Plattenmitte
$m$	Moment je laufenden Meter
$M_{cr}$	Rissmoment
$m_{Ed}$	Bemessungsmoment pro Längeneinheit
$m_{Rd}$	Widerstandsmoment pro Längeneinheit
$n$	Versuchsanzahl; Anzahl der Integrationspunkte eines Elementes
$nlFEM$	material nichtlineare Finite-Elemente-Methode
$\emptyset$	Nenndurchmesser der Bewehrung
$p$	hydrostatische Spannung ( $p$ - $q$ Ebene); siehe auch Koordinaten $\xi$ , $\rho$
$P_u$	Maximale Einzellast im Versuch
$q$	einwirkende veränderliche Gleichlast; äquivalente von Mises Spannung ( $p$ - $q$ Ebene)
$Q$	Querkraft
$Q_{5\%}$	5 %-Quantil der Querkraft
$Q_{95\%}$	95 %-Quantil der Querkraft
$Q_k$	charakteristische Radlast aus dem Lastmodell 1 des EC1 Teil 2
$q_{UDL}$	Flächenlasten aus dem Lastmodells 1 des EC1 Teil 2
$r$	kritische Rissöffnung des Horizontalrisses nach <i>Baumann/Rüsch</i> (Baumann & Rüsch, 1970) ( $r = 0,1$ mm)
$R$	Widerstand, Laststellung am Plattenrand,

	Rissweitenmessung in den eigenen Versuchen
$s$	Standardabweichung
$s_c$	Steuerung der Steifigkeitsänderung bei Spannungsumkehr (Zug $\rightarrow$ Druck)
$s_r$	zu erwartender Rissabstand ( $\approx 2/3 \cdot s_{r,max}$ ); Stababstand der Querbewehrung
$s_{r,max}$	maximaler Rissabstand bei abgeschlossenem Rissbild nach EC2-1-1
SS	simple support, gelenkiges Auflager
Sup.	Support
$S_y$	statisches Moment bezogen auf die $y$ -Achse
TV	Teilversuch
$t_x$	rechnerische Lasteintragsbreite in Lastabtragrichtung
$t_y$	rechnerische Lasteintragsbreite quer zur Lastabtragrichtung
$\ddot{i}$	Beschleunigung
$u$	Verformungen
$\dot{u}$	Geschwindigkeit; siehe auch $v$
$u_{crit}$	Umfang des kritischen Rundschnitts für den Durchstanznachweis
$v$	Belastungsgeschwindigkeit; Querkraft je laufenden Meter
$V_{c,Dü}$	Querkrafttragkomponente der Dübelwirkung der Längsbewehrung
$V_{c,r}$	Querkrafttragkomponente aus Rissverzahnung
$V_{cc}$	Querkraftanteil in der ungerissenen Betondruckzone
$V_{ccd}$	Querkraftkomponente in der Druckzone bei geneigtem Druckgurt
$V_e$	Volumen eines Elements
$V_{Ed}$	Bemessungswert der einwirkenden Querkraft
$V_{F,u}$	Experimentelle Querkrafttragfähigkeit infolge der Einzellast
$v_{FEM,0,5d}$	maximale längenbezogene Querkraft aus einer FE-Berechnung im Schnitt $0,5d$ von der Vorderkante der Lastplatte der Lasteinleitung
$v_{FEM,2,0d}$	maximale längenbezogene Querkraft aus einer FE-Berechnung im Schnitt $2,0d$ von der Vorderkante der Lastplatte der Lasteinleitung
$v_{FEM,Ansch.}$	maximale längenbezogene Querkraft aus einer FE-Berechnung am Auflager
$v_g$	Querkraft infolge Platteneigengewicht
$v_{min}$	Grundwert der Mindestquerkrafttragfähigkeit nach EC2-1-1 (DIN EN 1992-1-1, 2011)
$V_{Rd,c}$	Bemessungswert der Querkrafttragfähigkeit ohne Querkraftbewehrung
$v_{Rd,c}$	längenbezogene Querkrafttragfähigkeit für Stahlbetonbauteile ohne Querkraftbewehrung
$V_{Rd,c,EC2}$	Bemessungswert der Querkrafttragfähigkeit ohne Querkraftbewehrung nach Eurocode 2-1-1 (DIN EN 1992-1-1, 2011)
$V_{Rk,c}$	charakteristische Querkrafttragfähigkeit bei Bauteilen ohne Querkraftbewehrung
$V_{Rm,c}$	Mittelwert der Querkrafttragfähigkeit bei Bauteilen ohne Querkraftbewehrung
$v_{Rm,EC}$	Mittelwert der Querkrafttragfähigkeit ohne Querkraftbewehrung nach EC 2-1-1 unter Berücksichtigung eines Vorfaktors von 0,18
$v_{Test}$	erreichte längenbezogene Querkraft im Versuch
$V_u$	Querkrafttragfähigkeit (ultimate)
$V_{u,LL}$	maximale Querkraft aus Linienlast im Versuch

$w$	Rissöffnung
$w_1$	$w_1 = G_f / f_{ctm}$
$w_c$	$5 G_f / f_{ctm}$
$w_k$	rechnerische charakteristische Rissweite nach DIN EN 1992-1-1:2011
WP	Punkt der Dickenmessung in den eigenen Versuchen, Wendepunkt
$x$	Laufvariable (z.B. Abstand vom Auflager); Druckzonenhöhe; Abstand zwischen Lastachse und Auflagerend (bei Definition $\beta$ nach DIN 1045)
$x^{II}$	Druckzonenhöhe im Zustand II
$z$	innerer Hebelarm
$z$	vertikale Richtung (Richtung der Schwerkraft)
$Z$	Versagenswahrscheinlichkeit
$\bar{z}$	relative Tragfähigkeit bzw. relative Versagenswahrscheinlichkeit
$\alpha$	Neigung des Drucker-Prager Kegels
$\alpha_e$	Verhältniswert der E-Moduli $E_s/E_c$ ; Exzentrizitätsparameter
$\alpha_R$	Sensitivitätsfaktor nach (König, Tue, Soukhov, & Ahner, 1999)
$\beta$	Faktor zur Berücksichtigung des direkten Lastabtrags auflagernaher Einzellasten
$\beta_{DIN 1045}$	Faktor zur Berücksichtigung des direkten Lastabtrags auflagernaher Einzellasten nach DIN 1045 (08.1988)
$\beta_{DIN 1045-1}$	Faktor zur Berücksichtigung des direkten Lastabtrags auflagernaher Einzellasten nach DIN 1045-1 (DIN 1045-1, 2008) und DIN Fachbericht 102
$\beta_{Dust}$	Faktor zur Berücksichtigung der Ungleichmäßigkeit der Querkraftverteilung im kritischen Rundschnitt für den Durchstanznachweis
$\beta_{EC}$	Faktor zur Berücksichtigung des direkten Lastabtrags auflagernaher Einzellasten nach Eurocode 2-1-1
$\beta_{MC}$	Faktor zur Berücksichtigung des direkten Lastabtrags auflagernaher Einzellasten nach Model Code 2010 (fib Model Code, 2010)
$\beta_r$	Neigungswinkel der Risse
$\beta_{SIA}$	Faktor zur Berücksichtigung des direkten Lastabtrags auflagernaher Einzellasten nach SIA 262 (SIA 262, 2003)
$\beta_{WN}$	Nennfestigkeit des Betons nach DIN 1045 (08.88)
$\beta_z$	Zuverlässigkeitsindex
$\beta_{zuv}$	Zuverlässigkeitsindex
$\gamma_c$	Teilsicherheitsbeiwert für Beton, Wichte des Betons
$\gamma_G$	dimensionsloser Teilsicherheitsbeiwert für ständige Lasten
$\gamma_Q$	dimensionsloser Teilsicherheitsbeiwert für veränderliche Lasten
$\gamma_s$	dimensionsloser Teilsicherheitsbeiwert für Betonstahl
$\gamma_t$	Parameter zur Steuerung der Fläche unter der uniaxialen Zugarbeitslinie von Beton
$\Delta_{VR-E}$	Differenz der Querkraftwiderstandes aus dem Versuch und der rechnerischen Querkrafttragfähigkeit nach EC2-1-1
$\varepsilon$	Dehnung, Exzentrizitätsparameter beim CDP-Modell
$\varepsilon_1$	Hauptzugdehnung im Beton
$\varepsilon_2$	Hauptdruckdehnung im Beton

$\varepsilon_c$	Stauchung des Betons
$\varepsilon_{c1}$	Bruchdehnung von Beton nach EC2-1-1
$\varepsilon_{cm}$	mittlere Betondehnung zwischen den Rissen
$\varepsilon_{cr}$	Rissdehnung ( $\approx 0,1 \text{ ‰}$ )
$\varepsilon_{ct}$	Zugdehnung des Betons
$\varepsilon_{cu}$	Grenzdehnung = $-2,0 \text{ ‰}$ bei kleiner und mittlerer Ausmitte
$\varepsilon_{el}$	elastische Verzerrungen des Betons
$\varepsilon_{in}$	inelastische Dehnungen des Betons
$\varepsilon_{pl}$	plastische Dehnungen des Betons
$\varepsilon_s$	Stahldehnung
$\varepsilon_{sm}$	mittlere Dehnung der Bewehrung
$\eta$	Sicherheit gegen Versagen
$\theta$	Druckstrebenwinkel; Winkel zur Beschreibung der Richtung von $p$ in der Deviatorebene (Lode-Winkel)
$\lambda$	Schubslankheit bzw. Schlankheit
$\mu$	Mittelwert
$\nu$	Querdehnzahl
$\xi$	projizierter Abstand eines Spannungspunktes vom Nullpunkt der hydrostatischen Achse
$p$	Abweichung eines Spannungspunktes senkrecht zur hydrostatischen Achse (in der Deviatorebene)
$\rho_l$	Längsbewehrungsgrad
$\rho_q$	Querbewehrungsgrad
$\rho_t$	Querbewehrungsgrad
$\sigma$	Standardabweichung
$\sigma_{1,2,3}$	Hauptzug- bzw. Hauptdruckspannung im Beton
$\sigma_c$	Betondruckspannungen
$\sigma_{c,p}$	Betonspannungen im Querschnitt infolge Lastbeanspruchung oder Vorspannung ( $\sigma_{c,p} > 0$ für Druck)
$\sigma_{ct}$	Betonzugspannungen
$\tau$	Schubspannung
$\tau_{c,r}$	Schubspannungen im Beton infolge Rissverzahnung
$\psi$	Dilatanzwinkel

## **Verwendete Software**

### **Linear-elastische Berechnungen**

Sofistik/ Sofiplus 2016; Sofistik AG

### **Nichtlineare Simulationen**

ABAQUS 6.13; Dassault Systems, Simulia



## Anhang A: Datenbank repräsentative Versuche

Nachfolgend wird die Datenbank aus (Reißen, 2017) dargestellt. Entsprechend den Erläuterungen in Kapitel 8, wurden nur Versuche verwendet, die mindestens eine Breite von  $b = 2,4$  m und für Fahrbahnplatten typische Randbedingungen aufwiesen. Ergänzend zu den Angaben der ursprünglichen Datenbank werden die Maximalwerte der linear elastisch ermittelten Hauptquerkräfte für die verschiedenen Schnitte gemäß *Bild 7.11* sowie die daraus resultierenden relativen Tragfähigkeiten angegeben.

### Legende:

Nr. gem. (Reißen 2017)	Nummer in der ursprünglichen Datenbank (Reißen, 2017)
Lit.	Literaturstelle der die Versuchsergebnisse entnommen wurden
Bezeichnung	Bezeichnung innerhalb der jeweiligen Versuchsserie
System	statisches System EP – Einfeldplatte K – Kragarm
Lagerung System	Lagerungsbedingung fd – frei drehbar e_DW - Einspannung Durchlaufwirkung e_RW - Einspannung Rahmenwirkung
$b$	Breite des Versuchskörpers
$l_{\text{Span}}$	Spannweite
$l_{\text{Krag}}$	Kraglänge
$h_{\text{Lager}}$	Plattenstärke am Auflager
$h_{\text{Ende Voute}}$	bei gevouteten Platten die Plattenstärke am Voutenende
$b_{\text{F,y}}$	Breite der Lastplatte
$a$	Abstand Mitte Lasteinleitungsplatte bis Auflagerkante
$a_{\text{iq}}$	Abstand einer Linienlast vom Auflager
$a_{\text{v}}$	Lichter Abstand der Einzellast (Vorderkante Lastplatte
$d_{\text{Lager}}$	statische Nutzhöhe am Auflager
$d_{\text{ip}}$	statische Nutzhöhe an der Lasteinleitung, Vorderkante Lastplatte
$\rho_l$	Bewehrungsgrad in Hauptlastabtragsrichtung (gerechnet mit $d_{\text{ip}}$ )
$d_{\text{g}}$	Größtkorn der Gesteinskörnung
$f_{\text{c}}$	Druckfestigkeit der Versuchskörper (gemäß (Reißen, 2017))
$F_{\text{p}}$	Last zum Erzeugen der Durchlaufwirkung
$F_{\text{u}}$	Maximale Einzellast
$f_{\text{q}}$	Vorlast / bzw. Linienlast zusätzlich zur Einzellast
$v_{\text{Rm,c}}$	Querkrafttragfähigkeit auf Mittelwertniveau; $v_{\text{Rm,c}} = 1,8 \cdot v_{\text{Rd,c}}$
$v_{\text{Rd,c}}$	Querkrafttragfähigkeit nach EC2-1-1 am Rand der Lastplatte

$v_{\text{FEM}, 0,5d}$	maximale Hauptquerkraft im Bruchzustand aus der FE-Berechnung im Abstand $0,5d$ vom Rand der Lastplatte
$v_{\text{FEM}, \text{max}}$	maximale Hauptquerkraft im Bruchzustand aus der FE-Berechnung
$v_{\text{FEM}, 2,0d}$	maximale Hauptquerkraft im Bruchzustand aus der FE-Berechnung im Abstand $2,0d$ vom Rand der Lastplatte
$v_{\text{FEM}, \text{Anschnitt}}$	maximale Hauptquerkraft im Bruchzustand aus der FE-Berechnung am Auflager
$\beta^*$	$= a_v/(3,0d)$

NR.	Nr. gem. (Reißen 2017)	Lit.	Bezeichnung	System	Lagerung System	b	$\frac{l_{\text{Span}}}{\text{bzw. } l_{\text{Krag}}}$	$h_{\text{Lager}}$	$h_{\text{Ende Voute}}$	$b_{F_y}$	a	$a_{f_q}$	$a/d_{\text{Lager}}$	$a_{\sqrt{d}}/d_{\text{Lager}}$	$d_{\text{Lager}}$	$d_{lp}$	$\rho_l$	$d_g$	$f_c$
						m	m	m	m	m	m	m	-	-	mm	mm	%	mm	MPa
1	153	(Reißen, 2017)	S25B-1	EP	fd	2,5	4,00	0,28		0,40	1,00		4,16	3,32	241	241	0,98	16	27,9
2	154	(Reißen, 2017)	S25B-2	EP	fd	2,5	3,00	0,28		0,40	1,00		4,16	3,32	241	241	0,98	16	29,5
3	155	(Reißen, 2017)	S35B-1	EP	fd	3,5	4,00	0,28		0,40	1,00		4,16	3,32	241	241	0,98	16	35,9
4	156	(Reißen, 2017)	S35B-2	EP	fd	3,5	3,00	0,28		0,40	1,00		4,16	3,32	241	241	0,98	16	38,2
5	157	(Reißen, 2017)	S35C-1	EP	fd	3,5	4,00	0,28		0,40	1,30		5,41	4,56	241	241	0,98	16	39,6
6	158	(Reißen, 2017)	S35A-1	EP	fd	3,5	3,00	0,28		0,40	0,70		2,91	2,07	241	241	0,98	16	41,3
7	159	(Reißen, 2017)	S35C-2	EP	fd	3,5	4,00	0,28		0,40	1,30		5,41	4,56	241	241	0,98	16	29,5
8	160	(Reißen, 2017)	S35A-2	EP	fd	3,5	3,00	0,28		0,40	0,70		2,91	2,07	241	241	0,98	16	29,0
9	161	(Reißen, 2017)	CS35B-1	K	e_DW/e_RW	3,5	1,80	0,28		0,40	1,00		4,16	3,32	241	241	0,98	16	37,0
10	162	(Reißen, 2017)	CS35B-h	K	e_DW/e_RW	3,5	1,80	0,28	0,16	0,40	1,00		4,16	3,32	241	188	1,26	16	38,4
11	163	(Reißen, 2017)	CP35B-1	K	e_DW/e_RW	3,5	1,80	0,28		0,40	1,00	1,71	4,16	3,32	241	241	0,98	16	34,3
12	164	(Reißen, 2017)	CP35B-h-1	K	e_DW/e_RW	3,5	1,80	0,28	0,16	0,40	1,00	1,71	4,16	3,32	241	188	1,26	16	34,8
13	167	(Reißen, 2017)	MS35A	EP	fd + e_DW	3,5	3,00	0,28		0,40	0,70		2,91	2,07	241	241	0,98	16	37,3
14	168	(Reißen, 2017)	MS35C	EP	fd + e_DW	3,5	3,00	0,28		0,40	1,30		5,41	4,56	241	241	0,98	16	37,3
15	171	(Reißen, 2017)	MS35B	EP	fd + e_DW	3,5	3,00	0,28		0,40	1,00		4,16	3,32	241	241	0,98	16	38,2
16	172	(Reißen, 2017)	MP35B	EP	fd + e_DW	3,5	3,00	0,28		0,40	1,00	1,70	4,16	3,32	241	241	0,98	16	39,8
17	173	(Reißen, 2017)	MS35B-rq	EP	fd + e_DW	3,5	3,00	0,28		0,40	1,00		4,16	3,32	241	241	0,98	16	32,9
18	174	(Reißen, 2017)	MS35C-rq	EP	fd + e_DW	3,5	3,00	0,28		0,40	1,30		5,41	4,56	241	241	0,98	16	34,9
19	183	(Reißen, 2017)	CS35A	K	e_DW	3,5	1,80	0,28		0,40	0,70		2,91	2,07	241	241	0,98	16	31,0
20	184	(Reißen, 2017)	CS35C	K	e_DW	3,5	1,80	0,28		0,40	1,30		5,41	4,56	241	241	0,98	16	34,2
21	185	(Reißen, 2017)	CS35B-2	K	e_DW	3,5	1,80	0,28		0,40	1,00		4,16	3,32	241	241	0,98	16	30,9
22	186	(Reißen, 2017)	CP35B-2	K	e_DW	3,5	1,80	0,28		0,40	1,00	1,70	4,16	3,32	241	241	0,98	16	30,8
23	187	(Reißen, 2017)	CS35B-rq	K	e_DW	3,5	1,80	0,28		0,40	1,00		4,16	3,32	241	241	0,98	16	35,3
24	188	(Reißen, 2017)	CS35C-rq	K	e_DW	3,5	1,80	0,28		0,40	1,30		5,41	4,56	241	241	0,98	16	33,6

NR.	F <sub>p</sub>	F <sub>u</sub>	f <sub>q</sub>	V <sub>RM,c</sub>	V <sub>Rd,c</sub>	V <sub>FEM,0.5d</sub>	V <sub>FEM,0.5d</sub> / V <sub>Rd,c</sub>	β* V <sub>FEM,0.5d</sub> / V <sub>RM,c</sub>	V <sub>FEM,max</sub>	V <sub>FEM,max</sub> / V <sub>Rd,c</sub>	β* V <sub>FEM,max</sub> / V <sub>RM,c</sub>	β* V <sub>FEM,max</sub> / V <sub>RM,c</sub>	V <sub>FEM,2.0d</sub>	V <sub>FEM,2.0d</sub> / V <sub>Rd,c</sub>	β* V <sub>FEM,2.0d</sub> / V <sub>RM,c</sub>	β* V <sub>FEM,2.0d</sub> / V <sub>Rd,c</sub>	V <sub>FEM</sub> ,Anschmitt	V <sub>FEM</sub> ,Anschmitt / V <sub>Rd,c</sub>	β* V <sub>FEM</sub> ,Anschmitt / V <sub>RM,c</sub>	β* V <sub>FEM</sub> ,Anschmitt / V <sub>Rd,c</sub>
1	0	664	0,0	237	132	410	3,11	1,73	512	3,89	2,16	3,89	291	2,21	1,23	2,21	274	2,08	1,16	2,08
2	0	780	0,0	242	135	454	3,37	1,87	574	4,26	2,37	4,26	312	2,32	1,29	2,32	295	2,19	1,22	2,19
3	0	985	0,0	261	145	580	4,00	2,22	725	5,00	2,78	5,00	398	2,74	1,52	2,74	372	2,56	1,42	2,56
4	0	1024	0,0	267	148	575	3,87	2,15	735	4,95	2,75	4,95	382	2,57	1,43	2,57	352	2,37	1,32	2,37
5	0	1166	0,0	271	150	642	4,27	2,37	827	5,50	3,05	5,50	410	2,72	1,51	2,72	337	2,24	1,24	2,24
6	0	1143	0,0	275	153	750	4,91	1,89	906	5,93	2,28	4,10	602	3,94	1,51	2,72	606	3,96	1,52	2,74
7	0	924	0,0	242	135	541	4,02	2,23	622	4,62	2,57	4,62	311	2,31	1,28	2,31	233	1,73	0,96	1,73
8	0	892	0,0	241	134	625	4,67	1,80	690	5,16	1,98	3,57	449	3,36	1,29	2,32	455	3,40	1,31	2,35
9	0	569	0,0	264	147	409	2,79	1,55	471	3,21	1,78	3,21	303	2,07	1,15	2,07	300	2,04	1,14	2,04
10	0	475	0,0	241	134	370	2,76	1,53	426	3,18	1,77	3,18	271	2,02	1,12	2,02	268	2,00	1,11	2,00
11	0	538	85,0	257	143	476	3,34	1,85	533	3,74	2,08	3,74	380	2,66	1,48	2,66	378	2,65	1,47	2,65
12	0	451	85,0	233	129	443	3,43	1,91	496	3,84	2,13	3,84	353	2,73	1,52	2,73	351	2,72	1,51	2,72
13	645	1366	0,0	265	147	1080	7,34	2,82	1228	8,34	3,21	5,77	946	6,43	2,47	4,45	945	6,42	2,47	4,44
14	560	956	0,0	265	147	648	4,40	2,45	753	5,12	2,84	5,12	420	2,85	1,59	2,85	403	2,74	1,52	2,74
15	476	856	0,0	267	148	600	4,04	2,24	713	4,80	2,67	4,80	439	2,96	1,64	2,96	453	3,05	1,69	3,05
16	558	532	138,6	271	151	498	3,30	1,84	553	3,67	2,04	3,67	386	2,56	1,42	2,56	393	2,61	1,45	2,61
17	501	897	0,0	253	140	629	4,48	2,49	747	5,32	2,96	5,32	459	3,27	1,82	3,27	475	3,38	1,88	3,38
18	492	846	0,0	258	144	568	3,96	2,20	674	4,70	2,61	4,70	366	2,55	1,42	2,55	358	2,49	1,39	2,49
19	0	1022	0,0	247	137	804	5,86	2,25	927	6,75	2,60	4,67	704	5,13	1,97	3,55	704	5,13	1,97	3,55
20	0	588	0,0	256	142	443	3,11	1,73	495	3,47	1,93	3,47	299	2,10	1,17	2,10	300	2,11	1,17	2,11
21	0	565	0,0	247	137	436	3,18	1,77	485	3,54	1,97	3,54	313	2,28	1,27	2,28	320	2,33	1,30	2,33
22	0	486	85,1	246	137	429	3,13	1,74	516	3,77	2,09	3,77	362	2,64	1,47	2,64	370	2,70	1,50	2,70
23	0	545	0,0	259	144	421	2,92	1,62	467	3,24	1,80	3,24	302	2,09	1,16	2,09	313	2,17	1,21	2,17
24	0	499	0,0	255	142	345	2,44	1,35	422	2,98	1,66	2,98	250	1,77	0,98	1,77	254	1,79	1,00	1,79

NR.	Nr. gem. (Reißen 2017)	Lit.	Bezeichnung	System	Lagerung System	b	l <sub>span</sub> bzw. l <sub>Krag</sub>	h <sub>Lager</sub>	h <sub>Ende Voute</sub>	b <sub>Fy</sub>	a	a <sub>ftq</sub>	a/d <sub>Lager</sub>	a/d <sub>Lager</sub>	d <sub>Lager</sub>	d <sub>lp</sub>	ρ <sub>l</sub>	d <sub>g</sub>	f <sub>c</sub>
25	191	(Reißen, 2017)	MS35A-dr	EP	fd + e_DW	3,5	3,00	0,28		0,40	0,70		2,91	2,07	241	241	0,98	16	38,0
26	192	(Reißen, 2017)	CP35B-h-2	K	e_DW	3,5	1,80	0,28	0,16	0,40	1,00	1,70	4,16	3,32	241	188	1,26	16	41,1
27	211	(Lantsoght, 2013a)	S2T1	EP	fd + e_DW	2,5	3,60	0,30		0,30	0,60		2,26	1,70	265	265	0,95	16	27,2
28	214	(Lantsoght, 2013a)	S2T4	EP	fd + e_DW	2,5	3,60	0,30		0,30	0,60		2,26	1,70	265	265	0,95	16	27,2
29	217	(Lantsoght, 2013a)	S3T1	EP	fd + e_DW	2,5	3,60	0,30		0,30	0,60		2,26	1,70	265	265	0,95	16	40,7
30	220	(Lantsoght, 2013a)	S3T4	EP	fd + e_DW	2,5	3,60	0,30		0,30	0,60		2,26	1,70	265	265	0,95	16	40,7
31	228	(Lantsoght, 2013a)	S5T1	EP	fd + e_DW	2,5	3,60	0,30		0,30	0,40		1,51	0,94	265	265	0,95	16	36,5
32	230	(Lantsoght, 2013a)	S5T4	EP	fd + e_DW	2,5	3,60	0,30		0,30	0,40		1,51	0,94	265	265	0,95	16	36,5
33	333	(Lantsoght, 2013a)	S19T2	EP	fd + e_DW	2,5	3,60	0,30		0,30	0,60		2,26	1,70	265	265	0,95	16	44,9
34	334	(Lantsoght, 2013a)	S20T1	EP	fd + e_DW	2,5	3,60	0,30		0,30	0,60	1,20	2,26	1,70	265	265	0,95	16	47,8
35	349	(Lantsoght, 2013a)	S23T1	EP	fd + e_DW	2,5	3,60	0,30		0,30	0,60	1,20	2,26	1,70	265	265	0,95	16	46,5
36	350	(Lantsoght, 2013a)	S23T2	EP	fd + e_DW	2,5	3,60	0,30		0,30	0,60	1,20	2,26	1,70	265	265	0,95	16	46,5
37	355	(Lantsoght, 2013a)	S25T1	EP	fd + e_DW	2,5	3,60	0,30		0,30	0,60		2,26	1,70	265	265	0,95	16	46,3
38	356	(Lantsoght, 2013a)	S25T2	EP	fd + e_DW	2,5	3,60	0,30		0,30	0,40	1,20	1,51	0,94	265	265	0,95	16	46,3
39	362	(Lantsoght, 2013a)	S26T3	EP	fd + e_DW	2,5	3,60	0,30		0,30	0,40	1,20	1,51	0,94	265	265	0,95	16	46,3
40	406	(Rodriguez, 2007)	DR1b	K	e_DW	10	2,78	0,38	0,19	0,30	1,29		3,80	3,33	342	261	1,03	16	40,2
41	407	(Rodriguez, 2007)	DR1c	K	e_DW	10	2,78	0,38	0,19	0,30	1,29		3,80	3,33	342	261	1,03	16	41,1
42	408	(Rodriguez, 2007)	DR2a	K	e_DW	10	2,78	0,38	0,19	0,30	1,29		3,79	3,32	343	261	0,78	16	39,2
43	409	(Rodriguez, 2007)	DR2b	K	e_DW	10	2,78	0,38	0,19	0,30	1,29		3,79	3,32	343	261	0,78	16	42,2
44	410	(Rodriguez, 2007)	DR2c	K	e_DW	10	2,78	0,38	0,19	0,30	1,29		3,79	3,32	343	261	0,78	16	42,7
45	411	(Natario, 2015)	SN1A	K	e_DW	3	1,25	0,18		0,40	0,50		3,32	2,00	152	152	1,32	32	30,3
46	412	(Natario, 2015)	SN2A	K	e_DW	3	1,25	0,18		0,40	0,66		4,32	3,00	152	152	1,32	32	30,4
47	413	(Natario, 2015)	SN3A	K	e_DW	3	1,25	0,18		0,40	0,81		5,32	4,00	152	152	1,32	32	30,1
48	-	(Natario, 2015)	SN1B	K	e_DW	3	1,25	0,18		0,40	0,50		3,32	2,00	152	152	1,32	32	29,5
49	-	(Natario, 2015)	SN2B	K	e_DW	3	1,25	0,18		0,40	0,66		4,32	3,00	152	152	1,32	32	28,3
50	-	(Natario, 2015)	SN3B	K	e_DW	3	1,25	0,18		0,40	0,81		5,32	4,00	152	152	1,32	32	29,7

NR.	F <sub>p</sub>	F <sub>u</sub>	f <sub>q</sub>	V <sub>fm,c</sub>	V <sub>rd,c</sub>	V <sub>FEM,0.5d</sub>	V <sub>FEM,0.5d</sub> / V <sub>rd,c</sub>	β* V <sub>FEM,0.5d</sub> / V <sub>fm,c</sub>	V <sub>FEM,max</sub>	V <sub>FEM,max</sub> / V <sub>rd,c</sub>	β* V <sub>FEM,max</sub> / V <sub>fm,c</sub>	β* V <sub>FEM,max</sub> / V <sub>rd,c</sub>	V <sub>FEM,2.0d</sub>	V <sub>FEM,2.0d</sub> / V <sub>rd,c</sub>	β* V <sub>FEM,2.0d</sub> / V <sub>fm,c</sub>	β* V <sub>FEM,2.0d</sub> / V <sub>rd,c</sub>	V <sub>FEM</sub> / V <sub>rd,c</sub>	β* V <sub>FEM</sub> / V <sub>fm,c</sub>	β* V <sub>FEM</sub> / V <sub>rd,c</sub>
	kN	kN	kN/m	kN/m	kN/m	kN/m	-	-	kN/m	-	-	-	kN/m	-	-	-	kN/m	-	-
25	291	1226	0,0	267	148	875	5,90	2,27	1047	7,06	2,71	4,89	790	5,33	2,05	3,69	790	5,33	2,05
26	0	545	84,9	247	137	532	3,87	2,15	575	4,18	2,32	4,18	426	3,10	1,72	3,10	414	3,01	1,67
27	280	1374	0,0	250	139	1108	7,99	2,51	1369	9,87	3,10	5,59					875	6,30	1,98
28	330	1421	0,0	250	139	1279	9,22	2,90	1563	11,26	3,54	6,38					1080	7,78	2,45
29	252	1371	0,0	291	162	1106	6,84	2,15	1366	8,45	2,66	4,78					873	5,40	1,70
30	287	1337	0,0	291	162	1204	7,45	2,34	1471	9,10	2,86	5,15					1017	6,29	1,98
31	235	1804	0,0	279	155	1910	12,30	2,15	2199	14,16	2,47	4,45					1856	11,96	2,09
32	280	1755	0,0	279	155	1659	10,68	1,87	2010	12,95	2,26	4,07					1606	10,35	1,81
33	112	1484	0,0	302	168	1196	7,14	2,24	1478	8,82	2,77	4,99					944	5,63	1,77
34	870	1504	241,2	309	171	1342	7,83	2,46	1498	8,74	2,75	4,94					1087	6,34	1,99
35	332	1386	240,4	306	170	1360	8,01	2,52	1525	8,98	2,82	5,08					1166	6,87	2,16
36	230	1132	240,8	306	170	1045	6,15	1,93	1130	6,65	2,09	3,77					852	5,02	1,58
37	203	1461	0,0	305	170	1178	6,95	2,19	1455	8,59	2,70	4,86					929	5,48	1,72
38	372	1620	240,4	305	170	1829	10,79	1,89	1976	11,66	2,04	3,67					1780	10,50	1,84
39	418	1555	240,8	305	170	1761	10,39	1,81	1898	11,19	1,96	3,52					1714	10,11	1,77
40	0	1030	0,0	294	164	525	3,21	1,78	621	3,80	2,11	3,80	409	2,50	1,39	2,50	439	2,68	1,49
41	0	938	0,0	297	165	745	4,52	2,51	945	5,73	3,18	5,73	464	2,81	1,56	2,81	412	2,50	1,39
42	0	961	0,0	266	148	451	3,05	1,70	534	3,62	2,01	3,62	333	2,26	1,25	2,26	349	2,36	1,31
43	0	857	0,0	273	152	448	2,95	1,64	531	3,50	1,94	3,50	349	2,30	1,28	2,30	370	2,44	1,35
44	0	726	0,0	274	152	598	3,92	2,18	747	4,90	2,72	4,90	367	2,41	1,34	2,41	343	2,25	1,25
45	0	489	0,0	192	106	492	4,62	1,71	506	4,75	1,76	3,17	415	3,90	1,44	2,60	415	3,90	1,44
46	0	330	0,0	192	107	287	2,69	1,50	307	2,88	1,60	2,88	248	2,33	1,29	2,33	248	2,33	1,29
47	0	328	0,0	191	106	275	2,59	1,44	299	2,82	1,56	2,82	224	2,11	1,17	2,11	226	2,13	1,18
48	0	437	0,0	190	105	414	3,93	1,46	453	4,30	1,59	2,87	371	3,52	1,30	2,35	371	3,52	1,30
49	0	341	0,0	187	104	294	2,84	1,58	318	3,07	1,70	3,07	261	2,52	1,40	2,52	256	2,47	1,37
50	0	330	0,0	190	106	284	2,69	1,49	301	2,85	1,58	2,85	225	2,13	1,18	2,13	227	2,15	1,19

Nr.	Nr. gem. (Reißen 2017)	Lit.	Bezeichnung	System	Lagerung System	b	$l_{\text{Span}}$ bzw. $l_{\text{Krag}}$	$h_{\text{Lager}}$	$h_{\text{Ende Voute}}$	$b_{F,y}$	a	$a_{iq}$	a/d Lager	a/d Lager	$d_{\text{Lager}}$	$d_{ip}$	$\rho_i$	$d_g$	$f_c$
						m	m	m	m	m	m	m	m	-	mm	mm	%	mm	MPa
51	-	(Natario, 2015)	SN4D	K	e_DW	3	1,25	0,18		0,40	0,50		3,32	2,00	152	1,32	32	28,7	
52	-	(Natario, 2015)	SN5D	K	e_DW	3	1,25	0,18		0,40	0,66		4,32	3,00	152	1,32	32	28,8	
53	-	(Natario, 2015)	SN6D	K	e_DW	3	1,25	0,18		0,40	0,81		5,32	4,00	152	1,32	32	28,9	
54	414	(Natario, 2015)	FN1W	K	e_DW	3	1,50	0,25		0,40	0,68		3,24	2,29	210	1,00	16	45,5	
55	415	(Natario, 2015)	FN1E	K	e_DW	3	1,50	0,25		0,40	0,68		3,24	2,29	210	1,00	16	46,9	
56	416	(Natario, 2015)	FN6W	K	e_DW	3	1,50	0,25		0,40	0,92		4,38	3,43	210	1,00	16	46,0	
57	417	(Natario, 2015)	FN6E	K	e_DW	3	1,50	0,25		0,40	0,92		4,38	3,43	210	1,00	16	46,8	
58	518	(Latte, 2011)	VK1, V1	K	e_DW/e_RW	2,4	1,65	0,30	0,19	0,40	0,71	1,50	2,87	2,06	247	213	0,94	16	35,0
59	520	(Latte, 2011)	VK2, V1	K	e_DW/e_RW	2,4	1,65	0,25		0,40	0,71	1,50	3,27	2,35	217	217	1,16	16	46,0
60	522	(Latte, 2011)	VK3, V1	K	e_DW/e_RW	2,4	1,65	0,25	0,14	0,40	0,71	1,50	3,27	2,35	217	183	1,38	16	46,5
61	524	(Latte, 2011)	VK4, V1	K	e_DW/e_RW	2,4	1,65	0,20		0,40	0,71		4,25	3,05	167	167	1,20	16	42,5
62	-	(Henze & Rombach, 2017a)	1d	K	e_DW/e_RW	4,5	1,90	0,25		0,40	0,42		1,93	1,00	215	215	1,17	16	43,4
63	-	(Henze & Rombach, 2017a)	2d-1	K	e_DW/e_RW	4,5	1,90	0,25		0,40	0,63		2,93	2,00	215	215	1,17	16	47,3
64	-	(Henze & Rombach, 2017a)	2d-2	K	e_DW/e_RW	4,5	1,90	0,25		0,40	0,63		2,93	2,00	215	215	1,17	16	55,5
65	-	(Henze & Rombach, 2017a)	3d-1	K	e_DW/e_RW	4,5	1,90	0,25		0,40	0,85		3,93	3,00	215	215	1,17	16	37,8
66	-	(Henze & Rombach, 2017a)	3d-2	K	e_DW/e_RW	4,5	1,90	0,25		0,40	0,85		3,93	3,00	215	215	1,17	16	49,5
67	-	(Henze & Rombach, 2017a)	4d-1	K	e_DW/e_RW	4,5	1,90	0,25		0,40	1,06		4,93	4,00	215	215	1,17	16	40,0
68	-	(Henze & Rombach, 2017a)	4d-2	K	e_DW/e_RW	4,5	1,90	0,25		0,40	1,06		4,93	4,00	215	215	0,72	16	47,1
69	-	(Henze & Rombach, 2017a)	4d-3	K	e_DW/e_RW	4,5	1,90	0,25		0,40	1,06		4,93	4,00	215	215	1,17	16	44,8
70	-	(Henze & Rombach, 2017a)	5d	K	e_DW/e_RW	4,5	1,90	0,25		0,40	1,28		5,93	5,00	215	215	1,17	16	46,4
71	-	(Henze & Rombach, 2017a)	6d	K	e_DW/e_RW	4,5	1,90	0,25		0,40	1,49		6,93	6,00	215	215	1,17	16	43,0
72	-	(Henze & Rombach, 2017a)	2dx2	K	e_DW/e_RW	4,5	1,90	0,25		0,40	0,63		2,93	2,00	215	215	1,17	16	57,6
73	-	(Henze & Rombach, 2017a)	3dx2	K	e_DW/e_RW	4,5	1,90	0,25		0,40	0,85		3,93	3,00	215	215	1,17	16	52,8
74	-	(Henze & Rombach, 2017a)	4dx2	K	e_DW/e_RW	4,5	1,90	0,25		0,40	1,06		4,93	4,00	215	215	1,17	16	45,9
75	-	(Henze & Rombach, 2017a)	5dx2	K	e_DW/e_RW	4,5	1,90	0,25		0,40	1,28		5,93	5,00	215	215	1,17	16	54,4

NR.	F p	F u	f q	vRm,c	vRd,c	vFEM,0 .5d	vFEM,0 .5d / vRd,c	$\beta^*$ vFEM,0 .5d / vRm,c	$\beta^*$ vFEM,0 .5d / vRd,c	vFEM, max	vFEM, max / vRd,c	$\beta^*$ vFEM, max / vRm,c	$\beta^*$ vFEM, max / vRd,c	vFEM,2 .0d	vFEM,2 .0d / vRd,c	$\beta^*$ vFEM,2 .0d / vRm,c	$\beta^*$ vFEM,2 .0d / vRd,c	vFEM, Ansch nitt	vFEM, Ansch nitt / vRm,c	$\beta^*$ vFEM, Ansch nitt	$\beta^*$ vFEM, Ansch nitt / vRd,c
51	0	494	0,0	188	104	468	4,49	1,66	2,99	512	4,91	1,82	3,27	419	4,02	1,49	2,68	419	4,02	1,49	2,68
52	0	335	0,0	188	104	289	2,77	1,54	2,77	312	2,99	1,66	2,99	252	2,41	1,34	2,41	252	2,41	1,34	2,41
53	0	327	0,0	188	105	281	2,69	1,49	2,69	298	2,85	1,58	2,85	224	2,14	1,19	2,14	225	2,15	1,20	2,15
54	0	591	0,0	259	144	501	3,49	1,48	2,66	549	3,82	1,62	2,91	449	3,13	1,32	2,38	449	3,13	1,32	2,38
55	0	597	0,0	261	145	506	3,48	1,47	2,65	555	3,82	1,62	2,91	453	3,12	1,32	2,38	453	3,12	1,32	2,38
56	0	474	0,0	260	144	375	2,60	1,44	2,60	419	2,91	1,61	2,91	295	2,05	1,14	2,05	301	2,09	1,16	2,09
57	0	499	0,0	261	145	395	2,72	1,51	2,72	442	3,05	1,69	3,05	310	2,14	1,19	2,14	316	2,18	1,21	2,18
58	0	690	32,1	232	129	606	4,70	1,80	3,23	705	5,46	2,09	3,76	512	3,97	1,52	2,73	512	3,97	1,52	2,73
59	0	678	22,5	280	155	558	3,59	1,56	2,81	650	4,18	1,82	3,28	478	3,08	1,34	2,41	478	3,08	1,34	2,41
60	0	677	0,0	261	145	598	4,12	1,79	3,22	696	4,79	2,09	3,75	508	3,50	1,52	2,74	508	3,50	1,52	2,74
61	0	487	0,0	226	126	415	3,31	1,84	3,31	435	3,47	1,93	3,47	336	2,68	1,49	2,68	332	2,65	1,47	2,65
62	0	1496	0,0	273	151	1332	8,79	1,63	2,93	1422	9,39	1,74	3,13					965	6,37	1,18	2,12
63	0	984	0,0	281	156	797	5,10	1,89	3,40	885	5,67	2,10	3,78	640	4,10	1,52	2,73	640	4,10	1,52	2,73
64	0	897	0,0	298	166	726	4,39	1,62	2,92	807	4,87	1,80	3,25	582	3,51	1,30	2,34	582	3,51	1,30	2,34
65	0	630	0,0	259	144	454	3,15	1,75	3,15	536	3,72	2,07	3,72	340	2,37	1,31	2,37	353	2,45	1,36	2,45
66	0	680	0,0	286	159	489	3,08	1,71	3,08	578	3,64	2,02	3,64	367	2,31	1,28	2,31	381	2,40	1,33	2,40
67	0	677	0,0	264	147	488	3,32	1,84	3,32	562	3,83	2,13	3,83	332	2,26	1,26	2,26	339	2,31	1,28	2,31
68	0	726	0,0	239	133	522	3,94	2,19	3,94	602	4,54	2,52	4,54	355	2,68	1,49	2,68	363	2,73	1,52	2,73
69	0	682	0,0	276	153	491	3,20	1,78	3,20	566	3,69	2,05	3,69	334	2,18	1,21	2,18	341	2,23	1,24	2,23
70	0	699	0,0	279	155	524	3,38	1,88	3,38	566	3,65	2,03	3,65	350	2,25	1,25	2,25	322	2,07	1,15	2,07
71	0	656	0,0	272	151	459	3,04	1,69	3,04	531	3,52	1,96	3,52	302	2,00	1,11	2,00	282	1,87	1,04	1,87
72	0	993	0,0	302	168	466	2,78	1,03	1,85	506	3,02	1,12	2,01	397	2,37	0,88	1,58	397	2,37	0,88	1,58
73	0	874	0,0	293	163	393	2,42	1,34	2,42	428	2,63	1,46	2,63	323	1,99	1,10	1,99	332	2,04	1,13	2,04
74	0	930	0,0	278	155	419	2,71	1,50	2,71	456	2,95	1,64	2,95	335	2,17	1,20	2,17	344	2,23	1,24	2,23
75	0	952	0,0	296	164	419	2,55	1,42	2,55	438	2,66	1,48	2,66	324	1,97	1,09	1,97	371	2,26	1,25	2,26

## Anhang B: Validierung der nichtlinearen Simulationen

Im Folgenden werden die nichtlinearen Simulationen mit dem Programm ABAQUS dokumentiert. Hierfür werden für ausgewählte Versuche analog zu den Ausführungen in Kapitel 7 die Messergebnisse der realen Versuche mit den Ergebnissen der Simulation verglichen. Aufgrund des erheblichen Aufwandes bei der Ermittlung der Daten aus der *n/FEM* erfolgt der Abgleich nicht für alle Versuche mit sämtlichen Messergebnissen. Die Validierung der nichtlinearen numerischen Simulationen über den Abgleich mit den realen Versuchsergebnissen, sowie die Ermittlung der nichtlinearen Querkräfte mit den zugehörigen Diagrammen erfolgte zu großen Teilen im Rahmen der durch den Autor betreuten studentischen Abschlussarbeiten von *Stein* (Stein, 2017) und *Rueffle* (Rueffle, 2017).

Die maßgeblichen Parameter für das Materialmodell ‚Concrete Damaged Plasticity‘ (CDP) werden aufgeführt. Die eindimensionalen Spannungs-Dehnungsbeziehungen wurden entsprechend der Vorgehensweise nach Kapitel 6 und Anhang C ermittelt. Die Materialparameter wie Druckfestigkeit, Zugfestigkeit, E-Modul usw. für die Versuche an der TUHH sind dem Versuchsbericht (Henze & Rombach, 2017a) entnommen.

Neben der Simulation der eigenen Versuche wurde das Vorgehen aus Abschnitt 6 auch auf weitere Versuchsreihen an Stahlbetonplatten erfolgreich angewendet. Die Berechnungen waren ohne große Anpassungen möglich. Nachfolgend werden die Kraft-/Verformungskurven von drei ausgewählten Versuchsreihen, (Natário F. M., 2015), (Rombach et al., 2009), gezeigt, die mit dem Programm ABAQUS simuliert wurden. Die numerisch ermittelten Rissbilder sind den realen Verläufen gegenübergestellt. Die Materialparameter der Versuchsreihen wie Druckfestigkeit, Zugfestigkeit, E-Modul usw. sind den jeweils genannten Veröffentlichungen zu entnehmen.

## Versuchsreihe an der TUHH (Henze & Rombach, 2017a)

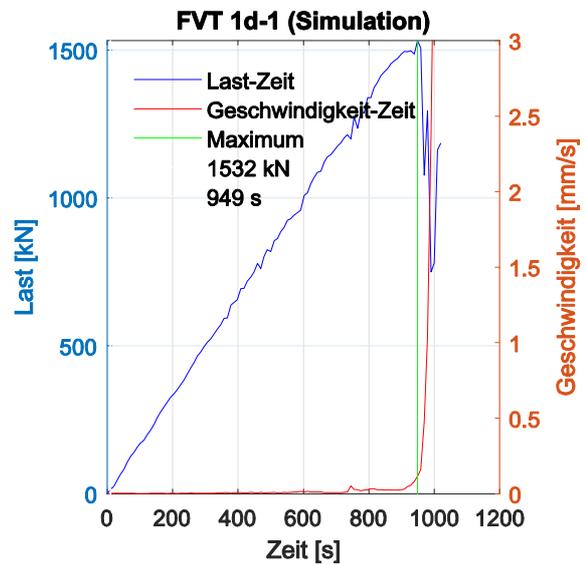
### Versuch 1d-1

#### Parameter CDP

Dilatanzwinkel  $\psi = 30^\circ$ , Exzentrizität der Fließpotentials  $\varepsilon = 0,1$ , Biaxial/uniaxial compression plastic strain ratio  $\sigma_{b0}/\sigma_{c0} = 1,16$ , Invariant stress ratio  $K_c = 0,667$

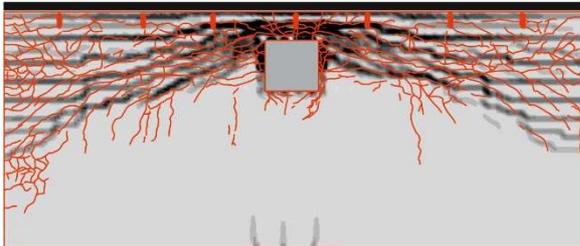
#### Materialwerte

$G_{cl} =$	15 [kN/m]
$G_{fMC2010}$	0,14 [N/m]
$f_{cm} =$	43,4 [N/mm <sup>2</sup> ]
$f_{ctm} =$	3,03 [N/mm <sup>2</sup> ]
$E_c =$	27503 [N/mm <sup>2</sup> ]
Elementgröße	25 [mm]
Schädigung max	90 %

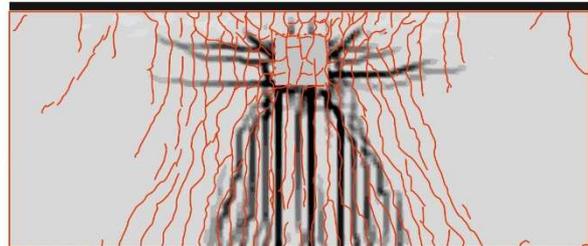


#### Rissbilder

1d



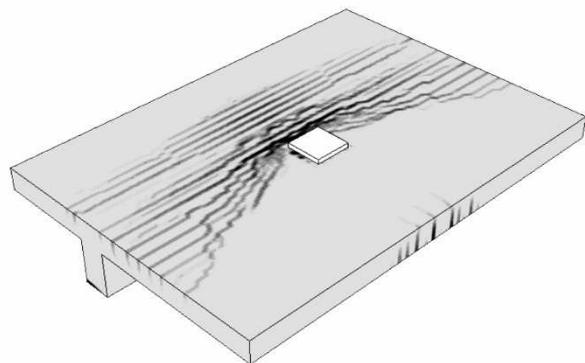
Oberseite

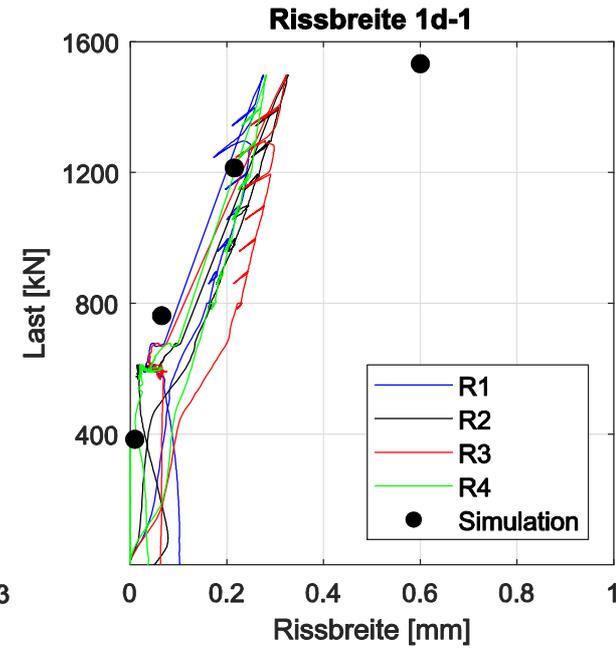
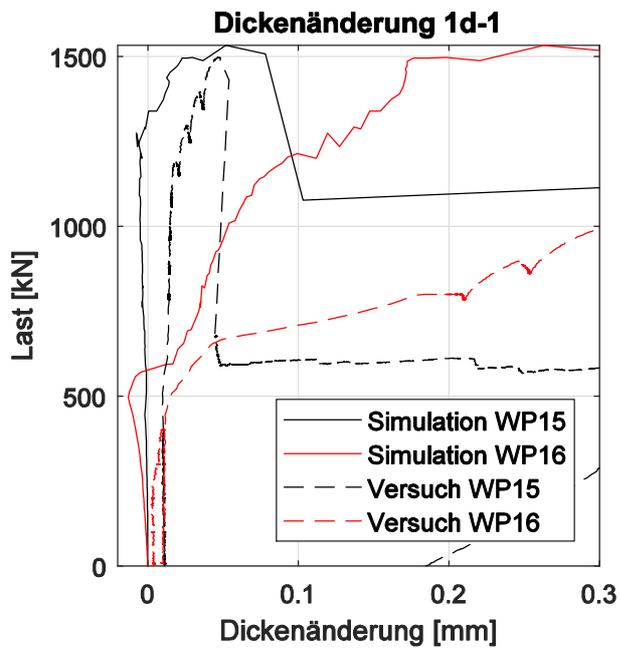
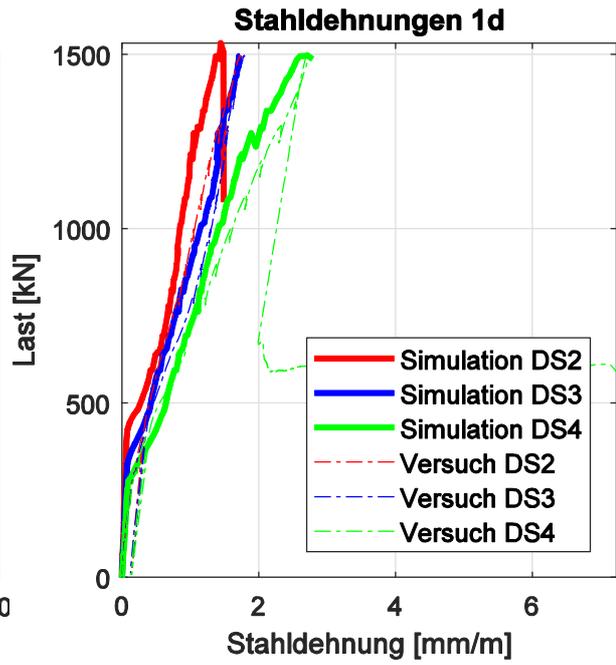
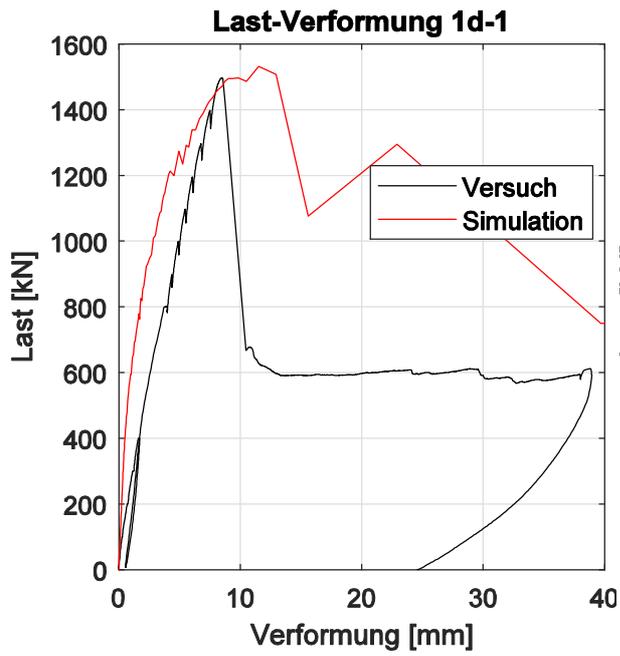


Unterseite



Schnitt Lastplatte





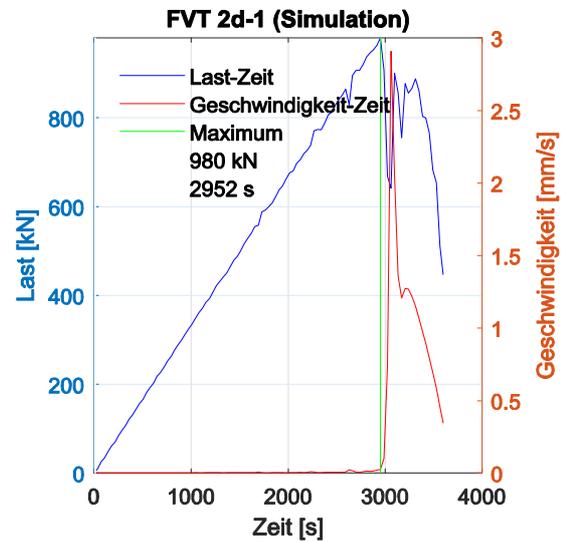
## Versuch 2d-1

### Parameter CDP

Dilatanzwinkel  $\psi = 30^\circ$ , Exzentrizität der Fließpotentials  $\varepsilon = 0,1$ , Biaxial/uniaxial compression plastic strain ratio  $\sigma_{b0}/\sigma_{c0} = 1,16$ , Invariant stress ratio  $K_c = 0,667$

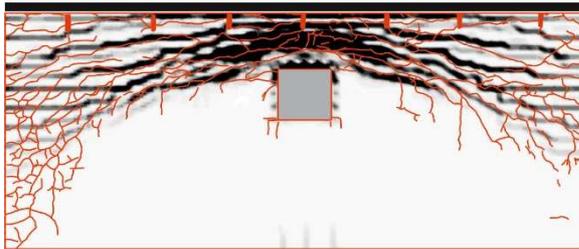
### Materialwerte

$G_{cl} =$	15 [kN/m]
$G_f \text{ MC2010}$	0,14 [N/m]
$f_{cm} =$	47,3 [N/mm <sup>2</sup> ]
$f_{ctm} =$	3,18 [N/mm <sup>2</sup> ]
$E_c =$	31090 [N/mm <sup>2</sup> ]
Elementgröße	25 [mm]
Schädigung max	90 %

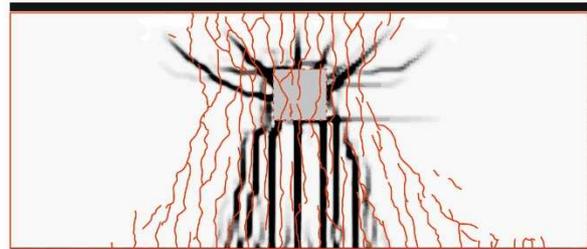


### Rissbilder

2d-1



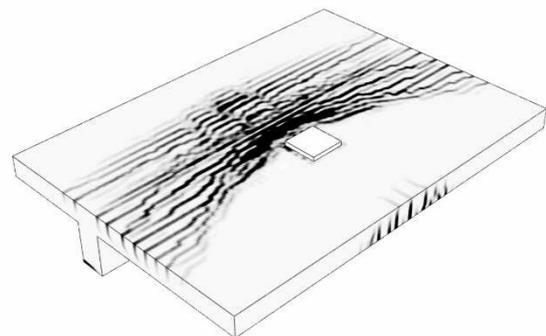
Oberseite

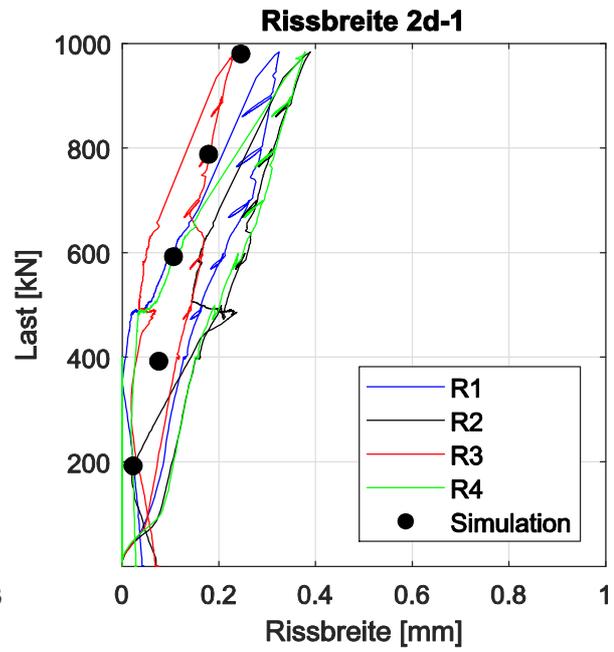
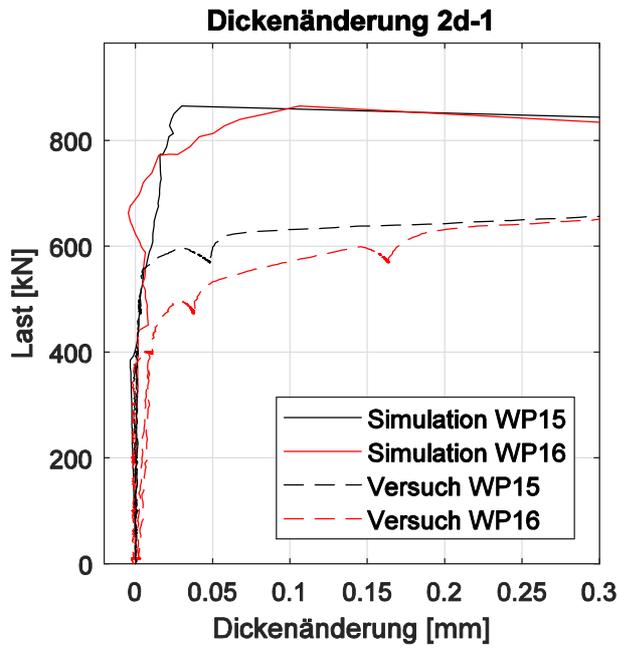
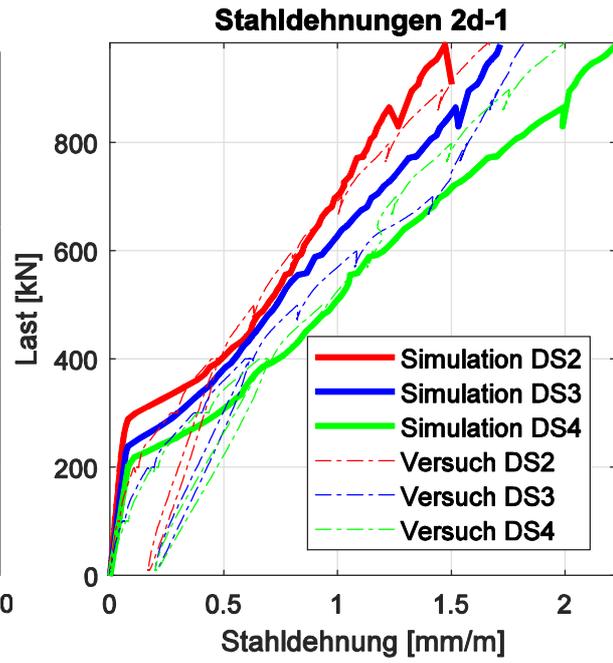
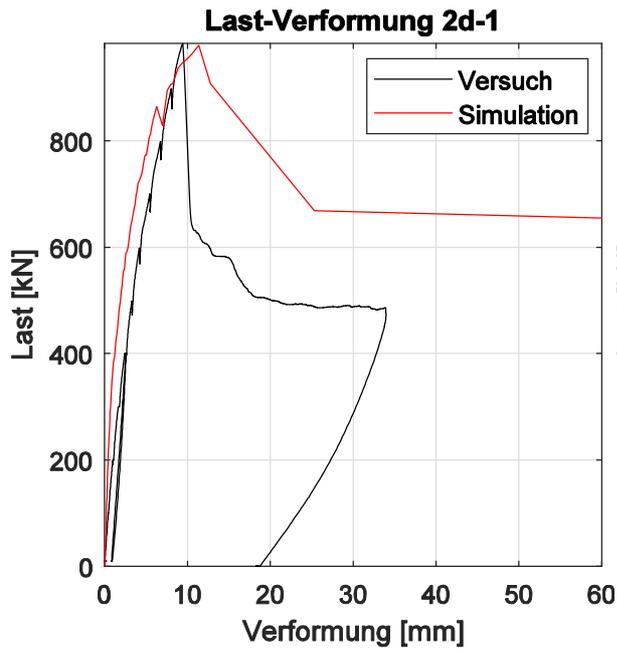


Unterseite



Schnitt Lastplatte





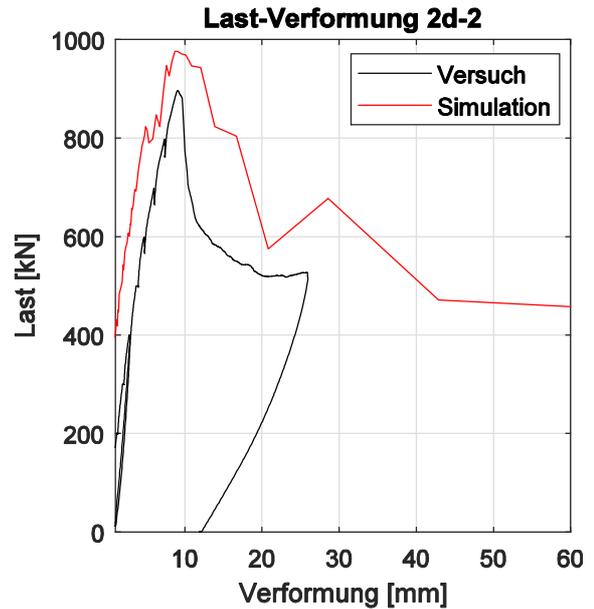
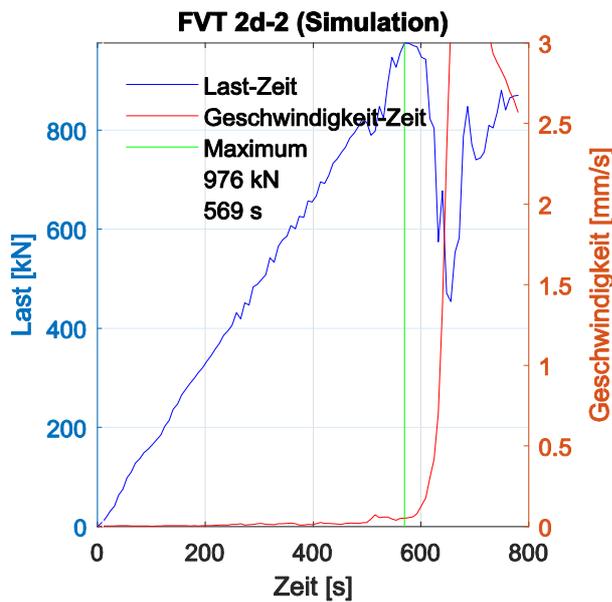
**Versuch 2d-2**

**Parameter CDP**

Dilatanzwinkel  $\psi = 20^\circ$ , Exzentrizität der Fließpotentials  $\varepsilon = 0,1$ , Biaxial/uniaxial compression plastic strain ratio  $\sigma_{b0}/\sigma_{c0} = 1,16$ , Invariant stress ratio  $K_c = 0,667$

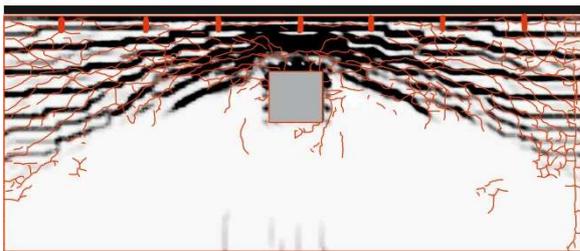
**Materialwerte**

$G_{cl} =$	15 [kN/m]	$f_{ctm} =$	3,51 [N/mm <sup>2</sup> ]
$G_{fMC2010}$	0,14 [N/m]	$E_c =$	33043 [N/mm <sup>2</sup> ]
$f_{cm} =$	55,5 [N/mm <sup>2</sup> ]	Elementgröße	25 [mm]
Schädigung max	90 %		

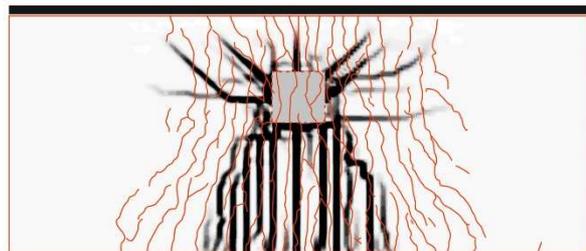


**Rissbilder**

2d-2



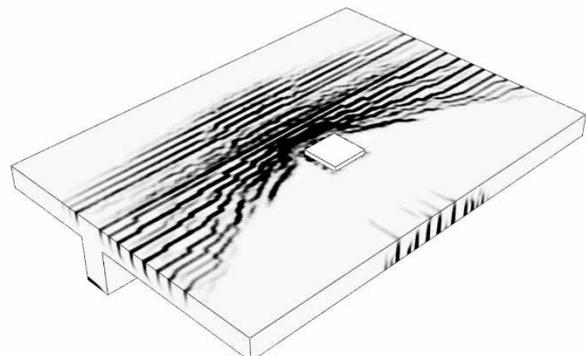
Oberseite



Unterseite



Schnitt Lastplatte



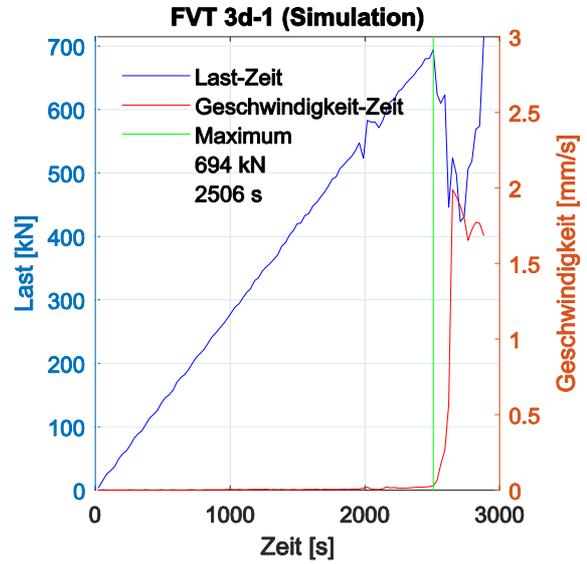
**Versuch 3d-1**

**Parameter CDP**

Dilatanzwinkel  $\psi = 30^\circ$ , Exzentrizität der Fließpotentials  $\varepsilon = 0,1$ , Biaxial/uniaxial compression plastic strain ratio  $\sigma_{b0}/\sigma_{c0} = 1,16$ , Invariant stress ratio  $K_c = 0,667$

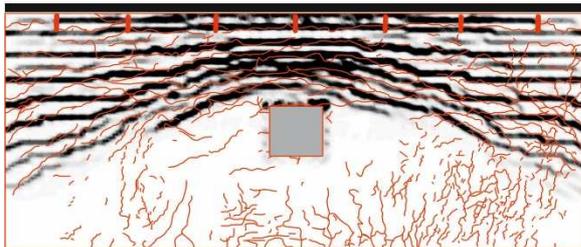
**Materialwerte**

$G_{cl} =$	15 [kN/m]
$G_f \text{ MC2010}$	0,14 [N/m]
$f_{cm} =$	37,8 [N/mm <sup>2</sup> ]
$f_{ctm} =$	2,70 [N/mm <sup>2</sup> ]
$E_c =$	24710 [N/mm <sup>2</sup> ]
Elementgröße	25 [mm]
Schädigung max	90 %

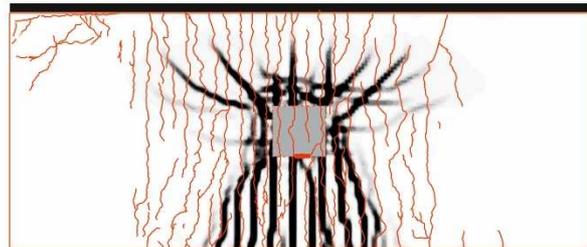


**Rissbilder**

3d-1



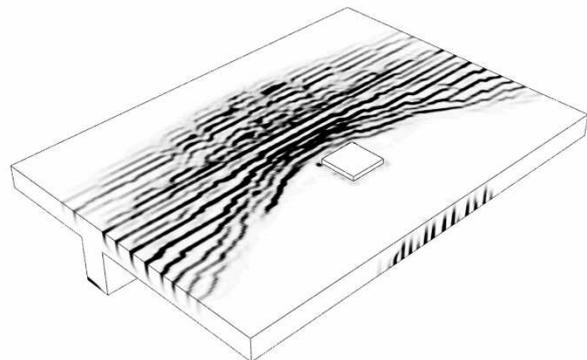
Oberseite

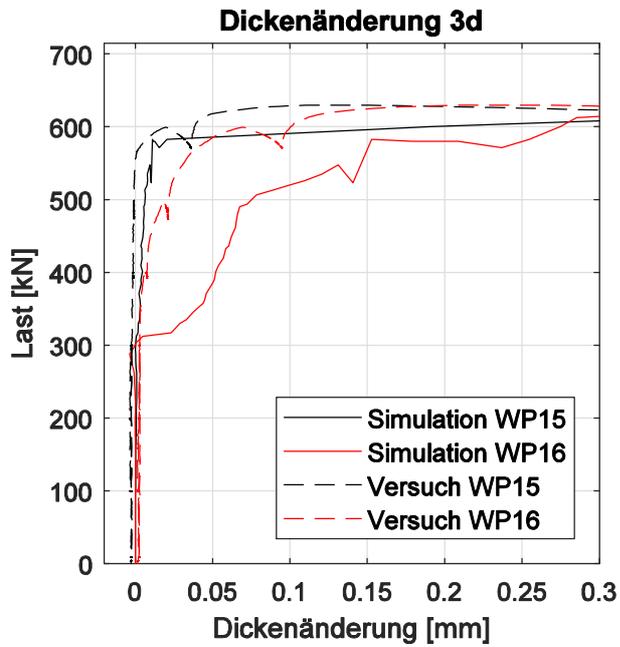
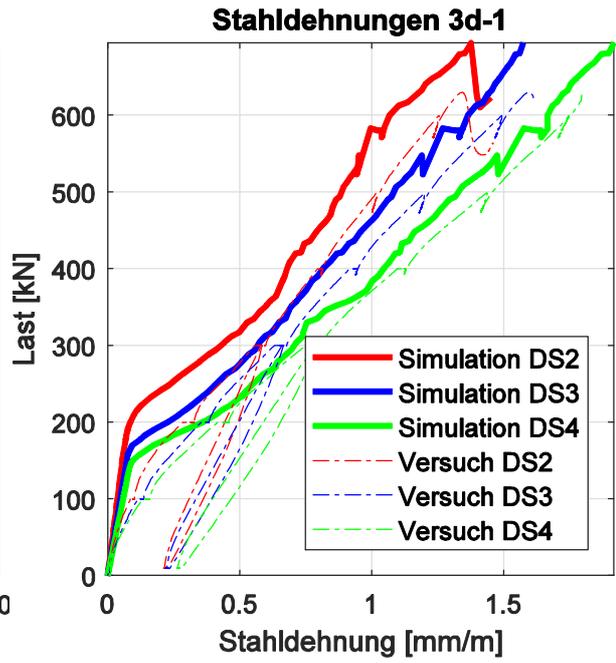
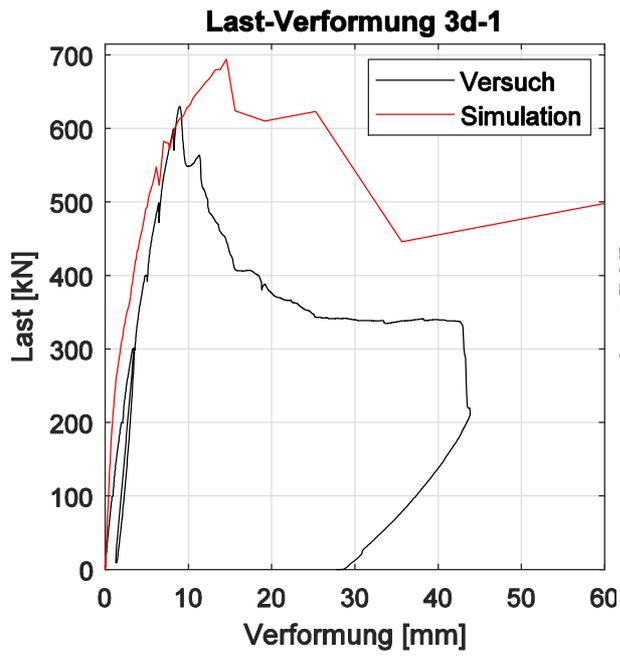


Unterseite



Schnitt Lastplatte





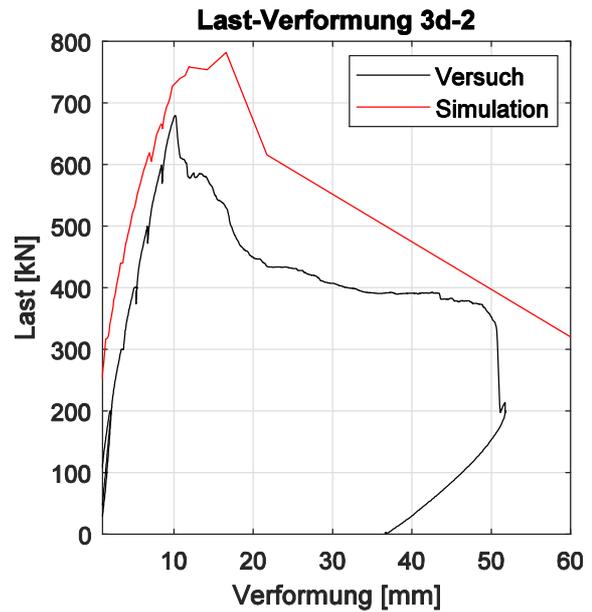
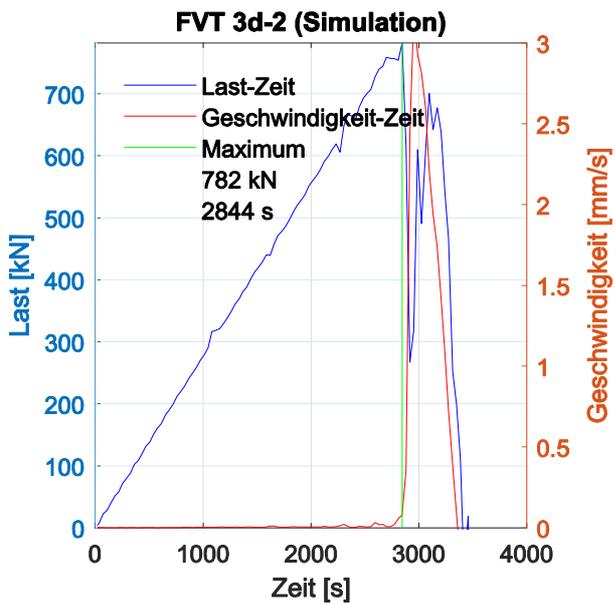
**Versuch 3d-2**

**Parameter CDP**

Dilatanzwinkel  $\psi = 15^\circ$ , Exzentrizität der Fließpotentials  $\varepsilon = 0,1$ , Biaxial/uniaxial compression plastic strain ratio  $\sigma_{b0}/\sigma_{c0} = 1,16$ , Invariant stress ratio  $K_c = 0,667$

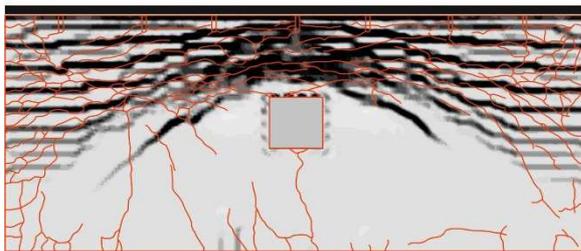
**Materialwerte**

$G_{cl} =$	15 [kN/m]	$f_{ctm} =$	3,42 [N/mm <sup>2</sup> ]
$G_{fMC2010}$	0,14 [N/m]	$E_c =$	31003 [N/mm <sup>2</sup> ]
$f_{cm} =$	49,5 [N/mm <sup>2</sup> ]	Elementgröße	25 [mm]
Schädigung max	90 %		

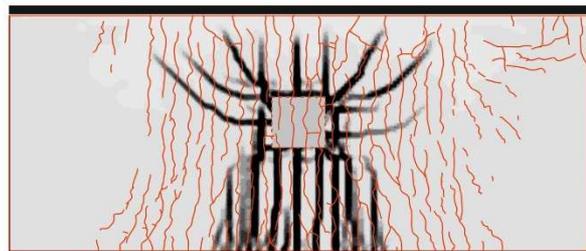


**Rissbilder**

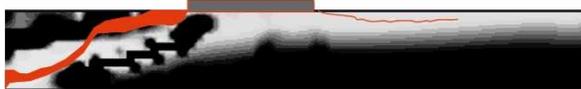
3d-2



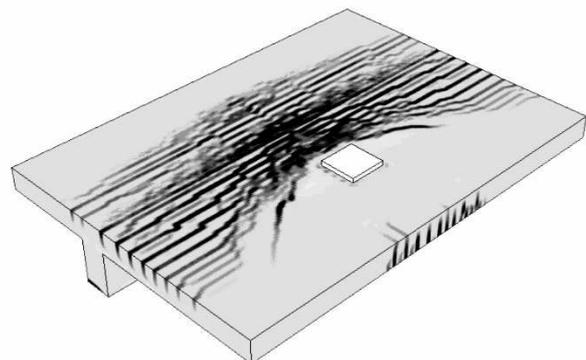
Oberseite



Unterseite



Schnitt Lastplatte



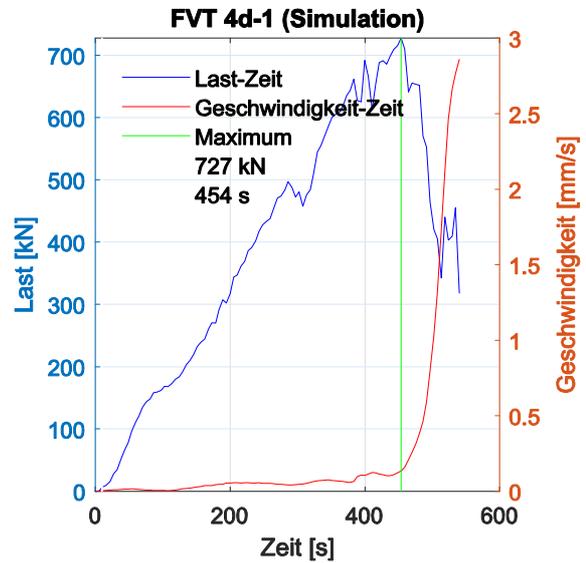
## Versuch 4d-1

### Parameter CDP

Dilatanzwinkel  $\psi = 30^\circ$ , Exzentrizität der Fließpotentials  $\varepsilon = 0,1$ , Biaxial/uniaxial compression plastic strain ratio  $\sigma_{b0}/\sigma_{c0} = 1,16$ , Invariant stress ratio  $K_c = 0,667$

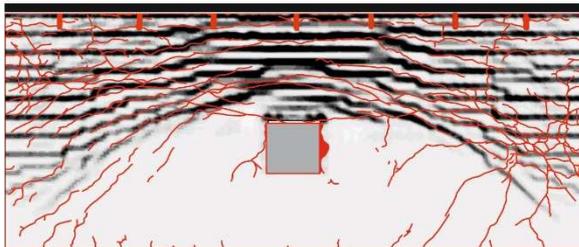
### Materialwerte

$G_{cl} =$	15 [kN/m]
$G_f \text{ MC2010}$	0,14 [N/m]
$f_{cm} =$	41,0 [N/mm <sup>2</sup> ]
$f_{ctm} =$	2,52 [N/mm <sup>2</sup> ]
$E_c =$	29660 [N/mm <sup>2</sup> ]
Elementgröße	25 [mm]
Schädigung max	90 %

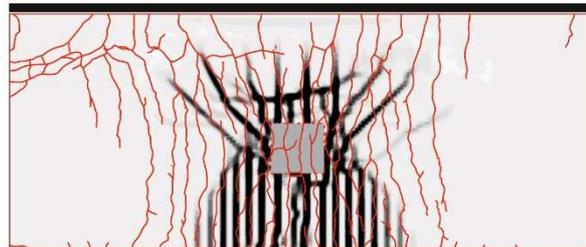


### Rissbilder

4d-1



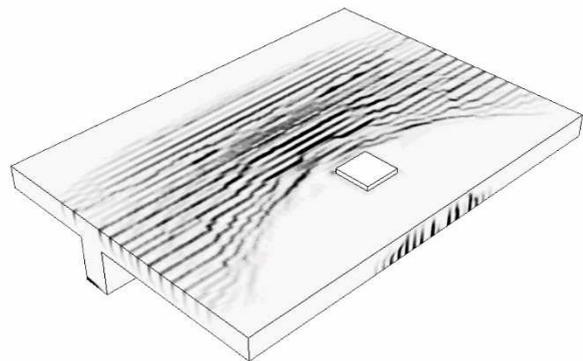
Oberseite

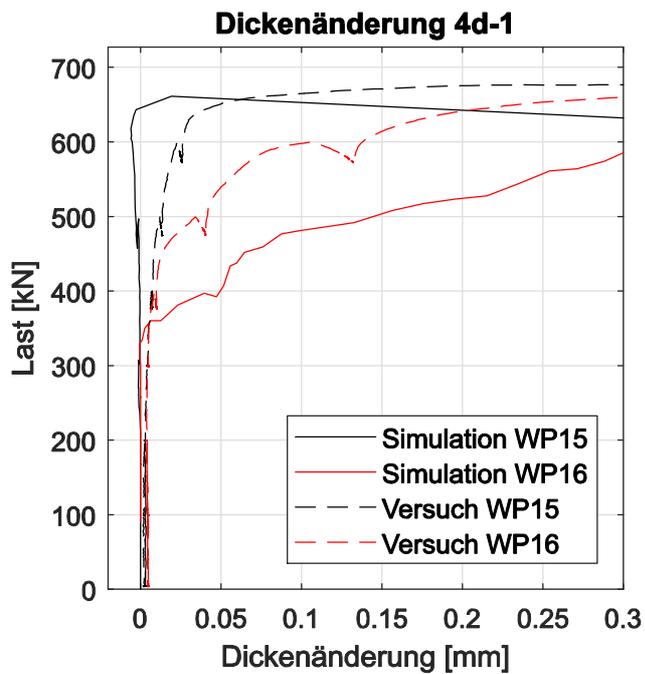
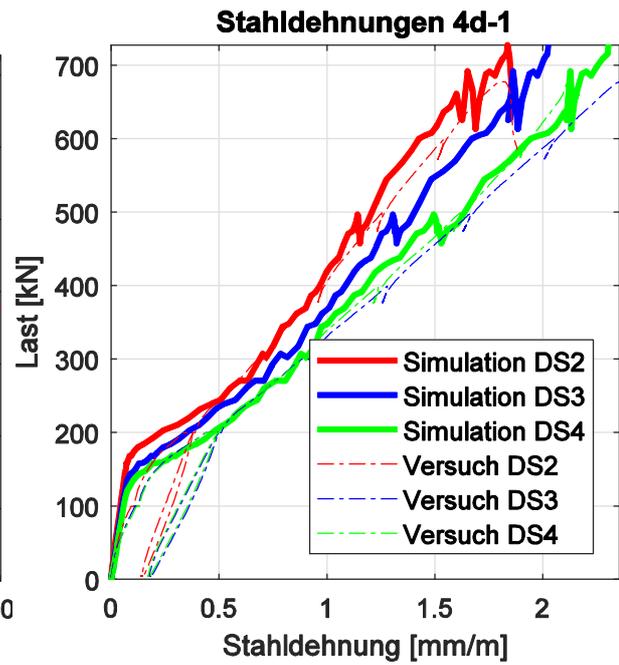
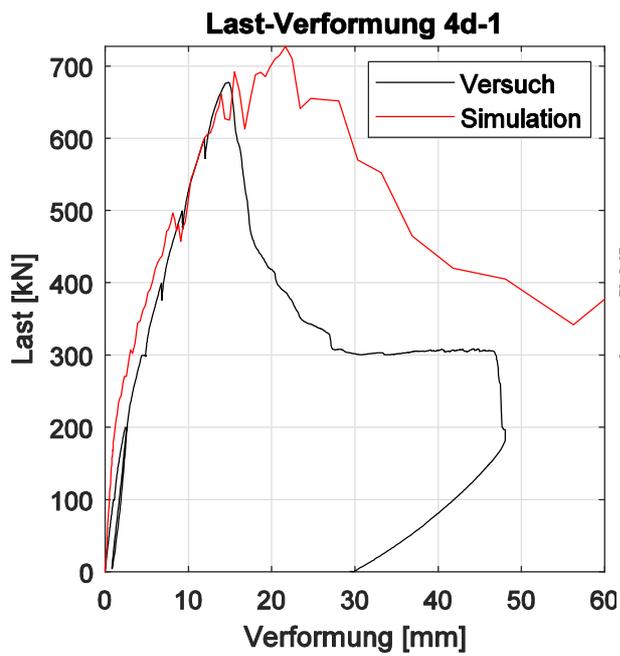


Unterseite



Schnitt Lastplatte





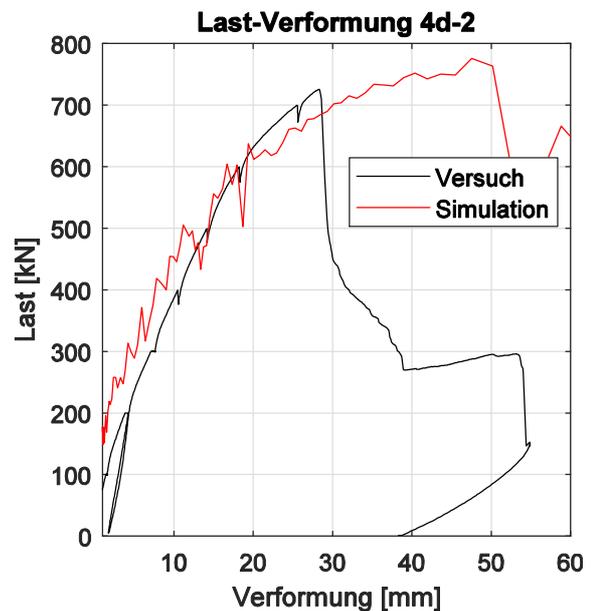
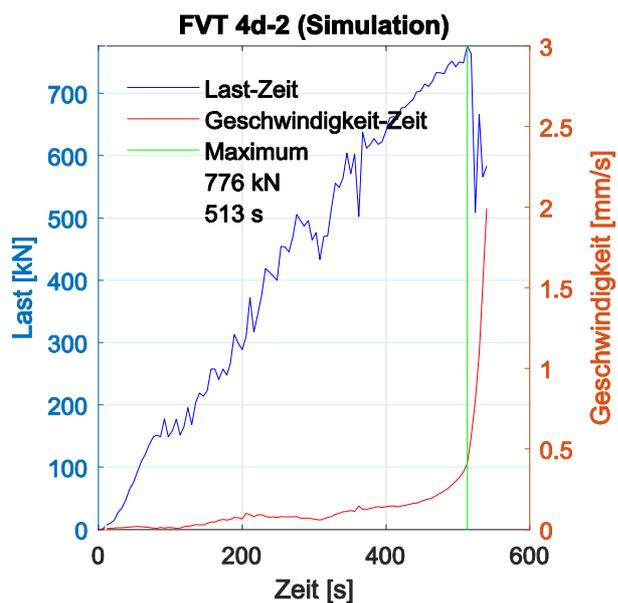
## Versuch 4d-2

### Parameter CDP

Dilatanzwinkel  $\psi = 30^\circ$ , Exzentrizität der Fließpotentials  $\varepsilon = 0,1$ , Biaxial/uniaxial compression plastic strain ratio  $\sigma_{b0}/\sigma_{c0} = 1,16$ , Invariant stress ratio  $K_c = 0,667$

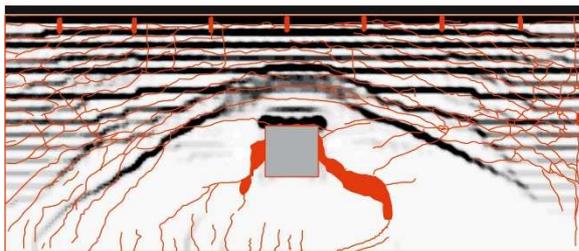
### Materialwerte

$G_{cl} =$	15 [kN/m]	$f_{ctm} =$	3,51 [N/mm <sup>2</sup> ]
$G_{fMC2010}$	0,14 [N/m]	$E_c =$	26733 [N/mm <sup>2</sup> ]
$f_{cm} =$	47,1 [N/mm <sup>2</sup> ]	Elementgröße	25 [mm]
Schädigung max	90 %		

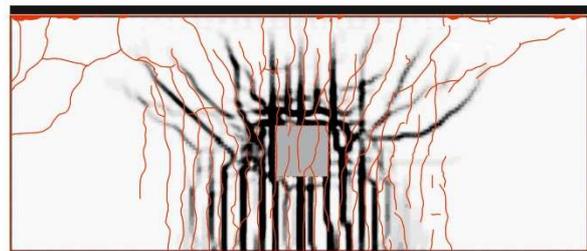


### Rissbilder

4d-2



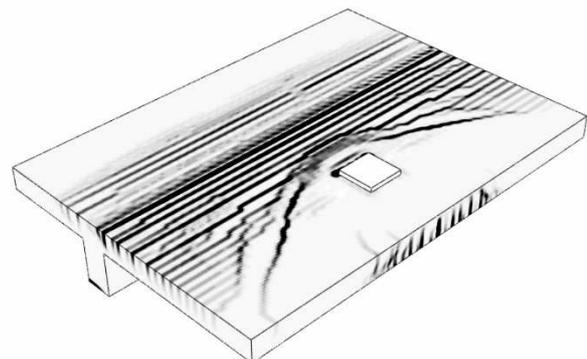
Oberseite



Unterseite



Schnitt Lastplatte



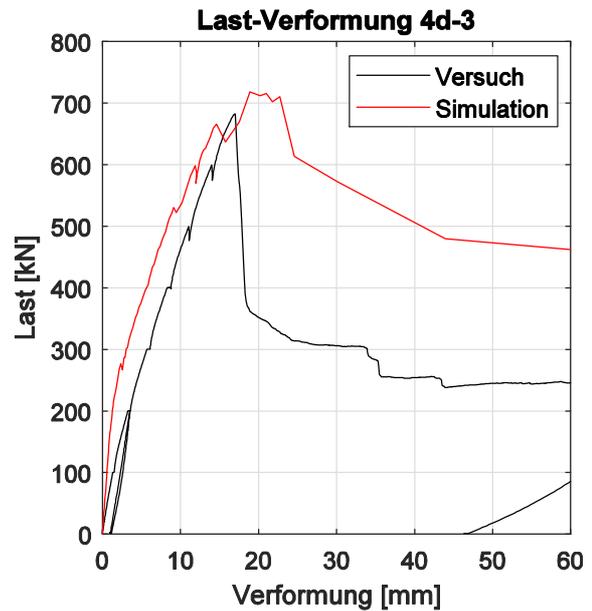
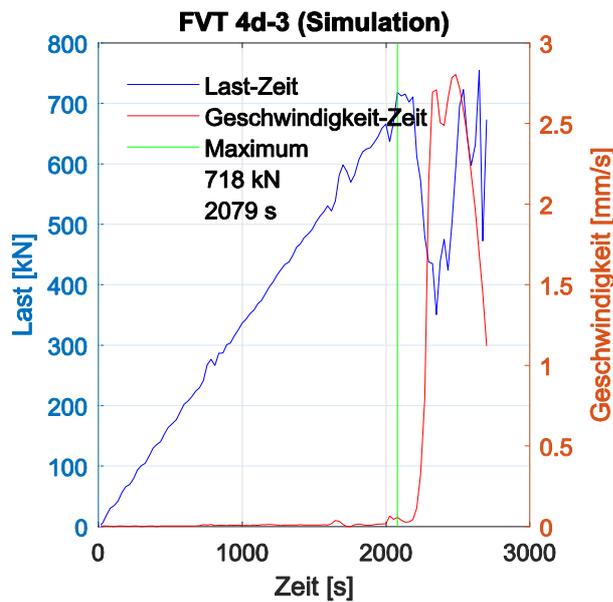
**Versuch 4d-3**

**Parameter CDP**

Dilatanzwinkel  $\psi = 30^\circ$ , Exzentrizität der Fließpotentials  $\varepsilon = 0,1$ , Biaxial/uniaxial compression plastic strain ratio  $\sigma_{b0}/\sigma_{c0} = 1,16$ , Invariant stress ratio  $K_c = 0,667$

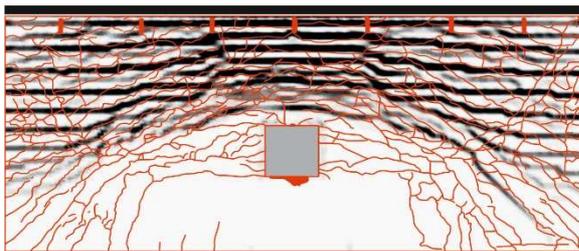
**Materialwerte**

$G_{cl} =$	15 [kN/m]	$f_{ctm} =$	3,33 [N/mm <sup>2</sup> ]
$G_{fMC2010}$	0,14 [N/m]	$E_c =$	27927 [N/mm <sup>2</sup> ]
$f_{cm} =$	44,8 [N/mm <sup>2</sup> ]	Elementgröße	25 [mm]
Schädigung max	90 %		

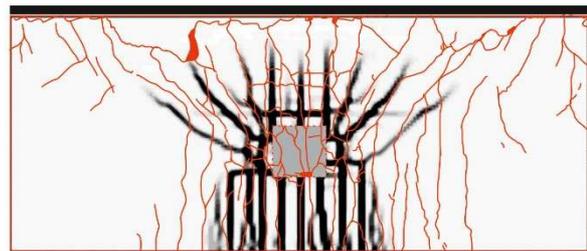


**Rissbilder**

4d-3



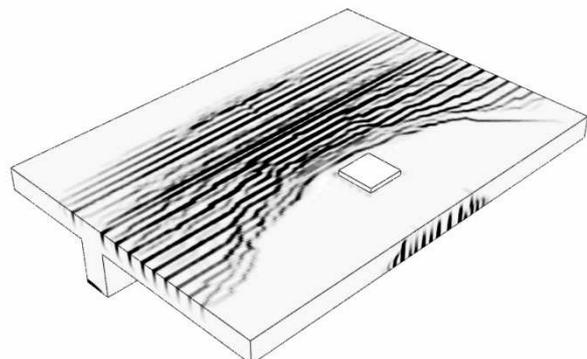
Oberseite



Unterseite



Schnitt Lastplatte



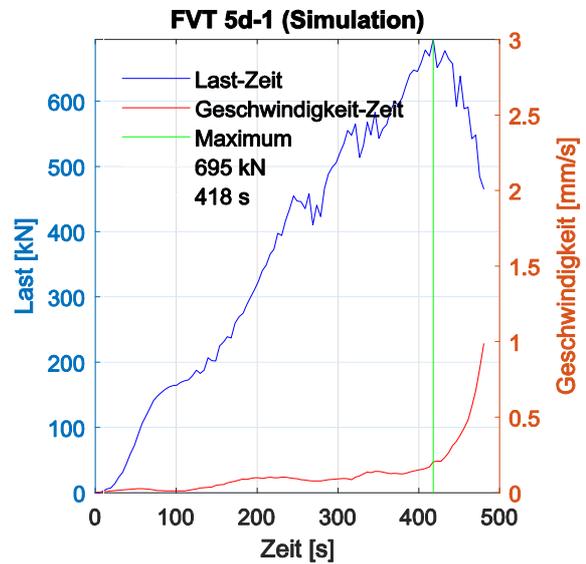
## Versuch 5d

### Parameter CDP

Dilatanzwinkel  $\psi = 30^\circ$ , Exzentrizität der Fließpotentials  $\varepsilon = 0,1$ , Biaxial/uniaxial compression plastic strain ratio  $\sigma_{b0}/\sigma_{c0} = 1,16$ , Invariant stress ratio  $K_c = 0,667$

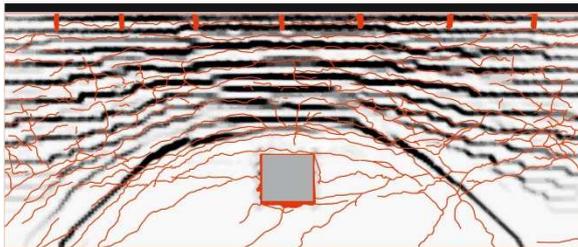
### Materialwerte

$G_{cl} =$	15 [kN/m]
$G_f \text{ MC2010}$	0,14 [N/m]
$f_{cm} =$	46,2 [N/mm <sup>2</sup> ]
$f_{ctm} =$	2,79 [N/mm <sup>2</sup> ]
$E_c =$	27677 [N/mm <sup>2</sup> ]
Elementgröße	25 [mm]
Schädigung max	90 %

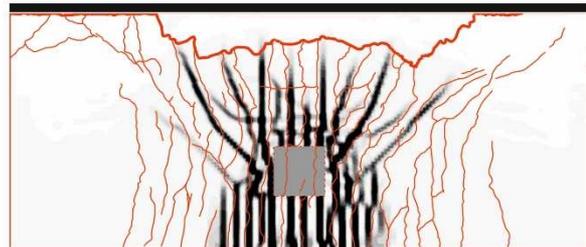


### Rissbilder

5d



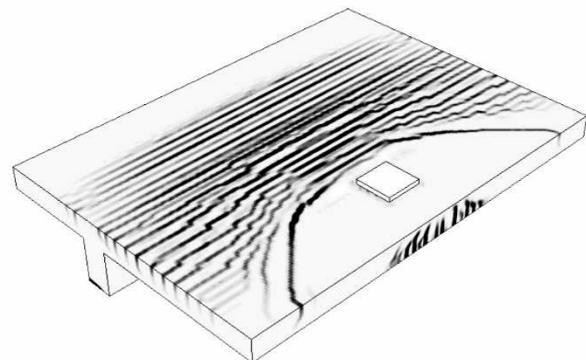
Oberseite

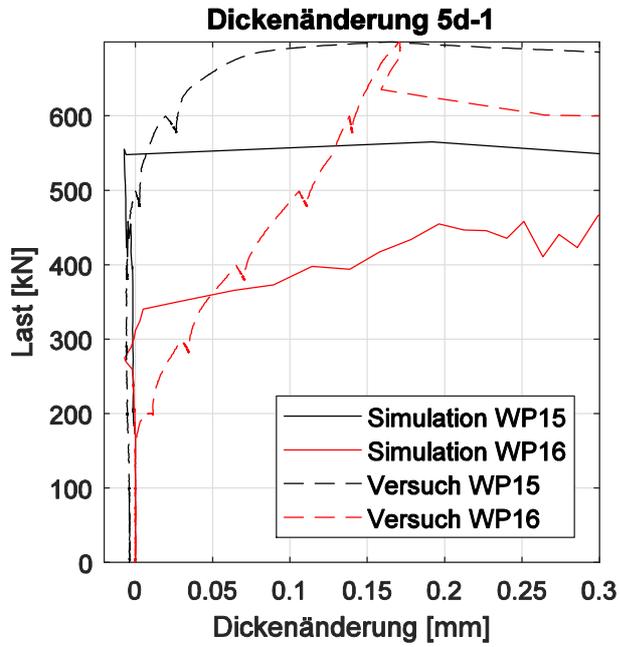
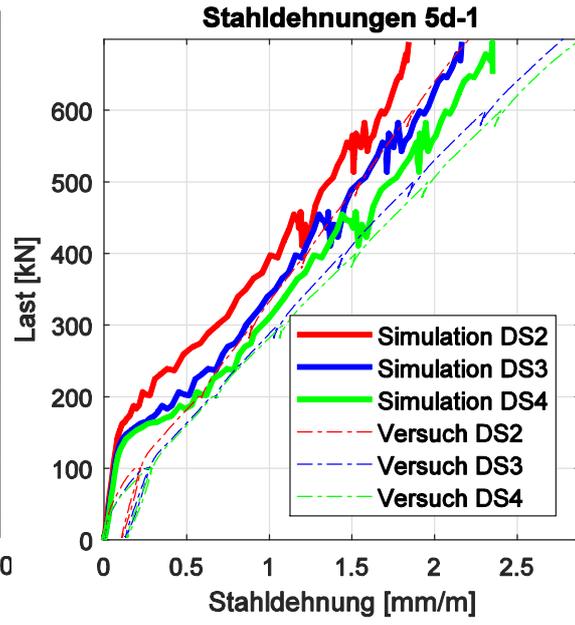
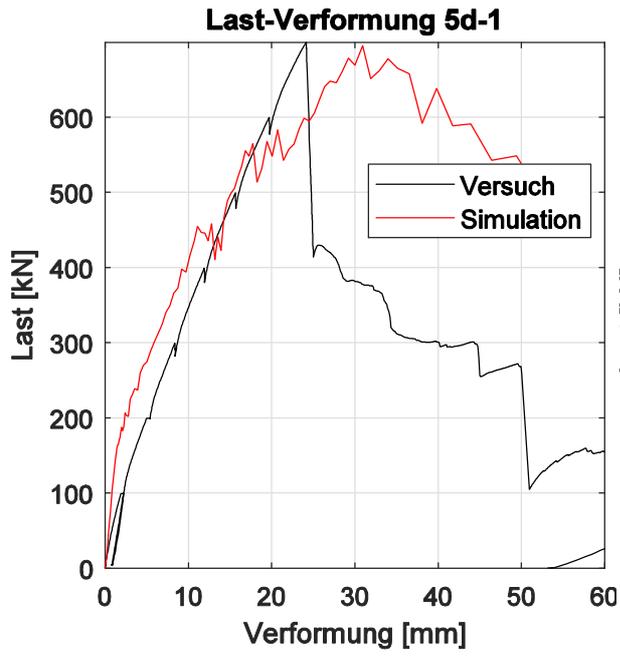


Unterseite



Schnitt Lastplatte





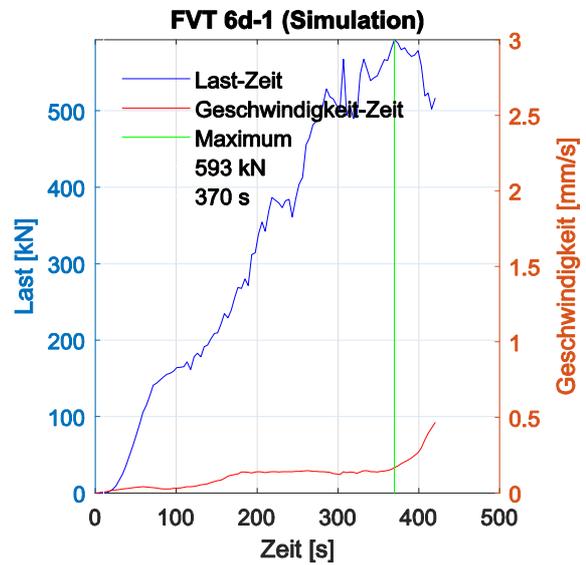
## Versuch 6d

### Parameter CDP

Dilatanzwinkel  $\psi = 30^\circ$ , Exzentrizität der Fließpotentials  $\varepsilon = 0,1$ , Biaxial/uniaxial compression plastic strain ratio  $\sigma_{b0}/\sigma_{c0} = 1,16$ , Invariant stress ratio  $K_c = 0,667$

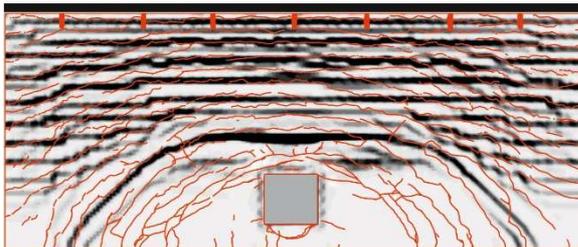
### Materialwerte

$G_{cl} =$	15 [kN/m]
$G_f \text{ MC2010}$	0,14 [N/m]
$f_{cm} =$	43,0 [N/mm <sup>2</sup> ]
$f_{ctm} =$	2,79 [N/mm <sup>2</sup> ]
$E_c =$	25673 [N/mm <sup>2</sup> ]
Elementgröße	25 [mm]
Schädigung max	90 %

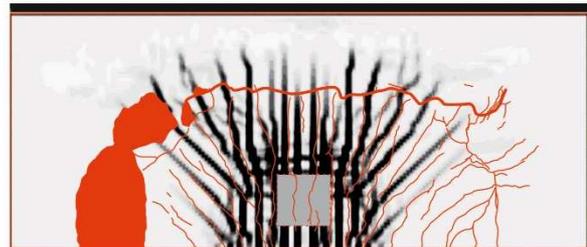


### Rissbilder

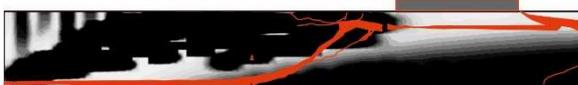
6d



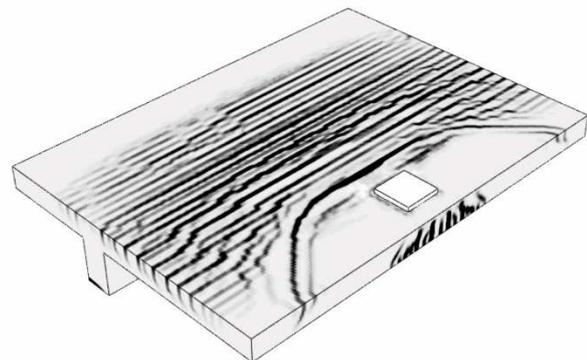
Oberseite

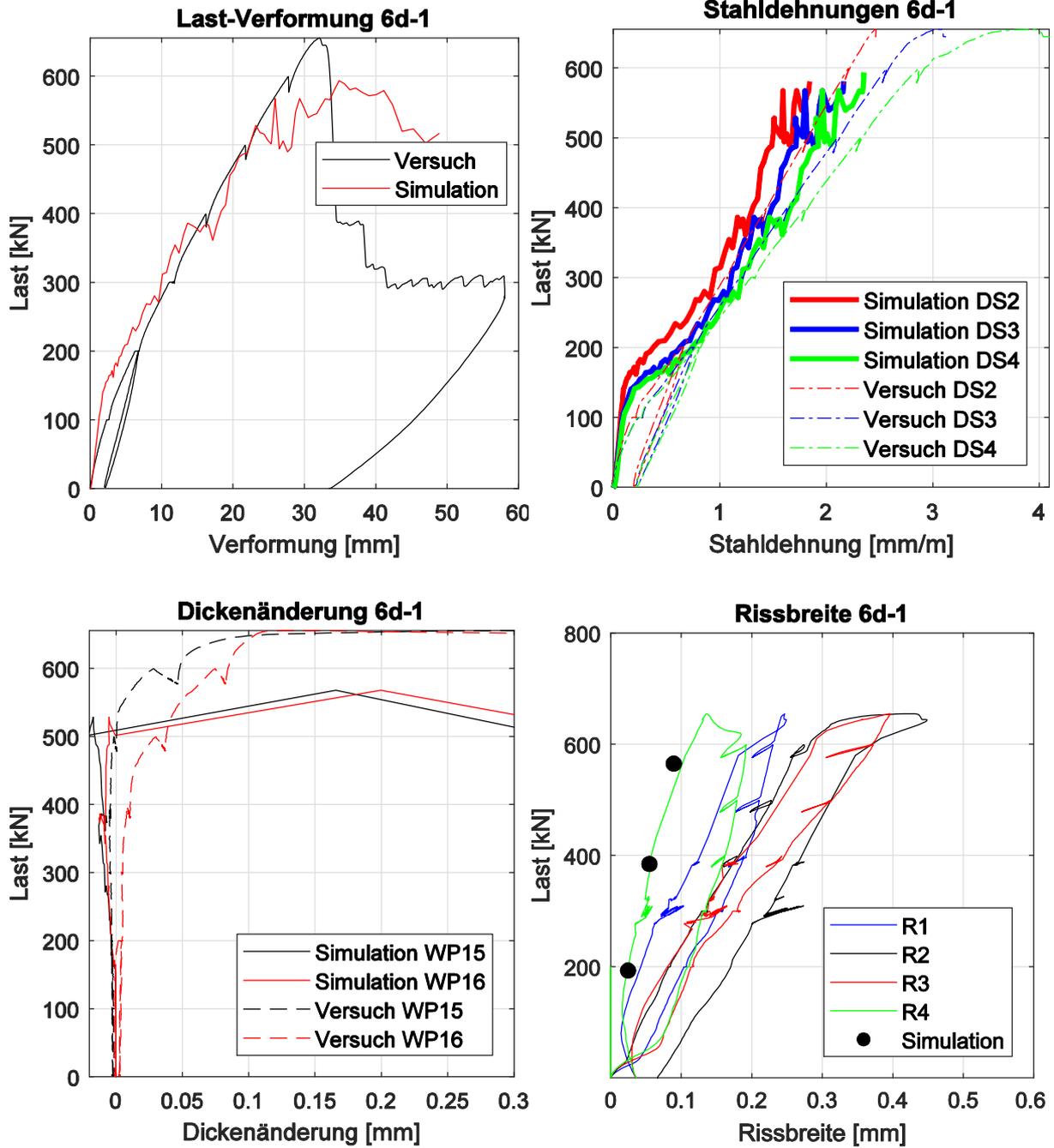


Unterseite



Schnitt Lastplatte





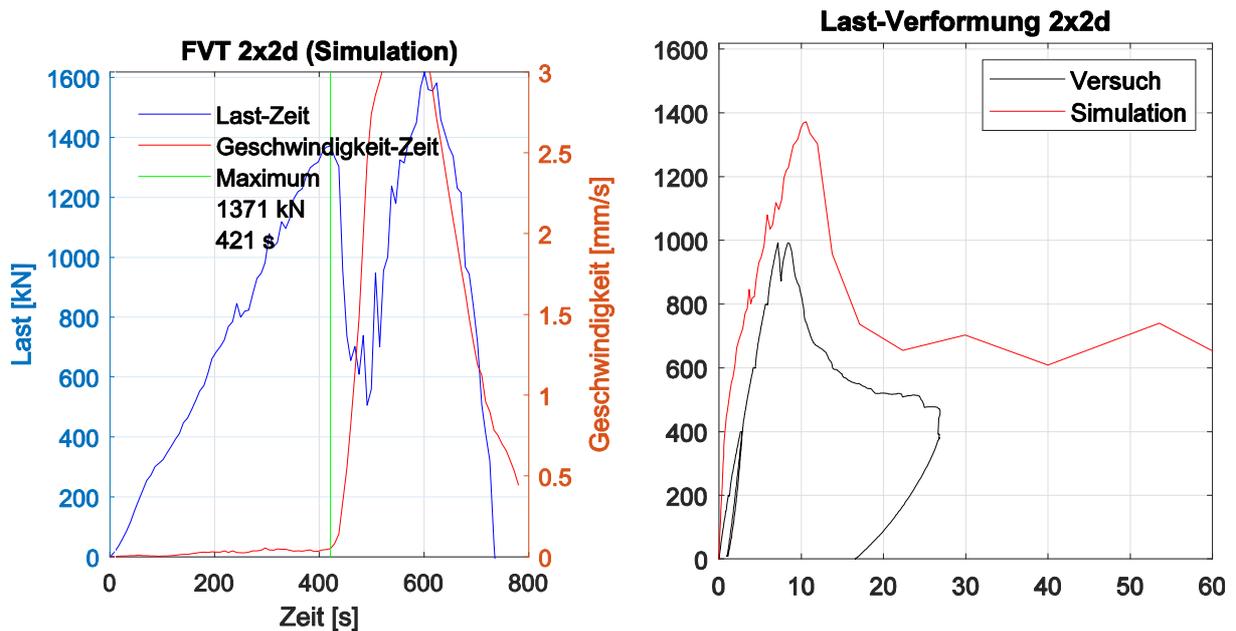
## Versuch 2dx2

### Parameter CDP

Dilatanzwinkel  $\psi = 15^\circ$ , Exzentrizität der Fließpotentials  $\varepsilon = 0,1$ , Biaxial/uniaxial compression plastic strain ratio  $\sigma_{b0}/\sigma_{c0} = 1,16$ , Invariant stress ratio  $K_c = 0,667$

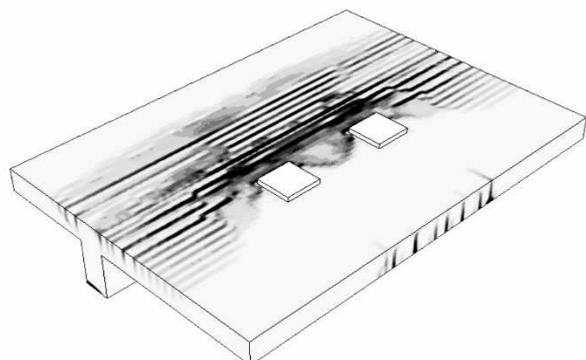
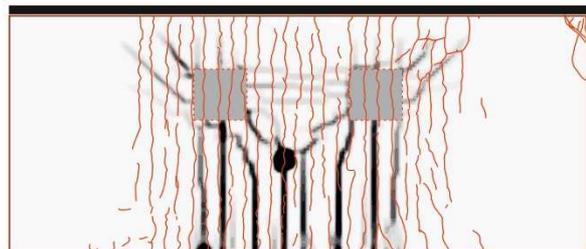
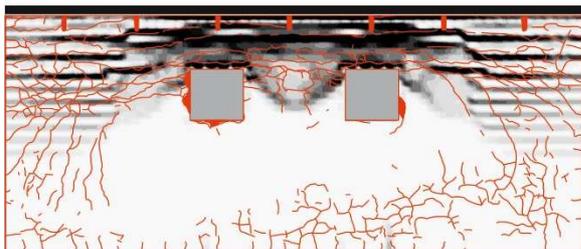
### Materialwerte

$G_{cl} =$	15 [kN/m]	$f_{ctm} =$	3,42 [N/mm <sup>2</sup> ]
$G_{fMC2010}$	0,14 [N/m]	$E_c =$	29473 [N/mm <sup>2</sup> ]
$f_{cm} =$	57,6 [N/mm <sup>2</sup> ]	Elementgröße	25 [mm]
Schädigung max	90 %		



### Rissbilder

2x2d



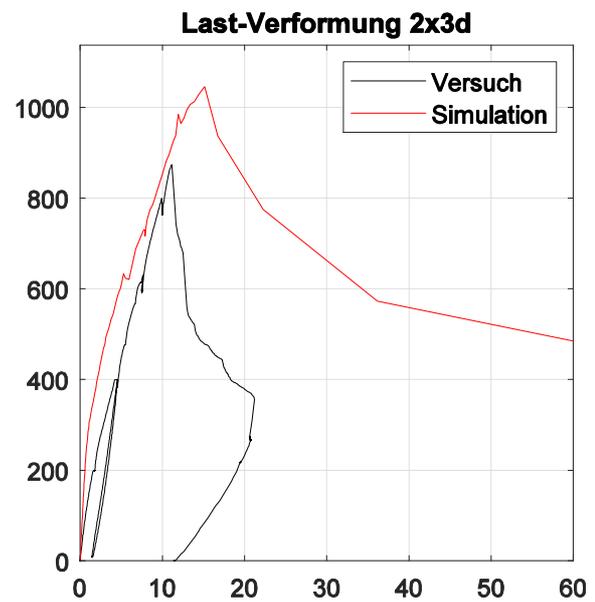
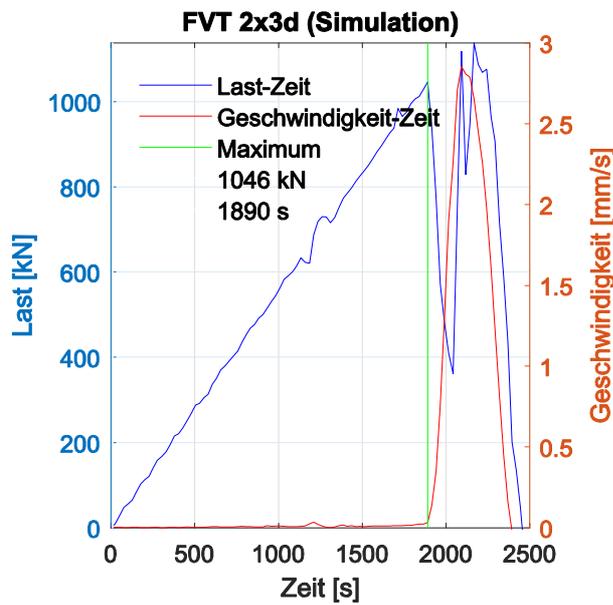
## Versuch 3dx2

### Parameter CDP

Dilatanzwinkel  $\psi = 30^\circ$ , Exzentrizität der Fließpotentials  $\varepsilon = 0,1$ , Biaxial/uniaxial compression plastic strain ratio  $\sigma_{b0}/\sigma_{c0} = 1,16$ , Invariant stress ratio  $K_c = 0,667$

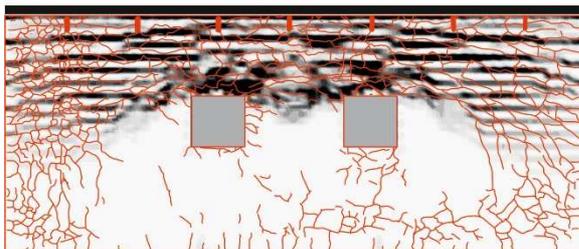
### Materialwerte

$G_{cl} =$	15 [kN/m]	$f_{ctm} =$	3,42 [N/mm <sup>2</sup> ]
$G_{fMC2010}$	0,14 [N/m]	$E_c =$	29327 [N/mm <sup>2</sup> ]
$f_{cm} =$	52,8 [N/mm <sup>2</sup> ]	Elementgröße	25 [mm]
Schädigung max	90 %		

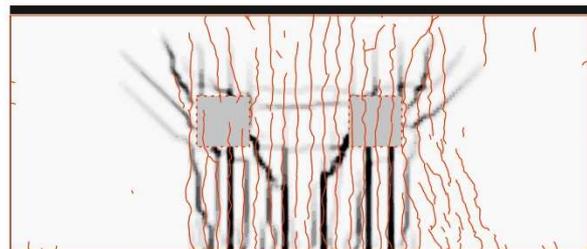


### Rissbilder

2x3d



Oberseite



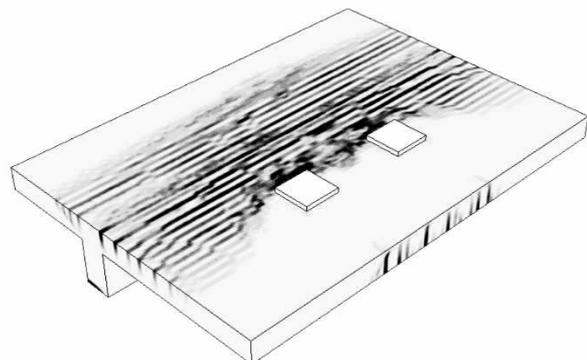
Unterseite



Schnitt Lastplatte



Schnitt Mitte



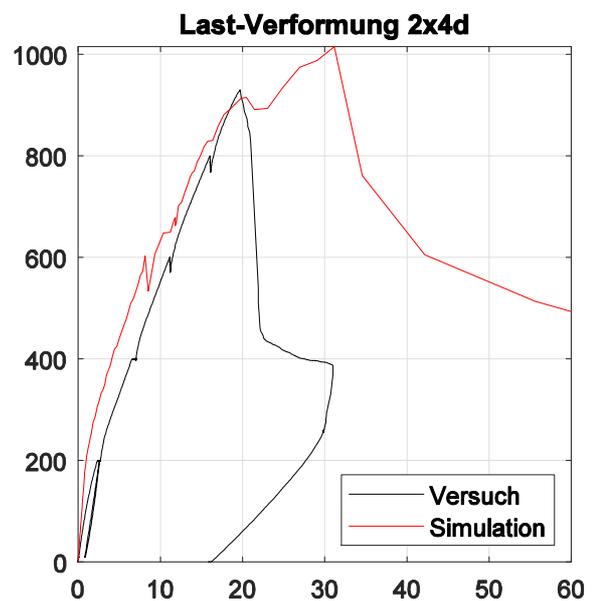
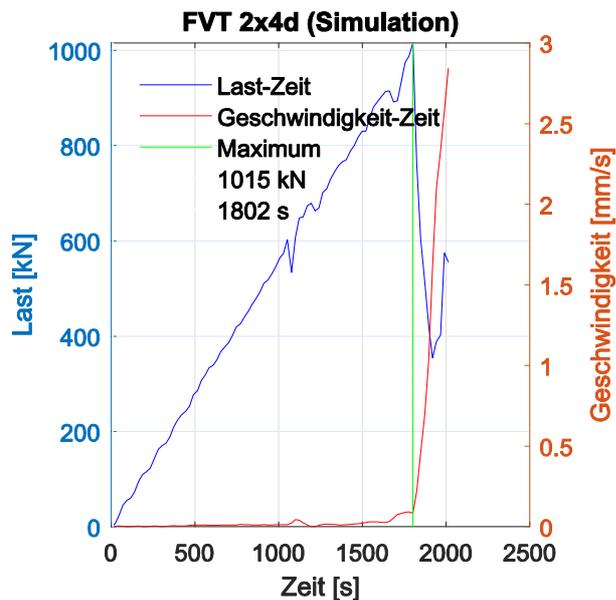
## Versuch 4dx2

### Parameter CDP

Dilatanzwinkel  $\psi = 30^\circ$ , Exzentrizität der Fließpotentials  $\varepsilon = 0,1$ , Biaxial/uniaxial compression plastic strain ratio  $\sigma_{b0}/\sigma_{c0} = 1,16$ , Invariant stress ratio  $K_c = 0,667$

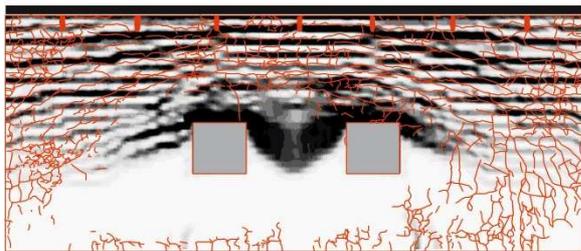
### Materialwerte

$G_{cl} =$	15 [kN/m]	$f_{ctm} =$	3,33 [N/mm <sup>2</sup> ]
$G_{fMC2010}$	0,14 [N/m]	$E_c =$	30493 [N/mm <sup>2</sup> ]
$f_{cm} =$	45,9 [N/mm <sup>2</sup> ]	Elementgröße	25 [mm]
Schädigung max	90 %		

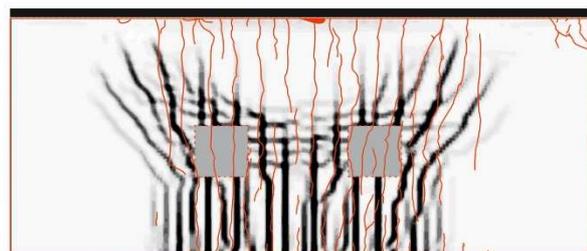


### Rissbilder

2x4d



Oberseite



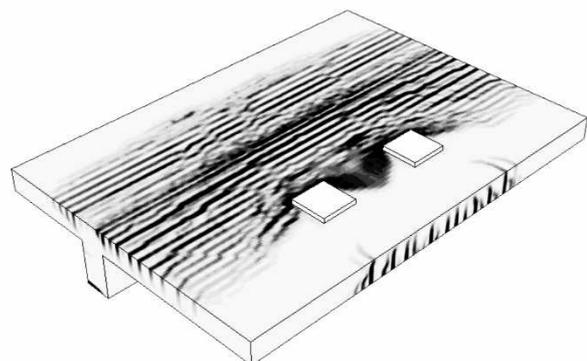
Unterseite



Schnitt Lastplatte



Schnitt Mitte



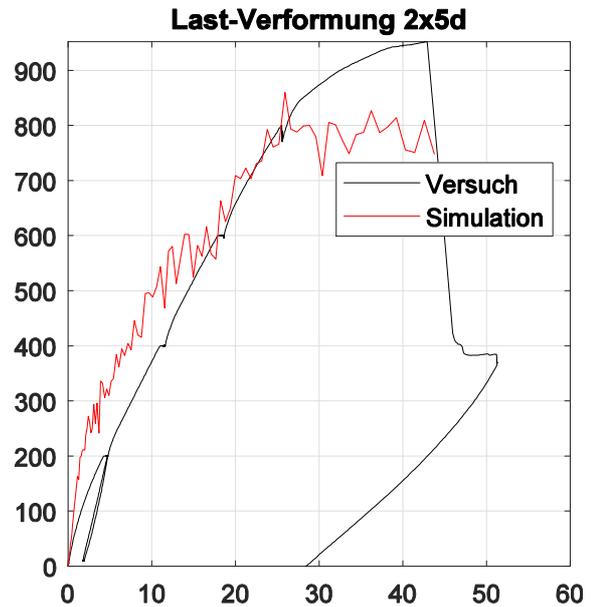
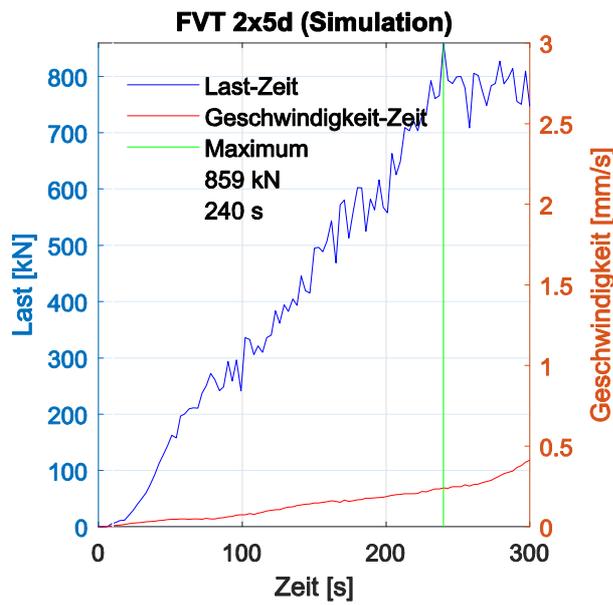
**Versuch 5dx2**

**Parameter CDP**

Dilatanzwinkel  $\psi = 30^\circ$ , Exzentrizität der Fließpotentials  $\varepsilon = 0,1$ , Biaxial/uniaxial compression plastic strain ratio  $\sigma_{b0}/\sigma_{c0} = 1,16$ , Invariant stress ratio  $K_c = 0,667$

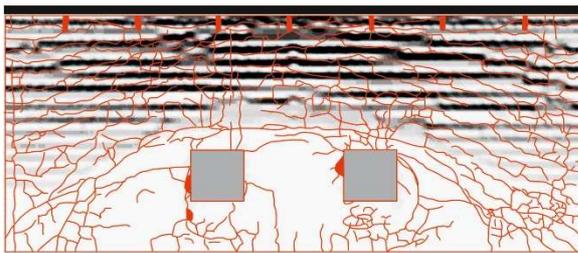
**Materialwerte**

$G_{cl} =$	15 [kN/m]	$f_{ctm} =$	3,60 [N/mm <sup>2</sup> ]
$G_{fMC2010}$	0,14 [N/m]	$E_c =$	28397 [N/mm <sup>2</sup> ]
$f_{cm} =$	54,4 [N/mm <sup>2</sup> ]	Elementgröße	25 [mm]
Schädigung max	90 %		

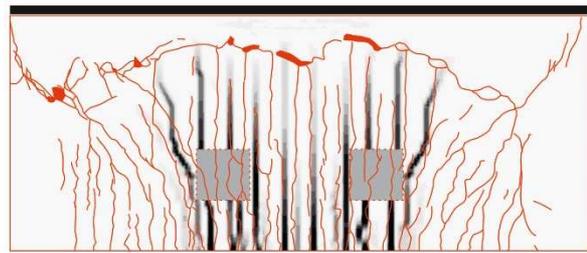


**Rissbilder**

2x5d



Oberseite



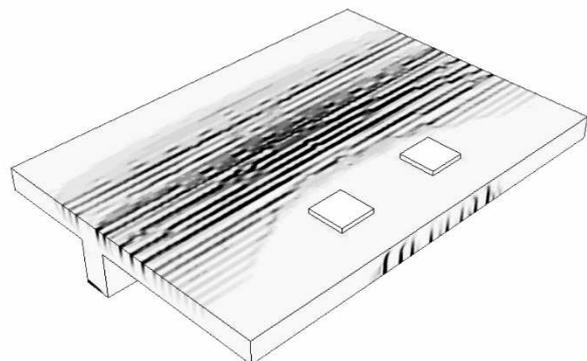
Unterseite



Schnitt Lastplatte



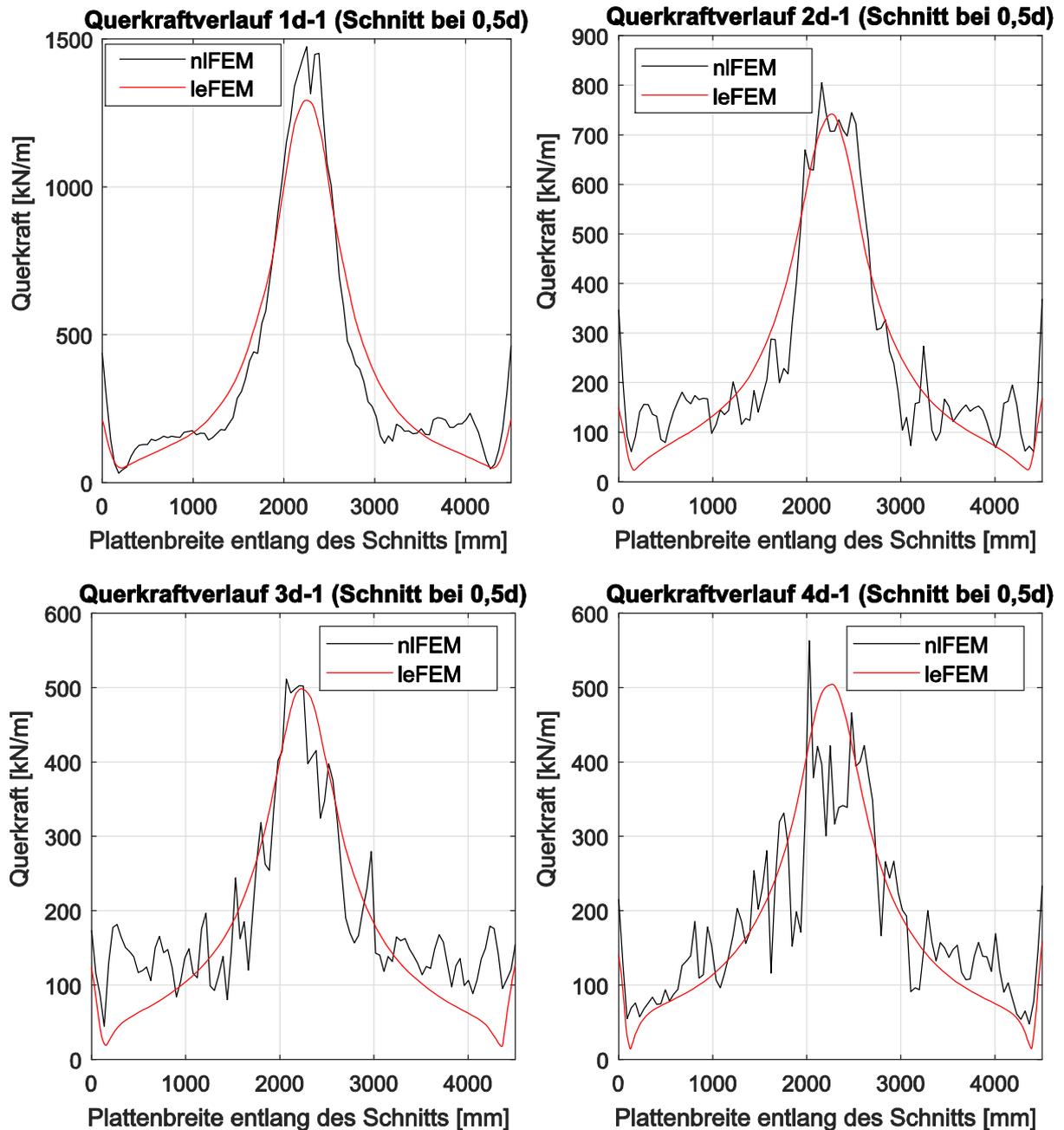
Schnitt Mitte

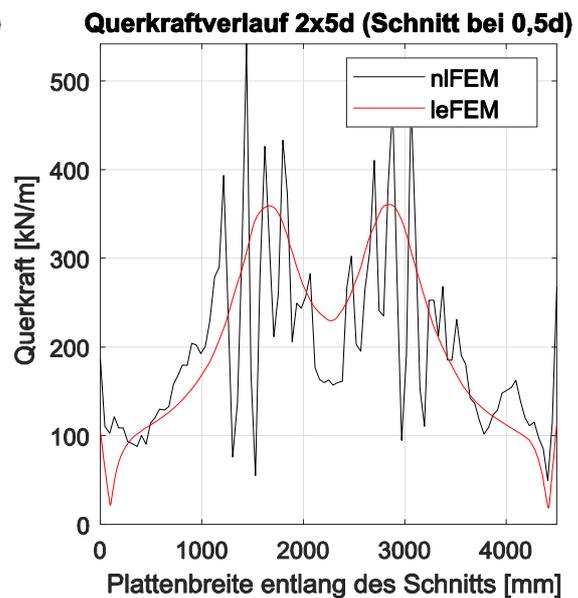
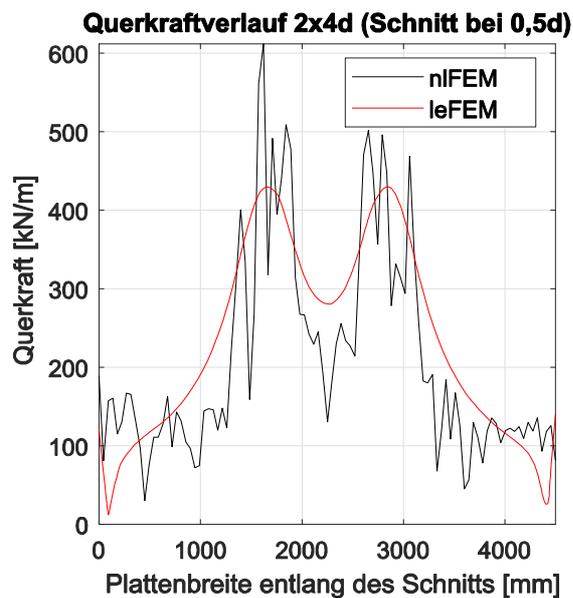
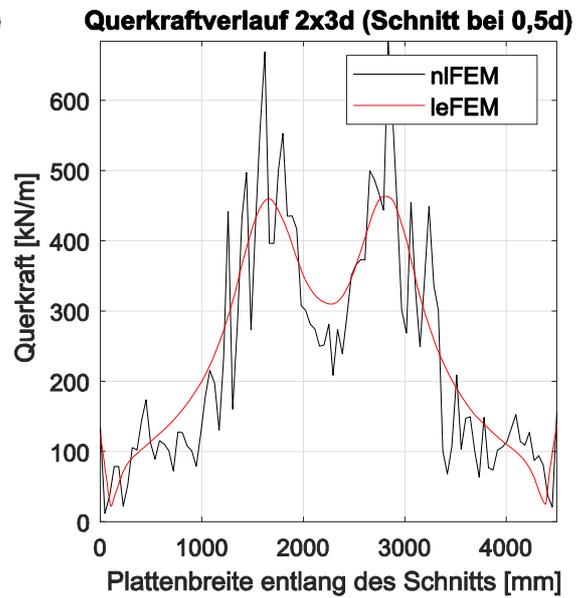
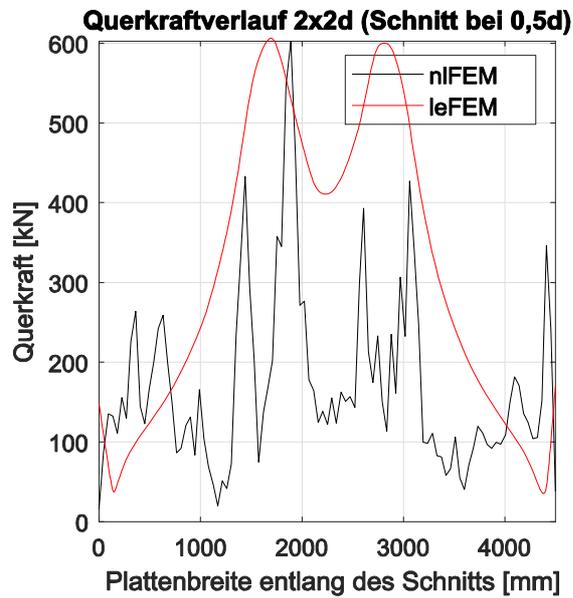
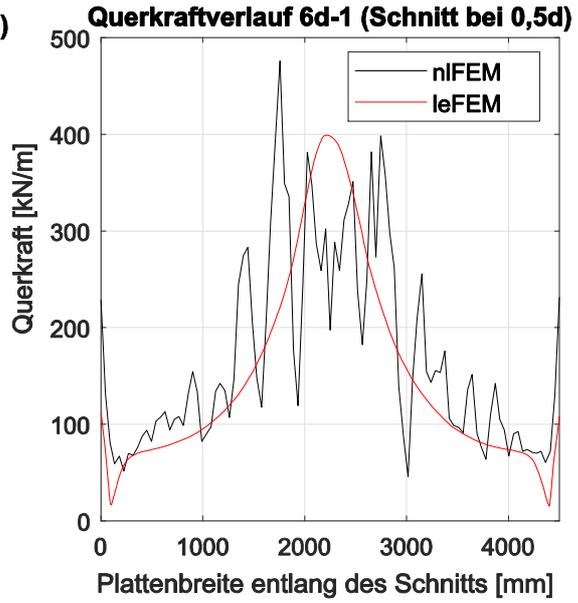
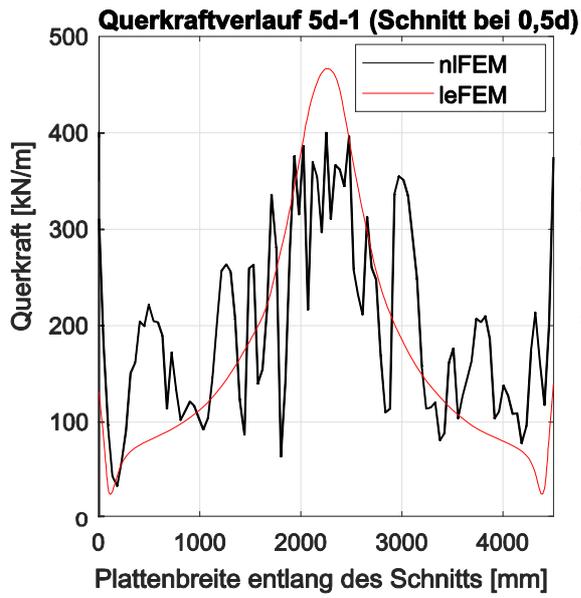


## Schnittgrößenvergleiche *nIFEM* und *leFEM*

Im Folgenden werden analog zum Vorgehen in Kapitel 7 für ausgewählte Versuche die Querkraftverläufe der nichtlinearen Simulation im maßgebenden Schnitt mit den Ergebnissen der linear-elastischen FEM verglichen. Hierbei werden die Traglasten der *nIFEM* verwendet, um eine Vergleichbarkeit der Querkraftverläufe zu gewährleisten. Wie im Kapitel 7 beschrieben, können die linear-elastisch bestimmten Querkräfte näherungsweise als Mittelwerte der nichtlinearen Verläufe betrachtet werden.

Wie Abschnitt 7.18 zu entnehmen ist, liefert die Simulation des Versuchs 2d×2 keine zufriedenstellenden Ergebnisse. Die Traglast wird signifikant höher ermittelt. Dieses spiegelt sich auch im Vergleich der Querkraftverläufe wieder. Die übrigen Verläufe sind plausibel.





## Versuchsreihe an der EPFL (Natário F. M., 2015)

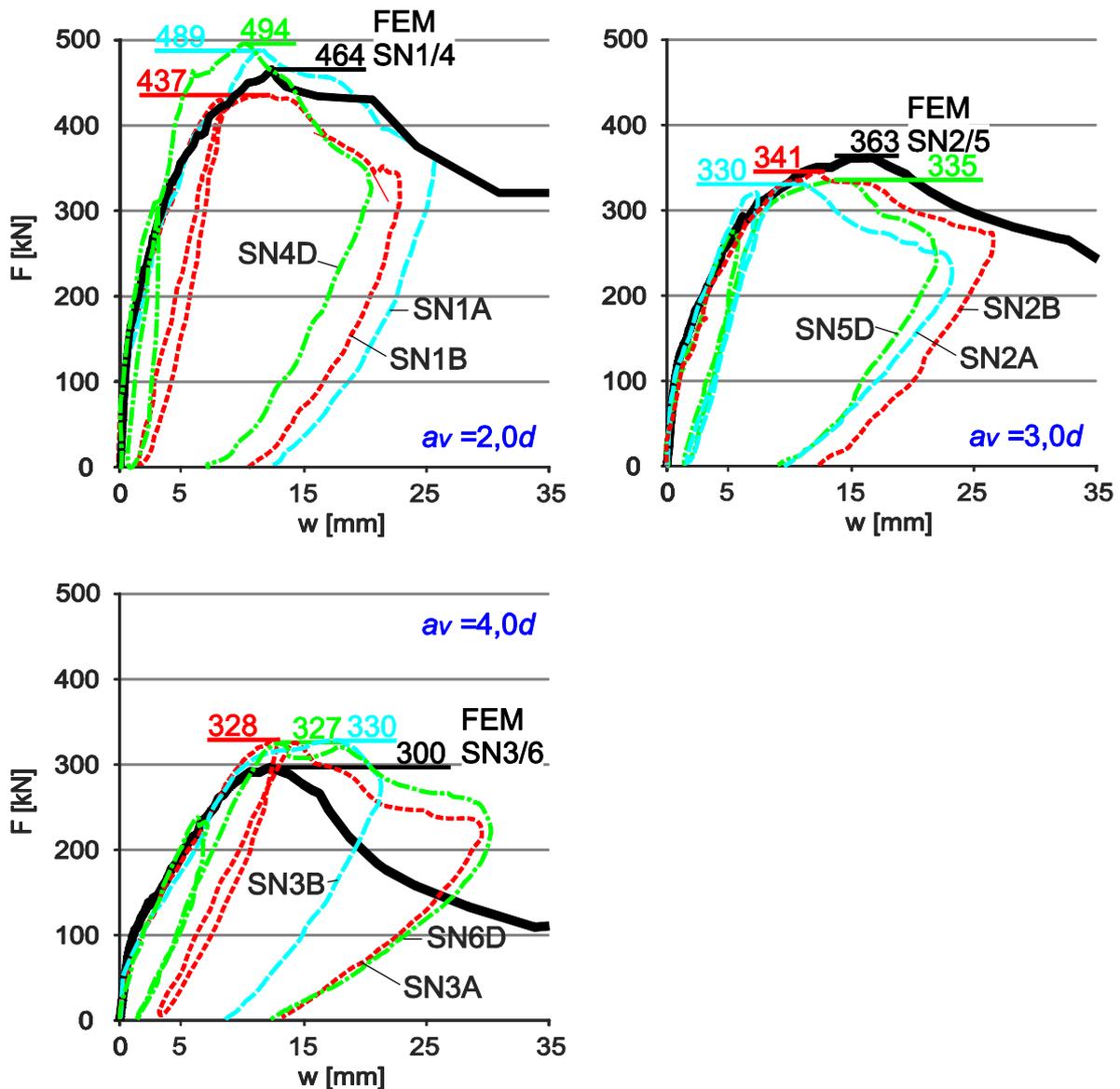
### Parameter CDP

Dilatanzwinkel  $\psi = 30^\circ$ , Exzentrizität der Fließpotentials  $\varepsilon = 0,1$ , Biaxial/uniaxial compression plastic strain ratio  $\sigma_{b0}/\sigma_{c0} = 1,16$ , Invariant stress ratio  $K_c = 0,667$

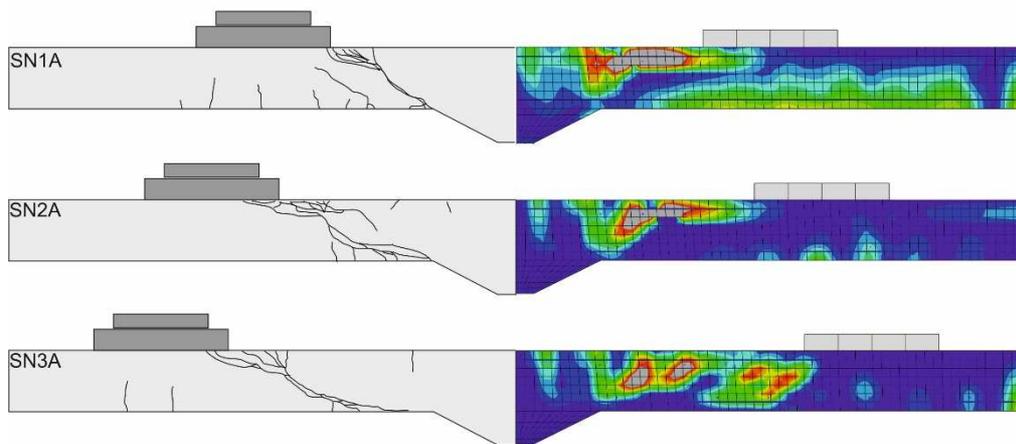
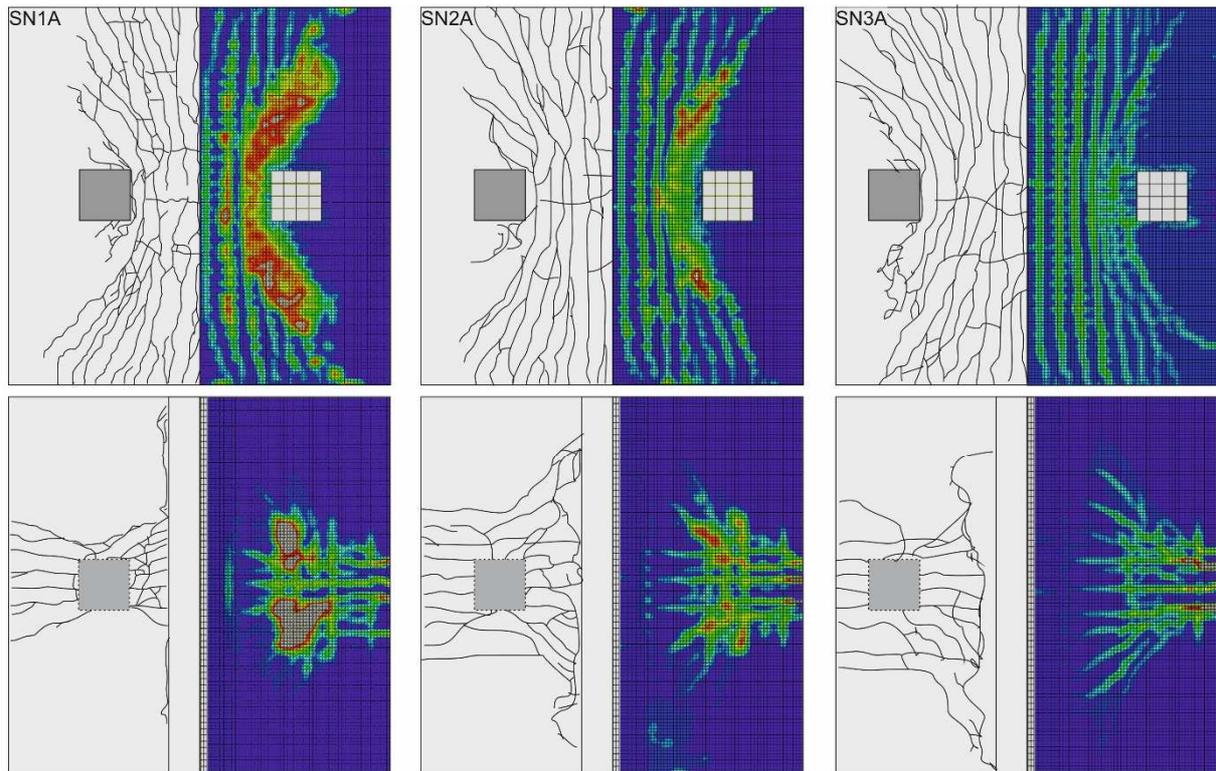
Materialien, Geometrie und Bewehrung gemäß (Natário F. M., 2015)

### Versuchsreihe SN

#### Last- / Verformungskurven

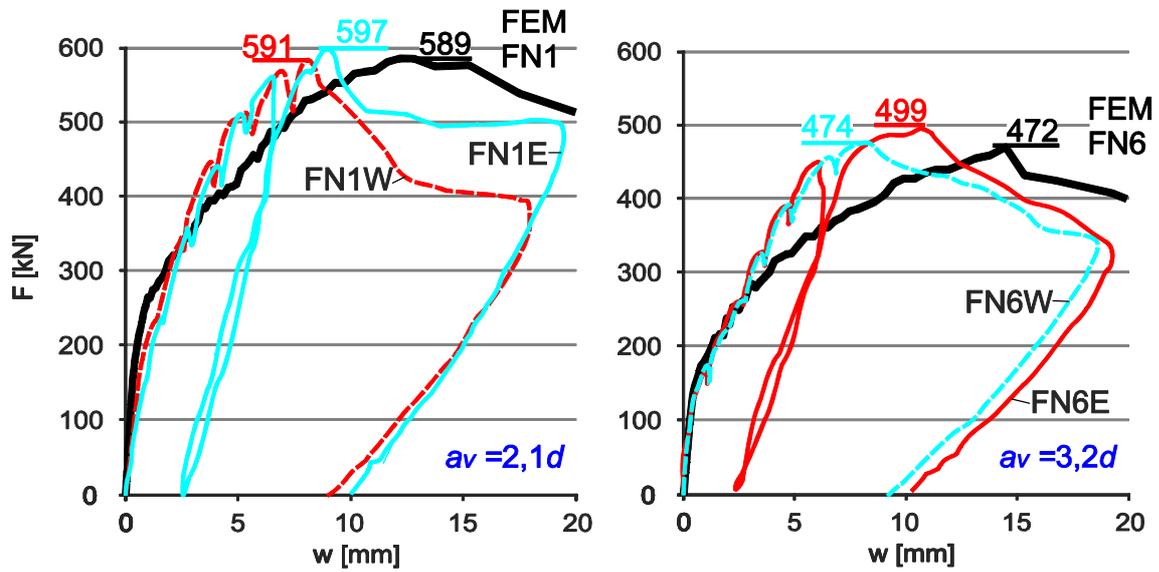


## Rissbilder

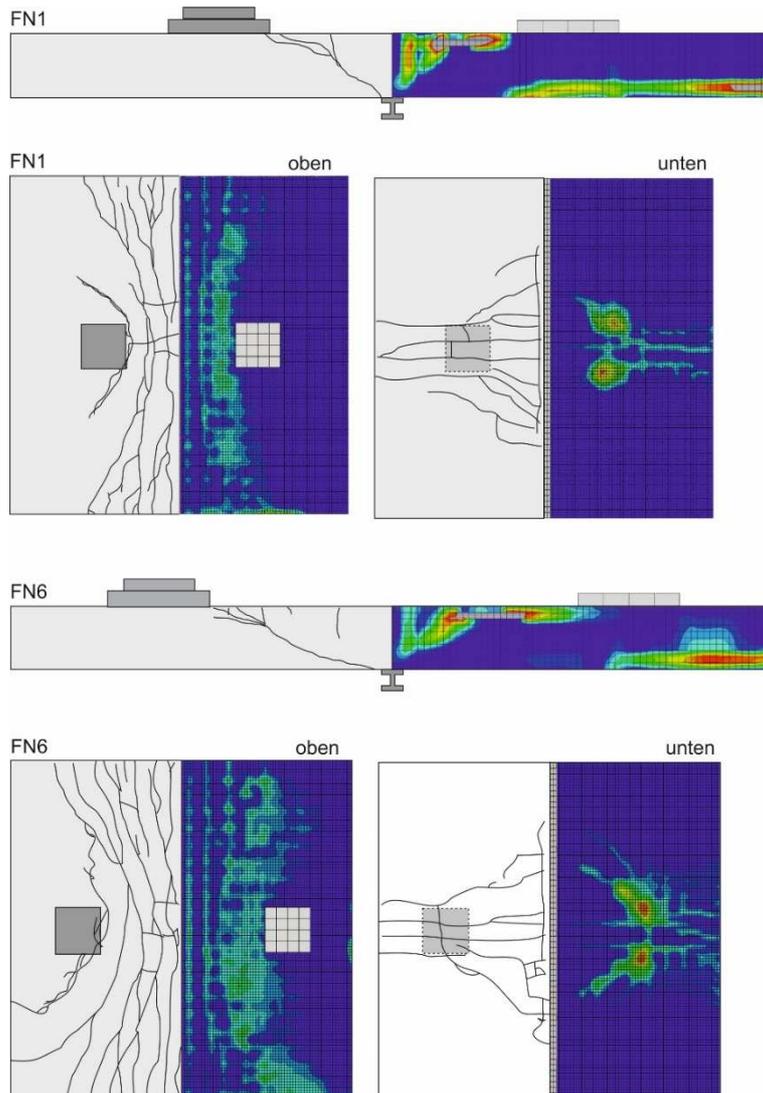


**Versuchsreihe FN**

**Last- / Verformungskurven**



**Rissbilder**



## Versuchsreihe an der TUHH (Rombach et al. 2009)

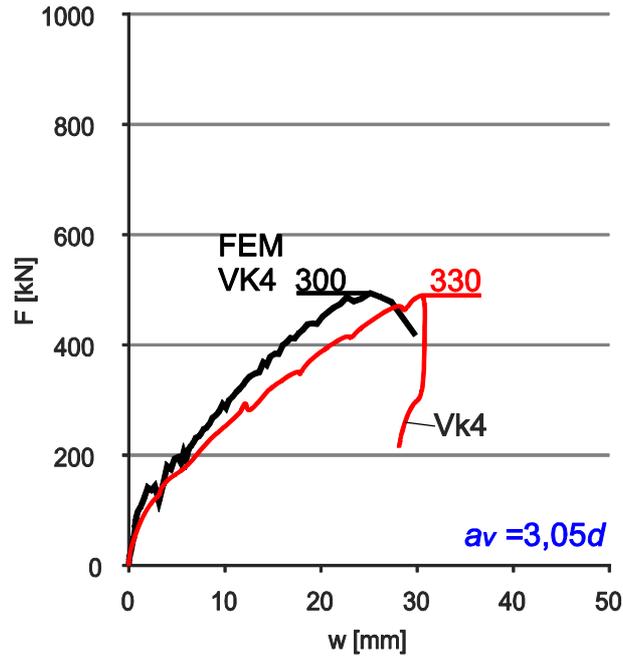
### Parameter CDP

Dilatanzwinkel  $\psi = 30^\circ$ , Exzentrizität der Fließpotentials  $\varepsilon = 0,1$ , Biaxial/uniaxial compression plastic strain ratio  $\sigma_{b0}/\sigma_{c0} = 1,16$ , Invariant stress ratio  $K_c = 0,667$

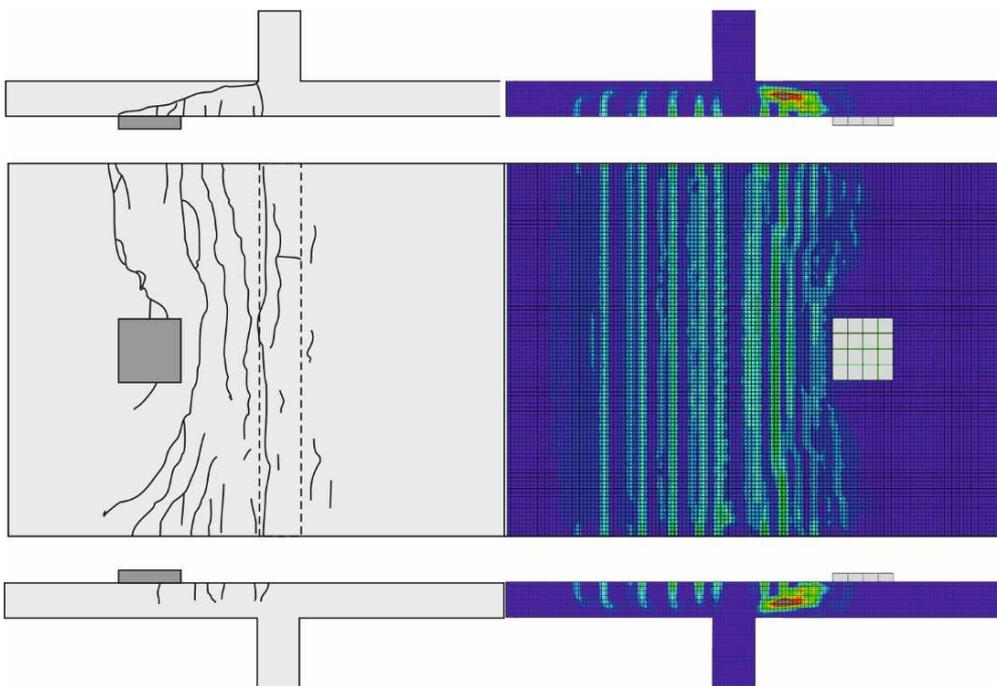
Materialien, Geometrie und Bewehrung für Versuch VK4 V1 gemäß (Rombach et al., 2009)

### VK4 V1

#### Last- / Verformungskurven



#### Rissbilder





## Anhang C: Materialkennwerte in ABAQUS

Im Folgenden wird exemplarisch für den Beton aus dem Versuch 4d-1 der Versuchsreihe an der TUHH der in der *n/FEM*-Simulation verwendete Parametersatz dargestellt. Grundlage ist eine Excel-Datei, aus der direkt die erforderlichen Beziehungen für die Eingabedatei in ABAQUS entnommen werden können.

Die benötigten Wertepaare im CDP-Modell sind im Zugbereich  $\sigma_{ct} - \epsilon_{crack}$  mit der zugehörigen Schädigung  $\epsilon_{crack} - d_t$  und im Druckbereich  $\sigma_c - \epsilon_{c,in}$  mit der zugehörigen Schädigung  $\epsilon_{c,in} - d_c$ . Alle in dieser Arbeit gezeigten Simulationen beruhen hinsichtlich der einachsialen Materialkennwerte auf diesen Beziehungen.

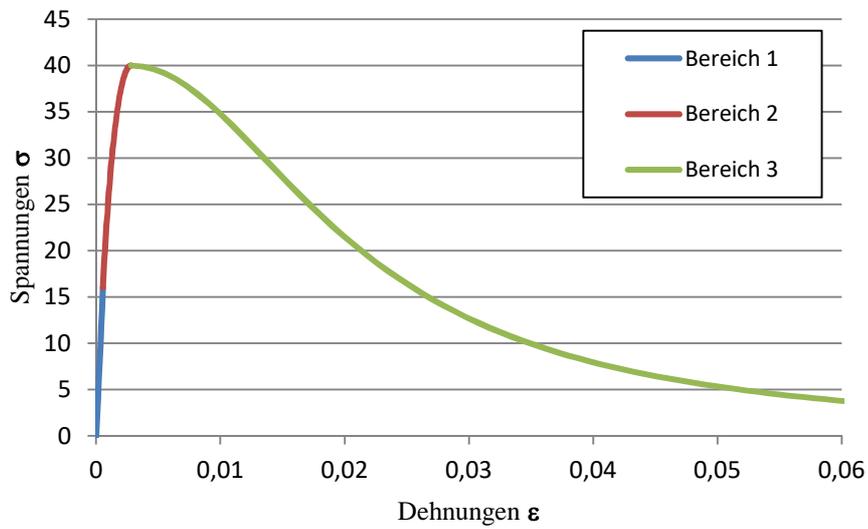
Die verwendeten Gleichungen sind Kapitel 6 und 7 zu entnehmen.

### Grundparameter

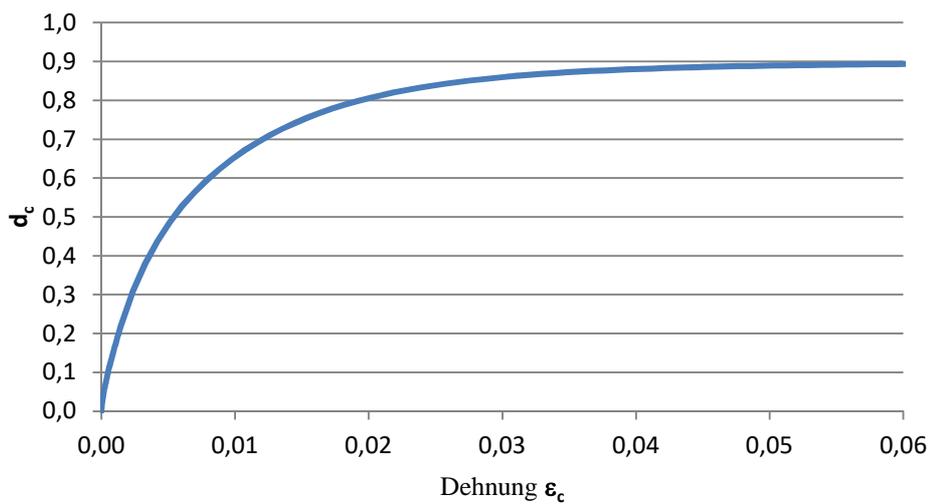
$G_{cl} =$	15	[kN/m]	Materialeigenschaften 4d-1 gemäß (Henze & Rombach, 2017a)
$G_{fMC2010}$	0.14	[N/m]	
$f_{cm} =$	40	[N/mm <sup>2</sup> ]	
$f_{ctm} =$	2.50	[N/mm <sup>2</sup> ]	
$E_c =$	29660	[N/mm <sup>2</sup> ]	
Elementgröße	25	[mm]	
Schädigung max	90	%	
Rissabstand	100	[mm]	Entspricht dem Abstand der Querbewehrung

## Materialfunktionen im Druckbereich

$\sigma$ - $\varepsilon$ -Kurve für den Druckbereich



Compression Damage  $d_c$



$$g_{cl} = \frac{G_{cl}}{l_{eq}}$$

$$g_{cl} = 1.200$$

$$l_{eq} \leq \frac{G_{cl}}{f_{cm} \cdot (\varepsilon_{cl}(1 - b_c) + b_c f_{cm} / E_c)}$$

$$l_{eq} \leq 210.2$$

$$G_{cl} = 15 \quad [\text{kN/m}]$$

$$l_{eq} = 12.5 \quad [\text{mm}]$$

$$\text{Element-} \\ \text{größe} = 25 \quad [\text{mm}]$$

$$f_{cm} = 40 \quad [\text{N/mm}^2]$$

$$\varepsilon_{cl} = 0.0028$$

$$b_c = 0.7$$

$$E_c = 29660 \quad [\text{N/mm}^2]$$

$$\gamma_c = \frac{\pi^2 \cdot f_{cm} \cdot \varepsilon_{c1}}{2 \left[ g_{c1} - \frac{1}{2} f_{cm} \left( \varepsilon_{c1} (1 - b_c) + \frac{b_c f_{cm}}{E_c} \right) \right]^2} > 0$$

$$\gamma_c = 0.4$$

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

$$E_{ci} = 34972.8 \quad [\text{N/mm}^2]$$

$$\varepsilon_{c1} = 0.7 f_{cm}^{0.31} \leq 2.8$$

$$\varepsilon_{ges} = \varepsilon_{c,el} + \varepsilon_{c,pl} = \sigma_c / E_c + \varepsilon_{c,in}$$

**Bereich 1:**

$$\sigma_c = E_c \cdot \varepsilon_c \quad (\sigma_c \leq 0,4 f_{cm}) \quad \sigma_c = E_c \cdot \varepsilon_c$$

**Bereich 2:**

$$\varepsilon_c < \varepsilon_{c1}$$

$$\sigma_c = \frac{E_{ci} \frac{\varepsilon_c}{f_{cm}} - \left( \frac{\varepsilon_c}{\varepsilon_{c1}} \right)^2}{1 + \left( E_{ci} \frac{\varepsilon_{c1}}{f_{cm}} - 2 \right) \cdot \frac{\varepsilon_c}{\varepsilon_{c1}}} f_{cm}$$

**Bereich 3:**

$$\varepsilon_c > \varepsilon_{c1}$$

$$\sigma_c = \left( \frac{2 + \gamma_c f_{cm} \varepsilon_{c1}}{2 f_{cm}} - \gamma_c \varepsilon_c + \frac{\gamma_c}{2 \varepsilon_{c1}} \varepsilon_c^2 \right)^{-1}$$

$\sigma_c$ [MPa]	$\varepsilon_{c,ges}$ [%]	$\varepsilon_{c,el} = \sigma_c/E_c$	$\varepsilon_{c,in}$	$\varepsilon_{c,pl}$	$\varepsilon_{c,el}$	$d_c$	$E' = (1-d_c)E$
0	0.00000	0.00000	0.000000	0	0.0000000	0	29660
2	0.00007	0.00007	0.000000	0	0.0000674	0	29660
4	0.00013	0.00013	0.000000	0	0.0001349	0	32626
6	0.00020	0.00020	0.000000	0	0.0002023	0	32626
8	0.00027	0.00027	0.000000	0	0.0002697	0	32626
10	0.00034	0.00034	0.000000	0	0.0003372	0	32626
12	0.00040	0.00040	0.000000	0	0.0004046	0	32626
14	0.00047	0.00047	0.000000	0	0.0004720	0	32626
16	0.00054	0.00054	0.000000	0	0.0005394	0.0000	29660
17.5	0.00060	0.00059	0.000011	7.7805E-06	0.0005928	0.0051	29509.8
18.9	0.00066	0.00064	0.000024	1.6993E-05	0.0006446	0.0102	29358.4
20.3	0.00072	0.00068	0.000039	2.7599E-05	0.0006951	0.0153	29205.8
21.6	0.00078	0.00073	0.000057	3.9562E-05	0.0007443	0.0205	29051.9
22.8	0.00084	0.00077	0.000075	5.2848E-05	0.0007921	0.0257	28896.7
24.0	0.00091	0.00081	0.000096	6.7423E-05	0.0008386	0.0310	28740.2
25.2	0.00097	0.00085	0.000119	8.3253E-05	0.0008839	0.0363	28582.4
26.2	0.00103	0.00088	0.000143	0.00010031	0.0009279	0.0417	28423.3

27.3	0.00109	0.00092	0.000169	0.00011856	0.0009708	0.0471	28262.8
28.3	0.00115	0.00095	0.000197	0.00013797	0.0010124	0.0526	28101.0
29.2	0.00121	0.00099	0.000226	0.00015852	0.0010530	0.0581	27937.8
30.1	0.00127	0.00102	0.000257	0.00018017	0.0010924	0.0636	27773.2
31.0	0.00133	0.00104	0.000290	0.00020291	0.0011308	0.0692	27607.2
31.8	0.00139	0.00107	0.000324	0.0002267	0.0011681	0.0749	27439.7
32.5	0.00146	0.00110	0.000359	0.00025152	0.0012044	0.0806	27270.8
33.2	0.00152	0.00112	0.000396	0.00027735	0.0012396	0.0863	27100.4
33.9	0.00158	0.00114	0.000435	0.00030416	0.0012739	0.0921	26928.5
34.6	0.00164	0.00116	0.000474	0.00033193	0.0013072	0.0979	26755.1
35.1	0.00170	0.00119	0.000515	0.00036063	0.0013396	0.1038	26580.2
35.7	0.00176	0.00120	0.000558	0.00039026	0.0013711	0.1098	26403.8
36.2	0.00182	0.00122	0.000601	0.00042077	0.0014017	0.1158	26225.7
36.7	0.00188	0.00124	0.000646	0.00045217	0.0014314	0.1218	26046.1
37.2	0.00194	0.00125	0.000692	0.00048441	0.0014602	0.1280	25864.9
37.6	0.00201	0.00127	0.000739	0.0005175	0.0014883	0.1341	25682.0
37.9	0.00207	0.00128	0.000788	0.0005514	0.0015155	0.1403	25497.5
38.3	0.00213	0.00129	0.000837	0.0005861	0.0015418	0.1466	25311.2
38.6	0.00219	0.00130	0.000888	0.00062158	0.0015675	0.1530	25123.3
38.9	0.00225	0.00131	0.000940	0.00065783	0.0015923	0.1594	24933.7
39.1	0.00231	0.00132	0.000993	0.00069483	0.0016164	0.1658	24742.3
39.3	0.00237	0.00133	0.001047	0.00073256	0.0016398	0.1723	24549.1
39.5	0.00243	0.00133	0.001101	0.00077101	0.0016624	0.1789	24354.1
39.7	0.00249	0.00134	0.001157	0.00081016	0.0016844	0.1855	24157.3
39.8	0.00256	0.00134	0.001214	0.00085	0.0017056	0.1922	23958.7
39.9	0.00262	0.00134	0.001272	0.00089052	0.0017262	0.1990	23758.1
39.9	0.00268	0.00135	0.001331	0.00093169	0.0017461	0.2058	23555.7
40.0	0.00280	0.00135	0.001451	0.00101597	0.0017840	0.2197	23145.0
39.9	0.00370	0.00135	0.002355	0.00164819	0.0020518	0.3098	20470.2
39.6	0.00460	0.00134	0.003264	0.00228478	0.0023152	0.3806	18370.1
39.2	0.00550	0.00132	0.004179	0.00292557	0.0025744	0.4383	16659.3
38.5	0.00640	0.00130	0.005100	0.00357027	0.0028297	0.4867	15225.8
37.8	0.00730	0.00127	0.006026	0.00421849	0.0030815	0.5280	13998.6
36.9	0.00820	0.00124	0.006957	0.00486979	0.0033302	0.5640	12930.8
35.9	0.00910	0.00121	0.007891	0.00552369	0.0035763	0.5957	11990.2
34.8	0.01000	0.00117	0.008828	0.00617968	0.0038203	0.6239	11154.4
33.6	0.01090	0.00113	0.009768	0.00683728	0.0040627	0.6491	10406.8
32.4	0.01180	0.00109	0.010709	0.007496	0.0043040	0.6718	9735.2
31.1	0.01270	0.00105	0.011651	0.00815542	0.0045446	0.6922	9130.0
29.9	0.01360	0.00101	0.012593	0.00881515	0.0047849	0.7106	8583.5
28.6	0.01450	0.00096	0.013535	0.00947484	0.0050252	0.7273	8089.5
27.4	0.01540	0.00092	0.014477	0.01013423	0.0052658	0.7423	7642.6
26.1	0.01630	0.00088	0.015419	0.01079307	0.0055069	0.7560	7238.1
24.9	0.01720	0.00084	0.016359	0.01145118	0.0057488	0.7683	6871.9
23.8	0.01810	0.00080	0.017298	0.01210842	0.0059916	0.7795	6540.3
22.7	0.01900	0.00076	0.018235	0.01276468	0.0062353	0.7896	6239.9

21.6	0.01990	0.00073	0.019171	0.0134199	0.0064801	0.7988	5967.9
20.6	0.02080	0.00069	0.020106	0.01407403	0.0067260	0.8071	5721.3
19.6	0.02170	0.00066	0.021039	0.01472706	0.0069729	0.8146	5497.8
18.7	0.02260	0.00063	0.021970	0.01537897	0.0072210	0.8215	5295.1
17.8	0.02350	0.00060	0.022900	0.01602979	0.0074702	0.8277	5111.1
17.0	0.02440	0.00057	0.023828	0.01667953	0.0077205	0.8333	4944.1
16.2	0.02530	0.00055	0.024755	0.01732823	0.0079718	0.8384	4792.3
15.4	0.02620	0.00052	0.025680	0.01797593	0.0082241	0.8431	4654.2
14.7	0.02710	0.00050	0.026604	0.01862266	0.0084773	0.8473	4528.5
14.0	0.02800	0.00047	0.027526	0.01926847	0.0087315	0.8512	4414.0
13.4	0.02890	0.00045	0.028448	0.0199134	0.0089866	0.8547	4309.5
12.8	0.02980	0.00043	0.029368	0.0205575	0.0092425	0.8579	4214.1
12.3	0.03070	0.00041	0.030287	0.02120082	0.0094992	0.8609	4126.9
11.7	0.03160	0.00040	0.031205	0.0218434	0.0097566	0.8636	4047.1
11.2	0.03250	0.00038	0.032122	0.02248528	0.0100147	0.8660	3974.0
10.7	0.03340	0.00036	0.033038	0.02312651	0.0102735	0.8683	3907.0
10.3	0.03430	0.00035	0.033953	0.02376711	0.0105329	0.8704	3845.4
9.9	0.03520	0.00033	0.034867	0.02440713	0.0107929	0.8723	3788.8
9.5	0.03610	0.00032	0.035781	0.02504661	0.0110534	0.8740	3736.7
9.1	0.03700	0.00031	0.036694	0.02568558	0.0113144	0.8756	3688.7
8.7	0.03790	0.00029	0.037606	0.02632407	0.0115759	0.8771	3644.4
8.4	0.03880	0.00028	0.038517	0.0269621	0.0118379	0.8785	3603.5
8.1	0.03970	0.00027	0.039428	0.02759972	0.0121003	0.8798	3565.7
7.8	0.04060	0.00026	0.040338	0.02823693	0.0123631	0.8810	3530.7
7.5	0.04150	0.00025	0.041248	0.02887378	0.0126262	0.8821	3498.2
7.2	0.04240	0.00024	0.042158	0.02951027	0.0128897	0.8831	3468.1
6.9	0.04330	0.00023	0.043066	0.03014644	0.0131536	0.8840	3440.2
6.7	0.04420	0.00023	0.043975	0.0307823	0.0134177	0.8849	3414.2
6.4	0.04510	0.00022	0.044883	0.03141787	0.0136821	0.8857	3390.0
6.2	0.04600	0.00021	0.045790	0.03205317	0.0139468	0.8865	3367.5
6.0	0.04690	0.00020	0.046697	0.03268821	0.0142118	0.8872	3346.5
5.8	0.04780	0.00020	0.047604	0.03332301	0.0144770	0.8878	3326.9
5.6	0.04870	0.00019	0.048511	0.03395758	0.0147424	0.8885	3308.5
5.4	0.04960	0.00018	0.049417	0.03459194	0.0150081	0.8890	3291.4
5.2	0.05050	0.00018	0.050323	0.0352261	0.0152739	0.8896	3275.3
5.1	0.05140	0.00017	0.051229	0.03586007	0.0155399	0.8901	3260.3
4.9	0.05230	0.00017	0.052134	0.03649386	0.0158061	0.8906	3246.2
4.8	0.05320	0.00016	0.053039	0.03712748	0.0160725	0.8910	3233.0
4.6	0.05410	0.00016	0.053944	0.03776094	0.0163391	0.8914	3220.5
4.5	0.05500	0.00015	0.054849	0.03839425	0.0166057	0.8918	3208.8
4.3	0.05590	0.00015	0.055753	0.03902742	0.0168726	0.8922	3197.8
4.2	0.05680	0.00014	0.056658	0.03966045	0.0171395	0.8925	3187.5
4.1	0.05770	0.00014	0.057562	0.04029336	0.0174066	0.8929	3177.7
4.0	0.05860	0.00013	0.058466	0.04092614	0.0176739	0.8932	3168.5
3.9	0.05950	0.00013	0.059370	0.04155881	0.0179412	0.8935	3159.8
3.8	0.06040	0.00013	0.060273	0.04219138	0.0182086	0.8937	3151.6

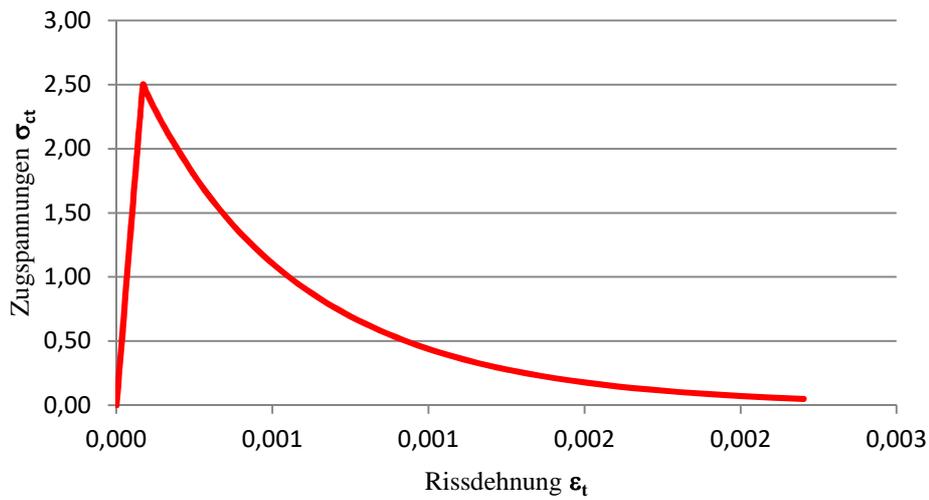
Anhang C: Materialkennwerte in ABAQUS

---

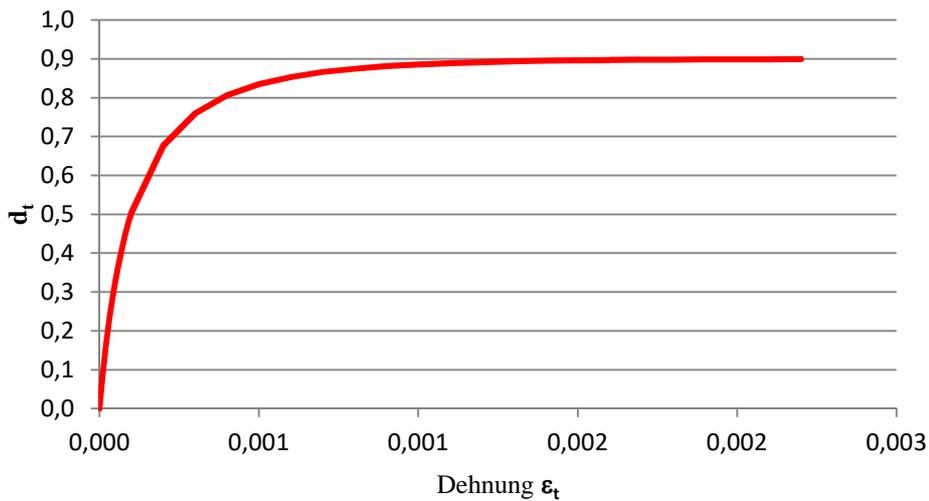
3.7	0.06130	0.00012	0.061177	0.04282383	0.0184762	0.8940	3143.8
3.6	0.06220	0.00012	0.062080	0.0434562	0.0187438	0.8943	3136.5
3.5	0.06310	0.00012	0.062984	0.04408846	0.0190115	0.8945	3129.5
3.4	0.06400	0.00011	0.063887	0.04472064	0.0192794	0.8947	3123.0

**Materialfunktionen im Zugbereich**

$\sigma$ - $\epsilon$ -Kurve im Zugbereich



Compression Damage  $d_t$



**Hillerborg / MC1990**

$G_{f,MC2010}$	0.14	N/mm	$E_c$	29660	
$f_{cm}$	40	N/mm <sup>2</sup>	$b_t =$	0.1	
			$l_{eq} = (V_e / 8)^{1/3}$		
$f_{ctm}$	2.50	N/mm <sup>2</sup>	$l_{eq} =$	12.5	[mm]
			Elementgröße	25	[mm]
$w_1 = G_f / f_{ctm}$			Rissabstand	100	
$w_1$	0.0567	mm			

Bereich I: ( $\sigma_{ct} \leq f_{ct}$ )       $\sigma_{ct} = E_c \cdot \epsilon_{ct}$

Bereich II: ( $\sigma_{ct} > f_{ct}$ )  $\sigma_{ct}(w = l_t \cdot \varepsilon_{in}) = f_{cm} \cdot e^{-w/w_1}$

$\Sigma \varepsilon_t = \varepsilon_{in} + \sigma_{ct} / E_c$

w	$\sigma_{ct}$	$\Sigma \varepsilon_t$	$\varepsilon_{crack}$	$\varepsilon_{ct,el} = \sigma_t / E_c$	$d_t$	$E' = (1 - d_t)E$	$\varepsilon_{in} = w / l_{eq}$
0	0.00	0	0	0	0	29660	0
0	2.50	8.4289E-05	0	8.4289E-05	0	29660	0
0.001	2.46	9.2816E-05	0.00001	8.2816E-05	0.08822027	27043.3869	0.00001
0.002	2.41	0.00010137	0.00002	8.1368E-05	0.16302967	24824.5399	0.00002
0.003	2.37	0.00010995	0.00003	7.9946E-05	0.22721646	22920.7599	0.00003
0.004	2.33	0.00011855	0.00004	7.8549E-05	0.28284742	21270.7456	0.00004
0.005	2.29	0.00012718	0.00005	7.7177E-05	0.33148704	19828.0944	0.00005
0.006	2.25	0.00013583	0.00006	7.5828E-05	0.37434133	18557.0363	0.00006
0.007	2.21	0.0001445	0.00007	7.4503E-05	0.41235487	17429.5546	0.00007
0.008	2.17	0.0001532	0.00008	7.3201E-05	0.44627802	16423.3938	0.00008
0.009	2.13	0.00016192	0.00009	7.1922E-05	0.47671437	15520.6518	0.00009
0.01	2.10	0.00017066	0.0001	7.0665E-05	0.5041549	14706.7658	0.0001
0.02	1.76	0.00025924	0.0002	5.9243E-05	0.67713515	9576.17152	0.0002
0.03	1.47	0.00034967	0.0003	4.9668E-05	0.76016449	7113.52129	0.0003
0.04	1.24	0.00044164	0.0004	4.164E-05	0.80669297	5733.48653	0.0004
0.05	1.04	0.00053491	0.0005	3.4909E-05	0.83520741	4887.74829	0.0005
0.06	0.87	0.00062927	0.0006	2.9267E-05	0.85372942	4338.38543	0.0006
0.07	0.73	0.00072454	0.0007	2.4537E-05	0.86626179	3966.67525	0.0007
0.08	0.61	0.00082057	0.0008	2.0571E-05	0.8750009	3707.47324	0.0008
0.09	0.51	0.00091725	0.0009	1.7246E-05	0.88123748	3522.49639	0.0009
0.1	0.43	0.00101446	0.001	1.4458E-05	0.88577027	3388.05392	0.001
0.11	0.36	0.00111212	0.0011	1.2121E-05	0.88911383	3288.88395	0.0011
0.12	0.30	0.00121016	0.0012	1.0162E-05	0.89161043	3214.83451	0.0012
0.13	0.25	0.00130852	0.0013	8.5197E-06	0.89349378	3158.97445	0.0013
0.14	0.21	0.00140714	0.0014	7.1426E-06	0.89492688	3116.46867	0.0014
0.15	0.18	0.00150599	0.0015	5.9882E-06	0.89602553	3083.88285	0.0015
0.16	0.15	0.00160502	0.0016	5.0203E-06	0.89687323	3058.74009	0.0016
0.17	0.12	0.00170421	0.0017	4.2088E-06	0.897531	3039.23049	0.0017
0.18	0.10	0.00180353	0.0018	3.5286E-06	0.89804395	3024.01648	0.0018
0.19	0.09	0.00190296	0.0019	2.9582E-06	0.89844572	3012.09985	0.0019
0.2	0.07	0.00200248	0.002	2.4801E-06	0.89876166	3002.72914	0.002
0.21	0.06	0.00210208	0.0021	2.0792E-06	0.89901098	2995.33437	0.0021
0.22	0.05	0.00220174	0.0022	1.7432E-06	0.89920835	2989.4803	0.0022
0.23	0.04	0.00230146	0.0023	1.4614E-06	0.89936505	2984.83255	0.0023
0.24	0.04	0.00240123	0.0024	1.2252E-06	0.89948979	2981.13286	0.0024
0.25	0.03	0.00250103	0.0025	1.0272E-06	0.89958932	2978.18078	0.0025
0.26	0.03	0.00260086	0.0026	8.6115E-07	0.89966891	2975.82008	0.0026

**Wertepaare für die direkte Eingabe in ABAQUS**\*Concrete Compression Hardening

16.00000	,	0.000000
17.48244	,	0.000011
18.90422	,	0.000024
20.26694	,	0.000039
21.57213	,	0.000057
22.82130	,	0.000075
24.01586	,	0.000096
25.15721	,	0.000119
26.24669	,	0.000143
27.28559	,	0.000169
28.27516	,	0.000197
29.21663	,	0.000226
30.11115	,	0.000257
30.95987	,	0.000290
31.76389	,	0.000324
32.52426	,	0.000359
33.24201	,	0.000396
33.91816	,	0.000435
34.55365	,	0.000474
35.14944	,	0.000515
35.70642	,	0.000558
36.22548	,	0.000601
36.70747	,	0.000646
37.15323	,	0.000692
37.56356	,	0.000739
37.93923	,	0.000788
38.28101	,	0.000837
38.58963	,	0.000888
38.86582	,	0.000940
39.11025	,	0.000993
39.32361	,	0.001047
39.50656	,	0.001101
39.65973	,	0.001157
39.78374	,	0.001214
39.87919	,	0.001272
39.94667	,	0.001331
<b>40.00</b>	,	<b>0.001451</b>
39.90596	,	0.002355
39.62649	,	0.003264
39.16929	,	0.004179
38.54666	,	0.005100
37.77464	,	0.006026
36.87205	,	0.006957
35.85944	,	0.007891
34.75802	,	0.008828
33.58880	,	0.009768
32.37173	,	0.010709
31.12522	,	0.011651
29.86567	,	0.012593

28.60736	,	0.013535
27.36229	,	0.014477
26.14031	,	0.015419
24.94926	,	0.016359
23.79512	,	0.017298
22.68226	,	0.018235
21.61365	,	0.019171
20.59113	,	0.020106
19.61555	,	0.021039
18.68699	,	0.021970
17.80494	,	0.022900
16.96841	,	0.023828
16.17608	,	0.024755
15.42634	,	0.025680
14.71747	,	0.026604
14.04758	,	0.027526
13.41479	,	0.028448
12.81717	,	0.029368
12.25281	,	0.030287
11.71984	,	0.031205
11.21647	,	0.032122
10.74094	,	0.033038
10.29160	,	0.033953
9.86687	,	0.034867
9.46523	,	0.035781
9.08528	,	0.036694
8.72567	,	0.037606
8.38515	,	0.038517
8.06255	,	0.039428
7.75676	,	0.040338
7.46673	,	0.041248
7.19152	,	0.042158
6.93021	,	0.043066
6.68196	,	0.043975
6.44598	,	0.044883
6.22153	,	0.045790
6.00794	,	0.046697
5.80455	,	0.047604
5.61077	,	0.048511
5.42603	,	0.049417
5.24983	,	0.050323
5.08166	,	0.051229
4.92108	,	0.052134
4.76766	,	0.053039
4.62100	,	0.053944
4.48072	,	0.054849
4.34649	,	0.055753
4.21796	,	0.056658
4.09484	,	0.057562
3.97684	,	0.058466
3.86369	,	0.059370
3.75514	,	0.060273

3.65095	,	0.061177
3.55090	,	0.062080
3.45478	,	0.062984
3.36240	,	0.063887

---

\*Concrete Tension Stiffening

<b>2.50</b>	,	<b>0.000000</b>
2.46	,	0.000010
2.41	,	0.000020
2.37	,	0.000030
2.33	,	0.000040
2.29	,	0.000050
2.25	,	0.000060
2.21	,	0.000070
2.17	,	0.000080
2.13	,	0.000090
2.10	,	0.000100
1.76	,	0.000200
1.47	,	0.000300
1.24	,	0.000400
1.04	,	0.000500
0.87	,	0.000600
0.73	,	0.000700
0.61	,	0.000800
0.51	,	0.000900
0.43	,	0.001000
0.36	,	0.001100
0.30	,	0.001200
0.25	,	0.001300
0.21	,	0.001400
0.18	,	0.001500
0.15	,	0.001600
0.12	,	0.001700
0.10	,	0.001800
0.09	,	0.001900
0.07	,	0.002000
0.06	,	0.002100
0.05	,	0.002200
0.04	,	0.002300
0.04	,	0.002400
0.03	,	0.002500
0.03	,	0.002600

---

\*Concrete Compression Damage

0.00000	,	0.000000
0.02050	,	0.000057
0.02574	,	0.000075
0.03101	,	0.000096
0.03633	,	0.000119
0.04170	,	0.000143
0.04711	,	0.000169
0.05256	,	0.000197
0.05807	,	0.000226

0.06362	,	0.000257
0.06921	,	0.000290
0.07486	,	0.000324
0.08055	,	0.000359
0.08630	,	0.000396
0.09209	,	0.000435
0.09794	,	0.000474
0.10384	,	0.000515
0.10979	,	0.000558
0.11579	,	0.000601
0.12184	,	0.000646
0.12795	,	0.000692
0.13412	,	0.000739
0.14034	,	0.000788
0.14662	,	0.000837
0.15296	,	0.000888
0.15935	,	0.000940
0.16580	,	0.000993
0.17232	,	0.001047
0.17889	,	0.001101
0.18553	,	0.001157
0.19222	,	0.001214
0.19898	,	0.001272
0.20581	,	0.001331
0.21966	,	0.001451
0.30984	,	0.002355
0.38064	,	0.003264
0.43832	,	0.004179
0.48665	,	0.005100
0.52803	,	0.006026
0.56403	,	0.006957
0.59574	,	0.007891
0.62393	,	0.008828
0.64913	,	0.009768
0.67177	,	0.010709
0.69218	,	0.011651
0.71060	,	0.012593
0.72726	,	0.013535
0.74233	,	0.014477
0.75596	,	0.015419
0.76831	,	0.016359
0.77949	,	0.017298
0.78962	,	0.018235
0.79879	,	0.019171
0.80710	,	0.020106
0.81464	,	0.021039
0.82147	,	0.021970
0.82768	,	0.022900
0.83331	,	0.023828
0.83843	,	0.024755
0.84308	,	0.025680
0.84732	,	0.026604

---

0.85118	,	0.027526
0.85470	,	0.028448
0.85792	,	0.029368
0.86086	,	0.030287
0.86355	,	0.031205
0.86601	,	0.032122
0.86828	,	0.033038
0.87035	,	0.033953
0.87226	,	0.034867
0.87402	,	0.035781
0.87563	,	0.036694
0.87713	,	0.037606
0.87851	,	0.038517
0.87978	,	0.039428
0.88096	,	0.040338
0.88206	,	0.041248
0.88307	,	0.042158
0.88401	,	0.043066
0.88489	,	0.043975
0.88570	,	0.044883
0.88646	,	0.045790
0.88717	,	0.046697
0.88783	,	0.047604
0.88845	,	0.048511
0.88903	,	0.049417
0.88957	,	0.050323
0.89008	,	0.051229
0.89055	,	0.052134
0.89100	,	0.053039
0.89142	,	0.053944
0.89181	,	0.054849
0.89218	,	0.055753
0.89253	,	0.056658
0.89286	,	0.057562
0.89317	,	0.058466
0.89347	,	0.059370
0.89374	,	0.060273
0.89400	,	0.061177
0.89425	,	0.062080
0.89449	,	0.062984

---

\*Concrete Tension Damage

---

0.00000	,	0.000000
0.08822	,	0.000010
0.16303	,	0.000020
0.22722	,	0.000030
0.28285	,	0.000040
0.33149	,	0.000050
0.37434	,	0.000060
0.41235	,	0.000070
0.44628	,	0.000080
0.47671	,	0.000090

0.50415	,	0.000100
0.67714	,	0.000200
0.76016	,	0.000300
0.80669	,	0.000400
0.83521	,	0.000500
0.85373	,	0.000600
0.86626	,	0.000700
0.87500	,	0.000800
0.88124	,	0.000900
0.88577	,	0.001000
0.88911	,	0.001100
0.89161	,	0.001200
0.89349	,	0.001300
0.89493	,	0.001400
0.89603	,	0.001500
0.89687	,	0.001600
0.89753	,	0.001700
0.89804	,	0.001800
0.89845	,	0.001900
0.89876	,	0.002000
0.89901	,	0.002100
0.89921	,	0.002200

**Lebenslauf**

<b>Name</b>	Henze
<b>Vorname</b>	Lukas
<b>Staatsangehörigkeit</b>	Deutsch
<b>Geburtsdatum</b>	18.04.1979
<b>Geburtsort, -land</b>	Herford, Deutschland
<b>08.1985 - 07.1989</b>	Grundschule in Herford
<b>08.1989 - 06.1998</b>	Gymnasium in Herford
<b>07.1998 - 07.1999</b>	Zivildienst, Alten- und Krankenpflege, Diakonistation Herford I in Herford
<b>03.1999 – 01.2002</b>	Zimmererlehre, Zimmerei Menke in Herford
<b>03.2002 – 08.2002</b>	Zimmerergeselle, Zimmerei Hüttemann in Spenge
<b>10.2002 - 01.2008</b>	Studium des Bauingenieurwesens an der Technischen Universität Hamburg-Harburg Abschluss: Diplom
<b>04.2008 - 12.2012</b>	Tragwerksplaner im Ingenieurbüro Weber Poll in Hamburg
<b>01.2013 – 12.2017</b>	Wissenschaftlicher Mitarbeiter bei Herrn Prof. Dr.-Ing G. Rombach am Institut für Massivbau der Technischen Universität Hamburg- Harburg
<b>01.2018 – 07.2018</b>	Freier Tragwerksplaner für verschiedene Architek- tur- und Ingenieurbüros
<b>08.2018 – heute</b>	Leitung der Tragwerksplanung für den Ersatzneu- bau der Schleuse Lüneburg, Wasserstraßen- und Schifffahrtsverwaltung des Bundes (WSV), Neu- bauamt Hannover