

# **Zum schubfesten Anschluss von Druckgurten in Hohlkastenbrücken**

Von der Fakultät Architektur und Bauingenieurwesen der  
Technischen Universität Dortmund  
zur Erlangung des akademischen Grades  
Doktor-Ingenieur (Dr.-Ing.)

genehmigte Dissertation

vorgelegt von  
Dipl.-Ing. Matthias Müller

Prüfungskommission:

Vorsitzender: Univ.-Prof. Dr.-Ing. Dieter Ungermann

Referent: Univ.-Prof. Dr.-Ing. Reinhard Maurer

Korreferent: Univ.-Prof. Dr.-Ing. habil. Dr.-Ing. E.h. Konrad Zilch

Tag der mündlichen Prüfung: 2016/05/10

Dortmund 2016



# Kurzfassung

Im Rahmen der vorliegenden Arbeit werden Untersuchungen zum Tragverhalten der Gurte gegliederter Querschnitte auf Basis der Finite-Elemente-Methode (FEM) durchgeführt. Die bei aktuellen Nachrechnungen bestehender Spannbetonbrücken häufig festzustellenden rechnerischen Defizite, welche insbesondere in den Druckgurtbereichen der Bodenplatten von Brücken mit Hohlkastenquerschnitt ermittelt werden, haben den Ausschlag zu dieser Arbeit gegeben.

Mit der Weiterentwicklung der technischen Regelwerke zur Konstruktion und Bemessung von Spannbetonbrücken war auch eine Umstellung der Nachweiskonzepte zur Ermittlung der Schubtragfähigkeit verbunden. Bis zur Einführung der *DIN Fachberichte* für den Brückenbau war der Nachweis auf Basis zulässiger Hauptspannungen in Deutschland eine anerkannte Regel der Technik. Seither erfolgt die Ermittlung des Bauteilwiderstands auf Grundlage eines Fachwerkmodells im gerissenen Zustand II. Die für Stegquerschnitte konzipierten Bemessungsregeln werden dabei sinngemäß auf die Gurtbereiche gegliederter Querschnitte übertragen.

Eine entscheidende Größe für die Ermittlung der Tragfähigkeit der schubfesten Verbindung zwischen Gurt- und Stegquerschnitt ist die möglichst wirklichkeitsnahe Berücksichtigung der wahrscheinlichen Rissentwicklung. Im derzeit in Deutschland bei der Bemessung zur Anwendung kommenden *Fachwerkmodell mit Rissreibung* wird der Schubbrisswinkel auf Grundlage der vorhandenen Längsspannung bestimmt. Die zur Rissbildung führende Schubspannung korrespondiert bei dieser Vorgehensweise nicht mit der Längsspannung. Durch die zunächst analytische Untersuchung der Unterschiede im Tragverhalten zwischen Steg- und Gurtquerschnitt wird gezeigt, dass das zu erwartende Rissverhalten in den beiden Querschnittsteilen deutlich voneinander abweicht, und dass für eine wirklichkeitsnahe Prognose der Rissrichtung innerhalb von Druckgurten die Berücksichtigung der vorhandenen Längs- und Schubspannungen als korrespondierende Größen erforderlich ist. In den im weiteren Verlauf der Studien durchgeführten numerischen Simulationsrechnungen wird dieser Zusammenhang bestätigt und es werden weitere das Tragverhalten und den Tragwiderstand beeinflussende Größen identifiziert und untersucht.

Die Kalibrierung und Verifizierung der verwendeten FE-Modelle erfolgt zunächst durch die Nachrechnung gut dokumentierter Versuche und die Auswertung der Simulationsergebnisse an kleinmaßstäblichen Versuchskörpern. Während letztgenannte insbesondere zur Erlangung eines besseren Verständnisses zum Modellverhalten relevant sind, wird durch die Nachrechnung von Versuchen zum Tragverhalten gegliederter Querschnitte die Modelleignung im Hinblick auf die Abbildung der untersuchten Tragwirkung überprüft. Neben einem elasto-plastischen Kontinuumsmodell wird für die Modellierung der Betonquerschnitte ein Schalenmodell auf Basis der nichtlinearen *Elastizitätstheorie* verwendet. Mit beiden Modellen gelingt es, die Bruchlasten und die Versagensart wirklichkeitsnah abzubilden.

Aufgrund der im Vergleich zu den Versuchen insgesamt besseren Übereinstimmungen der mit der nichtlinearen *Elastizitätstheorie* erzielten Ergebnisse erfolgt die Anwendung dieses Modells auf Systeme mit für den Brückenbau relevanten Abmessungen. Die im Vergleich zu

den Versuchsträgern deutlich schlankere Querschnitte führen dazu, dass die durch lokale Lastenleitungen bedingten Störbereiche im Verhältnis zur Gesamtspannweite deutlich reduziert werden. Daher können die Auswirkungen des sich über die Bauteillänge stetig ändernden Längsspannungszustands auf das Tragverhalten an diesen Systemen untersucht werden.

Auf Basis der Ergebnisse der durchgeführten analytischen und numerischen Studien werden Bemessungsmodelle abgeleitet, die das tatsächliche Tragverhalten realitätsnäher erfassen. Neben Modellen, die eine Bemessung im gerissenen Zustand II ermöglichen und das wahrscheinliche Rissverhalten in vereinfachter Form berücksichtigen, werden auch Berechnungsvorschläge unter Einbeziehung kombinierter Scheiben- und Plattenbeanspruchungen (Interaktion von Längsschub mit Querbiegung) sowie Möglichkeiten zur rechnerischen Berücksichtigung des Tragwiderstands ungerissener Gurtbereiche (Hauptspannungskriterium) vorgestellt.



# Inhaltsverzeichnis

<b>Inhaltsverzeichnis</b>	<b>v</b>
<b>1 Einleitung</b>	<b>1</b>
1.1 Herausforderungen . . . . .	1
1.2 Zielsetzung und Vorgehensweise . . . . .	3
<b>2 Stand des Wissens</b>	<b>7</b>
2.1 Historische Entwicklung . . . . .	7
2.2 Untersuchungen zum Tragverhalten von Gurtscheiben gegliederter Querschnitte	9
2.2.1 Versuche von <i>Badawy und Bachmann</i> . . . . .	10
2.2.2 Versuche von <i>Bacchetta und Bachmann</i> (Druckgurt) . . . . .	11
2.2.3 Versuche von <i>Leonhardt und Walther</i> . . . . .	11
2.2.4 Versuche von <i>Bacchetta und Bachmann</i> (Zuggurt) . . . . .	12
2.2.5 Versuche von <i>Eibl und Kühn</i> . . . . .	12
2.2.6 Versuche von <i>Schieferstein</i> . . . . .	13
2.2.7 Weitere experimentelle und theoretische Untersuchungen . . . . .	14
2.3 Untersuchungen zum Tragverhalten von Scheiben unter kombinierten Beanspruchungen . . . . .	14
2.4 Stand der Normung . . . . .	15
2.4.1 Überlagerung mit Querbiegung . . . . .	16
2.4.2 Überlagerung mit Torsion bei Kastenquerschnitten . . . . .	18
2.5 Zusammenfassung und Ausblick . . . . .	18
<b>3 Werkstoffverhalten und Materialmodelle</b>	<b>21</b>
3.1 Einleitung . . . . .	21
3.2 Werkstoffverhalten von Beton . . . . .	21
3.2.1 Verhalten unter uniaxialer Beanspruchung . . . . .	21
3.2.2 Verhalten unter mehraxialer Beanspruchung . . . . .	24
3.3 Werkstoffverhalten von Betonstahl . . . . .	25
3.4 Verhalten des Verbundwerkstoffs Stahlbeton . . . . .	26
3.4.1 Verbund zwischen Bewehrung und Beton . . . . .	26

3.4.2	Übertragung von Schubkräften in gerissenen Querschnitten . . . . .	27
3.4.3	Druckfestigkeit gerissener Stahlbetonscheiben . . . . .	29
3.5	Materialmodelle . . . . .	35
3.6	Modellierung mit <i>ABAQUS</i> . . . . .	36
3.6.1	Elementansatz . . . . .	36
3.6.2	Materialmodelle für Beton und Betonstahl . . . . .	36
3.7	Modellierung mit <i>SOFiSTiK</i> . . . . .	43
3.7.1	Elementansatz . . . . .	43
3.7.2	Materialmodelle für Beton und Betonstahl . . . . .	44
<b>4</b>	<b>Verifikation der Rechenmodelle</b>	<b>51</b>
4.1	Allgemeines . . . . .	51
4.2	Materialmodell CDP – <i>ABAQUS</i> . . . . .	51
4.2.1	Verschmierte Rissbildung . . . . .	51
4.2.2	Betonscheiben unter biaxialer Beanspruchung . . . . .	52
4.2.3	Auswirkung isotroper Entfestigung . . . . .	56
4.2.4	Anwendung des Rechenmodells auf einen schubbeanspruchten Träger mit einfacher Querschnittsgeometrie . . . . .	59
4.2.5	Fazit . . . . .	61
4.3	Nichtlineare <i>Elastizitätstheorie</i> – <i>SOFiSTiK</i> . . . . .	62
4.3.1	Betonscheiben unter biaxialer Beanspruchung . . . . .	62
4.3.2	Stahlbeton unter Zugbeanspruchung . . . . .	64
4.3.3	Abhängigkeit der Rissrichtung von der Art der Lastaufbringung . . . . .	65
4.3.4	Schubkraftübertragung über Risse . . . . .	66
4.3.5	Drucktragfähigkeit des gerissenen Stahlbetons . . . . .	67
4.3.6	Anwendung des Rechenmodells auf einen schubbeanspruchten Träger mit einfacher Querschnittsgeometrie . . . . .	69
4.3.7	Fazit . . . . .	70
<b>5</b>	<b>Tragwirkung von Steg und Bodenplatte</b>	<b>73</b>
5.1	Allgemeines . . . . .	73
5.2	Stegtragverhalten und Modellvorstellungen . . . . .	73
5.3	Tragverhalten eines Druckgurtes zwischen den Stegen . . . . .	76
5.3.1	Überlegungen zur Ermittlung des Risswinkels . . . . .	80
5.4	Zusammenfassung und Schlussfolgerungen . . . . .	81
<b>6</b>	<b>Anwendung der Modelle</b>	<b>83</b>
6.1	Allgemeines . . . . .	83
6.2	Druckgurt mit Längsschub . . . . .	83
6.2.1	Nichtlineare Elastizitätstheorie – <i>SOFiSTiK</i> . . . . .	85

6.2.2	Materialmodell CDP – <i>ABAQUS</i> . . . . .	98
6.2.3	Zusammenfassung und Ausblick . . . . .	107
6.3	Zuggurt mit Längsschub . . . . .	107
6.3.1	Nichtlineare <i>Elastizitätstheorie</i> – <i>SOFiSTiK</i> . . . . .	108
6.3.2	Zusammenfassung und Ausblick . . . . .	111
<b>7</b>	<b>Sensitivitätsanalyse</b> . . . . .	<b>113</b>
7.1	Allgemeines . . . . .	113
7.2	Einfluss aus einer Abminderung der Betondruckfestigkeit . . . . .	113
7.2.1	Versagen infolge Biegedruckbruch . . . . .	113
7.2.2	Bruch der schiefen Betondruckstrebe . . . . .	117
7.2.3	Fazit . . . . .	119
7.3	Einfluss von Stegbewehrung und Vorspannung . . . . .	120
7.4	Einfluss der Belastungsart . . . . .	123
7.5	Einfluss des Anschlussbewehrungsgrades . . . . .	126
7.6	Einfluss der Betonzugfestigkeit . . . . .	128
7.7	Zusammenfassung . . . . .	130
<b>8</b>	<b>Modellverhalten unter Berücksichtigung von Strukturabmessungen des Brückenbaus</b> . . . . .	<b>133</b>
8.1	Allgemeines . . . . .	133
8.2	Referenzsystem und Einwirkungen . . . . .	134
8.3	Tragverhalten der Bodenplatte . . . . .	135
8.3.1	Rissverhalten und Spannungsverteilung . . . . .	136
8.3.2	Hinweise zur Ermittlung der Beanspruchungen . . . . .	155
8.3.3	Tragfähigkeit ungerissener Gurtquerschnitte . . . . .	161
<b>9</b>	<b>Schnittgrößeninteraktionen auf Bauteilebene</b> . . . . .	<b>165</b>
9.1	Allgemeines . . . . .	165
9.2	Gurtanschlüsse ohne rechnerisch erforderliche Anschlussbewehrung . . . . .	166
9.2.1	Längsdruck mit Schub . . . . .	166
9.2.2	Längsdruck mit Schub und Querbiegung . . . . .	170
9.3	Gurtanschlüsse mit rechnerisch erforderlicher Anschlussbewehrung . . . . .	175
9.3.1	Längsdruck mit Schub und Querbiegung . . . . .	175
<b>10</b>	<b>Vorschläge für die Bemessung</b> . . . . .	<b>187</b>
10.1	Allgemeines . . . . .	187
10.2	Gurtanschlüsse ohne rechnerisch erforderliche Anschlussbewehrung . . . . .	187
10.2.1	Längsdruck mit Schub . . . . .	187
10.2.2	Längsdruck mit Schub und Querbiegung . . . . .	190

10.3	Gurtanschlüsse mit rechnerisch erforderlicher Anschlussbewehrung . . . . .	191
10.3.1	Abgrenzung zur Ermittlung des Querkraftwiderstands von Stegquer- schnitten . . . . .	191
10.3.2	Längsdruck mit Schub . . . . .	191
10.3.3	Längsdruck mit Schub und Querbiegung . . . . .	194
10.3.4	Längsdruck mit Schub bei bestehenden Bauwerken . . . . .	195
10.4	Ergänzende Hinweise zu den Bemessungsmodellen . . . . .	196
10.5	Hinweise zur Anwendung nichtlinearer FEM . . . . .	196
<b>11</b>	<b>Zusammenfassung und Ausblick</b>	<b>199</b>
11.1	Zusammenfassung . . . . .	199
11.2	Ausblick . . . . .	202
	<b>Literatur</b>	<b>205</b>
	<b>Tabellenverzeichnis</b>	<b>215</b>
	<b>Abbildungsverzeichnis</b>	<b>217</b>
<b>A</b>	<b>Interaktionsdiagramme für Schub mit Querbiegung</b>	<b>225</b>

# Abkürzungsverzeichnis

CDP	Concrete Damaged Plasticity
D-Bereich	Diskontinuitätsbereich
FEM	Finite-Elemente-Methode
GZT	Grenzzustand der Tragfähigkeit
NA	nationaler Anhang
NCI	ergänzende nicht widersprechende Angaben (en: noncontradictory complementary information)
NDP	national festzulegende Parameter (en: nationally determined parameters)
NR	Richtlinie zur Nachrechnung von Straßenbrücken im Bestand (Nachrechnungsrichtlinie)



# Lateinische Buchstaben

$A_{cc}$	Querschnittsfläche des Betons in der Biegedruckzone
$A_c$	Gesamtfläche des Betonquerschnitts
$A_k$	Fläche, die von den Mittellinien der verbundenen Wände eingeschlossen wird, einschließlich innerer Hohlkastenbereiche
$A_{s,GA}$	Querschnittsfläche der Bewehrung im Gurtanschnitt
$A_s$	Querschnittsfläche der Bewehrung
$E_{cm}$	mittlerer Elastizitätsmodul als Sekantenmodul
$E_c$	Elastizitätsmodul des Betons als Tangentenmodul im Ursprung der Spannungs-Dehnungs-Linie
$E_d$	Bemessungswert der Beanspruchung
$E_s$	Elastizitätsmodul der Bewehrung
$F$	Auflagerkraft, Kraft
$G_F$	Bruchenergie
$G_{cl}$	Zerstauchungsenergie
$I_y$	Flächenmoment 2. Grades oder Flächenträgheitsmoment
$K_c$	Invariantenverhältnis auf Zug- und Druckmeridian [1]
$L$	Feldlänge
$M_{Ed}$	Bemessungswert des einwirkenden Biegemoments
$M$	Biegemoment
$N_{Ed}$	Bemessungswert der einwirkenden Normalkraft
$N$	Normalkraft
$P_v$	Vorspannkraft
$P$	Pressenkraft beziehungsweise Punktlast
$R_d$	Bemessungswert des Widerstands
$S_y$	Flächenmoment 1. Grades oder statisches Moment
$T_{Ed}$	Bemessungswert des einwirkenden Torsionsmoments
$T_{Rd,max}$	Bemessungswert des aufnehmbaren Torsionsmoments
$V^e$	Elementvolumen
$V_{Ed,T+V}$	Bemessungswert der Schubkraft infolge Querkraft und Torsion
$V_{Ed,T}$	Bemessungswert der Schubkraft infolge Torsion

$V_{Ed}$	Bemessungswert der einwirkenden Querkraft
$V_{Rd,cc}$	Bemessungswert des Querkrafttraganteils des Betons für Bauteile mit Querkraftbewehrung infolge Rissreibung
$V_{Rd,max}$	Bemessungswert der maximalen Querkrafttragfähigkeit
$V$	Querkraft
$W_T$	Torsionswiderstandsmoment
$W_y$	Biege­wider­standsmoment bezüglich der horizontalen Achse
$\Delta F_d$	Längskraftdifferenz im Gurt über die Länge $\Delta x$
$\Delta x$	Länge eines betrachteten Abschnittes
$\Delta y$	Breite eines betrachteten Abschnittes
$a_{s,GA}$	Querschnittsfläche der Bewehrung im Gurtanschnitt pro Längeneinheit
$b_c$	Schädigungsparameter mit $\epsilon_c^{pl}/\epsilon_c^{in}$
$b_{eff}$	mitwirkende Breite eines Querschnitts oder eines Gurtes
$b_w$	Breite des Steges
$b$	Breite eines Querschnitts oder Breite eines Gurtes
$d_s$	Durchmesser der Bewehrung
$d$	statische Nutzhöhe
$f_{b0}/f_{c0}$	Verhältnis von zwei­axialer zu ein­axialer Betondruckfestigkeit
$f_{c,cal}$	rechnerische Betondruckfestigkeit
$f_{c,cyl,mod}$	modifizierte Zylinderdruckfestigkeit
$f_{c,cyl}$	Zylinderdruckfestigkeit
$f_{cd}$	Bemessungswert der ein­axialen Betondruckfestigkeit
$f_{ck}$	charakteristischer Wert der ein­axialen Zylinderdruckfestigkeit des Betons
$f_{cm}$	Mittelwert der ein­axialen Zylinderdruckfestigkeit des Betons
$f_{ctd}$	Bemessungswert der ein­axialen Betonzugfestigkeit
$f_{ctk;0,05}$	5%-Quantilwert der ein­axialen Betonzugfestigkeit
$f_{ctm,fl}$	mittlere Biegezugfestigkeit
$f_{ctm}$	Mittelwert der ein­axialen Betonzugfestigkeit
$f_{ct}$	ein­axiale Betonzugfestigkeit
$f_c$	ein­axiale Betondruckfestigkeit
$f_t$	Zugfestigkeit der Bewehrung
$f_{yd}$	Bemessungswert der Streckgrenze der Bewehrung
$f_{yk}$	charakteristischer Wert der Streckgrenze der Bewehrung
$f_{ym}$	Mittelwert der Streckgrenze der Bewehrung
$h_f$	Dicke des Gurtes am Anschnitt zum Steg
$h$	Bauteildicke oder Bauteilhöhe
$k$	Beiwert, Faktor
$l_0$	Abstand zwischen Biegemomentennulldurchgängen



$l_i$	Teillänge des betrachteten Druckgurtanschlusses (entspricht $\Delta x$ )
$l_c$	Längenparameter Druck, $l_{ct}$ charakteristische Elementlänge für Zug
$m_{Rd}$	Bemessungswert des aufnehmbaren Biegemoments je Längeneinheit
$m_R$	aufnehmbares Biegemoment je Längeneinheit
$n^e$	Anzahl der Integrationspunkte je Element
$p$	Linienlast
$s_f$	Abstand der Bewehrungsstäbe
$t_{ef}$	effektive Wanddicke
$t$	rechnerische Auflagerbreite
$v_{Ed}$	Bemessungswert der einwirkenden Querkraft je Längeneinheit
$v_{Rd, sy}$	Bemessungswert der Querkrafttragfähigkeit der Bewehrung je Längeneinheit
$v_{Rd}$	Bemessungswert der Querkrafttragfähigkeit je Längeneinheit
$v_R$	Querkrafttragfähigkeit je Längeneinheit
$w_c$	kritische Rissöffnung
$w$	Rissöffnung
$x$	Druckzonenhöhe
$z_1$	Abstand der betrachteten Randfaser zur Schwerachse des Querschnitts
$z$	Hebelarm der inneren Kräfte



# Griechische Buchstaben

$\Theta_f$	Neigung der Betondruckstrebe im Gurt
$\Theta$	Neigung der Betondruckstrebe
$\alpha_e$	Parameter der plastischen Potentialfunktion G (Exzentrizität)
$\alpha$	Neigungswinkel der Bewehrung zur Bauteillängsachse oder Beiwert zur Berücksichtigung von Langzeiteffekten und ungünstigen Auswirkungen durch die Art der Beanspruchung
$\beta_{GA}$	Risswinkel im Gurtanschnitt
$\beta$	Risswinkel
$\epsilon_{1,max}$	Zugdehnung im Bruchzustand
$\epsilon_1$	aufgebrachte Zugdehnung
$\epsilon_{c1}$	Stauchung beim Höchstwert der Betondruckspannung
$\epsilon_c$	Betondehnung oder Betonstauchung
$\epsilon_u$	Bruchdehnung Betonstahl
$\epsilon_y$	Fließdehnung Betonstahl
$\gamma$	Teilsicherheitsbeiwert oder Materialparameter
$\mu$	Viskositätsparameter im CDP-Modell
$\nu_{Ed}$	bezogene Längsschubkraft am Anschluss eines Gurtes an den Steg
$\nu_Q$	Querdehnzahl bzw. Poissonzahl
$\nu_{Rd}$	bezogener Längsschubwiderstand am Anschluss eines Gurtes an den Steg
$\nu$	Abminderungsbeiwert für unter Druckbeanspruchung gerissenen Beton
$\omega$	mechanischer Bewehrungsgrad
$\psi$	Dilatanzwinkel
$\rho$	geometrischer Bewehrungsgrad
$\sigma_{I,GA,Ed}$	Bemessungswert der Hauptzugspannung im Gurtanschnitt
$\sigma_{I,GA,Rd}$	Bemessungswert der aufnehmbaren Hauptzugspannung im Gurtanschnitt
$\sigma_{I,GA}$	Hauptzugspannung im Gurtanschnitt
$\sigma_{II,netto}$	Hauptdruckspannung im Beton ohne anteilige Stahlspannungen
$\sigma_{II}$	Hauptdruckspannung

$\sigma_I$	Hauptzugspannung
$\sigma_{cp}$	Bemessungswert der Betonlängsspannungen in Höhe des Schwerpunkts des Querschnitts
$\sigma_c$	Betonlängsspannung
$\sigma_s$	Betonstahlspannung
$\sigma_{x,GA,Ed}$	Bemessungswert der Betonlängsspannungen im Gurtanschnitt
$\sigma_{x,GA}$	Betonlängsspannungen im Gurtanschnitt
$\sigma_x$	Betonlängsspannungen in lokaler X-Richtung
$\sigma_y$	Betonlängsspannungen in lokaler Y-Richtung
$\sigma$	Normalspannung
$\tau_{T,Ed}$	Schubspannung infolge des Bemessungswerts der Torsion
$\tau_{V,Ed}$	Schubspannung infolge des Bemessungswerts der Querkraft
$\tau_{xy,GA,Ed}$	Bemessungswert der Schubspannung im Gurtanschnitt
$\tau_{xy,GA}$	Schubspannung im Gurtanschnitt
$\tau$	Schubspannung

# Kapitel 1

## Einleitung

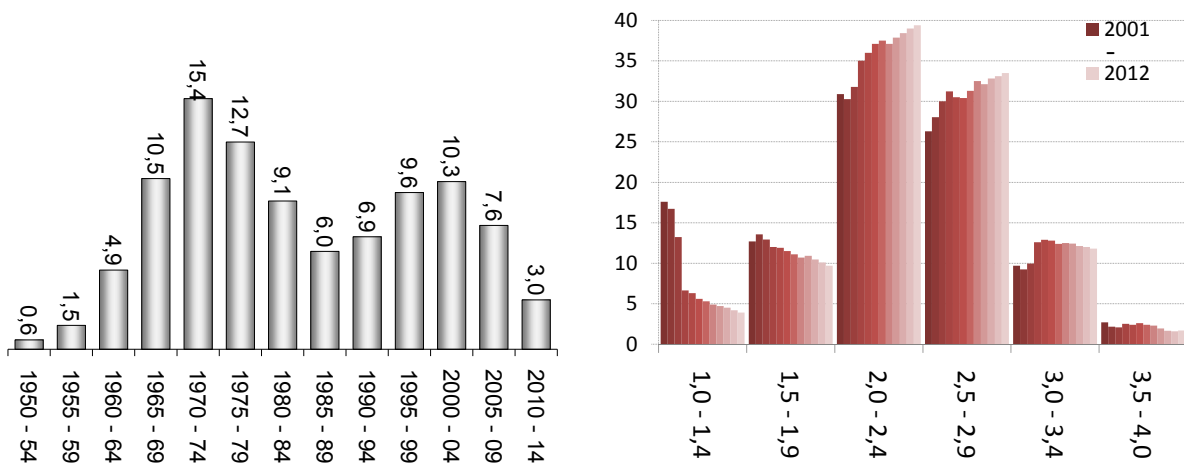
### 1.1 Herausforderungen

Eine große Zahl bestehender Betonbrücken im deutschen Bundesfernstraßennetz wurde bereits vor 40-60 Jahren geplant, gebaut und in Betrieb genommen. Seit dieser Zeit sind die Verkehrslasten, insbesondere infolge des stetigen Wachstums der Güterverkehrsmengen, deutlich gestiegen. Prognosen sagen auch in Zukunft einen weiteren Anstieg voraus [46]. Darüber hinaus kann eine mit der Alterung der Bausubstanz einhergehende Verschlechterung des allgemeinen Bauwerkszustands beobachtet werden. In Abbildung 1.1 sind die Altersstruktur und die Entwicklung der Zustandsnoten der Brücken im Bundesfernstraßennetz dargestellt. Es muss daher heute davon ausgegangen werden, dass die Tragreserven des Brückenbestands weitestgehend erschöpft sind [65]. Gleichzeitig sind die technischen Regelwerke auf Basis zunehmender Erfahrung kontinuierlich weiterentwickelt worden. Diese Entwicklung führt nicht zwangsläufig zu günstigeren Ergebnissen bei der Bemessung, in Einzelfällen können im Gegenteil sogar deutlich konservativere Ergebnisse die Folge sein [78].

Aufgrund der genannten Entwicklungen besteht die Notwendigkeit, die Zukunftsfähigkeit älterer Brückenbauwerke zu beurteilen und Entscheidungen über Instandsetzung, Ertüchtigung oder Ersatz zu treffen. Um eine bundeseinheitliche Bewertung unter Berücksichtigung der besonderen Randbedingungen der bestehenden Konstruktionen zu ermöglichen, wurde die Richtlinie zur Nachrechnung von Straßenbrücken im Bestand (Nachrechnungsrichtlinie) (NR) [79] erarbeitet und im Jahr 2011 durch das *Bundesministerium für Verkehr, Bau und Stadtentwicklung* bekannt gegeben.

Die Auswertung erster Nachrechnungen von Brückenbauwerken gemäß NR [79] von *Fischer et al.* [34] ergab eine hohe Zahl großer rechnerischer Defizite beim Nachweis des schubfesten Anschlusses der Gurte gegliederter Querschnitte an die Stege. Hierbei lassen die Auswertungen eine Häufung der rechnerischen Defizite bei Druckgurtanschlüssen im Stützbereich von Hohlkastenbrücken erkennen.

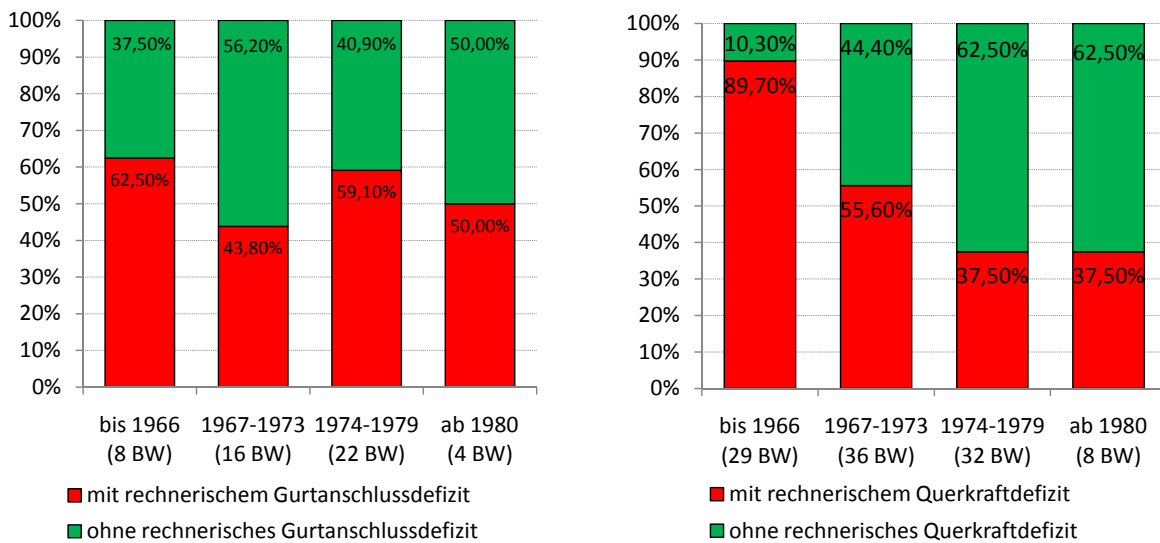
Diese Entwicklung kann zum Teil auf die im Laufe der Jahre deutlich gestiegenen und



(a) Altersstruktur ab dem Jahr 1950

(b) Entwicklung der Zustandsnoten von 2001 bis 2012

**Abb. 1.1:** Brücken im Bundesfernstraßennetz nach Brückenflächen in [%] Stand: März 2014 aus [8]



(a) Gurtanschlussdefizitverteilung von 50 nachgerechneten Hohlkastenbrücken

(b) Querkraftdefizitverteilung von 105 nachgerechneten Spannbetonbrücken

**Abb. 1.2:** Häufigkeit rechnerischer Gurtanschluss- (a) und Querkraftdefizite (b) nach Bauwerksalter aus [34]

derzeit bei der Nachrechnung anzusetzenden Verkehrslasten zurückgeführt werden. *Fischer et al.* stellten in [34] jedoch in etwa der Hälfte der Fälle mit rechnerischen Defiziten Überschreitungen im Grenzzustand der Tragfähigkeit von über 100% fest. Betrachtet man die relativ hohen Eigengewichtsanteile von Spannbetonbrücken an den Bemessungsschnittgrößen, die in der

Regel etwa 70% der Gesamtbeanspruchung ausmachen, so stellt man fest, dass die gestiegenen Verkehrslasten nicht allein die Erklärung für die bei der Nachrechnung festzustellenden Defizite sind. Die von *Maurer et. al* in [68, 71] durchgeführten Untersuchungen zur Auswirkung der mit Einführung der *Eurocodes* gestiegenen Verkehrslasten bestätigen diese Aussage.

Die Ursachen sind folglich vor allem auch auf die mit der Weiterentwicklung der Regelwerke geänderten Bemessungsvorschriften und Konstruktionsregeln zurückzuführen. In Kapitel 2.1 werden daher die wichtigsten Entwicklungsschritte der Bemessungsnormen für Spannbetonbrücken innerhalb der vergangenen 65 Jahre zusammenfassend dargestellt. Die Bemessung und Konstruktion mit den aktuellen für den Neubau von Brückenbauwerken konzipierten Regelwerken führt zu robusten und wirtschaftlichen Tragwerken [78]. Für bestehende Konstruktionen sind jedoch gesonderte Überlegungen erforderlich, da Verstärkungsmaßnahmen in der Regel nicht nur erhebliche finanzielle Aufwendungen mit sich bringen, sondern darüber hinaus auch einen erheblichen Eingriff in die Bausubstanz darstellen. Daher werden genauere Verfahren zur Nachrechnung bestehender Brückenbauwerke benötigt, die das normativ geforderte Zuverlässigkeitsniveau unter Ausnutzung bislang rechnerisch nicht berücksichtigter Traganteile einhalten.

## 1.2 Zielsetzung und Vorgehensweise

Ziel der Untersuchungen im Rahmen dieser Arbeit ist es, Möglichkeiten für eine verfeinerte Bemessung stark gegliederter Stahlbeton- und Spannbetonquerschnitte im Grenzzustand der Tragfähigkeit (GZT) aufzuzeigen. Hierbei wird der Fokus auf die Ermittlung des Bemessungswiderstandes für Schub ohne und mit geringer Querbiegung vorwiegend gedrückter Gurte von Hohlkastenbrücken gelegt, da sich hier in der derzeitigen Nachrechnungspraxis maßgebende rechnerische Defizite ergeben [34].

In Kapitel 2 wird zunächst die historische Entwicklung der Bemessungsvorschriften für den schubfesten Anschluss von Gurten gegliederter Querschnitte im Spannbetonbrückenbau in Deutschland als Kurzübersicht mit den wesentlichen Entwicklungsschritten dargestellt. Erkenntnisse aus ausgewählten experimentellen und theoretischen Untersuchungen zum Tragverhalten gegliederter Querschnitte und von Scheiben unter kombinierten Beanspruchungszuständen werden vorgestellt. Einige hiervon dienen als Basis für die späteren Simulationsrechnungen. Die derzeitigen Regelungen der *DIN EN 1992* [18–20] werden im Anschluss ausführlich beschrieben. Hierauf aufbauend werden in Kapitel 2.5 offene Fragestellungen und Regelungsbedarf bei der Bemessung von Gurtanschlüssen aufgezeigt.

Die phänomenologische Beschreibung des Verhaltens von unbewehrtem Beton, Stahlbeton und Betonstahl unter verschiedenen Beanspruchungszuständen ist die Basis für die Formulierung konstitutiver Gleichungen auf Materialmodellebene. In Kapitel 3 werden das Werkstoffverhalten im Versuch und die rechnerische Umsetzung in den hier verwendeten Programmen bzw. bei

den hier verwendeten Materialmodellen qualitativ dargestellt.

Die Verifikation der verwendeten Modelle erfolgt in Form von Beispielrechnungen in Kapitel 4. Hierzu werden neben Kleinversuchen aus der Literatur, die das Tragverhalten von unbewehrtem Beton unter verschiedenen Spannungszuständen beschreiben, auch weitere Rechnungen an Bauteilen mit geringen Abmessungen und analytisch einfach nachvollziehbarem Tragverhalten durchgeführt, um das Systemverhalten unter verschiedenen Randbedingungen zu analysieren.

Bevor es zur Anwendung der Modelle auf gut dokumentierte Versuche aus der Literatur kommt, werden in Kapitel 5 zunächst die Gemeinsamkeiten und Unterschiede in der Tragwirkung von Gurt- und Stegquerschnitten herausgearbeitet. Ein vorhandenes Optimierungspotential der derzeitigen Annahmen bei der Bemessung von Gurtanschlüssen wird auf diese Weise verdeutlicht.

Im Anschluss erfolgt in Kapitel 6 die Anwendung der Modelle zur Nachrechnung von Versuchen zum Tragverhalten gegliederter Querschnitte. Für die Systemmodellierung kommen die in Kapitel 3 vorgestellten Programmsysteme *ABAQUS* und *SOFiSTiK* zum Einsatz. Auswirkungen möglicherweise maßgebender Einzelparameter bei der nichtlinearen Systemanalyse werden im Rahmen von Sensitivitätsbetrachtungen in Kapitel 7 überprüft. Neben streuenden Materialparametern steht hierbei auch die Untersuchung geänderter systematischer Randbedingungen, die sich bei der Übertragung auf Brückenbauwerke mit realistischen Abmessungen einstellen, im Fokus der Betrachtungen.

In Kapitel 8 erfolgt die Übertragung des hierfür geeigneten Modells auf ein zweifeldriges Referenzsystem mit für den Brückenbau relevanten Abmessungen. Als Referenzquerschnitt wird ein Hohlkastenquerschnitt mit üblicher Biegeschlankheit gewählt. Im Anschluss an die umfassende Untersuchung des Trag- und Rissverhaltens in der Simulation unter Gleichlasten und konzentrierten Einzellasten erfolgt eine Variation der Hauptsystemparameter. Hierdurch wird eine möglichst große Bandbreite praxisrelevanter Randbedingungen abgedeckt. Darüber hinaus wird untersucht, unter welchem Beanspruchungsniveau im Modell mit einem Übergang der Gurtanschnitte in den gerissenen Zustand II zu rechnen ist.

Die sich aus Scheibenlängsspannungen und Scheibenschubspannungen zusammensetzenden Hauptbeanspruchungen der Gurte gegliederter Querschnitte können durch weitere Beanspruchungen in Plattenebene überlagert werden. In Kapitel 9 wird daher ein von *Menn* in [9] vorgeschlagenes Modell zur Berücksichtigung dieser Beanspruchungsinteraktion für die Bemessung von gerissenen Gurtquerschnitten im GZT auf das aktuelle Format der *DIN EN 1992* [18–20] umgestellt. Für Druckgurtbereiche, die sich noch im ungerissenen Zustand I befinden, werden Modellrechnungen zu den Auswirkungen einer erhöhten Biegezugfestigkeit auf das Rissverhalten unter kombinierten Beanspruchungen durchgeführt.

Auf Basis der durchgeführten Untersuchungen werden im Kapitel 10 Bemessungsvorschläge aufgestellt, die das in der Simulation und der Versuchsauswertung beobachtete Tragverhalten vorwiegend unter Längsdruckspannungen stehender Gurtbereiche zutreffender erfassen. Neben der Vorstellung eines Verfahrens zur Ermittlung der Neigung der Betondruckstrebe



zur anschließenden Querschnittsbemessung im gerissenen Zustand II wird das nach aktuellen Regelwerken zulässige Verfahren zur Bemessung noch ungerissener Querschnitte auf Basis zulässiger Schubspannungen um die Berücksichtigung des vorhandenen Längsspannungszustandes erweitert.



# Kapitel 2

## Stand des Wissens

### 2.1 Historische Entwicklung

Der Nachweis des schubfesten Anschlusses von Gurten gegliederter Querschnitte an die Stege unterlag im Laufe der vergangenen 65 Jahre seit Beginn des Spannbetonbrückenbaus in Deutschland stetigen Anpassungen bzw. Veränderungen. Die maßgebenden Entwicklungsschritte innerhalb der deutschen Regelwerke zwischen 1952 und 2003 sind in Tabelle 2.1 übersichtlich dargestellt.

**Tab. 2.1:** Entwicklung der Bemessungsvorschriften zum Nachweis des schubfesten Anschlusses gegliederter Querschnitte im Spannbetonbrückenbau in Deutschland

<b>Regelwerk</b>	<b>Nachweisformat und Besonderheiten</b>
DIN 4227:1953 [21]	Nachweis der Hauptzugspannungen unter Gebrauchslast und rechnerischer Bruchlast <hr/> Bei Einhaltung einer vorgegebenen Nachweisgrenze ist keine statische Bewehrung erforderlich <hr/> Ein Mindestbewehrungsgrad wird nicht vorgegeben
ZB DIN 4227:1966 [102]	Einführung der reduzierten Schubdeckung <hr/> Nachweis der Hauptdruckspannungen (nur für Balkenstege) <hr/> Einführung einer verbindlichen Mindestbewehrung
DAfStb Richtlinie zu DIN 4227 (1973) [14]	Einführung des Fachwerkmodells zur Ermittlung der erforderlichen Schubbewehrung (Druckstrebenwinkel $45^\circ$ ; Neigung der Schubbewehrung zwischen $45^\circ$ und $90^\circ$ )

*Fortsetzung auf der nächsten Seite*

**Tab. 2.1:** Fortsetzung – Entwicklung der Bemessungsvorschriften

	<p>Einführung der Schubzonen (<i>Zone a</i>: Biegerisse sind nicht zu erwarten, Schubrisse entstehen in Form von Schubzugrissen; <i>Zone b</i>: Schubrisse entwickeln sich aus Biegerissen)</p> <hr/> <p>Für druckbeanspruchte Gurte in <i>Zone b</i> gelten die Regelungen der <i>Zone a</i></p> <hr/> <p>Schubbewehrung infolge Querkraft darf ohne genaueren Nachweis nicht auf die zur Aufnahme der Querbiegung erforderlichen Bewehrung angerechnet werden</p> <hr/> <p>Die schiefen Hauptdruckspannungen in druckbeanspruchten Gurten sind zu begrenzen</p>
DIN 4227:1979 [22]	<p>Das 45°-Fachwerkmodell mit reduzierter Schubdeckung wird durch ein Fachwerkmodell mit veränderlicher Druckstrebenneigung ersetzt</p> <hr/> <p>Für Druckgurte gelten weiter die Regeln der <i>Zone a</i></p> <hr/> <p>Eine symmetrisch zur Mittelfläche verteilte Schubbewehrung darf in der Regel vereinfachend auf die erforderliche Biegezugbewehrung voll angerechnet werden</p> <hr/> <p>Die schiefen Hauptdruckspannungen in druckbeanspruchten Gurten sind zu begrenzen</p>
DIN 4227:1988 [23]	keine nennenswerten Änderungen für die Gurtbemessung
DIN Fachbericht 102 (2003 bzw. 2009) [25, 26]	<p>Die Bemessung des Gurtanschlusses erfolgt seither unter der Annahme gerissener Querschnitte (Abschaffung der <i>Zone a</i>)</p> <hr/> <p>Berechnungsgrundlage ist das <i>Fachwerkmodell mit Rissreibung</i></p> <hr/> <p>Für die Ermittlung der Druckstrebenneigung gelten für Gurtanschlüsse die gleichen Annahmen und Grenzbedingungen wie für Stegquerschnitte</p> <hr/> <p>Bei Interaktion von Schub mit Querbiegung darf die erforderliche Schubbewehrung auf die Biegebewehrung angerechnet werden</p>

Aus Tabelle 2.1 gehen die wichtigsten Entwicklungsschritte im Rahmen der Normung in Deutschland, die einen Einfluss auf die Bemessung von Gurtanschlüssen vorgespannter Betonbrücken haben, hervor. Insbesondere die Entwicklung vom reinen Hauptzugspannungsnachweis

hin zur Bemessung am Fachwerkmodell, die Abschaffung der für die Bemessung günstigen *Zone a* und die Festlegung verbindlicher Mindestbewehrungsgrade können neben den erhöhten Beanspruchungen als Begründung für die rechnerischen Defizite bei der Nachrechnung angeführt werden. Seinerzeit erfolgte eine Unterteilung der Querschnitte in unterschiedliche Zonen für die Schubbemessung. In die *Zone a* durften jene Querschnitte eingruppiert werden, bei denen aufgrund betragsmäßig begrenzter Biegezugspannungen unter der maßgebenden Einwirkungskombination keine Biegerissbildung zu erwarten ist. Schubrisse entstehen hier in der Regel schlagartig in Form von Schubzugrissen. In der *Zone b* hingegen ist mit einer Biegezugrissbildung zu rechnen. Die Risse knicken hier oberhalb der Biegezugbewehrung ab und wachsen als geneigte Biegeschubrisse weiter in den Querschnitt. Für die gedrückten Bodenplattenbereiche von Hohlkastenbrücken galt seinerzeit eine besondere Regelung. Auf Basis der beschriebenen Randbedingungen hätte theoretisch eine Eingruppierung der Gurtplattenquerschnitte in die für die Bemessung ungünstigere *Zone b* erfolgen können, da die Gesamtquerschnitte an der Oberseite im Bereich der Fahrbahnplatte betragsmäßig hohen Zugspannungen in Längsrichtung ausgesetzt sind und hier in der Regel mit einer Rissbildung unter der maßgebenden Einwirkungskombination zu rechnen ist. Jedoch wurden die in Längsrichtung vollständig überdrückten Gurtbereiche als Teilquerschnitte losgelöst vom Gesamtquerschnitt betrachtet und in die günstigere *Zone a* eingestuft.

Mit der Einführung der *DIN-Fachberichte* wurde zur Vereinfachung der Nachweise die bis dahin vorgenommene Unterteilung der Querschnitte in unterschiedliche Schubzonen aufgegeben. Hierdurch wurden auch einige Kritikpunkte am bis dahin gültigen Nachweisformat ausgeräumt. Hierzu zählten die Überlagerung der Beanspruchungen aus Last mit schwer quantifizierbaren Eigen- und Zwangsspannungen bei einer gleichzeitigen nicht unerheblichen Streuung der Betonzugfestigkeit. Darüber hinaus wurde die Biegebemessung an Innenstützen auf Grundlage planmäßig gerissener Querschnitte im Zustand II durchgeführt, während die Querkraftbemessung in den gleichen Schnitten durch eine Begrenzung der Hauptzugspannungen im ungerissenen Zustand I erfolgte. Von nun an war bei der Bemessung immer von gerissenen Querschnitten auszugehen. Die derzeitigen Regelungen der *DIN EN 1992* [18–20] zur Bemessung des schubfesten Anschlusses von Gurten gegliederter Querschnitte an die Stege werden in Kapitel 2.4 ausführlich vorgestellt.

## 2.2 Untersuchungen zum Tragverhalten von Gurtscheiben gegliederter Querschnitte

In den Gurten gegliederter Querschnitte sind im Allgemeinen Kombinationen verschiedener Beanspruchungen zu berücksichtigen. Im Regelfall überlagern sich im Bereich der Anschlüsse Scheibenschubspannungen mit großen Scheibenlängsspannungen. Bei Letztgenannten kann es sich entweder um Zug- oder Druckspannungen handeln. Darüber hinaus können aufgrund

örtlicher Einwirkungen, z.B. infolge fließenden Verkehrs oder Profilverformung bei Hohlkastenquerschnitten, zusätzliche Querbiegemomente und Plattenquerkräfte eine weitere zu berücksichtigende Beanspruchungsart darstellen. In der Literatur sind eine Reihe experimenteller und theoretischer Untersuchungen zum Tragverhalten der Gurte gegliederter Querschnitte dokumentiert, aus denen Bemessungsvorschläge abgeleitet sind. *Badawy und Bachmann* [4, 5] und *Bacchetta und Bachmann* [3] untersuchten bereits in den 1970er Jahren das Tragverhalten von Druckgurtanschlüssen mit und ohne Querbiegung. Weitere Untersuchungen an Plattenbalken mit Druckgurten aus Stahlbeton wurden beispielsweise von *Leonhardt und Walther* in [58, 59] beschrieben. Experimentelle Untersuchungen zum Tragverhalten von Zuggurtanschlüssen folgten durch *Eibl und Kühn* [28–30], *Bacchetta und Bachmann* [2] und *Schieferstein* [88]. Theoretische Überlegungen zum Tragverhalten unter Berücksichtigung einer vorhandenen Querbiegung sind unter anderem in [9, 43, 83] zu finden. Nachfolgend werden die Erkenntnisse der genannten experimentellen Untersuchungen kurz dargestellt.

### 2.2.1 Versuche von *Badawy und Bachmann*

*Badawy und Bachmann* [4, 5] führten in der zweiten Hälfte der 1970er Jahre Versuche an 5 Versuchsträgern mit Plattenbalkenquerschnitt durch (Träger Q1 bis Q5) und untersuchten strukturiert den Einfluss von Längsschub mit und ohne Querbiegung in Druckgurten. Die experimentellen Untersuchungen an den Trägern Q1 und Q2 stellen eine wesentliche Grundlage für die im Rahmen dieser Arbeit durchgeführten Simulationsrechnungen dar und werden an entsprechender Stelle noch ausführlicher vorgestellt. Hier werden zunächst die wesentlichen Erkenntnisse beschrieben.

Auf Basis der Ergebnisse ihrer experimentellen Untersuchungen zeigten *Badawy und Bachmann*, dass eine Bemessung der Querbewehrung zur Sicherstellung der schubfesten Verbindung von Druckgurt und Stegquerschnitt durch den Nachweis der schiefen Hauptzugspannungen nach *Balkentheorie* keine zutreffende Näherung darstellt. Bei den untersuchten Trägern führte diese Art der Bemessung zu Bewehrungskonzentrationen in für das spätere Versagen nicht maßgebenden Trägerabschnitten. Die Dimensionierung des erforderlichen Betonstahlquerschnitts für den Bruchzustand nach dem *Flanschfachwerk-Modell* führte hingegen zu guten Übereinstimmungen der Berechnung mit den Beobachtungen im Versuch. Hierbei wurde ein Wert für die Neigung der Betondruckstrebe im Druckgurt von etwa  $\tan \Theta = 0,5$  angegeben. Für die optimale Lage der Querbewehrung in der Gurtplatte war das Versatzmaß, das sich aus dem Fachwerkmodell ergibt, zu berücksichtigen. Bei den untersuchten Trägern mit einem zusätzlichen Querbiegemoment ergaben sich ebenfalls gute Übereinstimmungen mit dem *Flanschfachwerk-Modell*. Darüber hinaus wurden Empfehlungen zur Reduktion der Schubbewehrung auf der Biegedruckseite gegeben.

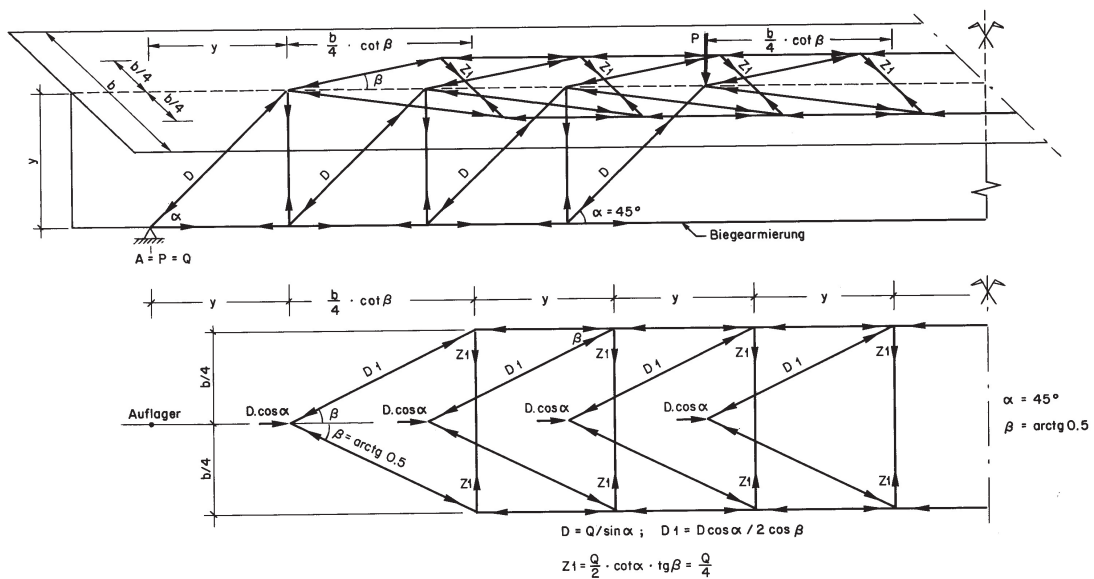


Abb. 2.1: Flanschfachwerk-Modell nach Badawy und Bachmann aus [5]

## 2.2.2 Versuche von Bacchetta und Bachmann (Druckgurt)

Aufbauend auf den Untersuchungen von *Badawy und Bachmann* führten *Bacchetta und Bachmann* in [3] zwei weitere Versuche (Q6 und Q7) an geometrisch gleichen Versuchsträgern mit Druckgurtanschluss durch. Die Planung der Versuchsträger erfolgte auf Grundlage der bisherigen Erkenntnisse aus [5] mit dem *Flanschfachwerk-Modell* als Bemessungsgrundlage. Zusätzlich wurden bei diesen Untersuchungen die Druckplatten in Querrichtung mit einer Vorspannung ausgeführt. Als wesentlicher Unterschied zu den bisherigen Ergebnissen wurde das deutlich günstigere Rissverhalten der teilweise quervorgespannten Druckplatten im Vergleich zu den ausschließlich schlaff bewehrten Versuchsträgern beschrieben, bei denen ansonsten ein vergleichbares Tragverhalten beobachtet werden konnte.

## 2.2.3 Versuche von Leonhardt und Walther

In [58, 59] beschrieben *Leonhardt und Walther* die Ergebnisse von Schubversuchen an einfeldrigen Stahlbetonbalken mit Plattenbalkenquerschnitt bzw. I-Querschnitt im 4-Punkt-Biegeversuch. Im Mittelpunkt der Untersuchungen stand die Erforschung des Stegtragverhaltens unter hohen Schubbeanspruchungen mit unterschiedlichen Schubbewehrungsformen. Für die Druckgurtbereiche wurden hierbei die Betonstauchungen bzw. -dehnungen gemessen und ausgewertet. In allen Versuchsträgern wurden in der oberen Faser der Druckplatte neben den Lagerachsen in einem Bereich mit einer Länge, die etwa der 1,5-fachen Trägerhöhe entspricht, Zugspannungen festgestellt. Im Anschluss an diesen Bereich nahmen die Druckstauchungen bis zur Lasteinleitung stark zu. Einen Einfluss hierauf hatte in den Versuchen die Anordnung der

Querkraftbewehrung im Steg. Bei vertikaler Bügelbewehrung war der unter Zugspannungen stehende Bereich länger als bei den Untersuchungen mit diagonaler Stegbewehrung. Diese Beobachtung führten *Leonhardt und Walther* auf das mit der vertikalen Bügelbewehrung einhergehende Versatzmaß zurück.

#### 2.2.4 Versuche von *Bacchetta und Bachmann* (Zuggurt)

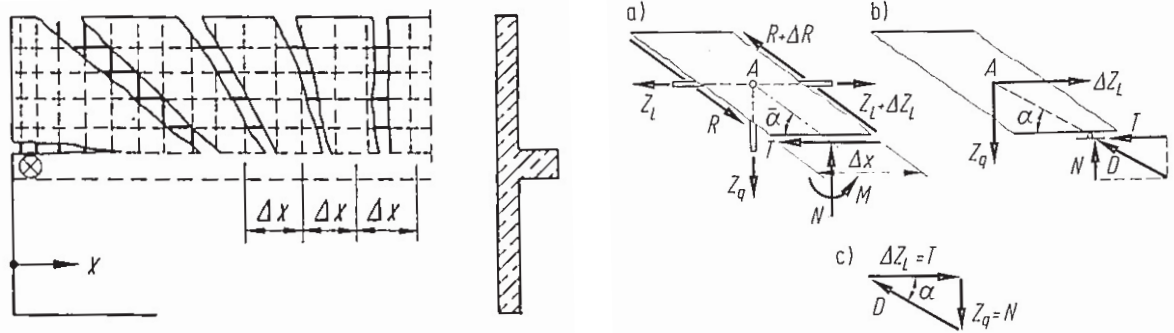
Nach den vorangegangenen Untersuchungen zum Tragverhalten von Druckgurten führten *Bacchetta und Bachmann* [2] experimentelle Untersuchungen an sechs Trägern mit I-Querschnitt durch, um das *Flanschfachwerk-Modell* für die Bemessung von Zuggurtanschlüssen zu überprüfen. Bei zwei Trägern war der Gurtanschluss allein durch Längsschub beansprucht, bei den Weiteren kam ein zusätzliches Querbiegemoment hinzu. Für die Bemessung der Zuggurte wurde der Neigungswinkel der Betondruckstrebe im Fachwerkmodell mit  $\tan \Theta = 0,5$  bis  $0,6$  angegeben. Darüber hinaus wurde der Einfluss unterschiedlicher Verteilungen der Anschlussbewehrung auf die obere und untere Gurtplattenseite untersucht. Diese bewirkten in den Versuchen eine Verlagerung der Querkraftresultierenden infolge Längsschub hin zur stärker bewehrten Gurtseite. Hierzu wurde ein Bemessungsvorschlag unter Berücksichtigung einer rechnerischen Exzentrizität vorgestellt.

#### 2.2.5 Versuche von *Eibl und Kühn*

Fast zeitgleich mit *Bacchetta und Bachmann* simulierten *Eibl und Kühn* [29, 30] das Tragverhalten gezogener Gurtplatten im Bereich von Zwischenstützen in vier Versuchen an doppelseitigen Kragträgern (PB1 bis PB4) mit dem Ziel, das Tragverhalten bei teilweiser bzw. völliger Auslagerung der Längsbewehrung in die Zugplatte zu studieren und Bemessungshilfen für die Praxis abzuleiten. Sie kamen zu dem Ergebnis, dass eine nahezu vollständige Auslagerung der Biegezugbewehrung in die Flansche bei gleichzeitiger Erreichung der planmäßigen Bruchlast möglich ist, wenn eine ausreichende Querbewehrung angeordnet wird und ein zusätzliches Versatzmaß berücksichtigt wird. Im Gebrauchszustand sind die im stegnahen Bereich angeordneten Bewehrungsstäbe jedoch teilweise deutlich größeren Beanspruchungen ausgesetzt. Dies gilt insbesondere in Querschnitten, die sich in unmittelbarer Auflagernähe befinden. Erst nach dem Erreichen der Streckgrenze der inneren Längsbewehrungsstäbe findet eine Umlagerung in die weiter außen liegenden Stäbe statt. Dies geht mit sehr großen Rissbreiten schon im Gebrauchslastbereich einher. Daher kamen *Eibl und Kühn* zu folgender Feststellung: Wenn ein kräftiges Zugband im Steg verbleibt, kann die übrige Bewehrung in den Zuggurt ausgelagert werden. Hierzu definierten sie eine mitwirkende Breite in Abhängigkeit der Steghöhe.

Für die Bemessung wurden Gleichungen auf Grundlage eines Fachwerkmodells angegeben und durch analytische Überlegungen auf den Fall geringer Querbiegemomente, die nicht durch die Versuche abgedeckt sind, erweitert. Der Druckstrebenwinkel für die Bemessung





(a) schematisches Schubrissbild

(b) Gleichgewicht der Kräfte am 'Schubzahn'

**Abb. 2.2:** Tragverhalten der gerissenen Platte nach *Eibl* aus [28]

des Zuggurtanschlusses bei reiner Schubbeanspruchung nach Fachwerkanalogie wurde für die vorliegenden Untersuchungen mit etwa  $\tan \Theta \approx 0,5$  angegeben. Dies entspricht nicht den im Versuch beobachteten Risswinkeln und wurde mit starken Vereinfachungen im Fachwerkmodell begründet. Die Herleitung des Fachwerkmodells erfolgte an einem in Anlehnung an das Rissbild aus der Platte gedanklich herausgeschnittenen Riss- bzw. Schubzahn. Dieser ist an seiner Wurzel in den Steg eingespannt und es wirken Schubkräfte in den Rissflanken, was insgesamt zu einem günstigeren Tragverhalten führt und die flachere Neigung der Betondruckstrebe im Fachwerkmodell erklären soll. In [28] veranschaulichte *Eibl* das Tragverhalten mit der Darstellung in Abbildung 2.2.

### 2.2.6 Versuche von *Schieferstein*

Auf Basis des Bemessungsmodells von *Eibl und Kühn* [29, 30] plante *Schieferstein* [88] drei Versuchsträger mit dem Ziel, die Tragfähigkeit der schiefen Betondruckstrebe im Zuggurt zu erforschen. Die Untersuchungen umfassten neben der reinen Längsschubbeanspruchung auch kombinierte Beanspruchungszustände aus Längsschub mit Querbiegung. Tatsächlich versagten alle drei Querschnitte im Versuch durch eine Überbeanspruchung des Betons auf Druck im Zuggurtanschnitt. Es wurden Bemessungsverfahren und Interaktionsdiagramme für die Fälle Schub mit überwiegender Querbiegung mit einer einlagigen Anschlussbewehrung auf der Biegezugseite und Querbiegung mit überwiegendem Schub mit einer Anschlussbewehrung auf der Biegezug- und Biegedruckseite hergeleitet. Für den zweiten Fall überwiegender Schubbeanspruchung wurde der Neigungswinkel der Betondruckstrebe im Zuggurt in Übereinstimmung mit den im Rahmen der Versuchsdurchführung festgestellten Winkeln mit  $\tan \Theta = 0,5$  konstant angenommen. Eine Reduktion der Tragfähigkeit der schiefen Betondruckstreben in Bezug auf die Prismenfestigkeit wurde im Rahmen der Versuchsauswertung nicht festgestellt.

## 2.2.7 Weitere experimentelle und theoretische Untersuchungen

*Kaufmann und Menn* untersuchten in [50] die Kombination von Schub mit Querbiegung in den Stegen von I-Querschnitten und folgerten aus den Ergebnissen ihrer Versuche, dass eine Überlagerung der Bewehrungsquerschnitte aus Schub und Querbiegung nicht erforderlich ist. Dies führten sie darauf zurück, dass sich die Lage der Querkraftresultierenden im Stegquerschnitt optimal einstellt. Gleichzeitig stellten sie mit Erreichen des Rissmoments infolge Querbiegung einen Abfall der oberen Schubspannungsgrenze fest. Diese konnte jedoch auf Basis der vorliegenden Versuche nicht eindeutig quantifiziert werden.

In [9] stellten *Brühwiler und Menn* Interaktionsdiagramme für die kombinierte Beanspruchung von Stegquerschnitten durch Schub und Querbiegung vor.

*Pratsch* [43, 83] entwickelte Interaktionsdiagramme zur Berücksichtigung einer kombinierten Beanspruchung aus Schub mit Querbiegung für Stegquerschnitte auf Grundlage der Plastizitätstheorie. Da diese wesentliche Verträglichkeitsbedingungen verletzt, schlug er vor, den Winkel der Betondruckstrebe auf die in *DIN 4227 Teil 1* für die *Zone b* festgelegten Werte zu begrenzen. Darüber hinaus sollten die Werte der Stahlspannungen auf der Biegedruckseite auf die Werte, die sich nach *DIN 4227 Teil 1* für alleinige Biegebeanspruchung ergeben, begrenzt werden. Die Ermittlung der Druckfeldfestigkeit erfolgte unter Ansatz eines Abminderungsbeiwertes von 0,75 zur Berücksichtigung des Einflusses der Rissbildung und der Schubbewehrung auf die Festigkeit der Druckstrebe.

## 2.3 Untersuchungen zum Tragverhalten von Scheiben unter kombinierten Beanspruchungen

Bei den Gurten gegliederter Querschnitte handelt es sich um scheibenartige Bauteile, die auch ohne die Berücksichtigung zusätzlicher Plattenschnittgrößen immer einer Kombination aus Druck-, Zug- und Schubspannungen (bzw. Hauptdruck- und Hauptzugspannungen im Hauptspannungsraum) innerhalb der Scheibenebene ausgesetzt sind. Eine große Zahl experimenteller Forschungsarbeiten widmet sich der Erforschung der Auswirkungen unterschiedlicher Spannungszustände auf die Tragfähigkeit von Scheiben aus Stahlbeton bzw. unbewehrtem Beton (beispielsweise [7, 31, 33, 53, 55, 62, 89, 91, 97]). Für die Bemessung von Gurtanschlüssen sind insbesondere die Erkenntnisse zur Entwicklung der Tragfähigkeit des Betons auf Druck bei gleichzeitiger Querkzugbeanspruchung von Interesse. Die in Kapitel 2.2 vorgestellten Untersuchungen liefern hierzu kein einheitliches Bild. Dieser Zusammenhang wurde jedoch in einigen der genannten Arbeiten an Beton- und Stahlbetonscheiben untersucht und es wurden auf Basis der jeweiligen Ergebnisse Vorschläge für eine Abminderung der Betondruckfestigkeit in Abhängigkeit der vorhandenen Querdehnung angegeben. Im Rahmen dieser Arbeit werden die Auswirkungen unterschiedlicher Vorschläge zur Abminderung der Druckfestigkeit anhand

von Versuchsnachrechnungen an Plattenbalkenquerschnitten untersucht.

## 2.4 Stand der Normung

Die nachfolgend aufgeführten Bemessungsvorschriften stammen aus dem Teil 1-1 (Allgemeine Bemessungsregeln und Regeln für den Hochbau) [18] und dem Teil 2 (Betonbrücken) [19] der *DIN EN 1992*. Darüber hinaus regelt ein nationaler Anhang (NA) zu den jeweiligen Normen die Verwendung von national festzulegenden Parametern (NDP) und enthält ergänzende, nicht widersprechende Angaben (NCI) zur Anwendung. Die hier dargestellten nationalen Regelungen aus dem nationalen Anhang für Betonbrücken [20] werden im Folgenden mit NA kenntlich gemacht.

Der Nachweis einer ausreichenden Schubtragfähigkeit eines Gurtanschlusses darf unter der Annahme eines Fachwerkmodells mit schrägen Betondruckstreben und Bewehrung als Zugglieder erfolgen [18]. Hierbei ist nachzuweisen, dass ein Versagen der Betondruckstrebe im Gurt bzw. der Querbewehrung in der Anschlussfuge infolge des Bemessungswerts der Längsschubspannung ausgeschlossen werden kann.

Der Bemessungswert der Längsschubspannung ergibt sich gemäß (2.1) aus der Längskraftdifferenz im untersuchten Teil des Gurtes. Als Bemessungslänge darf höchstens der halbe Abstand zwischen Momentennulldurchgang und betragsmäßigem Momentenmaximum bzw. der Abstand zwischen eventuell wirkenden Einzellasten angenommen werden [18, Abs. 6.2.4]. Der Nachweis im GZT ist entsprechend (2.2) zu führen.

$$\nu_{Ed} = \Delta F_d / (h_f \cdot \Delta x) \quad (2.1)$$

$$\nu_{Ed} \leq \begin{cases} \nu \cdot f_{cd} \cdot \sin \Theta_f \cdot \cos \Theta_f & \text{Tragfähigkeit der Druckstrebe} \\ (A_{s,GA} \cdot f_{yd} / s_f) / (h_f / \cot \Theta_f) & \text{Tragfähigkeit der Bewehrung} \end{cases} \quad (2.2)$$

Als Empfehlung für die rechnerische Berücksichtigung des Druckstrebenneigungswinkels  $\Theta_f$  werden im *Eurocode* die Grenzen  $1,0 \leq \cot \Theta_f \leq 2,0$  für Druckgurte und  $1,0 \leq \cot \Theta_f \leq 1,25$  für Zuggurte angegeben. Die Grenzen für den Winkel  $\Theta_f$  dürfen landesspezifisch festgelegt werden und sind somit dem NA zu entnehmen. Dieser gibt zwei Möglichkeiten zur Ermittlung von  $\Theta_f$  an. Vereinfachend darf für den Winkel der Betondruckstrebe in Zuggurten  $\cot \Theta_f = 1,0$  und in Druckgurten  $\cot \Theta_f = 1,2$  angenommen werden [20, NDP zu 6.2.4(4)]. Eine genauere Ermittlung der Druckstrebenneigung darf in Analogie zum Querkraftnachweis in Stegen gemäß (2.3) und (2.4) erfolgen.

$$1,0 \leq \cot \Theta_f \leq \frac{1,2 + 1,4\sigma_{cp}/f_{cd}}{1 - V_{Rd,cc}/V_{Ed}} \leq 1,75 \quad (2.3)$$

$$V_{Rd,cc} = 0,24 \cdot f_{ck}^{1/3} \cdot \left(1 - 1,2 \cdot \frac{\sigma_{cp}}{f_{cd}}\right) \cdot b_w \cdot z \quad (2.4)$$

Dabei ist  $b_w = h_f$  und  $z = \Delta x$  zu setzen. Für  $\sigma_{cp}$  darf anstelle der mittleren Betonlängsspannung im Querschnitt die mittlere Betonlängsspannung im anzuschließenden Gurtabschnitt mit der Länge  $\Delta x$  angesetzt werden. Hierbei handelt es sich um eine nahezu unveränderte Übertragung des in Deutschland prinzipiell für die Querkraftbemessung von Stegen anzuwendenden *Fachwerkmodells mit Rissreibung* auf die Bemessung von Gurtplatten gegliederter Querschnitte.

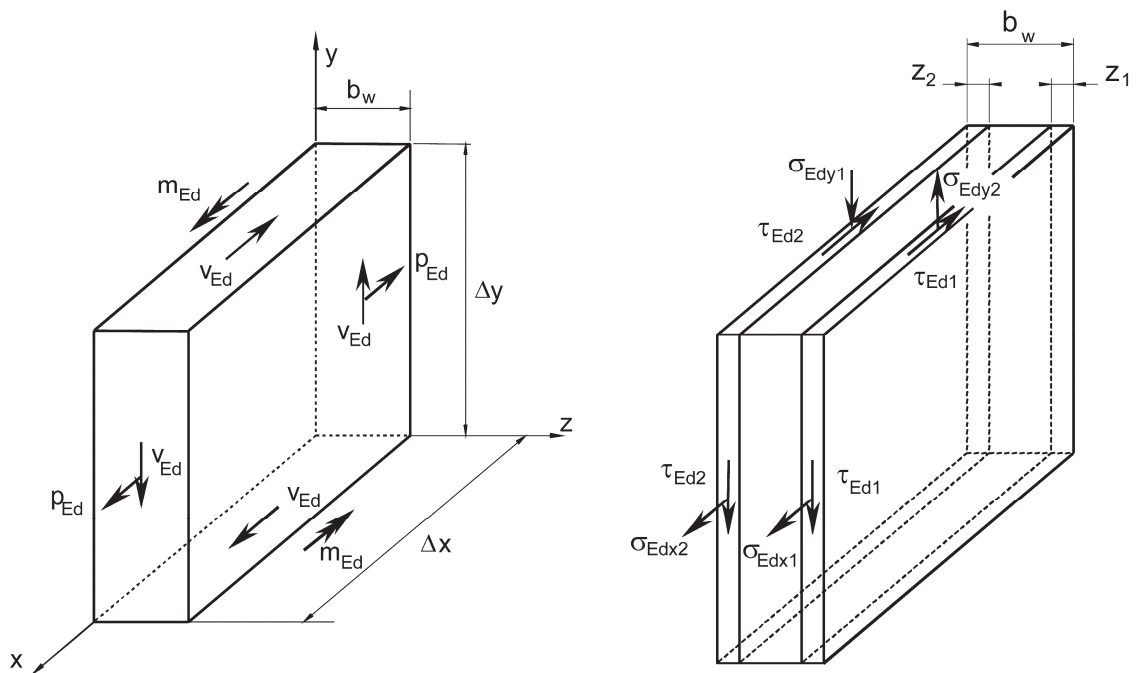
In Gurtanschlussbereichen, in denen die bezogene Längsschubkraft  $\nu_{Ed}$  kleiner oder gleich der mit dem Faktor  $k$  reduzierten Bemessungszugfestigkeit  $f_{ctd}$  ist, ist keine zusätzliche Bewehrung zur Biegebewehrung erforderlich. Der empfohlene Abminderungsbeiwert  $k$  wird mit 0,4 angegeben und im NA so übernommen [18, Abs. 6.2.4 (6)] [20, NDP zu 6.2.4 (6)].

### 2.4.1 Überlagerung mit Querbiegung

Bei einer kombinierten Beanspruchung durch Scheibenschubkräfte zwischen Gurt und Steg und gleichzeitiger Querbiegung ist in der Regel der größere erforderliche Bewehrungsquerschnitt anzuordnen. Hierbei ist eine symmetrische Verteilung der für die alleinige Schubbeanspruchung ermittelten Bewehrung auf die Biegedruckzone bzw. Biegezugzone anzunehmen. Für den Nachweis gegen ein Versagen der schiefen Betondruckstrebe sollte der Wert für  $h_f$  um die Betondruckzonenhöhe, die sich aus der Bemessung für Querbiegung ergibt, reduziert werden [19]. Durch den NA wird für diesen Nachweis eine modifizierte Regelung angegeben. Diese besagt für den Fall, dass eine Querkraftbewehrung in der Gurtplatte erforderlich wird, der Nachweis der schiefen Betondruckstrebe in linearer Interaktion für die Scheiben- und Plattenquerkraftkomponente geführt werden sollte [20, NCI zu 6.2.4 (105)].

Kann der Nachweis gegen Betonversagen in der ursprünglichen Version mit reduziertem Wert für  $h_f$  nicht erbracht werden, so wird ein alternativer Nachweis gemäß [19, Anhang MM] durch den *Eurocode* bereitgestellt. In Deutschland ist der informative Anhang MM nicht anzuwenden [20]. Das Bemessungskonzept wird nachfolgend dennoch kurz vorgestellt.

Betrachtet wird hierbei ein gedanklich aus dem Gesamtsystem herausgeschnittenes Gurt-scheibenelement mit der Länge  $\Delta x$  und der Breite  $\Delta y$  am Anschnitt zum Steg. Das Element wird nun, wie in Abbildung 2.3, in 3 Scheibenebenen (Sandwich) zerlegt. Die resultierenden Schnittkräfte, bestehend aus Plattenbiegemomenten und Scheibenschubkräften, werden nun gemäß (2.5) bis (2.10) auf die äußeren Layer aufgeteilt (Bezeichnungen siehe Abbildung 2.3).



(a) Innere Schnittkräfte an einem Scheibenelement (b) Verändertes Sandwichmodell

**Abb. 2.3:** Sandwichmodell als Bemessungsgrundlage gemäß *DIN EN 1992-2* [19]

$$\tau_{Ed1} = \nu_{Ed} \cdot \frac{b_w - z_2}{(2 \cdot b_w - z_1 - z_2) \cdot z_1} \quad (2.5)$$

$$\tau_{Ed2} = \nu_{Ed} \cdot \frac{b_w - z_1}{(2 \cdot b_w - z_1 - z_2) \cdot z_2} \quad (2.6)$$

$$\sigma_{Edy1} = \frac{m_{Edx}}{(b_w - (z_1 + z_2)/2) \cdot z_1} \quad (2.7)$$

$$\sigma_{Edy2} = \frac{m_{Edx}}{(b_w - (z_1 + z_2)/2) \cdot z_2} \quad (2.8)$$

$$\sigma_{Edx1} = P_{Ed} \cdot \frac{b_w - z_2}{(2 \cdot b_w - z_1 - z_2) \cdot z_1} \quad (2.9)$$

$$\sigma_{Edx2} = P_{Ed} \cdot \frac{b_w - z_1}{(2 \cdot b_w - z_1 - z_2) \cdot z_2} \quad (2.10)$$

Die Ermittlung der Dicken  $z_1$  und  $z_2$  soll iterativ mit dem Ziel erfolgen, die Ausnutzung des Druckspannungsfeldes bzw. der Zugbewehrung zu optimieren. Der optimale Zugbewehrungsgrad kann auf Basis des Anhangs F der *DIN EN 1992-1-1* ermittelt werden, der Nachweis des Druckspannungsfeldes darf nach Abschnitt 6.109 der *DIN EN 1992-2* auf Basis der *Plastizitätstheorie* mit einer Lösung nach dem statischen Grenzwertsatz (untere Schranke) erfolgen. In Deutschland sind beide Abschnitte nicht anzuwenden [20].

## 2.4.2 Überlagerung mit Torsion bei Kastenquerschnitten

Bei gleichzeitiger Wirkung von Querkraft und Torsion ist die maximale Tragfähigkeit eines Querschnittes durch die Tragfähigkeit der Betondruckstrebe begrenzt. Mit (2.11) erfolgt für jede Wand eines Kastenquerschnitts eine lineare Interaktion der maximal aufnehmbaren Querkraft und Torsion.

$$\left( \frac{T_{Ed}}{T_{Rd,max}} \right) + \left( \frac{V_{Ed}}{V_{Rd,max}} \right) \leq 1 \quad (2.11)$$

Die Berechnungen dürfen unter Annahme eines gemeinsamen Druckstrebenwinkels für Querkraft und Torsion erfolgen. Gemäß NA erfolgt die Ermittlung des Winkels  $\Theta_f$  für die gemeinsame Schubkraft aus Querkraft und Torsion gemäß (2.12).

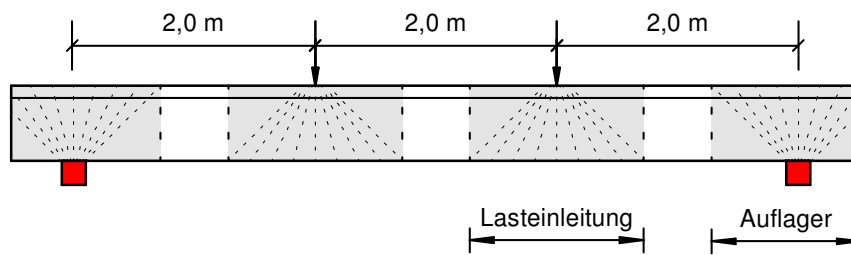
$$V_{Ed,T+V} = V_{Ed,T} + \frac{V_{Ed} \cdot t_{ef}}{b_w} \quad (2.12)$$

Für die Gurtplatten von Hohlkastenquerschnitten mit üblichen Abmessungen gilt hier in der Regel  $t_{ef} = h_f$ . Die erforderliche Bewehrung für Torsion ergibt sich aus der Berechnung der Zugstrebenkräfte in Längs- und Querrichtung am räumlichen Fachwerk mit dem gemeinsamen Druckstrebenwinkel  $\Theta_f$ . Sie ist zusätzlich zur erforderlichen Bewehrung infolge Biegung mit Längskraft und Querkraft einzulegen. Vorhandene Biegedruckkräfte dürfen auf eine erforderliche Torsionslängsbewehrung angerechnet werden.

In Deutschland gelten darüber hinaus ergänzende Regeln für den Fall, dass Torsion gleichzeitig mit Biegemomenten, Querkraften und Normalkraften auftritt (NA), da eine solche Beanspruchungskombination zu kritischen Hauptspannungszuständen in der Druckzone führen kann. In ungerissenen Bereichen dürfen die Hauptdruckspannungen den Wert  $f_{cd}$  nicht überschreiten. In gerissenen Bereichen sind die Hauptdruckspannungen nach der Fachwerkanalogie im Zustand II zu ermitteln und der Wert  $f_{cd}$  ist angemessen abzumindern [20, NCI zu 6.3.2]. Hiervon ist auszugehen, wenn die Hauptzugspannungen nach Elastizitätstheorie den 5%-Quantilwert der Betonzugfestigkeit überschreiten. Sind die maximalen Schubspannungen aus Querkraft und Torsion kleiner als  $0,1f_{ck}$ , so darf auf den Nachweis der schiefen Hauptdruckspannung verzichtet werden.

## 2.5 Zusammenfassung und Ausblick

Die beschriebenen Versuche zum Tragverhalten gegliederter Querschnitte zeigen ein einheitliches Bild dahingehend, dass der mittlere Betondruckstrebenwinkel für den Nachweis bei reiner Schubbeanspruchung mit  $\tan \Theta = 0,5$  für Druckgurte und  $\tan \Theta = 0,5$  bis  $0,6$  für Zuggurte verhältnismäßig flach angenommen werden kann, um bei der Nachrechnung mittels Fachwerk-



**Abb. 2.4:** Versuchsträger von *Badawy und Bachmann* [5] mit Diskontinuitätsbereichen (grau) in Anlehnung an [90]

modell zu einer guten Übereinstimmung mit den Messergebnissen im Rahmen experimenteller Studien zu gelangen.

Durch die geringen Trägerspannweiten, die in den Versuchen durch Einzellasten beansprucht werden, ergeben sich im Verhältnis zur Gesamtlänge der Balken große Bereiche, in denen die *Bernoulli-Hypothese* einer linearen Dehnungsverteilung über die Querschnittshöhe nicht mehr zutrifft. Diese sogenannten *Diskontinuitätsbereiche* sind in Abbildung 2.4 exemplarisch für die Versuchsträger von *Badawy und Bachmann* [5] dargestellt. Durch die ausgeprägten Störbereiche lassen sich aus den Ergebnissen der experimentellen Studien keine gesicherten Aussagen zu einer möglichen Entwicklung der Druckstrebenneigung im Fachwerkmodell infolge des sich verändernden Scheibenspannungszustandes im Gurt herleiten. Die landesspezifisch festgelegten Empfehlungen zur vereinfachten Berücksichtigung des Winkels der Betondruckstrebe beim Nachweis des schubfesten Gurtanschlusses legen in Deutschland deutlich konservativere Werte im direkten Vergleich mit den genannten Forschungsarbeiten fest. Eine genauere Berechnung darf nach dem gleichen Nachweisformat wie für Stegquerschnitte erfolgen [20]. In Kapitel 5 wird diese Vorgehensweise ausführlich erläutert und diskutiert. Im Rahmen dieser Arbeit werden Modifikationen des Bemessungsmodells vorgestellt, die das tatsächliche Tragverhalten der Gurtquerschnitte besser berücksichtigen.

Der Nachweis des schubfesten Gurtanschlusses ohne zusätzliche Anschlussbewehrung ist mit Einführung der *Eurocodes* in Deutschland geregelt. Das Nachweisformat lässt erstmals seit der Umstellung der Bemessungsregeln von der Spannbetonnormenreihe *DIN 4227* [21–23, 102] auf die *DIN-Fachberichte* [25, 26] wieder Zugspannungen beim Nachweis der Schubbeanspruchung in Scheibenebene zu. Hierbei erfolgt die Begrenzung über die Höhe der vorhandenen Schubspannung an der betrachteten Nachweisstelle. Der Längsspannungszustand bleibt bei dieser Vorgehensweise unberücksichtigt. Es spielt für den Nachweis im derzeit geregelten Format also keine Rolle, ob es sich bei dem anzuschließenden Gurtquerschnitt um einen Druckgurt oder um einen Zuggurt handelt. Die zulässigen Schubspannungen sind für beide Längsspannungszustände identisch. Das Bemessungskonzept muss jedoch unter allen denkbaren Randbedingungen zu Ergebnissen führen, die die tatsächliche Tragfähigkeit nicht überschätzen. Daher kann davon aus-

gegangen werden, dass der derzeitige Nachweis für den ungünstigsten Längsspannungszustand ausgelegt ist. Die Untersuchung der Auswirkungen veränderlicher Längsspannungszustände auf die Tragfähigkeit des ungerissenen Betongurtes wird daher im Rahmen dieser Arbeit genauer untersucht.

Der Einfluss der Rissbildung bzw. des Dehnungszustands in der Gurtscheibe hat einen Einfluss auf die Tragfähigkeit der schiefen Betondruckstrebe. Die Erkenntnisse aus Versuchen an Plattenbalkenquerschnitten und an Scheiben (siehe Kapitel 2.3) liefern kein einheitliches Bild. Darüber hinaus kann insbesondere bei den kleinformatigen Scheibenversuchen ein nicht unerheblicher Einfluss von teilweise versuchsbedingten Störgrößen festgestellt werden (siehe Kapitel 3.4.3). Die Reduktion der Betondruckfestigkeit infolge kritischer Querdehnungszustände wird nach derzeitigen Regelwerken für die Ermittlung der maximalen Tragfähigkeit der schiefen Betondruckstrebe pauschal berücksichtigt [20, NDP zu 6.2.3(103)]. Für den Nachweis der schiefen Hauptdruckspannungen bei kombinierter Beanspruchung aus Längsbiegung, Schub und Normalkraft wird darauf hingewiesen, dass der Bemessungswert der Betondruckfestigkeit angemessen abzumindern sei [20, NCI zu 6.3.2]. Hier besteht derzeit noch Regelungsbedarf.

In Kapitel 3.4.3 werden die bisherigen Erkenntnisse daher vergleichend gegenübergestellt. Die Auswirkungen möglicher Abminderungen der Druckfestigkeit in Abhängigkeit vom vorhandenen Querdehnungszustand werden im Rahmen der Sensitivitätsanalysen an gut dokumentierten Plattenbalkenversuchen in Kapitel 7 untersucht. Die Ergebnisse lassen eine Aussage zu den Auswirkungen unterschiedlicher Abminderungsvorschriften bei der Simulation komplexerer Systeme zu. Grundlage für die Definition der unterschiedlichen Abminderungsvorschriften in der Literatur waren in der Regel experimentelle Untersuchungen an Stahlbetonscheiben, die einem gleichmäßigen Spannungszustand über die komplette Versuchskörpergeometrie hinweg ausgesetzt waren (siehe Kapitel 3.4.3). Durch die Anwendung auf Systeme mit ungleichmäßiger Spannungsverteilung werden gegebenenfalls vorhandene Umlagerungsmöglichkeiten berücksichtigt.



# Kapitel 3

## Werkstoffverhalten und Materialmodelle

### 3.1 Einleitung

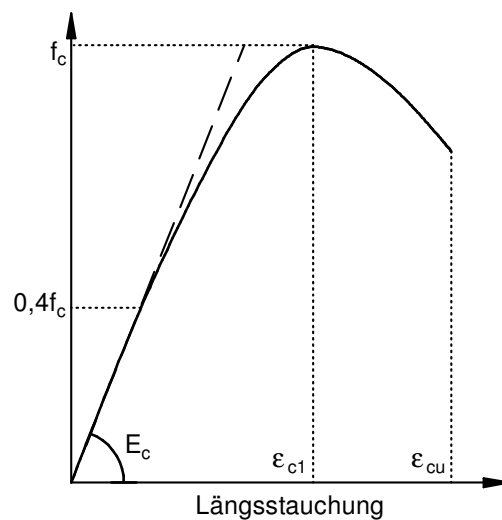
In den folgenden Kapiteln werden die grundlegenden mechanischen Werkstoffeigenschaften von Beton und Betonstahl sowie das Verhalten des aus beiden Komponenten zusammengesetzten Verbundwerkstoffs Stahlbeton phänomenologisch beschrieben. Im Anschluss wird auf die Umsetzung im Rahmen von Materialmodellen für Simulationsrechnungen auf Basis der FEM eingegangen. Hierbei wird der Schwerpunkt auf die implementierten Materialmodelle der in dieser Arbeit verwendeten Programmsysteme *ABAQUS* und *SOFiSTiK* gelegt.

### 3.2 Werkstoffverhalten von Beton

#### 3.2.1 Verhalten unter uniaxialer Beanspruchung

##### Uniaxialer Druck

Das Verhalten von Beton unter uniaxialer Druckbeanspruchung wird durch die in Abbildung 3.1 dargestellte Spannungs-Dehnungs-Beziehung beschrieben. Für die Berechnung von Tragwerken aus Beton genügt in der Regel eine Betrachtung des Werkstoffs auf Bauteilebene als homogenes Material (Makro-Ebene). Um das Verhalten unter steigender Druckbeanspruchung bis zum Bruch besser zu verstehen, ist eine kleinteiligere Betrachtung auf der Meso-Ebene erforderlich. Hierbei genügt die Berücksichtigung des Zusammenwirkens von Zementstein und Gesteinskörnung unter steigender Beanspruchung. Druckkräfte stützen sich dabei auf das im Vergleich zur Zementsteinmatrix wesentlich steifere Korngerüst ab. Hierdurch entstehen Querkzugspannungen innerhalb der Zementsteinmatrix. Bis zu einer Beanspruchung, die etwa 40% der Betondruckfestigkeit entspricht, verhält sich der Beton nahezu linear-elastisch. Bei weiter steigender Druckkraft kommt es zu einer wachsenden Mikrorissbildung. Hiervon sind insbesondere die Kontaktflächen zwischen Zementstein und Gesteinskörnung betroffen. Diese

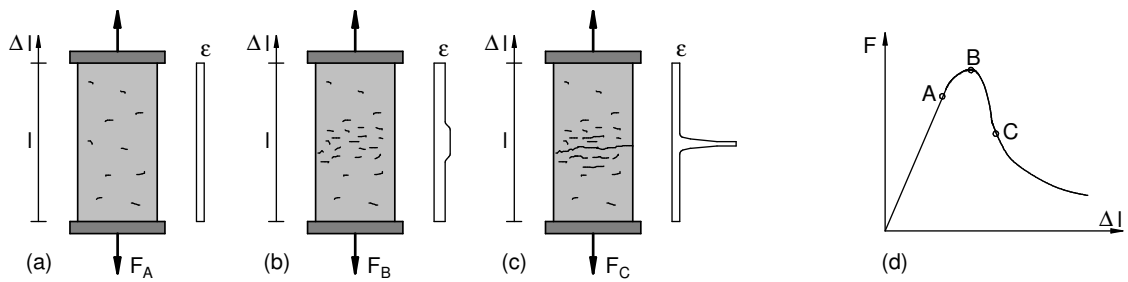


**Abb. 3.1:** Spannungs-Dehnungs-Linie für Beton unter uniaxialer Druckbeanspruchung für die Schnittgrößenermittlung mit nichtlinearen Verfahren nach *DIN EN 1992-1-1*

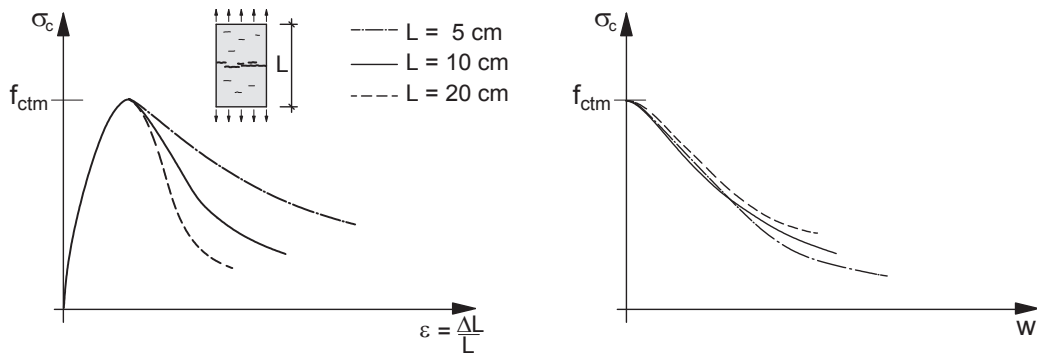
weisen zum einen eine geringere Haftzugfestigkeit auf als die Zugfestigkeit der ungestörten Zementsteinmatrix, zum anderen sind sie bereits in Teilen durch Mikrorisse als Folge von noch vor Belastungsbeginn entstandenen Schwindeigenspannungen vorgeschädigt. Bis zu einer Druckspannung, die etwa 80% der Druckfestigkeit entspricht, wachsen die Mikrorisse zu sichtbaren Makrorissen zusammen. Diese Rissbildung ist mit einem nicht unerheblichen Steifigkeitsverlust verbunden, was sich in einem stetig flacher werdenden Verlauf der Spannungs-Dehnungs-Linie zeigt. Die weiter fortschreitende Makrorissbildung führt schließlich durch Ausbildung einer Bruchfläche zum Versagen des Betons. Eine ausführliche Beschreibung der unterschiedlichen Modellebenen mit entsprechenden grafischen Darstellungen und des Tragverhaltens ist beispielsweise in [103] zu finden. Die beschriebenen Zusammenhänge beziehen sich ausschließlich auf das Verhalten von Normalbeton.

### Uniaxialer Zug

Das Tragverhalten von Beton unter zentrischer Zugbeanspruchung ist in Abbildung 3.2 am Beispiel einer weggeregelten Versuchsdurchführung dargestellt. Zunächst verhält sich der Probekörper nahezu linear-elastisch. Der aus dem Druckversuch abgeleitete Tangentenmodul  $E_c$  beschreibt die Anfangssteifigkeit dabei in guter Näherung [103]. Noch bevor die Maximallast erreicht wird, setzt ein gleichförmig über den Probekörper verteiltes Mikrorisswachstum ein. Die Dehnungen sind über die Höhe der Probe in dieser Phase konstant. Mit zunehmender Beanspruchung im weggeregelten Versuch lokalisieren sich die zum späteren Bruch führenden Risse in einem Rissband, dessen Breite bis zum Versagen immer schmaler wird. Hier kommt es zu einer sprunghaften Dehnungszunahme. In den Bereichen außerhalb des Rissbandes gehen



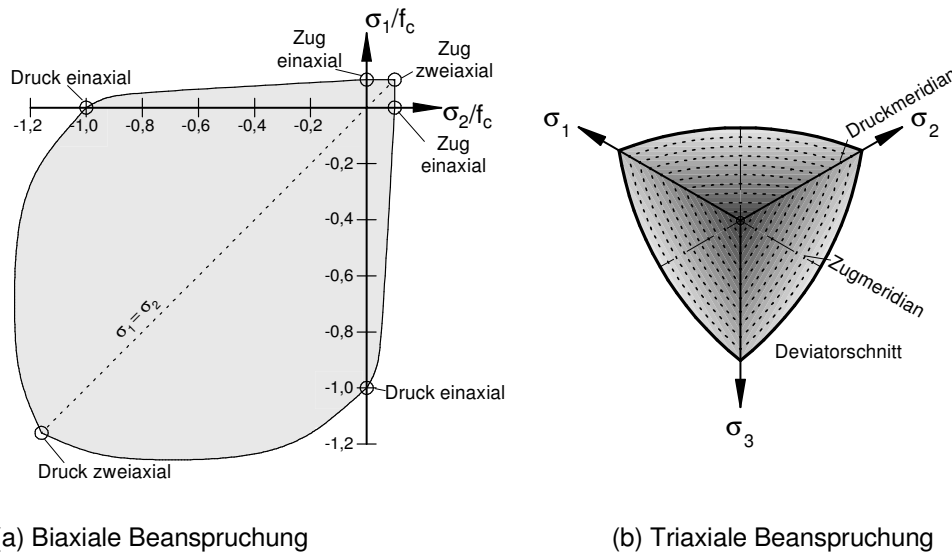
**Abb. 3.2:** Zugtragverhalten von Beton im ansteigenden Ast (a), Lokalisierung des Rissbandes (b), Makrorissbildung (c) und Spannungs-Verschiebungs-Beziehung (d) gemäß [27]



**Abb. 3.3:** Einfluss der Prüfkörpergeometrie [44, 48, 96]

die elastischen Dehnungen gleichzeitig zurück.

Für die Modellierung des Materialverhaltens im Rahmen der Finite-Elemente-Analyse kommt diesen Zusammenhängen eine besondere Bedeutung zu, da die Beschreibung über eine einfache Spannungs-Dehnungs-Beziehung mit Überschreitung der Rissdehnung nicht mehr eindeutig bzw. objektiv ist. Die Dehnungen auf Makro-Ebene hängen von der Länge des Probekörpers bzw. von der Elementlänge im FE-Modell ab [96], da die beschriebene Lokalisierung der Risse hier zunächst keine Berücksichtigung findet. In Abbildung 3.3 ist der Einfluss der Prüfkörperlänge dargestellt [44, 48, 96]. Während dieser im Nachbruchbereich der Spannungs-Dehnungs-Linie eindeutig erkennbar ist, führt die Betrachtung der Spannungs-Rissöffnungs-Beziehung zu geometrieunabhängigen Ergebnissen. Um netzabhängige Ergebnisse im Rahmen der FE-Analyse zu vermeiden, sind daher besondere Überlegungen erforderlich. Diese werden in den Kapiteln 3.6 und 3.7 für die verwendeten Programmsysteme und Materialmodelle beschrieben.



(a) Biaxiale Beanspruchung

(b) Triaxiale Beanspruchung

**Abb. 3.4:** Versagenskurve unter mehraxialer Beanspruchung (a) Versagenslinie in Anlehnung an *Kupfer* [55] (b) Versagensfläche als Deviatorschnitt

## 3.2.2 Verhalten unter mehraxialer Beanspruchung

### Biaxiale Beanspruchung

Neben den bereits beschriebenen Fällen der einachsigen Druck- oder Zugbeanspruchung sind flächige Bauteile aus Beton im Allgemeinen einer Kombination dieser Beanspruchungen ausgesetzt. *Kupfer* gibt in [55] Versagenskurven im Hauptspannungsraum auf Basis experimenteller Untersuchungen an unbewehrten Betonscheiben mit den Abmessungen  $20\text{cm} \cdot 20\text{cm} \cdot 5\text{cm}$  an. Hierfür wurden unterschiedliche Spannungsverhältnisse  $\sigma_1$  zu  $\sigma_2$  proportional bis zum Bruch gesteigert.

In Abbildung 3.4(a) ist eine Versagenskurve in Anlehnung an die durch *Kupfer* ermittelten Bruchlasten dargestellt. Während im kombinierten Druck-Druck Beanspruchungsbereich eine traglaststeigernde Wirkung von bis zu 25% beobachtet werden kann, tritt das Versagen im Zug-Zug Bereich nahezu unabhängig vom Spannungsverhältnis bei Überschreitung der einaxialen Zugfestigkeit ein. Zu einer Abminderung der einaxialen Druck- bzw. Zugfestigkeit kommt es nur bei einer kombinierten Beanspruchung infolge Druck- und Zugspannungen. Hier kann die Streubreite der Versuchsergebnisse durch eine etwa lineare Abnahme der Druckfestigkeit mit steigender Querkzugspannung angenähert werden.

### Triaxiale Beanspruchung

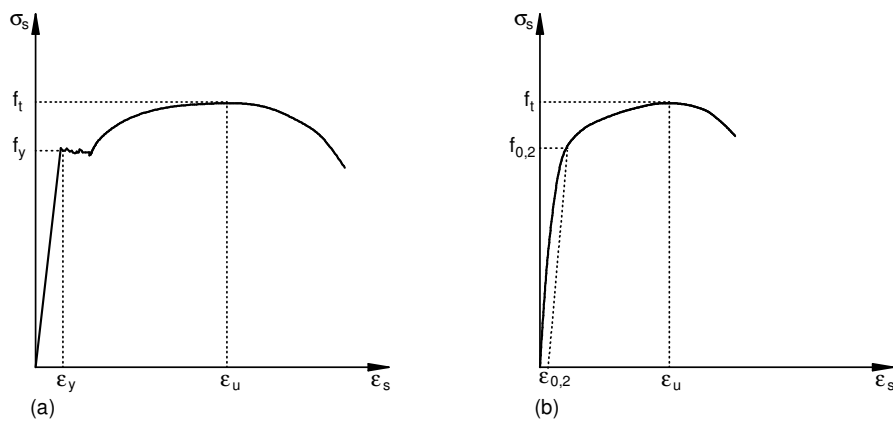
Die Berücksichtigung uniaxialer oder biaxialer Spannungszustände innerhalb von Betonbauteilen stellt in der Regel eine vereinfachende Betrachtungsweise dar. Bei balkenartigen oder

flächigen Bauteilen ist die Genauigkeit aufgrund sehr geringer Querspannungen häufig dennoch ausreichend. Im allgemeinen Fall werden Betonbauteile durch triaxiale Spannungszustände beansprucht. Experimentelle Untersuchungen zur Erfassung der Auswirkungen unterschiedlicher Spannungs-kombinationen werden meist an Zylindern unter Flüssigkeitsdruck auf die seitliche Oberfläche (hier haben die Hauptspannungen  $\sigma_1$  und  $\sigma_2$  die gleiche Größe) oder an Würfeln durchgeführt. Bei Versuchen an Würfeln sind theoretisch alle Spannungs-kombinationen realisierbar. Da Versuche mit Zugspannungskomponenten erheblich schwieriger durchzuführen sind, liegen deutlich mehr reine Druckspannungsversuche vor [72].

Stellt man den Versagensbereich für triaxial beanspruchten Beton im Hauptspannungsraum grafisch dar, ergibt sich die Bruchumhüllende in Abbildung 3.4(b). Charakteristisch für Beton ist die mit steigendem mehraxialen Druckspannungszustand verbundene Festigkeitssteigerung. Bei gleichmäßiger Steigerung der Spannungen  $\sigma_1 = \sigma_2 = \sigma_3$  nimmt die Druckfestigkeit zu. Gleichzeitig steigt die Beanspruchbarkeit auf Schub mit zunehmendem hydrostatischen Druck. Dies ist an der Aufweitung der Bruchfläche in der Deviatorebene gut erkennbar.

### 3.3 Werkstoffverhalten von Betonstahl

Aufgrund der im Vergleich zum Beton hohen Zugfestigkeit, ähnlichen Wärmedehnkoeffizienten und der guten Verbundeigenschaften, insbesondere bei Verwendung der heute üblichen gerippten Ausführungen, eignet sich Betonstahl hervorragend zur Aufnahme von Zugkräften in Stahlbetonkonstruktionen. Die wesentlichen statischen Materialeigenschaften werden hierfür in Zugversuchen bestimmt. Unter steigender Beanspruchung verhält sich der Werkstoff zunächst linear-elastisch. Bei warmverformtem Betonstahl geht der lineare Ast in ein ausgeprägtes Fließplateau über und mündet in einen Verfestigungsbereich bis zum Erreichen der Zugfestigkeit. Kaltverformte Stähle weisen hingegen kein ausgeprägtes Fließplateau auf. Hier findet vielmehr ein stetiger Übergang in den Verfestigungsbereich statt. Das prinzipielle Spannungs-Dehnungs-Verhalten der Betonstähle nach Herstellungsverfahren ist in Abbildung 3.5 dargestellt. Hieraus ist auch zu erkennen, dass das Verformungsvermögen und damit die Duktilität warmverformter Betonstähle deutlich größer ist.



**Abb. 3.5:** Spannungs-Dehnungs-Verhalten verschiedener Betonstähle (a) warmverformt (b) kaltverformt

## 3.4 Verhalten des Verbundwerkstoffs Stahlbeton

In den nachfolgenden Kapiteln wird das Tragverhalten des aus Beton und Betonstahl zusammengesetzten Verbundwerkstoffs Stahlbeton beschrieben. Hierbei wird der Fokus auf die Einflussfaktoren gelegt, die für die spätere Simulation des Tragverhaltens von Stahlbetonbauteilen eine wesentliche Rolle spielen.

### 3.4.1 Verbund zwischen Bewehrung und Beton

Der Verbund stellt die kraftschlüssige Verbindung zwischen Betonstahl und Beton durch die Übertragung von Schub- bzw. Verbundspannungen sicher. Nach Überwindung des geringen Haftverbundes beruht die Tragwirkung auf den Tragmechanismen Reibung und mechanischer Verzahnung (bei geripptem Betonstahl). Deren Aktivierung erfordert eine Relativverschiebung zwischen Betonstahl und Beton. Der Zusammenhang zwischen Verbundspannung und Relativverschiebung (Schlupf) ist Thema zahlreicher Forschungsarbeiten. Hierzu zählen beispielsweise die Arbeiten von *Rehm* [84], *Kupfer* [92] und *Martin* [64], um nur einige zu nennen.

Erreicht die Zugspannung in einem Stahlbetonbauteil die Betonzugfestigkeit, so entsteht ein Riss. An den Rissufern sind bei entsprechend großer Rissbreite keine Zugspannungen im Beton vorhanden. Die Bewehrung übernimmt die freigewordene Zugkraft vollständig. Hierdurch kommt es im Rissquerschnitt zu einem sprunghaften Anstieg der Stahlspannungen. Durch den Verbund zwischen Bewehrungselement und umgebendem Beton kommt es mit zunehmender Entfernung vom Riss zu einem Abfall der Stahlspannung und einem gleichzeitigen Anstieg der Betonzugspannung. Kann die Betonzugfestigkeit durch die über Verbundspannungen in den Beton eingeleiteten Zugkräfte zwischen zwei Rissen nicht mehr erreicht werden, so liegt in diesem Bereich ein abgeschlossenes Rissbild vor.

Die Beteiligung der ungerissenen Bereiche des Betons zwischen den Rissen am Lastabtrag bewirkt geringere mittlere Stahlspannungen bzw. Stahldehnungen und stellt damit eine versteifende Wirkung dar.

### 3.4.2 Übertragung von Schubkräften in gerissenen Querschnitten

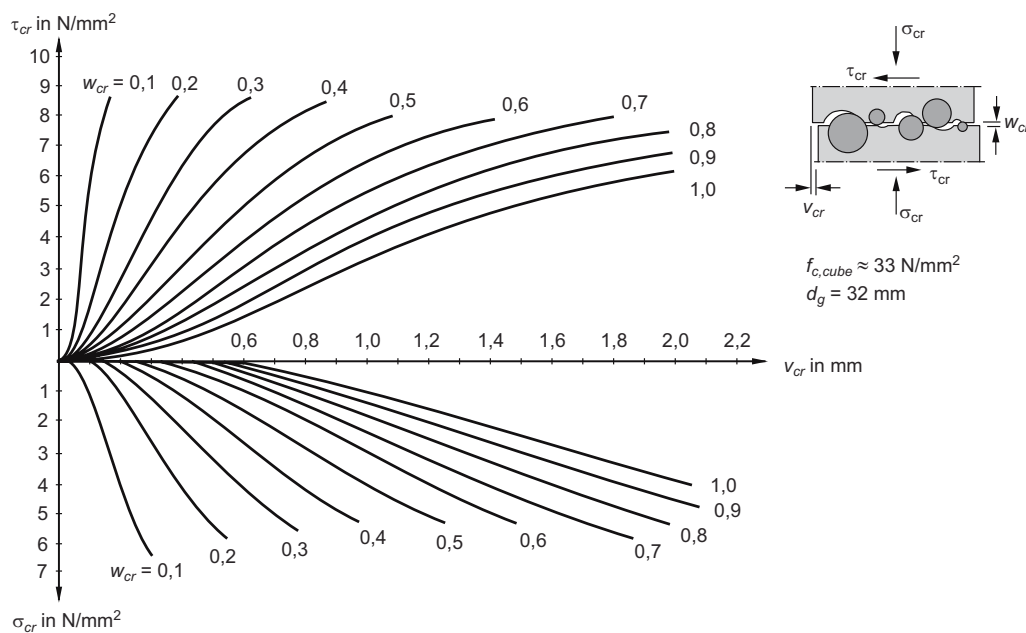
Für die Tragfähigkeit gegliederter Querschnitte spielen die Möglichkeiten zur Schubkraftübertragung in gerissenen Bereichen des Systems eine wesentliche Rolle. Die meisten der existierenden Modellvorstellungen gehen auf experimentelle und theoretische Untersuchungen an durch Querkraft und Biegung beanspruchten Balkenquerschnitten zurück. Im gerissenen Zustand werden folgende Tragwirkungen beschrieben:

- Traganteil der ungerissenen Betondruckzone
- Reibungskräfte in Schubrissen
- Verdüblungswirkung der Längsbewehrung
- Traganteil einer den Riss mit einem Winkel  $\neq 90^\circ$  kreuzenden Bewehrung

#### Traganteil der ungerissenen Betondruckzone

Bei den Modellvorstellungen zur Tragfähigkeit der ungerissenen Betondruckzone wird in der Regel von durch Querkraft, Biegung und gegebenenfalls Vorspannung beanspruchten Bauteilen ausgegangen. In diesem Zusammenhang häufig zitiert wird das Modell von *Zink* [104]. Bei diesem wird davon ausgegangen, dass in Balkenquerschnitten ohne Querkraftbewehrung der Traganteil der Zugzone mit zunehmender Beanspruchung abnimmt und eine Umlagerung der Schubkräfte auf die ungerissene Druckzone stattfindet. Nach Abschluss der Umlagerung findet der Querkraftlastabtrag ausschließlich über ein Sprengwerk in den ungerissenen Balkenbereichen statt. Dieses kann sich jedoch nur bei Balken mit hohen Druckzonen in voller Höhe einstellen (z.B. bei vorgespannten Trägern).

Aufbauend auf dem Modell von *Zink* entwickelte *Görtz* in [36] eine verfeinerte Modellvorstellung. Hierbei wird davon ausgegangen, dass im unteren Beanspruchungsbereich die Rissverzahnung den maßgebenden Traganteil darstellt. Mit steigender Beanspruchung kommt es zur Lokalisierung des späteren Versagensrisses und verbunden damit zum Ausfall der Rissreibungskomponente. Es findet eine Umlagerung in die ungerissene Betondruckzone und auf die Dübeltragwirkung der Längsbewehrung statt. Ein horizontaler Riss auf Höhe der Längsbewehrung leitet den Ausfall der Dübelwirkung ein, der mit einer weiteren Umlagerung der Querkraft in die Betondruckzone (Sprengwerk) verbunden ist [36, 37]. In [38] übertragen *Hegger und Herbrand* den von *Görtz* für Einfeldträger entwickelten Ansatz auf Zweifeldträger.



**Abb. 3.6:** Rissreibung, Schub- und Normalspannungen in Abhängigkeit von Rissgleitung und Rissöffnung nach *Walraven* [99] entnommen aus [103]

*Kiziltan* stellt in [51] einen Ansatz zur Berechnung eines Druckbogentraganteils, vergleichbar mit einem Bogen-Zugband-Modell [57], über die Ermittlung des Verlaufs der Biegedruckkraftresultierenden für vorgespannte Einfeldträger auf. *Maurer et al.* bestätigen in [74] die Übertragbarkeit auf Durchlaufträger.

### Reibungskräfte in Schubrisen

Zur Entstehung von Reibungskräften in Schubrisen müssen zwei wesentliche Randbedingungen erfüllt sein. Zum einen muss die Oberfläche des Risses eine Rauigkeit aufweisen, zum Beispiel hervorgerufen durch hervorstehende Gesteinskörnung und Rissunebenheiten, die eine größere Ausdehnung hat als die mittlere Rissöffnung. Zum anderen sind zur Aktivierung von Reibungskräften gegenseitige Verschiebungen der Rissufer parallel zur Rissoberfläche (Rissgleitung) erforderlich. *Walraven* hat in [99] ein Modell entwickelt, mit welchem sich Schub- und Normalspannungen in Abhängigkeit von Rissbreite und Rissgleitung bestimmen lassen. Hiernach nehmen die über einen Riss übertragbaren Schubspannungen mit größer werdender Rissgleitung zu und verringern sich mit wachsender Rissbreite erheblich (siehe Abbildung 3.6). Weitere Zusammenhänge werden beispielsweise von *Daschner und Kupfer* [16] angegeben.

### Verdüblungswirkung der Längsbewehrung

Ebenfalls ausgelöst durch eine gegenseitige Verschiebung der Rissufer wird die Dübelwirkung der den Schubriss kreuzenden Längsbewehrung. Der Beitrag zum Gesamtwiderstand durch diesen



Traganteil kann in der Regel als gering eingestuft werden [75]. Dies gilt insbesondere bei einem Abplatzen der zur Einleitung der Dübelkraft erforderlichen Betondeckung. Die Dübelkraft kann bei ausreichend großem Randabstand als Funktion in Abhängigkeit der Rissuferverschiebung beispielsweise mit Hilfe der Theorie des elastisch gebetteten Balkens bestimmt werden [75]. Durch die Rissufergleitung kommt es zu Biege- und Schubspannungen in der Bewehrung und großen örtlichen Druckspannungen an den Umlenkpunkten innerhalb des Betongefüges. Eine Gleichung zur Ermittlung der Dübelkraft wird zum Beispiel von *Walraven* in [99] angegeben.

### **Traganteil einer den Riss mit einem Winkel $\neq 90^\circ$ kreuzenden Bewehrung**

Eine den Schubriss nicht rechtwinklig kreuzende Bewehrung ist dazu in der Lage, eine gegenseitige Rissuferverschiebung zu behindern (ohne Berücksichtigung einer Verdüblungswirkung) und über eine Fachwerktragwirkung Schubkräfte über den Riss zu übertragen.

### **3.4.3 Druckfestigkeit gerissener Stahlbetonscheiben**

Wie in Kapitel 2.3 bereits erwähnt, hat die Rissbildung bzw. die Querdehnung innerhalb der Scheibenebene einen Einfluss auf die Betondrucktragfähigkeit. Eindeutige Regelungen zur Abminderung der Betondruckfestigkeit bei kombinierter Beanspruchung infolge Biegung mit Längskraft, Querkraft und Torsion sind in der derzeitigen Fassung der *DIN EN 1992-2(NA)* [19, 20] nicht enthalten. Im Folgenden wird dieses Thema daher ausführlicher behandelt. Ausgewählte Versuche von *Kollegger und Mehlhorn* [53], *Schießl* [89] und *Fehling et al.* [33] werden zu diesem Zweck vergleichend ausgewertet. Die Betondruckspannungen, die in den jeweiligen experimentellen Untersuchungen zum Versagen geführt haben, werden der Zylinderdruckfestigkeit, die in der Regel etwa der einaxialen Scheibendruckfestigkeit entspricht, gegenübergestellt. Für eine umfassende Beschreibung der experimentellen Untersuchungen wird an dieser Stelle auf die Originalquellen verwiesen.

In [33] ist bereits ein ausführlicher Vergleich der Versuchsergebnisse enthalten. Die Normierung der Versuchsergebnisse von *Kollegger und Mehlhorn* und *Schießl* erfolgt hier in derselben Form wie von *Fehling et al.* in [33] vorgeschlagen. Im Folgenden wird daher in Kurzform auf die Besonderheiten bei der Auswertung eingegangen.

#### **Besonderheiten bei der Versuchsauswertung**

*Kollegger und Mehlhorn* [53] berücksichtigten als Basis für ihre Auswertungen die Würfeldruckfestigkeit  $\beta_{W200}$ . Hier erfolgt eine Umrechnung auf die Zylinderdruckfestigkeit mit  $f_{c,cyl} = 0,8 \cdot \beta_{W200}$  analog [33].

*Schießl* stellte Überfestigkeiten uniaxial belasteter Scheibenelemente im Vergleich zur Zylinderdruckfestigkeit fest. Diese wurden für alle uniaxial belasteten Scheiben im Mittel mit 8% angegeben. Bei alleiniger Auswertung der unbewehrten Scheiben ergibt sich eine mittlere

Überfestigkeit von 10%. Die Zylinderdruckfestigkeit wird daher analog zur Vorgehensweise in [33] im Rahmen der Auswertung um 10% erhöht. Hierdurch soll eine Unterschätzung des Einflusses der Querkzugspannungen auf die Druckfestigkeit ausgeschlossen werden.

*Fehling et al.* führten Versuche an vier Serien von Scheibenelementen durch. Die Serien 1 und 3 sind für die Betrachtungen hier nicht relevant (Die Ergebnisse der Serie 1 sind aufgrund des Versuchsaufbaus nicht aussagekräftig und im Rahmen der Serie 3 wurden ausschließlich Faserbetonscheiben untersucht). Im Rahmen der Versuchsauswertung der Stahlbetonscheiben der Serien 2 und 4 wurden zwei störende Einflüsse beobachtet. In Serie 4 wurden durch den Störeinfluss der Bewehrung nur 87,5% der Zylinderdruckfestigkeit bei uniaxialer Belastung erreicht. In Serie 2 überlagerte sich dieser Effekt mit einer durch Entmischung des Betons verminderten Druckfestigkeit, so dass bei den untersuchten uniaxial beanspruchten unbewehrten Betonscheiben nur etwa 87,5% der Zylinderdruckfestigkeit erreicht wurden.

Im Zuge der hier vorgenommenen Auswertung wird die Zylinderdruckfestigkeit der bewehrten Scheiben der Serie 2 daher mit dem Faktor  $0,875 \cdot 0,875 \approx 0,77$  und die der Serie 4 mit dem Faktor 0,875 modifiziert. Dabei wird davon ausgegangen, dass beide festgestellten Störwirkungen in realen Bauwerken nicht in dieser Ausprägung vorkommen. Die festgestellte Störwirkung der Bewehrung wurde vermutlich durch die Einleitung großer Druckkräfte unmittelbar oberhalb der abgewinkelten Vertikalbewehrung ungünstig beeinflusst. Zudem war der Längsbewehrungsgrad mit 1,57% im Vergleich zu den in Gurtplatten älterer bestehender Spannbetonhohlkastenbrücken üblichen Anschlussbewehrungsgrade sehr hoch (zum Vergleich: Die Mindestschubbewehrung ab dem Jahr 1966 betrug abhängig von der Betongüte zwischen 0,14% und 0,22% für einen Betonstahl der Sorte BSt III [102]).

## Darstellung der Versuchsauswertungen

**Tab. 3.1:** Versuche von Schießl aus [89]

Versuch	$\epsilon_1$ [‰]	$\epsilon_{1,max}$ [‰]	$\sigma_{II,netto}$ [MPa]	$f_{c,cyl}$ [MPa]	$f_{c,cyl,mod}$ = $f_{c,cal}$ [MPa]	$\frac{\sigma_{II,netto}}{f_{c,cyl}}$ [-]	$\frac{\sigma_{II,netto}}{f_{c,cal}}$ [-]
NB-1-90-0-1	1,54	1,51	36,10	38,30	42,13	0,94	0,86
NB-1-90-0-2	1,60	1,55	32,50	37,60	41,36	0,86	0,79
NB-1-90-0-3	1,30	1,64	38,20	40,60	44,66	0,94	0,86
NB-1-90-1-1	4,51	4,21	24,30	38,80	42,68	0,63	0,57
NB-1-90-1-2	3,64	3,02	29,80	39,00	42,90	0,76	0,69

**Tab. 3.2:** Versuche von Kollegger und Mehlhorn aus [53] (Auswertung analog [33])

	Versuch	$\epsilon_1$ [%]	$\epsilon_{1,max}$ [%]	$\sigma_{II,netto}$ [MPa]	$\beta_{W200}$ [MPa]	$f_{c,cyl}$ $= f_{c,cal}$ [MPa]	$\frac{\sigma_{II,netto}}{\beta_{W200}}$ [-]	$\frac{\sigma_{II,netto}}{f_{c,cal}}$ [-]
Serie 1	EGE102	0,55	1,34	14,65	22,20	17,76	0,66	0,83
	EGE103	–	0,72	9,52	14,00	11,20	0,68	0,85
	EGE104	0,76	1,52	15,12	21,30	17,04	0,71	0,89
	EGE105	1,38	2,10	12,14	17,60	14,08	0,69	0,86
	EGE106	1,54	4,07	12,33	16,90	13,52	0,73	0,91
	EGE108	0,00	1,81	12,48	20,80	16,64	0,60	0,75
	EGE110	1,76	5,54	11,14	17,40	13,92	0,64	0,80
	EGE111	1,72	7,73	12,03	19,10	15,28	0,63	0,79
	EGE112	1,86	7,55	13,16	22,30	17,84	0,59	0,74
	EGE113	0,00	0,67	8,45	11,90	9,52	0,71	0,89
	EGE114	0,05	1,08	12,23	16,30	13,04	0,75	0,94
	EGE115	0,64	1,43	10,11	16,30	13,04	0,62	0,78
	EGE116	1,31	1,84	12,92	21,90	17,52	0,59	0,74
Serie 2	EGE601	1,13	3,27	12,49	18,10	14,48	0,69	0,86
	EGE602	0,04	1,66	14,98	20,80	16,64	0,72	0,90
	EGE603	0,00	1,15	12,40	16,10	12,88	0,77	0,96
	EGE701	1,52	2,51	10,50	17,20	13,76	0,61	0,76
	EGE702	1,61	2,71	13,02	21,00	16,80	0,62	0,78
	EGE703	0,00	1,18	10,16	15,40	12,32	0,66	0,83
	EGE704	1,88	2,21	10,80	17,70	14,16	0,61	0,76
Serie 3	EGE852	0,63	1,52	10,63	16,10	12,88	0,66	0,83
	EGE853	1,28	2,53	13,07	20,10	16,08	0,65	0,81
	EGE851	1,78	3,62	11,87	21,20	16,96	0,56	0,70
	MGE852	0,49	1,44	13,14	18,50	14,80	0,71	0,89
	MGE853	1,25	2,68	12,26	18,30	14,64	0,67	0,84
	MGE851	1,82	4,62	12,74	19,30	15,44	0,66	0,83
	MGL852	0,81	1,76	12,42	19,40	15,52	0,64	0,80
	MGL853	1,09	2,26	14,19	21,50	17,20	0,66	0,83
	MGL851	1,84	3,37	10,75	19,20	15,36	0,56	0,70
Serie 4	EGE6F1	1,00	4,42	14,06	19,80	15,84	0,71	0,89
	EGE6F2	1,61	4,58	14,80	20,00	16,00	0,74	0,93
	EGE6F3	2,31	6,66	13,10	18,20	14,56	0,72	0,90
	EGE6F4	2,70	7,68	13,70	21,40	17,12	0,64	0,80
	EGE6F5	0,00	2,68	17,00	23,60	18,88	0,72	0,90
	EGE6F6	2,08	2,49	17,25	23,00	18,40	0,75	0,94
	EGE6F7	0,05	3,61	15,51	23,50	18,80	0,66	0,83
	EGE6F8	1,17	4,17	13,12	16,40	13,12	0,80	1,00
	EGE7F1	1,71	5,55	14,93	19,90	15,92	0,75	0,94
	EGE7F2	2,07	6,89	14,33	19,10	15,28	0,75	0,94
	EGE7F3	0,09	3,01	16,20	21,60	17,28	0,75	0,94
	EGE7F4	0,00	1,93	14,87	17,70	14,16	0,84	1,05

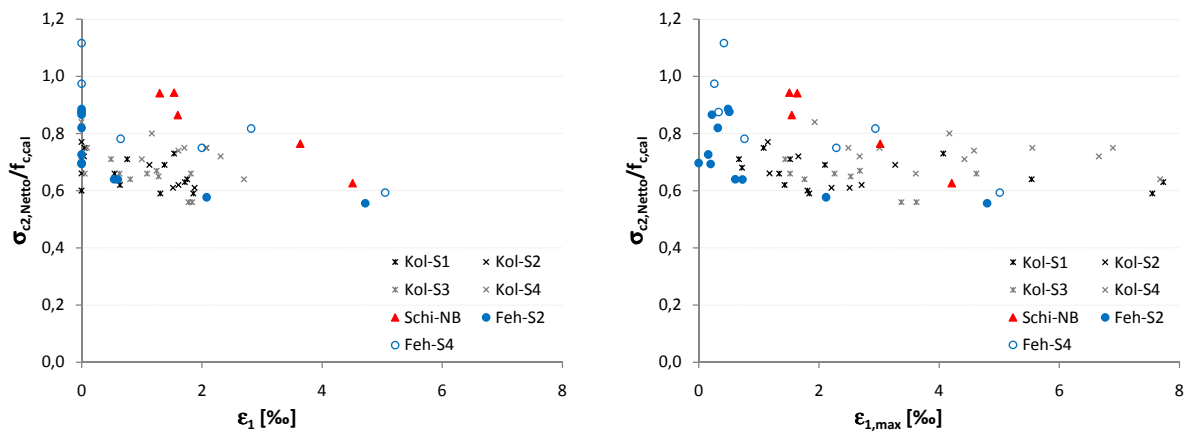
**Tab. 3.3:** Versuche von Fehling et al. aus [33]

Versuch		$\epsilon_1$	$\epsilon_{1,max}$	$\sigma_{II,netto}$	$f_{c,cyl}$	Faktor	$\frac{f_{c,cyl,mod}}{f_{c,cal}}$	$\frac{\sigma_{II,netto}}{f_{c,cyl}}$	$\frac{\sigma_{II,netto}}{f_{c,cal}}$
		[‰]	[‰]	[MPa]	[MPa]	[-]	[MPa]	[-]	[-]
Serie 2	VK1	–	0,49	41,60	47,00	0,875	41,13	0,89	1,01
	VK2	–	0,51	46,30	52,90	0,875	46,29	0,88	1,00
	VK4	–	0,22	40,50	46,80	0,875	40,95	0,87	0,99
	000VK1	0,00	0,32	46,70	57,00	0,770	43,90	0,82	1,06
	000VK2	0,00	0,20	34,30	49,50	0,770	38,12	0,69	0,90
	000VK3	0,00	0,16	31,80	43,80	0,770	33,73	0,73	0,94
	005VK1	0,60	0,73	32,00	50,10	0,770	38,58	0,64	0,83
	005VK2	0,54	0,61	31,20	48,80	0,770	37,58	0,64	0,83
	020VK	2,08	2,12	27,50	47,70	0,770	36,73	0,58	0,75
	000	0,00	0,17	33,50	48,10	0,770	37,04	0,70	0,90
	050VK	4,72	4,80	29,40	52,90	0,770	40,73	0,56	0,72
	250VK	27,32	27,36	22,20	44,80	0,770	34,50	0,50	0,64
Serie 4	VK5	–	0,42	41,40	37,10	1,000	37,10	1,12	1,12
	VK6	–	0,26	37,80	38,80	1,000	38,80	0,97	0,97
	000VK4	0,00	0,33	39,10	44,70	0,875	39,10	0,87	1,00
	005VK3	0,65	0,76	33,20	42,50	0,875	37,19	0,78	0,89
	020VK2	2,00	2,29	31,70	42,30	0,875	37,01	0,75	0,86
	025VK	2,82	2,94	33,50	41,00	0,875	35,88	0,82	0,93
	050VK2	5,05	5,01	25,80	43,50	0,875	38,06	0,59	0,68
	250VK2	25,11	25,49	24,80	46,40	0,875	40,60	0,53	0,61

In Abbildung 3.7 sind die Streubänder der in den Versuchen erzielten Abminderungen der uniaxialen Druckfestigkeit über die Querdehnung ohne Modifikationen aufgetragen. Zunächst werden die Werte der relativen Druckfestigkeit aus den einzelnen Forschungsberichten einander unverändert gegenübergestellt. In den Versuchen von *Kollegger und Mehlhorn* kam es während der Aufbringung der Druckbeanspruchung zu einem teilweise erheblichen Dehnungszuwachs in Zugrichtung (siehe Abbildung 3.7(b)). Derartige Dehnungszuwächse können bei den Scheiben der anderen Forscher nicht beobachtet werden. Die weiteren Betrachtungen erfolgen daher auf Basis der aufgebrachten Zugdehnung  $\epsilon_1$ .

Es ist zu erkennen, dass durch die vorgenommene Modifikation der Zylinderdruckfestigkeit  $f_{c,cyl}$  zur Kompensation der durch *Fehling et al.* festgestellten Störwirkungen die uniaxiale Betondruckfestigkeit bei den nicht durch Querkzug beanspruchten Scheiben (VK1, VK2, VK4, 000VK1, 000VK2, 000VK3, 000, 000VK4) mit einer maximalen Abweichung von  $-10\%$  bis  $+6\%$  erreicht wird (siehe Tabelle 3.3). Darüber hinaus kann eine Annäherung der Ergebnisse der Serien 2 und 4 in Abbildung 3.8 beobachtet werden. Die Vorgehensweise führt somit augenscheinlich zu plausiblen Ergebnissen.

Im Rahmen der Versuche VK5 und 025VK der Serie 4 von *Fehling et al.* und der kompletten



(a) In Abhängigkeit der aufgebrachtten Zugdehnung (b) In Abhängigkeit der Bruchdehnung in Zugrichtung

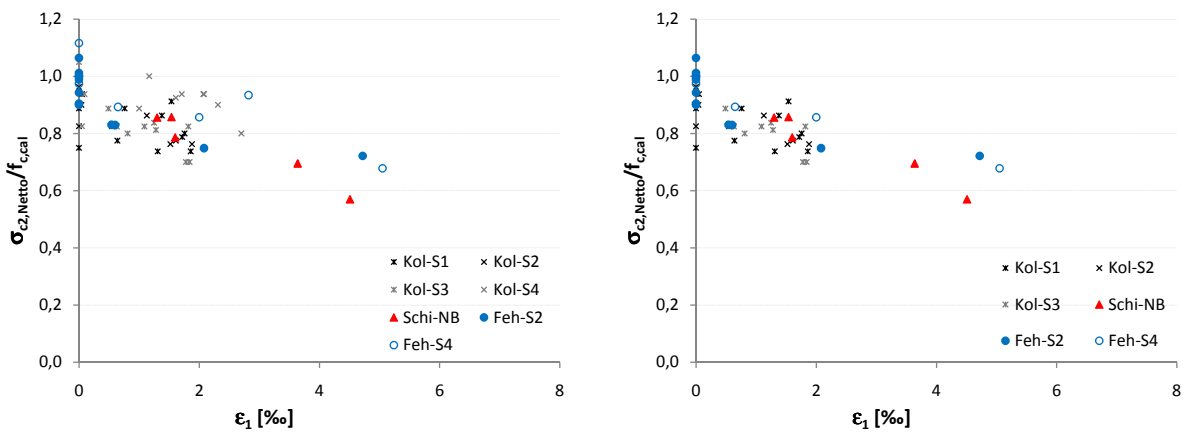
**Abb. 3.7:** Relative Betondruckfestigkeit in Abhängigkeit der Zugdehnung der Versuche von *Kollegger und Mehlhorn* [53], *Schiebl* [89] und *Fehling et al.* [33] ohne Modifikation

Serie 4 von *Kollegger und Mehlhorn* werden relativ hohe Druckfestigkeiten beobachtet. Im Fall der beiden erstgenannten Scheiben wird die Ursache durch *Fehling et al.* in einer im Vergleich zur tatsächlichen Scheibendruckfestigkeit deutlich geringeren Zylinderdruckfestigkeit vermutet [33]. Aufgrund der unter  $\pm 45^\circ$  zur Hauptspannungsrichtung geneigten Bewehrungsführung im Rahmen der Serie 4 von *Kollegger und Mehlhorn* ist eine mit erhöhten Ungenauigkeiten verbundene Ermittlung der Betondruckspannung nicht auszuschließen [33]. Aus den genannten Gründen werden diese Versuche aus der Auswertung entfernt (siehe Abbildung 3.8(b)).

### Erkenntnisse zur Abminderung der Betondruckfestigkeit

Insgesamt kann durch die Berücksichtigung der von *Fehling et al.* [33] vorgeschlagenen Modifikationen bei der Auswertung der Versuche von *Kollegger und Mehlhorn* bzw. *Schiebl* und der hier vorgenommenen Umrechnung der Zylinderdruckfestigkeit um den Beitrag der Störwirkungen bei den experimentellen Untersuchungen von *Fehling et al.* eine gute Vergleichbarkeit aller hier betrachteten Versuchsreihen der verschiedenen Forscher erreicht werden. Eine Abhängigkeit der Druckfestigkeit von der Zugdehnung ist in Abbildung 3.8(b) eindeutig zu erkennen. Die Streubreite der Ergebnisse ist in Summe dennoch sehr groß, was insbesondere bei der Betrachtung der Versuche ohne Querszugbeanspruchung deutlich wird. Bei den uniaxial auf Druck beanspruchten Scheiben beträgt die maximale Abminderung in den hier betrachteten Versuchen  $-25\%$ . Dem entgegen steht eine Tragfähigkeit von  $+6\%$  im Vergleich zur jeweiligen Zylinderdruckfestigkeit (siehe Abbildung 3.8(b)).

Die Ursachen für die festzustellende Streubreite sind vielfältig. Durch die gleichmäßige Beanspruchung der untersuchten Scheiben tritt ein Versagen unmittelbar ein, sobald an irgendeiner Stelle eine Grenztragfähigkeit erreicht bzw. überschritten wird. Ein größeres Umlagerungspoten-



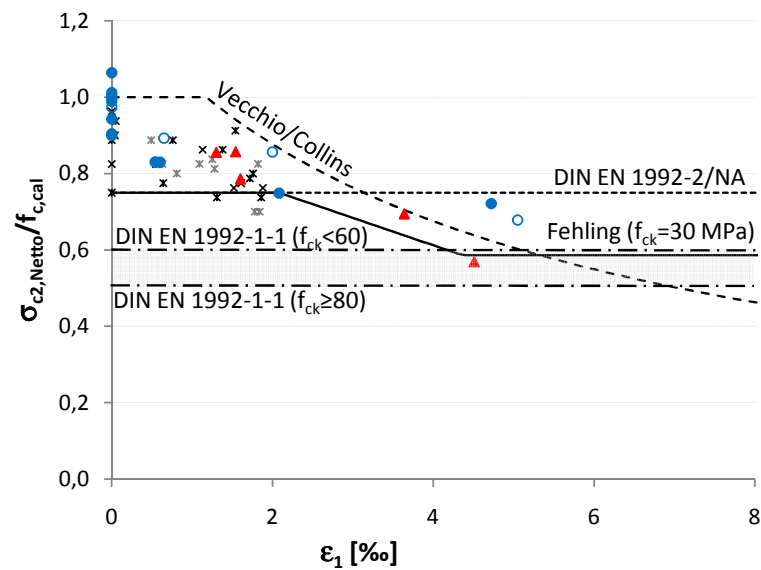
(a) Alle Versuche aus den Tabellen 3.1, 3.2, 3.3

(b) Repräsentative Versuche

**Abb. 3.8:** Relative Betondruckfestigkeit in Abhängigkeit der Zugdehnung der Versuche von *Kollegger und Mehlhorn* [53], *Schiebl* [89] und *Fehling et al.* [33] unter Berücksichtigung der Modifikation der Scheibendruckfestigkeit

tial ist bei den in der Regel sehr kleinen Versuchskörpern nicht vorhanden. Dadurch haben die zum Teil beobachteten Störeinflüsse (z.B. Entmischung des Betons, Störwirkung der Bewehrung, ungleichmäßige Lasteinleitung) sowie vom Mittelwert abweichende Festigkeitseigenschaften einen unmittelbaren Einfluss auf die im Versuch erzielte Grenztraglast. Die zu beobachtenden Streuungen sind folglich systemimmanent. Da in realen Tragwerken die Auslastung in der Regel nicht in allen Schnitten gleich groß ist, können sich Beanspruchungen in statisch unbestimmten Systemen bei Überschreitung einer Grenztragfähigkeit in einem begrenzten Bereich umlagern.

Die Auswirkungen der Abminderung der Druckfestigkeit infolge Querdehnung müssen im Rahmen der Bemessung in geeigneter Weise berücksichtigt werden. Vorschläge hierzu, die eine Abhängigkeit zur Querdehnung aufweisen, finden sich beispielsweise in *Fehling et al.* [33] oder auch *Vecchio und Collins* [97]. Die *DIN EN 1992-2/NA* sieht eine pauschale Abminderung auf 75% der uniaxialen Druckfestigkeit vor. Die *DIN EN 1992-1-1* (ohne Berücksichtigung des deutschen nationalen Anhangs) berücksichtigt die Betongüte und sieht unabhängig von der vorhandenen Querdehnung eine Reduktion der Druckfestigkeit auf 60% für Normalbeton und auf bis zu 50% für hochfeste Betone vor (siehe Abbildung 3.9).



**Abb. 3.9:** Vorschläge zur Abminderung der Betondruckfestigkeit für gerissenen Stahlbeton

### 3.5 Materialmodelle

Es existieren eine Vielzahl an Möglichkeiten, um das nichtlineare Materialverhalten von Beton im Rahmen von Simulationsrechnungen auf Grundlage der FEM zu erfassen. Bisher gibt es jedoch kein allgemein anerkanntes Modell, das alle Beanspruchungsbereiche in gleichem Maße gut abbildet. In der Regel sind die existierenden Modelle für spezielle Aufgaben entwickelt und kalibriert worden [72]. Es ist daher in Abhängigkeit von der zu untersuchenden Problemstellung zu prüfen, ob das gewählte Modell das Materialverhalten im betrachteten Beanspruchungsbereich hinreichend genau abbilden kann. Hierzu eignet sich die Nachrechnung von Versuchen, deren Trag- und Bruchverhalten bereits bekannt und in Form von Versuchsberichten dokumentiert sind. Im Rahmen der hier durchgeführten Untersuchungen erfolgt die Simulation des Tragverhaltens mit zwei unterschiedlichen Programmsystemen. Zum Einsatz kommt das Materialmodell Concrete Damaged Plasticity (CDP), das derzeit im Rahmen der Forschung häufig zur Abbildung des Schubtragverhaltens von Stahlbeton- und Spannbetonträgern eingesetzt wird (beispielsweise in [38, 51, 52, 63, 72, 74, 95]). Hierbei handelt es sich um ein elastoplastisches Schädigungsmodell mit isotropem Ver- bzw. Entfestigungsansatz (siehe Kapitel 3.6). Darüber hinaus wird das Materialverhalten des Stahlbetons mit einem äquivalent einachsigen Materialmodell auf Grundlage der nichtlinearen *Elastizitätstheorie* beschrieben (siehe Kapitel 3.7).

## 3.6 Modellierung mit *ABAQUS*

### 3.6.1 Elementansatz

Die Systemmodellierung mit dem Programmsystem *ABAQUS* erfolgt unter Verwendung linearer Hexaederelemente für den Beton. Durch die Nutzung von Elementen mit linearer Ansatzfunktion kann es bei der Nachrechnung von biegebeanspruchten Bauteilversuchen zum sogenannten *Shear Locking* [1] kommen. Die einzelnen Elemente sind nicht dazu in der Lage eine Krümmung infolge reiner Biegung abzubilden. Vielmehr kommt es trotz fehlender Schubbeanspruchung zu einer Schubverzerrung der Elemente. Insgesamt führt dies zu einer Überschätzung der Elementsteifigkeit [1, 100]. Zur Vermeidung dieses Effektes kommen Elemente mit reduzierter Integration zur Anwendung. Die Anzahl der Integrationspunkte reduziert sich hierbei von 8 (lineares Hexaederelement mit voller Integration) auf 1 (lineares Hexaederelement mit reduzierter Integration).

Durch die Lage des Integrationspunktes im Volumenelement kann sich nun bei reiner Biegebeanspruchung ein umgekehrter Effekt einstellen. Eine durch eine Biegebeanspruchung ausgelöste Verzerrung des Elements führt zu keiner Änderung des Verzerrungszustands im Integrationspunkt. Dieser Effekt wird als *Hourglassing* bezeichnet und kann zu großen Elementverformungen bis hin zum Abbruch der Berechnung führen, da kein stabiles Gleichgewicht gefunden werden kann. In den hier durchgeführten Berechnungen wird dieser Effekt durch zwei Maßnahmen vermieden. Zum einen erfolgt die Vernetzung in der Art, dass immer eine ausreichende Anzahl an Elementen über die Querschnittshöhe und ggf. Breite vorhanden ist, um ein Biegeproblem abbilden zu können. Zum anderen verfügt das verwendete Programmsystem *ABAQUS* über eine integrierte *Hourglassing*-Kontrolle [1]. Durch die Einbringung künstlicher Energie wird das Problem automatisch behoben. Hierbei wird darauf geachtet, dass das Verhältnis von künstlicher zu innerer Energie stets sehr klein bleibt. Ein negativer Einfluss auf die Ergebnisse der Berechnung kann auf diese Weise ausgeschlossen werden [1].

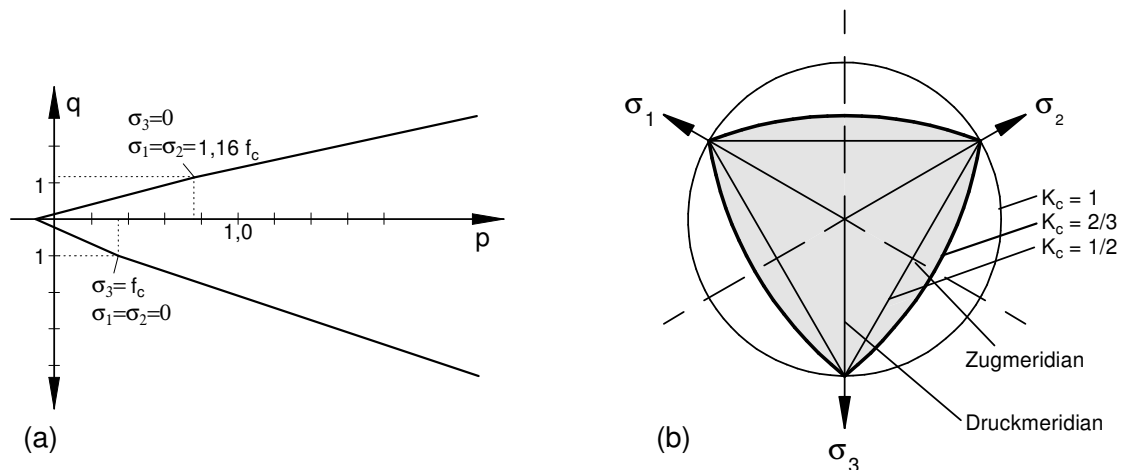
### 3.6.2 Materialmodelle für Beton und Betonstahl

#### Beton

Die Abbildung des Betonverhaltens erfolgt durch das elastoplastische Schädigungsmodell CDP. Ursprünglich wurde es von *Lubliner et al.* entwickelt [61] und durch *Lee und Fenves* [56] modifiziert. Nachfolgend erfolgt die qualitative Beschreibung der grundsätzlichen Funktionsweise des Materialmodells und der in dieser Arbeit verwendeten Parameter. Für eine umfassende Beschreibung inklusive der mathematischen Formulierung der konstitutiven Gleichungen des Modells wird an dieser Stelle auf die Veröffentlichungen [1, 35, 56, 61, 63] verwiesen.

Das plastische Materialverhalten wird durch eine Fließbedingung, die eine Fließfläche im Hauptspannungsraum definiert, beschrieben. Die Entwicklung der Fließflächen erfolgt unter



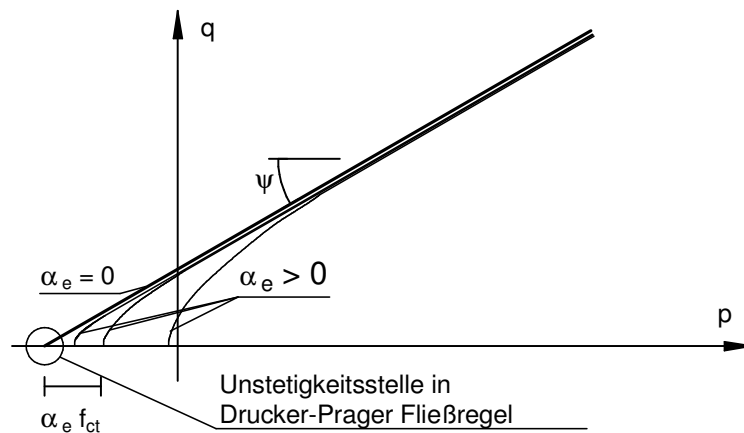


**Abb. 3.10:** Fließfläche in der (a) Meridianebene für  $K_c=2/3$  und  $f_{b0}/f_{c0}=1,16$  und in der (b) Deviatorebene für verschiedene Werte für  $K_c$  gemäß [1]

Ansatz einer isotropen Ver- bzw. Entfestigungsfunktion. Eine nicht assoziierte Fließregel dient der Beschreibung der plastischen Dehnungen nach Überschreitung der Fließfläche. Hierdurch wird den sich nicht normal zur Fließfläche entwickelnden Betondehnungen in geeigneter Weise Rechnung getragen [72].

Im Druckbereich wird die Fließfläche durch eine modifizierte Drucker-Prager Funktion beschrieben. Zunächst wird hierzu die Materialarbeitslinie unter uniaxialer Betondruckbeanspruchung vorgegeben. Die Form der Fließfläche wird im Wesentlichen durch die Formgebungsparameter  $f_{b0}/f_{c0}$  und  $K_c$  beeinflusst. Hierbei beschreibt das Verhältnis von  $f_{b0}/f_{c0}$  den Zusammenhang zwischen zweiaxialer und einaxialer Betondruckfestigkeit.  $K_c$  bestimmt die Form für triaxiale Druckspannungszustände. Der Einfluss ist sowohl in Meridian- als auch Deviatorebene gut erkennbar (siehe Abbildung 3.10). Das Materialverhalten von Beton wird mit dem dargestellten Formfaktor  $K_c = 2/3$  in guter Näherung abgebildet [1]. Der Erhöhungsfaktor  $f_{b0}/f_{c0}$  kann aus experimentellen Untersuchungen zum biaxialen Tragverhalten von Beton unter Druck-Druck Beanspruchung abgeleitet werden. Auf Basis der in Kapitel 3.2.2 beschriebenen Untersuchungen von *Kupfer* wird im Rahmen der hier durchgeführten Berechnungen ein Wert von  $f_{b0}/f_{c0} = 1,16$  angenommen.

Nach Überschreitung der Fließfläche wird das weitere Dehnungsverhalten durch eine von der Fließfläche abweichende (nicht assoziierte) Fließregel beschrieben. Diese wird durch eine plastische Potentialfunktion vom Typ Drucker-Prager beschrieben [56] und von zwei wesentlichen Parametern beeinflusst. Der erste Parameter ist  $\alpha_e$ , dieser stellt keinen Materialparameter im mechanischen Sinne dar, sondern dient der Abrundung der Potentialfunktion am Schnittpunkt mit der hydrostatischen Achse. Hierdurch wird mit  $\alpha_e > 0$  die ansonsten vorhandene Unstetigkeitsstelle entfernt und damit eine erhöhte Stabilität des Iterationsverfahrens erreicht (siehe Abbildung 3.11). Einen weiteren Parameter zur Beschreibung des Materialverhaltens



**Abb. 3.11:** Einfluss der Parameter  $\alpha_e$  und  $\psi$  auf die plastische Potentialfunktion zur Beschreibung der Fließregel

nach Überschreitung der Fließfläche stellt der sogenannte Dilatanzwinkel  $\psi$  dar. Dieser aus der Bodenmechanik stammende Parameter beschreibt die Volumenänderung eines granularen Materials unter einer Scherverzerrung. *Vermeer und de Borst* [98] beschreiben die Dilatanz am Beispiel einer möglichst dichten Packung kugelförmigen Materials. Wird auf diese Packung eine Scherbeanspruchung gegeben, so müssen sich die Kugeln auseinander bewegen. Die Folge ist eine Vergrößerung des Packungsvolumens. Dieses Verhalten lässt sich neben Böden auch auf Beton übertragen [98]. Die Höhe des Dilatanzwinkels wird in der Literatur in der Regel mit Winkeln zwischen  $30^\circ$  und  $40^\circ$  für die Simulation von Stahlbeton- und Spannbetonstrukturen angegeben (z.B. [38, 51, 63, 72]). Im Rahmen dieser Arbeit wird der Dilatanzwinkel  $\psi$  mit  $35^\circ$  angenommen.

Auf die Verwendung einer Schädigungskomponente, die zur Beschreibung zyklischer Beanspruchungen erforderlich ist, wird hier verzichtet. Der im CDP-Modell implementierte Ansatz führt mit zunehmendem Grad der Schädigung zu einer Reduktion des E-Moduls für Entlastungs- und Wiederbelastungspfade, also in Bereichen, die einen Dehnungsrückgang und im Anschluss ggf. einen erneuten Dehnungsanstieg erfahren. Bei allen nachgerechneten Versuchen handelt es sich um statisch bestimmt gelagerte Systeme, deren Beanspruchung stetig bis zum Bruch gesteigert wird. Hierbei kommt es weder zu einem wechselnden Öffnen und Schließen der Risse in den Versuchskörpern noch zu einer nennenswerten Wechselbelastung in Bereichen mit großen Druckstauchungen. Vielmehr findet ein kontinuierlicher Dehnungszuwachs in den wesentlichen Bereichen bis zum Bruch statt. Eine nennenswerte Verbesserung der Berechnungsergebnisse durch die Berücksichtigung des isotropen Schädigungsansatzes ist daher nicht zu erwarten. In Tabelle 3.4 sind die verwendeten CDP-Modellparameter zusammengestellt.

Zur Vermeidung von Netzabhängigkeiten erfolgt die Definition der uniaxialen Materialarbeitslinien für Druck- und Zugbeanspruchung nach dem von *Mark* [63] beschriebenen Regu-

**Tab. 3.4:** Modellparameter CDP

$\nu_Q$	$\psi$	$\alpha_e$	$f_{b0}/f_{c0}$	$K_c$	$\mu$
0,18	35	0,1	1,16	2/3	$5e - 6$

larisierungsansatz. Der abfallende Ast der Spannungs-Dehnungs-Beziehung im Druckbereich wird hierbei in Abhängigkeit von der Zerstauchungsenergie  $G_{cl}$  (Annahme:  $G_{cl} = 30 \frac{\text{Nmm}}{\text{mm}^2}$ ) und dem Längenparameter  $l_c$  regularisiert, um eine objektive Beschreibung des Tragverhaltens im Nachbruchbereich zu erzielen (siehe Abbildung 3.12). Die Definition erfolgt in drei Abschnitten. Im ersten Abschnitt wird das Betontragverhalten bis zu einer Beanspruchung von  $0,4 \cdot f_{cm}$  durch eine linear-elastische Spannungs-Dehnungs-Beziehung angenähert (3.1). Hieran schließt im zweiten Abschnitt bis zum Erreichen der uniaxialen Druckfestigkeit ein nichtlinearer Verlauf gemäß (3.2) an. Der abfallende Ast im dritten Abschnitt wird in Abhängigkeit des verwendeten Elementtyps und der Diskretisierung durch die Gleichungen (3.4) bis (3.8) beschrieben. Der das Dehnungsverhalten in diesem Bereich beeinflussende Schädigungsparameter  $b_c$  wird auf Grundlage der Nachrechnungen von *Mark* [63] mit  $b_c = 0,7$  angenommen.

Bereich 1:

$$\sigma_c = E_c \cdot \epsilon_c \quad 0,40 \cdot f_{cm} \geq \sigma_c \quad (3.1)$$

Bereich 2:

$$\sigma_c = \frac{E_{ci} \cdot \frac{\epsilon_c}{f_{cm}} - (\epsilon_c/\epsilon_{c1})^2}{1 + \left( E_{ci} \cdot \frac{\epsilon_{c1}}{f_{cm}} - 2 \right) \frac{\epsilon_c}{\epsilon_{c1}}} \cdot f_{cm} \quad 0,40 \cdot f_{cm} < \sigma_c \leq f_{cm} \quad (3.2)$$

mit

$$E_{ci} = \frac{2}{3 \cdot E_c} \cdot (f_{cm}/\epsilon_{c1})^2 - \frac{4 \cdot f_{cm}}{3 \cdot \epsilon_{c1}} + \frac{5}{3} \cdot E_c \quad (3.3)$$

Bereich 3:

$$\sigma_c = \left( \frac{2 + \gamma_c \cdot f_{cm} \cdot \epsilon_{c1}}{2 \cdot f_{cm}} - \gamma_c \cdot \epsilon_c + \frac{\gamma_c \cdot \epsilon_c^2}{2 \cdot \epsilon_{c1}} \right)^{-1} \quad (3.4)$$

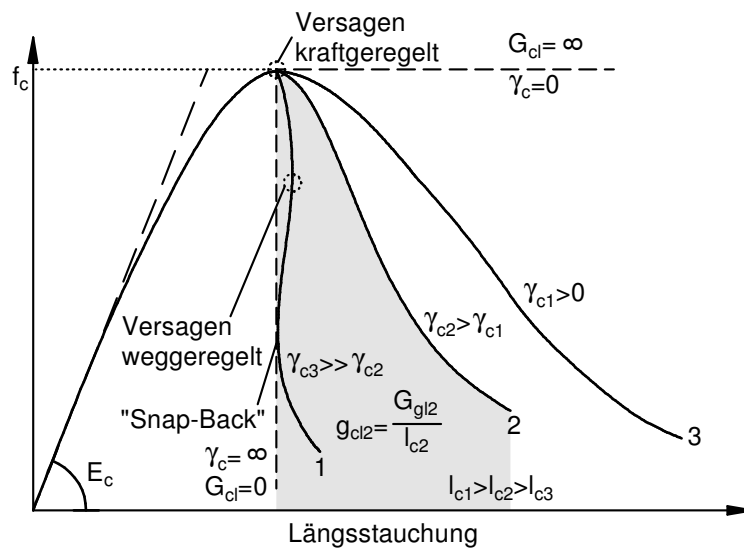
mit

$$\gamma_c = \frac{1/2 \cdot \pi^2 \cdot f_{cm} \cdot \epsilon_{c1}}{\left[ g_{cl} - \frac{f_{cm}}{2} \cdot \left( \epsilon_{c1} \cdot (1 - b_c) + \frac{b_c \cdot f_{cm}}{E_c} \right) \right]^2} > 0 \quad (3.5)$$

$$g_{cl} = G_{cl}/l_c \quad (3.6)$$

$$l_c = (V^e/n^e)^{\frac{1}{3}} \quad (3.7)$$

$$l_c \leq \frac{G_{cl}}{f_{cm} \cdot (\epsilon_{c1}(1 - b_c) + b_c \cdot f_{cm}/E_c)} \quad (3.8)$$



**Abb. 3.12:** Qualitative Darstellung des Einflusses des Längenparameters  $l_c$  bzw. der Zerstauchungsenergie  $G_{cl}$  auf die Arbeitslinie

Die Ermittlung des Längenparameters  $l_c$  nach (3.7) ist abhängig von der Größe und der Art der verwendeten Elemente. Durch die Wahl eines linearen Elementansatzes mit reduzierter Integration verfügt jedes Element über nur einen Integrationspunkt ( $n^e = 1$ ). Hieraus folgt ein vergleichsweise großer Wert für den Längenparameter. Um einen sogenannten *Snap-Back* (siehe Abbildung 3.12), einen Rücksprung des abfallenden Astes der Arbeitslinie auszuschließen, darf  $l_c$  den Maximalwert nach (3.8) nicht überschreiten. Eine solche Rückverformung kann dann eintreten, wenn der elastische Rückverformungsanteil des ungeschädigten Bereichs einer Probe größer ist als der im Lokalisierungsbereich der Schädigung eintretende plastische Verformungsanteil.

Die Modellierung des Tragverhaltens von Beton unter zentrischer Zugbeanspruchung erfolgt auf Grundlage des von *Hillerborg et al.* [41, 42] entwickelten „fiktiven Rissmodells“ (*Fictitious Crack Model*) bis zum Erreichen der Betonzugfestigkeit unter der Annahme linear-elastischen Verformungsverhaltens. Im Rahmen der Versuchsnachrechnungen wird der Mittelwert der dokumentierten Betonzugfestigkeit angesetzt. Hieraus folgt ein rechnerischer Übergang in den gerissenen Zustand bei einer Längsdehnung von  $\epsilon_{ct} = f_{ctm}/E_c$  (siehe auch Kapitel 3.2.1). Nach Überschreitung der Zugfestigkeit wird der abfallende Ast nach der von *Hordijk* in [45] entwickelten Spannungs-Rissöffnungs-Beziehung ermittelt (3.9).

$$\frac{\sigma_{ct}}{f_{ctm}} = \left[ 1 + \left( c_1 \cdot \frac{w}{w_c} \right)^3 \right] \cdot \exp \left( -c_2 \cdot \frac{w}{w_c} \right) - \frac{w}{w_c} \cdot (1 + c_1^3) \cdot \exp(-c_2) \quad (3.9)$$

mit

$$c_1 = 3; \quad c_2 = 6,93 \quad \text{nach [45]}$$

Der Parameter  $w_c$  beschreibt die kritische Rissöffnung, bei der keine Zugspannungen mehr zwischen den Rissufern übertragen werden können. Durch die mit (3.9) beschriebene Form des abfallenden Astes der Spannungs-Rissöffnungs-Beziehung lässt sich die Bruchenergie nach (3.10) ermitteln.

$$G_F = f_{ctm} \cdot w_c \left[ \frac{1}{c_2} \left( 1 + 6 \left( \frac{c_1}{c_2} \right)^3 \right) - \left( \frac{1}{c_2} + c_1^3 \left( \frac{1}{c_2} + \frac{3}{c_2^2} + \frac{6}{c_2^3} + \frac{6}{c_2^4} \right) + \frac{1}{2} (1 + c_1^3) \right) \exp(-c_2) \right] \quad (3.10)$$

Hieraus folgt für die in (3.9) genannten Werte für  $c_1$  und  $c_2$ :

$$G_F = 0,1947 \cdot w_c \cdot f_{ctm} \quad (3.11)$$

Mit dem von *Mark* [63] vorgeschlagenen Wert von  $w_c = 180\mu\text{m}$  für die kritische Rissöffnung ergibt sich somit eine berücksichtigte Bruchenergie von etwa 0,088N/mm bis 0,1N/mm für  $f_{ctm} = 2,5$  bis 3MPa (dies entspricht etwa den Betondruckfestigkeiten C25 und C30). In der Literatur finden sich verschiedene Ansätze zur rechnerischen Ermittlung der Bruchenergie. Der *Model Code 1990* [11] gibt für die Bruchenergie den in (3.12) dargestellten Zusammenhang an.  $G_F$  wird hiernach in Abhängigkeit der mittleren Betondruckfestigkeit und des Größtkorndurchmessers der Gesteinskörnung ermittelt.

$$G_F = G_{F0} \cdot (f_{cm}/f_{cm0})^{0,7} \quad \text{mit} \quad f_{cm0} = 10\text{MPa} \quad (3.12)$$

In Tabelle 3.5<sup>1</sup> sind die sich hieraus ergebenden Werte für die Bruchenergie in Abhängigkeit des Größtkorndurchmessers zusammengestellt.

Die hier verwendete Vorgehensweise führt somit zu Werten, die tendenziell über denen des *Model Code 1990* liegen. *Mark* stellt dies in [63] ebenfalls fest, führt jedoch eine gute Übereinstimmung mit experimentellen Ergebnissen an. Darüber hinaus wird die Eignung des Ansatzes durch gute Übereinstimmungen bei der Nachrechnung experimenteller Untersuchungen

<sup>1</sup>Die in Tabelle 2.1.4 des *Model Code 1990* angegebenen Werte der Bruchenergie  $G_F$  für unterschiedliche Betondruckfestigkeiten stehen im Widerspruch zum angegebenen Vorgabewert von 0,058N/mm für  $G_{F0}$  und  $d_{max} = 32\text{mm}$  in Verbindung mit (3.12). Hier wird daher ein Wert von 0,038N/mm übernommen.

**Tab. 3.5:** Bruchenergie  $G_F$  [N/mm] gemäß *Model Code 1990* [11]

$d_{max}$ [mm]	$G_{F0}$ [N/mm]	$G_F$ (C20)	$G_F$ (C25)	$G_F$ (C30)	$G_F$ (C40)
8	0,025	0,051	0,058	0,065	0,070
16	0,030	0,062	0,069	0,075	0,090
32	0,038	0,078	0,088	0,095	0,115

(z.B. in [51, 63, 72, 77]) bestätigt. Die Ermittlung der Bruchenergie nach *Model Code 2010* würde hingegen zu erheblich größeren Werten führen [38, 47].

Die Beschreibung des Zugtragverhaltens durch die Spannungs-Rissöffnungs-Beziehung ist zunächst geometrie- und damit netzunabhängig. Eine möglichst objektive Modellierung mithilfe einer Spannungs-Dehnungs-Beziehung kann durch eine von der verwendeten Elementgröße abhängigen Umrechnung erreicht werden. Die Gesamtdehnung setzt sich aus einem elastischen und einem plastischen Anteil zusammen. Bei den im Rahmen dieser Arbeit durchgeführten Rechnung ohne Berücksichtigung einer zusätzlichen Schädigungskomponente entspricht der elastische Dehnungsanteil dem Quotienten aus Rissspannung  $\sigma_{ct}$  und Elastizitätsmodul  $E_c$ . Die über die elastischen Anteile hinausgehenden plastischen Dehnungen werden nach (3.13) ermittelt.

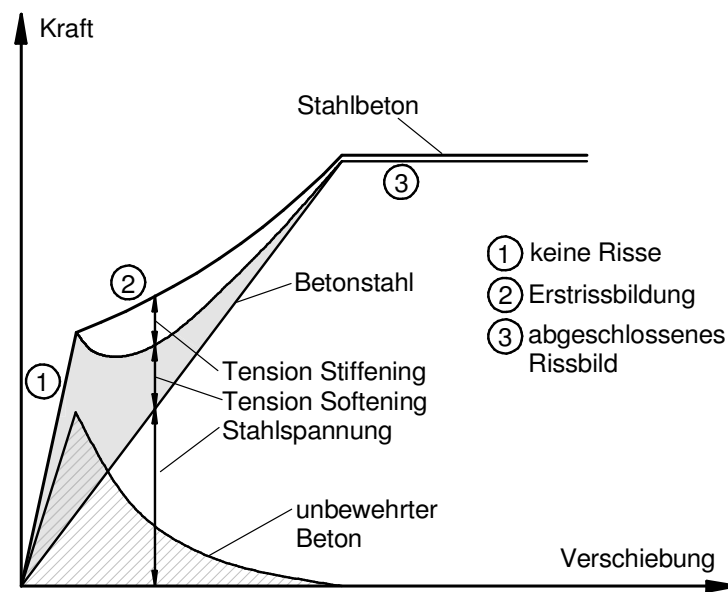
$$\epsilon_{ct}^{pl} = \epsilon_{ct}^{in} = \frac{w}{l_{ct}} \quad \text{mit} \quad l_{ct} = (V^e)^{\frac{1}{3}} \quad (3.13)$$

## Betonstahl

Die Modellierung des Betonstahls erfolgt über diskrete Fachwerkstäbe. Das Verformungsverhalten wird dabei auf Basis der dokumentierten Versuchsdaten als bilineares einaxial elastoplastisches Materialgesetz definiert.

## Verbund

Die verwendeten Bewehrungselemente werden grundsätzlich mit starrem Verbund in die Betonelemente eingebettet (*embedded element technique* [1]). Dabei werden die diskret modellierten Bewehrungsstäbe unabhängig von der Lage der Knoten in die Betonelemente integriert. Liegt ein Knoten eines Bewehrungselements innerhalb eines Betonelements wird dieser zu einem „eingebetteten Knoten“, dessen Verschiebungsfreiheitsgrade auf die interpolierten Werte der entsprechenden Freiheitsgrade des Aufnahmelements beschränkt werden [1]. Hierdurch wird eine diskrete Bewehrungsmodellierung ermöglicht, ohne eine geometrische Kompatibilität der Knoten herstellen zu müssen. Der in Kapitel 3.4.1 beschriebene Versteifungseffekt wird analog der von *Pölling* [82] beschriebenen Vorgehensweise, die an ein von *Feenstra* [32] vorgeschlagenes Verfahren angelehnt ist, berücksichtigt. Hierbei erfolgt eine Aufteilung der versteifenden Wirkung



**Abb. 3.13:** Versteifungswirkung durch Tension Stiffening und Tension Softening in Anlehnung an Pölling [82]

des Betons zwischen den Rissen auf zwei Anteile. Einen auf der Betonseite (*Tension Softening*) und einen Anteil auf der Stahlseite (*Tension Stiffening*). In Abbildung 3.13 sind die Teilbeiträge, die sich auf Grundlage der gewählten Form des abfallenden Astes der Betonzugfestigkeit nach Hordijk [45] ergeben, schematisch dargestellt. Der Anteil infolge *Tension Softening* ergibt sich aus dem in (3.9) bis (3.11) beschriebenen Tragverhalten des Betons im Nachbruchbereich. Die Berücksichtigung des zweiten Anteils am Gesamtversteifungseffekt kann beispielsweise über eine Modifikation der Stahlkennlinie erfolgen [10]. Auf eine solche Modifikation wird im Rahmen dieser Arbeit in Anlehnung an die Vorgehensweisen in [35, 51, 63, 72, 82] verzichtet.

## 3.7 Modellierung mit *SOFiSTiK*

### 3.7.1 Elementansatz

Die Systemmodellierung mit dem Programmsystem *SOFiSTiK* erfolgt mit Schalenelementen. Diese werden in mehrere Schichten, sogenannte Layer, über die Elementdicke unterteilt. Die Betonstahlbewehrung wird hierbei innerhalb einer oder mehrerer Schichten mit einer gleichmäßig über die Layerfläche verschmierten Verteilung berücksichtigt. Die Berechnung der Elementschnittgrößen erfolgt durch die Integration der Layerspannungen  $\sigma_x$ ,  $\sigma_y$  und  $\tau_{xy}$ , die in allen Elementschichten einzeln ermittelt werden [93].

### 3.7.2 Materialmodelle für Beton und Betonstahl

#### Beton und Stahlbeton

Grundlage für die Berücksichtigung des nichtlinearen Werkstoffverhaltens von Beton im Druck- und Zugbereich ist die Vorgabe einer einaxialen Spannungs-Dehnungs-Beziehung. Hierzu wird die Arbeitslinie für nichtlineare Verfahren der Schnittgrößenermittlung und für Verformungsrechnungen der *DIN EN 1992-1-1* [18] gemäß (3.14) verwendet.

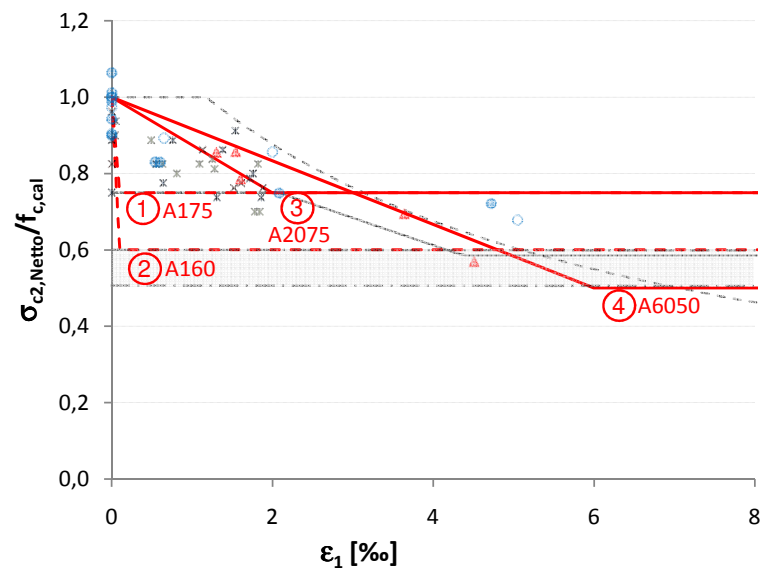
$$\frac{\sigma_c}{f_{cm}} = \frac{1,05 \cdot E_{cm} \cdot |\epsilon_{c1}| / f_{cm} \cdot (\epsilon_c / \epsilon_{c1}) - (\epsilon_c / \epsilon_{c1})^2}{1 + (1,05 \cdot E_{cm} \cdot |\epsilon_{c1}| / f_{cm} - 2) \cdot (\epsilon_c / \epsilon_{c1})} \quad (3.14)$$

Bis zum Erreichen der Zugfestigkeit wird das Tragverhalten durch eine linear-elastische Beziehung in Abhängigkeit von der Zugfestigkeit  $f_{ct}$  und dem Elastizitätsmodul  $E_c$  bestimmt. Nach Überschreitung der Rissdehnung ergibt sich die kritische Rissöffnung nach *Hillerborg* [42] unter der Annahme eines linear abfallenden Astes aus der Bruchenergie und der Zugfestigkeit zu  $w_c = 2 \cdot G_F / f_{ct}$  [93]. Die Ermittlung der Spannungs-Dehnungs-Beziehung erfolgt zunächst unabhängig von der tatsächlichen Elementgröße durch den Bezug auf die charakteristische Länge  $l_{ch} = G_F \cdot E_c / f_{ct}^2$  [42, 93]. Um zu einer netzunabhängigen Lösung zu kommen, erfolgt eine Anpassung des abfallenden Astes in Abhängigkeit einer äquivalenten Elementlänge  $l_{Gauss}$  [93] in Anlehnung an das Rissbandmodell von *Bazant* [6]. Voraussetzung für die programmintern durchgeführte Anpassung ist, dass die äquivalente Elementlänge  $l_{Gauss} = \sqrt{A_{Gauss}}$  ( $A_{Gauss}$  entspricht der Elementfläche je Integrationspunkt) größer als die charakteristische Länge  $l_{ch}$  nach *Hillerborg* ist. Wird  $l_{ch}$  maßgebend, dies ist insbesondere für kleine Elementabmessungen der Fall, kommt es gegebenenfalls zu netzabhängigen Ergebnissen bei der Modellierung von Strukturen aus unbewehrtem Beton. *Kolodziejczyk* hat dieses Phänomen in [54] ausführlich beschrieben und mit Beispielrechnungen belegt. Für die hier durchgeführten Untersuchungen an Stahlbetonbauteilen spielt der beschriebene Zusammenhang eine untergeordnete Rolle. Die Berücksichtigung der versteifenden Wirkung des Betons erfolgt in Anlehnung an die *DAfStb* Hefte 400 [12] beziehungsweise 525 [13] vollständig durch eine Modifikation der Stahlarbeitslinie [93] (siehe Kapitel 3.7.2). Der in der Regel steil abfallende Ast der Betonzugfestigkeit wirkt sich bei dieser Modellierung nicht nennenswert auf das Tragverhalten des Verbundwerkstoffes aus [54].

Zweiachiale Scheibenspannungszustände werden durch äquivalent einaxiale Spannungs-Dehnungs-Beziehungen berücksichtigt. Diese führen das Verhalten des Werkstoffes unter Druck-Druck, Druck-Zug bzw. Zug-Zug Beanspruchung für jede Hauptspannungsrichtung auf eine einaxiale Materialarbeitslinie zurück, die das Verhalten unter dem vorliegenden Spannungszustand möglichst zutreffend beschreibt. Diese Vorgehensweise geht zurück auf Untersuchungen von *Darwin und Pecknold* [15]. Die Umsetzung im Programmsystem *SOFiSTiK* wird von *Kolodziejczyk* in [54] anschaulich dargestellt.

Wie in Kapitel 3.4.3 beschrieben, wird die aufnehmbare Betondruckspannung vom vor-





**Abb. 3.14:** Untersuchungen zur Abminderung der Betondruckfestigkeit in gerissenen Stahlbetonscheiben; Bezeichnungen siehe Tabelle 7.1

handenen Querdehnungszustand beeinflusst. Zur Berücksichtigung dieses Effekts stehen im Programm grundsätzlich zwei Möglichkeiten zur Verfügung: Zum einen ist es möglich die Betondruckfestigkeit nach Querrissbildung wieder mit ihrem vollen einaxialen Wert zu berücksichtigen, zum anderen kann eine Streckung bzw. Stauchung der Arbeitslinie in vertikaler und horizontaler Richtung bei gleichbleibendem Anfangs-E-Modul angesetzt werden. Im zweiten Fall wird die Druckfestigkeit auf 75% gemindert.

Nachrechnungen von *Kolodziejczyk* [54] mit der Programmversion 12 zeigen, dass die Abminderung sprunghaft erst bei etwa 2,5‰ erfolgt, also nicht unmittelbar nach Rissbildung, sondern bei Erreichen der Streckgrenze der Querbewehrung. Die hier durchgeführten Rechnungen erfolgen mit einer experimentellen Version auf Basis der ASE Version 14.08. Im Rahmen der Experimentalversion kann der Verlauf der Druckfestigkeitsabminderung in Abhängigkeit der vorhandenen Querdehnung durch einen bilinearen Zusammenhang frei definiert werden. In Abbildung 3.14 sind vier unterschiedliche Vorgaben zur Abminderung der Betondruckfestigkeit dargestellt, deren Auswirkungen im Rahmen der hier durchgeführten Nachrechnungen untersucht werden.

Durch die mit 1 und 2 gekennzeichneten Linien wird eine Abminderung auf 75% beziehungsweise 60% der einaxialen Druckfestigkeit vorgegeben. Diese erfolgt linear bis zum Erreichen einer Querdehnung von 0,1‰, was etwa der Rissdehnung entspricht. Von diesem Punkt an wird die maximal aufnehmbare Betondruckspannung konstant gehalten. Diese Vorgehensweise repräsentiert die Vorgaben der *DIN EN 1992-1-1* mit und ohne Berücksichtigung der Regelungen des in Deutschland geltenden NA.

Der mit 3 benannte Verlauf führt in Anlehnung an die *DIN EN 1992-1-1* unter Berücksichti-

gung des in Deutschland geltenden NA zu einer Reduktion der Betondruckfestigkeit auf 75%. Im Unterschied zu den Verläufen 1 und 2 wird hier ein linearer Entfestigungsverlauf bis zum Erreichen der Fließgrenze des Bewehrungsstahls vorausgesetzt. Dieser wird auf der sicheren Seite liegend mit 2‰ angenommen. Die in den dokumentierten Versuchen festgestellten Zusammenhänge lassen eine solche Annahme als gerechtfertigt erscheinen (siehe Abbildungen 3.14 und 3.9).

Mit dem Reduktionsverlauf 4 soll der Vorschlag von *Vecchio und Collins* [97] in linearisierter Form angenähert werden.

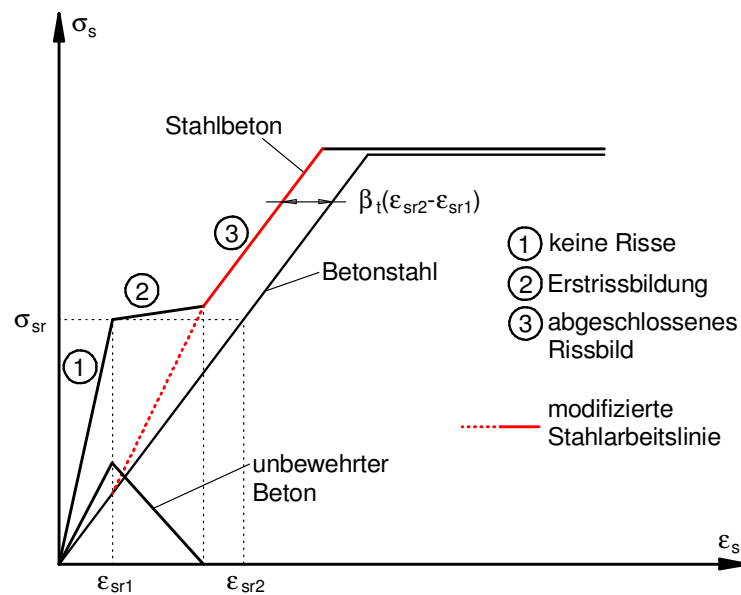
## Verbund

Im Rahmen der Berechnungen wird starrer Verbund zwischen Beton und Betonstahl angenommen. Die Bewehrung wird hierbei nicht diskret, sondern in über die Fläche der Stahl-layer verschmierter Form in die Elementmodellierung einbezogen (siehe Kapitel 3.7.1). Wie bereits erwähnt erfolgt die Berücksichtigung der versteifenden Wirkung des Betons in gerissenen Bereichen im Wesentlichen durch eine Modifikation der Stahlarbeitslinie. Bei den hier durchgeführten Untersuchungen wird diese entsprechend den Regelungen des *DAfStb* Hefts 525 [13] angepasst. Im gerissenen Zustand geschieht dies durch eine Parallelverschiebung der Arbeitslinie, sodass bei gleicher Spannung geringere Dehnungen in der Zugzone des Verbundquerschnitts berücksichtigt werden. Das Maß der Parallelverschiebung errechnet sich gemäß (3.15) und wird von folgenden Faktoren beeinflusst: Der Beiwert  $\beta_t$  dient der Berücksichtigung der Belastungsdauer. Er wird mit 0,4 für kurzzeitige und mit 0,25 für andauernde Beanspruchungen oder häufige Lastwechsel angesetzt. Die Differenz  $(\epsilon_{sr2} - \epsilon_{sr1})$  stellt den Dehnungsunterschied des Betonstahls unter Risschnittgrößen bei Betrachtung des gerissenen Querschnitts ( $\epsilon_{sr2}$ ) und des noch ungerissenen Querschnitts ( $\epsilon_{sr1}$ ) dar.

$$\beta_t \cdot (\epsilon_{sr2} - \epsilon_{sr1}) \quad (3.15)$$

Bis zum Erreichen der Risschnittgröße beteiligen sich Beton- und Stahlquerschnitt bei gleicher Dehnung entsprechend des Verhältnisses ihrer Dehnsteifigkeit am Lastabtrag. Bei weiterer Laststeigerung kommt es zum Ausfall des Betons auf Zug im Rissquerschnitt und damit verbunden zu einem sprunghaften Dehnungsanstieg im Stahlquerschnitt. Zwischen den Rissen kann sich der Beton in der Zugzone des Verbundquerschnitts am Lastabtrag beteiligen, was zu einem steiferen Systemtragverhalten führt. Die Umsetzung im Rahmen des FE-Programms ist in Abbildung 3.15 schematisch dargestellt. Bis zum Erreichen der Risschnittgröße verhalten sich Beton und Stahl linear-elastisch. Mit Beginn der Erstrissbildung wird die Differenzdehnung infolge der zugversteifenden Wirkung des Betons zwischen den Rissen linear interpoliert und die Betonzugfestigkeit fällt linear ab. Nach dem vollständigen Rückgang der Betonzugfestigkeit wird der volle Zugversteifungseffekt des Betons nach (3.15) wirksam [93].

Die Differenzdehnung nach (3.15) wird bei der Nachrechnung von Biegebalken durch die



**Abb. 3.15:** Ansatz der Zugversteifung in Anlehnung an *DAfStb* Heft 525 [13] nach [93]

Größe der mitwirkenden Betonzugzonenhöhe beeinflusst. Beim Nachweis der Mindestbewehrung zur Begrenzung der Rissbreiten wird der Wirkungsbereich der Bewehrung nach *DIN EN 1992-2/NA* zu  $2,5(h - d)$  angenommen [20]. *Kolodziejczyk* empfiehlt in [54] auf Grundlage von Versuchsbeobachtungen die Biegezugbewehrung im Rahmen nichtlinearer Berechnungen mit Schalenelementen ebenfalls auf die so ermittelte Wirkungszone zu verschmieren, insbesondere wenn es gilt, das Verformungsverhalten möglichst wirklichkeitsnah abzubilden. Ein Einfluss unterschiedlicher Größen der mitwirkenden Betonzugzone auf die Durchbiegung wird im Rahmen von Simulationsrechnungen in [54] insbesondere unmittelbar nach Rissbildung festgestellt. Mit zunehmender Beanspruchung verliert sich dieser Effekt. Im Rahmen der hier durchgeführten Simulationsrechnungen an Plattenbalkenquerschnitten wird die Biegezugbewehrung abweichend von der oben beschriebenen Empfehlung auf eine Wirkungshöhe von  $2,0(h - d)$  verschmiert modelliert. Der versteifende Effekt in der Biegezugzone wird hierdurch gegebenenfalls geringfügig unterschätzt. Begründet wird diese Vorgehensweise damit, dass die Lage der Bewehrung in Bezug auf die resultierende statische Nutzhöhe so realistischer abgebildet wird. Für die hier im Vordergrund stehenden Untersuchungen des schubfesten Gurtanschlusses, dessen Beanspruchung direkt proportional zum inneren Hebelarm und damit abhängig von der statischen Nutzhöhe ist, erscheint dies gerechtfertigt.

### Rissbildung

Das verwendete Materialmodell berücksichtigt Rissbildung in verschmierter Form (siehe Kapitel 3.7.2). Im Folgenden werden zunächst prinzipielle Modellvorstellungen zur Berücksichtigung einer verschmierten Rissbildung beschrieben. Im Anschluss wird die Umsetzung im hier verwendeten

Programmsystem *SOFiSTiK* erläutert.

Im Allgemeinen kann zwischen zwei Grundmodellen unterschieden werden:

- Modell mit fixierten Rissen (*fixed crack model*)
- Modell mit rotierenden Rissen (*rotating crack model*)

Bei den Modellen mit fixierten Rissen führt eine Überschreitung der Betonzugfestigkeit im Integrationspunkt eines Elements zur Rissentstehung. Die Rissrichtung wird normal zur Hauptzugspannungsrichtung angenommen und im Anschluss für die weitere Berechnung fixiert. Eine Veränderung des Risswinkels ist im Folgenden nicht mehr möglich. Eine beanspruchungsinduzierte Drehung der Hauptspannungsrichtung nach Rissentstehung ist daher mit der Entstehung einer Schubbeanspruchung in der Rissebene verbunden. Den Riss kreuzende Bewehrungselemente können zur Übertragung einer solchen Beanspruchung beitragen. Ein weiteres Mittel zur Übertragung von Schubspannungen stellt die Berücksichtigung einer im Rissquerschnitt verbleibenden Schubsteifigkeit dar, die mit zunehmender Dehnung stetig abfällt. Einige Modelle berücksichtigen diesen Effekt durch den sogenannten *shear retention factor*.

Bei Modellen mit rotierenden Rissen ist der Risswinkel stets normal zur aktuellen Hauptzugspannungsrichtung. Dabei ist je Hauptspannungsrichtung immer nur der zuletzt entstandene Riss aktiv. Eine Schubkraftübertragung über die Risse ist somit nicht erforderlich.

Im verwendeten Programmsystem *SOFiSTiK* werden Risse auf Grundlage des Modells mit fixierter Rissrichtung berücksichtigt. Die Schubsteifigkeit in gerissenen Elementen wird dabei unmittelbar nach Rissentstehung zu Null gesetzt. Eine Schubkraftübertragung über einmal entstandene Risse ist somit nur über die Definition einer entsprechend angeordneten Bewehrung möglich. Zum genaueren Verständnis der Umsetzung des Rissmodells wird nachfolgend der Ablauf einer nichtlinearen Systemanalyse im Hinblick auf die Festlegung der Rissrichtung beschrieben.

Nach jedem Iterationsschritt werden die Dehnungen und daraus resultierenden Spannungen ermittelt. In Elementen, in denen es zu einer Plastizierung gekommen ist, stimmen die Knotenlasten nicht mehr mit der linear-elastischen Rechnung überein. Die so entstehenden Restkräfte werden im nächsten Iterationsschritt wieder auf das System gesetzt [93]. Ein Gleichgewicht ist dann gefunden, wenn die Energie (Produkt aus Last und Verformung) konvergiert und die Restkräfte unterhalb einer festgelegten Toleranzgrenze liegen. Im Anschluss an den letzten Iterationsschritt wird die Rissrichtung festgelegt und der Riss für weitere Berechnungen fixiert. Dieser Zusammenhang ermöglicht zwei unterschiedliche Berechnungsabläufe mit voneinander abweichenden Zeitpunkten zur Festlegung der Rissrichtung:

- Traglastiteration mit auf einen Primärlastfall aufsetzender Lasterhöhung
- nichtlineare Berechnung in einem Lastschritt

Bei der Traglastiteration mit automatischem Aufsetzen auf einen Primärlastfall wird die jeweils letzte Laststufe zum neuen Primärlastfall für die weitere Laststeigerung. Die Festlegung der Rissrichtung erfolgt für jede Traglaststufe nach dem letzten Iterationsschritt der jeweils durchgeführten nichtlinearen Systemanalyse. Diese wird dann für die noch folgenden Lastschritte fixiert.

Eine Alternative zur Traglastiteration ist die unmittelbare nichtlineare Berechnung einer vorgegebenen Belastungsstufe ohne schrittweise Laststeigerung beziehungsweise die schrittweise Laststeigerung ohne die Berücksichtigung der jeweils letzten Laststufe als Primärlastfall. Hierbei erfolgt nur ein Iterationslauf beziehungsweise mehrere voneinander unabhängige Iterationen zum Nachweis eines Gleichgewichtszustandes. Da auch hier die Festlegung der Rissrichtung erst nach dem letzten Iterationsschritt erfolgt und eine Drehung der Hauptspannungsrichtungen bis dahin ungehindert möglich ist, kann so ein dem Modell mit rotierenden Rissen ähnliches Verhalten berücksichtigt werden.



# Kapitel 4

## Verifikation der Rechenmodelle

### 4.1 Allgemeines

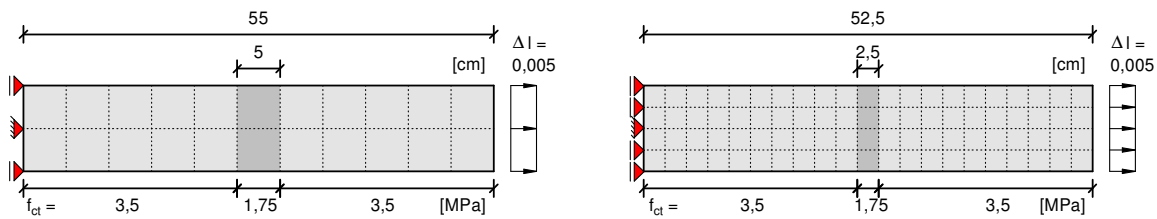
Zur Verifikation der gewählten Rechenmodelle eignet sich insbesondere die Nachrechnung von gut dokumentierten Versuchen beziehungsweise von einfachen Systemen, deren Ergebnisse auch durch analytische Betrachtungen verifiziert werden können. An dieser Stelle werden daher zunächst Simulationsrechnungen an unkomplizierten Systemen durchgeführt, um die Eignung der Modelle zu überprüfen und gegebenenfalls vorhandene Einschränkungen festzustellen.

### 4.2 Materialmodell CDP – *ABAQUS*

#### 4.2.1 Verschmierte Rissbildung

Die Eingabe der uniaxialen Materialarbeitslinie im FE-Programm erfolgt tabellarisch durch die Vorgabe von Stützstellen mit polygonalem Verlauf. Für den Zugbereich kann zwischen drei Eingabemöglichkeiten gewählt werden: Durch die Angabe der Bruchenergie wird ein linear abfallender Ast nach Überschreitung der Rissdehnung erzeugt. Dieser linearisierte Entfestigungsverlauf stellt eine starke Vereinfachung dar und wird hier nicht verwendet. Der abfallende Ast der Materialarbeitslinie kann darüber hinaus in Form einer Spannungs-Dehnungs-Linie oder einer Spannungs-Rissöffnungs-Beziehung vorgegeben werden. Letztgenannte Variante verspricht netzunabhängige Ergebnisse, ohne dass eine manuelle Anpassung in Abhängigkeit des verwendeten Elementnetzes (Regularisierung) erforderlich wird. Nachfolgend wird diese Vorgehensweise am Beispiel eines einfachen Zugstabes mit unterschiedlich feiner Diskretisierung überprüft. Dabei erfolgt die Vorgabe des Entfestigungsbereichs der uniaxialen Materialarbeitslinie wie in Kapitel 3.6.2 (3.9) beschrieben.

Betrachtet werden zwei Zugstäbe mit den Elementgrößen  $V^e = 25^3 \text{ [mm}^3\text{]}$  und  $V^e = 50^3 \text{ [mm}^3\text{]}$ . Die Abmessungen und Belastungsanordnung können Abbildung 4.1 entnommen werden. Zur Lokalisierung eines Rissbandes innerhalb der betrachteten Stäbe wird der jeweils mittleren



**Abb. 4.1:** Zugstäbe mit unterschiedlich feiner Diskretisierung; Abmessungen und Einwirkung

Elementreihe eine um 50% reduzierte Zugfestigkeit zugewiesen. Sobald die Hauptzugspannungen in den zentrisch gezogenen Stäben die verminderte Zugfestigkeit der mittleren Elementreihen erreicht, kommt es mit weiterem Dehnungszuwachs in diesem Bereich zur Entfestigung. Gleichzeitig erfahren die übrigen Elemente eine elastische Rückverformung entsprechend des Spannungsabfalls im Rissquerschnitt. Zur Erfassung der Spannungszustände nach Überschreitung der Betonzugfestigkeit ist es erforderlich, die Dehnungszunahme nicht über eine äußere Last, sondern über eine Knotenverschiebung (Wegregelung) zu steuern.

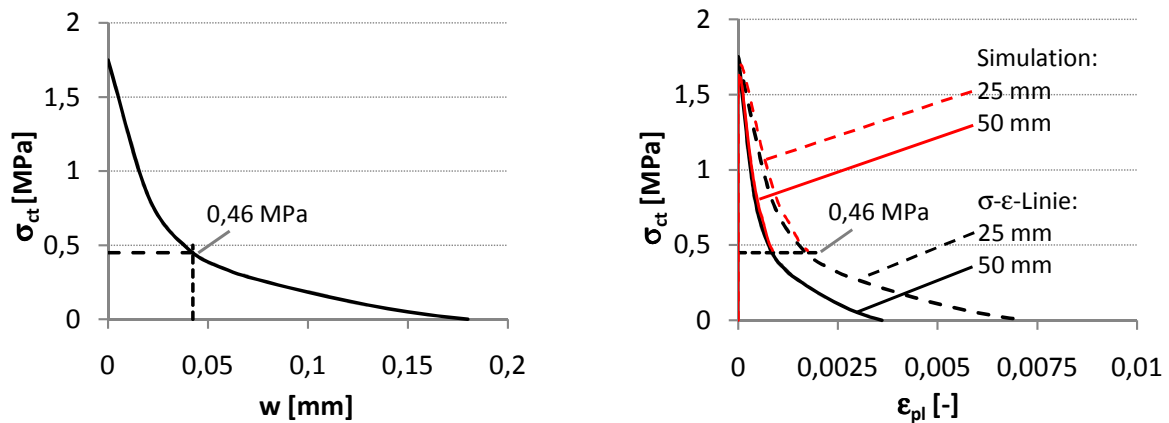
In den gerissenen Elementen werden bei gleicher Gesamtverschiebung  $\Delta l$  aufgrund der unterschiedlichen Elementgrößen voneinander abweichende mittlere Dehnungen errechnet. Diese sind darauf zurückzuführen, dass die von der Diskretisierung unabhängige Rissöffnung in beiden Fällen gleich groß ist, die Länge des entfestigten Elements jedoch nicht. Durch den in den ungeschädigten Elementen verbleibenden elastischen Dehnungsanteil entspricht die Rissöffnung nicht genau der aufgetragenen Verschiebung. Bei der hier durchgeführten Rechnung führt die Spannung im Rissquerschnitt von etwa 0,46 MPa zu einer elastischen Dehnung von  $\epsilon_{el} = \sigma/E_c = 0,46/36000 = 0,01278 \text{ ‰}$ . Daraus folgt eine Rissöffnung von etwa  $w = \Delta l - \epsilon_{el} \cdot l = 0,05 - 0,00001278 \cdot 500 \approx 0,0435 \text{ mm}$  (siehe Abbildung 4.2(a)). Der elastische Dehnungsanteil im gerissenen Element wird bei dieser Berechnung vernachlässigt. Mit Erreichen der kritischen Rissöffnung  $w_c$  kann keine Spannungsübertragung mehr stattfinden und die elastischen Dehnungsanteile verschwinden.

In Abbildung 4.2(a) ist die für die Berechnung beider Zugstäbe vorgegebene Spannungs-Rissöffnungs-Beziehung dargestellt. Die Berechnung der elementgrößenabhängigen plastischen Dehnungsanteile erfolgt gemäß (3.13) und ist zusammen mit dem Spannungs-Dehnungs-Verlauf der FE-Simulationsrechnung in Abbildung 4.2(b) dargestellt. Es ist zu erkennen, dass beide Rechnungen zu den gleichen Spannungen im Rissquerschnitt führen. Aus der gewählten Materialdefinition resultiert somit eine objektive Systemantwort.

## 4.2.2 Betonscheiben unter biaxialer Beanspruchung

Die Qualität der rechnerischen Abbildung biaxialer Spannungszustände hat für die Untersuchung des Tragverhaltens von Gurtanschlüssen einen wesentlichen Einfluss. Im Folgenden werden



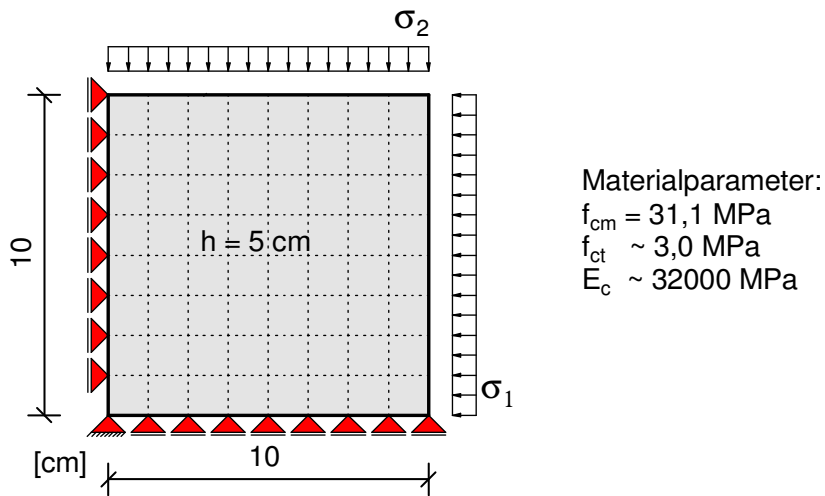


(a) Spannungs-Rissöffnungs-Beziehung

(b)  $\sigma/\epsilon$ -Beziehung und Simulationsergebnis

**Abb. 4.2:** Ergebnisse der Zugstäbe (a) Vorgabewerte (b) netzabhängige Umrechnung und Vergleich mit Ergebnissen der Simulation

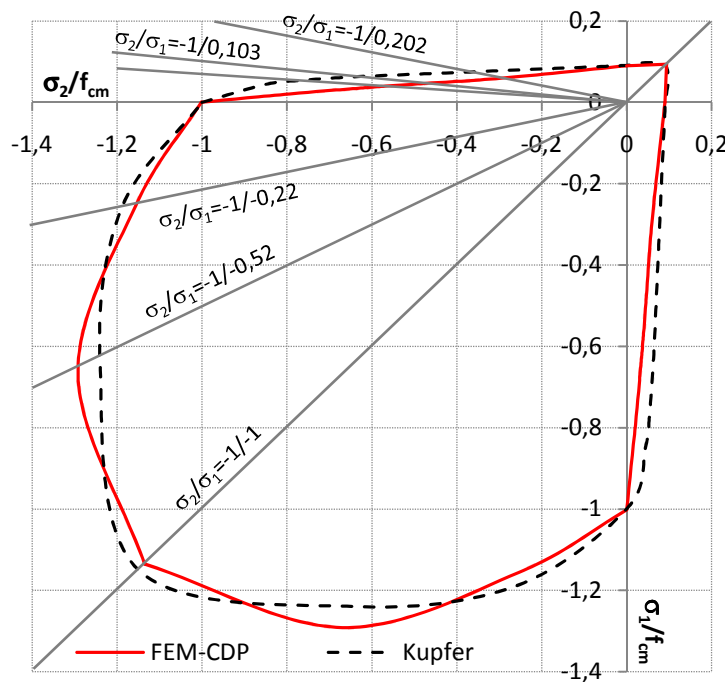
daher zunächst die Versuche an unbewehrten Betonscheiben von *Kupfer* [55] nachgerechnet. Dieser führte zerstörende Untersuchungen an Scheiben aus Normalbeton mit verschiedenen Zylinderdruckfestigkeiten durch. Hierbei wurden unterschiedliche Hauptspannungskombinationen in den Bereichen Druck-Druck, Druck-Zug und Zug-Zug proportional bis zum Versagen des Versuchskörpers gesteigert. Die Nachrechnung erfolgt ebenfalls durch proportionale Laststeigerung der angegebenen Kombinationen (siehe Tabelle 4.1). Das statische System und die verwendeten Materialkennwerte sind in Abbildung 4.3 dargestellt. Der Vergleich der Ergebnisse der numerischen Simulation führt zu guten Übereinstimmungen in den Bereichen Druck-Druck und Zug-Zug. Gewisse Abweichungen sind jedoch in den Druck-Zug Quadranten zu beobachten (siehe Abbildung 4.4), die sich jedoch aufgrund der großen Streuungen der Untersuchungswerte in diesem Bereich relativieren. Besonders deutlich werden die Abweichungen bei Betrachtung der Spannungs-Dehnungs-Verläufe für die einzelnen Beanspruchungskombinationen. Während unter reinen Druckspannungskombinationen sowohl die Traglast als auch das Spannungs-Dehnungs-Verhalten in guter Näherung durch die Simulationsrechnungen wiedergegeben werden, führt diese für gemischte Spannungszustände bereichsweise zu recht konservativen Ergebnissen. Insbesondere im Bereich hoher Druckspannungen mit gleichzeitig geringen Querkraftkräften wird die Entfestigung überschätzt (siehe Abbildungen 4.5(d,e)). Dieser Einfluss nimmt mit größer werdendem Spannungsverhältnis allmählich ab (siehe Abbildung 4.5(f)).



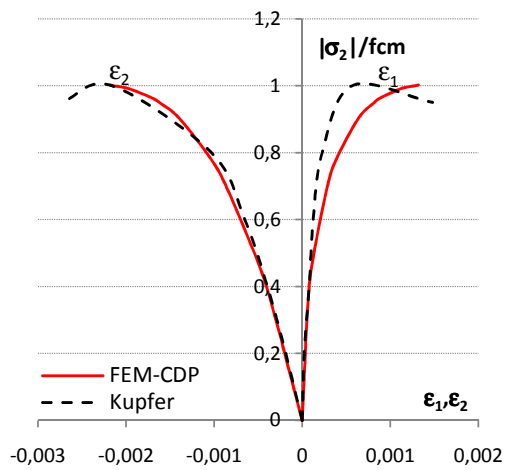
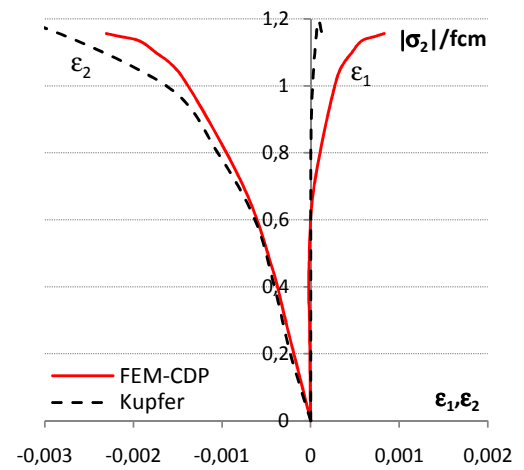
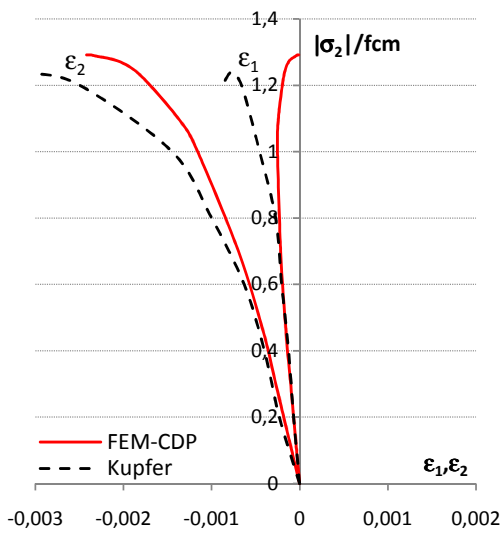
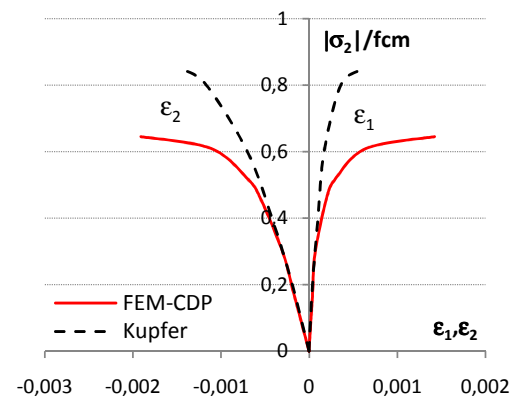
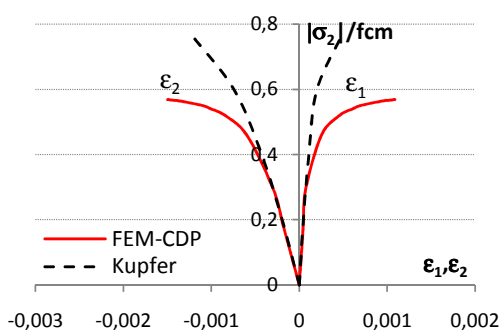
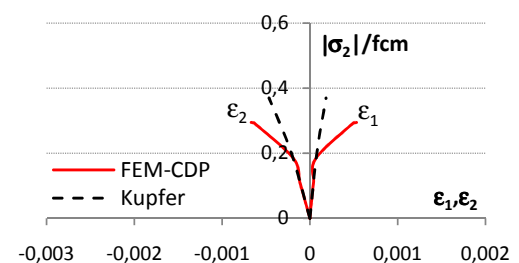
**Abb. 4.3:** Nachrechnung der Scheibenversuche von *Kupfer*; statisches System und Materialparameter

**Tab. 4.1:** Untersuchte Hauptspannungsverhältnisse nach *Kupfer* [55]

Druck-Druck				Druck-Zug				Zug-Zug			
$\frac{-1}{-1}$	$\frac{-1}{-0,52}$	$\frac{-1}{-0,22}$	$\frac{-1}{0}$	$\frac{-1}{0,052}$	$\frac{-1}{0,07}$	$\frac{-1}{0,103}$	$\frac{-1}{0,202}$	$\frac{1}{0}$	$\frac{1}{0,23}$	$\frac{1}{0,54}$	$\frac{1}{1}$



**Abb. 4.4:** Vergleich der idealisieren an die streuenden Versuchswerte angepassten Bruchkurve nach *Kupfer* aus [55] mit den Ergebnissen der Simulation

(a) Druck-Druck  $\sigma_2/\sigma_1 = -1/0$ (b) Druck-Druck  $\sigma_2/\sigma_1 = -1/-0,22$ (c) Druck-Druck  $\sigma_2/\sigma_1 = -1/-0,52$ (d) Druck-Zug  $\sigma_2/\sigma_1 = -1/0,052$ (e) Druck-Zug  $\sigma_2/\sigma_1 = -1/0,070$ (f) Druck-Zug  $\sigma_2/\sigma_1 = -1/0,202$ 

**Abb. 4.5:** Vergleich der Spannungs-Dehnungs-Verläufe für unterschiedliche Spannungsverhältnisse aus den Versuchen von *Kupfer* mit den Ergebnissen der Simulation

### 4.2.3 Auswirkung isotroper Entfestigung

Wie in Kapitel 3.5 beschrieben wird die Entfestigung des Betons im Materialmodell CDP durch einen isotropen Ansatz beschrieben. Dieser stellt eine starke Vereinfachung bei der Modellierung des tatsächlich anisotropen Werkstoffverhaltens dar. Die Auswirkungen dieser Annahme werden daher im Rahmen von Modellrechnungen mit unterschiedlichen Belastungspfaden untersucht und veranschaulicht. Im Folgenden werden die Berechnungsergebnisse beschrieben und schematisch dargestellt.

#### Beton im Zugbereich

Betrachtet wird eine Betonscheibe, die innerhalb der Ebene in beide Hauptspannungsrichtungen weggeregelt gedehnt wird. Hierbei werden zunächst zwei Varianten mit unterschiedlichen Zugbeanspruchungspfaden untersucht.

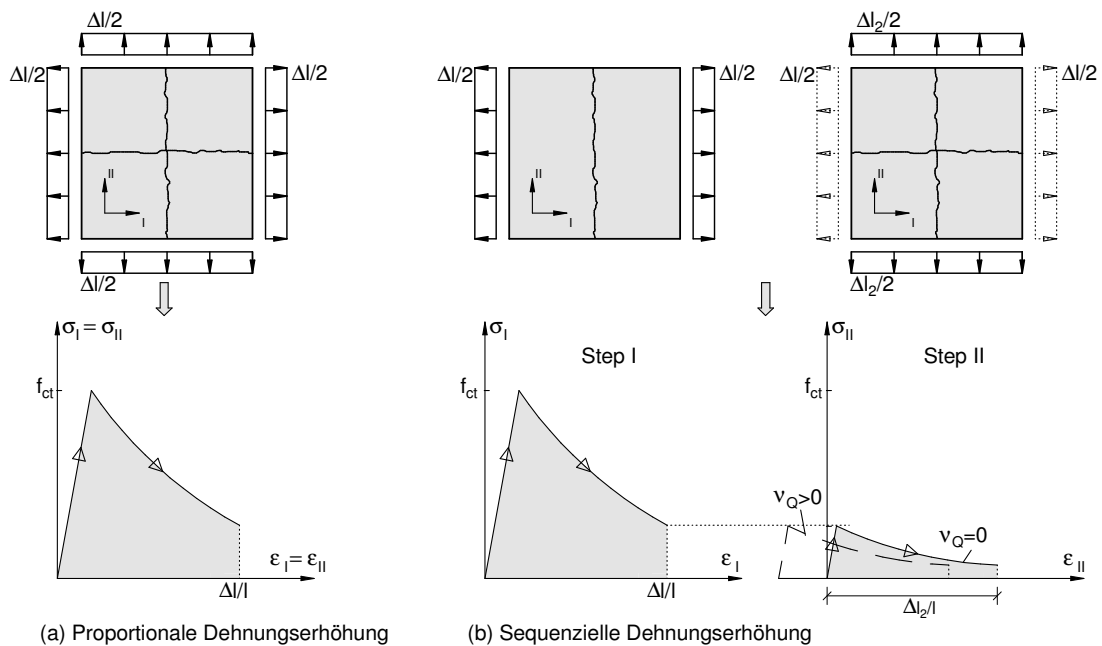
Bei der ersten Variante einer proportionalen Steigerung der aufgebrachten Knotenverschiebungen im Verhältnis 1/1 erreicht die Scheibe in beide Hauptspannungsrichtungen die volle Zugfestigkeit. Nach Überschreitung der Rissdehnung kann das gleiche Entfestigungsverhalten in beide Richtungen beobachtet werden (siehe Abbildung 4.6(a)). Dieses Verhalten deckt sich qualitativ mit den von *Kupfer* festgestellten Scheibenzugfestigkeiten unter kombinierter Zug-Zug Beanspruchung (siehe Abbildung 3.4(a), Quadrant I).

Im Fall der zweiten Variante erfolgt die Erhöhung der aufgebrachten Dehnung zunächst nur in eine Richtung. Das zuvor beschriebene Verhalten kann für diese Richtung durch das Materialmodell ebenfalls abgebildet werden. Mit Überschreitung der Rissdehnung beginnt die Entfestigung. Durch den isotropen Ansatz wird diese richtungsunabhängig gespeichert. Dies hat zur Folge, dass die Zugspannung in die zweite Richtung nur noch bis zur Rissspannung nach Zugentfestigung aus der ersten Beanspruchungssequenz linear gesteigert werden kann, bevor es zur Weiterentwicklung der isotropen Zugentfestigung kommt. In Abbildung 4.6(b) sind die beschriebenen Zusammenhänge schematisch dargestellt. Vergleichbare Untersuchungen von *Gödde* in [35] führen unter Berücksichtigung eines linearen Verlaufs der Entfestigung zu den gleichen Erkenntnissen.

In einem realen Betonbauteil kann davon ausgegangen werden, dass die Zugfestigkeit orthogonal zu einem bereits entstandenen Riss noch vollständig erreicht werden kann und eine gegenseitige Beeinflussung tatsächlich nicht stattfindet. Für einen derartigen Beanspruchungspfad führt der vereinfachte Ansatz isotroper Entfestigung folglich nicht zu realitätsnahen Ergebnissen.

#### Beton im Druckbereich

Das für die sequenzielle Zugdehnungserhöhung beschriebene isotrope Entfestigungsverhalten kann analog auf den Druckbereich übertragen werden. In Abbildung 4.7(a) sind die hier

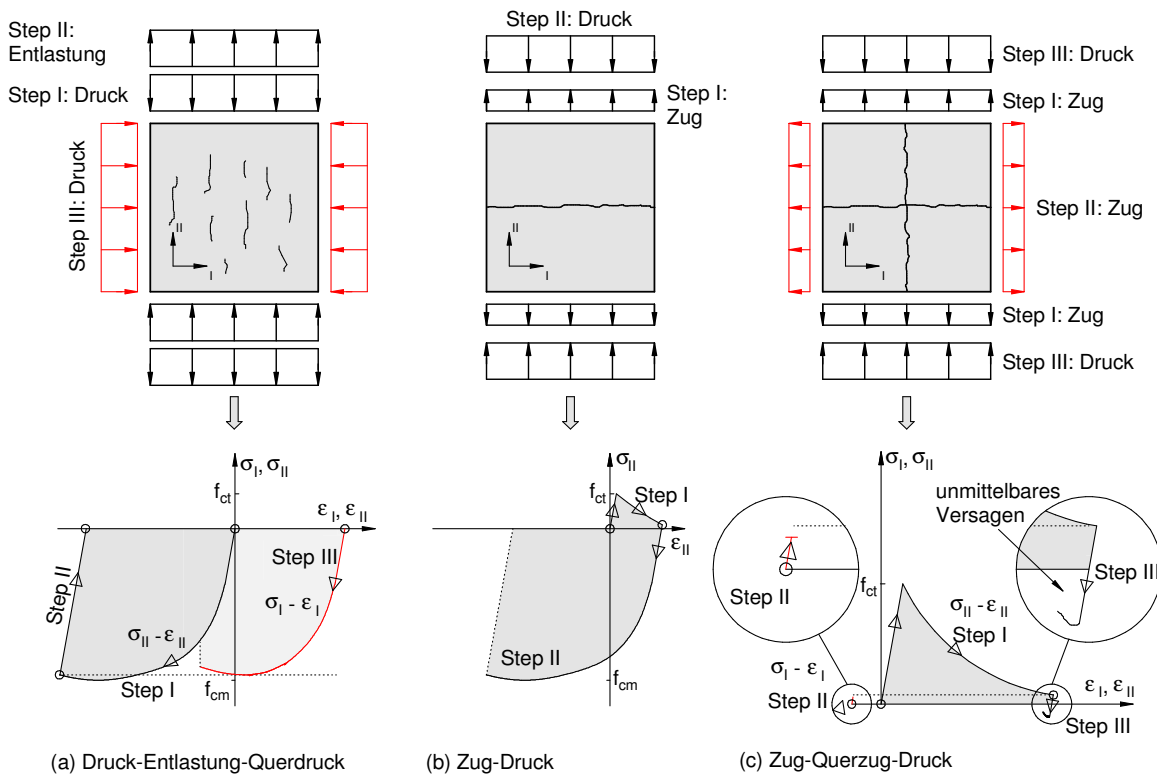


**Abb. 4.6:** Schematische Darstellung der Ergebnisse der numerischen Simulation für verschiedene Zugbeanspruchungspfade

geltenden Zusammenhänge schematisch dargestellt. Hierbei wird ein Betonelement bis in den Entfestigungsbereich hinein gestaucht (Step I) und im Anschluss vollständig entlastet (Step II). Im darauf folgenden Schritt wird eine Stauchung in Querrichtung auf das Element aufgebracht (Step III). Die bereits in der ersten Belastungssequenz entstandene Entfestigung hat zur Folge, dass die volle uniaxiale Druckfestigkeit in Querrichtung nicht mehr erreicht werden kann. Für die hier durchgeführten Untersuchungen mit monotoner Laststeigerung bis zum Bruch der jeweiligen Versuchskörper hat dieser Zusammenhang keinen nennenswerten Einfluss auf die Qualität der Ergebnisse.

Bei Kombinationen aus Zug- und Druckbeanspruchung werden zwei Varianten untersucht und exemplarisch dargestellt. In der Variante 1 (Abbildung 4.7(b)) wird ein Element zunächst uniaxial gedehnt und im Anschluss in die gleiche Richtung gestaucht. Die Zugentfestigung aus der ersten Belastungssequenz (Step I) wird gespeichert. Diese wirkt sich jedoch nicht ungünstig auf die anschließende Druckbeanspruchung (Step II) aus. An einem realen Bauteil kann davon ausgegangen werden, dass der unter Zug entstandene Riss im Anschluss vollständig überdrückt wird und keinen negativen Einfluss auf das Tragverhalten unter der anschließenden Druckbeanspruchung hat. Das Materialmodell bildet dies somit realitätsnah ab. Die isotrope Zugentfestigung wirkt sich nur auf weitere Zugbeanspruchungen aus und nicht auf den Druckbereich.

Eine Zugkraft in Querrichtung hat jedoch bekanntlich einen unmittelbaren Einfluss auf die ertragbare Druckbeanspruchung in Längsrichtung (siehe Abbildung 3.4(a), Quadranten II und IV).



**Abb. 4.7:** Schematische Darstellung der Ergebnisse der numerischen Simulation für verschiedene Druck- und Zug-Druck-Pfade

Daher wird in einer weiteren Rechnung überprüft, wie sich die isotrope Zugentfestigung hierauf auswirkt. Die Dehnungs- und Stauchungssequenz in die untersuchte Hauptelementrichtung (II) unterscheiden sich nicht von der zuvor durchgeführten Rechnung. Jedoch wird im Anschluss an die Aufbringung der Zugdehnung in Richtung (II) eine Zugkraft in Querrichtung (I) aufgebracht. Da die isotrope Zugentfestigung im untersuchten Element bereits weit fortgeschritten ist, kann nur noch eine sehr kleine Zugkomponente in Querrichtung aufgebracht werden. Eine anschließende Stauchung in Hauptrichtung (II) führt unmittelbar zum rechnerischen Versagen des Elements, bei jetzt nach erfolgter Entfestigung nur noch entsprechend kleiner Bruchfestigkeit. Die schematische Darstellung des beschriebenen Ablaufs kann Abbildung 4.7(c) entnommen werden. Bei einem realen Probekörper kann davon ausgegangen werden, dass der erste Riss keinen Einfluss auf die Zugtragfähigkeit in Querrichtung hat. Die sehr geringe aufgebrachte Querkzugkraft hätte zudem keinen nennenswerten Einfluss auf die Drucktragfähigkeit in Hauptrichtung (II).

### Schlussfolgerungen

Bei den im Rahmen dieser Arbeit durchgeführten Nachrechnungen gegliederter Querschnitte steht die Untersuchung des Tragverhaltens der schubfesten Verbindung der Gurte an die

Stege im Fokus. In einem Anschlusselement müssen hierbei Kombinationen aus Druck- und Zugbeanspruchung abgebildet werden, um die Schubkraftübertragung im Anschnitt zum Steg realitätsnah zu berücksichtigen. Aufgrund der durchgeführten Untersuchungen kann ein Einfluss der isotropen Entfestigung auf das rechnerische Tragverhalten, insbesondere bei größeren Drehungen der Hauptspannungsachsen nach Entfestigungsbeginn oder in Bereichen mit großen mehraxialen Zugdehnungen (Zuggurte), nicht völlig ausgeschlossen werden. Im Rahmen der Nachrechnung von Balken unter hohen Schubbeanspruchungen wird das Materialmodell derzeit häufig eingesetzt und liefert ungeachtet der Vereinfachungen meist zutreffende Ergebnisse [38, 51, 52, 63, 72, 74, 95]. Etwaige Auswirkungen der beschriebenen Einschränkungen auf die hier untersuchten Träger mit Druckgurtanschluss lassen sich im Vorfeld nur schwer einschätzen und werden daher im Einzelfall überprüft.

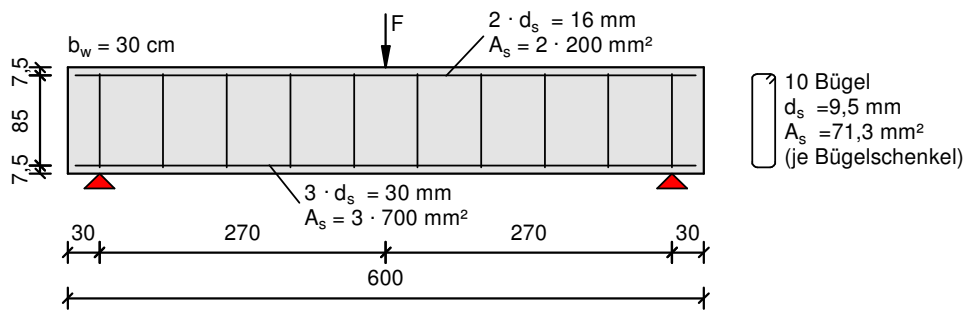
#### 4.2.4 Anwendung des Rechenmodells auf einen schubbeanspruchten Träger mit einfacher Querschnittsgeometrie

Bevor das Modell auf die Simulation des Tragverhaltens gegliederter Querschnitte angewandt wird, erfolgt die Nachrechnung eines Balkens mit einer einfacheren Querschnittsgeometrie. Diese dient der Überprüfung der Modelleignung im Hinblick auf die Abbildung von Schubversagen schwach bewehrter Stahlbetonquerschnitte. Zusätzlich wird der Einfluss unterschiedlich feiner Diskretisierungen, der Art der Lastaufbringung (Kraft- oder Wegregelung) und der Ausnutzung der Symmetrieeigenschaften des statischen Systems auf die Ergebnisse der Modellrechnungen überprüft.

Bei dem untersuchten Rechteckbalken mit  $b \cdot h = 0,30 \cdot 1,00 \text{ [m}^2\text{]}$ , der mit einer Gesamtlänge von 6m und einer Länge zwischen den Auflagern von 5,4m im 3-Punkt-Biegeversuch getestet wurde, handelt es sich um den Versuchsträger BM100, den *Podgorniak-Stanik* im Rahmen seiner Master Thesis [81] getestet hat. Einige der hier dargestellten Ergebnisse der Simulationsrechnungen sind auch in [77] beschrieben.

Die Werkstoffkennwerte der verwendeten Materialien nach [81] können der Tabelle 4.2 entnommen werden. Für die Betonzugfestigkeit  $f_{ct}$ , den E-Modul  $E_c$  und die Zugfestigkeit der unteren Längsbewehrung  $f_t$  werden hierbei sinnvolle Werte angenommen, da diese in [81] nicht dokumentiert sind. Die Geometrie des Versuchsbalkens sowie die Bewehrungsführung sind in Abbildung 4.8 dargestellt.

Um Konvergenzprobleme bei der Berechnung von Stahlbetonstrukturen zu vermeiden, bietet das Materialmodell CDP die Möglichkeit, einen sogenannten Viskositätsparameter  $\mu$  zu definieren (siehe Tabelle 3.4). Durch diesen Dämpfungsparameter können Strukturen, die ein ausgeprägt nichtlineares Materialverhalten aufweisen, künstlich stabilisiert werden. Wird ein zu großer Wert für den Viskositätsparameter gewählt, so kann dies einen negativen Einfluss auf das Ergebnis der Systemanalyse haben. Die ermittelten Traglasten werden hierbei gegebenenfalls überschätzt. Es wird daher versucht, den Wert nur so groß wie für eine stabile Systemanalyse



**Abb. 4.8:** Versuchsanordnung und Bewehrungsführung des Trägers BM100 aus [81]

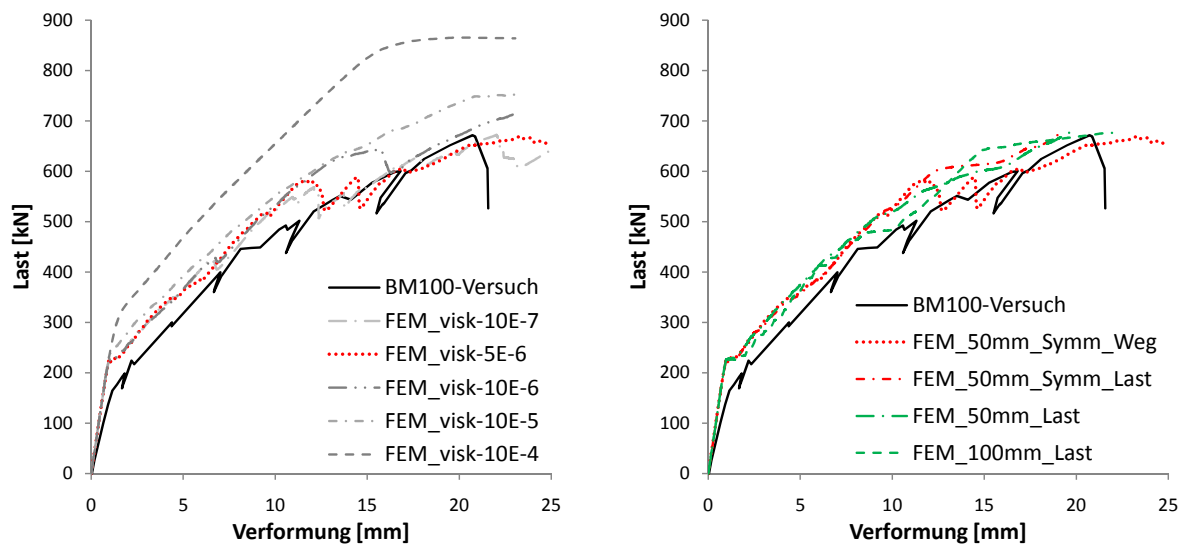
**Tab. 4.2:** Bei der Nachrechnung berücksichtigte Materialparameter (Versuchsbalken BM100)

Beton	$f_{cm}$ [MPa]	$f_{ct}$ [MPa]	$E_c$ [MPa]
	46	3,9	32800
Bügelbewehrung	$f_{ym}$ [MPa]	$f_t$ [MPa]	E [MPa]
	508	778	200000
Längsbewehrung unten	$f_{ym}$ [MPa]	$f_t$ [MPa]	E [MPa]
	550	650	200000
Längsbewehrung oben	$f_{ym}$ [MPa]	$f_t$ [MPa]	E [MPa]
	437	643	200000

nötig beziehungsweise so klein wie möglich zu wählen. Der Einfluss verschiedener Werte des Viskositätsparameters auf das Ergebnis der Simulation kann Abbildung 4.9(a) entnommen werden. Der Dämpfungsparameter wird hierbei schrittweise so weit herabgesetzt, bis sich das Ergebnis nicht mehr signifikant ändert. Es ist zu erkennen, dass sich bei diesem Modell die Last-Verformungskurven für Parameter  $\mu \leq 10E-6$  nicht mehr nennenswert ändern und gute Übereinstimmungen mit dem im Versuch beobachteten Verformungsverhalten erzielt werden. Alle im Rahmen dieser Arbeit durchgeführten weiteren Rechnungen wurden mit Viskositätsparametern  $\mu \leq 5E-6$  durchgeführt.

Auf die Variation der Elementgrößen (max.  $50 \cdot 50 \cdot 50 \text{ mm}^3$  und max.  $100 \cdot 100 \cdot 100 \text{ mm}^3$ ), die Art der Lastaufbringung (Wegregelung oder Lastregelung) und die Ausnutzung der doppelten Symmetrie bei der Systemmodellierung reagiert das System in den gewählten Grenzen unempfindlich (siehe Abbildung 4.9(b)). Bei den Berechnungen werden die von der FE-Netzgröße abhängigen Entfestigungsbereiche der uniaxialen Materialarbeitslinien wie in





(a) Variation des Viskositätsparameters (maximale Elementgröße  $50 \cdot 50 \cdot 50 \text{ mm}^3$ , weggeregelt, Ausnutzung der Symmetrie) (b) Variation der Elementgröße, Symmetriebedingung, Lastaufbringung ( $\mu = 5E-6$ )

**Abb. 4.9:** Einfluss verschiedener Randbedingungen auf das Simulationsergebnis aus [77]

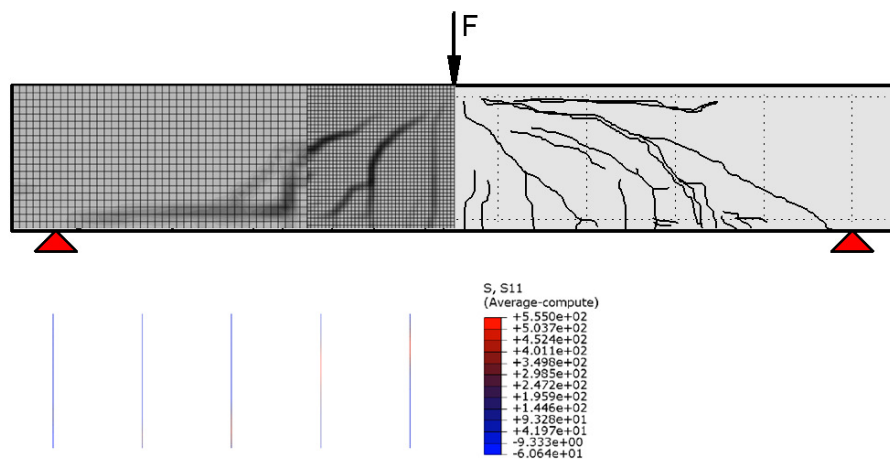
Kapitel 3.6.2 beschrieben angepasst.

Die Nachrechnung des Versuchsträgers liefert gute Übereinstimmungen mit dem dokumentierten Ergebnissen. Das Last-Verformungsverhalten kann sehr gut abgebildet werden. Die Steifigkeit wird im Rahmen der Simulation im Zustand I in der Tendenz ein wenig überschätzt. Die Biegerissbildung setzte in der experimentellen Studie früher ein als in der Simulation. Dies spricht dafür, dass die hier rechnerisch angesetzte Betonzugfestigkeit etwas größer ist als im realen Bauteilversuch.

*Podgorniak-Stanik* beschreibt in [81] ein mit dem Ausfall der Bügelbewehrung einhergehendes Schubversagen des Trägers bei einer Pressenkraft von  $F = 336 \cdot 2 = 672 \text{ kN}$ . Diese Laststufe wird auch in der Simulationsrechnung mit sehr guter Übereinstimmung erreicht und von einem Fließen der Bügelbewehrung begleitet (siehe Abbildung 4.10). Die Bereiche des Rechenmodells, in denen auf Basis der Auswertung der plastischen Dehnungen eine Schubrissbildung wahrscheinlich ist, konzentrieren sich jedoch im Vergleich zum Realversuch in einem etwas kleineren Bereich. In Abbildung 4.10 sind die plastischen Dehnungen zur Identifikation der Bereiche, in denen eine Rissbildung wahrscheinlich ist, dargestellt.

## 4.2.5 Fazit

Das Werkstoffverhalten von Beton kann durch das verwendete Materialmodell CDP unter Berücksichtigung der in Kapitel 3.6 beschriebenen Randbedingungen gut abgebildet werden.



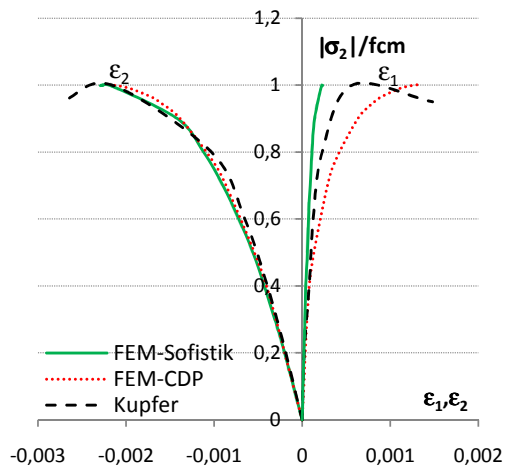
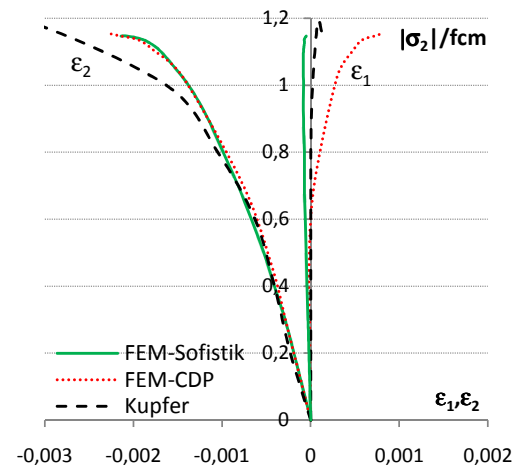
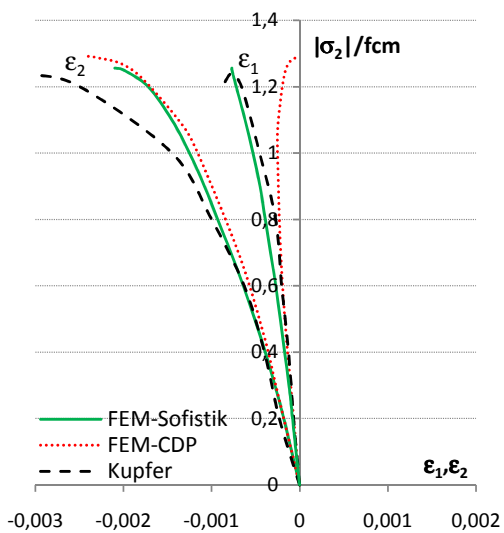
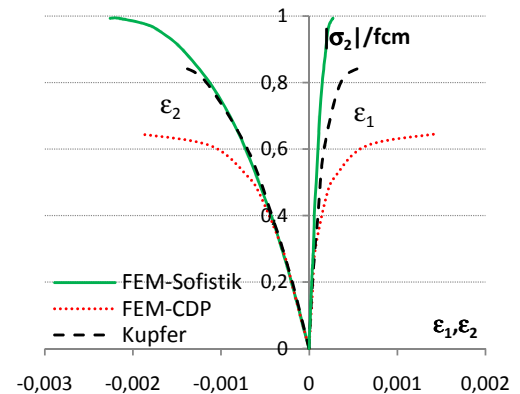
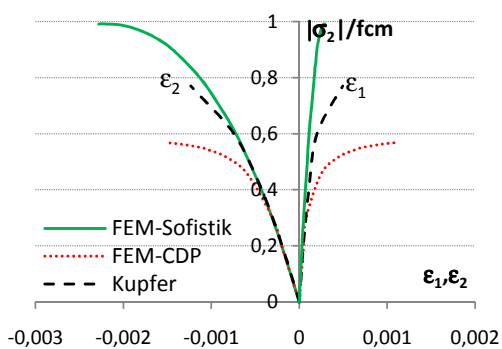
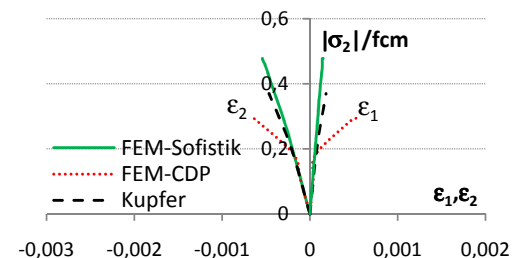
**Abb. 4.10:** Schematische Darstellung des Rissbilds im Versuch nach [81] und der plastischen Dehnungen in der Simulation (oben), Bügelspannungen (unten)

Der Regularisierungsansatz zur Vermeidung von netzabhängigen Ergebnissen bei der Ermittlung der verschmierten Rissbildung führt zu einer objektiven Systemantwort. Unter einachsiger Druck- und Zugbeanspruchung sowie mehrachsiger Druckbeanspruchung werden ebenfalls sehr gute Nachrechnungsergebnisse erzielt. Mögliche Auswirkungen des isotropen Entfestigungsansatzes und des tendenziell als konservativ einzustufenden Modellverhaltens unter kombinierter Druck-Zug-Belastung (siehe Abbildung 4.4) sind bei der Auswertung weiterer Versuchsnachrechnungen im Einzelfall zu prüfen. Die guten Übereinstimmungen der rechnerischen mit den im Versuch dokumentierten Ergebnissen bei dem hier im Rahmen der Modellverifikation untersuchten Balken (Kapitel 4.2.4) sind jedoch ein Beleg für die grundsätzliche Eignung des verwendeten Modells zur Simulation schubbeanspruchter Träger.

## 4.3 Nichtlineare *Elastizitätstheorie* – *SOFiSTiK*

### 4.3.1 Betonscheiben unter biaxialer Beanspruchung

Wie schon in Kapitel 4.2.2 dienen die Scheibenversuche von *Kupfer* [55] als Grundlage zur Verifikation der realitätsnahen Erfassung zweiaxialer Spannungszustände. Die Modellierung des Systems mit Schalenelementen erfolgt in Anlehnung an die Abbildung 4.3. Die Ergebnisse der Simulationsrechnungen können Abbildung 4.11 entnommen werden. Es ist zu erkennen, dass das zweiaxiale Tragverhalten in den Bereichen Druck-Druck und Zug-Zug sowohl in Bezug auf das Spannungs-Dehnungs-Verhalten als auch auf die erzielten Bruchlasten sehr gut durch die Simulationsrechnungen erfasst wird. Im Druck-Zug-Bereich wird die Tragfähigkeit des unbewehrten Betons im Vergleich zu den Untersuchungen von *Kupfer* teilweise etwas überschätzt.

(a) Druck-Druck  $\sigma_2/\sigma_1 = -1/0$ (b) Druck-Druck  $\sigma_2/\sigma_1 = -1/-0,22$ (c) Druck-Druck  $\sigma_2/\sigma_1 = -1/-0,52$ (d) Druck-Zug  $\sigma_2/\sigma_1 = -1/0,052$ (e) Druck-Zug  $\sigma_2/\sigma_1 = -1/0,070$ (f) Druck-Zug  $\sigma_2/\sigma_1 = -1/0,202$ 

**Abb. 4.11:** Vergleich der Spannungs-Dehnungs-Verläufe für unterschiedliche Spannungsverhältnisse aus den Versuchen von *Kupfer* mit den Ergebnissen der Simulation mit *SOFiStiK*

Für die Untersuchungen an im GZT gerissenen Stahlbetonelementen hat dies jedoch keine nennenswerten Auswirkungen, da die Abminderung der Betondruckfestigkeit in Abhängigkeit zu der vorhandenen Querdehnung erfolgt und bei der hier verwendeten experimentellen Programmversion frei definiert werden kann (siehe Kapitel 3.7.2, Abbildung 3.14). Das verwendete Rechenmodell bildet das Tragverhalten der Betonscheiben unter biaxialen Spannungszuständen somit gut ab. Zum Vergleich sind in Abbildung 4.11 neben den Ergebnissen der experimentellen Studien von *Kupfer* und denen der Simulationsrechnungen mit dem FEM-Programm *SOFiSTiK* auch die mit dem Materialmodell CDP erzielten Ergebnisse dargestellt.

### 4.3.2 Stahlbeton unter Zugbeanspruchung

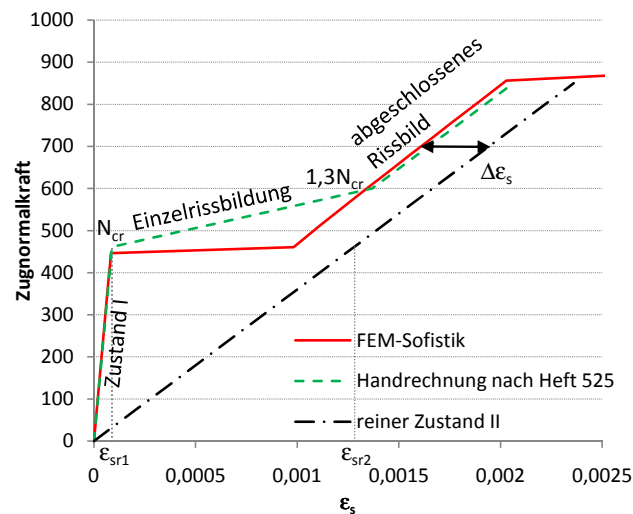
Die zugversteifende Wirkung des Betons bei der Simulation des Tragverhaltens von Stahlbetonquerschnitten wird nahezu vollständig durch die Modifikation der Stahlarbeitslinie berücksichtigt. Der im Allgemeinen steil abfallende Ast der Betonzugfestigkeit hat hierbei keinen nennenswerten Einfluss auf das Ergebnis der FE-Berechnung [54] nach Abschluss der Rissbildung (siehe Kapitel 3.7.2). Daher werden an dieser Stelle keine weiteren Rechnungen an unbewehrten Betonelementen zur Verifikation des Rechenmodells durchgeführt. Hierzu sei auf die Arbeit von *Kolodziejczyk* [54] verwiesen, die umfangreiche rechnerische Untersuchungen zum Modellverhalten an unbewehrten Betonelementen unter Zugbeanspruchung durchgeführt hat.

Zur Überprüfung der Modellierung der zugversteifenden Wirkung des Betons und der Umsetzung im Programm erfolgt hier zunächst die Berechnung eines bewehrten Zugstabes. Die Ergebnisse der Simulation werden mit einer Handrechnung entsprechend den Vorgaben des *DAfStb* Hefts 525 [13] verglichen. Für die Berechnung relevante Daten können Tabelle 4.3 entnommen werden.

**Tab. 4.3:** Parameter Zugstab

$A_c$ [m <sup>2</sup> ]	$f_{ct}$ [MPa]	$E_c$ [MPa]	$A_s$ [m <sup>2</sup> ]	$f_{yk}$ [MPa]	$E_s$ [MPa]	$\beta_t$ [-]
0,15	2,9	32837	0,0018	500	200000	0,25 (Dauerlast)

Die Ergebnisse der Rechnung mit nichtlinearer FEM und der Handrechnung nach *DAfStb* Heft 525 [13] sind in Abbildung 4.12 dargestellt. Die Ermittlung von  $\Delta\epsilon_s$  erfolgt hierbei nach (3.15). Es ist zu erkennen, dass die Rechnungen nach Abschluss der Rissbildung zu gleichen Ergebnissen führen. In der Phase von der Erstrissbildung bis zum abgeschlossenen Rissbild wird nach [13] von einem Lastzuwachs von etwa 30% ausgegangen. Diese sogenannte Einzelrissbildungsphase kann im FE-Rechenmodell an einem Zugstab mit konstanter Zugfestigkeit nicht erfasst werden. Durch die Berücksichtigung einer streuenden Zugfestigkeit kann diese Phase ebenfalls rechnerisch abgebildet werden [54].

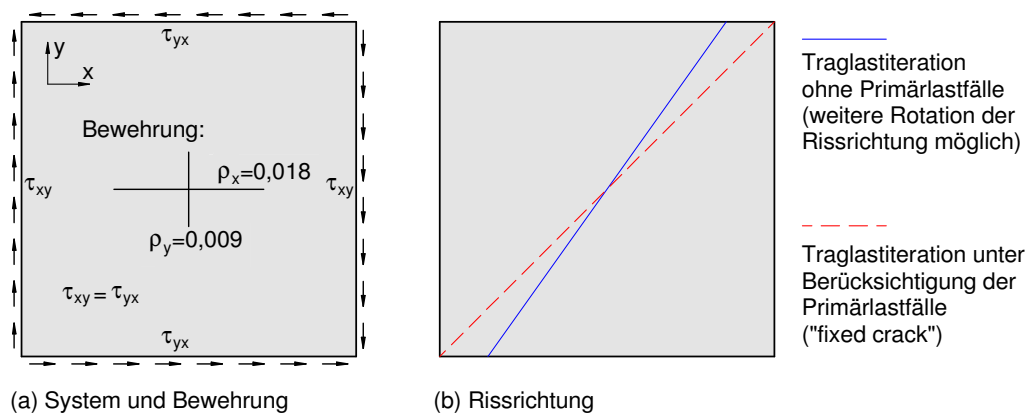


**Abb. 4.12:** Last-Verformungsverhalten eines Zugstabes, Vergleich FEM mit Handrechnung

### 4.3.3 Abhängigkeit der Rissrichtung von der Art der Lastaufbringung

Das in Kapitel 3.7.2 beschriebene Rissverhalten wird anhand einer Beispielrechnung dargestellt. Betrachtet wird eine Scheibe unter reiner Schubbeanspruchung. Die Bewehrung ist parallel zu den Rändern im Verhältnis  $\rho_x/\rho_y = 2/1$  gleichmäßig verteilt. Es werden zwei Traglastiterationen durchgeführt, um die Festlegung der Rissrichtung im Modell zu untersuchen. In Abbildung 4.13 ist das System mit Beanspruchung und der Bewehrungsverteilung dargestellt. Die erste durchgeführte Traglastiteration setzt auf einen Primärlastfall auf, der etwa zur Erstrissbildung führt. Diese Rissrichtung (hier etwa  $45^\circ$ ) wird im Anschluss für alle weiteren Traglaststeigerungen fixiert. Bei der zweiten Traglastiteration werden keine Primärlastfälle berücksichtigt. Für jede untersuchte Einwirkungshöhe erfolgt die Rechnung somit am zunächst ungerissenen System. Da die Rissrichtung erst im Anschluss an den letzten Iterationsschritt festgelegt wird, ist eine Drehung der Hauptspannungsrichtungen ungehindert möglich. In Abbildung 4.13(b) sind die auf diese Weise rechnerisch ermittelten Rissrichtungen eingetragen. Das in Kapitel 3.7.2 beschriebene Verhalten wird somit durch die Modellrechnungen bestätigt.

Im hier untersuchten Beispiel kommt es zu einer Drehung der Hauptspannungs- und damit Rissrichtung bei steigender Beanspruchung, ohne dass sich die Einwirkungsrichtung ändert. Dieses Modellverhalten ist auf die unterschiedlichen Steifigkeitsverhältnisse der beiden Hauptbewehrungsrichtungen zurückzuführen. Im Zustand I wird die Dehnsteifigkeit der Scheibe maßgeblich vom ungerissenen Betonquerschnitt beeinflusst und ist somit in alle Richtungen ähnlich groß. Durch den Übergang in den gerissenen Zustand II ändern sich die Steifigkeitsverhältnisse richtungsbezogen in Abhängigkeit des jeweiligen Bewehrungsgrades. Eine durchgeführte Vergleichsrechnung mit einem Bewehrungsverhältnis von  $\rho_x/\rho_y = 1/1$  führt für beide Lastaufbringungsarten zu gleichen Ergebnissen. Dies bestätigt den Einfluss der Dehnsteifigkeits-



**Abb. 4.13:** Modellrechnung an einem Scheibenelement (a) System und Bewehrung (b) Rissrichtung für unterschiedliche Traglastiterationen

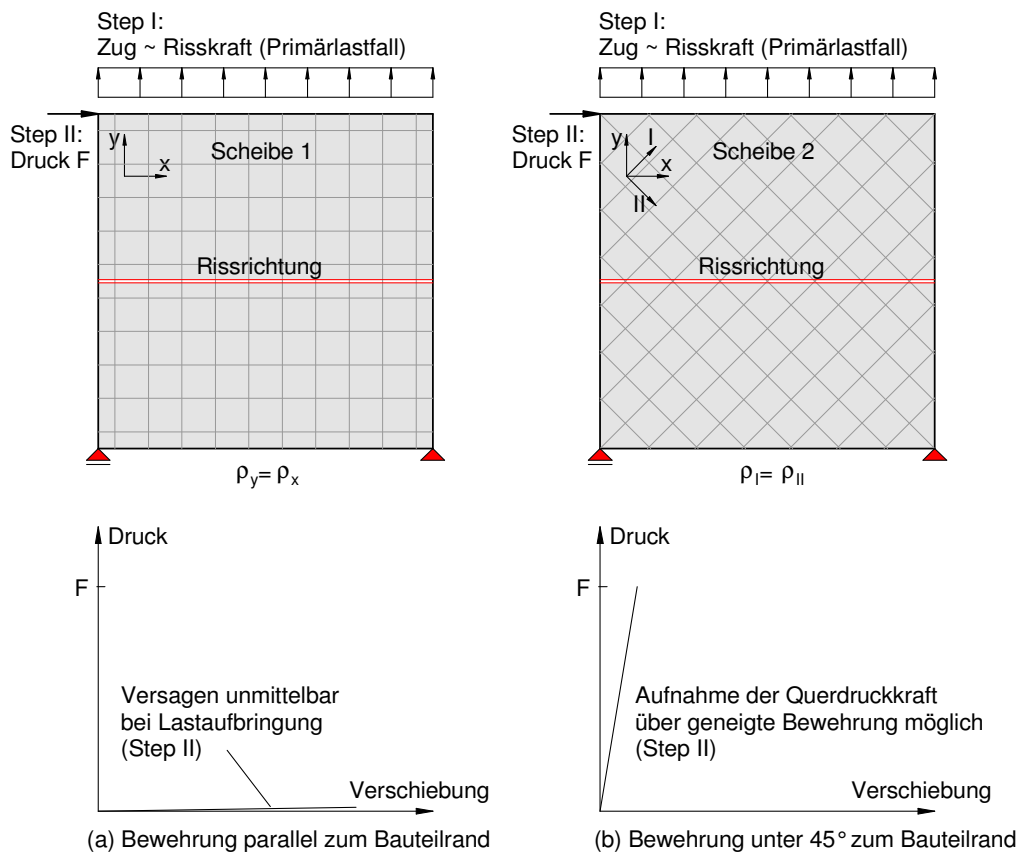
verhältnisse auf die Entwicklung der Hauptspannungsrichtung und damit auf die Festlegung der Rissrichtung im Modell.

*Vecchio und Collins* untersuchten Scheiben unter reiner Schubbeanspruchung mit unterschiedlichen Verhältnissen der richtungsbezogenen Bewehrungsgrade [97]. Sie stellten fest, dass sich der Versagensriss bei stark unterschiedlichen Bewehrungsgraden der schwächer bewehrten Richtung annähert. Diese Beobachtung stützt das hier beschriebene Modellverhalten. Im Rahmen der weiteren Versuchsnachrechnungen werden daher zunächst beide Modellierungsvarianten vergleichend angewendet.

#### 4.3.4 Schubkraftübertragung über Risse

Wird eine Traglastiteration unter Berücksichtigung des jeweils letzten Lastschrittes als Primärlastfall durchgeführt, so werden bereits entstandene Risse für die folgenden Lastfaktoren fixiert. Da die Schubsteifigkeit im verwendeten Materialmodell unmittelbar nach Rissbildung zu Null gesetzt wird (siehe Kapitel 3.7.2), können Schubspannungen nur noch über eine den Riss kreuzende Bewehrung übertragen werden. Zur Bestätigung dieses Modellverhaltens werden zwei Modellrechnungen an einer Scheibe durchgeführt. Die Einwirkungen sind für beide Rechnungen identisch. Zunächst wird die Scheibe in vertikale Richtung gezogen, sodass horizontale Zugrisse entstehen. In einem zweiten Schritt wird am Wandkopf eine Horizontallast angesetzt. Die beiden Scheiben unterscheiden sich einzig in Bezug auf die vorgegebene Bewehrungsführung. Scheibe 1 wird durch ein orthogonales Bewehrungsnetz mit Ausrichtung parallel zu den Rändern bewehrt. In Scheibe 2 wird dieses Bewehrungsnetz um  $45^\circ$  gedreht angeordnet.

In Abbildung 4.14 sind die Ergebnisse der Modellrechnung schematisch dargestellt. Es ist zu erkennen, dass Scheibe 1 keine zusätzliche Horizontallast aufnehmen kann. Da der rechnerisch entstandene Riss durch die Bewehrung in einem Winkel von  $90^\circ$  gekreuzt wird



**Abb. 4.14:** Modellrechnung zur Schubkraftübertragung über Risse (schematische Darstellung)

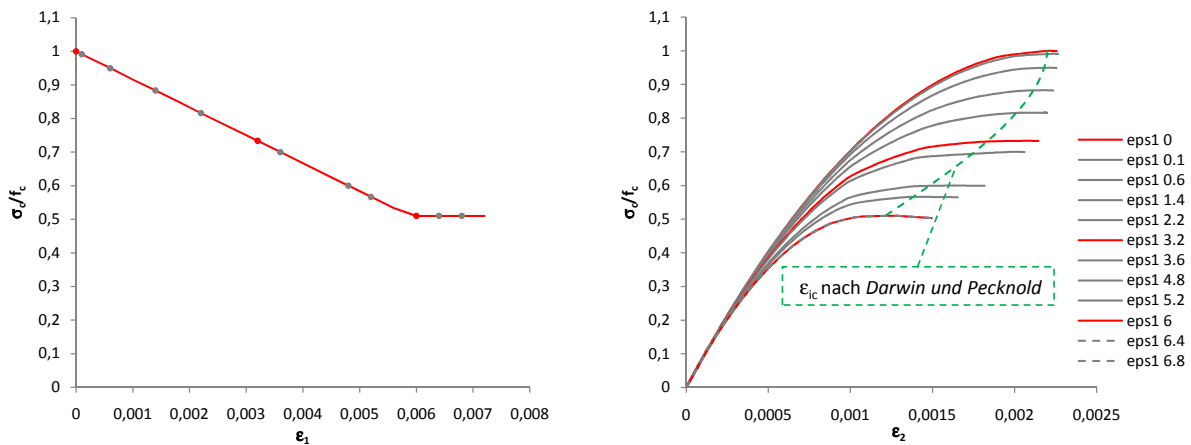
und eine Verdüblungswirkung durch das Rechenmodell nicht erfasst wird, versagt die Scheibe rechnerisch unmittelbar bei dem Versuch der Horizontallaststeigerung. Dieses Ergebnis bestätigt auch den unmittelbaren Rückgang der Schubsteifigkeit nach Rissbildung ohne Berücksichtigung einer allmählichen Entfestigung.

Die zweite Scheibe ist trotz identischer Einwirkungs- und Rissrichtung dazu in der Lage, die Horizontalkraft aufzunehmen. Dies lässt sich ausschließlich auf die den Riss unter 45° kreuzende Bewehrung zurückführen.

Bei gleichzeitiger Aufbringung der Vertikal- und Horizontallast kann auch für die Scheibe 1 ein Gleichgewichtszustand nachgewiesen werden. Hierbei stellt sich ein in Abhängigkeit vom Spannungsverhältnis geneigter Risswinkel ein. Bereits kleine Winkel sind ausreichend um die Tragwirkung der Bewehrung im Rechenmodell zu aktivieren. Von *Kolodziejczyk* durchgeführte Modellrechnungen bestätigen diesen Zusammenhang [54].

### 4.3.5 Drucktragfähigkeit des gerissenen Stahlbetons

Die Ermittlung der Beanspruchbarkeit von Beton auf Druck in gerissenen Elementen erfolgt im Rahmen der Sensitivitätsanalyse (siehe Kapitel 7.2) wie in Kapitel 3.7.2 beschrieben mit vier



(a) Abminderung in Abhängigkeit von der Querdehnung (b) Spannungs-Dehnungs-Verläufe

**Abb. 4.15:** Exemplarische Darstellung der Abminderung der Betondrucktragfähigkeit für die untersuchte Abminderungsvorschrift A6050 gemäß Tabelle 7.1

unterschiedlichen querdehnungsabhängigen Entfestungsverläufen. Um das Tragverhalten von Bauteilen durch eine nichtlineare Systemanalyse möglichst wirklichkeitsnah zu beschreiben, ist neben der verminderten Drucktragfähigkeit auch das Spannungs-Dehnungs-Verhalten bis zum Erreichen der Maximalspannung zu berücksichtigen. In Abbildung 4.15 sind die rechnerisch ermittelten Spannungs-Dehnungs-Verläufe für eine der vorgegebenen Abminderungsvorschriften dargestellt. Grundlage für die Berechnungen ist ein einachsrig bewehrtes Scheibenelement. Dieses wird zunächst in Bewehrungsrichtung bis zum Erreichen eines vorgegebenen Wertes gedehnt und im Anschluss orthogonal zur Zugrichtung bis zum Bruch gestaucht.

Die Anfangssteifigkeit wird unabhängig von der vorhandenen Querdehnung konstant angenommen. Mit zunehmender Entfestigung wird die maximale Druckspannung bei immer geringeren Werten der Betonstauchung erreicht. *Darwin und Pecknold* geben hierfür den in (4.1) dargestellten Zusammenhang an [15]. Dieser gilt für Spannungs-kombinationen, bei denen die uniaxiale Betondruckfestigkeit  $f_c$  nicht erreicht wird. In Abbildung 4.15(b) ist der Vorschlag von *Darwin und Pecknold* ausgewertet und den Ergebnissen der Berechnung gegenübergestellt. Als Bezugswert für die Stauchung bei Erreichen der Betondruckfestigkeit unter uniaxialer Beanspruchung wird  $\epsilon_{c1} = 2,2\text{‰}$  angesetzt. Die im Rahmen der Simulationsrechnung ermittelten äquivalent einachsigen Spannungs-Dehnungs-Beziehungen für unterschiedliche Querdehnungen können auf diese Weise in guter Näherung bestätigt werden. Das Verformungsverhalten des gerissenen Stahlbetons wird auch unter Berücksichtigung einer querdehnungsabhängigen



Entfestigung wirklichkeitsnah abgebildet.

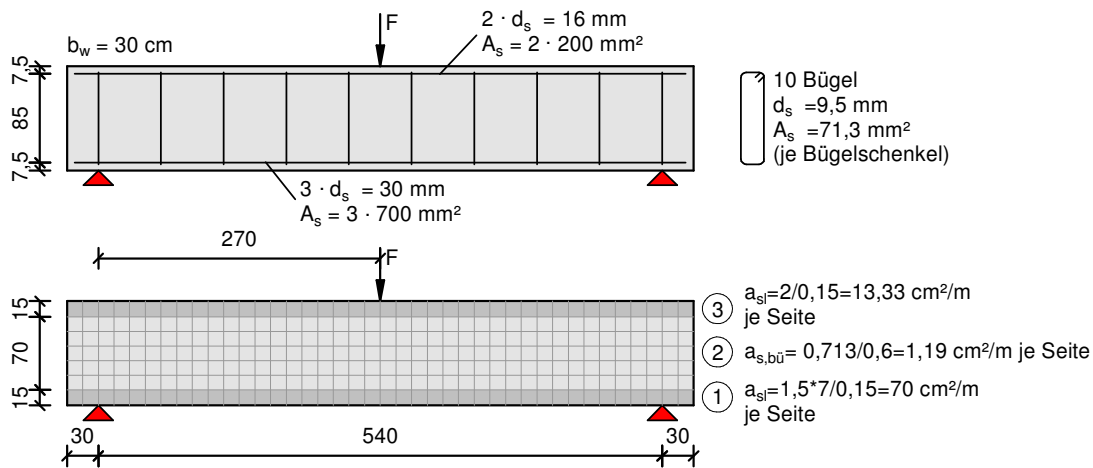
$$\epsilon_{ci} = \epsilon_{c1} \cdot \left[ -1,6 \cdot \left( \frac{\sigma_{ci}}{f_c} \right)^3 + 2,25 \cdot \left( \frac{\sigma_{ci}}{f_c} \right)^2 + 0,35 \cdot \left( \frac{\sigma_{ci}}{f_c} \right) \right] \quad (4.1)$$

### 4.3.6 Anwendung des Rechenmodells auf einen schubbeanspruchten Träger mit einfacher Querschnittsgeometrie

Um die Beanspruchungen in den Gurtanschlüssen gegliederter Querschnitte mit Flächenelementen realitätsnah erfassen zu können, erfolgt die Eingabe der Querschnitte in Form von Faltwerkgeometrien. Auf diese Weise lassen sich neben den Beanspruchungen im Steg auch die im Gurtquerschnitt rechnerisch darstellen. Die Eignung des Modells zur rechnerischen Abbildung eines Querkraftversagens wird jedoch zunächst wieder an einem schwach bewehrten Querschnitt mit einfacher Querschnittsgeometrie überprüft. Hierzu wird, wie bereits in Kapitel 4.2.4 für das Materialmodell CDP, wieder der Träger BM100 aus der Master Thesis von *Podgorniak-Stanik* [81] nachgerechnet. Ein möglicher Einfluss der Querschnittsmodellierung soll durch diese Vorgehensweise gering gehalten werden.

Für die Eingabe des Systems mit Flächenelementen, in denen die Bewehrung in verschmierter Form berücksichtigt wird, sind drei Bereiche zu unterscheiden. Diese ergeben sich aus der Bewehrungsführung im Versuchsträger und sind in Abbildung 4.16 dargestellt. In den Bereichen 1 und 3 wird neben der Querkraft- auch die Längsbewehrung berücksichtigt. Um die statische Nutzhöhe des Querschnitts im Rechenmodell möglichst wirklichkeitsnah zu erfassen, wird die Längsbewehrung auf eine Elementbreite, die dem doppelten Achsabstand der Bewehrung zum jeweiligen Bauteilrand entspricht, verschmiert (siehe Kapitel 3.7.2). Der Bereich 2 beinhaltet lediglich die Querkraftbewehrung mit einem geometrischen Bewehrungsgrad von  $\rho = 0,079\%$ .

Die dokumentierten Versuchsergebnisse können durch die Nachrechnung mit guten Übereinstimmungen wiedergegeben werden. Die rechnerische Bruchlast beträgt etwa 660kN und unterschreitet die Tatsächliche um lediglich 12kN bzw. 1,8%. Dabei wird das Last-Verformungsverhalten in der Simulation unter hohen Laststufen tendenziell etwas zu steif abgebildet (siehe Abbildung 4.17). Das Versagen geht in der Nachrechnung mit einem Fließen der Querkraftbewehrung einher. Gleichzeitig liegen die Betonstahldehnungen der Biegezugbewehrung mit etwa 2,3 ‰ noch im linear-elastischen Bereich und entsprechen den dokumentierten Stahldehnungen im Versuch [81]. Die Traglastiteration erfolgt in der Simulation mit und ohne automatischem Aufsetzen auf die jeweils letzte Laststufe als Primärlastfall (siehe Kapitel 4.3.3). Die Bruchlast wird in diesem Beispiel nur ohne die Berücksichtigung der Primärlastfälle mit guter Übereinstimmung erreicht. Dies wird darauf zurückgeführt, dass die Rissbildung unter Berücksichtigung niedriger Laststufen zunächst in einem kleinen Bereich erfolgt. Aufgrund des sehr geringen Querkraftbewehrungsgrades geht diese unmittelbar mit dem Fließen dieser Bewehrung einher. Eine weitere Laststeigerung führt zu erheblichen

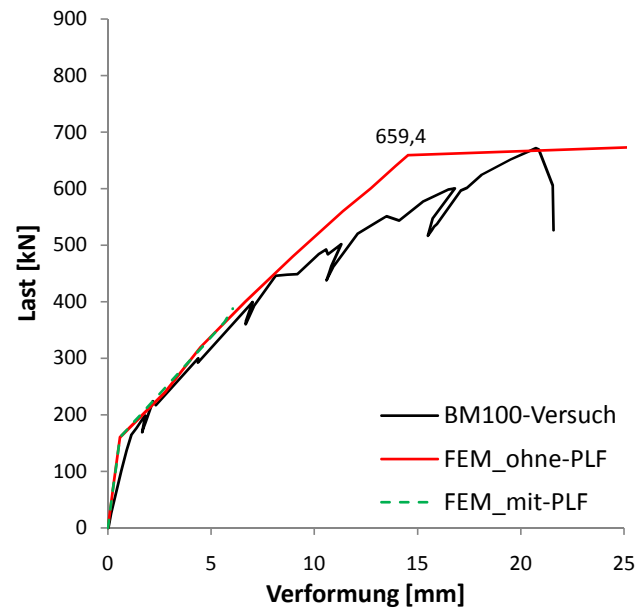


**Abb. 4.16:** Versuchsträger BM100 aus [81] und Abbildung der Bewehrung in den Flächenelementen

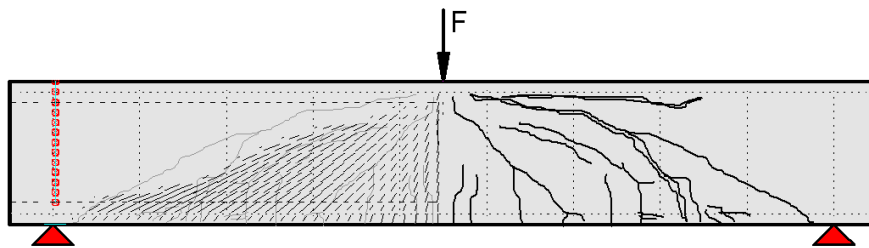
Dehnungszuwächsen in den Teilbereichen des Systems mit bereits fixierten Rissen und zu einem vorzeitigen rechnerischen Versagen des Trägers. Dies deckt sich jedoch nicht mit dem im Versuch beobachteten Trag- beziehungsweise Rissverhalten. Daher kann davon ausgegangen werden, dass die Modellrechnung ohne die Berücksichtigung der Primärlastfälle das Tragverhalten in diesem Fall besser beschreibt. Diese Beobachtung gilt für das untersuchte Beispiel und ist nicht allgemein übertragbar. Der Vergleich der dokumentierten Rissbilder mit den Bereichen wahrscheinlicher Rissbildung der Simulationsrechnung ist in Abbildung 4.18 dargestellt. Die Schubrissbildung wird durch das Modell in guter Näherung abgebildet.

### 4.3.7 Fazit

Die durchgeführten Modellrechnungen zeigen, dass das Werkstoffverhalten von Beton beziehungsweise des Verbundwerkstoffs Stahlbeton durch das verwendete Materialmodell gut abgebildet wird. Unter mehrachsialen Scheibenspannungszuständen wird das Last-Verformungsverhalten des Betons durch das Konzept äquivalent einachsiger Spannungs-Dehnungs-Beziehungen gut wiedergegeben. Durch die Implementierung frei definierbarer Zusammenhänge für das Druckentfestungsverhalten gerissenen Stahlbetons können überdies die Auswirkungen verschiedener Entfestigungsbeziehungen auf das Tragverhalten komplexer Systeme untersucht werden. Die in Kapitel 4.3.6 beschriebene Anwendung des Modells auf einen 3-Punkt-Biegeversuch an einem schwach querkräftbewehrten Balkenquerschnitt belegt die Eignung des Modells zur rechnerischen Erfassung eines Querkraftversagens.



**Abb. 4.17:** Vergleich des dokumentierten Last-Verformungsverhaltens mit der Simulationsrechnung



**Abb. 4.18:** Schematische Darstellung des Rissbilds im Versuch nach [81] und in der Simulationsrechnung



# Kapitel 5

## Tragwirkung von Steg und Bodenplatte

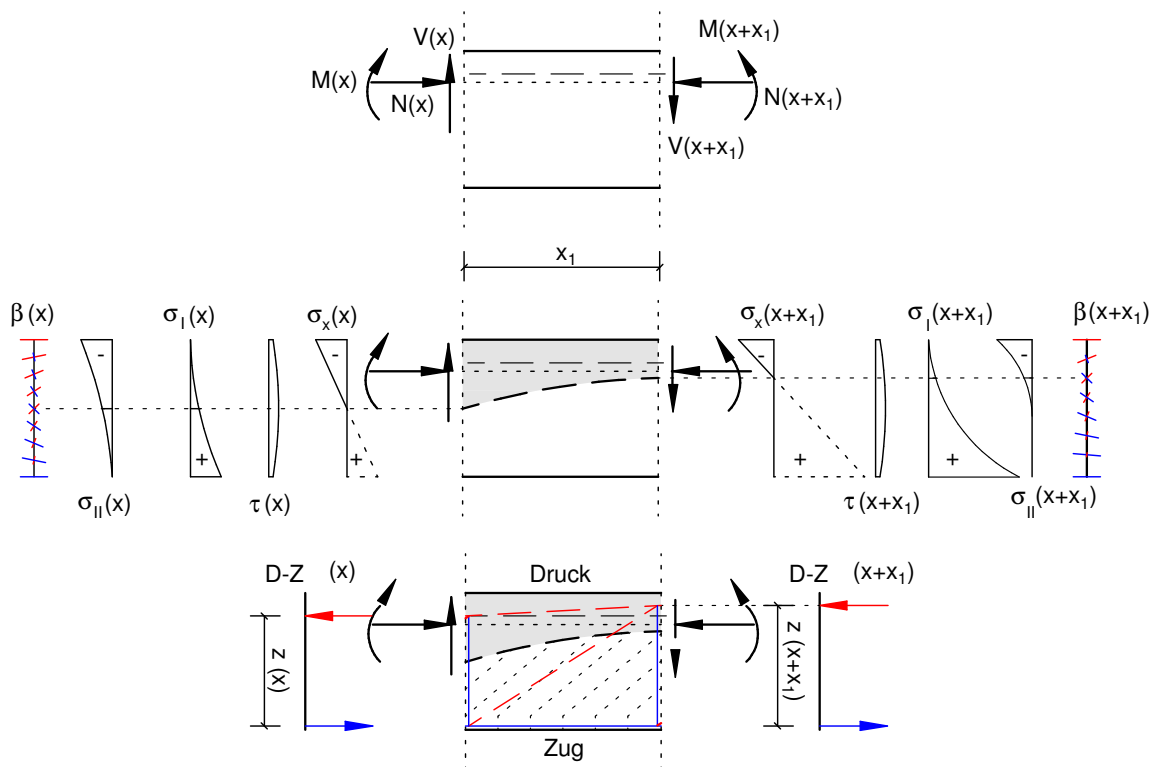
### 5.1 Allgemeines

Derzeit erfolgt die Bemessung von Gurten und Stegen gegliederter Querschnitte in Deutschland auf Basis des gleichen Ingenieurmodells, dem sogenannten *Fachwerkmodell mit Rissreibung* nach *Reineck* [85]. Dieses Verfahren, dessen Anwendung bei der Dimensionierung der Stege von Stahlbeton- und Spannbetonbalken auf der sicheren Seite liegende Ergebnisse liefert [85], wird im Rahmen der Nachweisführung nach *DIN EN 1992-2/NA* [20] ohne nennenswerte Modifikationen (siehe Kapitel 2.4) auf die Gurtbereiche übertragen. Im Folgenden werden daher zunächst das Tragverhalten von Stegquerschnitten und die wesentlichen Annahmen des Rechenmodells beschrieben. Unterschiede im Tragverhalten gedrückter Gurte und die Übertragbarkeit des Bemessungsmodells werden im Anschluss kritisch diskutiert.

### 5.2 Stegtragverhalten und Modellvorstellungen

Die Stegquerschnitte von Hohlkastenbrücken werden im Wesentlichen durch Biegemomente und Querkräfte aus der Längstragwirkung des Systems sowie Normalkräften infolge Vorspannung beansprucht. Die Hauptspannungen im ungerissenen Zustand I sind über die Höhe des Querschnitts sowohl in ihrer Größe als auch in ihrer Orientierung stark veränderlich. Zwischen Biegedruck- und Biegezugseite findet eine Rotation des Hauptspannungswinkels um  $90^\circ$  statt. Die schubfeste Verbindung beider Querschnittseiten ist zur Sicherstellung der Tragfähigkeit des Gesamtsystems zwingend erforderlich. In Abbildung 5.1 (Mitte) ist eine mögliche Spannungsverteilung in einem Stegabschnitt dargestellt.

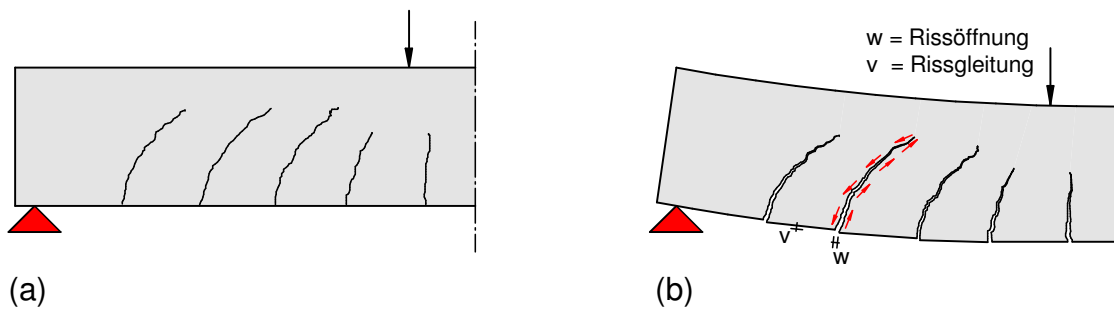
Im gerissenen Zustand II setzt sich der Querkraftwiderstand aus mehreren sich teilweise gegenseitig beeinflussenden Traganteilen zusammen. Hierzu zählen die Fachwerkwirkung, Rissreibungskräfte, Dübelwirkung der Längsbewehrung, Vertikalkräfte infolge geneigter Spannglieder und die Tragwirkung der ungerissenen Betondruckzone. Letztgenannter Traganteil, der in Form von Sprengwerk- oder Druckbogenwirkung insbesondere in vorgespannten Konstruktionen



**Abb. 5.1:** Tragwirkung Stegquerschnitt, Oben: Beanspruchung, Mitte: Spannungen im Zustand I, Unten: Fachwerk im Zustand II

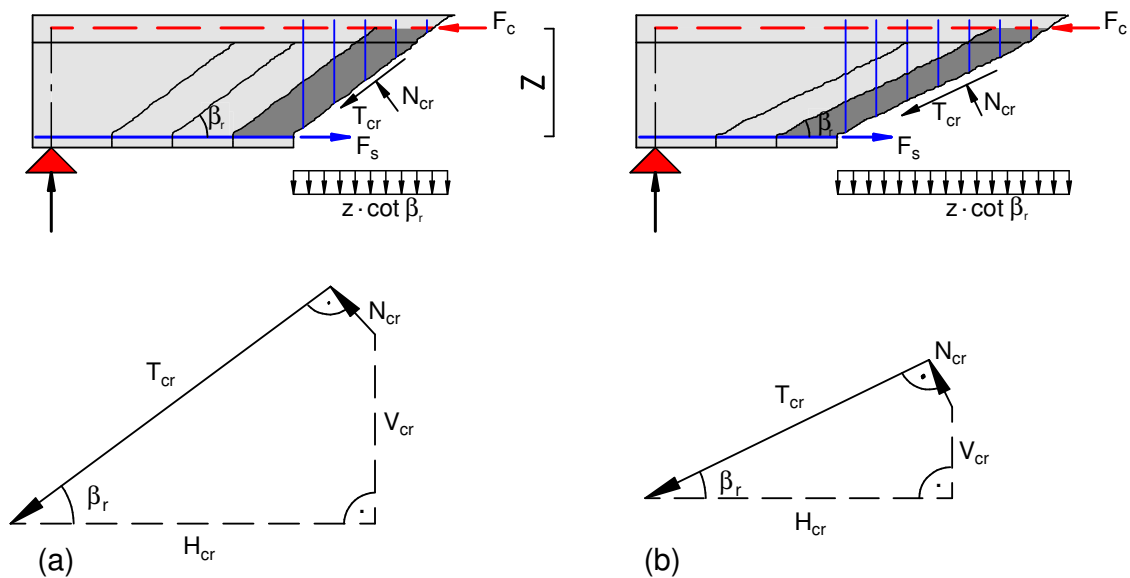
großes Potential verspricht, stellt derzeit einen Untersuchungsschwerpunkt vieler Forschungsarbeiten dar (z.B. [36, 37, 51, 74]) und ist bislang nicht Bestandteil der Bemessungsansätze eingeführter Regelwerke in Deutschland. In Abbildung 5.1 (unten) ist ein solcher Traganteil durch die Neigung der Biegedruckkraftresultierenden im Fachwerk angedeutet. Die Bemessung auf Grundlage der *DIN EN 1992-2(NA)* [19, 20] erfolgt hingegen an einem parallelgurtigen Fachwerk. Derzeit existiert kein einheitliches und allgemein anerkanntes Bemessungsmodell auf mechanischer Grundlage, welches alle Querkrafttraganteile zutreffend erfasst [103].

Der Übergang vom ungerissenen Zustand I in den gerissenen Zustand II erfolgt im Regelfall zunächst über die Ausbildung erster Biegerisse im Feld oder über Innenstützen. In den zusätzlich zur Biegung durch Schub beanspruchten Bereichen knicken die Risse mit zunehmender Beanspruchung auf Höhe der Biegezugbewehrung ab und wachsen als geneigte Biegeschubrisse weiter in den Steg. Es wird vorausgesetzt, dass die so entstehenden Risse sich mit zunehmender Beanspruchung weiter öffnen und dass die Rissufer sich darüber hinaus gegeneinander verschieben. In Abbildung 5.2 ist dieses Verhalten in einem idealisierten Rissbild dargestellt. Ohne die gegenseitige Rissuferverschiebung (Gleitung) könnten keine Reibungskräfte aktiviert werden (siehe Kapitel 3.4.2). Diese sind jedoch eine wesentliche Voraussetzung für das von *Reineck* ursprünglich für die *DIN 1045-1* [17] entwickelte *Fachwerkmodell mit Rissreibung* [85], das die



**Abb. 5.2:** Verschiebungen am idealisierten Biegeschubrissbild (a) unverformt (b) verformt (überhöht)

Grundlage der derzeit in Deutschland gültigen Bemessungsnormen darstellt [18–20]. In Abbildung 5.3 werden die nach diesem Modell angreifenden Kräfte längs eines gedachten Schrägrisses in einem durch Querkraft (Schub) und Längsbiegung beanspruchten Trägerstegs dargestellt. Die einwirkende Querkraft wird durch die vertikalen Traganteile der den Schrägriss kreuzenden Betonstahlbewehrung und der additiv wirkenden Rissreibungskomponente ins Gleichgewicht gebracht. Die durch die gegenseitige Rissuferverschiebung ausgelöste Rissreibungskraft nimmt mit zunehmender Rissbreite ab. Aufgrund der im Rahmen von Versuchen festgestellten zum Teil sehr geringen Gleitungen oder sehr großen Rissbreiten im Bruchzustand ist die Rissreibung als Traganteil nicht unumstritten [37]. Darüber hinaus hat die Größe des Rissneigungswinkels bezogen auf die Längsachse des untersuchten Bauteils einen nicht unerheblichen Einfluss auf die Höhe dieser Tragwirkung. Diesen Zusammenhang beschreibt *Reineck* in [85]. In Abbildung 5.3 ist er anschaulich dargestellt. Der Einfluss der Rissreibung nimmt folglich mit zunehmender Längsdruckspannung ab.

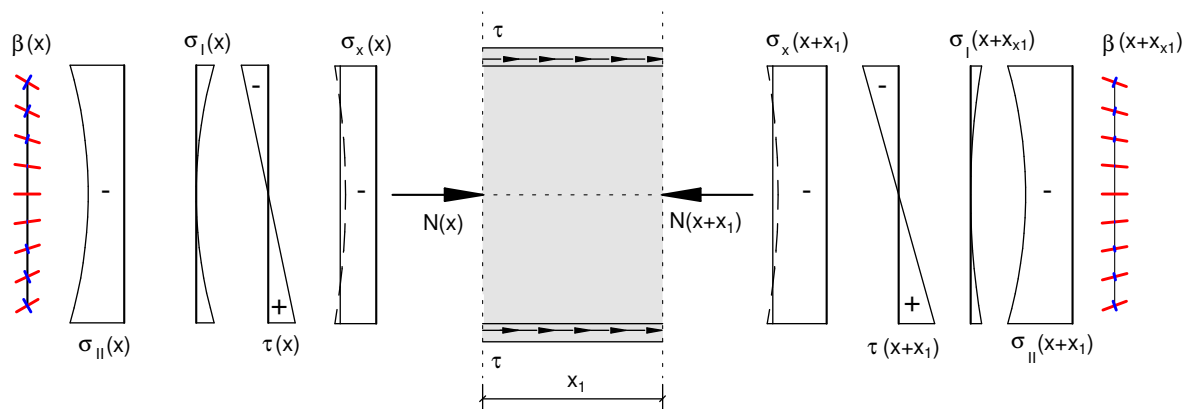


**Abb. 5.3:** Fachwerkmodell mit Rissreibung (oben) Kräfte am Schrägriss (unten)  
 (a) Stahlbeton (b) Spannbeton in Anlehnung an [85]

### 5.3 Tragverhalten eines Druckgurt zwischen den Stegen

Die Hauptbeanspruchungen in Gurtscheibenebene gegliederter Querschnitte resultieren in wesentlichen Teilen aus denselben Schnittgrößen des Längssystems wie die der Stege. Die Auswirkungen der Schnittkräfte sind jedoch in Bezug auf die Spannungsverteilung und die Bedeutung für die Gesamtstandsicherheit nicht identisch. Während die schubfeste Verbindung der Biegedruck- mit der Biegezugzone über die Steghöhe eine Änderung des Biegemoments erst ermöglicht und somit zwingend erforderlich ist, stellt die Gurtscheibe lediglich eine Erweiterung der jeweiligen Zug- oder Druckzone des Stegquerschnitts dar. Nur der in die Gurtquerschnitte ausgelagerte Anteil der Biegedruck- bzw. Biegezugkraft muss schubfest an den Steg angeschlossen werden. Ein Vorzeichenwechsel der Längsspannung innerhalb eines Schnittes findet dabei in der Regel nicht statt und die Orientierung der Hauptspannungsrichtung ändert sich über die Gurtbreite mit einer maximalen Winkeländerung von  $45^\circ$  deutlich weniger als im Steg. Die Scheibenschubspannungen infolge Querkraft erreichen im Anschnitt ihren betragsmäßigen Maximalwert und klingen etwa linear ab. Dies führt im Fall reiner Querkraftbiegung des Hauptsystems für die Gurtscheiben eines Hohlkastenquerschnittes dazu, dass die Hauptspannungsrichtung in der Mitte der Scheiben mit der Bauwerkslängsachse zusammenfällt (Schubspannungsnulldurchgang). Ein zusätzliches Torsionsmoment würde zu einem unsymmetrischen aber ansonsten analogen Spannungsverlauf führen. Die Spannungsverteilung und die Änderung der Hauptspannungswinkel sind für einen Bodenplattenausschnitt eines Hohlkastenquerschnitts im Druckbereich





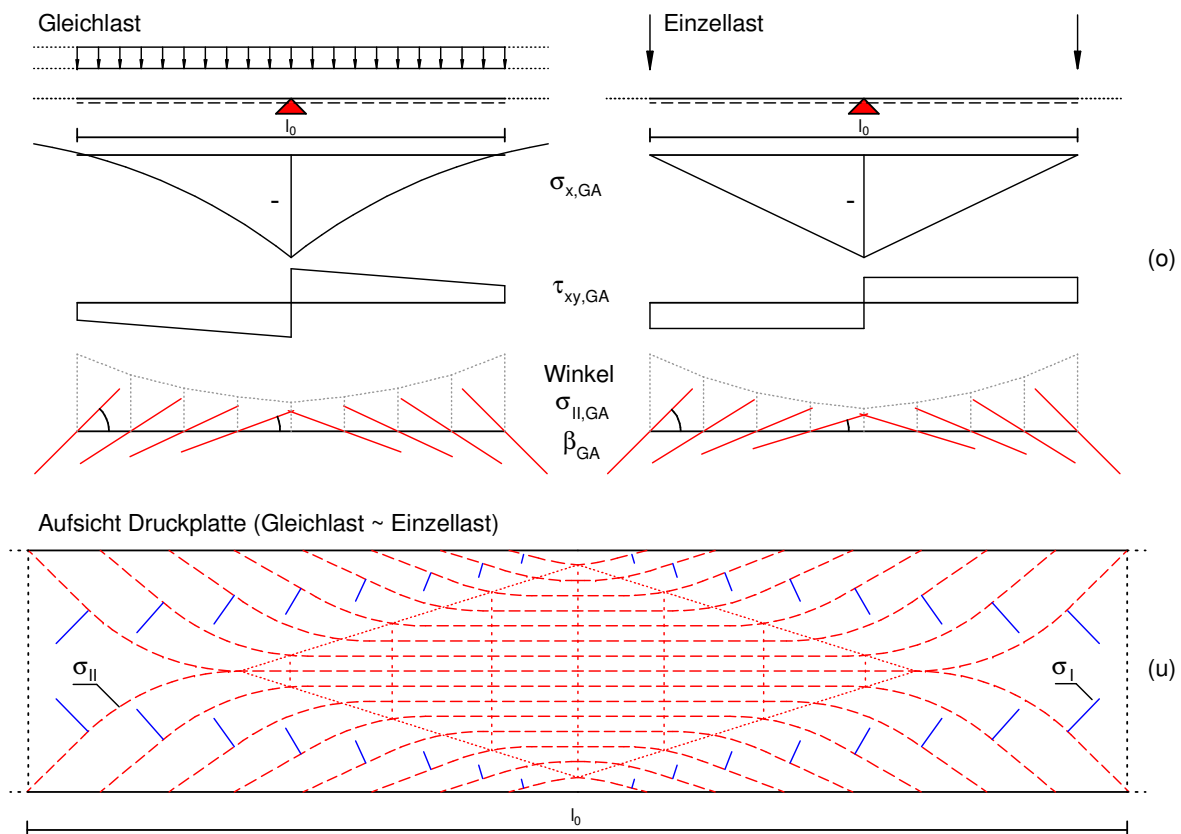
**Abb. 5.4:** Scheibenspannungen im Druckgurtabschnitt eines Hohlkastenquerschnittes im Zustand I

exemplarisch in Abbildung 5.4 dargestellt.

Während die Höhe der mittleren Längsdruckspannung bei Stegquerschnitten in der Regel annähernd konstant vom Grad der Längsvorspannung abhängt, verhält sich diese in den Gurten über die Bauwerkslänge affin zum Verlauf des Biegemomentes. Die zwischen Biegemomentenulldurchgang und betragsmäßigem Momentenmaximum über die Länge  $\approx l_0/2$  stetig steigende Biegedruckkraft hat einen günstigen Einfluss auf die Höhe der zur Erstrissbildung führenden Hauptzugspannungen, auf die Risswinkel und auf deren Verlauf über die Bauwerkslängsrichtung. So geht mit größer werdendem Längsdruck eine flachere Rissneigung in den Druckgurten einher. Dieser Zusammenhang gilt unabhängig davon, ob es sich bei der äußeren Einwirkung um gleichmäßig verteilte Lasten (z.B. infolge Eigengewicht, Ausbaulast oder Flächenlasten) oder um örtlich wirkende Einzellasten handelt. In Abbildung 5.5(o) ist die Verteilung der Längsdruck- und der Schubspannungen in Abhängigkeit von der Art der Einwirkung aufgetragen und der zugehörige Verlauf der Hauptdruckspannungswinkel dargestellt. Es ist zu erkennen, dass die Änderung der Längsdruckspannung immer durch eine Funktion höheren Grades beschrieben wird als die der Schubspannung. Die Neigung der Hauptdruckspannung nach (5.1) im Anschnitt des Druckgurtes wird folglich mit größer werdendem Biegemoment flacher. Sie entspricht gleichzeitig dem theoretischen Winkel der Erstrissbildung. Trägt man die beschriebene Winkeländerung in Längs- und Querrichtung gemeinsam in der Druckgurtansicht ein, so ergibt sich der in Abbildung 5.5(u) idealisiert dargestellte Trajektorienverlauf.

$$\beta_{GA} = 0,5 \cdot \arctan \left( \frac{-2 \cdot \tau_{xy,GA}}{\sigma_{x,GA}} \right) \quad (5.1)$$

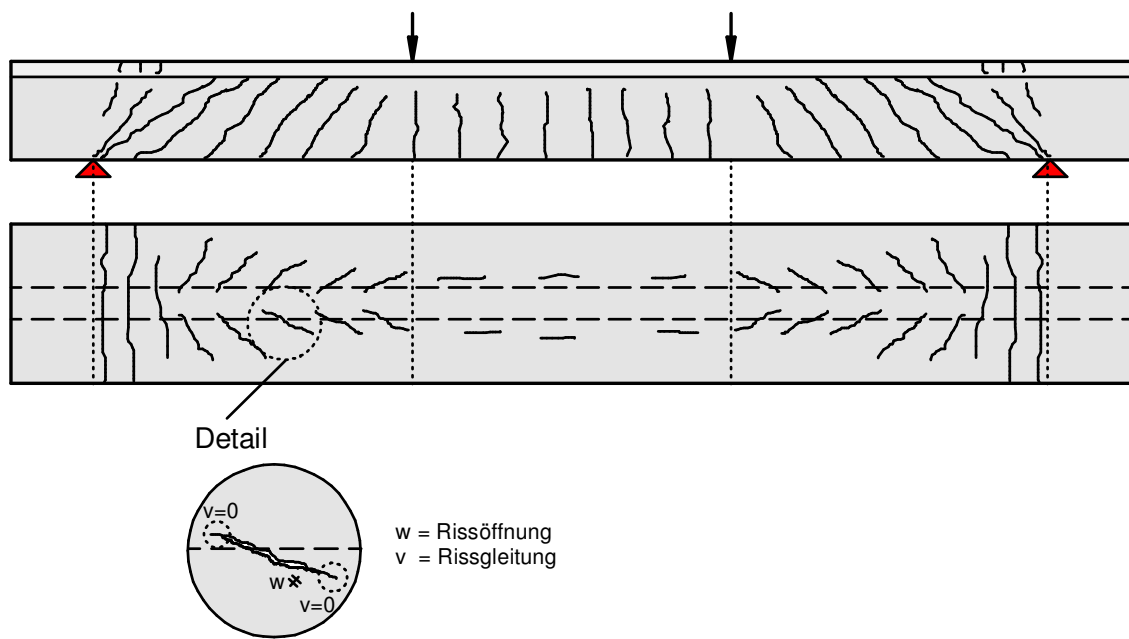
Die Hauptzugspannungsverteilung im Zustand I in Querrichtung (siehe Abbildung 5.4) lässt eine Erstrissbildung bei Überschreitung der Betonzugfestigkeit in unmittelbarer Nähe zum Steg- oder Voutenanschnitt erwarten. Mit größer werdender Längsdruckkraft ist hiernach mit



**Abb. 5.5:** Entwicklung der Hauptdruckspannungsrichtung im Druckgurtanschnitt in Abhängigkeit der Belastungsart im Zustand I (o), Idealisierter Hauptspannungstrajektorienverlauf (u)  
 $l_0$ : Bereich zwischen den Momentennullpunkten

einer Lokalisierung der Risse im stegnahen Bereich zu rechnen. Über die komplette Gurtbreite durchgehende Risse sind hingegen nicht zu erwarten. In Abbildung 5.6 ist das Rissbild an einem Plattenbalkenquerschnitt in Anlehnung an die Versuchsbeobachtungen von *Badawy und Bachmann* [5] in idealisierter Form dargestellt. Die Änderung der Rissrichtung sowie die Lokalisierung der Risse im stegnahen Bereich bei zunehmender Druckgurtkraft ist hier eindeutig zu erkennen. Die Risse laufen nicht über die gesamte Druckgurtbreite bis zum Rand durch. Damit unterscheidet sich das Rissbild im Druckgurt signifikant von dem im Steg.

Im Hinblick auf die Übertragbarkeit des *Fachwerkmodells mit Rissreibung* ergeben sich nachfolgend beschriebene Einschränkungen. Es ist zu erkennen, dass mit größer werdender Längsdruckkraft eine immer flachere Rissneigung einhergeht. Darüber hinaus sind die zu erwartenden Schubrisse in ihrer Ausdehnung im Druckgurt begrenzt (siehe Detail in Abbildung 5.6). Aus Verträglichkeitsgründen folgt, dass die gegenseitige Verschiebung der Rissufer zu den Rissenden hin gegen Null gehen muss. Daher sind über die Risslänge allenfalls sehr kleine Gleitungen zu erwarten. In Kombination mit dem abnehmenden Einfluss der Rissreibungskraft bei flacher werdender Rissneigung (siehe Abbildung 5.3(b)) ist vermutlich kein nennenswerter

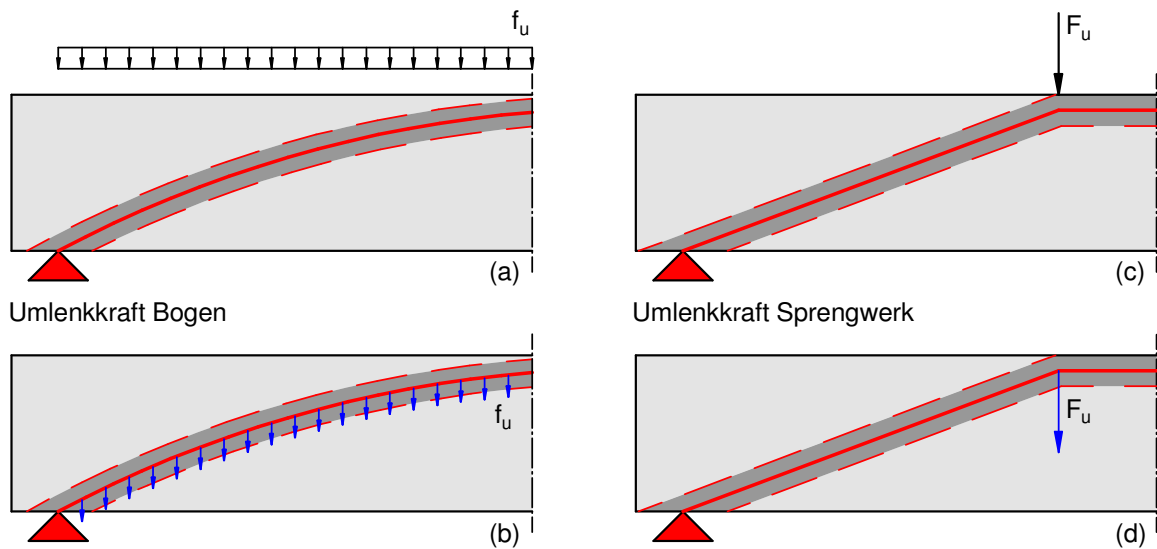


**Abb. 5.6:** Idealisiertes Rissbild eines Plattenbalkens mit Druckgurt in Anlehnung an die Rissbilder aus [5]

Tragwiderstand infolge Rissreibung in Druckgurtanschlüssen zu erwarten.

Traganteile aus Druckbogen- oder Sprengwerkwirkung, die derzeit einen Untersuchungsschwerpunkt bei der Ermittlung des Querkraftwiderstandes von Stegquerschnitten darstellen (siehe Kapitel 5.2), entstehen durch die Interaktion von Längsbiegung und Querkraft im betrachteten Querschnitt. Um aus dem geneigten Verlauf der Druckkraft eine entlastende Wirkung im Hinblick auf eine erforderliche Querkraftbewehrung ableiten zu können, ist überdies eine unmittelbare Lasteinleitung zur Umlenkung der Vertikalkomponente des Bogens oder des Sprengwerks erforderlich (siehe Abbildung 5.7). Diese Voraussetzungen treffen auf Gurtquerschnitte nicht zu. Aus diesem Grund können derartige Traganteile in Gurtplatten ausgeschlossen werden.

Eine die Traglast steigernde Wirkung geht möglicherweise von der stetig steigenden Längsdruckspannung im Gurtquerschnitt aus. Neben der immer flacher werdenden Rissneigung beeinflusst die im Verhältnis zur Schubspannung überproportional ansteigende Längsdruckspannung offensichtlich auch die Ausdehnung des Bereichs, in dem eine Rissentstehung infolge Schub zu erwarten ist (siehe Abbildungen 5.5 und 5.6). Darüber hinaus stellt sich die Frage, ob die zur Übertragung der Längsschubkräfte erforderliche Gurtanschlussbewehrung in allen Bereichen über die gesamte Gurtbreite zu führen ist.



**Abb. 5.7:** Bogen- oder Sprengwerkwirkung, Aktivierung durch (a) und (c) äußere Einwirkung (b) und (d) im Bauteil hervorgerufene Zugkräfte

### 5.3.1 Überlegungen zur Ermittlung des Risswinkels

Das Rissverhalten im Bereich der Gurtanschlüsse wird wesentlich durch den veränderlichen Längsspannungszustand beeinflusst. Im Gegensatz zu üblichen Stegquerschnitten, in denen die mittlere Längsdruckspannung in hohem Maße von der Höhe der Vorspannung abhängig ist, korrespondiert diese im Bereich der Gurte mit den über die Bauwerkslänge veränderlichen Biegezug- und Biegedruckkraftresultierenden. Darüber hinaus sind Änderungen der Schubkräfte im Gurtanschnitt untrennbar mit Änderungen des Längsspannungszustandes innerhalb der Gurtscheibe verbunden. Das derzeitige Nachweiskonzept berücksichtigt diese gegenseitige Beeinflussung von Schubfluss und Längsspannung nicht.

Beim *Fachwerkmodell mit Rissreibung*, das derzeit die Grundlage für die Bemessung von Gurt- und Stegquerschnitten in Deutschland darstellt, erfolgt die Ermittlung des Risswinkels nach (5.2). Hierbei wird die ursprüngliche Ausgangsgleichung zur Ermittlung des Risswinkels (5.3) linearisiert und darüber hinaus eine Abhängigkeit zur Betondruckfestigkeit eingeführt [85].

$$\cot \beta = 1,2 - 1,4 \cdot \frac{\sigma_{xd}}{f_{cd}} \quad (5.2)$$

$$\cot \beta = \sqrt{1 - \frac{\sigma_{xd}}{f_{ct}}} \quad (5.3)$$

Die Ermittlung des Risswinkels nach (5.3) erfolgt unter der Annahme der Rissentstehung, sobald die Hauptzugspannung  $\sigma_I$  die Betonzugfestigkeit  $f_{ct}$  erreicht. Als Eingangswerte werden die vorhandene Längsspannung  $\sigma_{xd}$  und die Hauptzugspannung zum Zeitpunkt der Rissent-

stehung  $\sigma_I = f_{ct}$  verwendet. Gesucht wird der Risswinkel, oder mit  $\cot \beta = \tau / \sigma_I$  implizit die zur Rissbildung führende Schubspannung. Der Risswinkel wird folglich nicht auf Basis des tatsächlich vorhandenen Spannungsverhältnisses von Längsdruck- zu Schubspannung ermittelt. Stattdessen erfolgt die Berechnung unter ansteigender Belastung bis die zur Rissbildung führende Schubspannung bei konstantem Längsspannungszustand erreicht wird.

Diese Vorgehensweise erscheint für Stegquerschnitte, in denen die mittlere Längsspannung unabhängig von der Querkraft beziehungsweise der Schubspannung im Querschnitt ist, durchaus plausibel. Im Fall von Gurtquerschnitten führt diese Vorgehensweise jedoch zu einer konservativen Abschätzung der Rissneigung, da mit einer Erhöhung des Schubflusses auch eine Erhöhung der Längsspannung einhergeht, was sich günstig auf die Schubrissneigung auswirkt.

## 5.4 Zusammenfassung und Schlussfolgerungen

Aus den vergleichenden Betrachtungen zum Tragverhalten von Druckgurt- und Stegquerschnitten auf Basis analytischer Überlegungen zur Spannungs- und Rissentwicklung können erste Erkenntnisse abgeleitet werden.

Der Zeitpunkt des Übergangs vom ungerissenen Zustand I in den gerissenen Zustand II wird neben der Betonzugfestigkeit maßgeblich von der Höhe und Art der Längsspannungen beeinflusst. Die Auswertung der Rissbilder dokumentierter experimenteller Untersuchungen zum Tragverhalten von Gurtanschlüssen gibt Aufschluss über die Lokalisierungsbereiche und die Ausrichtung der Risse. Im Fall von Druckgurten kann mit steigender Längsdruckspannung eine zunehmende Lokalisierung im stegnahen Bereich beobachtet werden. Diese Beobachtung geht mit gleichzeitig flacher werdenden Rissneigungen einher. Durch die vorangegangenen Überlegungen zur Hauptspannungsentwicklung in den Gurtscheiben, in Abhängigkeit der vorherrschenden Beanspruchung des Längssystems, können diese Feststellungen mechanisch plausibel begründet beziehungsweise bestätigt werden.

Durch die flacher werdende Neigung der Risse und ihrer innerhalb der Gurtscheibenebene begrenzten Länge mit erkennbarem Rissanfang und Rissende innerhalb der Scheibe, wird ein möglicher Rissreibungseinfluss als vernachlässigbar eingeschätzt. Für die Nachrechnung von Versuchen sind die Auswirkungen einer fehlenden Berücksichtigung allmählicher Schubentfestigung beim Modell auf Basis verschmierter Risse mit fixierter Richtung daher vermutlich nicht maßgebend.

Es wird gezeigt, dass der derzeit in Deutschland verwendete Ansatz zur Ermittlung der Rissneigung bei der Anwendung auf Gurtquerschnitte eher zu konservativen Ergebnissen führt. Dies wird auf die Vernachlässigung der günstigen Wirkung aus der Interaktion von vorhandener Längsdruckkraft und Schubkraft bei der Ermittlung des Risswinkels im *Fachwerkmodell mit Rissreibung* zurückgeführt. Im Fall von Gurtquerschnitten sind der Schubfluss im Gurtanschnitt und die Höhe der Längsspannungen jedoch immer korrespondierende Größen.



# Kapitel 6

## Anwendung der Modelle

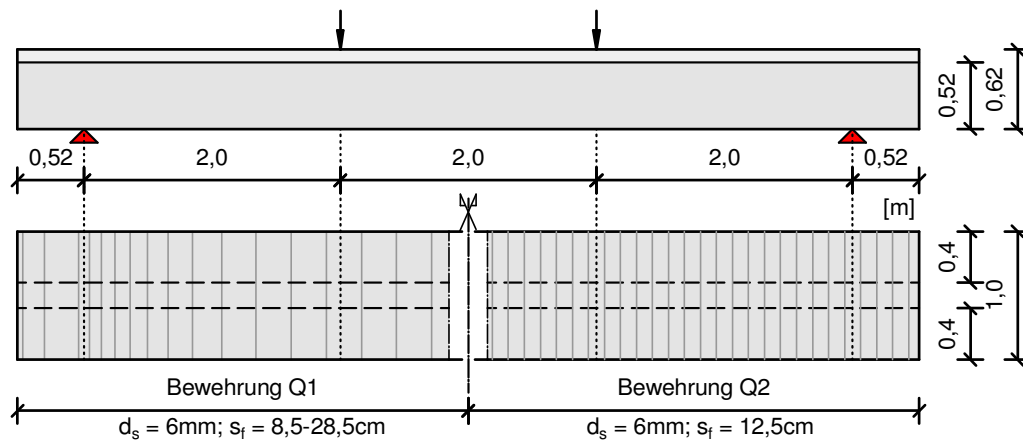
### 6.1 Allgemeines

Die in den Kapiteln 3.6 und 3.7 beschriebenen und in Kapitel 4 an grundlegenden Beispielen verifizierten Modelle werden im Folgenden zur numerischen Simulation dokumentierter Versuche zum Tragverhalten von Gurtanschlüssen gegliederter Querschnitte eingesetzt. Hierdurch wird eine kontinuierliche Kontrolle der Berechnungsergebnisse durch den direkten Vergleich mit den Messdaten und Versuchsbeobachtungen ermöglicht.

Zunächst erfolgt jeweils eine Beschreibung der experimentellen Untersuchungen und der dokumentierten Ergebnisse. Im Anschluss werden diese den Ergebnissen der Simulationsrechnungen gegenübergestellt.

### 6.2 Druckgurt mit Längsschub

Bei den Versuchsbalken Q1 und Q2, die im Rahmen experimenteller Studien von *Badawy und Bachmann* [4, 5] bis zum Bruch belastet wurden, handelt es sich um 0,62m hohe Plattenbalkenquerschnitte aus Stahlbeton. Die Breite der Stege  $b_w$  beträgt 0,2m, die Gesamtbreite der Gurtplatten 1,0m und die Höhe der Gurte  $h_f$  ist mit 0,1m konstant. Wesentlich unterscheiden sich die beiden Träger nur in Bezug auf die eingebaute Gurtanschlussbewehrung. Hierdurch sollten seinerzeit verschiedene der Bewehrungsführung zugrunde liegende Bemessungsmodelle auf ihre Eignung zum Nachweis der schubfesten Verbindung zwischen Balkensteg und Gurt überprüft werden [5]. Für den Versuchsträger Q1 erfolgt die Anordnung der Gurtanschlussbewehrung entsprechend der Größe der rechnerischen Hauptzugspannung im ungerissenen Zustand I nach *Technischer Biegelehre* im Gurtanschnitt des Balkenquerschnitts. Die Gurtanschlussbewehrung des Trägers Q2 entspricht dem Ergebnis einer Vordimensionierung am von *Badawy und Bachmann* entwickelten *Flanschfachwerk-Modell* (siehe Kapitel 2.2.1). Die Biege- und Querkraftbewehrung im Steg sind so dimensioniert, dass ein vorzeitiges Versagen in diesem Bereich ausgeschlossen werden sollte.



**Abb. 6.1:** System und Gurtanschlussbewehrung der Versuchsträger Q1 und Q2 nach [5]

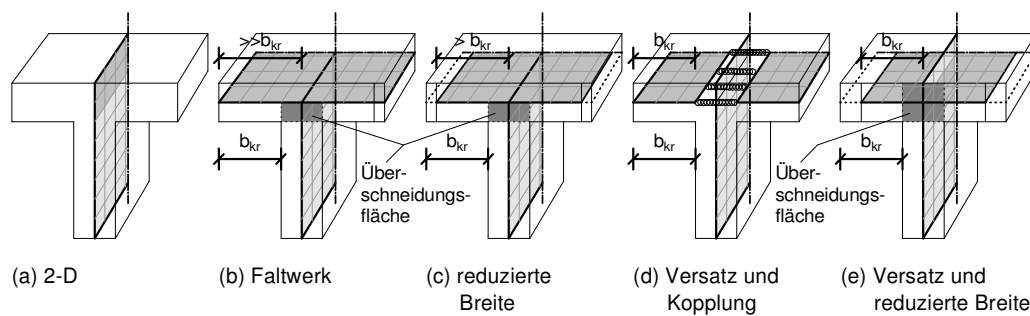
Die Belastung der Versuchsträger erfolgt in 4-Punkt-Biegeversuchen zunächst kraft geregelt, in den höheren Beanspruchungsbereichen bis zum Bruch wird auf eine weggeregelte Versuchsdurchführung umgestellt. Der Versuchsaufbau und die Anordnung der Gurtanschlussbewehrung sind schematisch in Abbildung 6.1 dargestellt. Für die Nachrechnung der Träger maßgebende Baustoffkennwerte können Tabelle 6.1 entnommen werden. Beim Balken Q1 wurde seinerzeit die Erstrissbildung in der Platte auf einem um etwa 30% höheren Lastniveau erreicht als angenommen [5]. Dies deutet darauf hin, dass der Bauteilbeton eine höhere Zugfestigkeit aufweist als die gleichzeitig hergestellten Prüfkörper zur Ermittlung der Festigkeitskennwerte. In Tabelle 6.1 sind daher zwei Werte für die Zugfestigkeit angegeben. Die nahezu gleich großen Pressenlasten zum Zeitpunkt der Erstrissbildung in den Gurten der Balken Q1 und Q2 (35 bzw. 37t [5]) lassen ebenfalls den Schluss zu, dass die Zugfestigkeit der beiden Bauteile vergleichbar groß gewesen sein muss.

Neben dem Last-Verformungsverhalten, das nur für den Versuchsbalken Q1 dokumentiert ist, sind die Betonstauchungen in Längsrichtung, die Betonstahldehnungen in Plattenquerrichtung und die Riss- und Bruchbilder für beide Versuchsträger im Versuchsbericht [5] enthalten. Diese Daten werden zum qualitativen und quantitativen Vergleich mit den Ergebnissen der numerischen Simulation herangezogen.

**Tab. 6.1:** Verwendete Werkstoffkennwerte für die Nachrechnung nach [5]

Beton	$f_{cm}$ [MPa]	$f_{ct}$ [MPa]	$E_c$ [MPa]	Betonstahl	$f_{ym}$ [MPa]	$\epsilon_y$ [‰]	$f_t$ [MPa]	$\epsilon_u$ [‰]	$E_s$ [MPa]
Q1	26,5	2,2 (2,9)	32000	$d_s = 6mm$ (Gurt)	475	2,26	518	65	210000
Q2	30	3,0	30200	$d_s = 12mm$ (Steg)	495	2,36	666	50	210000
				$d_s = 30mm$ (Steg)	554	2,64	750	44	210000





**Abb. 6.2:** Varianten der Strukturmodellierung von Plattenbalkenquerschnitten mit Flächenelementen

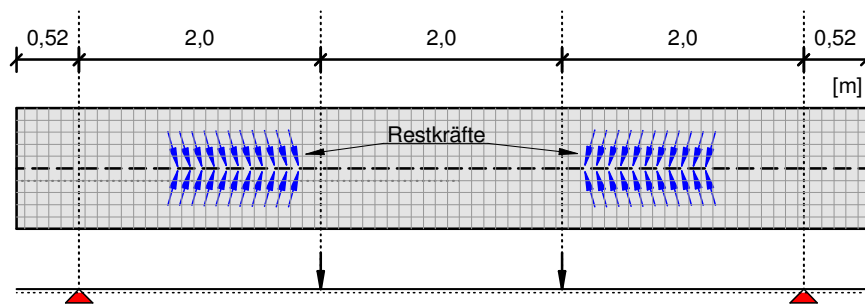
## 6.2.1 Nichtlineare Elastizitätstheorie – *SOFiStiK*

### Strukturmodellierung

Für die Strukturmodellierung des Plattenbalkenquerschnitts mit Flächenelementen sind zunächst Überlegungen zur Anordnung, Kopplung und Art der Elemente erforderlich. Diese müssen sowohl zur Aufnahme von Membran- als auch von Plattenschnittgrößen geeignet sein. Daher erfolgt die Modellierung mit ebenen Schalenelementen. In Abbildung 6.2 sind mögliche Varianten (a–e) zur Generierung der Struktur dargestellt. Für die Erfassung des Tragverhaltens im Bereich des Gurtanschlusses ist es erforderlich, die Flächenelemente in Form eines Faltworks anzuordnen. Die in Abbildung 6.2(a) dargestellte Variante ist daher ungeeignet. Die Steifigkeit des Systems wird zwar korrekt erfasst, jedoch wird ein mögliches Versagen im Bereich des Gurtanschlusses bei einer solchen Strukturmodellierung rechnerisch nicht abgebildet.

Durch die übrigen vier Modellvarianten werden sowohl die Systemsteifigkeit als auch das Gurtragverhalten berücksichtigt. Die Positionierung der Schalenelemente erfolgt in der Mittelfläche des Querschnitts. Bei den Varianten (b) und (c) ergibt sich hierbei im Bereich des Schnittpunktes von Gurt- und Stegelementen eine Überschneidungsfläche. Diese Ungenauigkeit ist in Bezug auf die Biegesteifigkeit des Systems bei nicht zu dicken Gurt- und Stegquerschnitten im Allgemeinen vernachlässigbar [87]. Im vorliegenden Fall sollen jedoch nicht nur die absolute Systemsteifigkeit im ungerissenen Zustand I, sondern auch das Tragverhalten des Anschlusses vom Gurt an den Stegquerschnitt im gerissenen Zustand II erfasst werden. In realen Bauteilen muss nur ein Teil der resultierenden Biegedruckkraft in die Kragbereiche der Gurtquerschnitte ausgelagert werden. Die Auslagerung wird durch das Verhältnis der in der Druckzone liegenden Flächen von Steg und Gurt beeinflusst. Um diesen Einfluss besser zu erfassen, wird in Variante (c) die Gurtbreite soweit reduziert, dass die Gesamtsteifigkeit im Zustand I unter Berücksichtigung der Überschneidungsfläche etwa dem des realen Bauteils entspricht.

Durch die in den Varianten (d) und (e) dargestellten Strukturmodellierungen können sowohl die tatsächliche Gurtbreite als auch die Systemsteifigkeit für die Haupttragrichtung abgebildet



**Abb. 6.3:** Schematische Darstellung der Restkräfte im Gurtanschnitt

werden. Durch den Verzicht auf eine Kopplung der Elemente in Variante (e) wird die Breite des Querschnitts und damit die Steifigkeit in Querrichtung reduziert. Dies hat auf die hier untersuchten Fragestellungen jedoch keine Auswirkungen.

Durch die relativ schmalen Stegabmessungen werden bereits mit dem in Abbildung 6.2(c) dargestellten Strukturmodell gute Ergebnisse erzielt. Diese Variante stellt für die zu untersuchende Problemstellung gleichzeitig den besten Kompromiss zwischen Einfachheit der Modellierung und Wirklichkeitsnähe der erzielten Ergebnisse dar. Die Varianten (d) und (e) versprechen daher keine signifikante Verbesserung der Ergebnisse. Darüber hinaus lässt sich die weniger komplexe Modellierung der Variante (c) besser auf andere Querschnittsgeometrien (beispielsweise Hohlkästen) übertragen.

### Auswertung der nichtlinearen Systemanalyse

Zur Nachrechnung der Versuchsträger werden die durch das FE-Programm voreingestellten Grenzdehnungen, die ein Abbruchkriterium für die Berechnung darstellen, außer Kraft gesetzt. Diese richten sich nach der für die Berechnung gewählten Bemessungsnorm und führen daher zu einem Abbruch der Analyse vor Erreichen der in den experimentellen Studien gemessenen Dehnungen.

Im Rahmen des Iterationsverfahrens werden mit jedem Schritt Restkräfte ermittelt (siehe Kapitel 3.7.2). Nach Abschluss der Berechnung müssen die verbleibenden Restkräfte, die nicht mehr auf das System aufgebracht werden können, unter einem zu definierenden Grenzwert liegen. Die Voreinstellung im Programm beträgt hierfür „ $TOL = 0,001$ “. Die Toleranzgrenze ergibt sich aus der Multiplikation dieses Wertes mit der maximalen Knotenlast [93]. Bei der Auswertung der Simulationsergebnisse des schwächer bewehrten Querschnitts Q1 kann festgestellt werden, dass insbesondere im Anschlussbereich der Gurte an die Stege systematisch Restkräfte nach Überschreiten der Fließgrenze der Anschlussbewehrung entstehen. In Abbildung 6.3 ist diese Beobachtung schematisch dargestellt. Es muss davon ausgegangen werden, dass es durch die Kräfte, die infolge der örtlichen Plastizierung nicht mehr vollständig aufgenommen

werden können, zu einer rechnerischen Überschätzung der Tragfähigkeit des Gurtanschlusses kommen kann. Um dies auszuschließen, wird neben der Prüfung der Restkräfte nach dem letzten Iterationsschritt gegebenenfalls die Toleranzgrenze in Abhängigkeit von der vorhandenen Gurtanschlussbewehrung reduziert. Es wird sichergestellt, dass die Restkraft je Element nicht größer als 5% der Tragfähigkeit der in diesem Bereich vorhandenen Bewehrung wird. Als Bezugswert zur Ermittlung der Tragfähigkeit dient hierbei die Streckgrenze der Betonstahlbewehrung.

### **Vergleich der Ergebnisse aus Simulation und Versuch für Träger Q1**

In Abbildung 6.4 sind die rechnerisch ermittelte und die im Rahmen der Versuchsdurchführung dokumentierte Last-Verformungskurve für die Durchbiegung in Feldmitte einander gegenübergestellt. Die Bruchlast wird durch die Simulation in guter Näherung erreicht. Wird die Rissrichtung im Rahmen der Traglastiteration in einer frühen Phase des Rissbildungsprozesses rechnerisch fixiert, so wird eine etwas geringere Versagenslast bei gleichzeitig größeren Betonstahldehnungen ermittelt (siehe Abbildung 6.4 „FEM Q1 (mit PLF)“). Die direkte Berechnung der Traglast ohne Berücksichtigung niedriger Laststufen als Primärlastfall führt hier tendenziell zu besseren Übereinstimmungen mit den dokumentierten Versuchsergebnissen. Mit Abweichungen von  $(1 - 476/518) \cdot 100 = 8,1\%$  und  $(1 - 504/518) \cdot 100 = 2,7\%$  wird die Bruchlast durch beide Varianten auf der sicheren Seite liegend angenähert.

Die Steifigkeit des Trägers fällt im Rahmen der Simulationsrechnung geringfügiger ab als im Versuch. Dies ist an der geringeren Verformungszunahme im oberen Lastbereich (etwa 80% bis 100% Pressenlast) zu erkennen. Im Rahmen der Versuchsdurchführung wurde die Belastung in 18 gleichartigen Stufen aufgebracht. Zunächst wurde innerhalb von etwa zwei Minuten die vorgesehene Last- oder Verformungsgröße eingestellt. Im Anschluss wurde die so erreichte Anfangslast für weitere zwei Minuten konstant gehalten. Abschließend wurden innerhalb von 30 bis 60 Minuten Messungen am Balken durchgeführt. Während dieser Zeit wurde die Deformation konstant gehalten [5]. Durch das Konstanthalten der Verformung über einen längeren Zeitraum in jeder Stufe kam es beim Realversuch zu einem Abfall der Pressenlast infolge Kriechens (siehe Abbildung 6.4). In der Simulationsrechnung wird ein vergleichbarer Effekt nicht berücksichtigt. Zur besseren Vergleichbarkeit der Ergebnisse ist daher der auf theoretischem Weg ermittelte wahrscheinliche Verlauf der Last-Verformungskurve ohne Kriecheffekte bis zum Erreichen der Maximallast in Abbildung 6.4 hypothetisch eingetragen. Insgesamt wird das experimentell ermittelte Durchbiegungsverhalten durch die Simulationsrechnungen in guter Näherung wiedergegeben.

Der Verlauf der maximalen Dehnungen der Gurtanschlussbewehrung über die halbe Trägelänge ist für unterschiedliche Pressenkräfte in Abbildung 6.5 dargestellt. Ein nennenswerter Dehnungszuwachs in der Gurtanschlussbewehrung kann sowohl im Versuch als auch in der Berechnung erst bei  $L = 1,0\text{m}$  beobachtet werden. Dies entspricht etwa einer Entfernung von 0,50m vom Auflager. Das von *Badawy und Bachmann* in [5] festgestellte und im

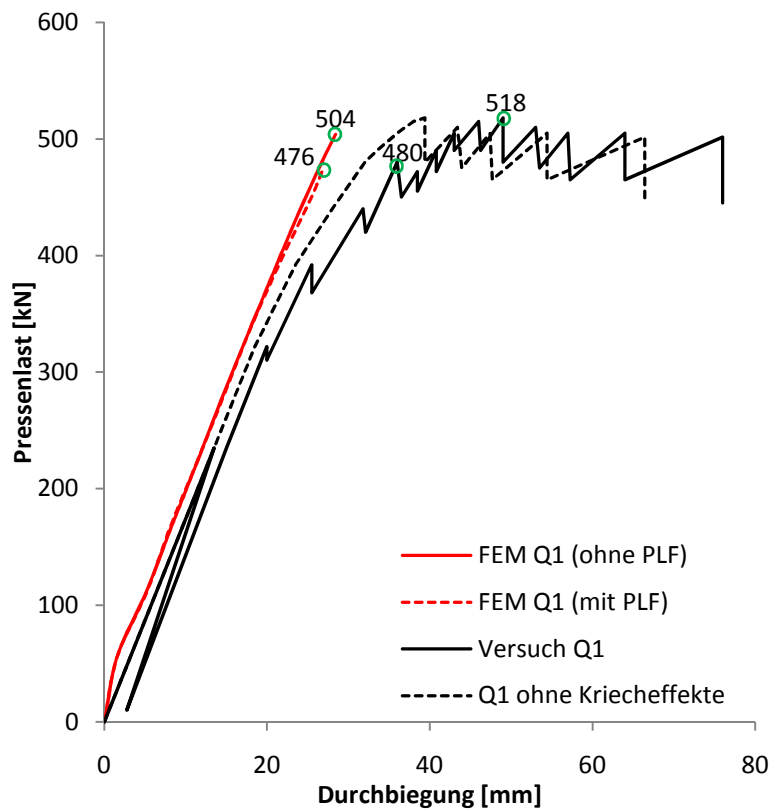


Abb. 6.4: Last-Verformungsverhalten des Trägers Q1 in Versuch und Simulation

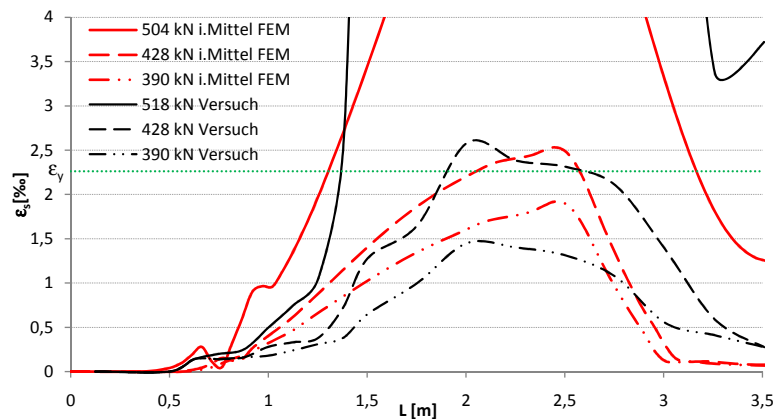


Abb. 6.5: Dehnungen der Gurtanschlussbewehrung über die Länge der Anschlussfuge

*Flanschfachwerk-Modell* berücksichtigte Versatzmaß, das durch die Höhe des Stegquerschnitts beeinflusst wird, kann im Rahmen der numerischen Simulation bestätigt werden.

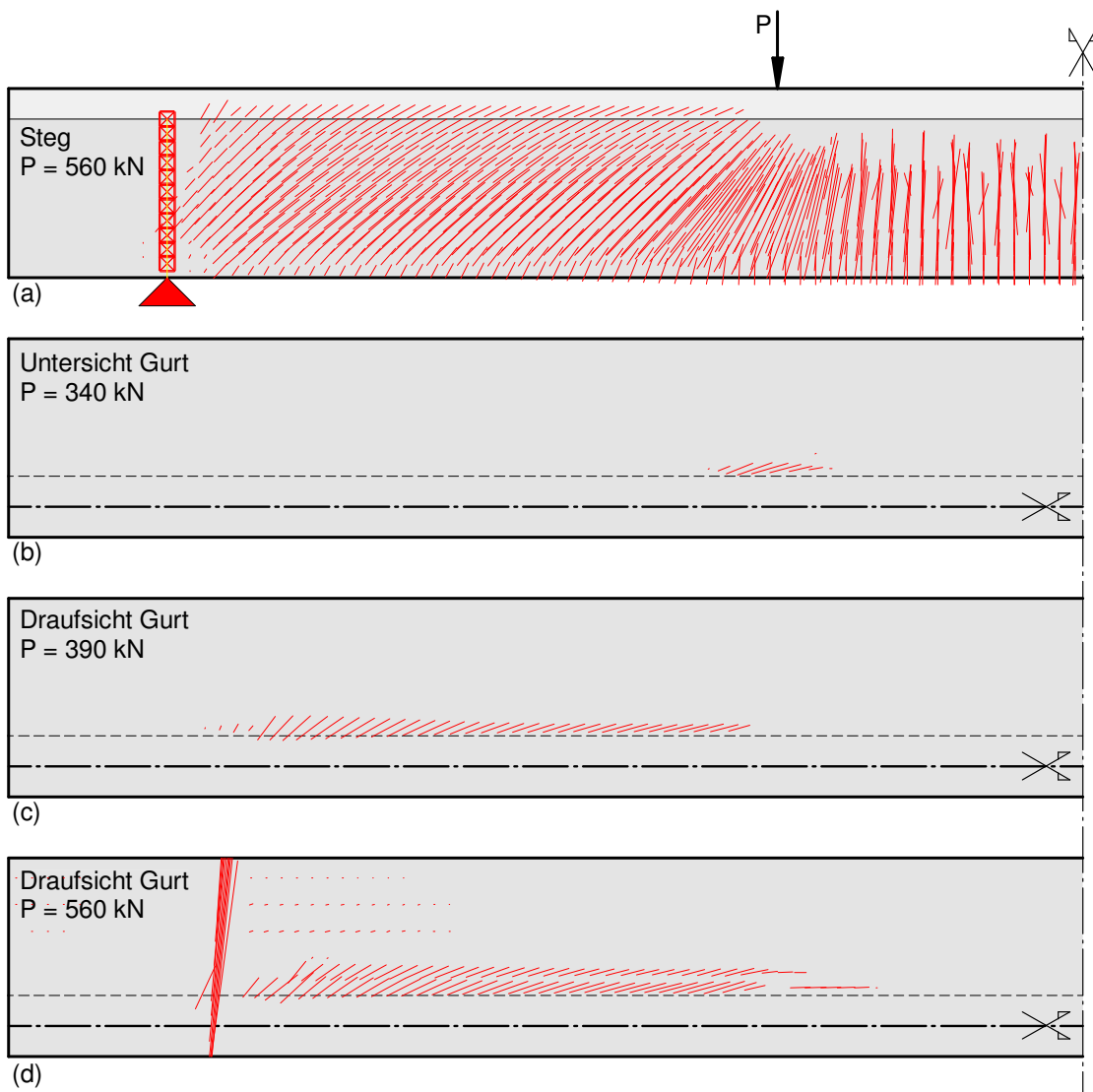
Im Rahmen der experimentellen Untersuchungen wurden die Betonstauchungen von *Badawy und Bachmann* durch diskrete Messstrecken an der Ober- und Unterseite der Gurtplatten gemessen. Diese wiesen einen Abstand untereinander von etwa 67cm auf und einen Abstand

---

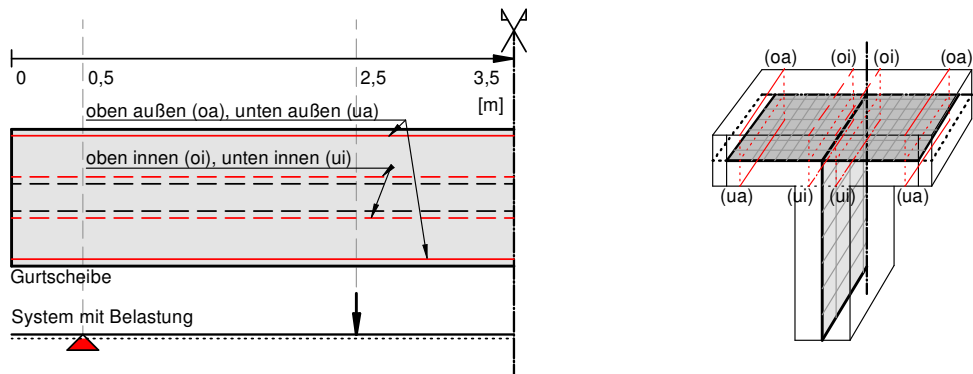
zum Plattenrand beziehungsweise zum Anschnitt an den Steg von jeweils 3cm. Die Auswertungsschnitte im Modell können Abbildung 6.7(a) entnommen werden. Die Auswertung erfolgt in der jeweils zweiten Elementknotenreihe ausgehend vom Gurtanschnitt beziehungsweise vom Plattenende. Vergleichend sind die rechnerischen und gemessenen Betonstauchungen der Gurtplatten in Abbildung 6.7(b) und (c) gegenübergestellt. Dabei werden die Simulationsergebnisse jeweils für die rechnerische Höchstlast von 504kN angegeben. Diese werden in Abbildung 6.7(b) mit den Messwerten bei 450kN und in Abbildung 6.7(c) mit denen bei 518kN verglichen.

Die gemessenen und berechneten Betonstauchungen weisen bei einer qualitativen Betrachtung des Verlaufs eine sehr gute Übereinstimmung auf. Tendenziell werden durch die Versuchsdaten etwas größere Stauchungen im Bereich der inneren (stagnahen) Schnitte ausgewiesen. In Auflagernähe werden rechnerisch insbesondere in den inneren Schnitten Zugdehnungen ermittelt. Diese wurden seinerzeit, vermutlich bedingt durch die Auswertung in diskreten Punkten, nicht in vergleichbarer Höhe gemessen. Eine Betrachtung der dokumentierten Rissbilder bestätigt jedoch das Ergebnis der Simulation (siehe Abbildung 5.6). Insgesamt werden die Messergebnisse durch das verwendete FE-Modell gut wiedergegeben.

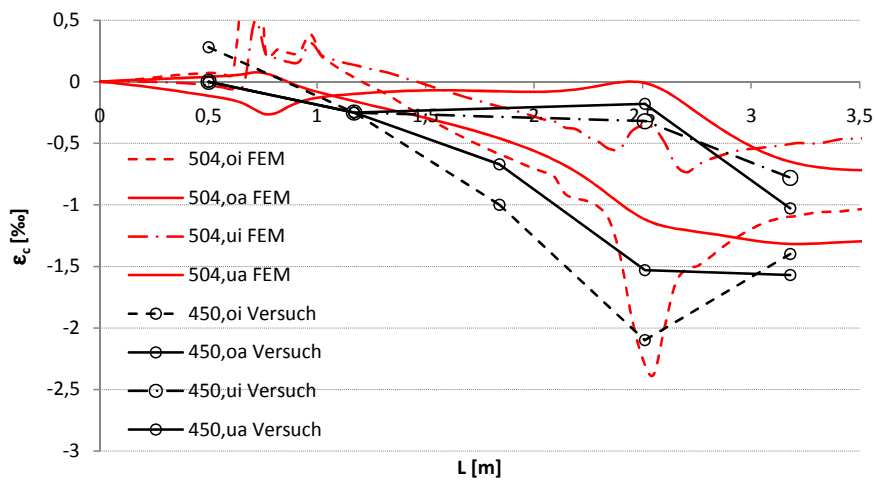
Das Versagen des Trägers Q1 wird im Versuch und der Simulation durch einen überproportional großen Dehnungszuwachs in der Gurtanschlussbewehrung nach Fließbeginn eingeleitet (siehe Abbildung 6.5).



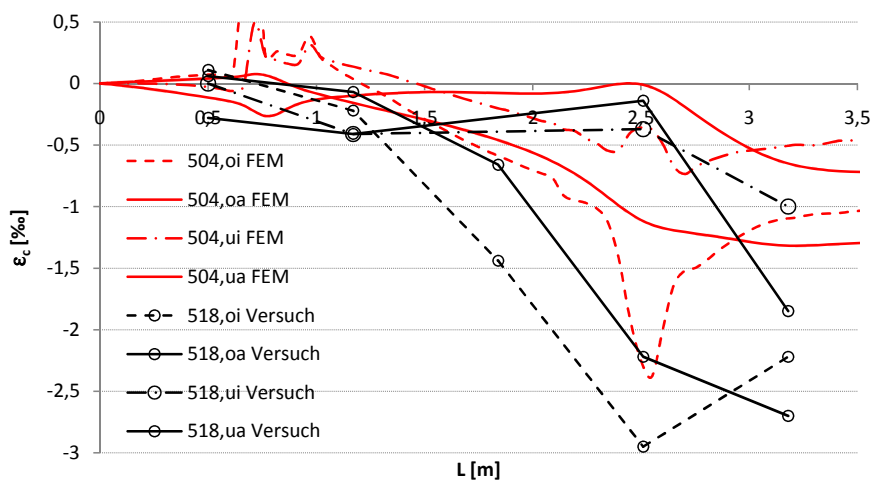
**Abb. 6.6:** Rissbild in Steg und Gurt als Ergebnis der Simulationsrechnung



(a) Lage der Auswertungsschnitte

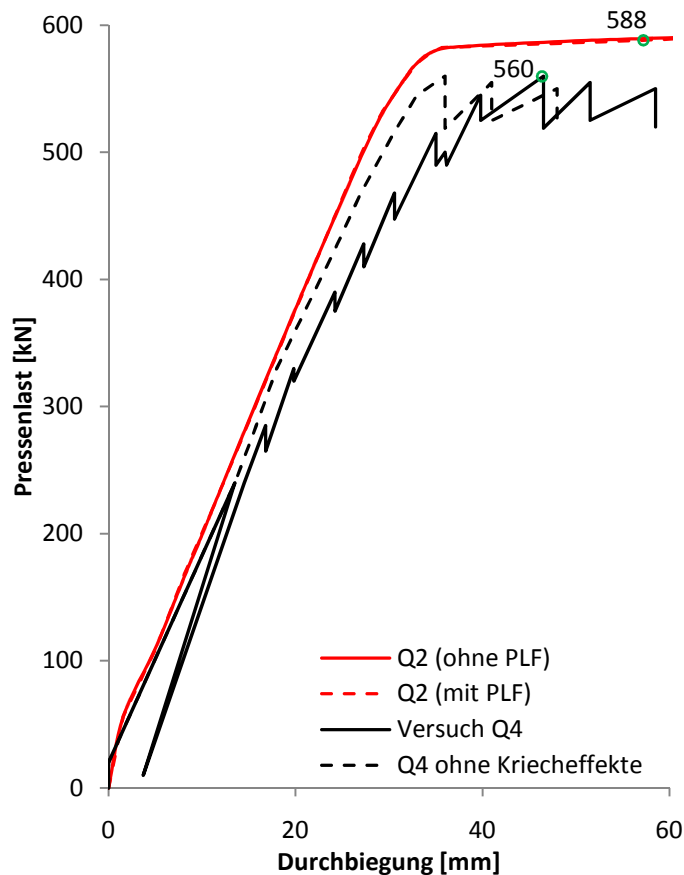


(b) 450kN Versuch – 504kN FEM



(c) 518kN Versuch – 504kN FEM

**Abb. 6.7:** Betonstauchungen in der Gurtplatte des Trägers Q1 in Versuch und Simulation



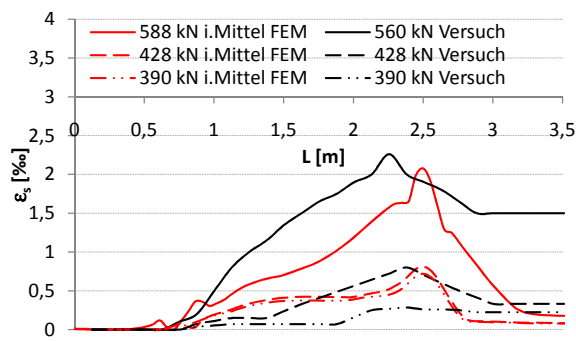
**Abb. 6.8:** Last-Verformungsverhalten des Trägers Q4 im Versuch und Q2 in der Simulation

### Vergleich der Ergebnisse aus Simulation und Versuch für Träger Q2

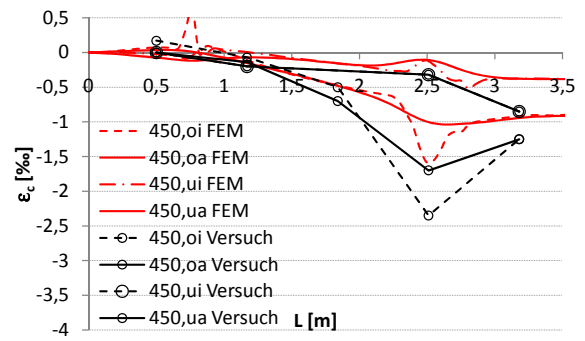
Der im Vergleich zum Träger Q1 mit einem größeren Bewehrungsgrad und einer anderen Bewehrungsverteilung im Gurtanschluss ausgeführte Balken Q2 (siehe Abbildung 6.1) versagte im Experiment nicht wie geplant durch ein Abscheren der Gurte, sondern durch einen Biegebruch auf höherem Lastniveau. Im Rahmen der hier durchgeführten Simulation wird diese Versagensart ebenfalls ermittelt. Der Bruch wird hierbei in der Nachrechnung durch das Fließen der Biegezugbewehrung eingeleitet und tritt schließlich noch vor Erreichen der Zugfestigkeit des Stahls als sekundärer Biegedruckbruch ein. Im Rahmen der experimentellen Untersuchungen wurde der Fließbeginn der Biegezugbewehrung zwischen den Laststufen 428 kN und der Bruchlast beobachtet [5]. Die Betonstauchungen der Gurtplatte und die von *Badawy und Bachmann* veröffentlichten Bruchbilder [5] lassen auf ein vergleichbares Bruchverhalten in Versuch und Simulation schließen.

Eine dokumentierte Last-Verformungskurve liegt für diesen Plattenbalken nicht vor. In Abbildung 6.8 wird daher zum Vergleich der Belastungsverlauf des Balkens Q4 dargestellt. Dieser wies die gleiche Bruchlast im Experiment auf wie der Träger Q2, war jedoch zusätzlich

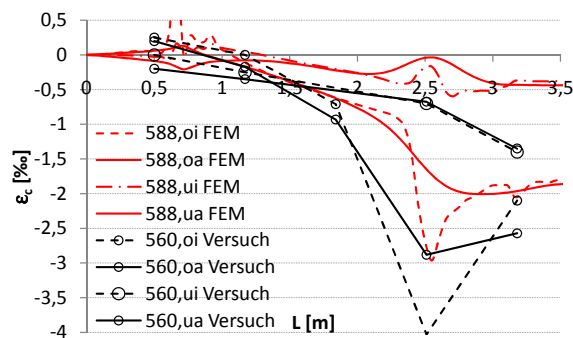




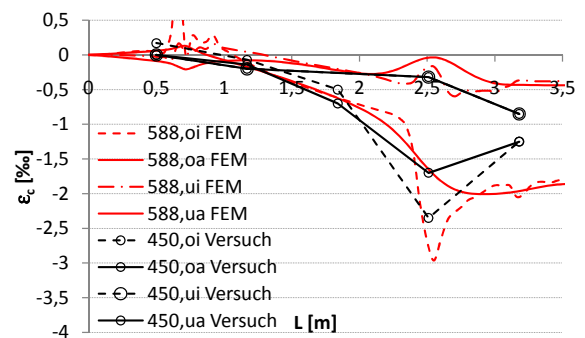
(a) Dehnungsverteilung der Gurtanschlussbewehrung



(b) Betonstauchung 450kN Versuch – 450kN FEM



(c) Betonstauchung 560kN Versuch – 588kN FEM



(d) Betonstauchung 450kN Versuch – 588kN FEM

**Abb. 6.9:** Dehnungen der Gurtanschlussbewehrung und Stauchungen der Gurtplatte des Balkens Q2 in Versuch und Simulation

durch ein Querbiegemoment beansprucht. Es kann davon ausgegangen werden, dass das Last-Verformungsverhalten der Versuche Q2 und Q4 ähnlich war.

Die im Versuch erreichte Traglast wird durch die Simulationsrechnung gut wiedergegeben. Mit einer rechnerischen Bruchlast zwischen 582kN und 588kN wird die Tatsächliche um 4 bis 5% lediglich geringfügig überschätzt. Hierbei ist das Ergebnis unabhängig von der Berücksichtigung der Primärlastfälle. Die mittleren Stahldehnungen im Gurtanschnitt sowie die Betonlängsstauchungen der Gurtplatte in Bauwerkslängsrichtung können Abbildung 6.9 entnommen werden.

Die Dehnungs- beziehungsweise Stauchungsverläufe lassen auf ein mit dem realen Bauteil vergleichbares Tragverhalten des Modells in der Simulation schließen. In der Tendenz werden in der Nachrechnung wie beim Balken Q1 etwas geringere Betonstauchungen als im Versuch ermittelt (siehe Abbildungen 6.9(b) und (c)).

### Weitere Ergebnisse der Nachrechnung der Träger Q1 und Q2

*Badawy und Bachmann* folgerten aus den Ergebnissen ihrer experimentellen Studien, dass durch die Ermittlung der Gurtanschlussbewehrung auf Basis des seinerzeit üblichen Haupt-

zugspannungsnachweises die tatsächliche Verteilung der Beanspruchungen nur unzureichend berücksichtigt wird [5]. Die Hauptzugspannungen wurden für die Vergleichsrechnungen in [5] nach *Technischer Biegelehre* am Balkenquerschnitt ermittelt. In dem in Abbildung 6.5 erkennbaren Versatzmaß, dass hier durch die numerische Simulation ebenfalls festgestellt werden kann, sahen sie die Bestätigung für das *Flanschfachwerk-Modell* (siehe Abbildung 2.1).

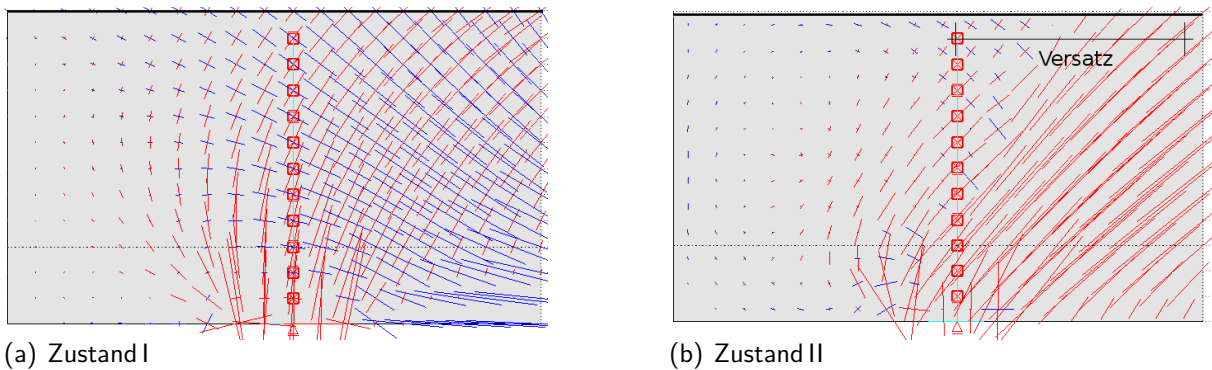
Im Folgenden werden die rechnerischen Spannungen im Gurtanschnitt, die in den Zuständen I und II (ungerissen und gerissen) am Faltnetz aus Schalenelementen ermittelt werden, ausgewertet und es erfolgt eine vergleichende Betrachtung mit den Ergebnissen an einem Balkenelement. In Abbildung 6.11 sind die Beanspruchungen des 4-Punkt-Biegeversuchs als Stabschnittgrößen (a) und die daraus resultierenden Spannungen im Gurtanschnitt (b) und (c) dargestellt. Die Schubspannung am Balken wird gemäß (6.1) im ungerissenen Zustand I nach *Technischer Biegelehre* ermittelt. Hieraus folgt der zur Querkraft affine Verlauf. Die rechnerische Hauptzugspannung erreicht unmittelbar über den Auflagerachsen ihren rechnerischen Maximalwert, da diese mit dem Nulldurchgang der ansonsten negativen Biegegrandspannung zusammenfällt.

$$\tau = \frac{V \cdot S_y}{I_y \cdot h_f} \quad (6.1)$$

Die Berechnung der Spannungen nach *Balkentheorie* beziehungsweise *Technischer Biegelehre* setzt die Gültigkeit der *Bernoulli-Hypothese* voraus, nach der die Querschnitte im verformten Balken eben bleiben. In Bereichen, die ein deutlich nichtlineares Dehnungsverhalten aufweisen, ist diese Methode jedoch nicht anwendbar. Im vorliegenden Fall trifft dies auf die konzentrierten Lastenleitungsgebiete an den Lager- und Pressenansatzpunkten zu.

Die Ermittlung der Beanspruchungen nach linearer *Elastizitätstheorie* am Faltnetz mit Schalenelementen führt bereits zu einer deutlich realistischeren Einschätzung. In der Gurtscheibe kommt es zu einem allmählichen Aufbau der Schub- und Normalspannungen. Der nach *Technischer Biegelehre* erreichte Spitzenwert der Hauptzugspannung über dem Auflager wird nicht mehr erreicht. Es kann eine deutliche Verstetigung des Hauptspannungsverlaufs in diesem Bereich im Rahmen der Modellrechnung beobachtet werden (siehe Abbildung 6.11(c)).

Eine weitere Verbesserung der Modellrechnung wird durch die Berücksichtigung des nichtlinearen Werkstoffverhaltens erreicht. Mit Überschreitung der Betonzugfestigkeit durch die Hauptzugspannungen kommt es zur Rissbildung und die freiwerdenden Zugkräfte aus dem Betonquerschnitt werden durch einen entsprechenden Spannungszuwachs in den Betonstahl-Layern kompensiert. Zur Aufnahme der schiefen Hauptzugspannungen im Auflagerbereich (siehe Abbildung 6.10(a)) steht jedoch nur eine vertikale Bügelbewehrung zur Verfügung. Dies führt zu einer Umlagerung der Hauptspannungen im Steg infolge Rissbildung zur Sicherstellung eines Gleichgewichtszustandes (siehe Abbildung 6.10(b)). Hierdurch kommt es zum von *Badawy und Bachmann* [5] beobachteten Versatzmaß. Bei dem in Abbildung 6.11(c) dargestellten Verlauf der Hauptzugspannungen handelt es sich um rein rechnerische Spannungen, die auf Basis



**Abb. 6.10:** Hauptspannungstrajektorien im Auflagerbereich des Stegquerschnitts

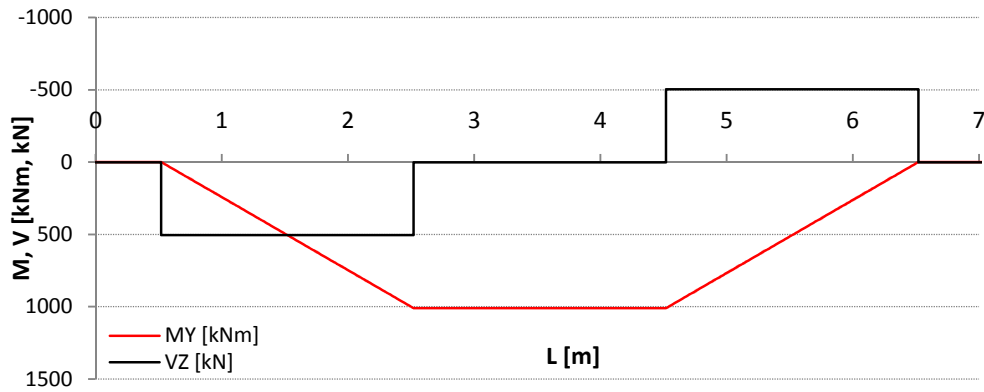
der vorhandenen Schub- und Normalspannungen nach (6.2) ermittelt sind. Tatsächlich ist der Gurtanschnitt über die volle Länge gerissen und es werden keine Hauptzugspannungen mehr über Betonelemente übertragen. Aufgrund des in Kapitel 4.3.4 aufgezeigten Modellverhaltens handelt es sich hierbei faktisch um einen Traganteil der Bewehrung.

$$\sigma_I = \frac{\sigma_x}{2} + \frac{1}{2} \cdot \sqrt{\sigma_x^2 + 4 \cdot \tau^2} \quad (6.2)$$

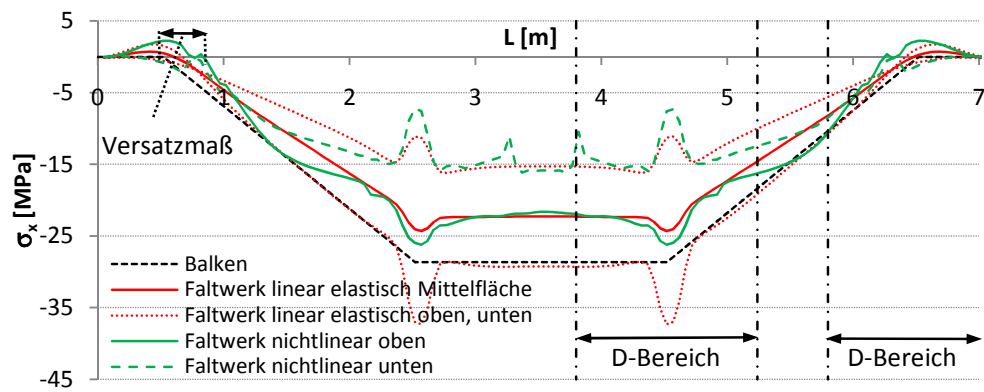
Der Hauptunterschied der drei untersuchten Modellrechnungen liegt in der Genauigkeit der Beanspruchungsermittlung im Diskontinuitätsbereich (D-Bereich) in Auflagernähe. Hierbei werden durch die Berechnung nach *Technischer Biegelehre* erwartungsgemäß die ungenauesten Ergebnisse und bei der Analyse auf Basis der nichtlinearen *Elastizitätstheorie* die besten Übereinstimmungen mit dem realen Bauteilversuch erzielt.

Darüber hinaus ist zu erkennen, dass der Normalspannungszuwachs bei der nichtlinearen Systemanalyse nicht affin zum Momentenverlauf (linear) erfolgt. Dies ist vermutlich ebenfalls auf die ausgeprägten D-Bereichslängen zurückzuführen.

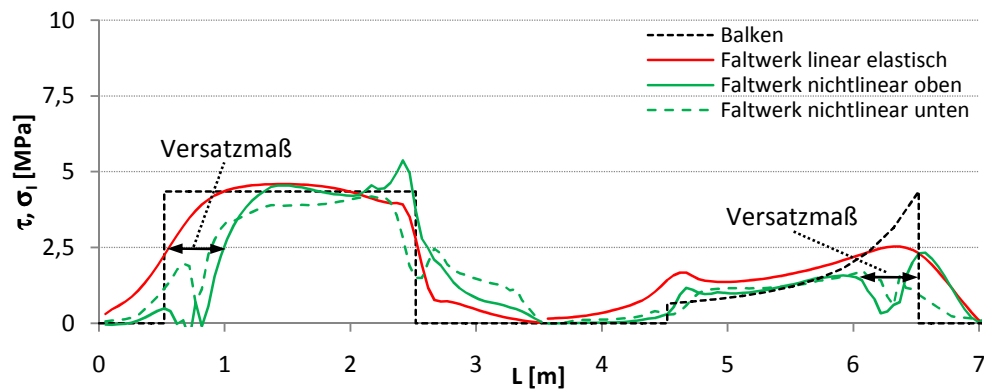
Das Rissverhalten der Gurtplatten im Rahmen der Nachrechnung lässt sich wie folgt beschreiben: Infolge der lokal wirkenden Pressenlasten kommt es zu konzentrierten Spannungsspitzen in den Gurtplatten im Bereich der Lasteinleitungen. Diese weichen wesentlich von den Spannungen nach *Technischer Biegelehre* ab und können nur am Faltwerk mit Schalenelementen ermittelt werden. Gleichzeitig sind die rechnerischen Spannungen in hohem Maß abhängig von der Modellierung des Systems und der Lasteinleitung und können daher mit veränderter Strukturmodellierung unterschiedliche Absolutwerte aufweisen. Ausgehend von den Spitzenwerten der Zugspannung im Lasteinleitungsbereich bilden sich die ersten Risse und breiten sich mit weiterer Laststeigerung zügig im ganzen Schubbereich der Platte aus.



(a) Stabschnittgrößen

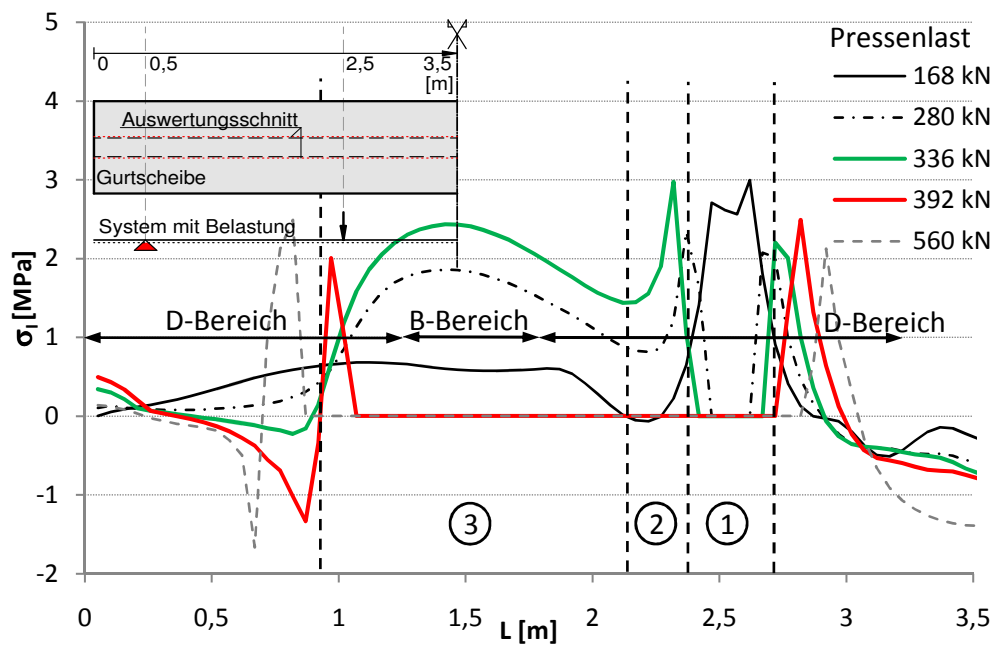


(b) Normalspannungen



(c) Schubspannungen (links) und Hauptzugspannungen (rechts)

**Abb. 6.11:** Rechnerische Spannungen im Anschnitt zwischen Steg und Gurtquerschnitt



**Abb. 6.12:** Entwicklung der Hauptzugspannungsverteilung im Gurtanschnitt bei nichtlinearer Berechnung

In Abbildung 6.12 ist die Entwicklung der Hauptzugspannungen im Gurtanschnitt auf Basis einer nichtlinearen Systemanalyse dargestellt. Es ist zu erkennen, dass der Ort der Erstrissbildung wesentlich von den Auswirkungen der Lasteinleitung beeinflusst wird. Die maximalen Hauptzugspannungen werden zunächst im Bereich der konzentriert wirkenden Pressenkräfte (1) erreicht. Mit Überschreitung der Betonzugfestigkeit kommt es zur Rissbildung in diesem Bereich und damit verbunden zu einer Verlagerung des Spitzenwertes der Hauptzugspannung in den unmittelbar angrenzenden Bereich des ungerissenen Betons (2). Das bis hierhin beschriebene Modellverhalten findet vollständig im D-Bereich um die Lasteinleitung statt. Wie bereits erwähnt ist es stark abhängig von der gewählten Modellierung. Daher ist eine Vorhersage der tatsächlichen Erstrisslasten in diesem Bereich nicht ohne Weiteres möglich. Das grundsätzliche Modellverhalten wird hier beschrieben.

Außerhalb des Störbereichs durch die Lasteinleitung (3) entwickeln sich die Hauptzugspannungen im Anschnitt der Gurte an den Steg entsprechend des Verlaufs der globalen Beanspruchungen bestehend aus Biegung und Querkraft unter Berücksichtigung des durch die Rissbildung im Steg verursachten Versatzmaßes. Die maximalen Hauptzugspannungen außerhalb des Lasteinleitungsbereichs werden unter Berücksichtigung des Versatzmaßes in Auflagernähe erreicht (siehe Abbildung 6.12 Bereich (3) beziehungsweise Abbildung 6.11(b)). Dies ist in Anbetracht der gleichmäßigen Schubspannungsverteilung und der sukzessiven Zunahme der Längsdruckspannungen infolge Biegung auch plausibel.

## Fazit

Das Tragverhalten der gegliederten Querschnitte mit Druckgurt wird im Rahmen der Simulation unter Verwendung des in Kapitel 3.7 beschriebenen Modells auf Basis der nichtlinearen *Elastizitätstheorie* sehr gut wiedergegeben. Die Systemtraglast, das Last-Verformungsverhalten, die wahrscheinliche Rissbildung in der Gurtplatte und im Steg, die qualitative Verteilung der Dehnungen der Gurtanschlussbewehrung und die Versagensart werden mit sehr guten Übereinstimmungen im Vergleich zu den Versuchsbeobachtungen erfasst.

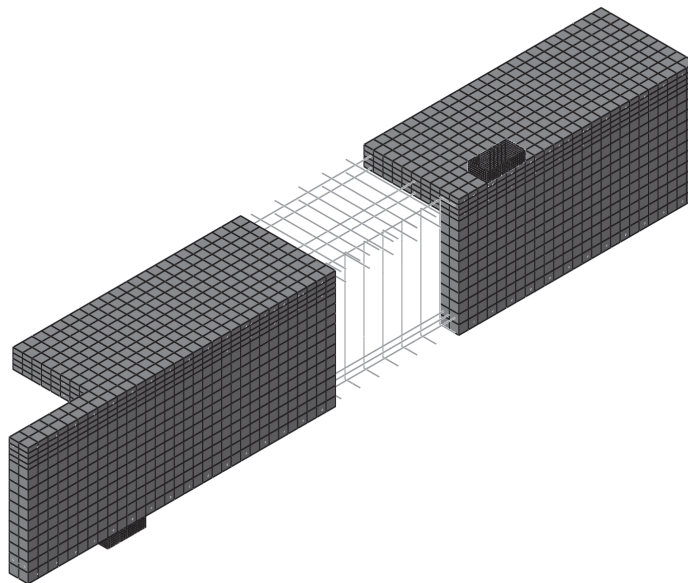
### 6.2.2 Materialmodell CDP – ABAQUS

Im Folgenden werden die Ergebnisse der Nachrechnungen der beiden Balken Q1 und Q2 auf Grundlage des elastoplastischen Schädigungsmodells CDP beschrieben.

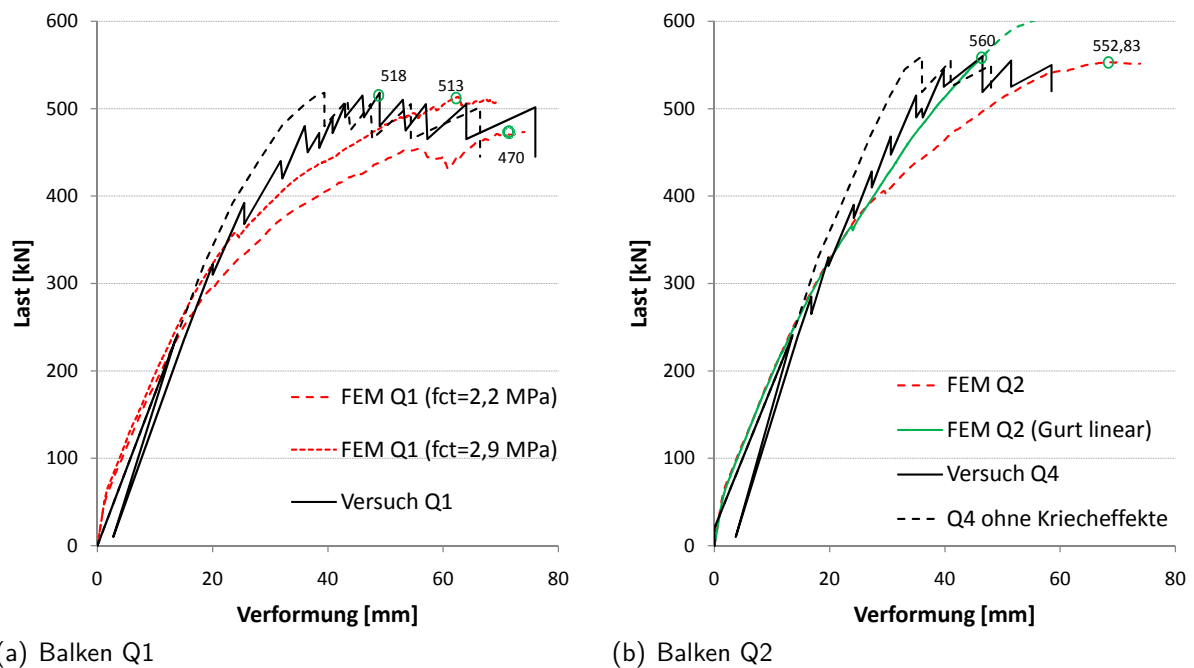
#### Strukturmodellierung

Die Eingabe des Systems erfolgt auf Basis der in Kapitel 4.2 untersuchten Modellvarianten unter Ausnutzung der Symmetrieeigenschaften der Balken. Durch die Verwendung von Kontinuums-elementen für den Beton und diskreten Fachwerkstäben für die Bewehrung sind besondere Überlegungen zur wirklichkeitsnahen Erfassung der Steifigkeit im System nicht erforderlich.

Bei der Diskretisierung des Systems wird die Elementgröße entsprechend der zu erwartenden Beanspruchung angepasst, um negative Einflüsse infolge *Hourglassing* möglichst auszuschließen. In biegebeanspruchten Bereichen werden hierzu mindestens vier Elemente über die Bauteilhöhe vorgesehen. In Abbildung 6.13 ist ein Modell exemplarisch dargestellt. Die Lasteinleitungs-



**Abb. 6.13:** Strukturmodell eines Plattenbalkens mit Kontinuums-elementen und diskreter Bewehrung



**Abb. 6.14:** Last-Verformungsverhalten der Balken Q1 und Q2 in Versuch und Simulation

bereiche werden hier über eine Breite von 20cm durch Stahlplatten mit linearelastischem Materialverhalten modelliert, um eine möglichst gleichmäßige Beanspruchungsverteilung in diesen Bereichen zu erzeugen.

### Vergleich der Ergebnisse aus Simulation und Versuch für die Träger Q1 und Q2

Die in der Simulation ermittelten Systemtraglasten stimmen mit den experimentell ermittelten Bruchlasten in guter Näherung überein. Die mit der Rissbildung im Gurtanschnitt verbundene Reduktion der Systemsteifigkeit fällt im Rahmen der Simulation jedoch größer aus als beim Realversuch. Dies ist in Abbildung 6.14 an der Verformungszunahme im Lastbereich  $\geq 350\text{kN}$  gut zu erkennen. In der experimentellen Studie fielen die Verformungszuwächse ab dieser Laststufe geringer aus. Beim Balken Q1 werden unter Berücksichtigung einer mittleren Zugfestigkeit von  $f_{ct} = 2,9$  bessere Übereinstimmungen mit den Versuchswerten erzielt. Dies gilt für die Höhe der rechnerischen Bruchlast und den Zeitpunkt der Erstrissbildung im Gurtanschnitt. Damit wird die in Kapitel 6.2 beschriebene und in Tabelle 6.1 dokumentierte Annahme der höheren Bauteilzugfestigkeit bestätigt. Die rechnerische Steifigkeit im gerissenen Zustand II ist nahezu unabhängig von der Zugfestigkeit.

Ein Vergleich der experimentell und numerisch ermittelten Betonstahldehnungen in der Gurtplatte zeigt insbesondere qualitativ sehr gute Übereinstimmungen im Dehnungsverlauf über die Bauteillängsachse. In Abbildung 6.15 ist dieser für den Balken Q2 für verschiedene Laststufen dargestellt. Neben dem Vergleich der maximalen Dehnungen ist deren rechnerische Verteilung

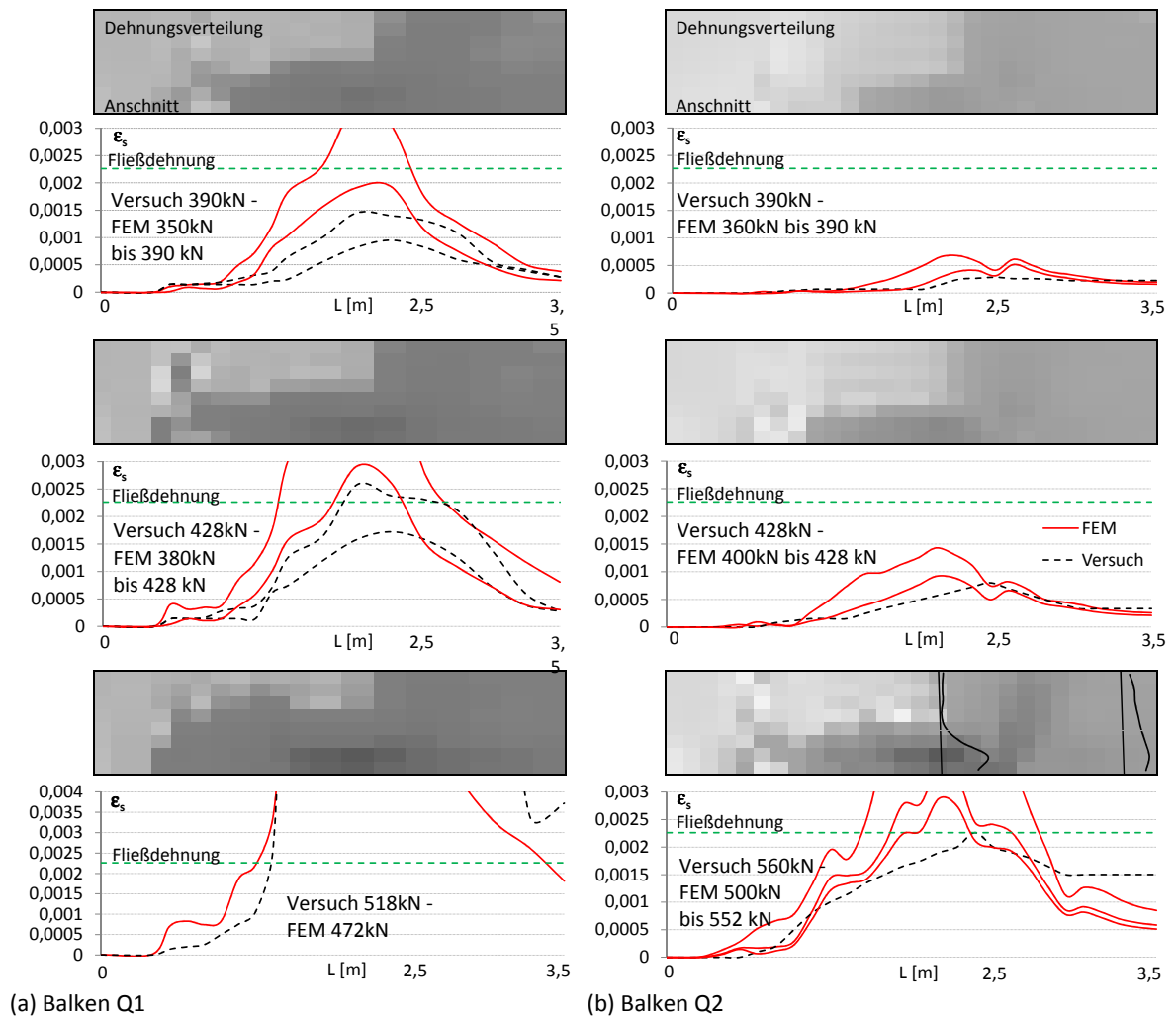
in der Ebene einer Gurtplattenseite ausgewertet. Innerhalb des infolge Querkraft und Biegung beanspruchten Bereichs ist zu erkennen, dass die Dehnungen in der Gurtanschlussbewehrung in Querrichtung stark abnehmen. Die von *Badawy und Bachmann* dokumentierten Dehnungsverläufe der Bewehrung in Plattenquerrichtung stimmen qualitativ mit den Rechnerischen überein. Diese sind zum Vergleich in Abbildung 6.16 schematisch dargestellt.

Das Versagen des Balkens Q1 in der Simulation geht mit dem Fließen der Gurtanschlussbewehrung über den kompletten Wirkungsbereich einher. Die Anschlussbewehrung des Balkens Q2 fließt zum Zeitpunkt des Versagens in Teilbereichen. Der Bruch wird jedoch durch eine Überlastung des Betons in der Biegedruckzone ausgelöst.

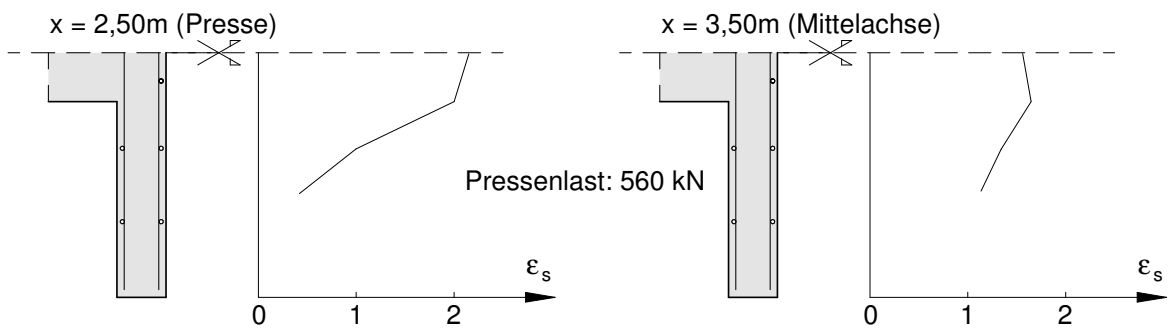
Insbesondere beim schwächer bewehrten Balken Q1 werden durch die Nachrechnung tendenziell größere Stahldehnungen ermittelt als im Versuch. Die Ursachen hierfür können vielfältig sein: Zum einen wurden die Dehnungen seinerzeit mit Deformetern über eine Messlänge von 10cm gemittelt. Zum anderen hat die Zugfestigkeit des Betons einen nicht unerheblichen Einfluss auf die Ergebnisse. Durch den sehr geringen Anschlussbewehrungsgrad, dessen Fließkraft die mittlere zentrische Risskraft der Gurtscheibe nicht abdeckt, ist ein Fließbeginn in einem frühen Stadium nach Rissbildung wahrscheinlich. Gegebenenfalls könnte eine Modifikation der konstitutiven Beziehung der Bewehrung unter Berücksichtigung eines weiteren zugversteifenden Anteils die Ergebnisse weiter angleichen. Eine mögliche Vorgehensweise hierfür wird beispielsweise von *Feenstra* [32] beschrieben. Aufgrund der im Rahmen der Versuchsdurchführung beobachteten starken Streuung der Ergebnisse, zu erkennen an der Darstellung mehrerer Versuchsergebnisse für Balken Q1 in Abbildung 6.15, sowie der ansonsten guten Übereinstimmungen in Bezug auf die ermittelten Bruchlasten und Dehnungsverteilungen wird auf eine solche Modifikation im Rahmen dieser Arbeit, wie in Kapitel 3.6.2 beschrieben, verzichtet.

Die Visualisierung der Bereiche, in denen eine Rissbildung rechnerisch wahrscheinlich ist, erfolgt über die Auswertung der plastischen Dehnungen. In Abbildung 6.17 sind diese gemeinsam mit einem aus den rechnerischen Dehnungsrichtungen und Dehnungskonzentrationen ermittelten möglichen Rissbild dargestellt. Dieses rechnerisch wahrscheinliche Rissbild weist für die Gurtscheibe gute Übereinstimmungen mit den Versuchsbeobachtungen auf. So kann eine Drehung der plastischen Dehnungsrichtung zwischen Auflager und Lasteinleitung beobachtet werden, die mit einer zunehmend flacher werdenden Rissneigung gleichgesetzt werden kann. Mit Ausnahme der auflagernahen Bereiche konzentrieren sich die Dehnungen in den Anschlussbereichen der Gurte an den Steg. Die hieraus folgende, wahrscheinliche Rissbildung ist daher örtlich begrenzt und erfasst nicht die volle Gurtbreite. Im mittleren Bereich zwischen den beiden Pressenansatzpunkten ist mit einer nahezu stegparallelen Rissbildung zu rechnen. Das in den Versuchen dokumentierte Rissverhalten wird anhand der durchgeführten Simulationsrechnungen für die Gurtbereiche folglich wirklichkeitsnah erfasst. Das im Rahmen der experimentellen Untersuchungen beobachtete Rissverhalten ist in Anlehnung an die Beschreibungen und Fotos gemäß [5] schematisch in Abbildung 5.6 dargestellt.

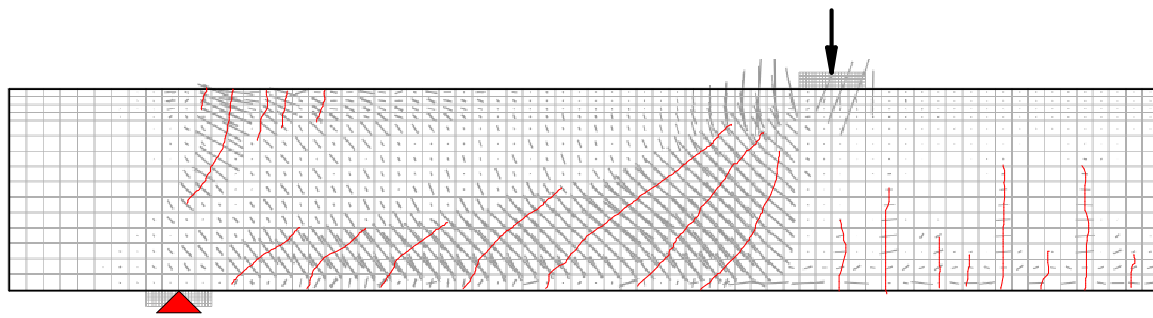




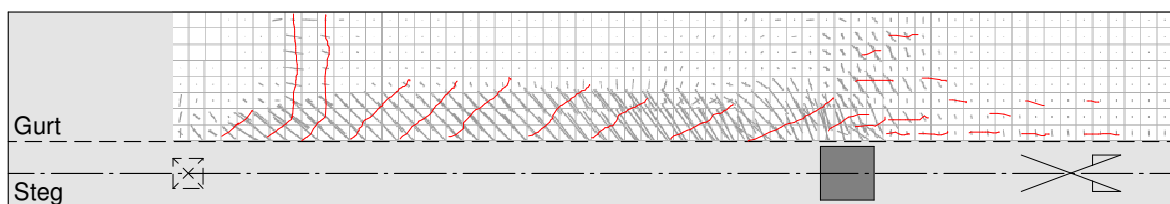
**Abb. 6.15:** Vergleich der rechnerischen Betonstahldehnungen in der Gurtplatte mit den Versuchsdaten



**Abb. 6.16:** Dehnungen der Gurtanschlussbewehrung des Balkens Q2 in Querrichtung gemäß [5]



(a) Steg Bruchlast

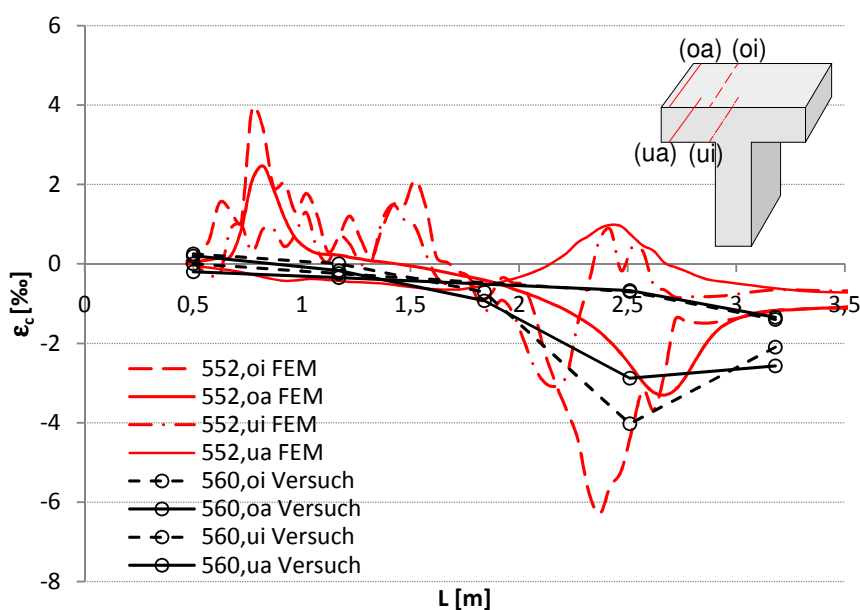


(b) Gurt Bruchlast

**Abb. 6.17:** Plastische Dehnungen in der Simulation und mögliches zugehöriges Rissbild des Balkens Q2 (Rissbildung im Versuch siehe Abbildung 5.6)

Bei Betrachtung der plastischen Dehnungen im Steg ist zu erkennen, dass in einem Teilbereich zwischen Lasteinleitung und Auflager eine Schubrissbildung weniger wahrscheinlich ist (siehe Abbildung 6.17(a)). In diesem Bereich kommt es zu einer rechnerischen Ausbildung einer direkten Druckstrebe beziehungsweise eines Druckbogens. Der Vergleich mit den dokumentierten Rissbildern macht deutlich, dass das Tragverhalten des Realversuchs in diesem Bereich durch das Modell ungenau erfasst wird. Eine schematische Darstellung der Rissbilder im Versuch kann Abbildung 5.6 entnommen werden. Die im Experiment beobachtete Rissbildung im Steg deutet auf eine ausgeprägtere Fachwerktragwirkung in diesem Bereich hin.

Abbildung 6.18 zeigt eine Gegenüberstellung der rechnerischen mit den seinerzeit gemessenen Betonstauchungen der Gurtplatte im Anschnitt zum Steg und am Plattenrand exemplarisch für den Versuchsbalken Q2. Es ist zu erkennen, dass die Stauchungen rechnerisch tendenziell überschätzt werden. Dies gilt insbesondere für die Auswertung des stegnahen Schnittes im Bereich um die Lasteinleitung.



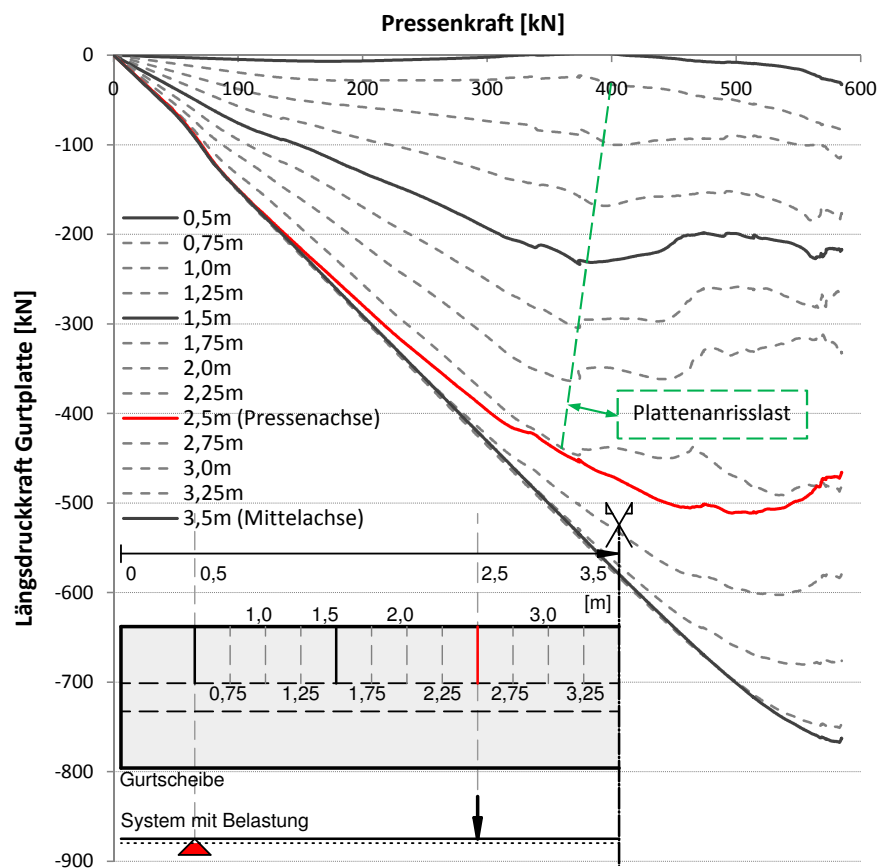
**Abb. 6.18:** Betonstauchungen in der Gurtplatte des Trägers Q2 in Versuch und Simulation

### Weitere Nachrechnungsergebnisse und Ursachen für die festgestellten Abweichungen

Im unmittelbaren Anschlussbereich der Gurte an den Steg kommt es infolge der Schubkraftübertragung zu einer kombinierten Druck-Zug Beanspruchung. Gerade in diesem Beanspruchungsbereich kann es theoretisch zu Einschränkungen bei der Verwendung des Materialmodells CDP kommen. In Kapitel 4.2 werden die erzielten und teilweise recht konservativen Ergebnisse in diesem Beanspruchungsbereich beschrieben. Im Allgemeinen kann das Tragverhalten schubbeanspruchter Träger dennoch hinreichend genau abgebildet werden (siehe Kapitel 4.2.4 beziehungsweise [38, 51, 52, 63, 72, 74, 95]).

Mit dem Übergang des Gurtanschlussbereichs in den gerissenen Zustand II kommt es zu einer Entfestigung der betroffenen Elemente. Aufgrund der beschriebenen Lokalisierung im stegnahen Bereich ist hiervon die komplette erste Elementreihe im Anschnitt zum Steg betroffen. Die Rissbildung beginnt in der Nähe der Lasteinleitung und breitet sich zwischen 340 und 400kN zu den Auflagern hin aus. Dies entspricht auch den dokumentierten Versuchsbeobachtungen von *Badawy und Bachmann* [5]. Infolge der zunehmenden Entfestigung der Elemente im Anschlussbereich ist eine weitere Laststeigerung in den gerissenen Bereichen im Modell nicht möglich. Dies ist anschaulich in Abbildung 6.19 zu erkennen. Dort ist die Entwicklung der rechnerischen Längsdruckkraft in der Gurtplatte in Querschnitten mit äquidistantem Abstand exemplarisch für den Versuchsbalken Q2 dargestellt. Es ist zu erkennen, dass es mit Beginn des Rissbildungsprozesses im Anschnitt der Gurtplatte an den Steg in den betrachteten Querschnitten keine weitere Zunahme der Längsdruckkraft bei gleichzeitiger Steigerung der Pressenkraft gibt.

Im Modell wird die Entfestigung der gerissenen Anschlussbereiche durch Beanspruchungs-

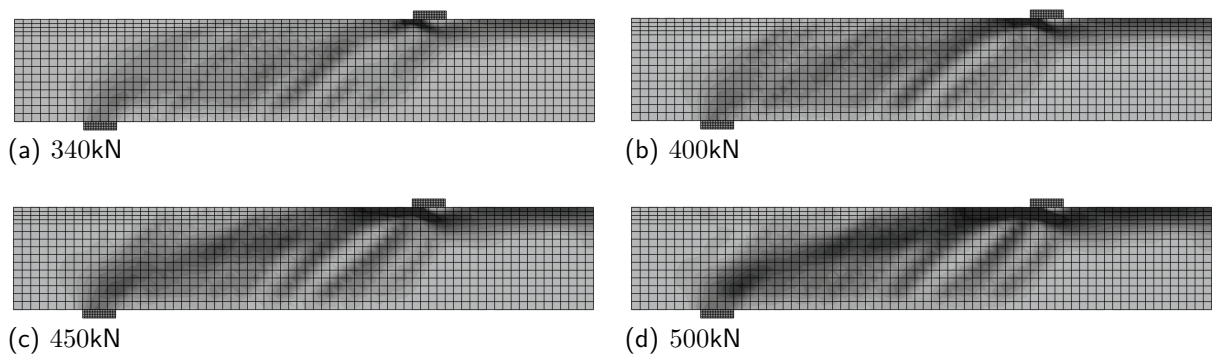


**Abb. 6.19:** Entwicklung der rechnerischen Längsdruckkraft in einer Gurtplatte des Trägers Q2

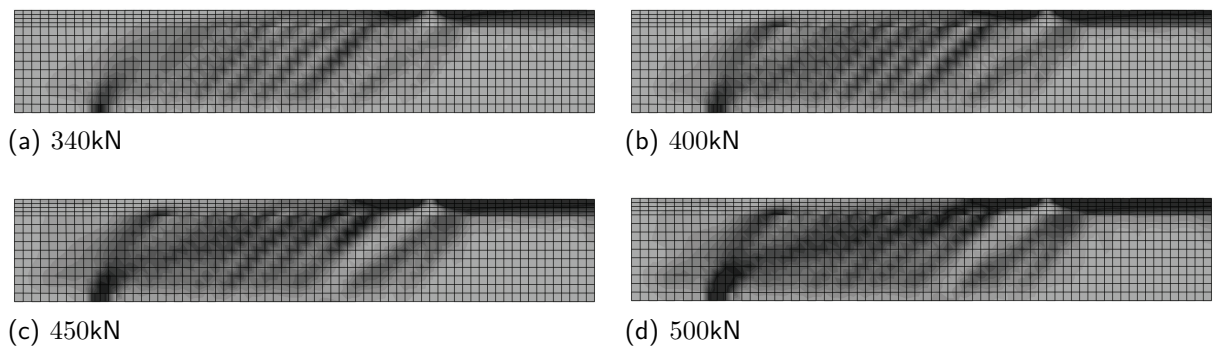
umlagerungen kompensiert.

Im Steg kommt es zu einer Veränderung des Tragverhaltens. Dieser ist mit einem hohen Querkraftbewehrungsgrad von  $\rho_w = 1,13\%$  ausgeführt und der Lastabtrag erfolgt zunächst über das steife Stegfachwerk. Die mit einsetzender Entfestigung im Gurtanschnitt verbundene Änderung der Steifigkeitsverhältnisse im Bauteil führt im Rechenmodell zur allmählichen Ausbildung einer direkten Druckstrebe beziehungsweise eines Druckbogens zwischen Auflager und Lasteinleitung. Durch die modellbedingte Verformungsbehinderung im Bereich der Pressenansatzpunkte stellen sich hier mehraxiale Druckspannungszustände ein, die rechnerisch zu einer deutlichen Erhöhung der einaxialen Betondruckfestigkeit führen. In Abbildung 6.20 ist die beschriebene Entwicklung des rechnerischen Lastabtrags im Steg anhand der Entwicklung der Hauptdruckspannungsverteilung dargestellt.

Im Gurtbereich findet ausgehend von der hohen Konzentration der Längsdruckspannungen im Pressenbereich eine Ausbreitung der Druckspannungen in die Gurtplatte im querkraftfreien Mittelbereich des Balkens statt. Dies entspricht einer rechnerischen Umlagerung der Schubspannungen in den nur durch Biegung beanspruchten Bereich des Balkens zwischen den Pressen. In Abbildung 6.19 ist dieses Modellverhalten an der deutlichen Längskraftdifferenz in den Schnit-



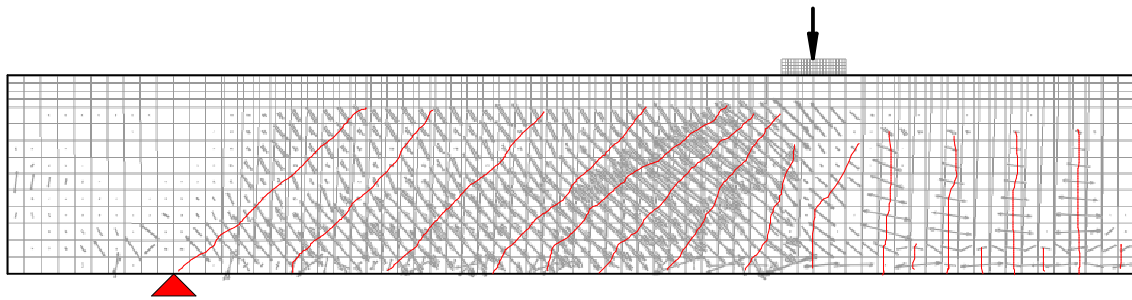
**Abb. 6.20:** Rechnerische Hauptdruckspannungsverteilung im Steg des Balkens Q2



**Abb. 6.21:** Rechnerische Hauptdruckspannungsverteilung im Steg des Balkens Q2 bei linear elastischem Materialverhalten für die Gurtscheibe

ten zwischen 2,5m und 3,5m zu erkennen. Das heißt, die Biegedruckkraft in der Gurtplatte steigt trotz gleichbleibendem Biegemoment zwischen Presse und Balkenmitte weiter. Nur ein Teil dieser Längskraftdifferenz kann hierbei dem Versatzmaß eines *Flanschfachwerk-Modells* zugeschrieben werden.

Zum Vergleich wird eine Beispielrechnung an einem Modell mit linear-elastischem Materialverhalten im Bereich der Gurtscheibe durchgeführt. Der Steg wird hierbei weiterhin physikalisch nichtlinear in der Simulation berücksichtigt. In Abbildung 6.21 ist die Entwicklung der Hauptdruckspannungsverteilung im Steg für dieses Modell dargestellt. Es ist zu erkennen, dass das Stegfachwerk hier in allen Laststufen einen Haupttraganteil liefert. Auch das Last-Verformungsverhalten und die wahrscheinliche Rissbildung im Steg werden auf diese Weise mit guter Übereinstimmung zu den Ergebnissen der Realversuche ermittelt (siehe Abbildungen 6.14(b) und 6.22).



**Abb. 6.22:** Plastische Dehnungen in der Simulation und mögliche zugehörige Rissbildung im Steg bei linear-elastischem Verhalten der Gurtscheibe (Rissbildung im Versuch siehe Abbildung 5.6)

### Fazit

Das Tragverhalten der gegliederten Querschnitte mit Druckgurt wird im Rahmen der Simulation unter Verwendung des Materialmodells CDP in weiten Teilen gut abgebildet. Die Systemtraglast, die wahrscheinliche Rissbildung in der Gurtplatte in Bezug auf den Zeitpunkt der Rissbildung, die Rissrichtung und die Lokalisierung sowie die qualitative Verteilung der Dehnungen der Gurtanschlussbewehrung werden in guter Näherung erfasst. Das Entfestigungsverhalten des Betons im Materialmodell unter kombinierter Druck-Zug Beanspruchung wird jedoch im Vergleich zum Realversuch stark überschätzt. Die Lokalisierung der wahrscheinlichen Rissbildung in der ersten Elementreihe im Anschnitt vom Gurt an den Steg führt hier zu einer Verstärkung des Effekts. Diese Modelleinschränkung wird rechnerisch durch Spannungsumlagerungen kompensiert. Durch einen Vergleich mit den dokumentierten Rissbildern der Realversuche kann gezeigt werden, dass vergleichbare Umlagerungen tatsächlich nicht in der Form stattgefunden haben.

In der Literatur finden sich weitere Beispiele, die einen Einfluss des Entfestigungsverhaltens darstellen. *Kattenstedt* beschreibt in [49] auf Grundlage ihrer numerischen Untersuchungen zur Ermittlung der Querkrafttragfähigkeit von Stahlbetonträgern eine ähnliche Beobachtung und führt das Verhalten auf den isotropen Entfestigungsansatz im Materialmodell zurück. Im Rahmen numerischer Untersuchungen zur Simulation des Tragverhaltens unter reiner Torsion rechnet *Werner* Balkenquerschnitte mit dem CDP-Modell nach. Mit Überschreiten der Risslast ist eine realistische Abbildung des Tragverhaltens nicht mehr möglich [101]. *Löhning* kommt in [60] zu dem gleichen Ergebnis.

Schlussfolgerungen in Bezug auf ein mögliches Umlagerungspotential sind daher zwar auf Modellebene möglich, diese setzen jedoch eine deutlich stärkere Entfestigung des Betons im Bereich des Gurtanschlusses voraus als in den vorliegenden Versuchen beobachtet wurde. Eine Eignung des Modells im Hinblick auf eine wirklichkeitsnahe Erfassung der wahrscheinlichen Rissentwicklung im Gurtanschnitt kann jedoch festgestellt werden.

### 6.2.3 Zusammenfassung und Ausblick

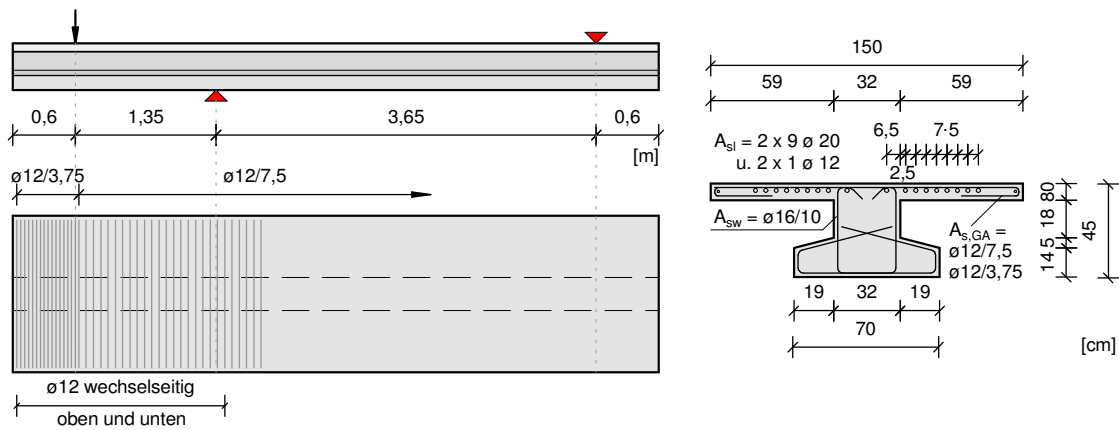
Mit beiden untersuchten Varianten der Struktur- und Materialmodellierung wird ein Gleichgewichtszustand bis zum Erreichen der in den experimentellen Untersuchungen beobachteten Bruchlast nachgewiesen. Ein wesentlicher Unterschied der rechnerischen Ergebnisse wird im Entfestigungsverhalten des Betons im Gurtanschlussbereich festgestellt. Während es bei der Simulation mit dem Materialmodell CDP zu einer signifikanten Entfestigung im Druck-Zugbereich des Gurtanschnittes kommt, was im Modell durch Beanspruchungsumlagerungen im Steg- und Gurtbereich kompensiert wird, ist die mit der Rissbildung im Gurt verbundene Steifigkeitsänderung bei der Modellrechnung auf Basis der nichtlinearen *Elastizitätstheorie* vernachlässigbar. Letzteres entspricht auch den in [5] dokumentierten Versuchsbeobachtungen.

Durch die ergänzenden Auswertungen wird gezeigt, dass das von *Badawy und Bachmann* [5] beobachtete Versatzmaß im *Flanschfachwerk-Modell* vom Tragverhalten des Stegs abhängig ist. Die Ausbildung etwaiger direkter Druckstreben oder Druckbögen, die in weiten Bereichen innerhalb des Stegquerschnittes verlaufen, haben einen direkten Einfluss auf die Schubbeanspruchung im Gurtanschnitt. Darüber hinaus stellt sich die Frage nach der Auswirkung einer mit einem Winkel von  $45^\circ$  zur Stabachse eingebauten Querkraftbewehrung im Steg (eine aus heutiger Sicht unübliche Bewehrungsführung) beziehungsweise von Spanngliedern, die im Bereich der Schwerachse hinter der Auflagerachse verankert werden, auf das Versatzmaß im Rechenmodell. Durch beide Bewehrungsvarianten sollte es theoretisch möglich sein, den Ausfall der schiefen Hauptzugspannungen bei Überschreitung der Betonzugfestigkeit ohne oder mit geringeren Umlagerungen zu kompensieren (siehe Abbildung 6.10). Diese konstruktiven Maßnahmen werden im Rahmen der Sensitivitätsanalyse in Kapitel 7 untersucht.

Im Rahmen der Modellrechnungen wird gezeigt, dass das Rissverhalten im Hinblick auf die Lage der Erstrissbildung und deren Ausbreitung innerhalb der Gurtplatte von der örtlichen Lasteinleitung im Bereich der Presseneinzellast maßgeblich beeinflusst wird. Mögliche Auswirkungen einer Änderung der Belastungsart von Punkt- auf Linienlast werden daher im Folgenden ebenfalls untersucht.

## 6.3 Zuggurt mit Längsschub

Bei den bislang nachgerechneten Versuchsbalken liegen ein Versagen des Gurtanschlusses aufgrund einer Überbeanspruchung der Gurtanschlussbewehrung (Balken Q1) und ein sekundäres Versagen der Biegedruckzone (Balken Q2) vor. Experimentelle Untersuchungen an Plattenbalken mit Druckgurt, die zu einem Versagen der schiefen Betondruckstrebe im Anschnitt der Gurte an den Steg geführt haben, sind nicht bekannt. *Schieferstein* untersuchte diesen Versagensmechanismus in [88] gezielt an I-Querschnitten mit der Gurtscheibe in der Zugzone. Im Folgenden wird der Balken PB1 aus [88] nachgerechnet. Hierdurch wird zum einen die Eignung des Modells zur Simulation des Tragverhaltens von Zuggurten und zur Abbildung der



**Abb. 6.23:** System, Querschnitt und Bewehrung des Versuchsträgers PB1 nach [88]

genannten Versagensart überprüft, zum anderen soll im Rahmen der in Kapitel 7 durchgeführten Sensitivitätsanalysen auch der Einfluss unterschiedlicher Vorgaben der Betondruckfestigkeitsabminderung in Abhängigkeit der vorhandenen Querdehnung untersucht werden. Die Simulation von Balken, deren Versagen maßgeblich durch die Betondruckfestigkeit bestimmt wird, ist hierfür von besonderem Interesse. Die Simulation des Versuchsbalkens Q2, dessen Versagen durch den hohen Ausnutzungsgrad der Biegedruckzone beeinflusst wurde, wird durch den Balken PB1 daher sinnvoll ergänzt.

In Abbildung 6.23 ist das System mit Belastung, Bewehrung und Querschnittsgeometrie dargestellt. Die Materialparameter des verwendeten Bewehrungsstahls und des Betons zum Zeitpunkt der Versuchsdurchführung können Tabelle 6.2 entnommen werden.

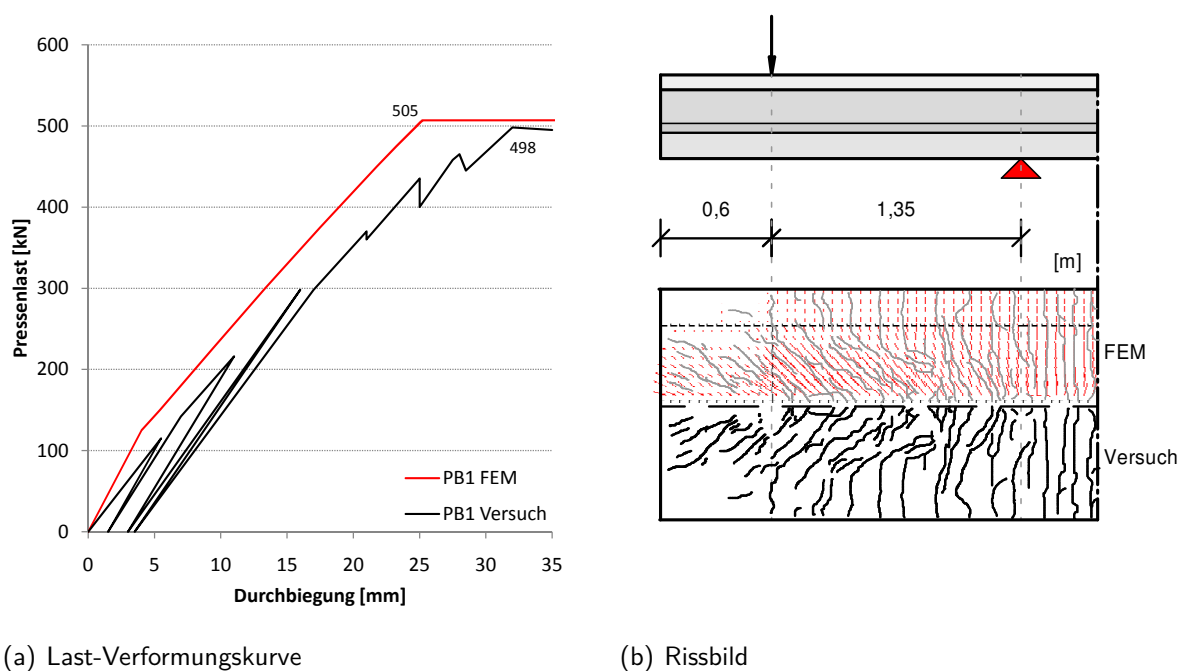
**Tab. 6.2:** Verwendete Werkstoffkennwerte für die Nachrechnung nach [88]

Beton	$f_{cm}$ [MPa]	$f_{ct}$ [MPa]	$E_c$ [MPa]	Betonstahl	$f_{ym}$ [MPa]	$\epsilon_y$ [‰]	$f_t$ [MPa]	$\epsilon_u$ [‰]	$E_s$ [MPa]
PB1	18,5	2,2	26500	$d_s = 12mm$ (Gurt)	442	2,11	596	50	200000
				$d_s = 16mm$ (Steg)	416	2,06	668	50	200000
				$d_s = 20mm$ (Gurt)	497	2,49	597	50	200000

### 6.3.1 Nichtlineare Elastizitätstheorie – SOFiSTiK

Die Modellierung des Systems erfolgt analog der in Kapitel 4.3.6 beschriebenen Vorgehensweise durch Einteilung der Flächen in Bereiche mit unterschiedlich starken Bewehrungslayern. Innerhalb eines Bereichs kann nur eine konstitutive Beziehung zur Beschreibung des Materialverhaltens der Bewehrung berücksichtigt werden. Unterschiedliche Materialeigenschaften der Längs- und Querbewehrung innerhalb eines Layers können nicht abgebildet werden. Aufgrund





**Abb. 6.24:** Vergleich der Durchbiegungen (a) und Rissbilder in der Gurtscheibe (b) zwischen Versuch und Simulation

der hohen Gurtanschlussbewehrungsgrade verbleiben die Bewehrungsdehnungen in den experimentellen Untersuchungen bis einschließlich zum Versagen des Balkens im linear-elastischen Bereich. Die korrekte Abbildung des Fließbeginns und des Fließplateaus sind daher für die Nachrechnung nicht von Bedeutung. Aus diesem Grund werden für die Simulationsrechnungen die Materialeigenschaften der Längsbewehrung auch für die Gurtanschlussbewehrung berücksichtigt.

Das Last-Verformungsverhalten und die Rissbilder auf der Oberseite der Gurtscheibe sind als Ergebnis der Simulation in Abbildung 6.24 den dokumentierten Ergebnissen aus [88] vergleichend gegenübergestellt. Es ist zu erkennen, dass der Zeitpunkt der Rissbildung, die Steifigkeit im Zustand II und die Versagenslast durch die Modellrechnung sehr gut abgebildet werden. Auch das rechnerisch wahrscheinliche Rissbild stimmt in Bezug auf Lage und Rissrichtung in guter Näherung mit den Versuchsbeobachtungen überein.

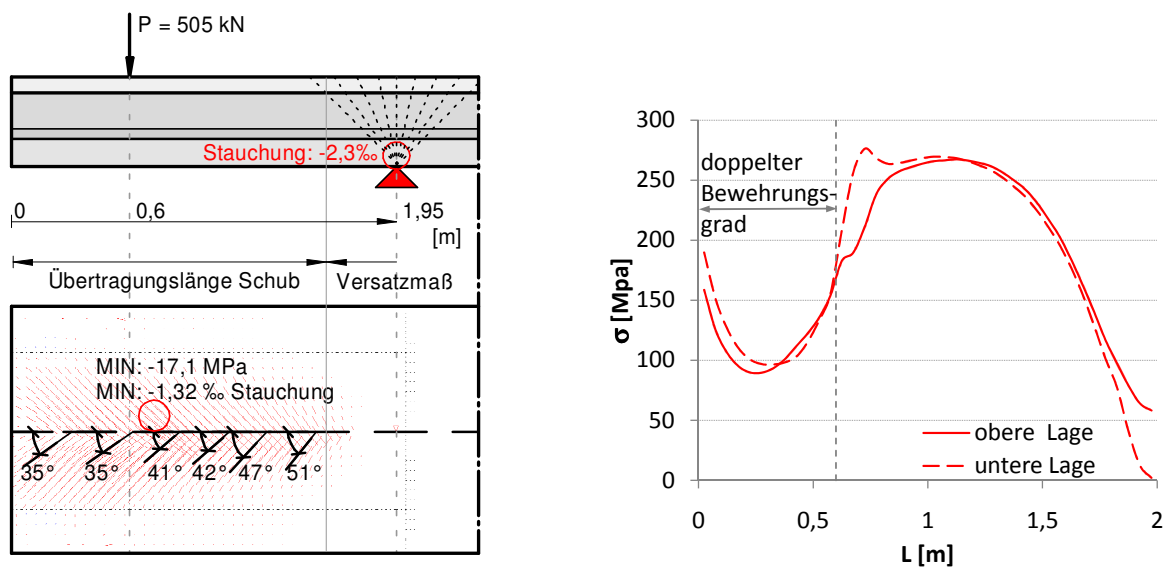
*Schieferstein* beschreibt eine relativ gleichmäßige Spannungsverteilung in der Biegezugbewehrung innerhalb der Gurtscheiben mit zunehmendem Abstand von der Auflagerachse (siehe Schnitt A in Abbildung 6.26). In Auflagernähe kommt es hingegen zu einer Spannungskonzentration in der stegnahen Längsbewehrung [88]. Dieses Tragverhalten kann im Rahmen der Simulation sowohl qualitativ als auch quantitativ in guter Näherung wiedergegeben werden. Der Vergleich der Versuchsergebnisse aus [88] mit denen der FE-Simulation ist in Abbildung 6.26 dargestellt.

Der Bruch des Balkens PB1 trat im Versuch durch eine Überschreitung der Betondruckstreben­tragfähigkeit in der Gurtscheibe ein. Gleichzeitig sind mit dem Abplatzen der Betonoberfläche auf der Gurtscheibenunterseite in größeren Bereichen weitere Betonabplatzungen im Druckflansch in der Nähe des Auflagers dokumentiert [88]. Die Auswertung der Nachrechnung führt mit Überschreitung der Laststufe 505kN, für die noch ein stabiler Gleichgewichtszustand nachgewiesen werden kann, zu einem erheblichen Zuwachs der Betonstauchungen mit Werten  $\gg 2,1\text{‰} = \epsilon_{c1}$  im Bereich der schiefen Betondruckstreben im Anschnitt der Gurtscheiben an den Steg und im Auflagerbereich des Druckflansches. Die Versagensart wird im Rahmen der Simulation somit entsprechend den dokumentierten Versuchsbeobachtungen wiedergegeben.

Eine genauere Auswertung der rechnerischen Betonstauchungen in der Biegedruckzone des Stegs beziehungsweise im Bereich der schiefen Druckstreben des Zuggurtes deutet jedoch darauf hin, dass die Überbeanspruchung der Betondruckzone im Steg Ursache für das Versagen des Balkens ist. Die Überlastung der schiefen Betondruckstreben im Zuggurt ist die unmittelbare Folge einer entfestigten Biegedruckzone und einer damit einhergehenden Reduktion des inneren Hebelarms. In Abbildung 6.25 sind die rechnerischen Betonstauchungen unmittelbar vor dem Versagen des Trägers im Steg- und Gurtbereich eingetragen. Darüber hinaus sind die rechnerischen Neigungswinkel der Druckstreben im Gurtanschnitt und die Spannungsverteilung der Gurtanschlussbewehrung über die Anschlusslänge dargestellt. Es ist zu erkennen, dass unmittelbar vor dem rechnerischen Versagenseintritt die Betonstauchung im Bereich der Biegedruckzone den mit dem Höchstwert der Betondruckspannung korrespondierenden Wert von  $\epsilon_{c1} = 2,1\text{‰}$  bereits überschritten hat. Damit befindet sich die Biegedruckzone bereits im Entfestigungsbereich, während die Betondruckspannungen in der Gurtscheibe noch nicht voll ausgenutzt sind.

*Schieferstein* führt die Grenztragfähigkeit auf einen mittleren Neigungswinkel der Druckstrebe von  $\Theta = 26,5^\circ$  ( $\tan\Theta = 0,5$ ) zurück und sieht in den gemessenen geringen Querbewehrungs­spannungen ( $\leq 150\text{MPa}$ ) eine Bestätigung für diesen Ansatz [88]. Diese flache Neigung der Betondruckstrebe kann im Zuge der durchgeführten Modellrechnungen nicht bestätigt werden (siehe Abbildung 6.25). Aufgrund der ansonsten sehr guten Übereinstimmungen der Ergebnisse von Simulation und Versuch ist anzunehmen, dass der Bruch im Realversuch ebenfalls von einer Überbeanspruchung des Druckflansches eingeleitet wurde und das Versagen der schiefen Betondruckstreben in der Gurtscheibe eine unmittelbare Folge darstellt.

Der hohe Gurtanschlussbewehrungsgrad führt zu einer großen Dehnsteifigkeit in Quer­richtung. Sowohl in der Nachrechnung als auch im Versuch ist die Gurtanschlussbewehrung deutlich unterhalb der Streckgrenze ausgenutzt. Dies sind weitere Indizien, die eine mittlere Druckstreben­neigung  $\Theta \gg 26,5^\circ$  plausibel erscheinen lassen.



(a) Betonstauchungen und Hauptdruckspannungen (b) Spannungen der Gurtanschlussbewehrung

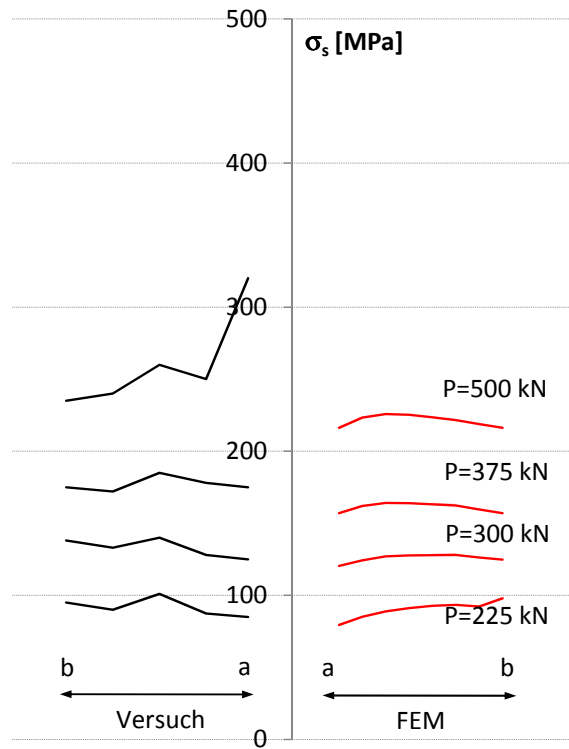
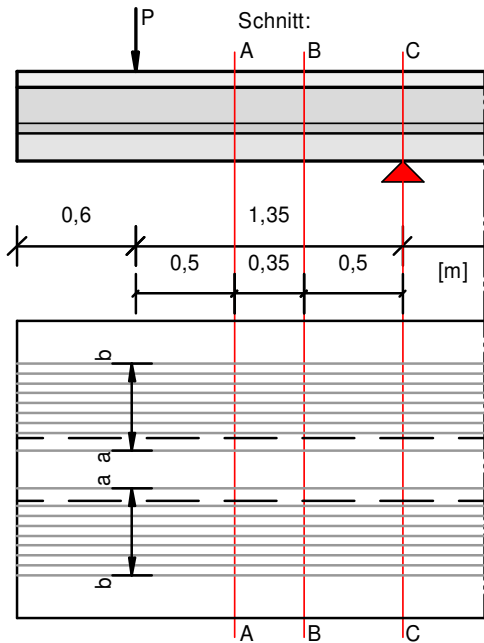
**Abb. 6.25:** Schematische Darstellung der rechnerischen Betonstauchungen und Druckstrebenwinkel (a) und der Spannungen der Gurtanschlussbewehrung im Anschnitt zum Steg (b)

### 6.3.2 Zusammenfassung und Ausblick

Das Tragverhalten des Zuggurtanschlusses kann im Rahmen der Modellrechnung im Hinblick auf das Verformungs-, Rissbildungs- und Bruchverhalten mit sehr guten Übereinstimmungen zum Realversuch abgebildet werden. Insbesondere die rechnerische Erfassung der Versagensart ist hierbei für die weiteren Untersuchungen von besonderem Interesse. Die beschriebenen Nachrechnungsergebnisse setzen eine unverminderte Betondruckfestigkeit des gerissenen Stahlbetons voraus. Die Auswirkungen verschiedener in Abhängigkeit der Querdehnung abgeminderter Druckfestigkeiten werden in Kapitel 7 untersucht.

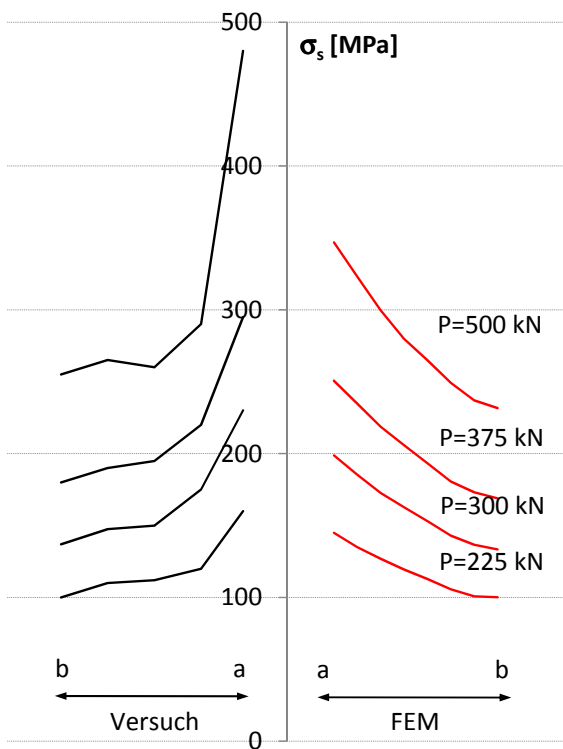
Aufgrund des festgestellten kombinierten Druckversagens in Steg- und Gurtquerschnitt wird die rechnerische Stegdruckfestigkeit im Rahmen der Sensitivitätsanalyse in zusätzlichen Rechnungen so weit erhöht, dass ein primäres Versagen der Druckstreben im Zuggurt eindeutig nachgewiesen werden kann.

Die Anwendung des CDP-Modells auf den Zuggurtversuch ist hier nicht dargestellt, da es nicht gelungen ist, das Tragverhalten der gezogenen Gurtscheiben mit ausreichender Genauigkeit abzubilden. Dies wird im Wesentlichen auf das beschriebene Entfestigungsverhalten des Modells im kombinierten Druck-Zug Bereich zurückgeführt, welches sich in der unter hoher Längszugbeanspruchung stehenden Gurtscheibe noch stärker auswirkt.

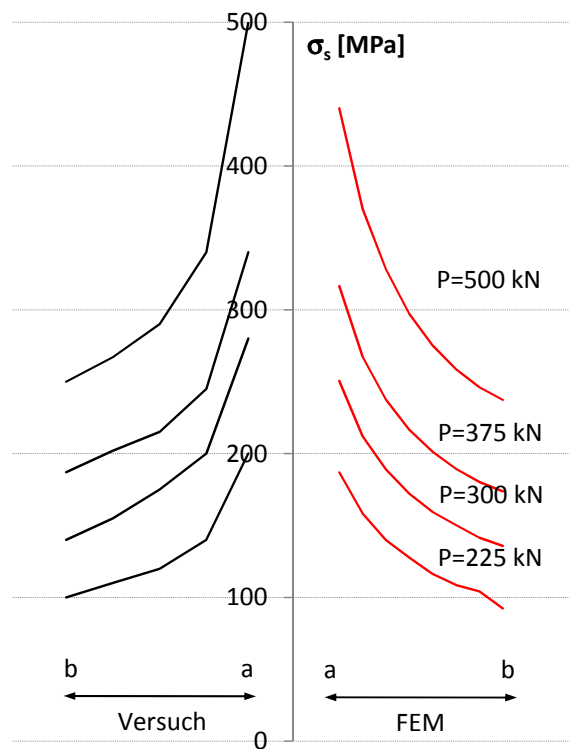


(a) Lage der Auswertungsbereiche

(b) Schnitt A



(c) Schnitt B



(d) Schnitt C

**Abb. 6.26:** Dehnungen der Längsbewehrung in der Gurtscheibe in Versuch und Simulation

# Kapitel 7

## Sensitivitätsanalyse

### 7.1 Allgemeines

In den nachfolgenden Abschnitten werden die Auswirkungen von einer Variation einzelner Parameter auf die Ergebnisse der Simulationsrechnungen untersucht. Hierzu erfolgt eine gezielte Variation des jeweils betrachteten Parameters bei ansonsten unveränderten Randbedingungen. Als Basismodell dient die Simulation am Faltnetz mit Schalenelementen auf Grundlage der nichtlinearen *Elastizitätstheorie*. Zum einen konnte hiermit insgesamt die beste Übereinstimmung von Rechnung zu Versuch erzielt werden, zum anderen kann eine gezielte Untersuchung der Auswirkungen einer vorgegebenen Abminderung der Betondruckfestigkeit hier ebenfalls erfasst werden. Zur Verifizierung der Ergebnisse erfolgt ein Abgleich einzelner Einflüsse mit dem CDP-Modell.

### 7.2 Einfluss aus einer Abminderung der Betondruckfestigkeit

#### 7.2.1 Versagen infolge Biegedruckbruch

Bei einer Bemessung auf Querschnittsebene erfolgt nach *DIN EN 1992* [18–20] derzeit eine pauschale Abminderung der Betondruckfestigkeit für den Nachweis einer ausreichenden Querkraft- beziehungsweise Schubtragfähigkeit. Durch diese Regelung soll dem in Kapitel 3.4.3 beschriebenen Entfestigungsverhalten von gerissenem Stahlbeton auf Druck pauschaliert Rechnung getragen werden. Für die Bemessung von Druckgurten gegliederter Querschnitte hat dies zur Folge, dass eine Abminderung der Druckfestigkeit für den Nachweis der Druckstreben für die schubfeste Verbindung erfolgt, während gleichzeitig die Biegebemessung mit der vollen Betondruckfestigkeit durchgeführt wird. Daher stellt sich die Frage, wie sich diese Inkonsistenz im Bemessungskonzept auswirkt.

Zur Untersuchung des Einflusses unterschiedlicher Abminderungsvorschriften der Betondruckfestigkeit auf das Modelltragverhalten beziehungsweise die rechnerische Systemtraglast werden daher nachfolgend die in Kapitel 3.7.2 dargestellten Abminderungsvorschriften auf die Modellrechnungen angewendet (siehe Abbildung 3.14). Durch die Querdehnungsabhängigkeit der Festigkeitsreduktion im numerischen Modell erfolgt diese wirklichkeitsnah allerdings nur örtlich und je nach Querdehnungshöhe mit unterschiedlicher Ausprägung. In Tabelle 7.1 sind die verwendeten Bezeichnungen und deren Bedeutung dargestellt.

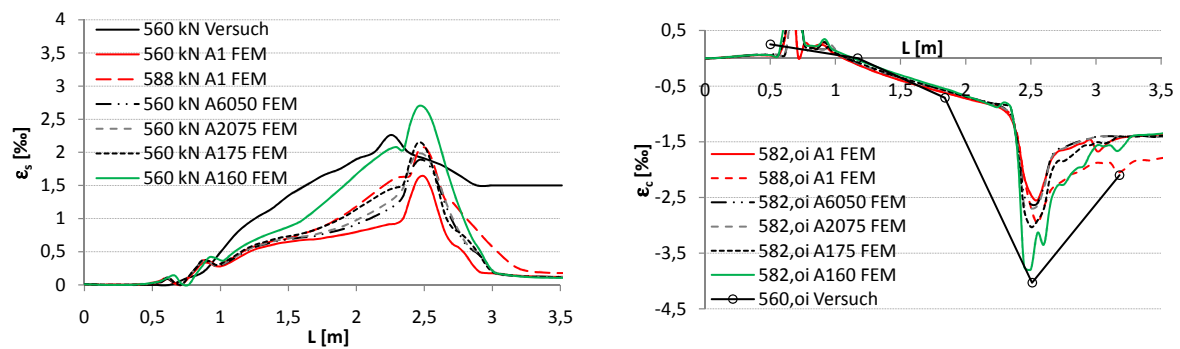
**Tab. 7.1:** Bilineare Abminderungsvorschriften in Abhängigkeit der Querdehnung

Bezeichnung	Faktor oh. Querdehnung [-]	linear auf [-]	bei Querdehnung [‰]
A1	1,0	–	–
A6050	1,0	0,50	6,0
A2075	1,0	0,75	2,0
A175	1,0	0,75	0,1
A160	1,0	0,60	0,1

Die verschiedenen Abminderungsvorschriften wirken sich im numerischen Modell auf die Verteilung der Längsdruckspannungen in der Gurtplatte, die Betonstauchungen und auf die Dehnungen in der Gurtanschlussbewehrung in Querrichtung aus. In Abbildung 7.1 sind die beiden letztgenannten Auswirkungen vergleichend dargestellt. Mit zunehmender Höhe der Abminderung kommt es zu einer Vergrößerung der rechnerischen Stahldehnungen beziehungsweise einer Erhöhung der Betonstauchungen im Anschnitt. Die größeren Betonstauchungen stehen im direkten Zusammenhang zum lokal auf den Gurtanschnitt begrenzten Bereich der verminderten Druckfestigkeit.

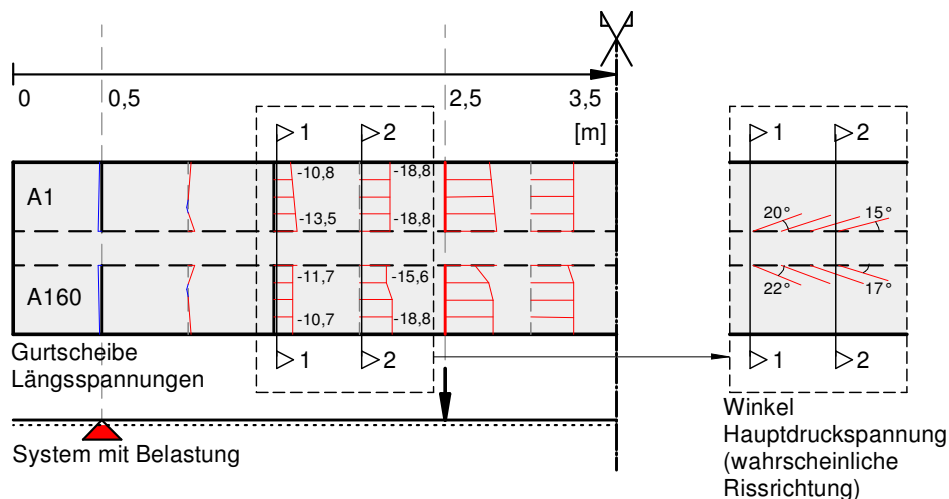
Infolge des örtlich geänderten Verhältnisses von Schub- zu Drucknormalspannung kommt es im Rechenmodell zu einer Veränderung der Hauptdruckspannungswinkel und damit zu einer Vergrößerung der Stahldehnungen im Gurtanschnitt. In Abbildung 7.2 ist dieser Zusammenhang für die Grenzfälle A1 (keine Abminderung) und die Abminderungsvorschrift A160, die die maximale Auswirkung auf das Modell des Balkens Q2 repräsentiert, schematisch dargestellt.

Die Änderung des Hauptdruckspannungswinkels, der auch dem wahrscheinlichen Risswinkel entspricht, kann auf den Zeitpunkt der Festlegung der Rissrichtung im Modell ohne Berücksichtigung von Primärlastfällen geringerer Laststufen zurückgeführt werden (siehe Kapitel 3.7.2). Die Auswirkungen dieser Winkeländerung sind in den hier durchgeführten Modellrechnungen gering und können für übliche Abminderungen um bis zu 25% durch geringfügige Dehnungszuwächse in der Anschlussbewehrung kompensiert werden (siehe Abbildung 7.1(a)). Die schrittweise Lastaufbringung unter Berücksichtigung einer Fixierung der Rissrichtung auf niedrigerem Lastniveau führt zu vergleichbaren rechnerischen Bruchlasten. Insgesamt wird das Tragverhalten jedoch weniger gut wiedergegeben als bei der direkten Berechnung. Daher wird hier auf weitere



(a) Dehnung der Gurtanschlussbewehrung im An- (b) Betonstauchungen im Gurtanschnitt oben  
schnitt zum Steg

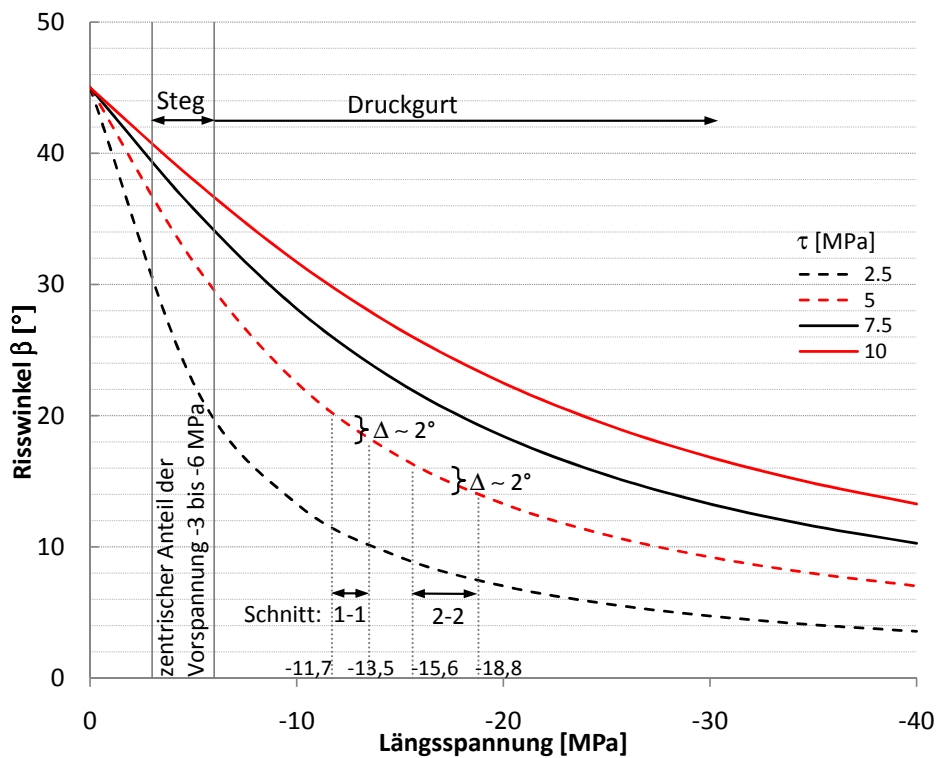
**Abb. 7.1:** Auswirkungen der unterschiedlichen Abminderungsvorschriften auf das Modellverhalten am Beispiel des Balkens Q2



**Abb. 7.2:** Schematische Darstellung der Spannungsänderung im Modell bei abgeminderter Druckfestigkeit

Ergebnisdarstellungen verzichtet.

Die geringen Winkeländerungen im Modell können auf die im Vergleich zum Stegquerschnitt hohen Längsdruckspannungen in der Druckplatte des gegliederten Querschnitts zurückgeführt werden. Abbildung 7.3 zeigt die Auswirkungen sich ändernder Längsdruckspannungen auf den wahrscheinlichen Risswinkel für verschiedene konstante Schubspannungen. Es ist zu erkennen, dass der Einfluss einer Druckspannungsänderung mit betragsmäßig größer werdenden Längsdruckspannungen geringer wird (asymptotische Annäherung an  $0^\circ$ ). Im Vergleich zu mit üblichen Vorspanngraden versehenen Stegquerschnitten erscheint es daher plausibel, dass etwaige Längsdruckspannungsänderungen in Druckgurten einen deutlich geringeren Einfluss auf die



**Abb. 7.3:** Auswirkungen geänderter Spannungsverhältnisse auf die wahrscheinlichen Risswinkel

Rissrichtung haben als in Stegen. Im vorliegenden Fall ist der Querschnitt nicht vorgespannt. In Abbildung 7.3 ist dennoch der Bereich üblicher zentrischer Vorspanngrade von Querschnitten im Spannbetonbrückenbau dargestellt.

Die rechnerische Bruchlast wird durch die verschiedenen Modifikationen der Betondruckfestigkeit im Rahmen der am Balken Q2 durchgeführten Modellrechnungen nicht nennenswert beeinflusst. Abminderungen der Längsdruckspannung infolge Rissbildung treten im Modell nur unmittelbar lokal im Bereich des Gurtanschnitts auf und werden durch Umlagerungen innerhalb der Gurtscheibe weitestgehend kompensiert.

Vor dem Hintergrund dieser Ergebnisse im Rahmen der Modellrechnungen erscheint die derzeitige Vorgehensweise der getrennten Bemessung auf Querschnittsebene für Biegung und Schub mit unterschiedlicher Berücksichtigung der Betondruckfestigkeit gerechtfertigt. Durch die Lokalisierung der Schädigung im Anschnitt des Druckgurtes sind die Auswirkungen der Interaktion von Längsbiegung und Schub im untersuchten Beispiel trotz der hohen Ausnutzung der Betondruckzone und des festgestellten sekundären Biegedruckbruches als Versagensart vernachlässigbar.



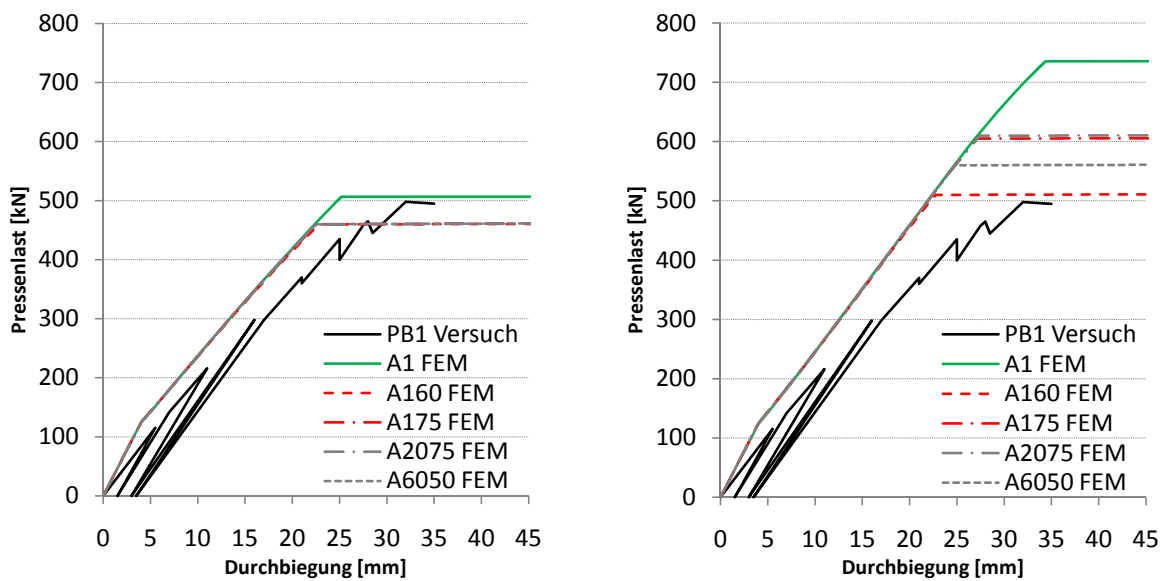
## 7.2.2 Bruch der schiefen Betondruckstrebe

Das Versagen des Versuchsbalkens PB1 im Versuch wurde durch gleichzeitige Abplatzungen des Betons im Steganschnitt der Gurtscheibe und in der Biegedruckzone begleitet und auf eine Überbeanspruchung der Druckzonen in diesen Bereichen zurückgeführt [88]. In Kapitel 6.3.1 wird dieser kombinierte Versagensmechanismus rechnerisch bestätigt und die Entfestigung der Biegedruckzone als primäre Versagensursache festgestellt. Nachfolgend werden die Auswirkungen verschiedener querdehnungsabhängiger Abminderungsvorschriften (siehe Tabelle 7.1 und Abbildung 3.14) auf die Ergebnisse der Simulation vorgestellt und diskutiert. Die Modellierung erfolgt auf Grundlage der in Kapitel 6.3.1 beschriebenen Materialeigenschaften. Zusätzlich wird in einer weiteren Simulationsreihe die Druckfestigkeit des Betons im Steg und im Druckgurt auf  $f_{cm} = 60\text{MPa}$  erhöht. Dies entspricht etwa einer Verdreifachung der uniaxialen Betondruckfestigkeit in diesen Bereichen und führt rechnerisch zu einem Primärversagen im Bereich der schiefen Betondruckstreben im Zuggurt.

In Abbildung 7.4(a) ist das Last-Verformungsverhalten des unveränderten Modells im Rahmen der Simulationsrechnungen im Vergleich zu den dokumentierten Versuchsergebnissen dargestellt. Es ist zu erkennen, dass sich die Berücksichtigung der unterschiedlichen Abminderungsvorschriften auf die Höhe der rechnerisch erreichbaren Bruchlast auswirkt. Diese beträgt unabhängig von der zugrundeliegenden Druckentfestigungsvorschrift etwa 460kN, was einer Reduktion der Systemtraglast um  $(1 - 460/505) \cdot 100 = 9\%$  entspricht. Das von der gewählten Abminderungsvorschrift unabhängige Ergebnis kann im Rechenmodell auf den kombinierten Versagensmechanismus zurückgeführt werden. Ausgehend von der Entfestigung der Biegedruckzone im Steg und der damit verbundenen Verringerung des inneren Hebelarms kommt es zu einer Überlastung der schiefen Druckstreben in der Gurtscheibe. Die schiefen Druckstreben sind nicht der Auslöser für das Versagen des Versuchsträgers im Modell (siehe Kapitel 6.3.1).

Die Erhöhung der Betondruckfestigkeit im Bereich des Druckflansches und im Steg führt im Rahmen der Simulationsrechnung zu einer signifikanten Steigerung der Systemtraglast und zu einem von einer Überbeanspruchung der schiefen Druckstrebe in der Gurtscheibe ausgehenden Versagen. In Abbildung 7.4(b) sind die Ergebnisse der Simulationsrechnungen mit der vergrößerten Betondruckfestigkeit im Stegquerschnitt und im Druckflansch dargestellt. Die unterschiedlichen Vorgaben zur Abminderung der Betondruckfestigkeit wirken sich hier deutlich auf die rechnerisch erreichbare Systemtraglast aus. Die Traglastreduktion bleibt jedoch immer unterhalb der maximalen Druckfestigkeitsreduktion (siehe Tabelle 7.2).

Eine Erklärung hierfür kann durch die Auswertung der Schubspannungsverläufe im Gurtanschnitt zum Steg gegeben werden. In Abbildung 7.5 sind diese für das Originalmodell ohne Druckfestigkeitsabminderung und das modifizierte Modell ohne und mit Abminderung (A160) exemplarisch dargestellt. Durch die ungleichmäßige Spannungsverteilung und damit verbunden unterschiedlich hohen Ausnutzungsgrade der schiefen Betondruckstrebe wirkt sich die Abminderung über die Gurtanschlusslänge unterschiedlich stark aus. Die Beanspruchbarkeit der schiefen



(a) Original Materialparameter

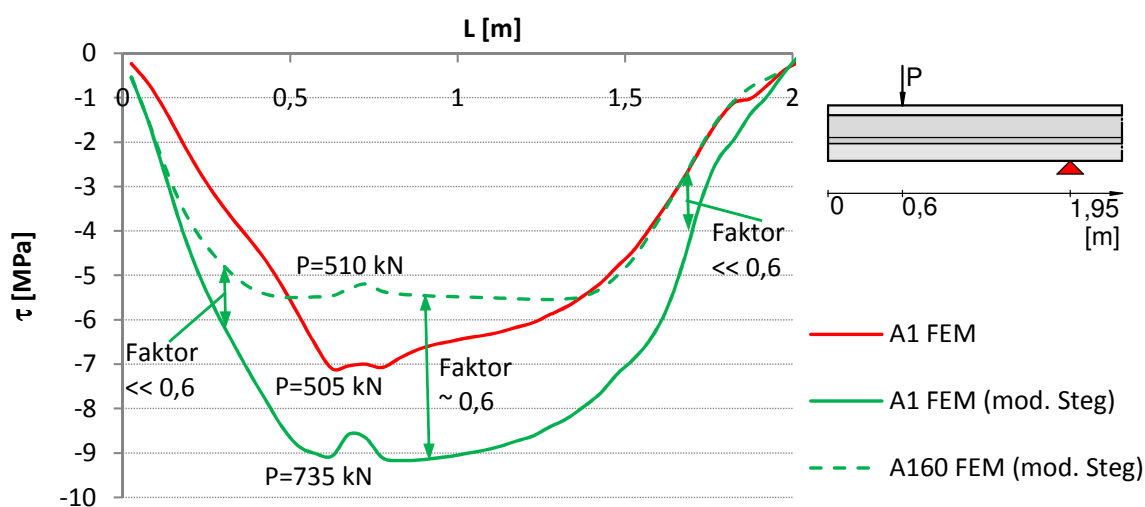
(b) Erhöhte Druckfestigkeit im Steg und im Druckflansch ( $f_{cm} = 60\text{MPa}$ )

**Abb. 7.4:** Last-Verformungskurven aus Versuch und Simulation unter Berücksichtigung unterschiedlicher Abminderungen der Betondruckfestigkeit

Betondruckstrebe innerhalb der Gurtscheibe kann unter der Annahme einer konstanten Betondruckfestigkeit nach (7.1) ermittelt werden. Für einen Druckstrebenwinkel von  $\Theta = 40^\circ$  bis  $45^\circ$ , dies entspricht etwa den in der Nachrechnung festgestellten mittleren Neigungswinkeln (siehe Abbildung 6.25) und eine mittlere Betondruckfestigkeit von  $f_{cm} = 18,5\text{MPa}$  ergibt sich hiernach  $\tau_{max} = 9,1$  bis  $9,25\text{MPa}$ . Vergleicht man diesen analytisch ermittelten Grenzwert mit den rechnerischen Schubspannungen in Abbildung 7.5, so kann festgestellt werden, dass die aufnehmbare Schubspannung im Originalmodell noch nicht erreicht ist. Daher wirkt sich die auf die Maximaltragfähigkeit bezogene Abminderungsvorschrift auch nicht wesentlich aus. Zum anderen wird auch im Modell mit modifizierter Stegdruckfestigkeit die aufnehmbare

**Tab. 7.2:** Maximale Reduktion der Systemtraglast für verschiedene Druckfestigkeitsabminderungen

Bezeichnung	Abminderung der	Abminderung der	
	Betondruckfestigkeit auf	Systemtraglast auf	
	[%]	[kN]	[%]
A1	100	735	100
A6050	50	560	76
A2075	75	610	83
A175	75	605	82
A160	60	510	70



**Abb. 7.5:** Rechnerische Schubspannung im Gurtanschnitt im Zustand II

Schubspannung nicht über die komplette Anschlusslänge erreicht. In Bereichen mit geringerem Auslastungsgrad ist die Wirkung der Festigkeitsabminderung ebenfalls geringer.

$$\tau_{max} = f_{cm} / (\cot\Theta + \tan\Theta) \quad (7.1)$$

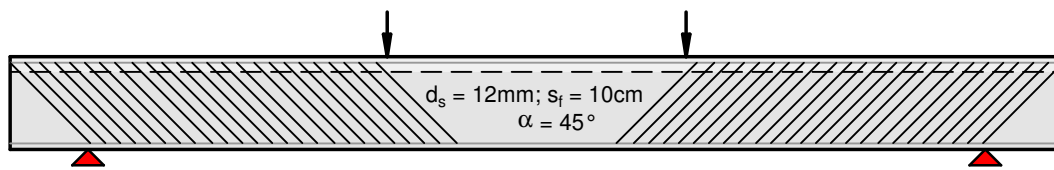
### 7.2.3 Fazit

Im Rahmen der durchgeführten Modellrechnungen mit verschiedenen Abminderungsvorschriften der Betondruckfestigkeit in Abhängigkeit der vorhandenen Querdehnung werden Auswirkungen auf die rechnerisch erreichbare Systemtraglast festgestellt, deren Höhe maßgeblich von der Versagensart beeinflusst wird.

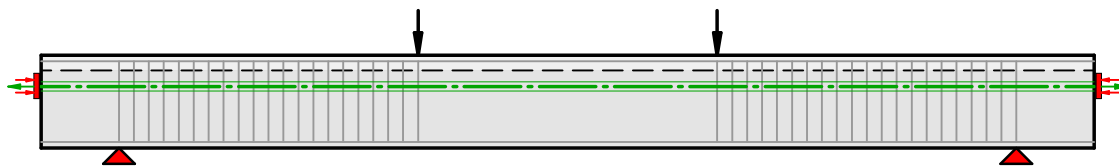
Bei einem Bruch als Folge eines Versagens der Biegedruckzone werden im Rahmen der Simulationsrechnungen keine nennenswerten Auswirkungen auf die erreichbare Systemtraglast festgestellt. Beim Plattenbalken mit Druckgurt kommt es durch die Lokalisierung der Schädigung infolge Rissbildung im stegnahen Bereich zu einer lokal begrenzten Entfestigung, die durch Beanspruchungsumlagerungen innerhalb der Gurtscheibe kompensiert werden kann.

Tritt das Systemversagen hingegen als Folge einer Überanspruchung der schiefen Betondruckstreben innerhalb der Gurtscheibe ein, so hat dies deutliche Auswirkungen auf die erreichbare Systemtraglast.

Im Allgemeinen handelt es sich bei den Gurten bestehender Spannbetonbrücken um in Querrichtung schwach bewehrte Bauteile. Der hier nachgerechnete Versuchsträger war mit einem Querbewehrungsgrad der Gurtscheibe von  $\rho_{GA} = 1,88\%$  bis  $3,77\%$  [88] um ein Vielfaches höher bewehrt als übliche Gurtanschlüsse im Brückenbau.



(a) Neigung der Querkraftbewehrung im Schubbereich

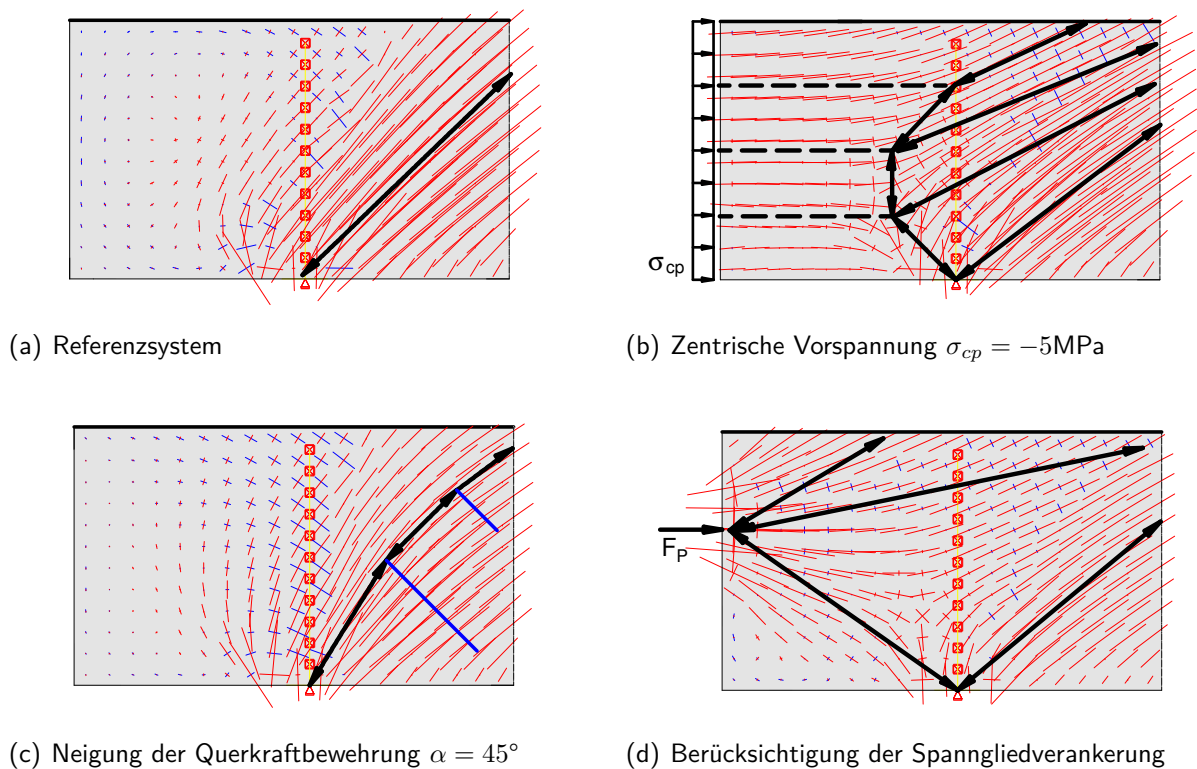
(b) Zentrische Vorspannung des Balkens  $\sigma_{cp} = -3,5$  bis  $-5\text{MPa}$ **Abb. 7.6:** Variation der Neigung der Querkraftbewehrung und Berücksichtigung einer Vorspannung

Nennenswerte Auswirkungen auf die Systemtraglast infolge einer querdehnungsabhängigen Entfestigung des Betons auf Druck innerhalb der Gurtscheiben sind daher zumindest für Plattenbalkenbrücken mit üblichen Bewehrungsgraden eher unwahrscheinlich.

### 7.3 Einfluss von Stegbewehrung und Vorspannung

In Kapitel 6.2.1 wird gezeigt, dass das im *Flanschfachwerk-Modell* berücksichtigte Versatzmaß auf das Tragverhalten des Stegquerschnitts zurückgeführt werden kann. Im Folgenden wird der Einfluss der Querkraftbewehrung im Steg beziehungsweise einer zusätzlichen Vorspannung des Längssystems auf das rechnerische Versatzmaß in der Gurtscheibe in qualitativer Form untersucht.

Die rechnerisch berücksichtigten Modifikationen sind in Abbildung 7.6 schematisch dargestellt. Die Ergebnisse der Berechnungen sind exemplarisch für den Versuchsträger Q1 als Referenzbalken dargestellt. Zum einen wird die Querkraftbewehrung im Steg, die im Versuch unter einem Winkel von  $\alpha = 90^\circ$  eingebaut war, mit einem Winkel von  $\alpha = \pm 45^\circ$  zur Bauteillängsachse in Rechnung gestellt. Durch diese Neigung sollen die mit dem Übergang in den gerissenen Zustand II freigesetzten Betonzugspannungen im Auflagerbereich besser aufgenommen werden (siehe Hauptzugspannungsrichtung im Zustand I in Abbildung 6.10(a)). Zum anderen wird der Einfluss einer zusätzlichen externen Vorspannung mit einem zentrischen Anteil von  $\sigma_{cp} = -3,5$  bis  $-5\text{MPa}$  untersucht. Um den Einfluss der Drucknormalspannung infolge Vorspannung losgelöst von der Spannkrafteinleitung zu erfassen, wird diese zunächst als gleichmäßig über den Querschnitt verteilte Druckspannung in Rechnung gestellt. Die Einleitung der Vorspannkraft in einem konzentrierten Verankerungsbereich wird danach zusätzlich untersucht und die Ergebnisse der Berechnungen werden ausgewertet. Bis zur vollständigen Ausbreitung der Vorspannkraft



**Abb. 7.7:** Hauptdruckspannungen im Auflagerbereich des Balkenstegs Q1 für verschiedene Randbedingungen im Zustand II

im Querschnitt kommt es hierbei jedoch zu einer Erhöhung der Schubbeanspruchung im Gurtanschnitt. Daher können die Ergebnisse mit konzentrierter Spannkrafteinleitung nicht unmittelbar mit denen der anderen Berechnungen verglichen werden.

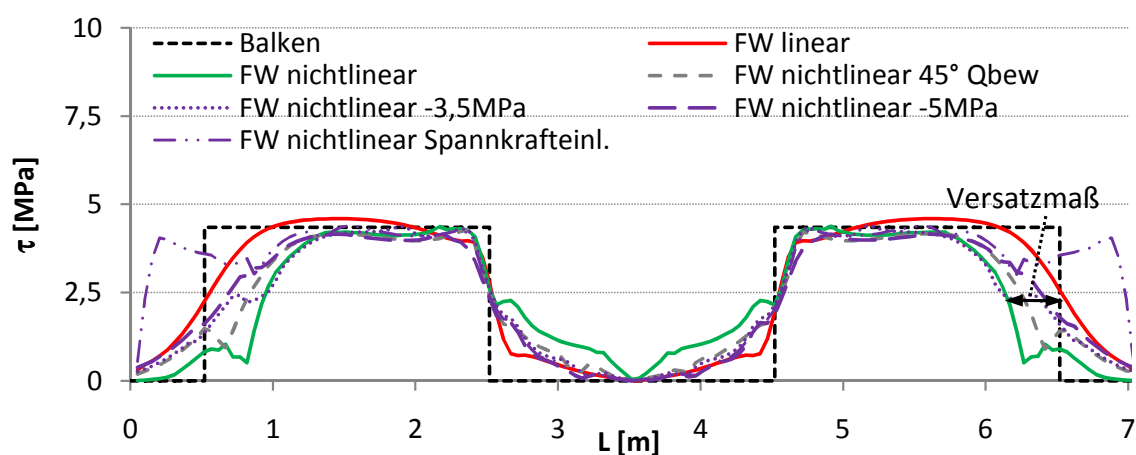
Die Neigungsänderung der Querkraftbewehrung im Steg führt zu einer Reduktion der erforderlichen Umlagerung der Hauptdruckspannungsrichtung im Auflagerbereich des Stegquerschnittes beim Übergang vom ungerissenen Zustand I in den gerissenen Zustand II. Dies kann darauf zurückgeführt werden, dass durch die in diesem Bereich affin zum Hauptzugspannungsverlauf eingebaute Querkraftbewehrung die Aufnahme der bei Rissbildung freiwerdenden Zugspannungen mit geringeren Hauptspannungsrotationen möglich ist (siehe Abbildung 7.7(c)). *Leonhardt und Walther* stellten in [58] fest, dass der unter Zugspannungen stehende Bereich der Druckplatte im Auflagerbereich durch den Einbau von unter  $45^\circ$  geneigten Schubaufbiegungen der Längsbewehrung im Steg reduziert wird. Diese Beobachtung bestätigt das Ergebnis der hier durchgeführten Berechnung. Der gezogene Bereich der Druckplatte, der sich bis zu einer Entfernung von etwa  $1,5 \cdot d$  vom Endauflager ins Feld erstreckt, ergibt sich aus dem Versatzmaß und kann auch in den hier untersuchten Balkenquerschnitten beobachtet werden (siehe beispielsweise Abbildungen 6.6(d) und 6.7(b-c)). Durch die rechnerische Berücksichtigung einer schräg eingebauten Querkraftbewehrung wird diese Bereichslänge ebenfalls reduziert.

Durch das Aufbringen einer zentrischen Vorspannung verbleibt der Querschnitt länger im ungerissenen Zustand I. Insbesondere im Endauflagerbereich, der nicht durch Biegemomente beansprucht wird, begünstigt dies den Lastabtrag innerhalb des Stegquerschnitts. In Abbildung 7.7(b) sind die Auswirkungen einer zentrischen Vorspannung von  $\sigma_{cp} = -5\text{MPa}$  auf die Hauptdruckspannungsverteilung im Steg dargestellt. Die schematische Darstellung in Form eines Stabwerkmodells veranschaulicht den Lastabtrag und belegt die mit der Vorspannung verbundene Reduktion des Versatzmaßes.

Das Ergebnis der rechnerischen Berücksichtigung einer konzentrierten Spannkrafteinleitung in Bezug auf die Verteilung der Hauptspannungen im Auflagerbereich ist in Abbildung 7.7(d) dargestellt. Der positive Effekt der zentrischen Vorspannwirkung überlagert sich hier mit der Ausbreitung der Vorspannung im Querschnitt. Dies wird insbesondere bei einer Auswertung der Schubspannungsverteilung im Gurtanschnitt deutlich.

In Abbildung 7.8 sind die Schubspannungsverläufe für die verschiedenen Randbedingungen über die Bauteillänge dargestellt. Zum Vergleich sind die linear-elastisch ermittelten Schubspannungen nach *Technischer Biegelehre* und linearer *Elastizitätstheorie* mit aufgetragen. Es ist zu erkennen, dass es sich bei den beiden Fällen der Schubspannungsermittlung am Faltenwerk nach linear-elastischer Berechnung (FW linear) und nichtlinearer Berechnung (FW nichtlinear) um Grenzfälle im Hinblick auf das Versatzmaß handelt. Durch die Berücksichtigung einer schiefen Bewehrung oder einer Vorspannung kommt es zu einer Annäherung der Spannungsverläufe. Die hohen Schubspannungen auf den ersten etwa 80cm bei Berücksichtigung der konzentrierten Spannkrafteinleitung sind der beschriebenen Ausbreitung der Vorspannkraft im Querschnitt geschuldet und bei der Planung eines Bauteils gesondert zu berücksichtigen.

Die Entwicklung der Beanspruchungen innerhalb der Gurtanschlussfuge wird vom Tragverhalten des Stegs beeinflusst. Unter der Voraussetzung der Gültigkeit eines parallelgurtigen Fachwerkmodells für den Steg stellt das von *Badawy und Bachmann* mit dem *Flanschfachwerk-Modell* vorgeschlagene Versatzmaß von etwa  $1,0 \cdot d$  einen oberen Grenzwert dar. Im Rahmen der durchgeführten Simulationsrechnungen wird gezeigt, dass die Berücksichtigung einer an den Hauptzugspannungsverlauf angepassten Querkraftbewehrung das Versatzmaß reduziert. Aus einer zusätzlichen Vorspannwirkung resultiert zwar gegebenenfalls ein flacherer Druckstrebenwinkel im Stegfachwerk, was theoretisch zu einer Vergrößerung des Versatzmaßes im Auflagerbereich führt, dies wird jedoch dadurch kompensiert, dass der Querschnitt in einem größeren Bereich im ungerissenen Zustand I verbleibt.



**Abb. 7.8:** Rechnerischer Schubspannungsverlauf im Gurtanschnitt im Zustand II für verschiedene Randbedingungen

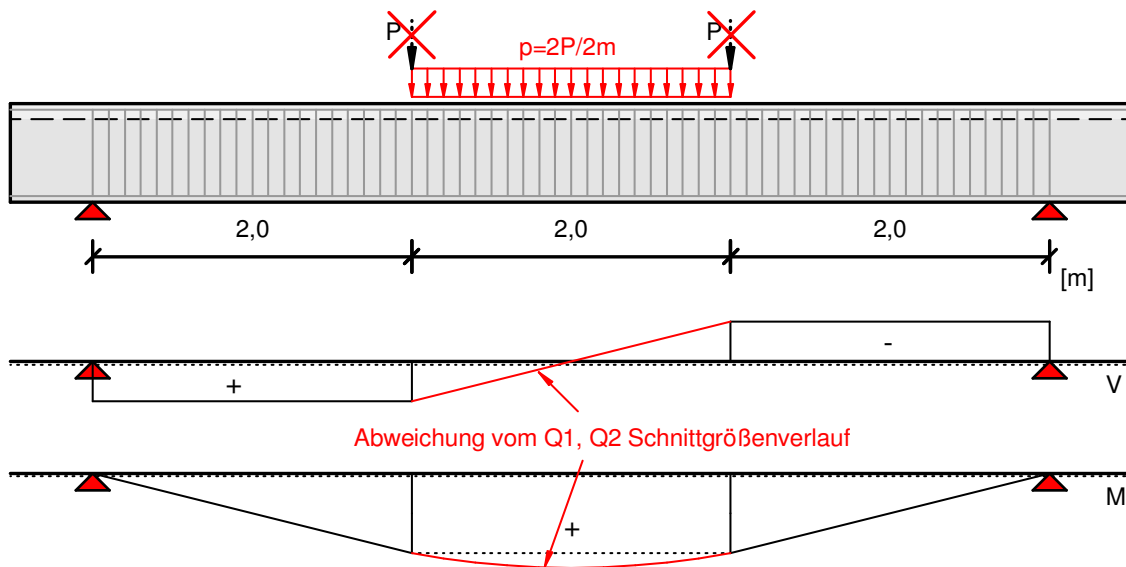
## 7.4 Einfluss der Belastungsart

Das Rissverhalten der untersuchten Balken wird in Bezug auf den Ort der Rissentstehung und die Rissentwicklung von den konzentriert eingeleiteten Pressenkräften beeinflusst. Dieser Zusammenhang wird in Kapitel 6.2.1 ausführlich beschrieben. Im Rahmen experimenteller Untersuchungen an Balken aus Stahlbeton und Spannbeton sind solche lokalen Effekte nahezu unvermeidbar. Die Beanspruchung von Versuchsbalken durch Einzellasten stellt den Regelfall bei zerstörenden Bauteilversuchen dar, da die Aufbringung gleichmäßig verteilter Lasten mit großen technischen Schwierigkeiten verbunden ist und einen erheblichen Mehraufwand darstellt.

Mit der FEM ist es möglich, die Auswirkungen geänderter Laststellungen auf das Tragverhalten vergleichend zu untersuchen. Für weit gespannte Tragwerke aus Beton stellt das Eigengewicht bereits einen hohen Anteil der Gesamtlasten dar. Im Fall von Brückenbauwerken liegt der Eigengewichtsanteil in der Regel etwa bei 70%. Hierbei handelt es sich um relativ gleichmäßig verteilte Lasten, die rechnerisch in Form von Linien- oder Flächenlasten berücksichtigt werden.

Im Folgenden werden daher die Auswirkungen einer Umstellung der Belastungsart von konzentrierten Punktlasten in den Drittelpunkten des Systems auf eine Linienbelastung untersucht. Hierbei erfolgt der Austausch der zwei Punktlasten der 4-Punkt-Biegeversuche gegen eine Linienlast, die im Mittelbereich zwischen den ursprünglichen Einzellasten angeordnet wird (siehe Abbildung 7.9). Durch diese Lastkonfiguration ist es möglich, den rechnerischen Rissentstehungsprozess in den jeweils 2m langen Randbereichen des Trägers (zwischen Auflager und dem Beginn der Lasteinleitung) bei unveränderter Schnittgrößenverteilung in diesen Bereichen zu untersuchen.

Ausgewertet werden die Rissentstehung und die rechnerische Spannungsverteilung in der



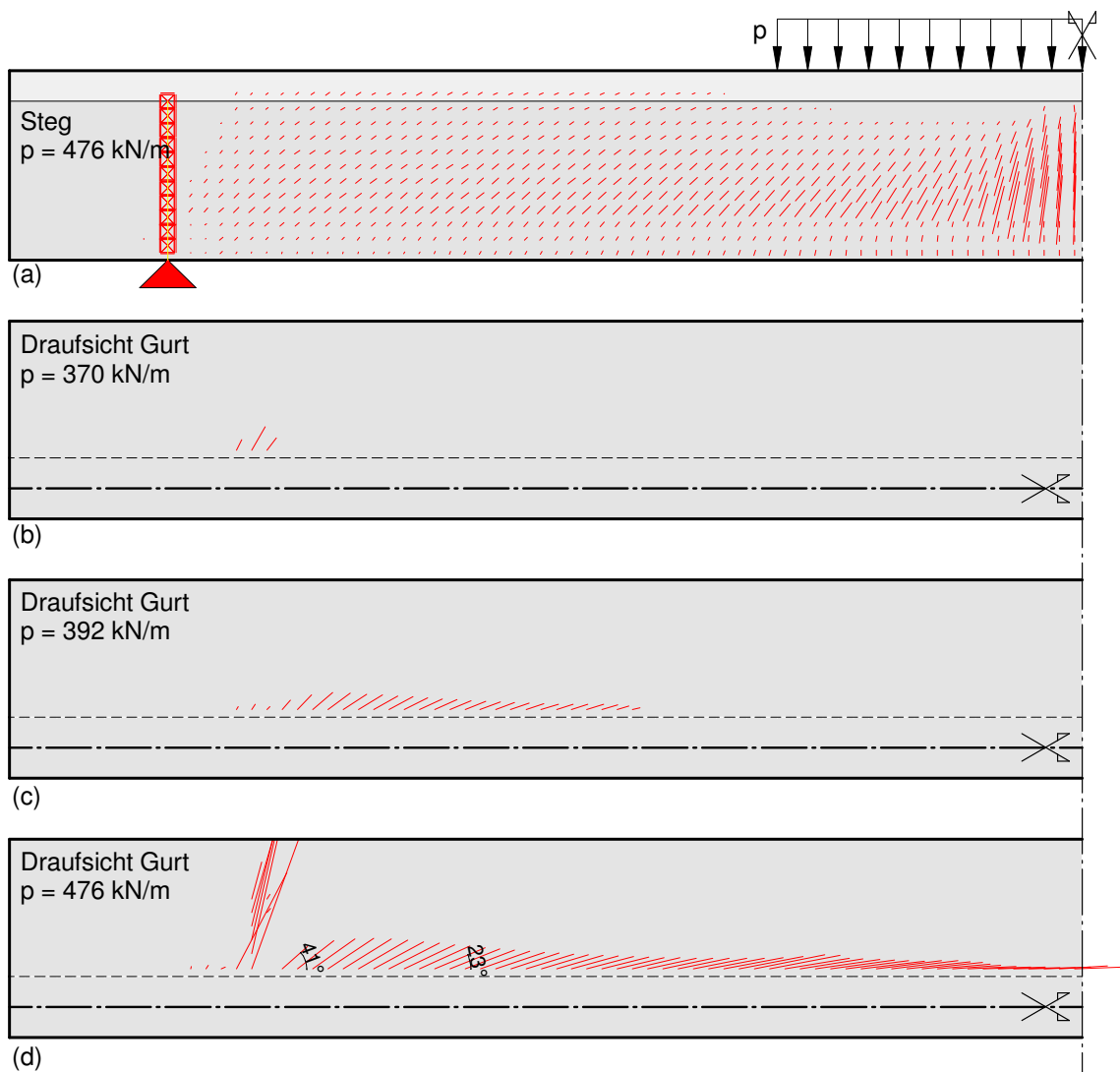
**Abb. 7.9:** Ersatz der Punktlasten durch annähernd äquivalente Linienlast

Gurtanschlussfuge. Die rechnerische Bruchlast ist hier nicht Gegenstand der Untersuchung, da eine Vergleichbarkeit durch die absolut geänderten Schnittgrößen in Feldmitte nicht gegeben ist.

In Abbildung 7.10 sind Beanspruchung und Ort der Erstrissbildung in der Gurtplatte dargestellt. Es ist zu erkennen, dass die Rissbildung bei geänderter Laststellung nun vom Ort der theoretisch maximalen Hauptzugspannung ausgeht und sich mit zunehmender Belastung zur Mitte des Balkens hin ausbreitet. Durch die Berücksichtigung einer Linienlast im Mittelbereich des Plattenbalkens wird die Störwirkung infolge der Lasteinleitung nahezu ausgeschaltet. Die Rissrichtung wird, wie im Versuch und in der Simulation mit konzentrierten Einzellasten beobachtet, mit zunehmender Biegelängsdruckkraft im Gurt flacher. Auf einer Länge von etwa  $1,0 \cdot d$  vom Auflager in Richtung Feldmitte werden auch hier Zugdehnungen innerhalb der Druckplatte nachgewiesen. Abbildung 7.11 zeigt die rechnerische Entwicklung der Schub- und Hauptzugspannungen innerhalb der Gurtanschlussfuge. Das Versatzmaß und der Ort der wahrscheinlichen Erstrissbildung sind hier ebenfalls gut erkennbar.

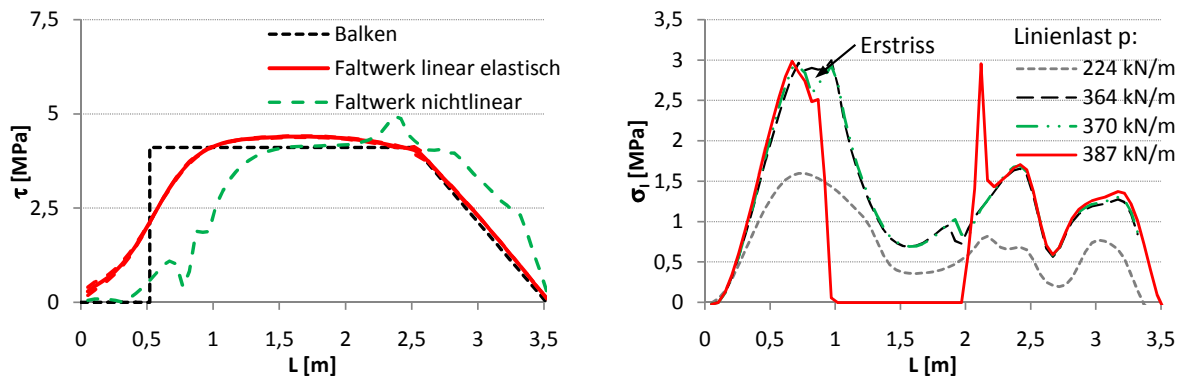
Die Ergebnisse der Berechnungen mit dem CDP-Modell liefern im Hinblick auf das wahrscheinliche Rissverhalten ein vergleichbares Bild. In Abbildung 7.12 sind die plastischen Dehnungen innerhalb der Gurtplatte unmittelbar nach deren Auftreten für die beiden Fälle Punktlast und Linienlast dargestellt. Bei dieser Berechnung ist die Linienlast entsprechend Abbildung 7.12(b) über die volle Feldlänge von 3m berücksichtigt. Es ist zu erkennen, dass die konzentrierte Lasteinleitung im Bereich der Pressenansatzpunkte für den Ort der Rissentstehung im Versuch verantwortlich war. Die Berücksichtigung der linienförmigen Belastung über dem Steg führt auch in diesem Modell zu einer deutlichen Reduktion des durch die Lasteinleitung hervorgerufenen





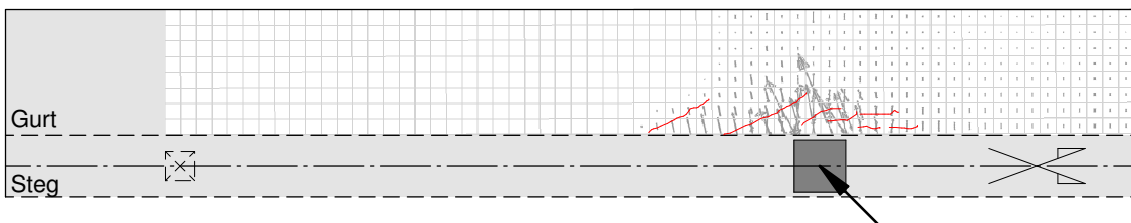
**Abb. 7.10:** Rissentwicklung im Druckgurt im Rahmen der FE-Simulation, Linienlast in Feldmitte

Störbereichs.

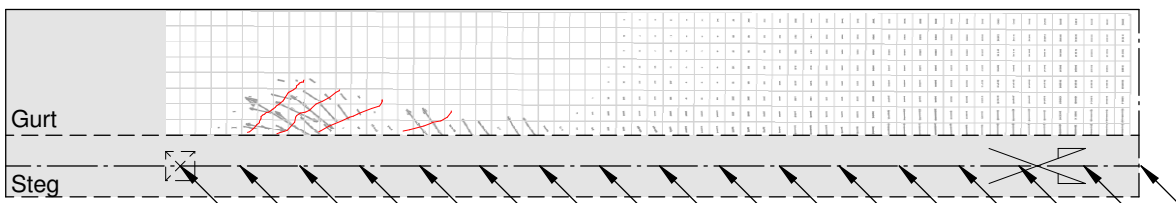


(a) Schubspannungen

(b) Hauptzugspannungen (Faltwerk nichtlinear)

**Abb. 7.11:** Spannungsverläufe im Gurtanschnitt zwischen Trägerende und Balkenmitte

(a) Punktlast



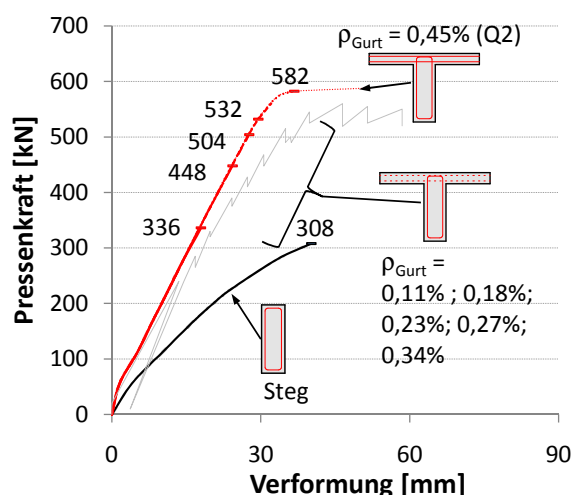
(b) Linienlast

**Abb. 7.12:** Rissbildungsbeginn im Gurtanschnitt für unterschiedliche Belastungsarten mit dem CDP-Modell (ABAQUS)

## 7.5 Einfluss des Anschlussbewehrungsgrades

Auf Basis der Bewehrungsverteilung des Versuchsbalkens Q2 wird der Gurtanschlussbewehrungsgrad im Rahmen der Modellrechnungen variiert. Hierbei erfolgt jeweils eine Grenzfallbetrachtung. Als oberer Grenzfall dient der Versuch Q2 mit der vorhandenen Bewehrung im Rahmen der experimentellen Untersuchungen. Als unterer Grenzfall wird der Stegquerschnitt ohne Gurtplatten nachgerechnet.

In beiden Modellen hat die schrittweise Erhöhung des Anschlussbewehrungsgrades im Rahmen der Simulation eine traglaststeigernde Wirkung. Ab einem Bewehrungsgrad von etwa  $\rho \geq 0,3\%$ ,



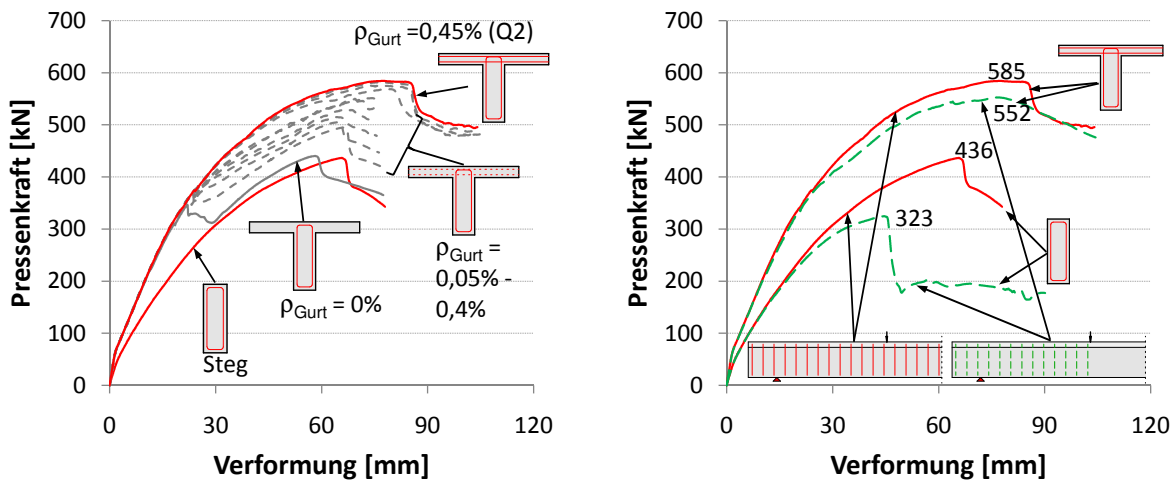
**Abb. 7.13:** Auf Basis der nichtlinearen *Elastizitätstheorie* (*SOFiSTiK*) ermittelte Last-Verformungskurven für unterschiedliche Gurtanschlussbewehrungsgrade

dies entspricht etwa 70% der Gurtanschlussbewehrung des Versuchsbalkens Q2, kann bei beiden Modellen keine nennenswerte weitere Traglaststeigerung beobachtet werden, da die Versagensart Biegedruckbruch maßgebend wird.

In Abbildung 7.13 sind die Ergebnisse der Simulationsrechnungen auf Basis der nichtlinearen *Elastizitätstheorie* mit dem Programmsystem *SOFiSTiK* dargestellt. Wird der Steg allein betrachtet, so kommt es bei einer Pressenlast von etwa 308kN zum rechnerischen Biegedruckbruch. Die Nachrechnung des Plattenbalkens mit einer sehr geringen Anschlussbewehrung oder gar ohne Anschlussbewehrung ist nicht möglich. Hierbei kommt es unmittelbar mit dem Aufreißen des Gurtanschnitts zum rechnerischen Systemversagen aufgrund zu großer Dehnungen. Dies gilt auch dann, wenn die Stegtragfähigkeit ohne Gurtplatte noch nicht erreicht ist. Durch Abschalten des Abbruchkriteriums bei zu großen Dehnungen ist es zwar möglich weitere Laststufen zu berechnen, die Restkräfte im Gurtanschnitt steigen aber unmittelbar mit dem Aufreißen der Platte stark an. Die so ermittelten Ergebnisse sind folglich technisch nicht verwertbar.

Die Prüfung der Restkräfte ist insbesondere bei gering bewehrten Gurtscheiben, bei denen ein Versagen infolge einer Überbeanspruchung der Anschlussbewehrung erfolgt, erforderlich und wird hier als Abbruchkriterium in Abhängigkeit des elementbezogenen Bewehrungsgehalts entsprechend den Angaben in Kapitel 6.2.1 berücksichtigt.

Die Anwendung des CDP-Modells ermöglicht auch die rechnerische Untersuchung des Plattenbalkenquerschnitts ohne Gurtanschlussbewehrung. Hierbei ist in Abbildung 7.14(a) zu erkennen, dass sich die Steifigkeit bis zum Aufreißen des Gurtanschlusses wie bei den übrigen Rechnungen an den Querschnitten mit bewehrter Gurtplatte verhält. Mit dem Übergang des Anschnittes in den gerissenen Zustand II kommt es zu einem schlagartigen Versagen des Gurtanschlusses. Die Systemtraglast ist jedoch erst mit dem Versagen des Stegquerschnitts



(a) Querkraftbewehrung wie im Versuch Q2

(b) ohne Querkraftbewehrung im reinen Biegebereich

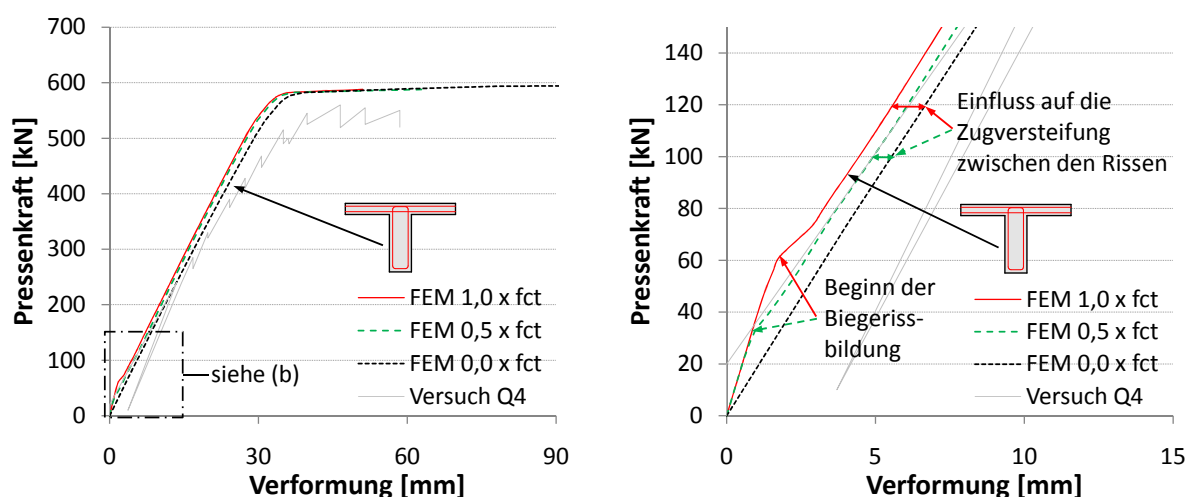
**Abb. 7.14:** Auf Basis des CDP-Modells (ABAQUS) ermittelte Last-Verformungskurven für unterschiedliche Gurtanschlussbewehrungsgrade

erreicht. Ein solches Tragverhalten wäre auch in einem Realversuch zu erwarten.

In Abbildung 7.14(a) fällt auf, dass für den Stegquerschnitt im Vergleich zur Berechnung nach nichtlinearer *Elastizitätstheorie* eine um etwa 40% erhöhte Systemtraglast errechnet wird. Dies ist darauf zurückzuführen, dass es im dreidimensionalen CDP-Modell durch die Querkraftbewehrung (Querkraftbewehrungsgrad  $\rho = 1,13\%$ ) zu einer Umschnürungswirkung der Biegedruckzone kommt. Hierbei wird in der Simulation eine deutliche Erhöhung der uniaxialen Betondruckfestigkeit in diesem Bereich ermittelt. Zum Vergleich sind in Abbildung 7.14(b) die Ergebnisse von zwei Rechnungen ausgewertet, bei denen im Rechenmodell auf eine Querkraftbewehrung im nur durch Biegemomente beanspruchten Mittelbereich des Trägers verzichtet wird. Durch die fehlende Umschnürungswirkung im CDP-Modell erfolgt der rechnerische Biegedruckbruch des Stegquerschnitts nun in beiden Rechenmodellen auf vergleichbarem Lastniveau. Auf die rechnerische Systemtraglast des Plattenbalkenquerschnitts hat die geänderte Stegbewehrung keinen nennenswerten Einfluss.

## 7.6 Einfluss der Betonzugfestigkeit

Die Höhe der mittleren Betonzugfestigkeit in biegebeanspruchten Bauteilen ist entscheidend für den Zeitpunkt der Erstrissbildung, die Ausdehnung der gerissenen Bereiche in Bauteillängsrichtung, die damit verbundene Systemsteifigkeit und folglich auch für die Größe der Verformungen bei gegebener Beanspruchung. Die Bemessung auf Querschnittsebene im GZT nach *DIN EN 1992* [18–20] erfolgt unter der Annahme gerissener Querschnitte. Die Höhe der



(a) Gesamtdarstellung

(b) Ausschnitt

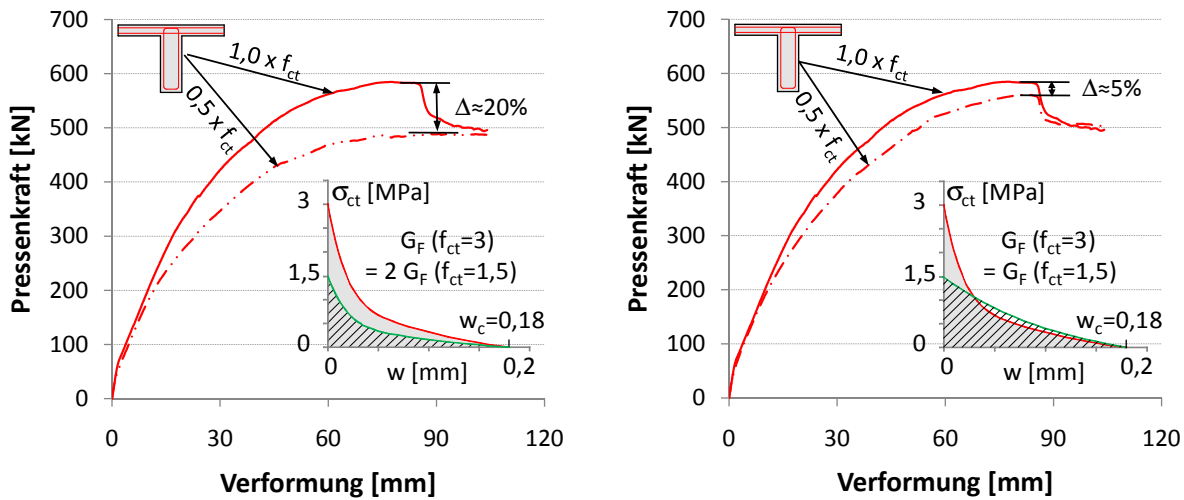
**Abb. 7.15:** Auf Basis der nichtlinearen *Elastizitätstheorie* (*SOFiSTiK*) ermittelte Last-Verformungskurven für unterschiedliche Betonzugfestigkeiten

Betonzugfestigkeit hat danach bei schubbewehrten Bauteilen keinen direkten Einfluss auf die Höhe des rechnerischen Tragwiderstands.

Im Rahmen einer nichtlinearen Systemanalyse mit der FEM ist die Vorgabe einer Betonzugfestigkeit jedoch erforderlich. Im Folgenden werden die Auswirkungen einer in den Rechenmodellen angesetzten verminderten Betonzugfestigkeit auf die Ergebnisse der Simulationsrechnungen ausgewertet. Hierzu wird der Versuchsträger Q2 jeweils mit der vollen und der halben mittleren Betonzugfestigkeit nachgerechnet.

In Abbildung 7.15 sind die Ergebnisse der Simulation auf Grundlage der nichtlinearen *Elastizitätstheorie* mit dem Programmsystem *SOFiSTiK* dargestellt. Es ist zu erkennen, dass die unterschiedlichen Vorgaben der Betonzugfestigkeit im Modell einen Einfluss auf den Zeitpunkt der Erstrissbildung und die zugversteifende Wirkung zwischen den Rissen nach Abschluss der Rissbildung haben. Die Verformungen des Balkens werden durch die Abminderung der Betonzugfestigkeit bei gleicher Pressenlast geringfügig erhöht. Eine Auswirkung auf die rechnerische Systemtraglast kann nicht beobachtet werden.

Die Ergebnisse der Simulationsrechnungen auf Basis des CDP-Modells weisen eine deutlich größere Abhängigkeit von der angesetzten Betonzugfestigkeit auf. Neben dem Last-Verformungsverhalten wird auch die erreichbare Traglast durch die Variation beeinflusst. In Abbildung 7.16 sind die Ergebnisse der durchgeführten Rechnungen am Beispiel des Balkens Q2 dargestellt. Die Reduktion der Betonzugfestigkeit führt nach (3.11) zu einer Abminderung der Bruchenergie  $G_F$  im gleichen Verhältnis (siehe Abbildung 7.16(a)). Im Rahmen einer weiteren Rechnung wird diese durch Anpassung des abfallenden Astes der Spannungs-Rissöffnungs-Beziehung etwa konstant gehalten. Das Ergebnis und die verwendete Spannungs-Rissöffnungs-

(a) Bruchenergie  $G_F$  reduziert(b) Bruchenergie  $G_F$  konstant

**Abb. 7.16:** Auf Basis des CDP-Modells (ABAQUS) ermittelte Last-Verformungskurven für unterschiedliche Betonzugfestigkeiten

Beziehung können Abbildung 7.16(b) entnommen werden.

Im vorliegenden Fall führt die gleichmäßige Abminderung von Betonzugfestigkeit und Bruchenergie zu einer um etwa 20% verminderten Systemtraglast. Unter Beibehaltung der Bruchenergie ist der Einfluss der reduzierten Betonzugfestigkeit deutlich geringer. Die Abminderung der rechnerischen Systemtraglast beträgt nur etwa 5%. *Hegger und Herbrand* stellten bei der Nachrechnung schubbeanspruchter Spannbetonträger in [38] unter Variation der Betonzugfestigkeit zwischen 1,6MPa und 3,1MPa und konstanter Bruchenergie eine vergleichbare Auswirkung auf die rechnerische Systemtraglast fest.

Die rechnerischen Auswirkungen der unterschiedlichen Betonzugfestigkeiten können auf die gegenseitige Beeinflussung von Druck- und Zugtragfähigkeit im CDP-Modell zurückgeführt werden. Diese bewirkt neben der Abminderung der Zugfestigkeit auch eine Reduktion der Betondruckfestigkeit in gerissenen Elementen.

## 7.7 Zusammenfassung

Die Abminderung der Betondruckfestigkeit in Abhängigkeit der vorhandenen Querdehnung nach unterschiedlichen Ansätzen (siehe Tabelle 7.1) führt in den Modellrechnungen nur dann zu einer Reduktion der Systemtraglast, wenn der Druckbruch der schiefen Betondruckstrebe im Gurt die maßgebende Versagensart darstellt. Eine Beeinträchtigung der Tragfähigkeit der Biegedruckzone wird aufgrund der Lokalisierung der Schädigung im Anschnitt zum Steg im Rahmen der Modellrechnungen nicht festgestellt.

Das von *Badawy und Bachmann* aus dem *Flanschfachwerk-Modell* abgeleitete Versatzmaß zur Bemessung des schubfesten Gurtanschlusses wird im Rahmen der hier durchgeführten Simulationsrechnungen bestätigt. Der beobachtete Versatz steht in direktem Zusammenhang mit dem Tragverhalten des Stegquerschnitts im Auflagerbereich und kann durch eine entsprechende Bewehrungsführung oder die Aufbringung einer Vorspannung reduziert werden.

Das Trag- und Rissverhalten der untersuchten Plattenbalkenquerschnitte wird wesentlich durch die Art der Lasteinleitung beeinflusst. So kann die Lage der im Rahmen der Versuchsdurchführung dokumentierten Erstrissbildung auf die konzentrierten Pressenkräfte zurückgeführt werden. Durch die Umstellung auf eine Linienlast im Rechenmodell, die für die Randbereiche der Balken identische Beanspruchungen zur Folge hat (siehe Abbildung 7.9), wird dieser Sachverhalt bestätigt. Die Erstrissbildung geht nun vom Ort der nach linearer *Elastizitätstheorie* maximalen Hauptzugspannungen aus.

Mit zunehmendem Bewehrungsgrad der Gurtanschlussbewehrung kann die Systemtragfähigkeit sukzessive gesteigert werden. Einen unteren Grenzwert stellt dabei die Tragfähigkeit des Querschnittes ohne Gurt dar. Ein oberer Grenzwert ist erreicht, sobald eine andere Versagensart im System maßgebend wird. Dieses Ergebnis erscheint auch vor dem Hintergrund des in Kapitel 5.3 beschriebenen Tragverhaltens der Gurtquerschnitte plausibel.

Eine Abhängigkeit der Systemtraglast von der Betonzugfestigkeit ist für gerissene Bauteile mit ausreichender Querkraftbewehrung im Allgemeinen nicht zu erwarten und wird bei den Rechnungen auf Basis der nichtlinearen *Elastizitätstheorie* auch nicht festgestellt. Die beobachtete Abhängigkeit im CDP-Modell ist vermutlich auf die durch das Materialmodell bedingte Druckentfestigung in Bereichen unter kombinierten Druck-Zug Spannungszuständen zurückzuführen.

Insgesamt werden insbesondere mit dem FE-Modell auf Grundlage der nichtlinearen *Elastizitätstheorie* (*SOFiSTiK*) gute Übereinstimmungen mit den dokumentierten Versuchsergebnissen und plausible Ergebnisse im Rahmen der Sensitivitätsanalysen erzielt. Eine Schwäche des Modells zeigt sich bei der Berechnung sehr gering oder gar nicht bewehrter Gurtanschlüsse. Für letzteren Fall ist eine realitätsnahe Ermittlung der Systemtraglast nur möglich, wenn die Belastung, die zur Erstrissbildung im Gurtanschnitt führt, oberhalb der Stegtraglast liegt. Für die praktische Anwendung ist dies jedoch von untergeordneter Bedeutung.





# Kapitel 8

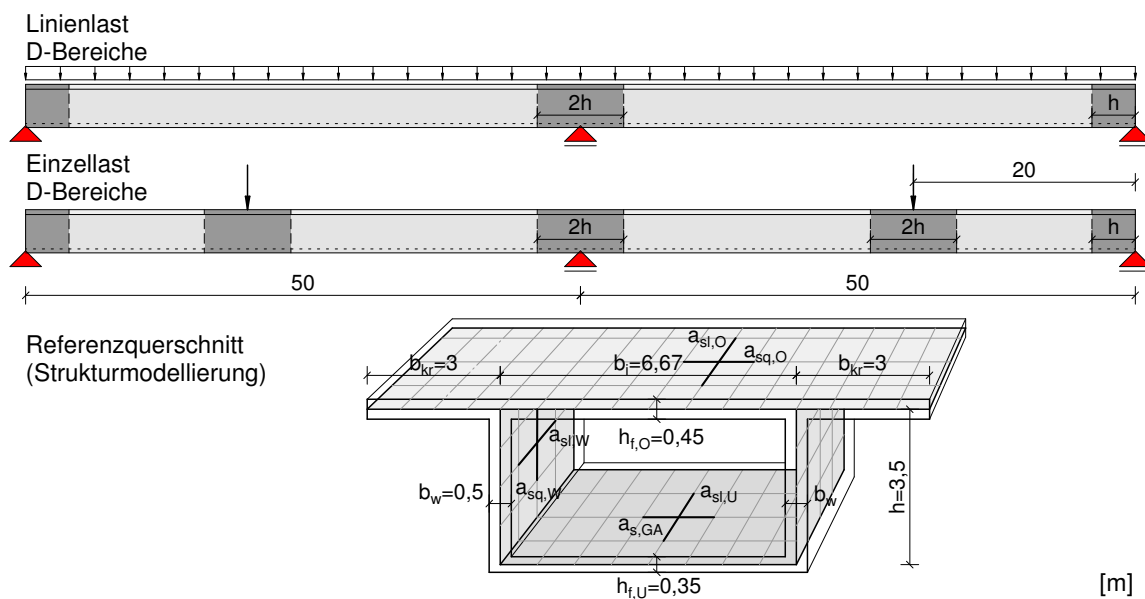
## Modellverhalten unter Berücksichtigung von Strukturabmessungen des Brückenbaus

### 8.1 Allgemeines

Bei den bislang betrachteten Bauteilversuchen an Plattenbalkenquerschnitten trifft die *Bernoulli-Hypothese* einer linearen Dehnungsverteilung theoretisch nur in sehr kleinen Bereichen zu (siehe Abbildung 2.4). Auf die Auswirkungen der *Diskontinuitätsbereiche* auf die Versuchsergebnisse wurde in den Kapiteln 6.2.1 und 7.3 ausführlich eingegangen. Darüber hinaus wurde in Kapitel 7.4 gezeigt, dass eine Reduktion der Störbereiche im Mittelbereich der Versuchsträger durch Änderung der Lasteinleitung im Rechenmodell zu einem anderen Rissverhalten in Bezug auf den Ort der Erstrissbildung führt. Dieser kann mithilfe der nach linearer *Elastizitätstheorie* berechneten Hauptzugspannungsverteilung ermittelt werden.

Betonbrücken weisen in der Regel eine deutlich größere Schlankheit als die betrachteten Bauteilversuche auf und sind zu einem wesentlichen Anteil durch gleichmäßig verteilte Lasten beansprucht. Die *Bernoulli-Hypothese* ist in weiten Teilen des Längssystems üblicher Brückentragwerke gültig. Um die Auswirkungen des veränderlichen Längsspannungszustandes in diesen Bereichen zu überprüfen, erfolgt die Übertragung des Modells auf Systeme mit üblichen Brückenabmessungen und Hohlkastenquerschnitt.

Das Tragverhalten der Bodenplatte innerhalb eines Referenzquerschnittes mit für den Brückenbau typischen Abmessungen wird nachfolgend umfassend untersucht. Durch die anschließende Variation einzelner das Tragverhalten beeinflussender Parameter soll eine möglichst große Bandbreite relevanter Randbedingungen erfasst werden.



**Abb. 8.1:** Hohlkasten Referenzsystem mit Querschnittsabmessungen, Belastung, D-Bereichen und schematischer Darstellung der Strukturmodellierung

## 8.2 Referenzsystem und Einwirkungen

Das den Simulationsrechnungen zugrunde liegende Referenzsystem ist in Abbildung 8.1 dargestellt. Es handelt sich um einen Zweifeldträger mit Einzelstützweiten von jeweils 50m. Der Querschnitt des einzelligen Hohlkastens wird vereinfachend ohne Berücksichtigung veränderlicher Fahrbahn- beziehungsweise Bodenplattendicken modelliert.

Es werden zwei unterschiedliche Belastungsarten untersucht. Zum einen erfolgt die Lasteleitung konzentriert im Feldbereich durch symmetrische Anordnung von Einzellasten auf den beiden Stegen des einzelligen Kastenquerschnitts, zum anderen wird eine gleichmäßig verteilte Belastung berücksichtigt. Durch Letztere sollen die Beanspruchungsverhältnisse realer Bauwerke besser abgebildet werden. Die Anordnung der Linienlasten erfolgt ebenfalls symmetrisch in den Stegachsen.

Durch die im Vergleich zu den bislang nachgerechneten Versuchsträgern hohe Schlankheit des Referenzsystems behält die *Bernoulli-Hypothese* unabhängig von der Belastungsart in weiten Teilen des Längssystems ihre Gültigkeit. Gleichzeitig werden die D-Bereiche im Verhältnis zur Gesamtlänge des Bauwerks kleiner als bei üblichen Bauteilversuchen (vergleiche Abbildungen 8.1 und 2.4). Es ist daher möglich, den Einfluss der Interaktion aus der veränderlichen Biegebeanspruchung des Längssystems und der Schubbeanspruchung innerhalb des Gurtanschlusses über große ungestörte Bereiche zu untersuchen und die Entwicklung des Tragverhaltens unter ansteigender Belastung in diesen Bereichen zu beschreiben.

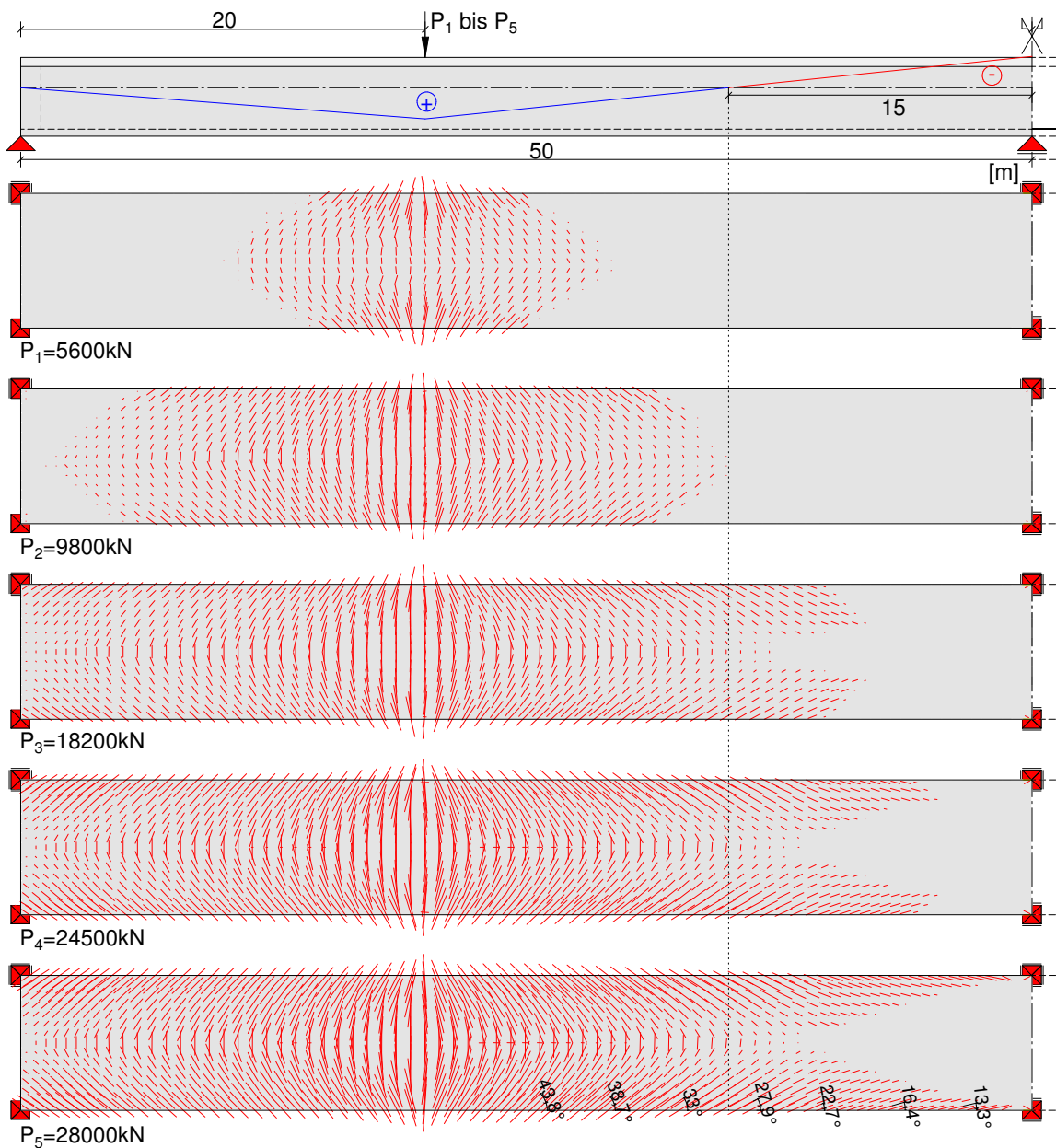
Die den Berechnungen zugrunde liegenden wesentlichen Materialkennwerte und die Bewehrungsverteilung können Tabelle 8.1 entnommen werden. Eine schematische Darstellung der Verlegerichtungen und Bezeichnungen der einzelnen Bewehrungspositionen ist in Abbildung 8.1 enthalten. Zur Aufnahme der großen Biegebeanspruchungen werden hohe Längsbewehrungsgrade in den Gurtscheiben des zunächst nicht vorgespannten Längssystems erforderlich. Innerhalb der Bodenplatte wird diese hohe Längsbewehrung nur in der Biegezugzone vorgesehen. Auswirkungen auf das rechnerische Tragverhalten des Druckgurtes im Stützbereich sollen auf diese Weise ausgeschlossen werden.

**Tab. 8.1:** Materialkennwerte und Bewehrungsanordnung

Beton	$f_{cm}$ [MPa]	$\epsilon_{c1}$ [‰]	$f_{ct}$ [MPa]	$E_c$ [MPa]
C40/50	48	2,2	2,46	37978
Betonstahl	$f_{yk}$ [MPa]	$f_t$ [MPa]	$\epsilon_u$ [‰]	$E_s$ [MPa]
B500B	500	540	50	200000
Ort	Bezeichnung	Bewehrung [cm <sup>2</sup> /m]	Lage [oben/unten] [innen/außen]	$\rho$ [%]
Bodenplatte	$a_{s,GA}$	20	$o + u$	1,14
	$a_{sl,U}$	100	$o + u$	5,7
Steg	$a_{sq,W}$	60	$i + a$	2,4
	$a_{sl,W}$	5	$i + a$	0,2
Fahrbahnplatte	$a_{sq,O}$	20	$o + u$	0,89
	$a_{sl,O}$	150	$o + u$	6,67

### 8.3 Tragverhalten der Bodenplatte

Nachfolgend wird das Tragverhalten der Bodenplatte im Modell als Zug- und Druckgurt unter Punkt- beziehungsweise Linienlasten für das Referenzsystem ausgewertet. Zunächst erfolgt eine Beschreibung des Rissverhaltens und der damit verbundenen Spannungsverteilungen im Bereich des Gurtanschnittes. Aus den ermittelten Hauptspannungsverteilungen wird ein Stabwerkmodell entwickelt, das den Kraftfluss innerhalb der Bodenplatte möglichst wirklichkeitsnah beschreiben soll. Ausgehend von der ursprünglichen Geometrie und Bewehrungsverteilung des Referenzsystems werden im Anschluss daran einzelne Parameter variiert und deren Auswirkungen auf das Tragverhalten untersucht.



**Abb. 8.2:** Rechnerisch wahrscheinliche Rissentwicklung in der Bodenplatte für die Punktlasten  $P_1$  bis  $P_5$

### 8.3.1 Rissverhalten und Spannungsverteilung

In den Abbildungen 8.2 und 8.3 ist die rechnerisch wahrscheinliche Rissentwicklung innerhalb der Bodenplatte des Referenzsystems für die unterschiedlichen Belastungsarten dargestellt. In beiden Fällen stellen sich zunächst erste Biegezugrisse im Feld ein. Bei weiterer Laststeigerung kommt es zu einer Ausdehnung der gerissenen Bereiche in Bauwerkslängsrichtung. Gleichzeitig kann bereits im Zuggurt eine immer flacher werdende Rissneigung im Anschnitt vom Gurt

an den Steg beobachtet werden. Im gezogenen Bereich kommt es in Querrichtung zu einem vollständigen Aufreißen der Gurtscheibe. Im Druckbereich lokalisiert sich die Rissbildung mit zunehmender Längsdruckkraft im Bereich des Steganschnitts.

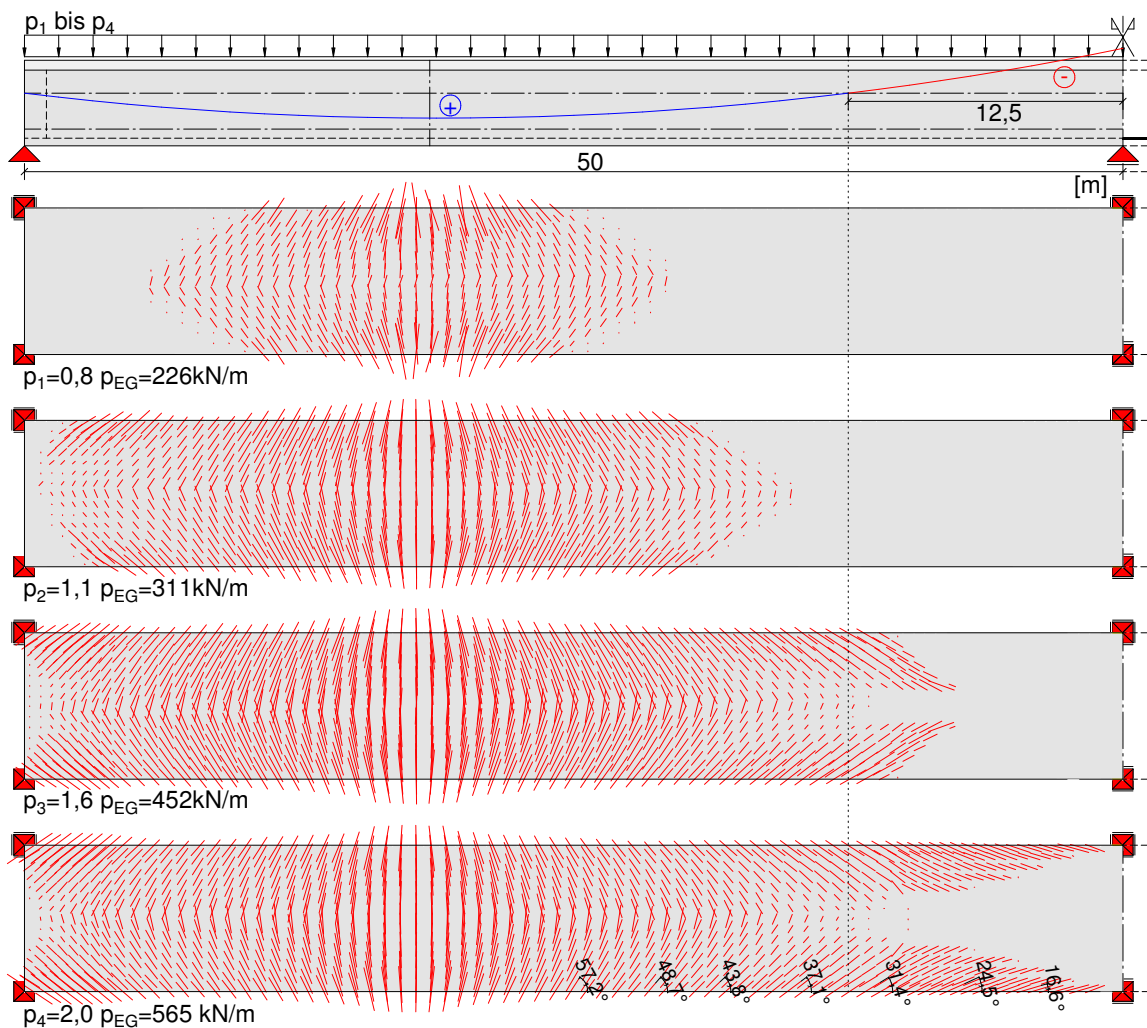
Die Entwicklung der rechnerischen Betonstahlspannungen und der Schubspannungen im Gurtanschnitt als Ergebnis der nichtlinearen FE-Berechnung sowie die daraus resultierenden nach (8.1) ermittelten Druckstrebenwinkel sind in Abbildung 8.4 dargestellt. Die Spannungen in der verschmiert eingelegten Betonstahlbewehrung sowie die Schubspannungen im Anschnitt werden zur Ermittlung des Druckstrebenwinkels immer je laufenden Meter Gurtanschlussfugenlänge berücksichtigt. Für die Auswertungen unter Punktlasten sind die D-Bereiche mit  $\textcircled{D}$  und die Biegebereiche, in denen die *Bernoulli-Hypothese* gilt, mit  $\textcircled{B}$  gekennzeichnet. Der mit der Querkraftbeanspruchung korrespondierende Schubspannungsverlauf entspricht im gerissenen Zustand II qualitativ dem Verlauf im Zustand I. Um die Größe der Spannungen realitätsnah zu erfassen ist jedoch die rechnerische Berücksichtigung der Biegerissbildung erforderlich.

$$\tan \Theta = \frac{\sigma_s \cdot a_{s,GA}}{\tau \cdot h_f} \quad (8.1)$$

Eine vereinfachend mit einem konstanten Druckstrebenwinkel durchgeführte Ermittlung der Spannungen innerhalb der Gurtanschlussbewehrung hätte einen mit den Schubspannungen korrespondierenden Verlauf zum Ergebnis. Im Rahmen der Modellrechnungen werden jedoch hiervon signifikant abweichende Spannungsverläufe in der Anschlussbewehrung festgestellt. Besonders deutlich ist dies für den Fall der einwirkenden Punktlast zu erkennen (siehe Abbildung 8.4(b)). Mit abnehmender Biegezugkraft beziehungsweise zunehmender Biegedruckkraft nehmen die Spannungen in der Anschlussbewehrung signifikant ab. Diese ist im Rahmen der Simulation über die komplette Bauwerkslänge mit konstantem Querschnitt in Rechnung gestellt.

Die nach (8.1) ermittelten Druckstrebenwinkel sind für verschiedene Laststufen in den Abbildungen 8.4(c) und (f) dargestellt. Es ist zu erkennen, dass die Druckstreben mit zunehmender Nähe zum Mittelaufleger eine immer flacher werdende Neigung aufweisen. Da eine eventuell vorhandene Rissreibungskomponente im verwendeten Modell keine Berücksichtigung findet, stimmt die Neigung der Druckstrebenwinkel mit der Rissneigung überein (vergleiche mit den Abbildungen 8.2 und 8.3). Eine nennenswerte Rotation der Druckstrebenwinkel in bereits gerissenen Bereichen mit zunehmender Laststeigerung, die aufgrund der durchgeführten direkten Berechnung der einzelnen Laststufen ohne Berücksichtigung vorausgegangener Primärlastfälle theoretisch möglich wäre, kann nicht beobachtet werden. Es handelt sich folglich um die natürlichen Risswinkel im Modell ohne Berücksichtigung einer zusätzlichen Rotation im Zustand II.

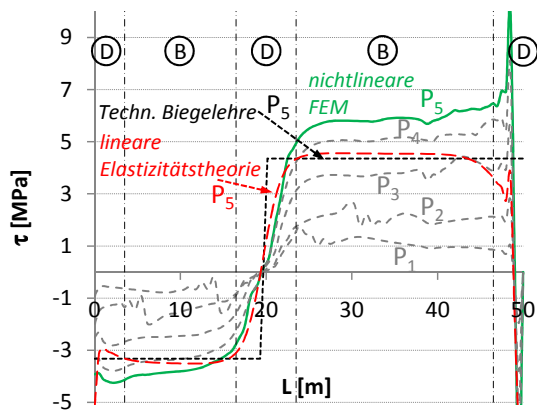
Ein Vergleich der rechnerischen Druckstrebenwinkel im Gurtanschnitt auf Basis der Ergebnisse der nichtlinearen FEM mit den linear-elastisch nach *Technischer Biegelehre* am Balken beziehungsweise nach linearer *Elastizitätstheorie* am Faltnetz ermittelten Werte für den Zustand I zeigt gute Übereinstimmungen in Bereichen großer Längsdruckspannungen. Im Zugbereich



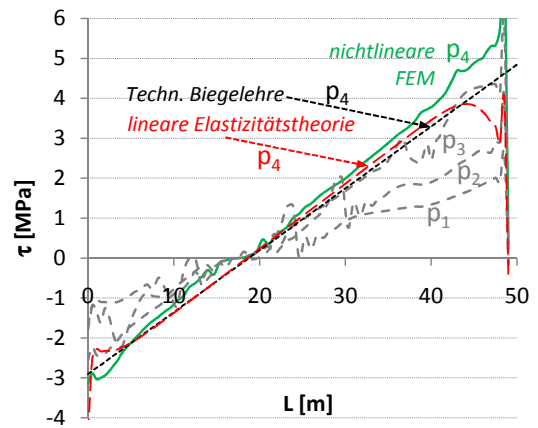
**Abb. 8.3:** Rechnerisch wahrscheinliche Rissentwicklung in der Bodenplatte für die Linienlasten  $p_1$  bis  $p_4$

hingegen sind nicht unerhebliche Rotationen der Druckstrebenwinkel beim Übergang in den Zustand II erforderlich.

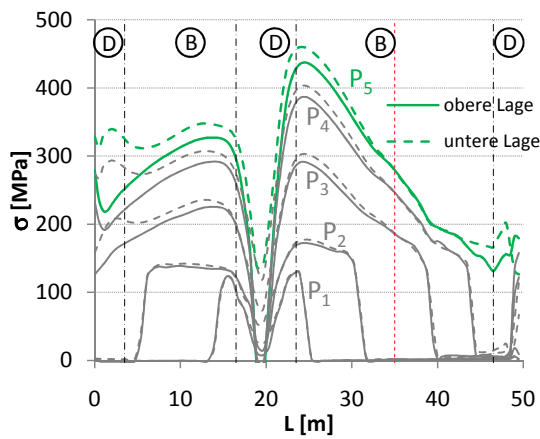
Zum besseren Verständnis des Modelltragverhaltens ist die rechnerische Spannungsentwicklung zu Beginn des Rissbildungsprozesses für einen Bodenplattenausschnitt im Feldbereich in Abbildung 8.5 dargestellt. Im ungerissenen Zustand I erfolgt die Lastausbreitung innerhalb der Bodenplatte im Wesentlichen über schiefe Hauptzugspannungen, die mit zunehmendem Biegemoment immer flacher werdende Winkel zur Bauwerkslängsachse einschließen (siehe Abbildung 8.5(b) Laststufe  $P_1$ ). Mit der Erstrissbildung kommt es örtlich zum Ausfall des Betons auf Zug und zur Umlagerung der Zugkräfte auf den eingebetteten Betonstahl. Der schubfeste Anschluss des gerissenen Zuggurtbereichs an den Steg erfolgt nun über die Ausbildung schiefer Betondruckstreben. Hierbei kommt es zu einer Drehung der Hauptdruckspannungsrichtung im Vergleich zum ungerissenen Zustand I.



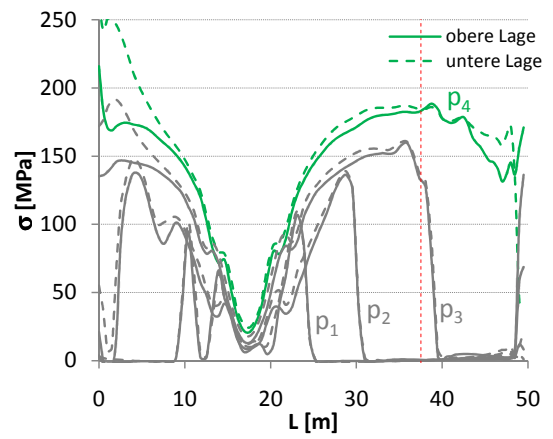
(a) Schubspannungen (Punktlast)



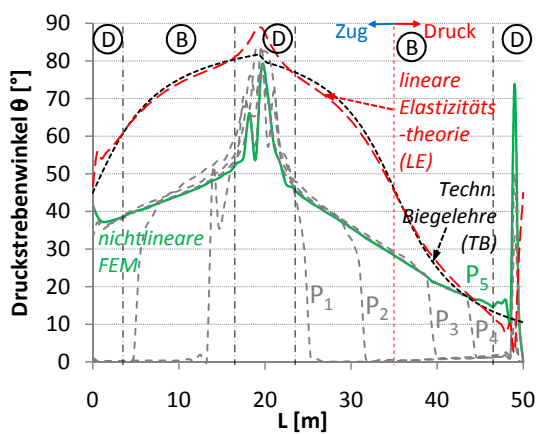
(d) Schubspannungen (Linienlast)



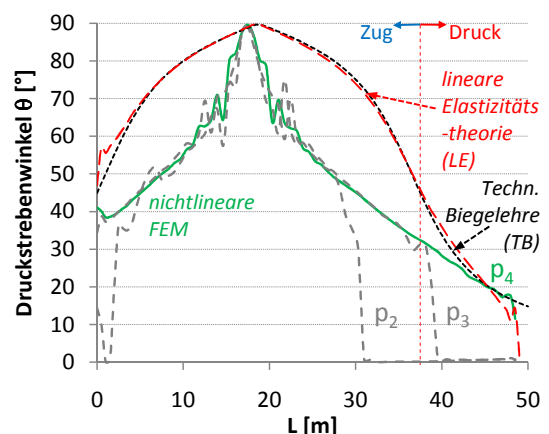
(b) Betonstahlspannungen der Gurtanschlussbewehrung (Punktlast)



(e) Betonstahlspannungen der Gurtanschlussbewehrung (Linienlast)



(c) Druckstrebenwinkel (Punktlast)



(f) Druckstrebenwinkel (Linienlast)

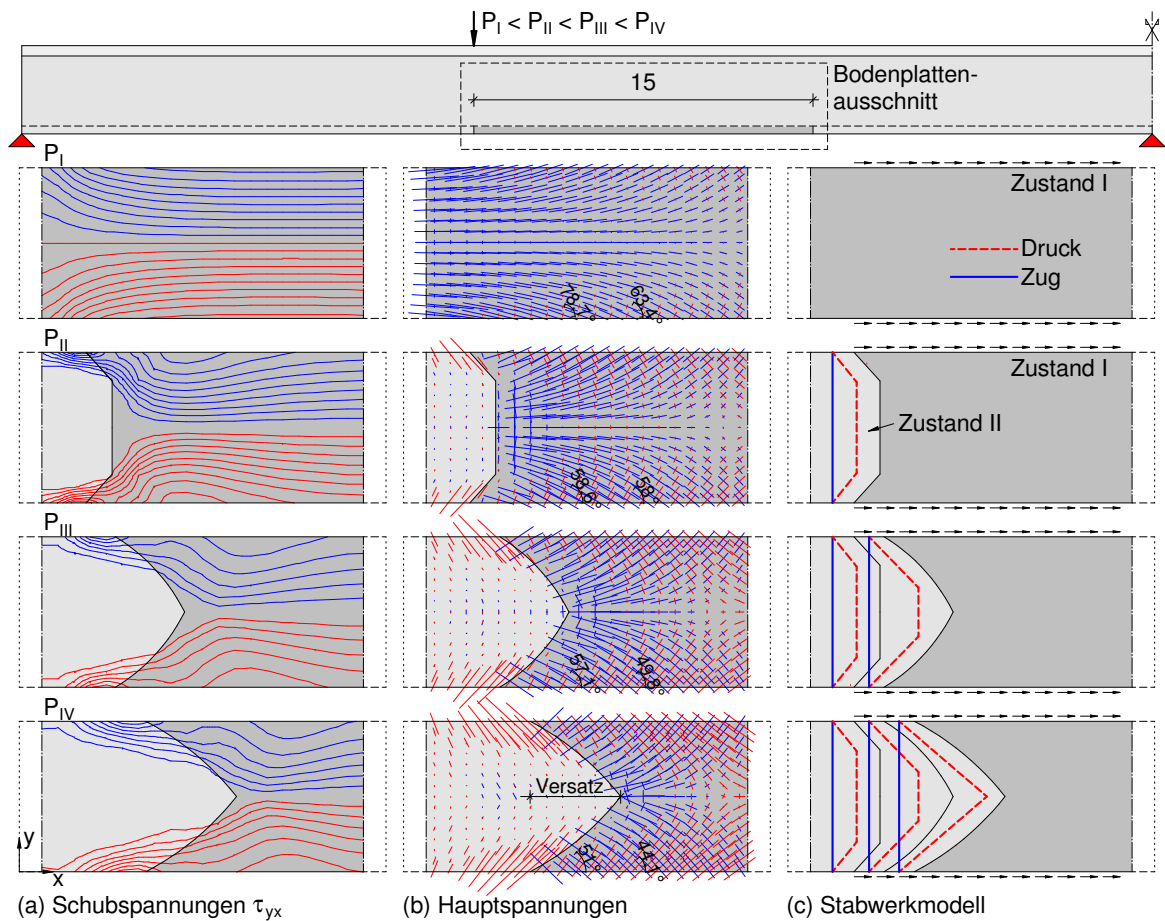
**Abb. 8.4:** Simulationsergebnisse im Gurtanschnitt der Bodenplatte an den Steg im ersten Feld nach nichtlinearer *Elastizitätstheorie*

Anhand der Spannungsverteilungen (Abbildung 8.5(a) und (b)) ist deutlich zu erkennen, dass die Aktivierung der gleichmäßig über die Bodenplattenbreite verteilten Biegezugbewehrung über schiefe Betondruckstreben mit der Entstehung eines Versatzmaßes in Bauwerkslängsrichtung verbunden ist. Die ersten Risse in Feldmitte verlaufen über einen großen Teil der Bodenplatte normal zur Bauteilachse und knicken erst im Endbereich zum Gurtanschluss ab. Da ein Rissreibungsanteil im Modell rechnerisch nicht berücksichtigt wird, kann eine Erhöhung der Längszugspannungen innerhalb der Biegezugbewehrung in der Bodenplatte nur in Bereichen mit rechnerischer Schrägrissbildung stattfinden. Dieser Zusammenhang ist auch deutlich an der Verteilung der Schubspannungen nach dem Übergang der Bodenplatte in den gerissenen Zustand II zu erkennen. Mit einsetzender Rissbildung konzentrieren sich die Schubspannungen zunächst im Bereich des Gurtanschnitts und breiten sich mit zunehmendem Rissfortschritt über die Gurtplattenbreite aus. In Abbildung 8.5 sind die Übergänge vom ungerissenen in den gerissenen Bereich für die einzelnen Laststufen schematisch dargestellt. Die Hauptzugspannungen schließen mit dem Übergangsbereich zum gerissenen Abschnitt der Bodenplatte einen Winkel von  $90^\circ$  ein. Infolge des Versatzmaßes weicht diese Richtung jedoch von der ursprünglichen Richtung innerhalb der noch ungerissenen Bodenplatte ab. Aufgrund der kontinuierlichen Einleitung von Schubkräften in den Anschnitten zu den Stegen kann eine allmähliche Drehung der Hauptspannungsachsen in den noch ungerissenen Bereichen beobachtet werden. Erst mit dem Übergang in den gerissenen Zustand II bei weiterer Laststeigerung wird die Hauptspannungsrichtung im jeweiligen Bereich fixiert.

Nach Abschluss der kontinuierlichen Laststeigerung bis zum vollständigen Aufreißen des Gurtanschnittes stellt sich die in Abbildung 8.6(c) exemplarisch für das System mit Punktlast dargestellte Hauptspannungsverteilung ein. Zum Vergleich ist auch die Spannungsverteilung nach linear-elastischer Berechnung dargestellt (Abbildung 8.6(b)). Es ist deutlich zu erkennen, dass die Hauptdruckspannungsrichtungen im Biegedruckbereich der Gurtplatte in Bezug auf ihre Ausrichtung im Zustand II nicht deutlich vom ungerissenen Zustand I abweichen. Im Biegezugbereich hingegen kommt es zur beschriebenen Änderung des Betontragverhaltens beim Übergang in den gerissenen Zustand II.

Das sich einstellende Versatzmaß zur Aktivierung der Längsbewehrung innerhalb der Gurtscheibe führt dazu, dass die Bewehrung in Gurtscheibenmitte über eine größere Länge Zugspannungen aufweist als die Bewehrung am Anschnitt zum Steg (siehe Abbildung 8.6(d)). Mit zunehmendem Abstand des betrachteten Querschnitts vom Ort des maximalen Biegemoments im Feld kommt es infolge des beobachteten Versatzmaßes darüber hinaus zu einer Umkehrung der Spannungsverteilung innerhalb der Biegezugbewehrung im Gurt. In Feldmitte werden die größten Zugspannungen in der Längsbewehrung in unmittelbarer Nähe zum Gurtanschnitt an den Steg ermittelt. Im weiteren Verlauf gleichen sich die Längsbewehrungsspannungen zunächst an. In der Nähe des Biegemomentennulldurchgangs (Abbildung 8.6 Schnitt (A)) sind bereits keine nennenswerten Längsbewehrungsspannungen im Gurtanschnitt mehr vorhanden, während



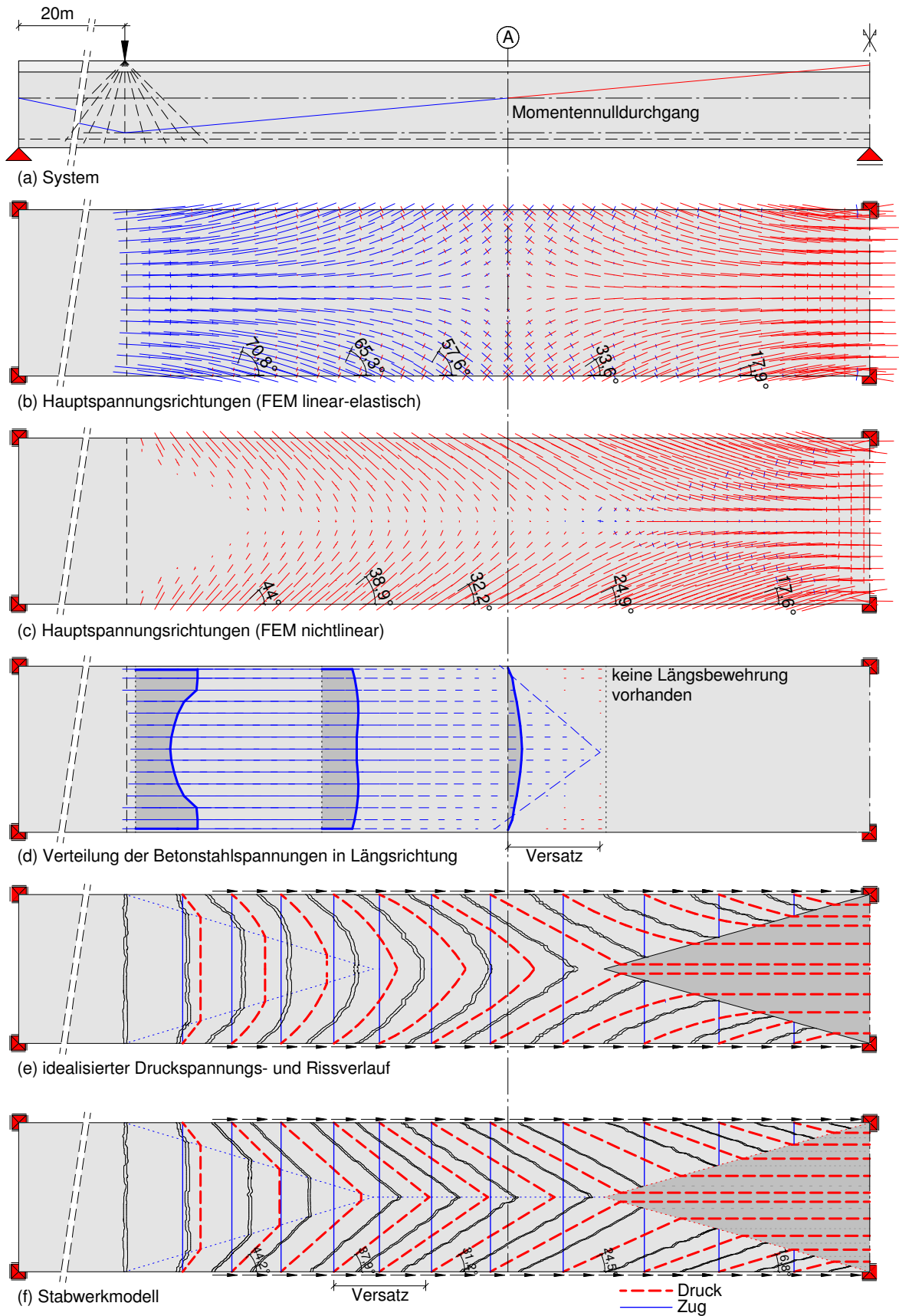


**Abb. 8.5:** Spannungs- und schematische Rissentwicklung innerhalb der Bodenplatte

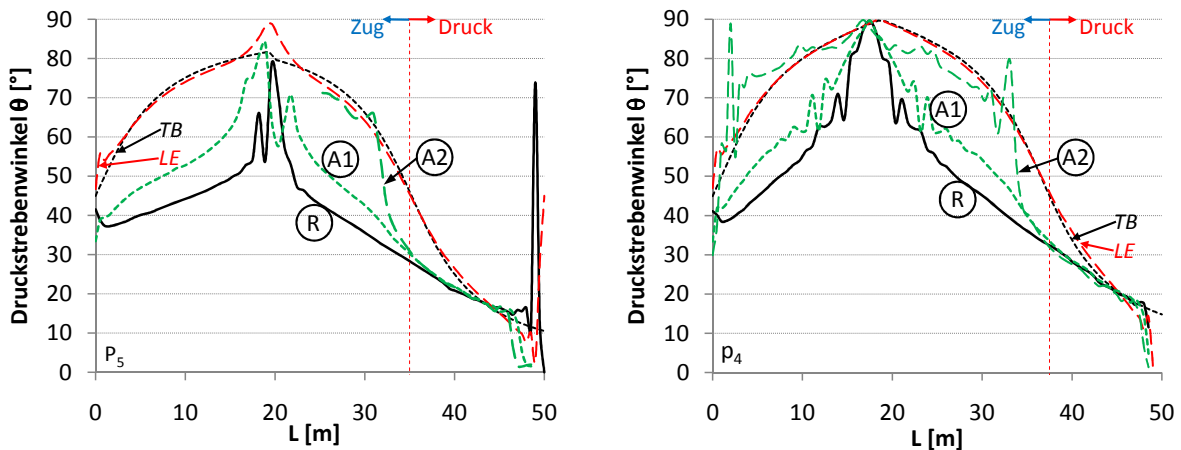
in Gurtscheibenmitte noch deutliche Zugspannungen ermittelt werden. Die Längsdruckspannungen im Beton und die Zugspannungen in der Bewehrung stehen im Schnitt (A) (Abbildung 8.6) miteinander im Gleichgewicht. Die erforderlichen Längsdruckspannungen im Beton zur Aktivierung der Bewehrung in Gurtscheibenmitte sind eine mögliche Erklärung für die deutlich von  $45^\circ$  abweichenden Druckstrebenwinkel im Übergangsbereich vom Zug- auf den Druckgurt.

*Bacchetta und Bachmann* dokumentierten in [2] bei den von ihnen durchgeführten Versuchen an Plattenbalken mit Zuggurt ebenfalls eine Verschiebung des Dehnungsmaximums innerhalb der Biegezugbewehrung von der Stegbewehrung im Bereich des betragsmäßig maximalen Momentes hin zur Gurtbewehrung und führten diese auf das *Flanschfachwerk-Modell* zurück. Darüber hinaus beschrieben sie eine zum Trägerende (Kragarm mit Gurt in der Biegezugzone) hin immer flacher werdende Rissneigung. Diese Beobachtung ist so auch in den Versuchsauswertungen von *Schieferstein* [88] zu finden, deren Versuchsbalken PB1 in Kapitel 6.3 in guter Näherung nachgerechnet wird (siehe auch Abbildungen 6.24 und 6.25). Die Ergebnisse der hier durchgeführten Simulationsrechnungen scheinen auch vor diesem Hintergrund das Tragverhalten realitätsnah zu beschreiben.

Ein auf Basis der rechnerisch ermittelten Spannungsverteilung entwickeltes Stabwerkmodell ist in Abbildung 8.6(f) dargestellt. Die in den Rissbildern und der dargestellten Hauptspannungsverteilung erkennbare Drehung der Druckstrebenrichtung in Querrichtung wird im Stabwerkmodell linearisiert. Für die Ermittlung der maßgebenden Beanspruchungen im Gurtanschnitt hat diese Vereinfachung keine nennenswerten Auswirkungen. Ursächlich für die Drehung der Hauptspannungsrichtung in Querrichtung des Zuggurts (siehe Abbildung 8.6(c) und (e)) ist die sukzessive Lasteinleitung in die gleichmäßig über die Gurtbreite verteilte Längsbewehrung. Sie ist in diesen Bereichen somit abhängig von der tatsächlichen Anordnung der Biegezugbewehrung im Querschnitt. Die Auswirkungen einer geänderten Bewehrungsverteilung werden im Rahmen der nachfolgenden Parameterstudie untersucht.



**Abb. 8.6:** Entwicklung eines Stabwerkmodells für die Bodenplatte nach Abschluss der Rissentwicklung



(a) Punktlast (b) Linienlast

**Abb. 8.7:** Entwicklung der rechnerischen Druckstrebenneigung in Abhängigkeit vom Anteil der in den Zuggurt ausgelagerten Bewehrung (vergleiche Tabelle 8.2)

**Einfluss der Verteilung der Biegezugbewehrung im Querschnitt**

Das Tragverhalten innerhalb des Zuggurtes der Gurtscheibe wird durch das Versatzmaß, welches sich mit der Rissbildung einstellt, beeinflusst. Im Rahmen der bislang durchgeführten Simulationsrechnungen mit einer vollständig in den Zuggurt ausgelagerten Biegezugbewehrung kann ein fließender Übergang der Druckstrebenneigung zwischen Zug- und Druckgurt im Modell beobachtet werden.

Die Höhe der ausgelagerten Biegezugbewehrung steht im direkten Zusammenhang mit der Beanspruchung der schiefen Betondruckstreben. Daher ist eine Beeinflussung des Modelltragverhaltens durch die Höhe der in den Gurt ausgelagerten Biegezugbewehrung wahrscheinlich. Folglich werden die in Tabelle 8.2 aufgeführten Bewehrungsanordnungen untersucht.

**Tab. 8.2:** Variation des Anteils der in den Zuggurt ausgelagerten Bewehrung

Bezeichnung	Bewehrungsanteil im Steg [%]	Bewehrungsanteil im Zuggurt [%]	Kommentar
R	0	100	Referenzquerschnitt
A1	50	50	
A2	100	0	

Die Auswertungen der auf dieser Basis durchgeführten Simulationsrechnungen sind in Abbildung 8.7 dargestellt. Je geringer der Anteil der in den Zuggurt ausgelagerten Bewehrung an der gesamten Biegezugbewehrung ist, desto stärker nimmt die Größe der rechnerischen Druckstrebenneigung im Übergangsbereich vom Druck- auf den Zuggurtbereich zu. Für den

Grenzfall der vollständigen Anordnung der Biegezugbewehrung im Steg (A2) findet erwartungsgemäß keine Schubkraftübertragung in den Zuggurt statt. Die Risswinkel verlaufen über die komplette Länge des Zuggurtes nahezu rechtwinklig zur Bauwerkslängsachse. Eine signifikante Auswirkung der Bewehrungsanordnung im Biegezugbereich auf die rechnerisch ermittelten Druckstreben- beziehungsweise Risswinkel im gedrückten Bereich des Gurtes kann hingegen nicht festgestellt werden.

### Einfluss der Gurtplattenbreite

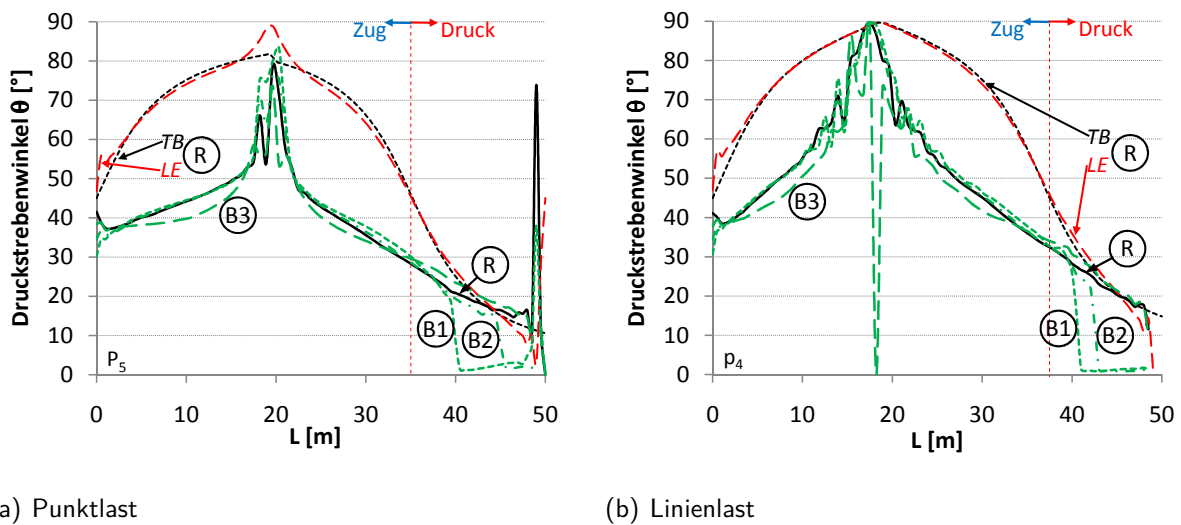
Die Ausbreitung der Beanspruchungen im Gurt erfolgt allmählich und geht insbesondere im Druckbereich mit immer flacher werdenden Druckstreben- und Risswinkeln einher. Im Folgenden wird daher untersucht, ob ein Einfluss des Verhältnisses von Gurtbreite zu Gurtlänge gegeben ist. Die Untersuchung erfolgt durch eine Variation der Breite des Hohlkastenquerschnittes. Auf diese Weise kann das statische System mit geringfügigen Anpassungen weiter verwendet werden. Die im Zuggurt verschmierte Biegezugbewehrung wird in den schmalen Querschnitten so angepasst, dass der Gesamtbewehrungsquerschnitt erhalten bleibt. In Tabelle 8.3 sind die untersuchten Geometrien der Bodenplatte zusammengestellt.

**Tab. 8.3:** Variation der Bodenplattenbreite

Bezeichnung	Gesamtbreite [m]	Feldlänge/Gesamtbreite [-]	Kommentar
R	6,67	7,5	Referenzquerschnitt
B1	3,33	15	
B2	5,00	10	
B3	15,00	3,33	

Die in Abbildung 8.8 dargestellte Auswertung der Simulationsergebnisse im Gurtanschnitt lässt keinen nennenswerten Einfluss des Verhältnisses von Gurtbreite zu Feldlänge erkennen. Für die schmaleren Querschnitte (B1 und B2) werden für den im Zustand II befindlichen Druckbereich geringfügig flachere Druckstrebenwinkel ermittelt. Mit schmaler werdender Gurtbreite setzt die Rissbildung im Gurtanschnitt des Druckgurtes im Modell jedoch erst auf einem höheren Lastniveau ein, so dass Abschnitte des Druckbereichs im ungerissenen Zustand I verbleiben. Für den erheblich breiteren Gurtquerschnitt der Variante B3 werden ebenfalls keine signifikanten Änderungen der Druckstrebenwinkel festgestellt.

Um dieses Ergebnis auf Plausibilität zu überprüfen, erfolgt ein Vergleich der rechnerisch ermittelten Neigungswinkel der Hauptdruckspannungen innerhalb des unter Längsdruckspannungen stehenden Bereichs des Gurtes mit den linear-elastisch nach *Technischer Biegelehre* ermittelten Werten. Die Berechnung erfolgt hierbei zum einen auf Basis der Querschnittswerte des jeweiligen Gesamtquerschnitts und zum anderen unter Berücksichtigung der mitwirkenden Breiten in Anlehnung an die Vorgaben der *DIN EN 1992* [18–20]. Der Abstand zwischen den



**Abb. 8.8:** Entwicklung der rechnerischen Druckstrebenneigung in Abhängigkeit von der Bodenplattenbreite (vergleiche Tabelle 8.3)

Biegemomentennulldurchgängen  $l_0$  wird hierbei entsprechend des tatsächlichen Biegemomentenverlaufs mit  $l_0 = 30\text{m}$  für die Punktlast und mit  $l_0 = 25\text{m}$  für die Linienlast berücksichtigt (vergleiche Abbildungen 8.2 und 8.3). Die den Berechnungen zugrunde liegenden Werte können Tabelle 8.4 entnommen werden.

**Tab. 8.4:** Mitwirkende Breite der Bodenplatte im Stützbereich in Abhängigkeit von der Belastungsart

Bezeichnung	Gesamtbreite [m]	$b_{eff}$ (Punktlast) [m]	$b_{eff}$ (Linienlast) [m]	Kommentar
R	6,67	6,67	6,67	Referenzquerschnitt
B1	3,33	3,33	3,33	
B2	5,00	5,00	5,00	
B3	15,00	9,00	8,00	

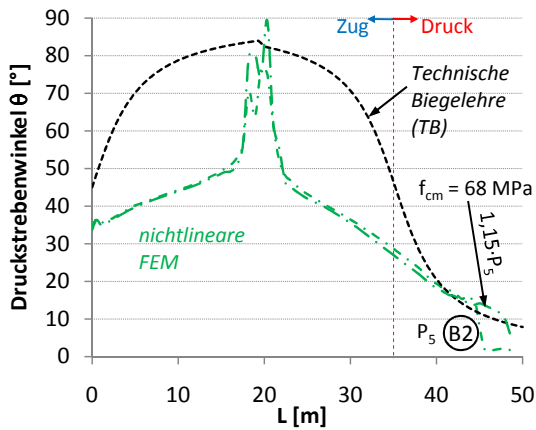
Bei der Bodenplatte des Referenzquerschnitts und den untersuchten Varianten B1 und B2 kann von einer vollständigen Mitwirkung bei der Berechnung am Balkenquerschnitt ausgegangen werden. Bei der untersuchten Variante B3 werden die in Tabelle 8.4 aufgeführten reduzierten mitwirkenden Breiten bei der Spannungsermittlung berücksichtigt. Die Auswertung der Hauptdruckspannungswinkel nach *Technischer Biegelehre* im Gurtanschnitt ist exemplarisch für die Varianten B2 und B3 in Abbildung 8.9 dargestellt.

In den Abbildungen 8.9(a) und (d) ist für die Variante B2 mit 5m breiter Gurtplatte zu erkennen, dass die Hauptdruckspannungsrichtung nach *Technischer Biegelehre* im Bereich des Druckgurtanschnittes an den Steg in guter Näherung mit den Ergebnissen der nichtlinearen Simulationsrechnungen übereinstimmt. Da der Gurtanschnitt auf den letzten Metern bis zur

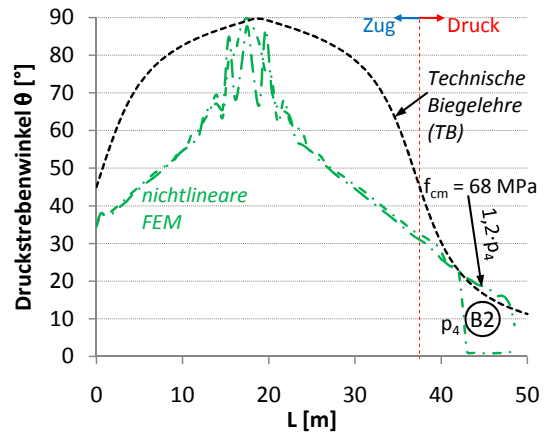
Mittelstütze rechnerisch im Zustand I verbleibt, sind zusätzlich jeweils die Ergebnisse eines zweiten Rechenlaufs dargestellt. Um eine weitere Laststeigerung zu ermöglichen, erfolgt dieser mit einer erhöhten Betondruckfestigkeit von  $f_{cm} = 68\text{MPa}$ . Die rechnerische Zugfestigkeit bleibt jedoch unverändert. Auf diese Weise ist es möglich, die Last bis zum nahezu vollständigen Aufreißen des Gurtanschnittes zu steigern. Die rechnerischen Risswinkel stellen sich auch in diesem Bereich ähnlich den Hauptdruckspannungsrichtungen nach *Technischer Biegelehre* ein.

Die Auswertungen der Ergebnisse der Variante B3 mit 15m breiter Gurtplatte sind für Punkt- und Linienbelastung in den Abbildungen 8.9(b) und (e) dargestellt und führen zu vergleichbaren Erkenntnissen. Mit zunehmender Längsdruckkraft in der Gurtplatte nähern sich die Lösungen nach *Technischer Biegelehre* unter Berücksichtigung der mitwirkenden Gurtbreiten und nichtlinearer FEM einander an. Die Berechnungen nach *Technischer Biegelehre* auf Basis der unverminderten Bruttoquerschnittswerte führen dagegen zu stark abweichenden Druckstrebenwinkeln.

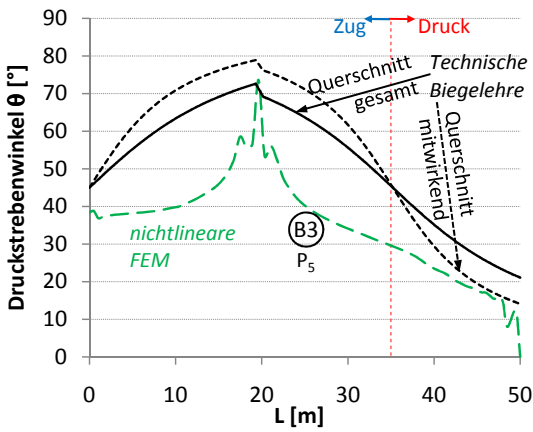
Mit größer werdendem Verhältnis von Gurtbreite  $b$  zu dem Abstand zwischen den Biegemomentennulldurchgängen  $l_0$ , kommt es zu einer zunehmend nichtlinearen Verteilung der Längsspannungen in der Gurtscheibe. Hierbei konzentrieren sich die Spannungen im Bereich der Gurtanschnitte und nehmen mit anwachsendem Abstand ab. Dieses Verhalten wird in aktuellen Regelwerken [18–20] durch die Ermittlung der mitwirkenden Gurtbreiten kompensiert. Infolge der großen Längsdruckspannungen im Bereich der Druckgurte und der gleichzeitigen Beschränkung der am Lastabtrag beteiligten Gurtbereiche bleiben die Auswirkungen einer Variation der Gurtbreite begrenzt (siehe hierzu auch Abbildung 7.3). Es sei jedoch darauf hingewiesen, dass kleine Änderungen der rechnerischen Druckstrebenwinkel in Bereichen mit ohnehin geringen Winkeln von teilweise  $\Theta \leq 20^\circ$  große Auswirkungen auf die Ermittlung der erforderlichen Gurtanschlussbewehrung haben können. Bei den hier untersuchten Varianten mit Gurtbreiten zwischen 5m und 15m ergibt sich in der Simulation eine Winkelabweichung von bis zu etwa  $\Delta\Theta \approx 5^\circ$  (siehe Abbildungen 8.9(c) und (f)).



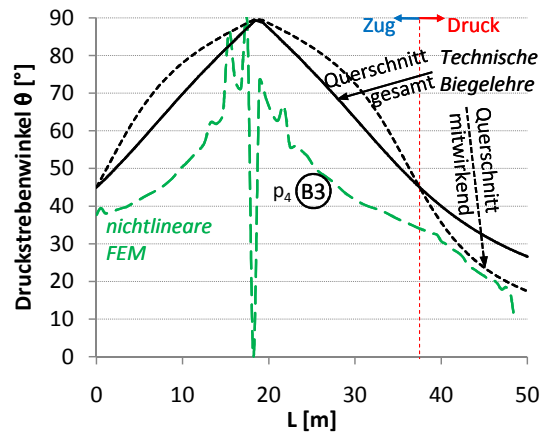
(a) Punktlast Variante B2



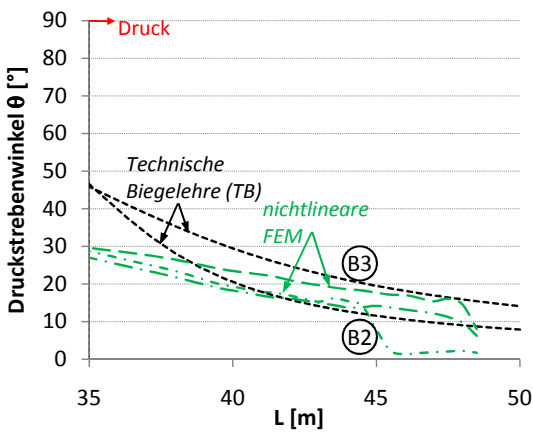
(d) Linienlast Variante B2



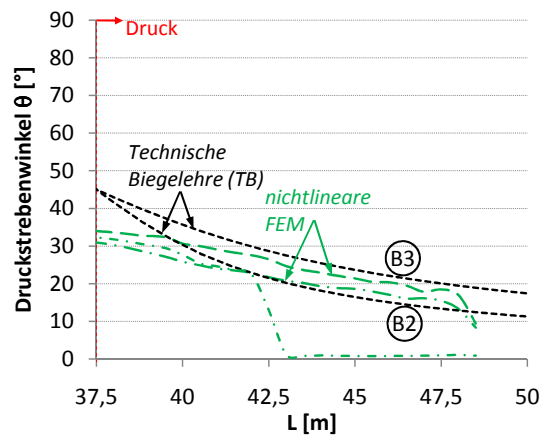
(b) Punktlast Variante B3



(e) Linienlast Variante B3



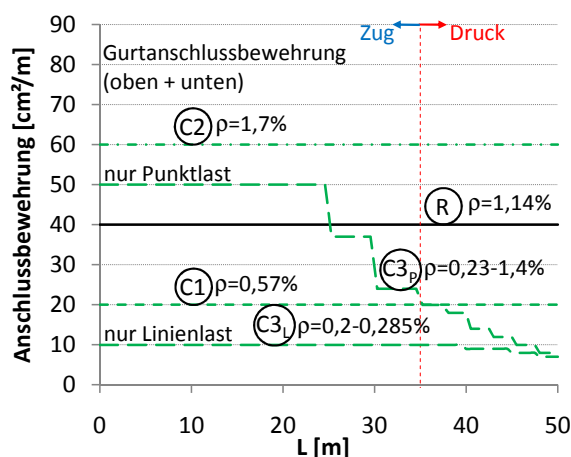
(c) Punktlast Druckgurtbereich



(f) Linienlast Druckgurtbereich

**Abb. 8.9:** Vergleich der rechnerischen Druckstrebenneigung nach nichtlinearer FEM und *Technischer Biegelehre* für die Varianten B2 und B3





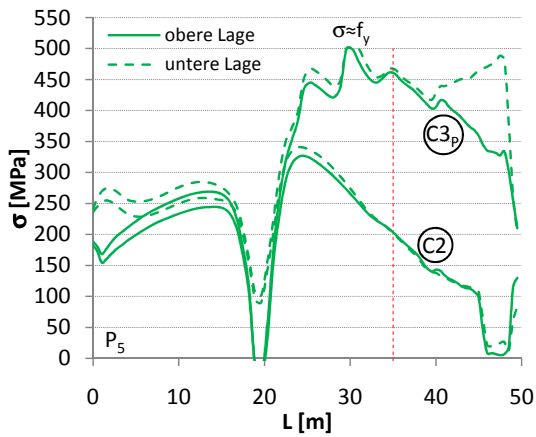
**Abb. 8.10:** Gurtanschlussbewehrung der Varianten C1 bis C3

### **Einfluss des Anschlussbewehrungsgrads**

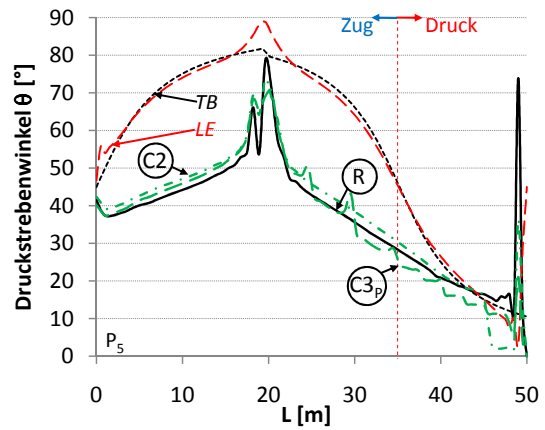
Das Tragverhalten von durch Querkräfte beanspruchten Balkenstegen im gerissenen Zustand II wird durch die Steifigkeit der vorhandenen Schubbewehrung beeinflusst. *Hegger und Görtz* stellen in [37] einen Zusammenhang zwischen dem mechanischen Bügelbewehrungsgrad und der Druckstrebenneigung her. Mit abnehmendem Bewehrungsgrad wird hierbei ein flacher werdender Druckstrebenwinkel berücksichtigt. Darüber hinaus setzt sich der Querkraftwiderstand von Stegquerschnitten aus weiteren Traganteilen zusammen, die mit abnehmendem Querkraftbewehrungsgrad an Bedeutung gewinnen. An dieser Stelle sei hierzu exemplarisch auf folgende Literaturquellen verwiesen [37, 38, 51, 69, 70, 73, 74].

Untersuchungen zum Einfluss des Anschlussbewehrungsgrads auf die Riss- beziehungsweise Druckstrebenwinkel in Gurtscheiben gegliederter Querschnitte sind nicht bekannt. An dieser Stelle werden mögliche Auswirkungen unterschiedlicher Bewehrungsgrade auf das Verhalten des hier verwendeten Rechenmodells untersucht. Diese Betrachtungen dienen in erster Linie dazu, ein möglicherweise sensitives Modellverhalten zu identifizieren. Rückschlüsse auf ein vom vorhandenen Bewehrungsgrad abhängiges Bauteilverhalten sind aufgrund fehlender experimenteller Untersuchungsergebnisse nur bedingt möglich.

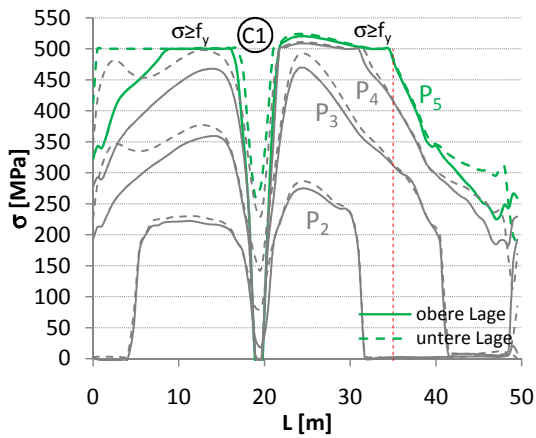
Im Rahmen der Varianten C1 und C2 wird die Anschlussbewehrung ausgehend von der Bewehrung des Referenzsystems um 50% reduziert beziehungsweise um 50% erhöht. Um einen möglichst hohen Auslastungsgrad der Gurtanschlussbewehrung in Teilbereichen der Druckgurte zu erzielen, werden in der Variante C3 beanspruchungsabhängig unterschiedliche Bewehrungsverteilungen vorgesehen. Ausgehend von einem konstanten Anschlussbewehrungsgrad im Feldbereich erfolgt eine kontinuierliche Bewehrungsreduktion mit zunehmender Nähe zum Mittelaflager. Die rechnerisch berücksichtigten Bewehrungsverteilungen für die unterschiedlichen Varianten können Abbildung 8.10 entnommen werden.



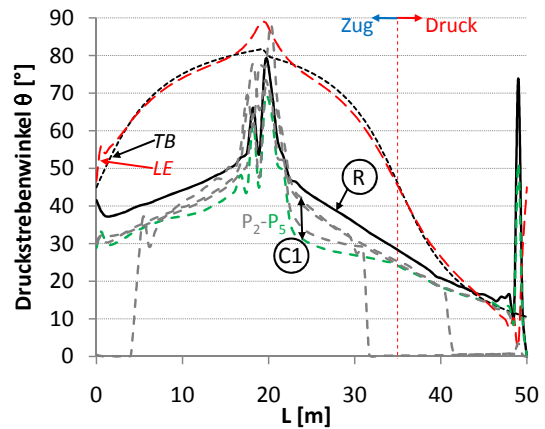
(a) Stahlspannung Punktlast C2 und C3<sub>p</sub>



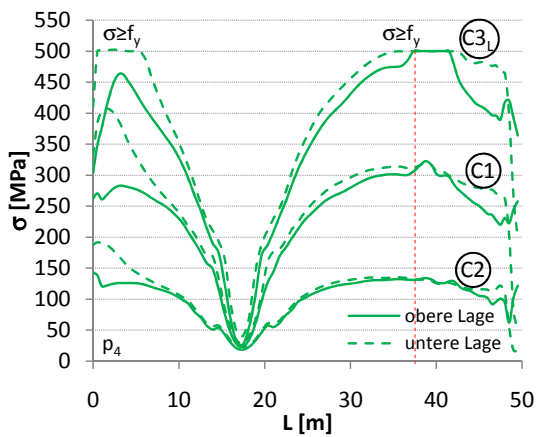
(b) Druckstrebenwinkel Punktlast C2 und C3<sub>p</sub>



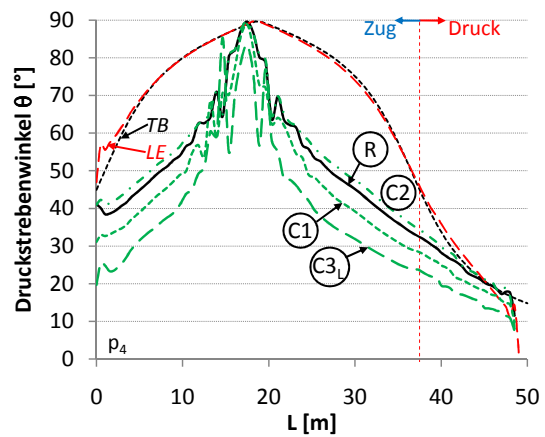
(c) Stahlspannung Punktlast C1



(d) Druckstrebenwinkel Punktlast C1



(e) Stahlspannung Linienlast C1 bis C3<sub>L</sub>



(f) Druckstrebenwinkel Linienlast C1 bis C3<sub>L</sub>

**Abb. 8.11:** Einfluss des Gurtanschlussbewehrungsgrades auf die Neigung der rechnerischen Druckstrebenwinkel im Modell (Definitionen siehe Abbildung 8.10)

In Abbildung 8.11 ist die Auswertung der Simulationsergebnisse mit unterschiedlichen Anschlussbewehrungsgraden dargestellt. Zusätzlich zu den rechnerischen Neigungswinkeln der Betondruckstreben sind hier auch jeweils die Spannungsverteilungen der Gurtanschlussbewehrung innerhalb der Anschlussfuge zum Steg ausgewertet, da die Fließgrenze von  $f_{yk} = 500\text{MPa}$  teilweise erreicht wird.

Es ist zu erkennen, dass sich mit zunehmendem Bewehrungsgrad (Variante C2) tendenziell steilere Druckstrebenneigungen und mit abnehmendem Bewehrungsgrad (Variante C1 und C3<sub>L</sub>) flachere Winkel im Rechenmodell einstellen (siehe Abbildungen 8.11(b), (d) und (f)).

Bei der Bewehrungsvariante C1 wird die Fließspannung der Gurtanschlussbewehrung unter konzentrierter Punktbelastung (Abbildungen 8.11(c) und (d)) in weiten Teilen des Zuggurtes erreicht. Das Fließen der Bewehrung wird im Modell durch eine nicht unerhebliche Rotation der Druckstrebenwinkel innerhalb des gerissenen Betons von bis zu  $\Delta\Theta = 10^\circ$  kompensiert. Dieses Ergebnis ist auf das in Kapitel 4.3.3 beschriebene Modellverhalten zurückzuführen und deckt sich mit Versuchsbeobachtungen an Stahlbetonscheiben von *Vecchio und Collins* in [97] (siehe Kapitel 4.3.3).

Im Fall der Variante C3<sub>P</sub> wird die Fließspannung in Teilbereichen des Anschlusses gerade erreicht. Ein signifikanter Einfluss auf das Modelltragverhalten kann unter dieser Voraussetzung nicht festgestellt werden.

Insgesamt kann ein Einfluss des rechnerisch berücksichtigten Anschlussbewehrungsgrads auf das Modellverhalten beobachtet werden. Ausgeprägte Winkeländerungen werden insbesondere im Bereich des Zuggurtes und bei Überschreitung der Fließspannung der Anschlussbewehrung festgestellt. Daher sollten insbesondere die Umlagerungen nach Überschreitung der Fließgrenze durch experimentelle Untersuchungen an Plattenbalkenquerschnitten überprüft werden. Für eine rechnerische Ausnutzung im Rahmen eines Ingenieurmodells ist dieser sich zusätzlich einstellende Traganteil derzeit nicht ausreichend abgesichert. Solange sich die Anschlussbewehrung im linear-elastischen Bereich befindet, bleiben die Auswirkungen der unterschiedlichen Bewehrungsgrade im Bereich des Druckgurtes gering.

### **Einfluss einer Vorspannung**

Zur Untersuchung des Einflusses einer zusätzlichen Vorspannwirkung auf das Tragverhalten werden drei Varianten untersucht. Die Vorspannung wird im Rechenmodell in Form einer zusätzlichen äußeren Belastung aufgebracht, was einer rein externen Vorspannwirkung entspricht. In Tabelle 8.5 sind Vorspanngrade und Lasteinleitungsart beschrieben.

Neben den zwei Varianten D1 und D2, in denen die Auswirkungen einer rein zentrischen Vorspannwirkung untersucht werden, beinhaltet die Variante D3 zusätzlich Umlenkpunkte in den Feldern und über der Mittelstütze. Die theoretische Spanngliedführung sowie die angesetzten Umlenkkräfte in den Feldern sind in Abbildung 8.12 dargestellt. Mit den gewählten Vorspanngraden zwischen  $-2,45\text{MPa}$  und  $-5\text{MPa}$  wird eine brückenbaurelevante Bandbreite

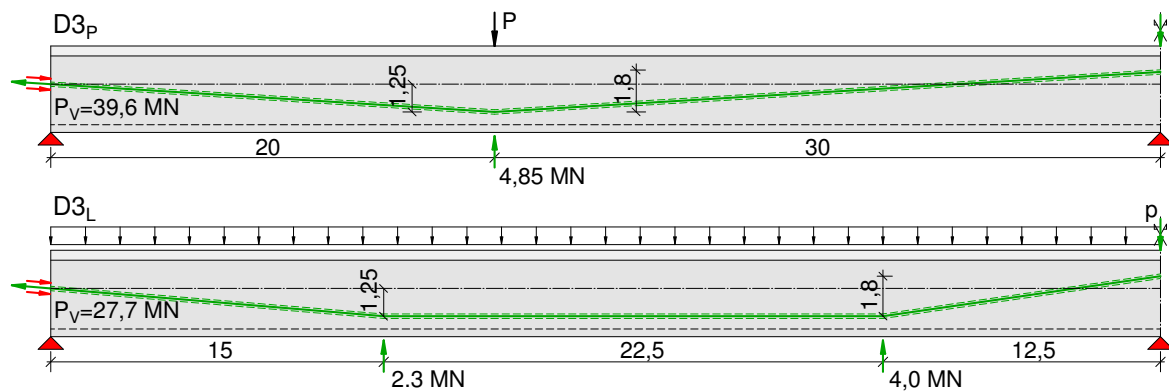


Abb. 8.12: Berücksichtigte Vorspannung in den Varianten D3<sub>p</sub> und D3<sub>L</sub>

Tab. 8.5: Berücksichtigte Varianten einer zusätzlichen Vorspannwirkung

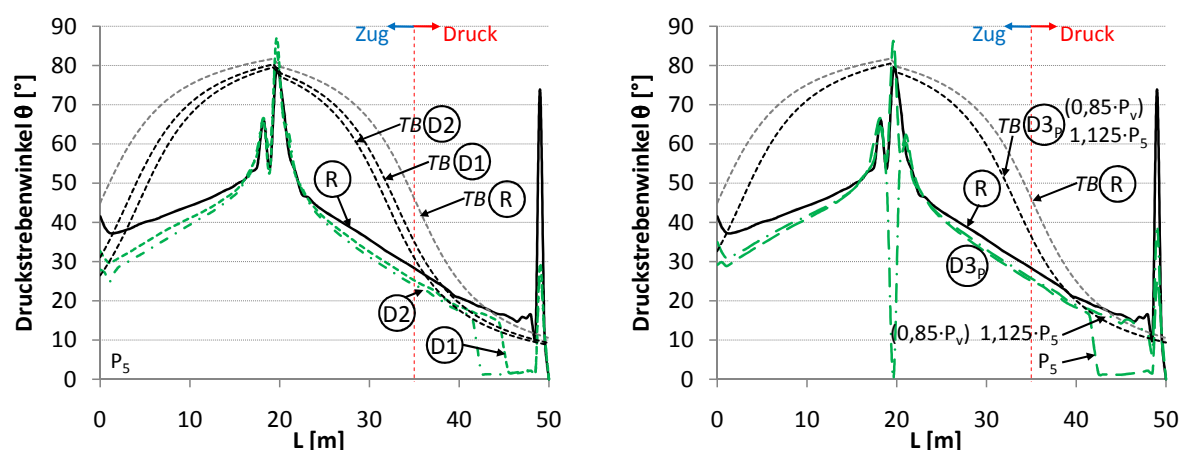
Bezeichnung	mittlere Vorspannung $P_v$ [MPa]	Einleitung [MN]	Umlenkpunkte je Feld [ $L(x)/L$ ]	Kommentar	
R	0,00	0,00	–	Referenzquerschnitt	
D1	–3,5	–39,6	zentrisch	–	
D2	–5,0	–56,6	zentrisch	–	
D3 <sub>p</sub>	–3,5	–39,6	exzentrisch	0,4/1,0	nur Punktlast $P$
D3 <sub>L</sub>	–2,45	–27,7	exzentrisch	0,3/0,75/1,0	nur Linienlast $p$

abgedeckt. Im Fall der Variante D3<sub>L</sub> ist die Vorspannung so dimensioniert, dass bereits infolge Eigengewichts geringe Zugspannungen an der Unterseite des Feldquerschnitts entstehen.

In allen hier untersuchten Fällen verläuft die Rissentstehung analog zur Darstellung in Abbildung 8.5. Unabhängig vom untersuchten Vorspanngrad entstehen zunächst erste Biegerisse im Feld. Mit zunehmender Laststeigerung kann ein Rissfortschritt innerhalb der Bodenplatte zum Rand- und Mittelauger verbunden mit einer stetig flacher werdenden Druckstrebenneigung in Bereichen mit Schubrissbildung festgestellt werden.

Die Auswertung der Ergebnisse der Simulationsrechnungen sind in den Abbildungen 8.13 und 8.14 dargestellt. Es ist zu erkennen, dass der Einfluss der Vorspannwirkung auf die Druckstrebenneigung im Modell unabhängig davon ist, ob die Einleitung der Vorspannung zentrisch oder exzentrisch erfolgt. Darüber hinaus sind die Auswirkungen der unterschiedlichen Variationen der Vorspannung auf die Neigung der Betondruckstreben im Gurtanschnitt im gerissenen Zustand II tendenziell gering, und sie verlieren sich im Druckgurt mit zunehmender Längsdruckkraft.

Signifikante Auswirkungen der Vorspannung können jedoch in Bezug auf die erforderliche Laststufe, die zur Erstrissbildung im Gurtanschnitt führt, festgestellt werden. Die in Tabelle 8.5 aufgelisteten Vorspanngrade führen in den Simulationen dazu, dass der Gurtanschnitt nicht mehr auf der vollen Länge aufreißt. Dies ist am plötzlichen Abfall der rechnerisch nach



(a) Druckstrebenwinkel Punktlast D1 und D2

(b) Druckstrebenwinkel Punktlast D3<sub>p</sub>

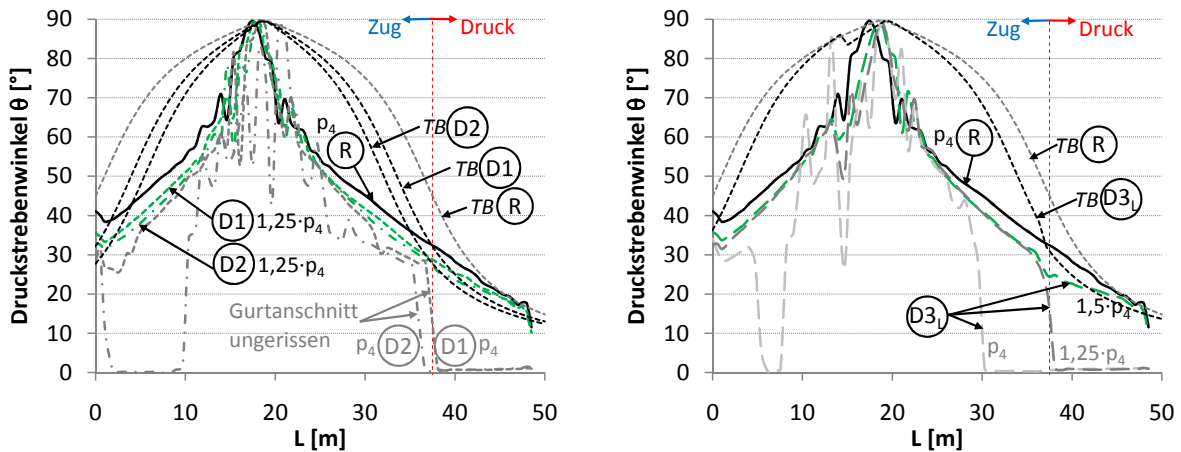
**Abb. 8.13:** Einfluss einer Vorspannung auf die Neigung der rechnerischen Druckstrebenwinkel im Modell mit Punktlast

(8.1) ermittelten Druckstrebenwinkel auf  $\Theta \approx 0^\circ$  zu erkennen. In diesen Bereichen sind keine nennenswerten Spannungen in der Gurtanschlussbewehrung vorhanden. Um eine Rissbildung auf der ganzen Anschlusslänge zu erzielen, werden die Lasten wie in den Abbildungen 8.13(b), 8.14(a) und (b) zu erkennen weiter gesteigert. Im Fall der Variante D3<sub>p</sub> wird die Vorspannkraft zusätzlich auf 85% reduziert.

Besonders deutlich sind die Auswirkungen am System unter Gleichstreckenlast zu erkennen. Unter einer Beanspruchung, die dem 2-fachen Systemeigengewicht entspricht, kann in keinem der untersuchten Fälle mit Vorspannung eine rechnerische Schubrissbildung im Druckgurt prognostiziert werden. Erst eine Vergrößerung der Belastung um 25% bis 50% führt zum vollständigen Aufreißen des Anschnittes.

Zur Einordnung dieses Ergebnisses wird davon ausgegangen, dass die Beanspruchungen einer realen Spannbetonbrücke zu etwa 70% durch Eigenlasten ( $p_{EG}$ ) hervorgerufen werden. Die charakteristische Gesamtbeanspruchung ergibt sich somit zu  $1/0,7 \cdot p_{EG} = 1,43 \cdot p_{EG}$ . Unter der Annahme eines mittleren Teilsicherheitsbeiwerts für ständige und veränderliche Einwirkungen von  $\gamma \approx 1,4$  ergibt sich der Bemessungswert der Beanspruchung zu  $\gamma \cdot 1/0,7 \cdot p_{EG} = 2 \cdot p_{EG} = p_A$ . Dass heißt, dass im vorliegenden Fall des durch Gleichstreckenlasten beanspruchten Systems eine Rissbildung im Druckgurtanschnitt der Bodenplatte unter Bemessungsschnittgrößen sehr unwahrscheinlich ist.

Die Tragfähigkeit von Druckgurten im ungerissenen Zustand I wird in Kapitel 8.3.3 weitergehend untersucht.



(a) Druckstrebenwinkel Linienlast D1 und D2 (b) Druckstrebenwinkel Linienlast D3<sub>L</sub>

**Abb. 8.14:** Einfluss einer Vorspannung auf die Neigung der rechnerischen Druckstrebenwinkel im Modell mit Linienlast

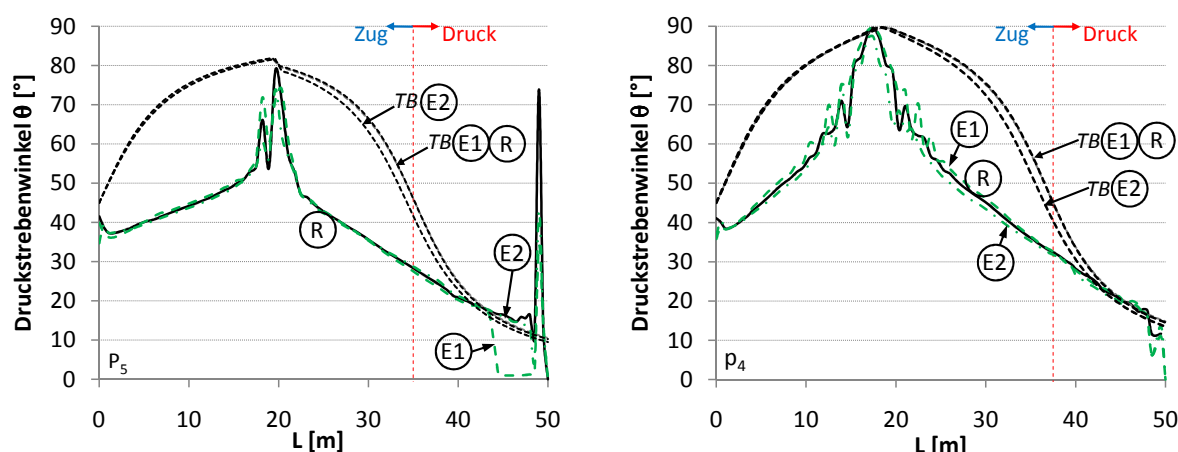
**Tab. 8.6:** Berücksichtigte Varianten der Bodenplattendicke  $h_f$

Bezeichnung	Dicke $h_f$ [cm]	Bereich [m]	Kommentar
R	35	0,00 → 100,0	Referenzquerschnitt
E1	45	0,00 → 100,0	
E2	25	0,00 → 39,5	
	25 → 55	39,5 → 50,0	Voute in Längsrichtung
	55 → 25	50,0 → 60,5	Voute in Längsrichtung
	25	60,5 → 100,0	

### Einfluss Gurtplattendicke

Die Dicke der Bodenplatte beziehungsweise der Gurte im Allgemeinen beeinflusst die absolute Höhe der rechnerischen Spannungen bei ansonsten unveränderten Randbedingungen. Im Folgenden werden die Auswirkungen geänderter Querschnittsabmessungen untersucht. Ausgehend vom Referenzquerschnitt werden zwei Varianten betrachtet. Zum einen eine gleichmäßige Vergrößerung der Gurtdicke  $h_f$  von 35cm auf 45cm und zum anderen ein gevouteter Bodenplattenbereich mit zunehmender Querschnittsdicke in Längsrichtung hin zum Mittelaufleger. Die genauen Parameter sind in Tabelle 8.6 angegeben.

In Abbildung 8.15 sind die Ergebnisse der Simulationsrechnungen mit unterschiedlichen Gurtdicken ausgewertet. Ein signifikanter Einfluss einer Änderung der Bodenplattendicke beziehungsweise der Berücksichtigung der Voute in Längsrichtung auf die Neigung der Druckstrebenwinkel im Modell kann nicht festgestellt werden. Dies kann darauf zurückgeführt werden, dass



(a) Druckstrebenwinkel Punktlast E1 und E2

(b) Druckstrebenwinkel Linienlast E1 und E2

**Abb. 8.15:** Einfluss der Gurtstärke auf die Neigung der rechnerischen Druckstrebenwinkel im Modell

das Verhältnis von Schub zu Längsspannungen im betrachteten Schnitt unabhängig von der Dicke näherungsweise erhalten bleibt. Die absolute Höhe der Spannung wird durch die Variation der Gurtstärke jedoch nennenswert beeinflusst. Dies kann in der Folge zu einer Veränderung der Erstrisslast im Gurtanschnitt führen.

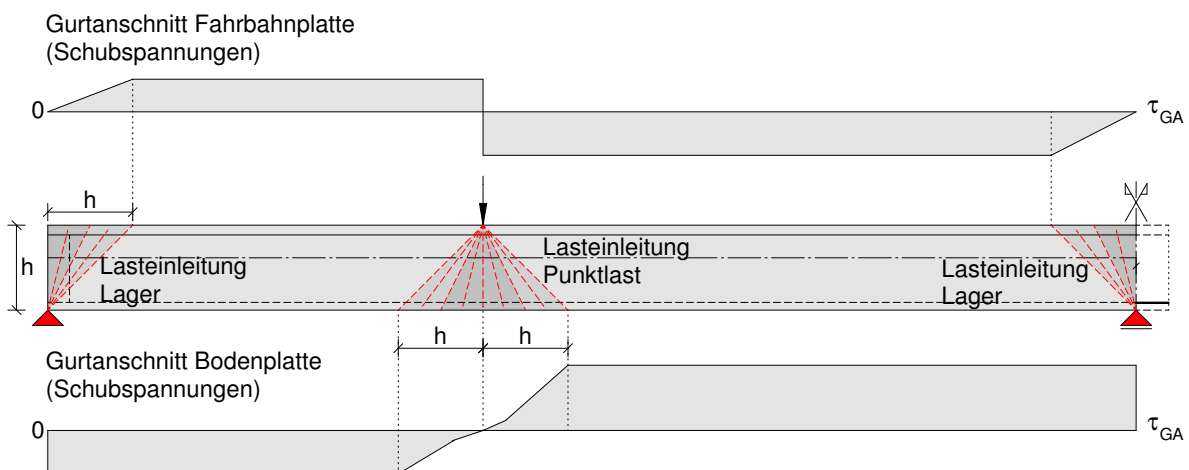
### 8.3.2 Hinweise zur Ermittlung der Beanspruchungen

#### Berücksichtigung der Biegerissbildung

Im Rahmen der Ausführungen in Kapitel 8.3.1 wurde gezeigt, dass die Ermittlung der Beanspruchungen in der Gurtanschlussfuge mit Hilfe eines Stabwerkmodells in Anlehnung an Abbildung 8.6 wirklichkeitsnah erfolgen kann. Die Wahl des rechnerischen Druckstrebenwinkels innerhalb des Druckgurtes in Übereinstimmung mit dem Winkel der Hauptdruckspannungstrajektorien auf Basis einer linear-elastischen Berechnung nach *Technischer Biegelehre* unter Berücksichtigung der mitwirkenden Gurtbereiche nach *DIN EN 1992-2* [18–20] führt hierbei zu auf der sicheren Seite liegenden Ergebnissen. Für die Ermittlung der Beanspruchungen ist die Biegerissbildung innerhalb des Querschnitts jedoch zu berücksichtigen, da die absolute Höhe der Beanspruchungen durch die Änderung des Tragverhaltens beim Übergang des Querschnitts in den gerissenen Zustand II vom ungerissenen Zustand abweicht (siehe Abbildungen 8.4(a) und (d)).

#### Lasteinleitungsbereiche unter Einzellasten

Unter Berücksichtigung des Fächers unter der Einzellast können die maßgebenden Lasteinleitungsbereiche zur Ermittlung der Schubbeanspruchung in der Gurtanschlussfuge zur Bodenplatte angegeben werden. In Abbildung 8.16 sind die Schubspannungsverläufe in den Gurtanschnitten



**Abb. 8.16:** Einfluss des Lasteinleitungsfächers im Steg auf die Schubbeanspruchung in den Gurtanschlussfugen (hier für  $\Theta = 45^\circ$ )

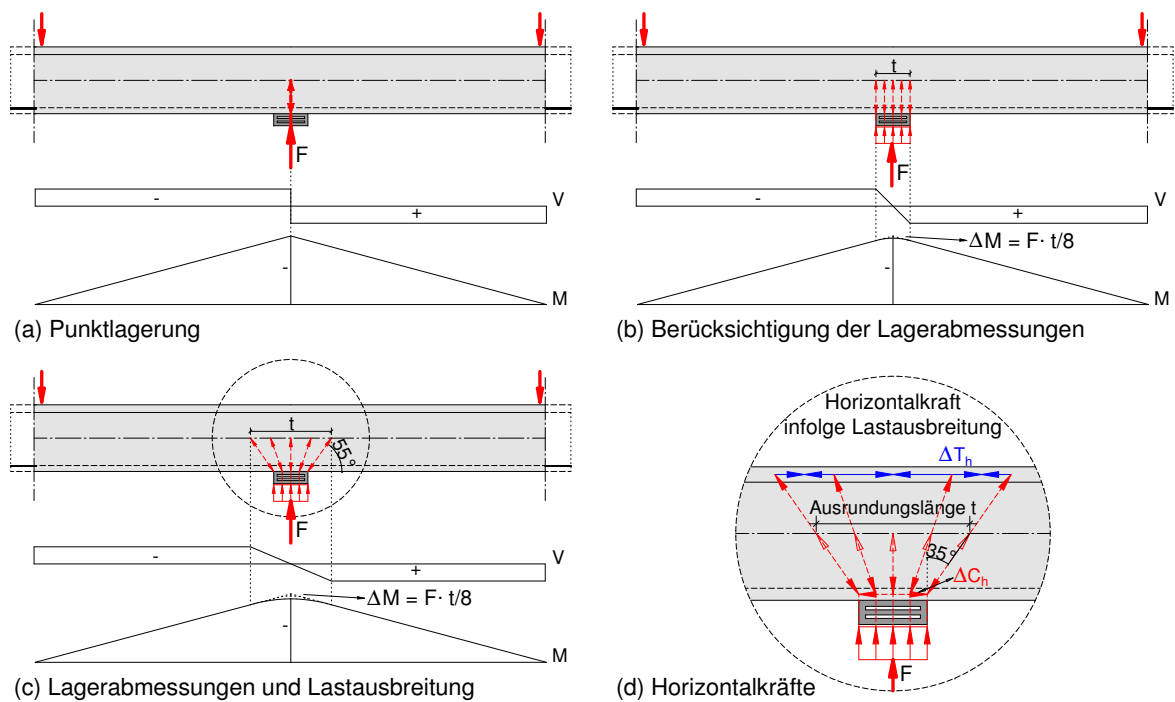
von Fahrbahn- und Bodenplatte des Referenzquerschnitts schematisch dargestellt. Im Bereich konzentriert angreifender Kräfte erfolgt die Lasteinleitung in den Stegquerschnitt in Form eines Druckfächers. Im jeweils gegenüberliegenden Gurt bauen sich kontinuierlich Schubspannungen innerhalb dieser Lasteinleitungsbereiche auf. Innerhalb dieses durch Biegerissbildung dominierten Bereichs kommt es in den Randzonen der Gurte zur Ausbildung erster Schubrisse und zur allmählichen Entwicklung des Versatzmaßes in Gurtscheibenebene (siehe auch Abbildung 8.5).

Aus diesen Ergebnissen lässt sich folgern, dass der Einfluss in Auflagernähe (Abstand zum Auflager  $\leq h$ ) angreifender Einzellasten auf die Beanspruchung der Gurtanschlussfuge in der Bodenplatte etwa linear abnehmend ist. Im Fall von gleichmäßig verteilten Einwirkungen sind die Schnittgrößen im Abstand  $\approx h/2$  vom Zwischenauflager maßgebend für die Ermittlung der Beanspruchungen innerhalb des Druckgurtanschlusses der Bodenplatte an den Steg.

### Ausrundung von Biegemomenten im Bereich von Zwischenauflagern

Bei der Ermittlung der Beanspruchungen infolge Biegung im Bereich von Zwischenunterstützungen mehrfeldriger Brücken, die auf konventionellen Lagern aufliegen, dürfen die Stützmomente in Abhängigkeit von einer rechnerischen Auflagerbreite reduziert werden [18–20]. Hierbei sind unterschiedliche Ansätze zur Ermittlung dieser rechnerischen Auflagerbreite  $t$  in den aktuell gültigen Normen zu finden. Nach *DIN EN 1992-1-1* [18] darf die Ausrundung des Stützmoments auf einer Länge, die der Auflagertiefe (z.B. Breite einer stützenden Wand) entspricht, durchgeführt werden. Die *DIN EN 1992-2* [19] empfiehlt ebenfalls die Berechnung auf Grundlage der tatsächlichen Breite des Auflagers, erlaubt jedoch eine landesspezifisch abweichende Festlegung. Der deutsche NA [20] zur *DIN EN 1992-2* erlaubt zusätzlich zur Berücksichtigung der tatsächlichen Auflagerbreite eine Lastausbreitung unter einem Winkel von  $35^\circ$  gegen die Lotrechte bis zur Schwerachse des Querschnitts.



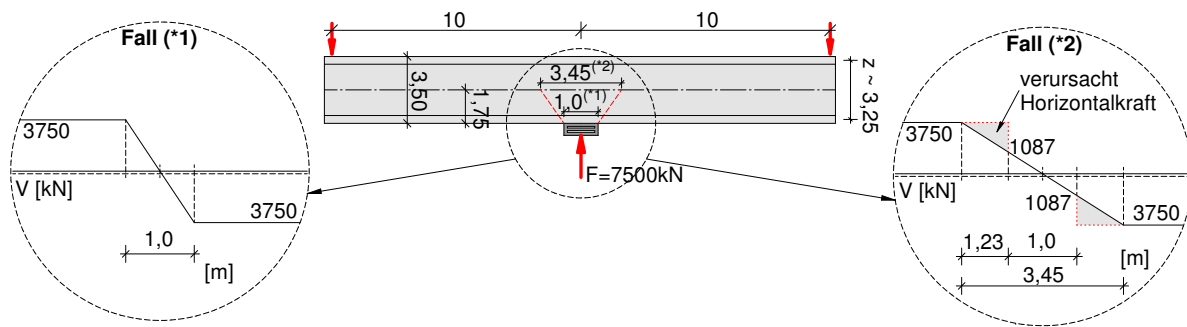


**Abb. 8.17:** Auswirkung der berücksichtigten Momentenausrundung auf die Entwicklung zusätzlicher Horizontalkräfte

In Abbildung 8.17 sind die theoretischen Querkraft- und Biegemomentenverläufe, die durch den Abzug des Differenzmoments nach (8.2) implizit berücksichtigt werden, für verschiedene rechnerische Auflagerbreiten dargestellt. Zusätzlich sind die Lastausbreitungen in Form von Stabwerkmodellen entsprechend eines Fächers in die Ansicht des Querschnitts eingetragen. Es ist zu erkennen, dass die Berücksichtigung einer über die tatsächliche Breite hinausgehenden rechnerischen Auflagerbreite zusätzliche Horizontalkräfte innerhalb der Zug- und der Druckzone des Querschnitts zur Folge hat, die miteinander im Gleichgewicht stehen müssen ( $\sum H = 0 \Rightarrow \Delta T_h = \Delta C_h$ ).

$$\Delta M = F \cdot t/8 \quad (8.2)$$

Die theoretischen Auswirkungen dieser im Rahmen einer Berechnung nach *DIN EN 1992-2/NA* vernachlässigten Horizontalkomponenten werden anhand des Beispiels in Abbildung 8.18 aufgezeigt. Es handelt sich um ein symmetrisches System mit 2 Kragarmen, die eine Länge von jeweils 10m aufweisen. Die Auflagerkraft  $F$  infolge der ebenfalls symmetrischen Belastung durch 2 Einzellasten beträgt 7500kN. Das Stützmoment ohne Berücksichtigung einer Ausrundung beträgt  $M_{St} = 3750 \cdot 10 = 37500\text{kNm}$ . Nachfolgend werden die Stützmente unter Berücksichtigung der Momentenausrundung ermittelt und die daraus resultierenden Biegedruckbeziehungsweise Biegezugkräfte angegeben. Hierbei werden zwei Fälle untersucht, die der Abbildung 8.18 entnommen werden können. Den Handrechnungen liegt in der Auflagerachse



**Abb. 8.18:** Beispielrechnung zur Ausrundung des Stützmomentes

ein konstanter innerer Hebelarm  $z$  von 3,25m zugrunde. Zusätzlich werden für den Fall (\*2) einer Lastausbreitung unter einem Winkel von  $35^\circ$  zur Lotrechten die sich hieraus ergebenden Horizontalkomponenten  $\Delta T_h = \Delta C_h$  ermittelt (siehe Abbildung 8.17). Die Biegezug- beziehungsweise Biegedruckkraft werden durch diese bei der Ausbreitung auf die größere rechnerische Auflagerbreite entstehenden Horizontalkraftanteile entsprechend vergrößert.

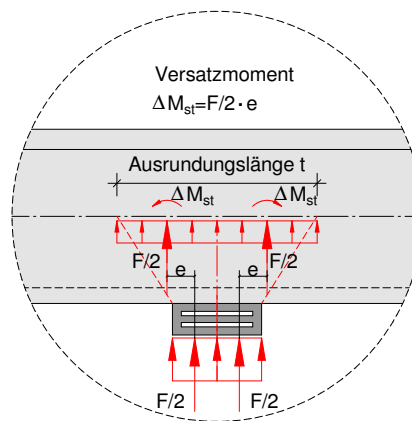
Für den Fall (\*1) (rechnerische Breite = Auflagerbreite) errechnet sich das ausgerundete Stützmoment nach (8.3) zu  $37500 - 7500 \cdot 1/8 = 36563\text{kNm}$ . Die resultierende Biegedruck- beziehungsweise Biegezugkraft ergibt sich nach (8.4) zu  $36563/3,25 = 11250\text{kN}$ .

$$M_{red} = M - \Delta M = M - F \cdot t/8 \quad (8.3)$$

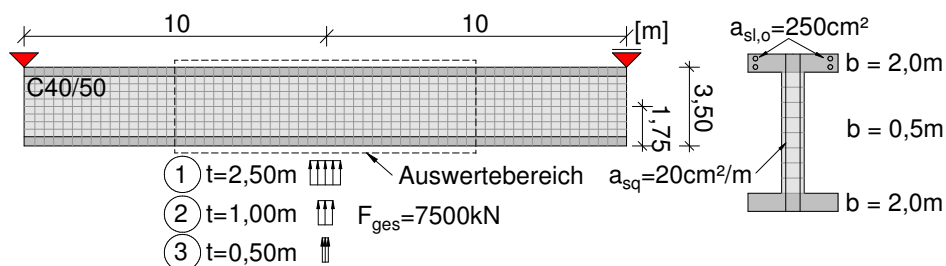
$$T_h = C_h = M_{red}/z \quad (8.4)$$

Für den Fall (\*2) (rechnerische Breite = Auflagerbreite zuzüglich Lastausbreitung unter  $35^\circ$  zur Lotrechten) errechnet sich das ausgerundete Stützmoment unter Berücksichtigung der größeren rechnerischen Auflagerbreite nach (8.3) zu  $37500 - 7500 \cdot 3,45/8 = 34266\text{kNm}$ . Mit einem inneren Hebelarm von 3,25m folgt für die Biegedruck- beziehungsweise Biegezugkraftresultierende nach (8.4) ohne Ansatz der zusätzlichen Horizontalkomponenten  $\Delta T_h = \Delta C_h$  zu  $34266/3,25 = 10543\text{kN}$ . Die ausgelagerte Auflagerkraft beträgt je Seite links und rechts der Stützung  $F_\perp = 3750 - 1087 = 2663\text{kN}$  (siehe Abbildung 8.18). Die Auslagerung erfolgt unter einem mittleren Winkel von  $\Theta_F = 35/2 = 17,5^\circ$  zur Lotrechten. Die zusätzlich zu berücksichtigenden Horizontalkomponenten infolge der schiefen Betondruckstreben ergeben sich somit nach (8.5) zu  $\Delta T_h = \Delta C_h = 2663 \cdot \tan 17,5 = 840\text{kN}$ . Hiermit folgt eine Gesamtkraft von etwa  $T_{h,ges} = C_{h,ges} \approx 10543 + 840 = 11383\text{kN}$ .

Die zusätzliche Reduktion der Biegezug- beziehungsweise Biegedruckkraftresultierenden infolge einer fiktiven und von den realen Lagerabmessungen abweichenden Auflagerbreite wird somit durch die konsequente Berücksichtigung der mit der Lastausbreitung einhergehenden



**Abb. 8.19:** Entstehung eines Versatzmoments unter Berücksichtigung einer vergrößerten rechnerischen Auflagerbreite



**Abb. 8.20:** Modellierungsvarianten zur Ermittlung der Momentenausrundung mittels nichtlinearer FEM

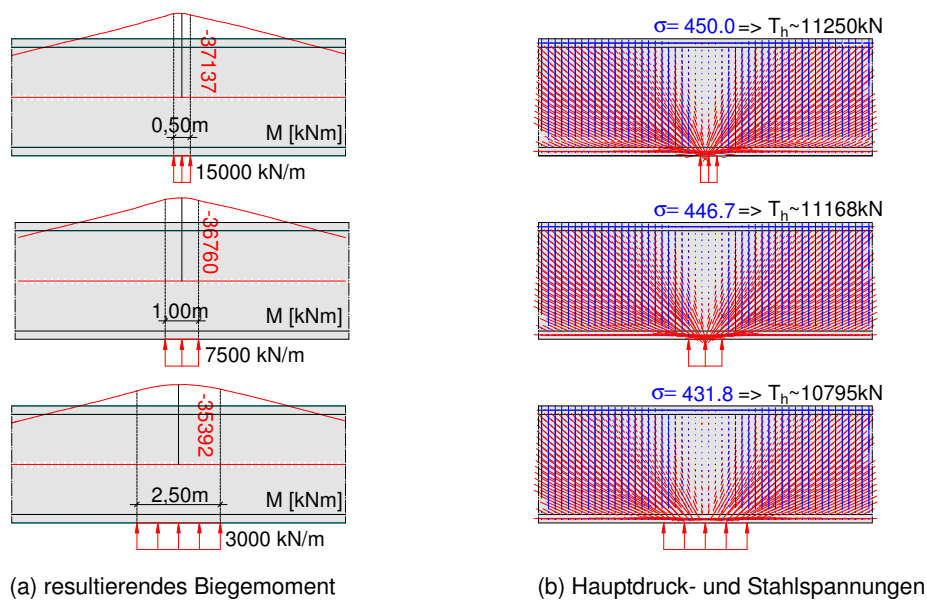
horizontalen Lastanteile vollständig aufgezehrt (11383kN Fall (\*2)  $\approx$  11250kN Fall (\*1)).

$$\Delta T_h = \Delta C_h = F_L \cdot \tan \Theta_F \quad (8.5)$$

Der beschriebene Zusammenhang lässt sich auch mit der Entstehung eines Versatzmoments beschreiben. Wird eine von der tatsächlichen Lagerbreite abweichende Länge zur Ausrundung des Stützmoments herangezogen, so entspricht dies einer Verschiebung der Auflagerkraftresultierenden links und rechts der Lagerachse um ein Maß  $e$ . Zur Sicherstellung des Momentengleichgewichts ist für eine solche Horizontalverschiebung der Kraft mechanisch die Berücksichtigung eines Versatzmoments  $\Delta M_{st}$  erforderlich (siehe Abbildung 8.19).

Zusätzlich zu den vorangegangenen analytischen Überlegungen erfolgt die numerische Untersuchung dieses Zusammenhangs mittels nichtlinearer FEM. Für die Modellierung des Systems werden ebene Schalelemente verwendet. Eine schematische Darstellung des Systems, der Bewehrung und der untersuchten Auflagerbreiten kann Abbildung 8.20 entnommen werden.

Die Ergebnisse der nichtlinearen Systemanalysen sind in Abbildung 8.21 dargestellt. Um die resultierenden Biegemomente angeben zu können, erfolgt zunächst die Integration der



**Abb. 8.21:** Ergebnisse der nichtlinearen Simulationsrechnungen zur Ausrundung des Stützmoments

Layerspannungen über die Elementdicke und die Transformation der Kräfte in das lokale Koordinatensystem lotrecht angeordneter Schnittflächen durch den Querschnitt. Im Anschluss werden die resultierenden Kräfte und Momente um die theoretische Stabachse (Schwerachse) ermittelt [94]. Durchgeführte Vergleichsrechnungen auf Grundlage einer linear-elastischen Ermittlung der Beanspruchungen führen zu vergleichbaren Ergebnissen in Bezug auf die resultierenden Biegemomente und deren Verläufe.

Im Rahmen der Simulationsrechnungen kann ein eindeutiger Zusammenhang zwischen Auflagerbreite und resultierendem Biegemoment beziehungsweise Biegezugkraft nachgewiesen werden. Da die numerischen Untersuchungen an einem statisch bestimmt gelagerten Hauptsystem durchgeführt werden, kann eine Beeinflussung der Ergebnisse durch eventuelle Schnittgrößenumlagerungen ausgeschlossen werden. Die Berücksichtigung einer über die tatsächliche Lagerbreite hinausgehenden Lastausbreitung zur Ermittlung der Ausrundung des Stützmoments kann auch auf Basis der Ergebnisse der nichtlinearen Simulationsrechnungen nicht als gerechtfertigt bestätigt werden.

Tabelle 8.7 enthält einen Vergleich der rechnerischen Stützmomente für die untersuchten Lagerbreiten auf Basis der nichtlinearen FEM und Handrechnung nach (8.3). Unter Berücksichtigung der rechnerischen Lagerbreite  $t$  nach *DIN EN 1992-2/NA* [20] ergeben sich nicht unerhebliche Abweichungen bei den resultierenden Stützmomenten. Die Handrechnungen auf Grundlage der tatsächlichen Lagerbreiten stimmen in sehr guter Näherung mit der Lösung nach nichtlinearer FEM überein.

**Tab. 8.7:** Vergleich der Stützmente nach nichtlinearer FEM und Handrechnung für verschiedene Lagerbreiten

Handrechnung mit $t =$ tatsächliche Lagerbreite				
Nr.	Lagerbreite [m]	Biegemoment		Abweichung [%]
		FEM [kNm]	Handrechnung [kNm]	
1	0,5	-37137	-37031	-0,3
2	1,0	-36760	-36563	-0,5
3	2,5	-35392	-35156	-0,7

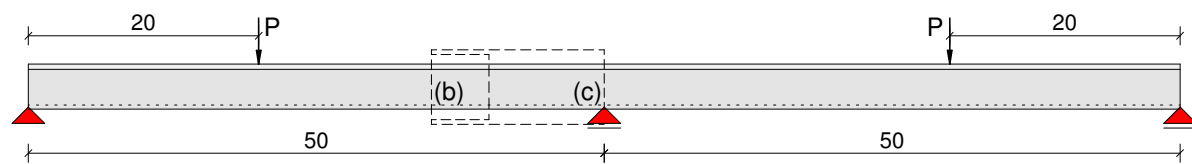
Handrechnung mit $t$ nach <i>DIN EN 1992-2/NA</i>				
Nr.	Lagerbreite [m]	Biegemoment		Abweichung [%]
		FEM [kNm]	Handrechnung [kNm]	
1	0,5 $\rightarrow t = 2,95$	-37137	-34734	-6,5
2	1,0 $\rightarrow t = 3,45$	-36760	-34266	-6,8
3	2,5 $\rightarrow t = 4,95$	-35392	-32859	-7,2

### 8.3.3 Tragfähigkeit ungerissener Gurtquerschnitte

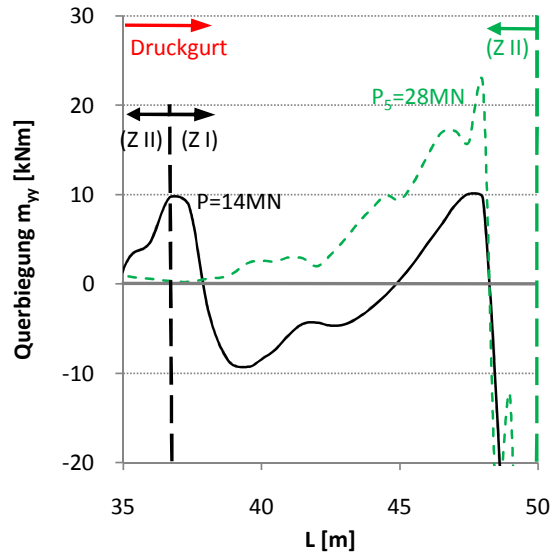
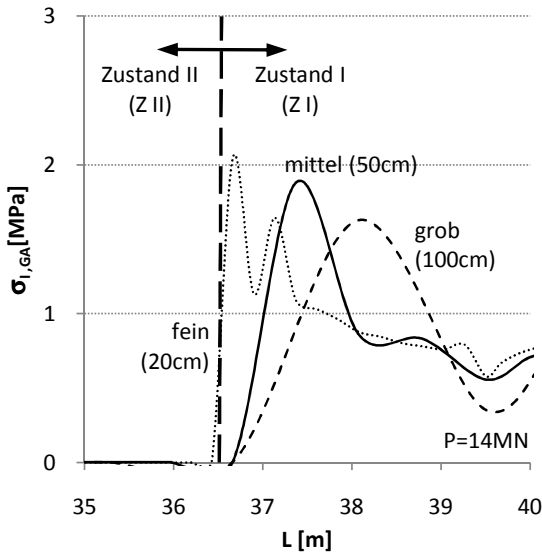
Im Rahmen der in Kapitel 8.3.1 beschriebenen Simulationen kann eine Rissbildung in den Druckgurtbereichen der Bodenplatte des untersuchten Hohlkastenquerschnitts teilweise erst unter sehr großen Biegebeanspruchungen erreicht werden, die in einigen Fällen die theoretischen Bemessungsschnittgrößen deutlich übersteigt. Insbesondere gilt dies für vorgespannte Systeme, die bei dieser Querschnittsform im Brückenbau den Regelfall darstellen.

Bei der Planung neuer Spannbetonbrücken spielt die theoretische Tragfähigkeit im GZT noch ungerissener Querschnittsteile keine Rolle. Dies ist im Hinblick auf eine möglichst robuste Tragwerksauslegung auch sinnvoll. Für bestehende Bauwerke, die teilweise bereits 40 bis 60 Jahre unter Verkehr sind und bis heute keine Rissbildung infolge einer Schubeinleitung in den Druckgurtbereichen erkennen lassen, wäre die Möglichkeit einer rechnerischen Berücksichtigung der Betonzugfestigkeit zum Nachweis eines ausreichenden Tragwiderstandes jedoch durchaus wünschenswert [66].

Um zu einer wirklichkeitsnahen Beurteilung des Tragverhaltens eines Gurtquerschnitts unterhalb einer beginnenden Rissbildung zu kommen, spielen zwei wesentliche Faktoren eine Rolle. Zum einen müssen die Beanspruchungen innerhalb der Gurtanschlussfuge unter Berücksichtigung der Rissentwicklung des Gesamtquerschnitts in abliegenden Bereichen ermittelt werden. Die linear-elastische Berechnung der Hauptzugspannungen nach *Technischer Biegelehre* führt gegebenenfalls zu einer Unterschätzung der Spannungen. Zum anderen darf es nicht zu einer Überschätzung der vom Beton auf Dauer aufnehmbaren Zugspannungen kommen.



(a) Referenzsystem mit Punktlast



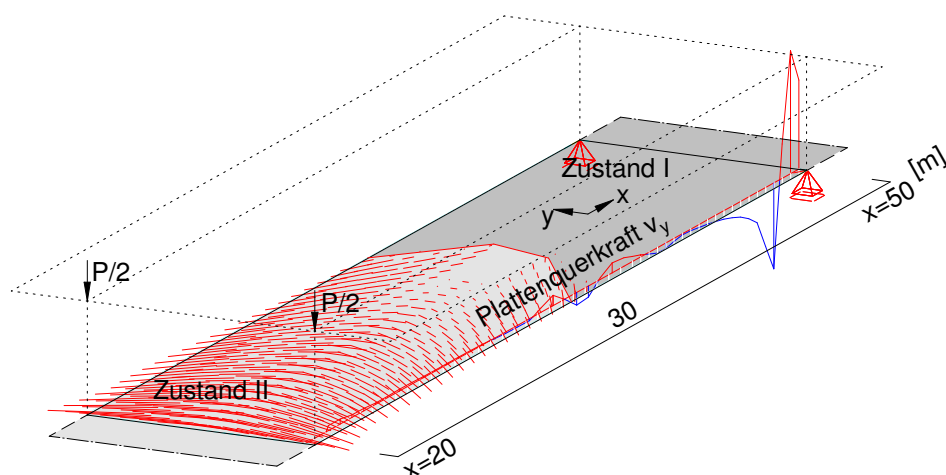
(b) Hauptzugspannungen an der Rissgrenze mit unterschiedlicher FE-Netzgröße (c) Querbiegung im Gurtanschnitt

**Abb. 8.22:** Exemplarische Darstellung des Einflusses der Diskretisierung (b) und der vorhandenen Querbiegemomente (c) am Bodenplattenanschnitt des Referenzsystems mit Punktlast

### Modellverhalten unter Einzellast

Während des Rissentstehungsprozesses kommt es im numerischen Modell zu Spannungsspitzen im Übergangsbereich zwischen gerissenen und noch ungerissenen Bereichen des Gurtanschlusses. Diese werden im Wesentlichen durch die zusätzlich vorhandenen örtlichen Querbiegemomente verursacht. Die Ausprägung dieser Spannungsspitzen ist in einem gewissen Umfang von der Diskretisierung des Modells abhängig (siehe Abbildung 8.22(b)). Überdies entstehen trotz der unmittelbar in den Stegachsen berücksichtigten Lasteinleitung im Rahmen der Modellrechnungen Querbiegemomente in den Lasteinleitungs- und Auflagerbereichen, die einen Einfluss auf die Erstrissbildung haben (siehe Abbildung 8.22(c)).

Es kann davon ausgegangen werden, dass insbesondere die örtlichen Spannungsspitzen in Auflagernähe in realen Tragwerken in der hier festgestellten Ausprägung nicht auftreten, wenn eine gleichmäßige Lasteinleitung durch massive Querträger sichergestellt wird. Eine mögliche Erklärung für die im Modell zu beobachtenden Krepelmomente im Bereich des Übergangs vom ungerissenen zum gerissenen Gurtanschnitt (siehe Abbildung 8.22(c) für  $P = 14\text{MN}$ )



**Abb. 8.23:** Plattenquerkraft  $v_y$  im Übergangsbereich zwischen gerissener und ungerissener Gurtplatte für  $P = 14\text{MN}$

könnte in der höheren Steifigkeit des rechnerisch noch ungerissenen Gurtscheibenbereichs gesehen werden. Hierdurch kann es zu einer Beteiligung der steiferen Bereiche am globalen Querkraftlastabtrag und damit aus Gründen der Verträglichkeit zu den im Modell beobachteten Krepelmomenten kommen. In Abbildung 8.23 ist die rechnerische Querkraftbeanspruchung in Plattenquerrichtung  $v_y$  dargestellt. Ein Einfluss dieses Modellverhaltens ist für die Bemessung gerissener Querschnitte völlig unerheblich. Eine Beeinflussung der Größe der Risschnittgrößen kann jedoch nicht zweifelsfrei ausgeschlossen werden.

### Modellverhalten unter Gleichlast

Beim im Wesentlichen durch Gleichstreckenlasten beanspruchten Modell kann ein ähnliches Verhalten beobachtet werden. Der Einfluss der Krepelmomente im Übergangsbereich vom ungerissenen zum gerissenen Bereich des Gurtanschnitts ist in den hier durchgeführten Simulationen jedoch deutlich geringer. Dies ist vermutlich auf die im Mittel geringere Querkraftbeanspruchung bei den Modellrechnungen mit Gleichstreckenlast zurückzuführen.

### Fazit

Die durchgeführten Modellrechnungen belegen, dass eine exakte Ermittlung der zur Erst-  
rissbildung führenden Belastung nicht möglich ist. Allein die Modellunsicherheiten aus dem numerischen Modell sind nicht unerheblich. Überdies sind gegebenenfalls vorhandene Eigen- und Zwangsspannungen nicht ohne Weiteres quantifizierbar. Es ist daher sinnvoll, die anrechenbare Zugfestigkeit für die Bemessung ungerissener Gurtquerschnitte in geeigneter Weise zu reduzieren. Die Ergebnisse der durchgeführten Modellrechnungen werden dabei zur Verifikation eines ausreichenden Sicherheitsniveaus in Bezug auf das hier beobachtete Modellverhalten

herangezogen. Hierzu erfolgt in Kapitel 9 ein Vergleich der von Hand nach (8.6) ermittelten Scheibenspannungen bei Erstrissbildung im numerischen Modell mit theoretischen Werten.  $A_{cc}$  bezeichnet in (8.6) die gesamte Fläche der Biegedruckzone und  $A_{cGurt}$  die mitwirkende Gurtfläche.

$$\begin{aligned}\sigma_{x,GA}(x) &= M(x)/(z \cdot A_{cc}) \\ \tau_{xy,GA}(x) &= \frac{(\sigma_{x,GA}(x+1) - \sigma_{x,GA}(x-1)) \cdot A_{c,Gurt}}{2 \cdot (L(x+1) - L(x-1)) \cdot h_f}\end{aligned}\tag{8.6}$$



# Kapitel 9

## Schnittgrößeninteraktionen auf Bauteilebene

### 9.1 Allgemeines

Die bisherigen Erkenntnisse zum Tragverhalten der Druckgurte gegliederter Querschnitte werden in den folgenden Kapiteln durch Untersuchungen zur Interaktion von Scheiben- und Plattenbeanspruchungen auf Bauteilebene erweitert.

In Kapitel 8.3.3 wurden modellbedingte Einflüsse auf die zur Erstrissbildung führende Beanspruchung im Anschnitt des Druckgurtes an den Steg beschrieben. Nachfolgend werden ergänzend hierzu experimentelle Studien aus der Literatur herangezogen, um zu einer gesicherten Aussage zum Erstrissverhalten von Scheiben unter kombinierter Druck-Schub Beanspruchung zu kommen. Darüber hinaus werden Überlegungen zum Einfluss eines zusätzlichen Querbiegemoments auf die Tragfähigkeit aufgestellt.

Die bislang durchgeführten Untersuchungen zum Tragverhalten gerissener Gurte widmeten sich im Wesentlichen Kombinationen aus Druck-Schub beziehungsweise Zug-Schub Beanspruchungen. In den Bodenplatten von Hohlkastenbrücken sind dies in der Regel die maßgebenden Größen für die Bemessung. Infolge von Profilverformungen oder direkter Einwirkungen können jedoch zusätzliche Plattenschnittgrößen in Form von Querbiegemomenten entstehen, die ebenfalls im Zuge der Bemessung zu berücksichtigen sind. *Menn* stellte in [9] hierfür einen Berechnungsansatz vor, der im Rahmen dieser Arbeit auf das Format der derzeitigen Fassung der *DIN EN 1992* [18–20] übertragen wird.

## 9.2 Gurtanschlüsse ohne rechnerisch erforderliche Anschlussbewehrung

### 9.2.1 Längsdruck mit Schub

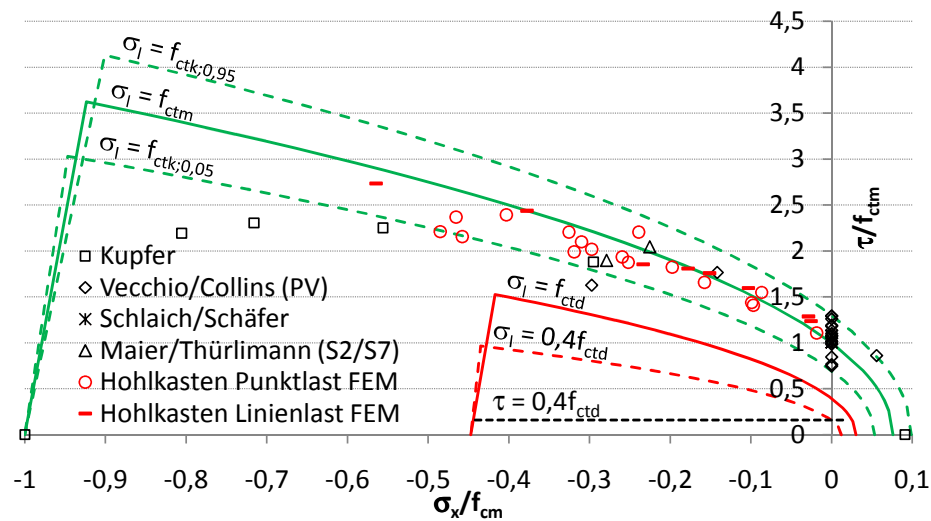
Experimentelle Untersuchungen an gegliederten Querschnitten, in denen die Höhe der Beanspruchungen zum Zeitpunkt der Rissentstehung im Gurtanschnitt systematisch ausgewertet wurde, sind nicht bekannt. Die vorhandenen Versuche, z.B. [2–5, 29, 30, 88], sind aufgrund der über weite Bereiche der Träger ausgedehnten D-Bereiche nur bedingt geeignet, um verallgemeinerbare Schlüsse auf die Höhe der Beanspruchungen zum Zeitpunkt der Rissentstehung ziehen zu können. Daher werden im Folgenden Versuche an scheibenartigen Bauteilen aus Beton und Stahlbeton aus der Literatur ausgewertet, bei denen ein relativ gleichmäßiger Spannungszustand während der Versuchsdurchführung aufgebracht wurde.

Für die Auswahl der Versuche sind gewisse Randbedingungen zu beachten. Im Allgemeinen dienten die Versuche an Stahlbetonscheiben der Ermittlung der Tragfähigkeit im bereits gerissenen Zustand. Die Lastaufbringung erfolgte hierzu in vielen Fällen sequenziell. Das heißt, es wurde zunächst eine Zugkraft aufgebracht um ein Rissbild zu erzeugen, und im Anschluss wurde orthogonal zur Zugrichtung eine Druckspannung in den Querschnitt eingetragen. Als Beispiele hierfür können die Untersuchungen von *Kollegger und Mehlhorn* [53], *Schießl* [89] und *Fehling et al.* [33] genannt werden. Diese Art der Lastaufbringung ist zur Untersuchung des Erstrissverhaltens von Bauteilen unter kombinierten Spannungszuständen ungeeignet. Hierfür ist eine gleichzeitige proportionale Laststeigerung aller Belastungsanteile zwingende Grundvoraussetzung.

Für die nachfolgenden Auswertungen werden die Untersuchungen an Stahlbetonscheiben von *Vecchio und Collins* [97], *Schlaich und Schäfer* [91] und *Maier und Thürlimann* [62] sowie die Versuche von *Kupfer* [55] an unbewehrten Betonscheiben herangezogen. Diese erfüllen alle die Grundvoraussetzung einer gleichmäßigen Steigerung der untersuchten Spannungskombination. Für eine detaillierte Beschreibung der Einzelversuche wird an dieser Stelle auf die jeweiligen Originalquellen verwiesen.

Für die hier durchgeführten Auswertungen erfolgt eine Umrechnung der angegebenen Spannungszustände zum Zeitpunkt der Erstrissbildung in einen äquivalenten mittleren Druck-Schubspannungszustand mit der Annahme  $\sigma_y = 0$ . Hierdurch soll zum einen eine einheitliche Darstellung der unterschiedlichen Versuchsergebnisse und zum anderen die Vergleichbarkeit untereinander und mit dem aktuellen auf zulässigen Schubspannungen basierenden Ansatz der *DIN EN 1992-2* [19, 20] erreicht werden.

Die Ermittlung der Hauptspannungen erfolgt in Abhängigkeit der Eingangswerte nach (9.1). Bei Versuchen mit einer orthogonalen Zug-Druck Laststeigerung entsprechen die aufgebrachten



**Abb. 9.1:** Vergleich experimentell und numerisch ermittelter Scheibenspannungszustände bei Erstrissbildung mit theoretischen Werten

Spannungen bereits den Hauptspannungen. Die Ermittlung nach (9.1) entfällt in diesen Fällen.

$$\sigma_{Icr} = \frac{\sigma_{x,cr} + \sigma_{y,cr}}{2} + \sqrt{\left(\frac{\sigma_{x,cr} - \sigma_{y,cr}}{2}\right)^2 + \tau_{cr}^2} \quad (9.1)$$

$$\sigma_{IIcr} = \frac{\sigma_{x,cr} + \sigma_{y,cr}}{2} - \sqrt{\left(\frac{\sigma_{x,cr} - \sigma_{y,cr}}{2}\right)^2 + \tau_{cr}^2}$$

Mit der Annahme  $\sigma_y = 0$  kann ein äquivalenter zur Erstrissbildung führender Scheibenspannungszustand bestehend aus den Spannungskomponenten  $\sigma_{x,cr}$  und  $\tau_{cr}$  nach (9.2) ermittelt werden.

$$\sigma_{x,cr} = \sigma_{Icr} + \sigma_{IIcr} \quad (9.2)$$

$$\tau_{cr} = \sqrt{-\sigma_{Icr} \cdot \sigma_{IIcr}}$$

Die hier berücksichtigten Vorgabewerte aus den jeweiligen Originalquellen und die Umrechnungsergebnisse können den Tabellen 9.1 bis 9.4 entnommen werden.

In Abbildung 9.1 sind die in den  $\sigma_x/\tau$ -Spannungsraum transformierten Scheibenspannungen unmittelbar bei der Erstrissbildung gemeinsam mit den Rechenwerten nach (8.6) für das in Kapitel 8.3.3 untersuchte Rissverhalten des Druckgurtanschlusses des Hohlkastenquerschnitts dargestellt. Um eine Vergleichbarkeit der Versuchs- und Rechenergebnisse herzustellen, werden

**Tab. 9.1:** Versuche an Stahlbetonscheiben im *Panel-Tester* von *Vecchio und Collins* aus [97]

Versuch	Beton	Erstrissbildung nach [97]			Hauptspannungen nach (9.1)		Spannungszustand nach (9.2)		Kommentar
		$f_{cm}$ [MPa]	$\sigma_{x,cr} = \sigma_{y,cr}$ [MPa]	$\tau_{cr}$ [MPa]	$\sigma_{Icr}$ [MPa]	$\sigma_{IIcr}$ [MPa]	$\sigma_{x,cr,cal}$ [MPa]	$\tau_{cr,cal}$ [MPa]	
PV4	26,6	0,00	1,79	1,79	-1,79	0,00	1,79	Schub	
PV6	29,8	0,00	2,00	2,00	-2,00	0,00	2,00	Schub	
PV9	11,6	0,00	1,38	1,38	-1,38	0,00	1,38	Schub	
PV10	14,5	0,00	1,86	1,86	-1,86	0,00	1,86	Schub	
PV11	15,6	0,00	1,66	1,66	-1,66	0,00	1,66	Schub	
PV12	16,0	0,00	1,73	1,73	-1,73	0,00	1,73	Schub	
PV13	18,2	0,00	1,73	1,73	-1,73	0,00	1,73	Schub	
PV16	21,7	0,00	2,07	2,07	-2,07	0,00	2,07	Schub	
PV18	19,5	0,00	2,00	2,00	-2,00	0,00	2,00	Schub	
PV19	19,0	0,00	2,07	2,07	-2,07	0,00	2,07	Schub	
PV20	19,6	0,00	2,21	2,21	-2,21	0,00	2,21	Schub	
PV21	19,5	0,00	2,35	2,35	-2,35	0,00	2,35	Schub	
PV22	19,6	0,00	2,42	2,42	-2,42	0,00	2,42	Schub	
PV23	20,5	-1,45	3,73	2,28	-5,18	-2,91	3,43	Schub und Druck	
PV25	19,2	-2,86	4,14	1,28	-7,00	-5,71	3,00	Schub und Druck	
PV26	21,3	0,00	2,00	2,00	-2,00	0,00	2,00	Schub	
PV27	20,5	0,00	2,04	2,04	-2,04	0,00	2,04	Schub	
PV28	19,0	0,53	1,66	2,19	-1,13	1,06	1,57	Schub und Zug	
PV30	19,1	0,00	1,55	1,55	-1,55	0,00	1,55	Schub	

**Tab. 9.2:** Versuche an Stahlbetonscheiben von *Schlaich und Schäfer* aus [91]

Versuch	Beton	Erstrissbildung nach [91]			Spannungszustand nach (9.2)		Kommentar
		$f_{cm}$ [MPa]	$\sigma_{Icr}$ [MPa]	$\sigma_{IIcr}$ [MPa]	$\sigma_{x,cr,cal}$ [MPa]	$\tau_{cr,cal}$ [MPa]	
(1)	23,6	2,19	-2,19	0,00	2,19	Laststufe $\approx 1,95$	
(2)	23,6	2,19	-2,19	0,00	2,19	„	
(5)	21,7	2,19	-2,19	0,00	2,19	„	
(6)	21,7	2,19	-2,19	0,00	2,19	„	

die Spannungen als bezogene Größen angegeben. Hierbei werden die vorhandenen Längsspannungen  $\sigma_x$  auf die jeweilige mittlere Betondruckfestigkeit  $f_{cm}$  und die Schubspannungen zum Zeitpunkt der Erstrissbildung auf die mittlere Betonzugfestigkeit  $f_{ctm}$  bezogen. Die Ermittlung der Betonzugfestigkeit erfolgt für alle experimentellen Untersuchungen in Abhängigkeit der mittleren Betondruckfestigkeit nach (9.3). Dabei wird in Anlehnung an [86] für die Umrechnung der mittleren auf die charakteristische Betondruckfestigkeit von Versuchen unter Laborbedingungen

**Tab. 9.3:** Versuche an Stahlbetonscheiben von *Maier und Thürlimann* aus [62]

Versuch	Beton	Erstrissbildung nach [62]		zug. Querschnitte nach [62]		Spannungszustand $\sigma = N/A_c$ $\tau = V/A_{c,Steg}$	
		$f_{cm}$ [MPa]	$N$ [MN]	$V_{cr}$ [MN]	$A_c$ [m <sup>2</sup> ]	$A_{c,Steg}$ [m <sup>2</sup> ]	$\sigma_{x,cr,cal}$ [MPa]
S2	31,2 <sup>*1</sup>	-1,669	0,599	0,178	0,108	-9,38	5,54
S7	34,1	-1,693	0,595	0,178	0,108	-9,51	5,51

<sup>\*1</sup> Mit einem Faktor von 0,75 in Anlehnung an [86] umgerechnete Betondruckfestigkeit (Probekörper: Würfel mit  $f_{cw} = 41,6$ MPa und einer Kantenlänge von  $a = 150$ mm)

**Tab. 9.4:** Versuche an unbewehrten Betonscheiben von *Kupfer* aus [55]

Versuch	Beton	Bruchlast nach [55]		Spannungszustand nach (9.2)	
		$f_{cm}$ [MPa]	$\sigma_{Icr}$ [MPa]	$\sigma_{IIcr}$ [MPa]	$\sigma_{x,cr,cal}$ [MPa]
–1/0	29	0,00	–29,00	–29,00	0,00
–1/0,052	29	1,28	–24,65	–23,37	5,62
–1/0,070	29	1,56	–22,33	–20,77	5,90
–1/0,103	29	1,85	–17,98	–16,13	5,77
–1/0,202	29	2,16	–10,73	–8,56	4,82
0/1	29	2,64	0,00	2,64	0,00

eine Differenz von 4MPa angenommen ( $f_{ck} = f_{cm} - 4$ ).

$$f_{ctm} = 0,3 \cdot (f_{cm} - 4)^{2/3} \quad (9.3)$$

Ergänzend zu den Versuchs- und Rechenergebnissen, deren zur Erstrissbildung führende Spannungskombination jeweils mit einem Punkt in Abbildung 9.1 gekennzeichnet ist, werden verschiedene  $\sigma_x/\tau$ -Grenzlinien dargestellt. Jede Einzelne repräsentiert Spannungskombinationen mit gleichen resultierenden Hauptzugspannungen. Es ist gut zu erkennen, dass bis zu einer Längsdruckspannung von etwa  $\sigma_x = 0,5 \cdot f_{cm}$  nahezu alle zur Erstrissbildung führenden Spannungskombinationen innerhalb der die Quantilwerte der Betonzugfestigkeit kennzeichnenden Grenzlinien liegen. Erst auf einem Druckspannungsniveau  $\geq 0,5 \cdot f_{cm}$  nimmt die in den experimentellen Untersuchungen von *Kupfer* [55] beobachtete Betonzugfestigkeit stärker ab. Für eine Bemessung im GZT spielt dieser Zusammenhang jedoch eine untergeordnete Rolle, da derartig hohe Druckspannungen durch die Begrenzung auf den Bemessungswert der Betondruckfestigkeit  $f_{cd}$  ausgeschlossen sind. Dieser liegt je nach Betonfestigkeitsklasse zwischen 40% und 50% der mittleren Betondruckfestigkeit  $f_{cm}$ .

Insgesamt wirken sich die Längsdruckspannungen im Querschnitt signifikant traglaststeigernd im Hinblick auf den Zeitpunkt der zu erwartenden Erstrissbildung in der Scheibenebene aus.

Der derzeitige Ansatz der *DIN EN 1992* [18–20], der die Schubspannungen in Scheibenebene begrenzt (siehe Kapitel 2.4), berücksichtigt die positive Wirkung der vorhandenen Längsdruckspannungen in Druckgurten nicht. In Abbildung 9.1 ist dieser ebenfalls in Form einer Grenzlinie dargestellt ( $\tau = 0,4 \cdot f_{ctd}$ ). Die Gründe für die Festlegung dieses Grenzwertes sind hier nicht bekannt. Da dieses Nachweisformat jedoch unabhängig von der vorhandenen Längsspannung angewandt werden darf, also auch für den Fall vorhandener Längszugspannungen, ist es durchaus möglich, dass der konstante Grenzwert für ungünstig wirkende Längszugspannungen kalibriert wurde.

### 9.2.2 Längsdruck mit Schub und Querbiegung

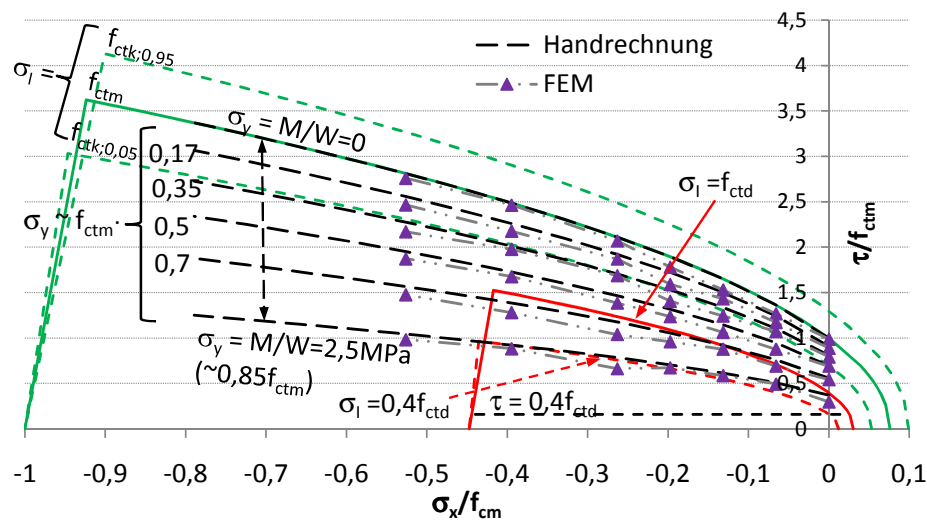
Im Allgemeinen treten in den Gurtanschnitten der Bodenplatten von Hohlkastenbrücken nur geringe Querbiegemomente auf, die das Rissmoment des Querschnitts nicht selten unterschreiten. Sie resultieren im Wesentlichen aus Profilverformungen, der Rahmentragwirkung des Kastenquerschnitts in Querrichtung und aus direkten Einwirkungen im Bereich der Bodenplatte.

Die resultierenden Hauptzugspannungen innerhalb der Gurtscheibe infolge einer Längsdruckspannung  $\sigma_x$ , einer Scheibenschubspannung  $\tau$  und einer Spannungskomponente  $\sigma_y$  infolge Querbiegung am oberen Querschnittsrand können nach (9.1) ermittelt werden. Im Folgenden wird der Einfluss einer Querbiegung für verschiedene Kombinationen aus Biegezug- und Längsdruckspannung untersucht. Hierbei sind die Größen  $\sigma_x$  und  $\sigma_y$  bekannt. Darüber hinaus wird davon ausgegangen, dass die Hauptzugspannung zum Zeitpunkt der Erstrissbildung  $\sigma_{Icr}$  genau der mittleren zentrischen Zugfestigkeit  $f_{ctm}$  entspricht. Gesucht wird die aufnehmbare Schubspannung  $\tau$  für verschiedene Spannungskombinationen, die durch Umstellung von (9.1) nach  $\tau_{cr}$  gemäß (9.4) ermittelt wird.

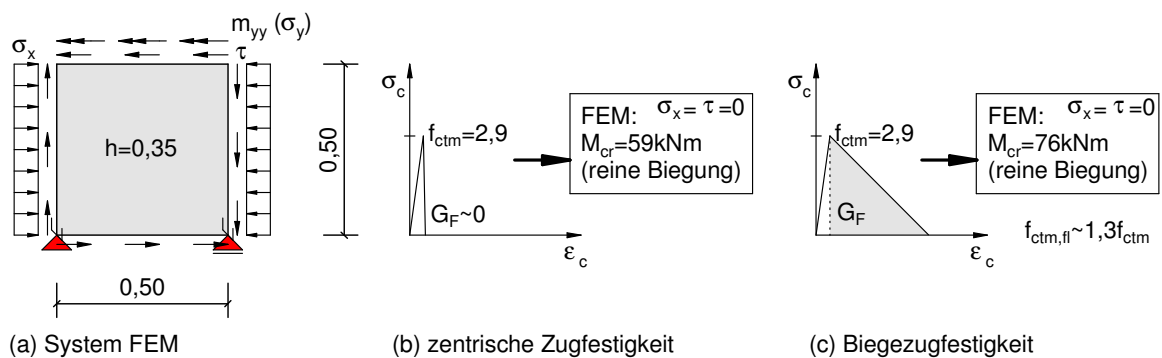
$$\begin{aligned}\tau_{cr} &= \sqrt{\sigma_{Icr}^2 - \sigma_{Icr} \cdot \sigma_{x,cr} - \sigma_{Icr} \cdot \sigma_{y,cr} + \sigma_{x,cr} \cdot \sigma_{y,cr}} \\ &= \sqrt{f_{ctm}^2 - f_{ctm} \cdot \sigma_{x,cr} - f_{ctm} \cdot \sigma_{y,cr} + \sigma_{x,cr} \cdot \sigma_{y,cr}}\end{aligned}\quad (9.4)$$

Ausgehend von einer Betonfestigkeitsklasse C30/37 und einer mittleren Betonzugfestigkeit von  $f_{ctm} = 2,9\text{MPa}$  werden die aufnehmbaren Schubspannungen nach (9.4) für Spannungskombinationen mit Biegezugspannungen zwischen  $\sigma_y = 0,0$  und  $\sigma_y = 2,5$  ermittelt. Dies entspricht einer Ausnutzung der zentrischen Zugfestigkeit durch Querbiegung von bis zu etwa 85%. In Abbildung 9.2 sind die so ermittelten Scheibenspannungszustände bei Erreichen der zentrischen Zugfestigkeit für verschiedene Querbiegemomente aufgetragen.

Ergänzend zur analytischen Ermittlung der rechnerischen Grenzlinien nach (9.4) erfolgt eine numerische Verifikation an einem unbewehrten, ebenen Betonschalenelement (siehe Abbildung 9.3). Für die Simulationsrechnung wird die Materialarbeitslinie für den Beton im Zugbereich zunächst dahingehend angepasst, dass die Zugspannung nach Überschreitung der Rissdehnung nahezu unmittelbar auf 0MPa abfällt (siehe Abbildung 9.3(b)). Die manuelle Anpassung des



**Abb. 9.2:** Vergleich analytisch und numerisch ermittelter Scheibenspannungszustände bei Erstrissbildung ohne Berücksichtigung einer erhöhten Biegezugfestigkeit



**Abb. 9.3:** Schematische Darstellung des Systems und der Betonarbeitslinien im Zugbereich zur Ermittlung der Tragfähigkeit infolge Biegung und durch kombinierte Beanspruchungen

abfallendes Astes der Arbeitslinie im Zugbereich bewirkt, dass sich die maximale Biegetragfähigkeit des unbewehrten Betonquerschnitts unmittelbar mit dem Erreichen der zentrischen Betonzugfestigkeit in der Randfaser des Querschnitts einstellt. So wird ein Vergleich mit der analytischen Berechnung möglich, die einen möglichen Einfluss einer erhöhten Biegezugfestigkeit nicht erfasst. Die Ergebnisse der numerischen Simulation sind ebenfalls in Abbildung 9.2 enthalten.

Es ist ein deutlicher Einfluss der Querbiegung auf die aufnehmbare Schubspannung in der Randfaser zu erkennen. Mit steigendem Querbiegemoment wird diese kontinuierlich verringert. Die Ergebnisse der analytischen und der numerischen Berechnungen stimmen hierbei in guter Näherung überein. Dennoch können insbesondere unter dem Einfluss hoher Längsdruckspannungen auch unter Berücksichtigung der Querbiegung noch nennenswerte Schubspannungen vom

ungerissenen Querschnitt aufgenommen werden. Dies wird beim Vergleich mit dem nach derzeitigen Regelwerken [18, 20] anwendbaren Bemessungswert des Widerstands  $\tau = 0,4 \cdot f_{ctd}$  deutlich, dessen Sicherheitsabstand zum Rissspannungszustand mit größer werdenden vorhandenen Längsdruckspannungen kontinuierlich steigt (siehe Abbildung 9.2).

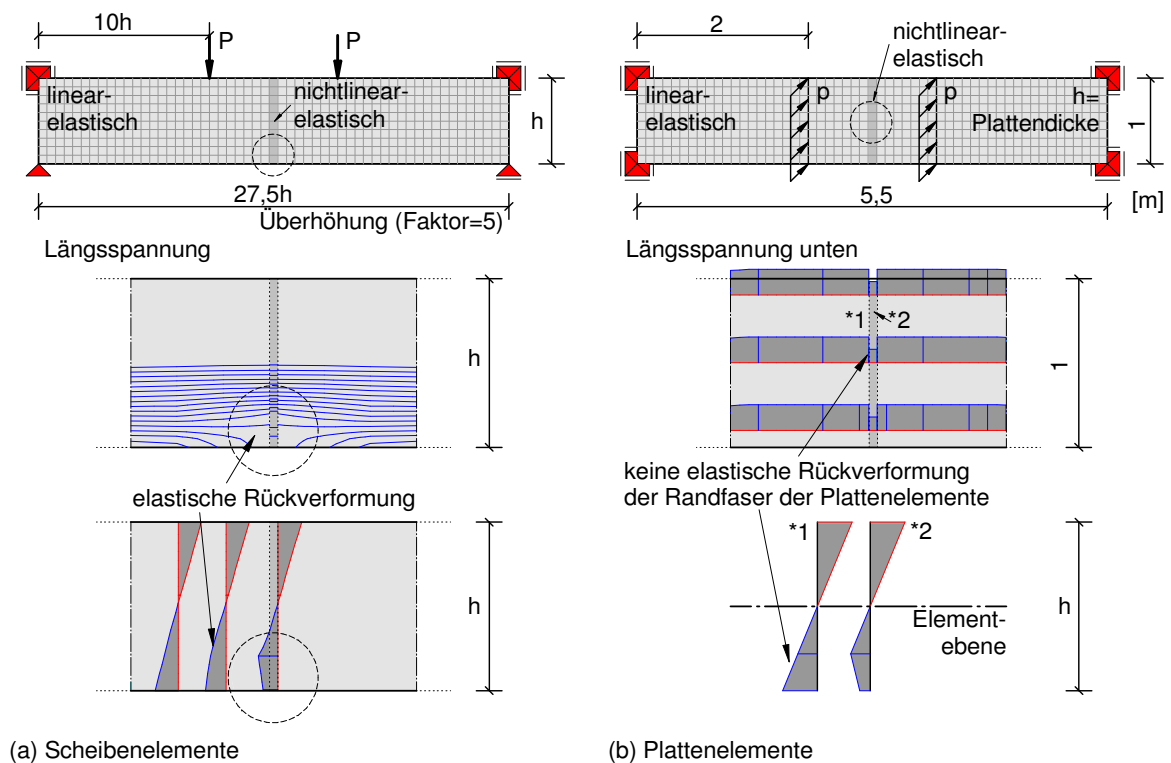
Die bisherigen Überlegungen berücksichtigen lediglich die zentrische Zugfestigkeit des Betons. Tatsächlich bauen sich die Zugspannungen im Beton mit einsetzender Rissbildung jedoch nicht unmittelbar auf 0 ab, sondern es findet mit zunehmender Dehnung eine allmähliche Entfestigung statt (siehe Abbildung 9.3(c)). Hierdurch kann sich infolge einer Biegebeanspruchung nach dem Überschreiten der zentrischen Zugfestigkeit in der Randfaser zunächst ein nichtlinearer Zugspannungsverlauf einstellen, dessen Maximum in das Innere des Bauteils verschoben ist. Erst bei weiterer Laststeigerung kommt es zum Biegeversagen des Bauteils auf einem höheren Lastniveau. Diese Traglaststeigerung kann vereinfachend auf eine im Vergleich zur mittleren zentrischen Zugfestigkeit  $f_{ctm}$  erhöhte Biegezugfestigkeit  $f_{ctm,fl}$  zurückgeführt werden. Hierbei handelt es sich um einen reinen Rechenwert, der insbesondere in Abhängigkeit der vorhandenen Bauteilhöhe variiert (Maßstabeffekt), und um keinen tatsächlichen Materialparameter. Die zentrische Zugfestigkeit wird tatsächlich an keiner Stelle des Querschnitts überschritten. Verschiedene Ansätze zur Ermittlung der Biegezugfestigkeit sind beispielsweise in [11, 18, 27] zu finden.

Mit Hilfe der FEM ist es möglich den Einfluss des erhöhten Biegewiderstands durch die Berücksichtigung des abfallenden Astes der Zugfestigkeit (siehe Abbildung 9.3(c)) in die bisherigen Überlegungen einfließen zu lassen. Die Modellierung erfolgt unter Berücksichtigung einer Bruchenergie von  $G_F = 0,097\text{N/mm}$ . Dies entspricht etwa dem Wert nach *Model Code 1990* [11] für einen Beton C30/37 mit 32mm Größtkorndurchmesser. In Abbildung 9.3 sind die Ergebnisse der Simulationsrechnungen am unbewehrten Betonquerschnitt für reine Biegebeanspruchung eingetragen. Durch die Berücksichtigung des linear abfallenden Astes ergibt sich hier ein um etwa 30% erhöhter Biegewiderstand beziehungsweise eine im Vergleich zur zentrischen Zugfestigkeit um 30% erhöhte Biegezugfestigkeit  $f_{ctm,fl} = 1,3 \cdot f_{ctm}$ .

Ein mit den Ausführungen des *Model Code 1990* [11] oder der *DIN EN 1992* [18] vergleichbarer Maßstabeffekt kann im Programm im Fall von Plattenbiegung nicht abgebildet werden. Dies wird darauf zurückgeführt, dass eine gegenseitige Beeinflussung der Randfasern benachbarter Plattenelemente bei reiner Biegung nicht erfolgt. In Abbildung 9.4 sind die Ergebnisse eines Vergleichs zwischen der Modellierung eines Balkens mit Platten- beziehungsweise Scheibenelementen dargestellt. Bei der Modellvariante mit Scheibenelementen über die Balkenhöhe (Abbildung 9.4(a)), kann nach Entfestigungsbeginn im Lokalisierungsbereich der Schädigung eine elastische Rückverformung in den unmittelbar benachbarten Bereichen rechnerisch berücksichtigt werden. Hierdurch kommt es zu einer nichtlinearen Erhöhung der Dehnungen im Rissquerschnitt. Dieses Strukturverhalten ist in gleicher Weise bei Plattenelementen nicht erfassbar (Abbildung 9.4(b)).

Abbildung 9.5 zeigt die rechnerische Erhöhung der zentrischen Zugfestigkeit für unter-



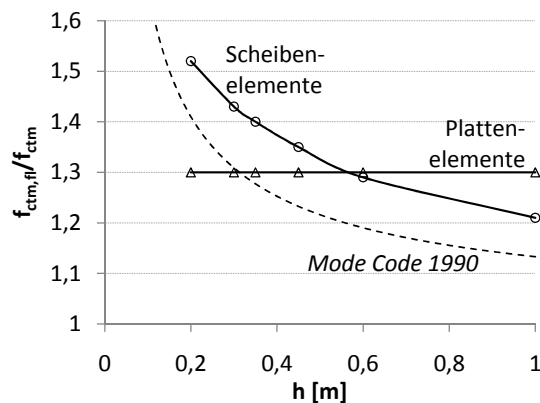


**Abb. 9.4:** Scheiben- und Plattenmodell zur Ermittlung der Biegezugfestigkeit eines 4-Punkt-Biegebalkens

schiedliche Balkenhöhen als Vergleich der beiden Modellvarianten. Analog zu der von Duda [27] beschriebenen Vorgehensweise werden bei den Berechnungen mit Scheibenelementen alle Systemabmessungen proportional zur untersuchten Balkenhöhe  $h$  angepasst. Durch das beschriebene Strukturverhalten im Modell kommt es zu einer mit zunehmender Bauteilhöhe abnehmenden bezogenen Biegezugfestigkeit bei den Simulationsrechnungen mit Scheibenelementen (Maßstabseffekt). Für die Untersuchung mit dem verwendeten FE-Modell, bei dem die Querbiegung als Plattenbiegung berücksichtigt wird, ist eine Prüfung der resultierenden Biegezugfestigkeit im Einzelfall erforderlich, da die Abhängigkeit der Biegezugfestigkeit von der Bauteilhöhe nicht berücksichtigt werden kann. Für Einzelbetrachtungen an unbewehrtem Beton kann gegebenenfalls eine Anpassung des Modellverhaltens über einen modifizierten Bruchenergieansatz erfolgen.

Für den hier untersuchten Einfluss der Biegezugfestigkeit auf das Rissverhalten unter kombinierter Beanspruchung aus Längsdruck, Schub und Querbiegung, ist die beschriebene Einschränkung des Modells vernachlässigbar. Für die Betrachtung des Einflusses einer bekannten bezogenen Biegezugfestigkeit, die unter reiner Biegebeanspruchung auf Elementebene ermittelt wurde, ist das Strukturverhalten innerhalb eines realen Bauteils unerheblich.

Auf Grundlage dieser Überlegungen wird der Einfluss der Biegezugfestigkeit auf das Riss-



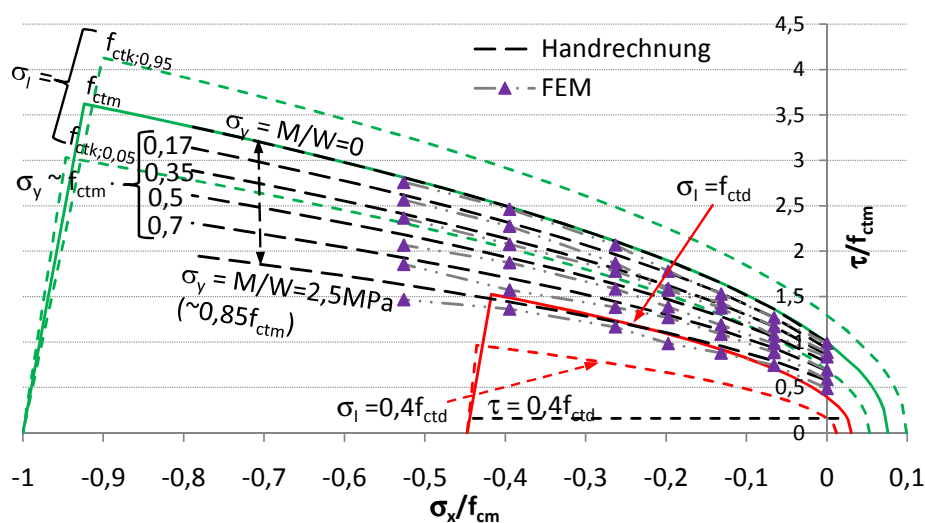
**Abb. 9.5:** Vergleich der bezogenen Biegezugfestigkeit für die Modelle mit Scheiben- beziehungsweise Plattenelementen

verhalten unter kombinierter Beanspruchung am Modell nach Abbildung 9.3(a) mit der Materialarbeitslinie im Zugbereich entsprechend Abbildung 9.3(c) untersucht. Zusätzlich zur numerischen Simulation des Rissverhaltens erfolgt eine analytische Ermittlung der Grenztragfähigkeit in Anlehnung an (9.4). Hierbei wird jedoch anstelle der tatsächlichen Zugspannungen infolge Querbiegung  $\sigma_y$  eine effektive Zugspannung unter Berücksichtigung der vorhandenen Biegezugfestigkeit  $\sigma_{y,eff}$  nach (9.5) verwendet.

$$\sigma_{y,eff} = \sigma_y \cdot \frac{f_{ctm}}{f_{ctm,fl}} \quad (9.5)$$

Die Auswertung der Ergebnisse der numerischen Simulation und der begleitenden Handrechnungen sind in Abbildung 9.6 dargestellt. Es ist zu erkennen, dass im Vergleich zur Berechnung ohne Berücksichtigung des Einflusses der Biegezugfestigkeit (siehe Abbildung 9.2) deutlich größere Schubspannung bei ansonsten gleichen Spannungsverhältnissen zum Versagen des unbewehrten Betonquerschnitts führen. Darüber hinaus werden die Ergebnisse der numerischen Simulation durch die vereinfachend mit einer effektiven Biegespannung durchgeführten Handrechnung in guter Näherung wiedergegeben.

Insgesamt kann gezeigt werden, dass die vorhandenen Längsdruckspannungen in den Druckgurten gegliederter Querschnitte signifikante Steigerungen der Traglasten der ungerissenen Betonquerschnitte zur Folge haben. Sogar unter Berücksichtigung geringer Querbiegemomente führen die derzeitigen Bemessungsansätze aktueller Regelwerke [18, 79] zu konservativen beziehungsweise weit auf der sicheren Seite liegenden Ergebnissen.



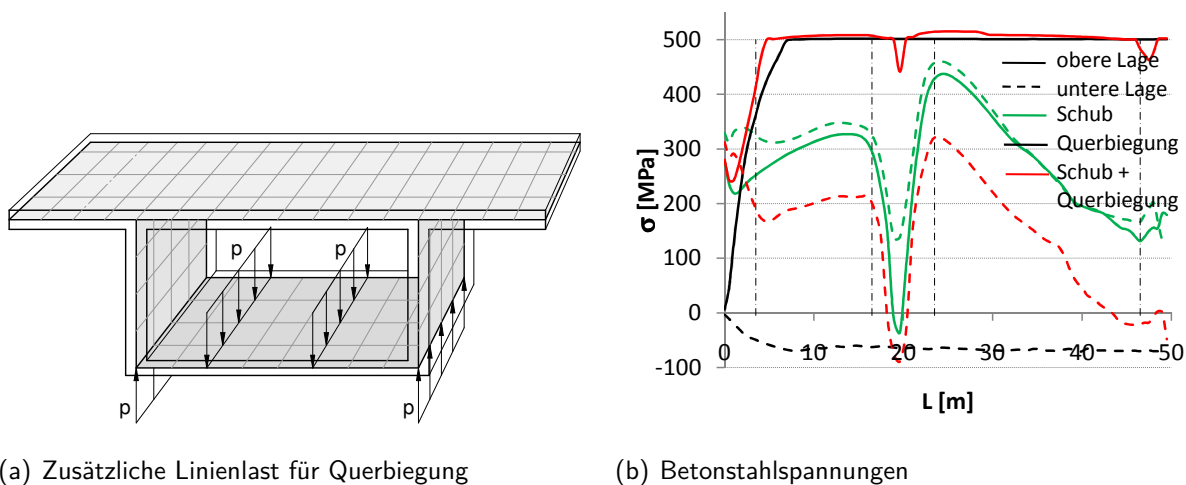
**Abb. 9.6:** Vergleich analytisch und numerisch ermittelter Scheibenspannungszustände bei Erstrissbildung unter Berücksichtigung einer um etwa  $f_{ctm,fl}/f_{ctm} = 1,3$  erhöhten Biegezugfestigkeit

## 9.3 Gurtanschlüsse mit rechnerisch erforderlicher Anschlussbewehrung

### 9.3.1 Längsdruck mit Schub und Querbiegung

Druckgurtanschlüsse im Bereich der Bodenplatten von Kastenträgern werden im Wesentlichen durch eine Kombination aus Längsdruck und Schub beansprucht. Zusätzliche Querbiegemomente infolge Profilverformung oder örtlicher Einwirkungen sind im Allgemeinen gering. Die *DIN EN 1992* [18–20] sieht eine getrennte Nachweisführung für Schub und Querbiegung vor, wobei nur der jeweils größere erforderliche Bewehrungsquerschnitt der Einzelnachweise einzulegen ist. Eine Überlagerung der erforderlichen Bewehrungsmengen ist nicht erforderlich.

Die in Kapitel 8 durchgeführten Untersuchungen führen insbesondere in Gurtbereichen mit großen vorhandenen Längsdruckspannungen zu sehr geringen Druckstrebenwinkeln. Eine mit einem zusätzlichen Querbiegemoment einhergehende Einschnürung der Betondruckstrebe könnte jedoch insbesondere in diesen Bereichen zu kritischen Betondruckspannungen führen. *Menn* stellt in [9] einen Berechnungsansatz vor, der die Interaktion von Schub und Querbiegung berücksichtigt. Hierbei wird davon ausgegangen, dass die Resultierende der schiefen Betondruckstrebe sich innerhalb des Gurtquerschnitts zur Biegedruckseite hin verschieben kann und die Bewehrung auf der Biegezugseite somit entlastet wird. Die Beanspruchung des Betons auf der Biegedruckseite wird hierdurch erhöht. Eine Voraussetzung für die Verschiebung der Resultierenden des Druckspannungsfelds ist daher, dass der Betonquerschnitt des Gurtes nicht bereits infolge der vorhandenen Schubbeanspruchung voll ausgenutzt ist.



(a) Zusätzliche Linienlast für Querbiegung

(b) Betonstahlspannungen

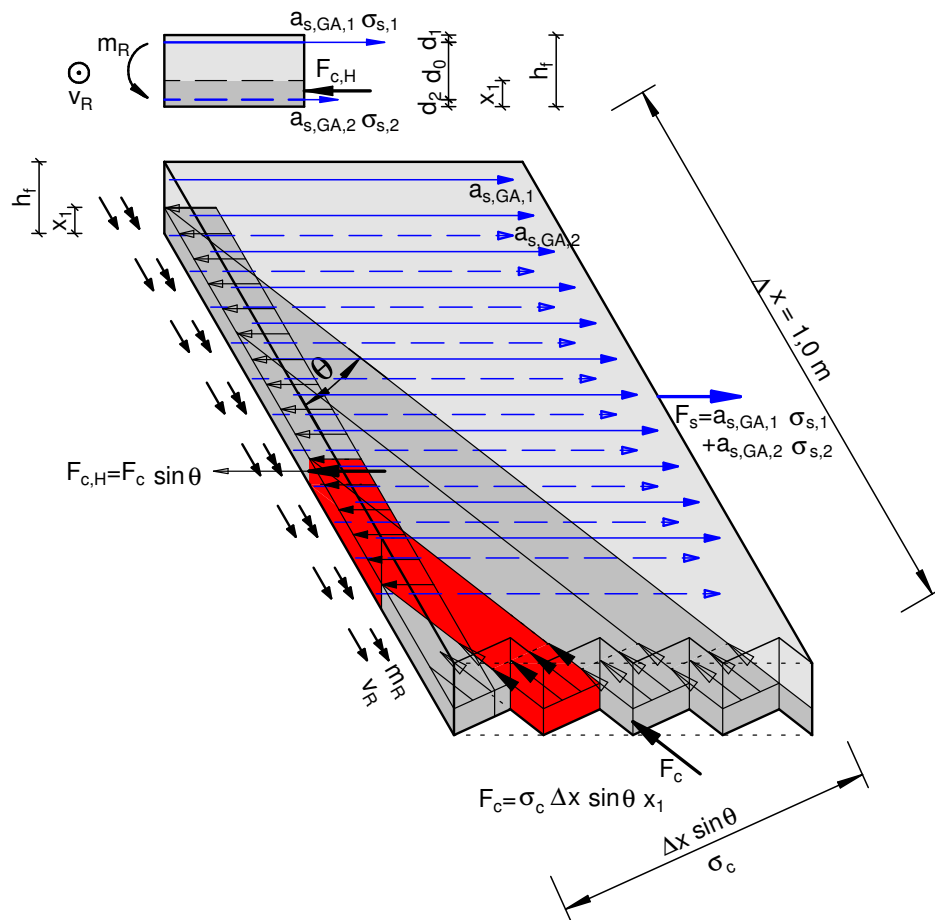
**Abb. 9.7:** Vergleich des Modellverhaltens im Bereich des Gurtanschnittes unter reinem Schub und Schub mit Querbiegung

In Abbildung 9.7 ist der Einfluss einer zusätzlichen etwa konstanten Querbiegebeanspruchung innerhalb des Gurtanschnittes der Bodenplatte des Referenzsystems mit Punktlast aus Kapitel 8 auf die Ausnutzung der Gurtanschlussbewehrung dargestellt. Das Querbiegemoment ist dabei so groß gewählt, dass die Bewehrung auf der Biegezugseite die Fließgrenze gerade erreicht. Im Rahmen der Simulation können die konzentriert eingeleiteten Einzellasten auch unter Berücksichtigung der Querbiegung wesentlich gesteigert werden. Die Übertragung von Schubkräften erfolgt hierbei nahezu vollständig auf der Biegedruckseite der ebenen Schalenelemente. Das von *Menn* beschriebene und auf Grundlage von Versuchsauswertungen entwickelte Modellverhalten [9] kann im Rahmen der Simulation in vergleichbarer Weise beobachtet und bestätigt werden.

*Maurer* verwendete das Modell von *Menn* in [67] zur Bemessung der Betongurte von Stahlverbundträgern auf Schub mit Querbiegung und stellte es hierzu auf das seinerzeit vorgesehene Format und Sicherheitskonzept des *Eurocode 2* um. Im folgenden werden die Interaktionsbedingungen in Anlehnung an *Menn* [9] auf das aktuelle Format der *DIN EN 1992-2* [19, 20] umgestellt. Hierzu sind im Vergleich zu [67] nur noch geringfügige Anpassungen erforderlich. Diese betreffen im Wesentlichen die Verwendung des Beiwerts zur Berücksichtigung von Langzeiteffekten  $\alpha$  für Biegung und Schub sowie die Höhe der Druckspannungsbegrenzung innerhalb des Druckfeldes durch den Abminderungsbeiwert  $\nu$ . Dieser wird entsprechend der derzeit gültigen Fassung der *DIN EN 1992-2* [19] unter Berücksichtigung der *DIN EN 1992-2/NA* [20] mit  $\nu = 0,75$  in Rechnung gestellt.

Für das Aufstellen der Interaktionsbedingungen sind zwei Fälle zu unterscheiden. Im ersten Fall ist die Zugkraft in der Gurtanschlussbewehrung infolge Schub größer und im zweiten Fall kleiner als die Druckkraft infolge Querbiegung [9].

Für den *Fall 1* vorwiegender Schubbeanspruchung führt die Querbiegung zu keiner zusätzli-



**Abb. 9.8:** Schematische Darstellung der Beanspruchung eines Gurtabschnitts für den *Fall 1* nach Menn [9] in Anlehnung an [67]

chen Beanspruchung des Betons auf Druck. Stattdessen erfolgt eine Erhöhung beziehungsweise Reduktion der Zugkräfte in der Gurtanschlussbewehrung [9]. Das Gleichgewicht an einem Gurtscheibenabschnitt kann durch (9.6) angegeben werden. Die einzelnen Bezeichnungen sind in Abbildung 9.8 für den *Fall 1* dargestellt.

$$v_R = \min \begin{cases} F_c \cdot \cos \Theta = \sigma_c \cdot x_1 \cdot \sin \Theta \cdot \cos \Theta & \text{Beton} \\ F_s / \tan \Theta = (a_{s,GA,1} \cdot \sigma_{s1} + a_{s,GA,2} \cdot \sigma_{s2}) \cdot \cot \Theta & \text{Betonstahl} \end{cases} \quad (9.6)$$

$$m_R = a_{s,GA,1} \cdot \sigma_{s1} \cdot d_0 - \sigma_c \cdot x_1 \cdot \sin^2 \Theta \cdot \left( \frac{x_1}{2} - d_2 \right)$$

Unter Berücksichtigung der Begrenzung der Betondruckspannungen gemäß (9.7), der Einführung einer zusätzlichen Abminderung der schiefen Betondruckspannungen in Bereichen mit schräger Schubrissbildung  $\nu$  und der Annahme, dass die Stahlspannung in der oberen Bewehrungslage den Bemessungswert der Streckgrenze  $f_{yd}$  erreicht, ergeben sich die Bemes-

sungswiderstände für Schub mit Querbiegung nach (9.8).

$$\sigma_c = f_{cd} = \alpha_{cc} \cdot \frac{f_{ck}}{\gamma_c} = 0,85 \cdot \frac{f_{ck}}{1,5} \quad (9.7)$$

$$v_{Rd} = \min \begin{cases} f_{cd} \cdot x_1 \cdot \nu \cdot \sin \Theta \cdot \cos \Theta \\ (a_{s,GA,1} \cdot f_{yd} + a_{s,GA,2} \cdot \sigma_{s2}) \cdot \cot \Theta \end{cases} \quad (9.8)$$

$$m_{Rd} = a_{s,GA,1} \cdot f_{yd} \cdot d_0 - f_{cd} \cdot x_1 \cdot \nu \cdot \sin^2 \Theta \cdot \left( \frac{x_1}{2} - d_2 \right)$$

Die Interaktionsbeziehung (9.9) ergibt sich durch die Umstellung der ersten Gleichung für  $v_{Rd}$  in (9.8) nach  $x_1$  und anschließendes Einsetzen in die Bedingung zur Sicherstellung des Momentengleichgewichts.

$$m_{Rd} = a_{s,GA,1} \cdot f_{yd} \cdot d_0 - v_{Rd} \cdot \tan \Theta \cdot \left( \frac{v_{Rd}}{2 \cdot f_{cd} \cdot \nu \cdot \sin \Theta \cdot \cos \Theta} - d_2 \right) \quad (9.9)$$

Beim *Fall 2* vorwiegender Querbiegebeanspruchung führt diese dazu, dass die Zugkräfte infolge Schub in der Bewehrungslage auf der Biegedruckseite kleiner werden als die Biegedruckkraft. *Menn* führt zur Aufnahme dieser zusätzlichen Biegedruckkomponente eine zusätzliche Betondruckkraft ein und verlagert das Betondruckspannungsfeld aus Schub in Richtung Stegmitte [9] (hier: Gurtmitte).

Das Gleichgewicht an einem Gurtscheibenabschnitt kann durch (9.10) angegeben werden. Die einzelnen Bezeichnungen sind in Abbildung 9.9 für den *Fall 2* dargestellt.

$$v_R = \min \begin{cases} F_c \cdot \cos \Theta = \sigma_c \cdot x_1 \cdot \sin \Theta \cdot \cos \Theta \\ (F_s - F_{cu,H}) / \tan \Theta = (a_{s,GA,1} \cdot \sigma_{s1} - x_2 \cdot \sigma_c) \cdot \cot \Theta \end{cases} \quad (9.10)$$

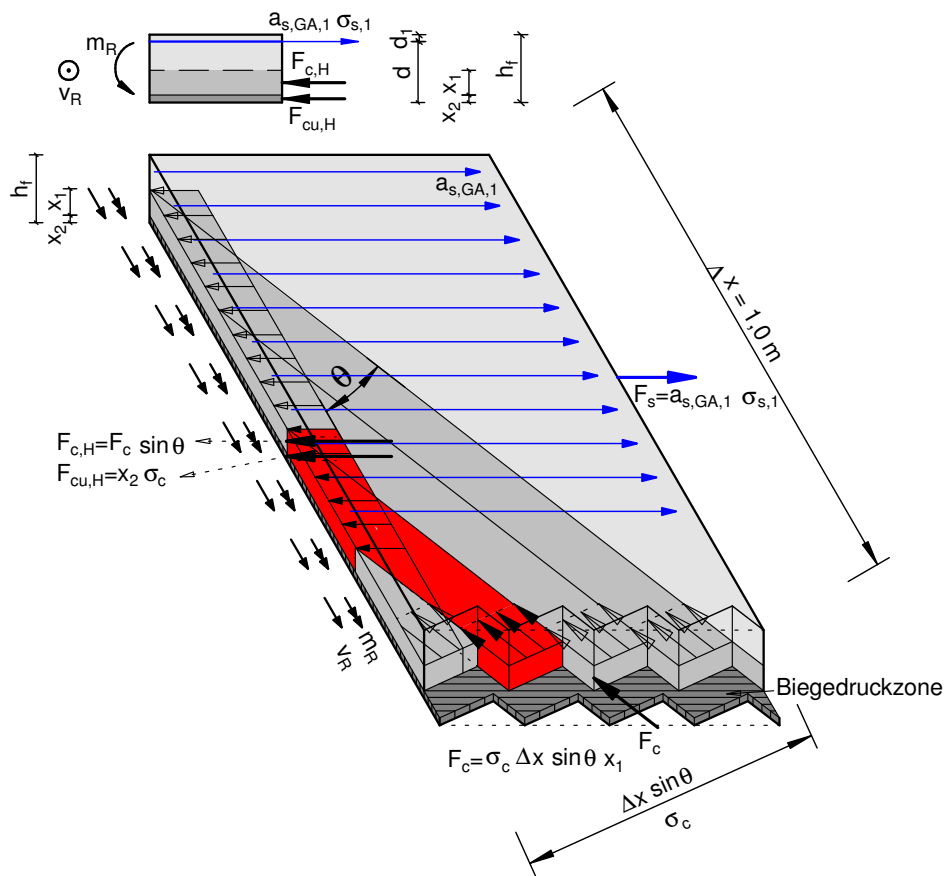
$$m_R = a_{s,GA,1} \cdot \sigma_{s1} \cdot \left( h_f - d_1 - \frac{x_2}{2} \right) - \sigma_c \cdot x_1 \cdot \sin^2 \Theta \cdot \left( \frac{x_1}{2} + \frac{x_2}{2} \right)$$

Durch die Berücksichtigung der gleichen Annahmen zur Ausnutzung der Druckspannungsfelder und der Gurtanschlussbewehrung wie bei *Fall 1*, können die Widerstände für Schub mit überwiegender Querbiegung im *Fall 2* gemäß (9.11) angegeben werden.

$$v_{Rd} = \min \begin{cases} f_{cd} \cdot x_1 \cdot \nu \cdot \sin \Theta \cdot \cos \Theta \\ (a_{s,GA,1} \cdot f_{yd} - x_2 \cdot f_{cd}) \cdot \cot \Theta \end{cases} \quad (9.11)$$

$$m_{Rd} = a_{s,GA,1} \cdot f_{yd} \cdot \left( h_f - d_1 - \frac{x_2}{2} \right) - f_{cd} \cdot x_1 \cdot \nu \cdot \sin^2 \Theta \cdot \left( \frac{x_1}{2} + \frac{x_2}{2} \right)$$

Die Interaktionsbeziehung (9.12) für den *Fall 2* ergibt sich durch die Umstellung der Gleichungen für  $v_{Rd}$  in (9.11) nach  $x_1$  beziehungsweise  $x_2$  und anschließendes Einsetzen in die



**Abb. 9.9:** Schematische Darstellung der Beanspruchung eines Gurtabschnitts für den *Fall 2* nach *Menn* [9] in Anlehnung an [67]

Bedingung zur Sicherstellung des Momentengleichgewichts analog zur Vorgehensweise im *Fall 1*.

$$\begin{aligned}
 m_{Rd} &= a_{s,GA,1} \cdot f_{yd} \cdot \left( h_f - d_1 - \frac{a_{s,GA,1} \cdot f_{yd} - v_{Rd} \cdot \tan \Theta}{2 \cdot f_{cd}} \right) \\
 &\quad - f_{cd} \cdot \nu \cdot \frac{v_{Rd}}{f_{cd} \cdot \nu \cdot \cos \Theta \cdot \sin \Theta} \cdot \sin^2 \Theta \\
 &\quad \cdot \left( \frac{v_{Rd}}{2 \cdot f_{cd} \cdot \nu \cdot \cos \Theta \cdot \sin \Theta} + \frac{a_{s,GA,1} \cdot f_{yd} - v_{Rd} \cdot \tan \Theta}{2 \cdot f_{cd}} \right)
 \end{aligned} \tag{9.12}$$

$$\begin{aligned}
 \Rightarrow m_{Rd} &= a_{s,GA,1} \cdot f_{yd} \cdot \left( h_f - d_1 - \frac{a_{s,GA,1} \cdot f_{yd} - v_{Rd} \cdot \tan \Theta}{2 \cdot f_{cd}} \right) \\
 &\quad - v_{Rd} \cdot \tan \Theta \cdot \left( \frac{v_{Rd}}{2 \cdot f_{cd} \cdot \nu \cdot \cos \Theta \cdot \sin \Theta} + \frac{a_{s,GA,1} \cdot f_{yd} - v_{Rd} \cdot \tan \Theta}{2 \cdot f_{cd}} \right)
 \end{aligned}$$

Für die Aufstellung von Interaktionsdiagrammen ist eine bezogene beziehungsweise dimensionslose Darstellung der aufnehmbaren Schubkräfte und Biegemomente erforderlich. Hierzu

werden in Anlehnung an *Menn* [9] die Bezugsgrößen  $v_{Rd0}$  (9.13) und  $m_{Rd0}$  (9.14) eingeführt. Für einen gegebenen Querschnitt mit der Dicke  $h_f$  stellt der Wert  $v_{Rd0}$  den maximal aufnehmbaren Schubfluss dar (d.h.  $x_1 = h_f$ ). Das Bezugsmoment  $m_{Rd0}$  stellt für diesen Querschnitt, dessen Bewehrung für  $v_{Rd0}$  ausgelegt ist, das zugehörige maximal aufnehmbare Biegemoment dar.

$$v_{Rd0} = f_{cd} \cdot h_f \cdot \nu \cdot \sin \Theta \cdot \cos \Theta \quad (9.13)$$

$$\begin{aligned} m_{Rd0} &= a_{s,GA,1} \cdot f_{yd} \cdot z = x_2 \cdot f_{cd} \cdot z \stackrel{!}{=} 0,5 \cdot v_{Rd0} \cdot \tan \Theta \cdot z \\ \Rightarrow x_2 &= \frac{0,5 \cdot v_{Rd0} \cdot \tan \Theta}{f_{cd}} \stackrel{\text{mit (9.15)}}{=} 0,5 \cdot h_f \cdot \nu \cdot \sin^2 \Theta \\ z &= h_f - d_1 - \frac{x_2}{2} \\ \Rightarrow m_{Rd0} &= 0,5 \cdot f_{cd} \cdot h_f \cdot \nu \cdot \sin \Theta \cdot \cos \Theta \cdot \tan \Theta \cdot \left( h_f - d_1 - \frac{x_2}{2} \right) \\ &= 0,5 \cdot f_{cd} \cdot h_f \cdot \nu \cdot \sin^2 \Theta \cdot \left( \overbrace{h_f - d_1}^{=d} - \frac{1}{4} \cdot h_f \cdot \nu \cdot \sin^2 \Theta \right) \\ &\stackrel{\text{mit (9.16)}}{=} \omega_0 \cdot f_{cd} \cdot d \cdot (d - 0,5 \cdot \omega_0 \cdot d) = \omega_0 \cdot f_{cd} \cdot d^2 \cdot (1 - 0,5 \cdot \omega_0) \end{aligned} \quad (9.14)$$

Zur Berücksichtigung des Bewehrungsquerschnitts werden zwei weitere dimensionslose Bezugsgrößen nach *Menn* eingeführt [9]. Der geometrische Bewehrungsgrad  $\rho_0$  (9.15) korrespondiert hierbei mit dem maximal aufnehmbaren Schubfluss  $v_{Rd0}$ . Auf Basis von  $\rho_0$  erfolgt die Ermittlung des mechanischen Bewehrungsgrads  $\omega_0$  (9.16) unter Verwendung der statischen Höhe des Gurtes für Querbiegung.

$$\rho_0 = \frac{a_{s,GA,tot}}{h_f} \stackrel{\text{mit (9.8)}}{=} \frac{v_{Rd0}}{h_f \cdot f_{yd} \cdot \cot \Theta} \stackrel{\text{mit (9.13)}}{=} \frac{f_{cd} \cdot \nu \cdot \sin^2 \Theta}{f_{yd}} \quad (9.15)$$

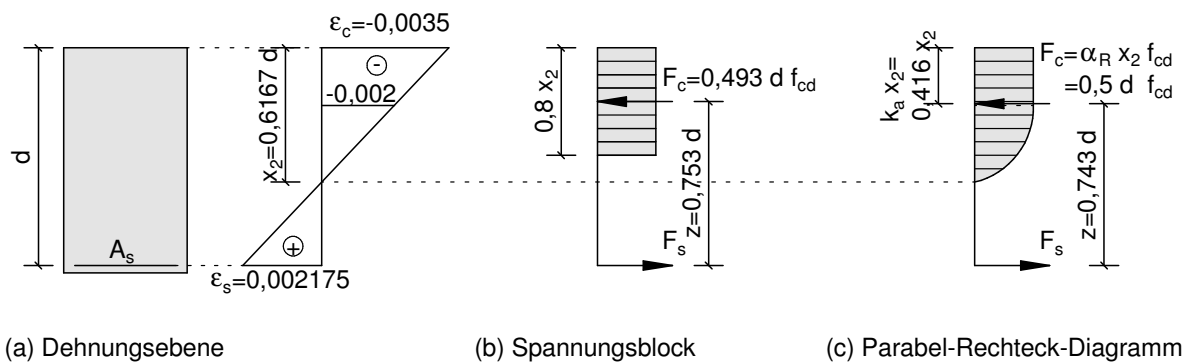
mit

$$a_{s,GA,tot} = a_{s,GA,1} + a_{s,GA,2}$$

$$\omega_0 = \frac{\rho_0}{2} \cdot \frac{h_f}{d} \cdot \frac{f_{yd}}{f_{cd}} \stackrel{\text{mit (9.15)}}{=} \frac{\nu \cdot \sin^2 \Theta}{2} \cdot \frac{h_f}{d} \quad (9.16)$$

Der tatsächlich vorhandene geometrische Bewehrungsgrad  $\rho_{tot}$  wird mit  $(a_{s,GA,1} + a_{s,GA,2})/h_f$  bei der Erstellung der Interaktionsdiagramme berücksichtigt. Zusätzlich sind einige Grenzbedingungen beim Aufstellen der Diagramme zu beachten [67]. Für den *Fall 1* gilt nach (9.17), dass die Gesamthöhe des rechnerischen Druckfelds  $x_1$  nicht größer werden darf als die vorhandene





**Abb. 9.10:** Resultierende Betondruckkraft unter Berücksichtigung der Grenzdehnung und verschiedener Spannungs-Dehnungs-Beziehungen

Gurtdicke  $h_f$ .

$$\text{Fall 1: } x_1 \leq h_f \quad \Rightarrow \quad \frac{v_{Rd}}{v_{Rd0}} \leq 1 \quad (9.17)$$

Für den *Fall 2* gilt nach (9.18) analog zum *Fall 1*, dass die Gesamthöhe des rechnerischen Druckfeldes bestehend aus den Komponenten  $x_1$  und  $x_2$  nicht größer werden darf als die vorhandene Gurtdicke  $h_f$ .

$$\text{Fall 2: } x_1 + x_2 \leq h_f \quad (9.18)$$

Darüber hinaus ist die Einhaltung der zulässigen Grenzdehnungen infolge Querbiegung entsprechend der Vorgaben der *DIN EN 1992* [18–20] sicherzustellen. Die *DIN EN 1992-1-1* erlaubt für die Anwendung im allgemeinen Hochbau hierzu die Berücksichtigung eines resultierenden Biegedruckspannungsblocks gemäß Abbildung 9.10(b). Für den Brückenbau darf die Querschnittsbemessung auf Grundlage eines Parabel-Rechteck-Diagramms entsprechend der in Abbildung 9.10(c) dargestellten Spannungsverteilung im Querschnitt erfolgen. Die Anwendung alternativer Spannungs-Dehnungs-Beziehungen ist ebenfalls zulässig, wenn sie zu gleichwertigen oder konservativeren Ergebnissen führen [20, NCI zu 3.1.7(2)].

Für die Ermittlung des zulässigen Grenzmoments erfolgt zunächst ein Vergleich der theoretischen Werte auf Basis der Rechnungen mit dem Parabel-Rechteck-Diagramm beziehungsweise einem vereinfachten Spannungsblock. Die Bruchdehnung des Betons wird hierbei gemäß *DIN EN 1992* auf  $\epsilon_{cu2} = -3,5\text{‰}$  festgelegt. Die Grenzdehnung des Betonstahls ergibt sich für einen B500A beziehungsweise B500B im GZT zu  $f_{yd}/E_s = 435/200000 = 0,002175 = 2,175\text{‰}$ . Die zugehörige Dehnungsebene und die daraus resultierenden Biegedruckkräfte können Abbildung 9.10 entnommen werden.

Für die vereinfachte Ermittlung mit dem konstanten Spannungsblock (Abbildung 9.10(b))

ergibt sich das zugehörige Grenzmoment gemäß (9.19).

$$\begin{aligned}
 x_2 &= 0,8 \cdot 0,6167 \cdot d \\
 F_c &= 0,493 \cdot d \cdot f_{cd} \\
 z &= 0,753 \cdot d \\
 m_{Rd} &\leq 0,371 \cdot d^2 \cdot f_{cd}
 \end{aligned}
 \tag{9.19}$$

Bei einer Berechnung auf Grundlage des Parabel-Rechteck-Diagramms kann das zugehörige Grenzmoment nach (9.20) ermittelt werden.

$$\begin{aligned}
 x_2 &= 0,6167 \cdot d \\
 F_c &= 0,81 \cdot 0,6167 \cdot d \cdot f_{cd} = 0,5 \cdot f_{cd} \\
 z &= (1 - 0,416 \cdot x_2) \cdot d = 0,743 \cdot d \\
 m_{Rd} &\leq 0,371 \cdot d^2 \cdot f_{cd}
 \end{aligned}
 \tag{9.20}$$

Die beiden Varianten zur Ermittlung des rechnerischen Grenzmoments führen am Rechteckquerschnitt zu gleichwertigen Ergebnissen. Die Nutzung des vereinfachten Spannungsblocks ist folglich auch durch die *DIN EN 1992-2/NA* [20, NCI zu 3.1.7(2)] abgedeckt.

Auf Basis der Interaktionsbedingungen und unter Berücksichtigung der genannten Grenzbedingungen werden Interaktionsdiagramme für unterschiedliche Druckstrebenneigungen und variierende Bewehrungsverhältnisse aufgestellt. Die Wahl der Druckstrebenneigung für die Interaktionsdiagramme erfolgt in Anlehnung an die Ergebnisse der durchgeführten Simulationsrechnungen an einem Hohlkastenquerschnitt in Kapitel 8 für Winkelbereiche zwischen  $\Theta = 15^\circ$  und  $\Theta = 40^\circ$ . Die Diagramme sind in Anhang A abgedruckt.

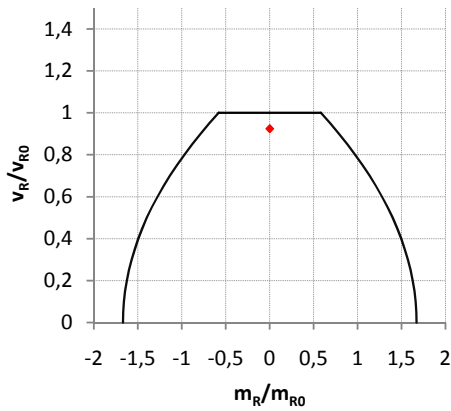
Zur Verifikation der Interaktionsbedingungen werden nachfolgend die experimentell ermittelten Traglasten ausgewählter Versuche zur Tragfähigkeit unter Schubbeanspruchung mit und ohne Querbiegung in den jeweils zugehörigen Interaktionsdiagrammen ausgewertet. Die Tabelle 9.5 enthält die verwendeten Daten der hierzu herangezogenen experimentellen Untersuchungen aus der Literatur. Der Vergleich der erzielten Traglasten im Versuch mit den Diagrammen erfolgt auf Basis der ebenfalls in Tabelle 9.5 aufgeführten Mittelwerte der Baustoffeigenschaften. Sowohl die Teilsicherheitsbeiwerte  $\gamma_c$  und  $\gamma_s$  auf der Materialseite für den Beton und den Betonstahl als auch der Beiwert zur Berücksichtigung der Dauerfestigkeit  $\alpha_{cc}$  werden für die Aufstellung der Diagramme, die dem Vergleich mit den Versuchswerten dienen (siehe Abbildungen 9.11, 9.12 und 9.13), mit 1,0 angesetzt.

Die Tragfähigkeit wird durch die Interaktionskurven in nahezu allen Fällen gut angenähert beziehungsweise auf der sicheren Seite liegend abgeschätzt (siehe Abbildungen 9.11, 9.12 und 9.13). Ausnahmen stellen die Nachrechnungen der Versuche PB1 und PB2 von *Schieferstein*

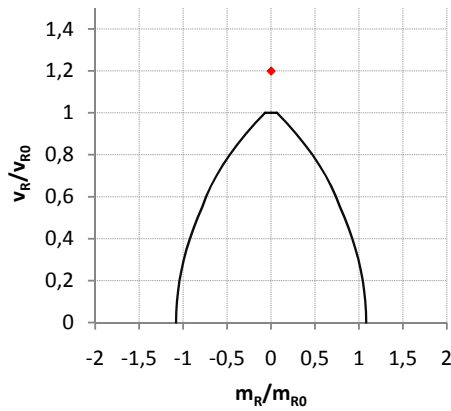
**Tab. 9.5:** Verwendete Parameter experimenteller Untersuchungen an Plattenbalkenquerschnitten

Versuch	$f_{cm}$ [MPa]	$f_{ym}$ [MPa]	Pressenlast $P$ [kN]	Schubfluss $v$ [kN/m]	Querbiegung [kNm/m]	$h_f$ [m]	$a_{s,GA, \frac{1}{2}}$ [cm <sup>2</sup> /m]	Quelle
<i>Schieferstein</i>								
PB1/I	18,5	442	498	592	0,00	0,08	$\frac{7,54}{7,54}$	[88]
PB1/I, <sub>cal</sub>	18,5	442	735	874	0,00	0,08	$\frac{7,54}{7,54}$	Kap. 7.2.2
PB1/II	18,5	442	455	200	26,8	0,08	$\frac{15,08}{0,00}$	[88]
PB2	22,0	484	516	613	15,7	0,08	$\frac{18,84}{0,00}$	[88]
PB3	21,5	484	400	475	30,1	0,08	$\frac{18,84}{0,00}$	[88]
<i>Badawy und Bachmann</i>								
Q1	26,5	475	518	518	0,00	0,10	$\frac{1,13}{1,13}$	[5]
Q4	30,0	475	560	560	14,70	0,10	$\frac{5,14}{2,26}$	[5]
<i>Bacchetta und Bachmann</i>								
Z1	32,0	475	520	490	0,00	0,10	$\frac{2,83}{2,83}$	[2]
Z3	32,0	525	580	547	19,05	0,10	$\frac{5,80}{2,52}$	[2]
Z4	32,0	525	430	405	29,3	0,10	$\frac{5,02}{1,03}$	[2]
Z5	32,0	525	580	547	19,05	0,10	$\frac{5,80}{1,03}$	[2]
Z6	32,0	525	560	528	19,05	0,10	$\frac{4,57}{1,03}$	[2]

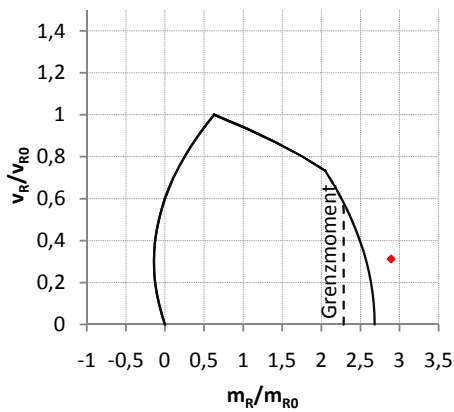
dar. Der Versagensmechanismus des erstgenannten Trägers wurde in Kapitel 7.2.2 genauer untersucht. Es wurde gezeigt, dass es sich um eine Kombination aus Biegedruckbruch des Balkens und Schubbruch der Platte gehandelt hat. Daher ist zusätzlich die rechnerisch in Kapitel 7.2.2 ermittelte Bruchlast der Gurtscheibe in Abbildung 9.11(b) mit ausgewertet. Darüber hinaus wird für alle Nachrechnungen die uniaxiale Betondruckfestigkeit in nicht abgeminderter Form angesetzt ( $\nu = 1,0$ ). Unter Ansatz einer Abminderung von  $\nu = 0,75$  gemäß *DIN EN 1992-2/NA* [20] liegen alle Rechenergebnisse auf der sicheren Seite.



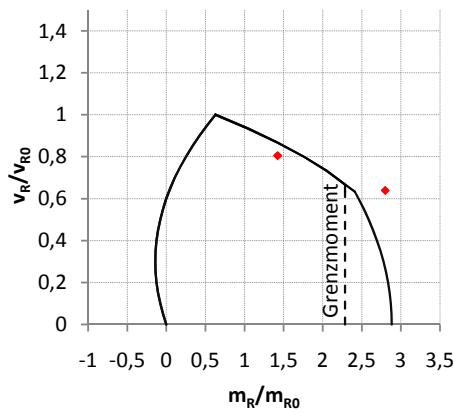
(a) PB1/I,  $\Theta = 30^\circ$



(b) PB1/I<sub>,cal</sub>,  $\Theta = 40^\circ$

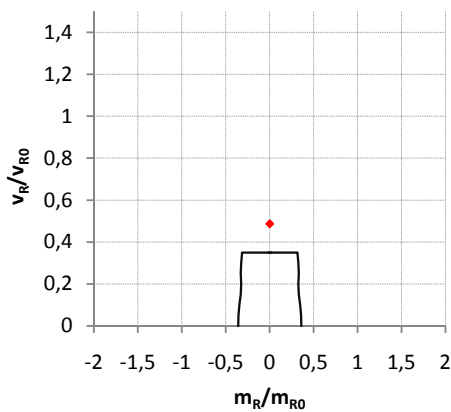


(c) PB1/II,  $\Theta = 30^\circ$

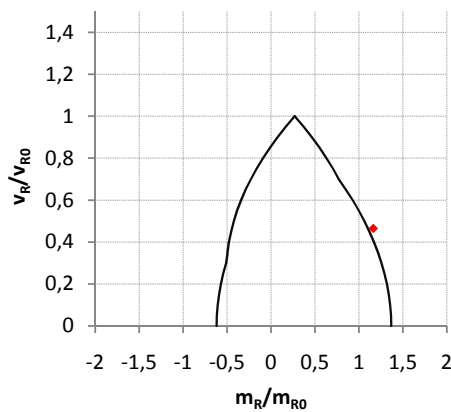


(d) PB2 und PB3,  $\Theta = 30^\circ$

**Abb. 9.11:** Nachrechnung der Versuche von *Schieferstein* mit  $\nu = 1,0$

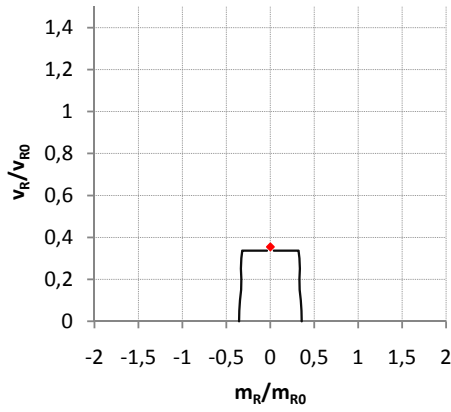
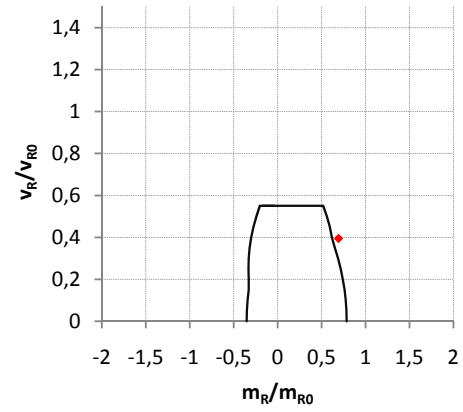
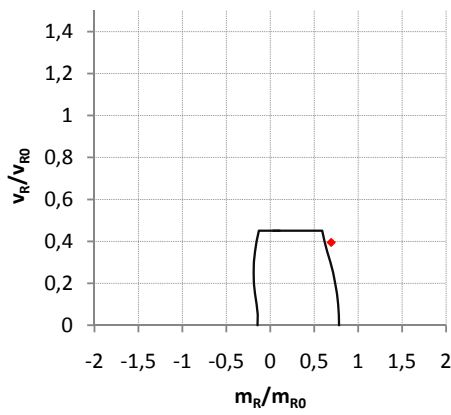
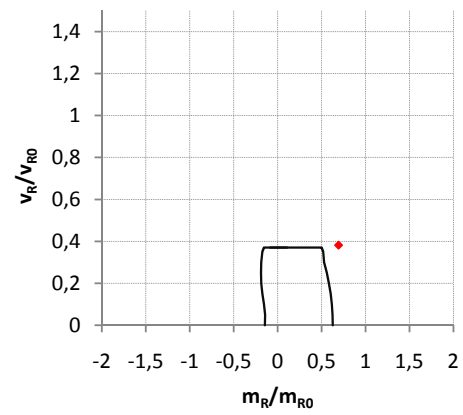


(a) Q1,  $\Theta = 20^\circ$



(b) Q4,  $\Theta = 20^\circ$

**Abb. 9.12:** Nachrechnung der Versuche von *Badawy* und *Bachmann* mit  $\nu = 1,0$

(a) Z1,  $\Theta = 30^\circ$ (b) Z3,  $\Theta = 30^\circ$ (c) Z5,  $\Theta = 30^\circ$ (d) Z6,  $\Theta = 30^\circ$ 

**Abb. 9.13:** Nachrechnung der Versuche von *Bacchetta und Bachmann* mit  $\nu = 1,0$



# Kapitel 10

## Vorschläge für die Bemessung

### 10.1 Allgemeines

Aus den gewonnenen Erkenntnissen zum Tragverhalten des schubfesten Gurtanschlusses in Bereichen vorwiegender Längsdruckspannungen werden nachfolgend zwei Vorschläge für eine Bemessung im GZT abgeleitet.

Der erste Bemessungsvorschlag gilt für Betonquerschnitte mit sehr geringen vorhandenen Anschlussbewehrungsgraden und berücksichtigt die in den Untersuchungen festgestellten hohen rechnerischen Tragfähigkeiten des ungerissenen Druckgurtquerschnitts. Eine etwaige vorhandene geringe Gurtanschlussbewehrung bleibt im Nachweiskonzept, das auf zulässigen Hauptzugspannungen basiert, unberücksichtigt. Zur Erzielung einer möglichst robusten Tragwerksauslegung ist von einer Anwendung dieses Vorschlags für die Neubauplanung abzusehen. Er ist einzig für die Beurteilung der Tragfähigkeit der Bodenplatten bestehender Hohlkastenbrücken gedacht, die bereits einen großen Teil ihrer ursprünglich geplanten Nutzungsdauer unter Verkehr sind und die keine Risse im Bereich der Druckgurtanschlüsse aufweisen.

Der zweite Bemessungsvorschlag ist sowohl für die Nachrechnung bestehender Konstruktionen als auch für die Planung von Neubauten sinnvoll einsetzbar. Die Nachweisführung im GZT erfolgt auf Grundlage des in Kapitel 8.3.1 entwickelten Stabwerkmodells unter Berücksichtigung der wahrscheinlichen Rissentwicklung.

### 10.2 Gurtanschlüsse ohne rechnerisch erforderliche Anschlussbewehrung

#### 10.2.1 Längsdruck mit Schub

Der Nachweis des schubfesten Anschlusses der Bodenplatten bestehender Hohlkastenbrücken darf in ungerissenen Bereichen des Druckgurtes gemäß (10.1) als Hauptspannungsnachweis

erfolgen. Querschnitte mit nachträglich verpressten Rissen gelten in diesem Zusammenhang als gerissen. Für diese darf der hier beschriebene Nachweisvorschlag keine Anwendung finden. Im Zuge der Fortschreibung der *Nachrechnungsrichtlinie* [79] wurde im April 2015 die erste Ergänzung [80] herausgegeben. Diese beinhaltet bereits die Möglichkeit der Nachweisführung auf Grundlage rechnerischer Hauptzugspannungen im GZT für Stegquerschnitte. Für Hintergrundinformationen zum Nachweiskonzept für Stege wird an dieser Stelle auf [39, 40] verwiesen. Um die praktische Anwendung zu erleichtern, wird für die Nachrechnung von Gurtscheiben eine ähnliche Vorgehensweise vorgeschlagen.

$$\sigma_{I,GA,Ed} \leq k_1 \cdot f_{ctd} \quad (10.1)$$

Die Ermittlung der Bemessungswerte der Hauptzugspannungen erfolgt unter Berücksichtigung der Schnittgrößen der *ständigen und vorübergehenden Bemessungssituation* gemäß [24, 79] nach (10.2).

$$\sigma_{I,GA,Ed} = \frac{\sigma_{x,GA,Ed}}{2} + \frac{1}{2} \cdot \sqrt{\sigma_{x,GA,Ed}^2 + 4 \cdot \tau_{xy,GA,Ed}^2} \quad (10.2)$$

Hierbei sind zwei Fälle zu unterscheiden: Im Fall 1 ist der Gesamtquerschnitt infolge Biegung des Längssystems noch im ungerissenen Zustand I. Hiervon kann ausgegangen werden, wenn die Randspannungen des in der Zugzone beziehungsweise auf der weniger stark gedrückten Seite liegenden Gurts im GZT den Wert  $f_{ctm}$  nicht überschreiten. Sind die rechnerischen Randzugspannungen größer als  $f_{ctm}$  gilt Fall 2, in dem der Gesamtquerschnitt infolge Biegung des Längssystems bereits in den gerissenen Zustand II übergegangen ist. Die Ermittlung der Eingangswerte der Beanspruchungen erfolgt für den Fall 1 nach (10.3) und für den Fall 2 entsprechend (10.4).

Fall 1: Querschnitt infolge Biegung im GZT ungerissen:

$$\begin{aligned} \sigma_{x,GA,Ed} &= \frac{N_{Ed}}{A_c} + \frac{M_{Ed}}{I_y} \cdot z_1 \\ \tau_{xy,GA,Ed} &= \tau_{V,Ed} + \tau_{T,Ed} = \frac{V_{Ed} \cdot S_y}{I_y \cdot h_f} + \frac{T_{Ed}}{W_T} \end{aligned} \quad (10.3)$$

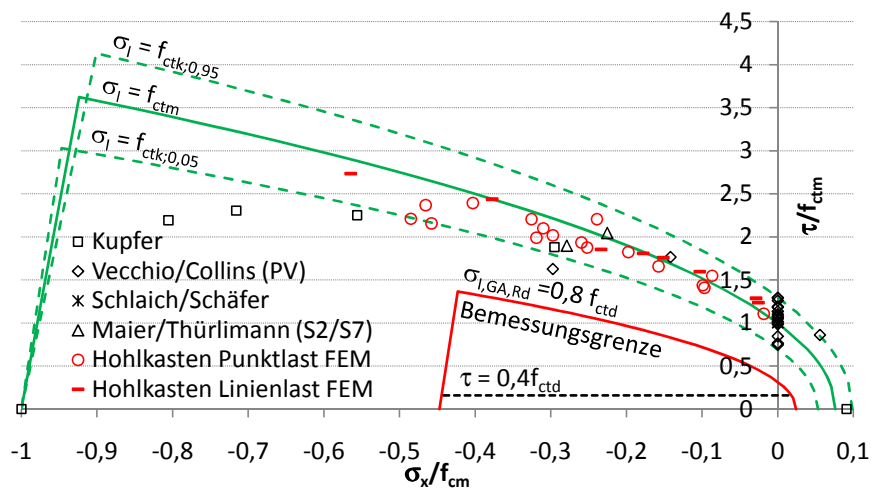
Fall 2: Querschnitt infolge Biegung im GZT gerissen:

$$\begin{aligned} \sigma_{x,GA,Ed} &= \frac{M_{Ed}}{z \cdot A_{cc}} \\ \tau_{xy,GA,Ed} &= \tau_{V,Ed} + \tau_{T,Ed} = \frac{\Delta F_d}{h_f \cdot \Delta x} + \frac{T_{Ed}}{W_T} \end{aligned} \quad (10.4)$$

Für Fall 1 und Fall 2 gilt bei Hohlkästen:

$$W_T = 2 \cdot A_k \cdot h_f \quad (10.5)$$





**Abb. 10.1:** Vergleich numerisch und experimentell ermittelter Erstrisslasten mit dem Bemessungsvorschlag nach (10.1)

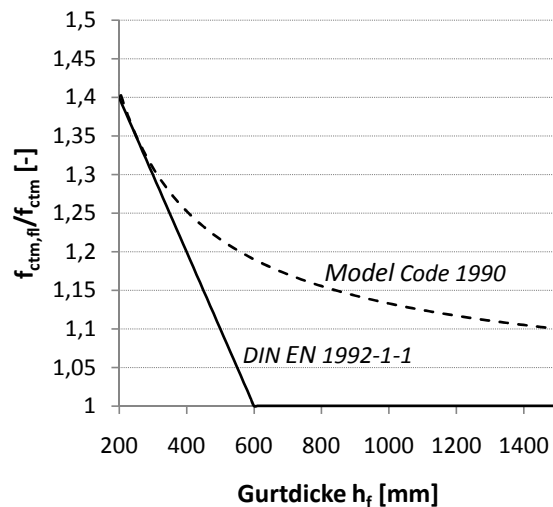
Bei der Ermittlung der Querschnittswerte sind die mitwirkenden Gurtbreiten gemäß *DIN Fachbericht 102* [26] beziehungsweise *DIN EN 1992-2* [18, 20] zu berücksichtigen. Für den Bemessungswert der anrechenbaren Betonzugfestigkeit gilt (10.6). Es wird vorgeschlagen, den Beiwert  $\alpha_{ct}$  zur Berücksichtigung von Langzeiteffekten und ungünstigen Auswirkungen infolge der Art der Beanspruchung auf Grundlage des in Kapitel 8.3.3 beobachteten Modellverhaltens mit  $\alpha_{ct} = 0,85$  festzulegen und zusätzlich den Faktor  $k_1 = 0,8$  einzubeziehen. Hierdurch soll den Auswirkungen etwaiger Spannungsspitzen, die in der Rechnung nicht erfasst werden können, Rechnung getragen werden. Die in den Modellrechnungen festgestellten Abminderungen der Tragfähigkeit des ungerissenen Gurtes (siehe Kapitel 8.3.3) werden durch diese Annahmen weitestgehend abgedeckt. Durch die fehlende Berücksichtigung üblicherweise vorhandener massiver Querträger in den hier durchgeführten Simulationsrechnungen kann davon ausgegangen werden, dass die getroffenen Annahmen zu auf der sicheren Seite liegenden Ergebnissen führen.

$$\sigma_{I,GA,Rd} = k_1 \cdot f_{ctd} = k_1 \cdot \alpha_{ct} \cdot \frac{f_{ctk;0,05}}{\gamma_c} \quad (10.6)$$

mit

$$k_1 = 0,8 \quad ; \quad \alpha_{ct} = 0,85$$

In Abbildung 10.1 ist die unter Berücksichtigung von (10.6) ermittelte Grenzlinie im  $\sigma_{x,GA}/\tau_{xy,GA}$ -Raum den rechnerischen Bruchlasten aus den Simulationsrechnungen und den in Kapitel 9.2.1 dargestellten Versuchsergebnissen an Stahlbetonscheiben gegenübergestellt. Es ist zu erkennen, dass in allen Fällen eine sichere Tragwerksbemessung erreicht wird. Darüber hinaus kann unter Einbeziehung des vorhandenen Längsspannungszustands die Tragfähigkeit des ungerissenen Querschnitts deutlich besser ausgenutzt werden als dies nach derzeitigen Regelwerken



**Abb. 10.2:** Vergleich der bezogenen Biegezugfestigkeit in Abhängigkeit der Bauteildicke nach *Model Code 1990* und *DIN EN 1992-1-1*

[18–20, 79] möglich ist. Die derzeit zulässige Bemessungsgrenze von  $\tau_{xy,GA} = 0,4 \cdot f_{ctd}$  ist zum Vergleich ebenfalls in Abbildung 10.1 eingetragen.

### 10.2.2 Längsdruck mit Schub und Querbiegung

Werden die Hauptbeanspruchungen innerhalb des Druckgurtes bestehend aus Längsdruck und Schub durch eine zusätzliche geringe Querbiegekomponente überlagert, so beeinflusst dies den Zeitpunkt der Rissbildung. Im Fall von Gurtquerschnitten mit einer geringen Bauteildicke hat die mit der Mikrorissbildung einhergehende völligere Verteilung der Biegezugspannungen innerhalb des Querschnitts (Biegezugfestigkeit) einen positiven Einfluss auf die Tragfähigkeit des Querschnitts.

Es wird daher vorgeschlagen, die Ermittlung der Beanspruchungen innerhalb des Gurtanschnitts nach (10.2) um eine Komponente zur Berücksichtigung einer effektiven Biegezugspannung  $\sigma_{y,eff}$  zu erweitern. Bei dieser handelt es sich um eine rechnerische Spannung, die bezogen auf die zentrische Zugfestigkeit  $f_{ctm}$  des Betons die gleiche Ausnutzung aufweist wie die tatsächlich vorhandene Biegezugspannung  $\sigma_y$  zur Biegezugfestigkeit  $f_{ctm,fl}$ . Die Ermittlung erfolgt gemäß (10.7). Für die Berechnung der Biegezugfestigkeit wird vorgeschlagen, den im Vergleich zum *Model Code 1990* [11] konservativeren Ansatz (10.8) der *DIN EN 1992-1-1* [18] zu verwenden (siehe Abbildung 10.2). Hierdurch soll eine Überschätzung des Einflusses einer erhöhten Biegezugfestigkeit vermieden werden. Die Berücksichtigung einer effektiven Biegezugspannung hat in den hier durchgeführten Nachrechnungen gute Übereinstimmungen mit den Ergebnissen der Simulation zur Folge (siehe hierzu auch Kapitel 9.2.2), gleichzeitig handelt es sich hierbei jedoch um eine Näherungslösung, die mit gewissen Unsicherheiten

einhergeht.

$$\frac{\sigma_y}{f_{ctm,fl}} = \frac{\sigma_{y,eff}}{f_{ctm}} \Rightarrow \sigma_{y,eff} = \sigma_y \cdot \frac{f_{ctm}}{f_{ctm,fl}} \quad (10.7)$$

$$f_{ctm,fl} = (1,6 - h_f/1000) \cdot f_{ctm} \geq f_{ctm} \quad (10.8)$$

Die vorhandene Beanspruchung unter Berücksichtigung der Querbiegung kann nach (10.9) ermittelt werden.

$$\sigma_{I,GA,Ed} = \frac{\sigma_{x,GA,Ed} + \sigma_{y,eff,Ed}}{2} + \sqrt{\left(\frac{\sigma_{x,GA,Ed} - \sigma_{y,eff,Ed}}{2}\right)^2 + 4 \cdot \tau_{xy,GA,Ed}^2} \quad (10.9)$$

Für die Ermittlung des Bemessungswiderstands gilt (10.6).

## 10.3 Gurtanschlüsse mit rechnerisch erforderlicher Anschlussbewehrung

### 10.3.1 Abgrenzung zur Ermittlung des Querkraftwiderstands von Stegquerschnitten

Bereits in Kapitel 5.3.1 wurde dargelegt, dass die derzeitigen Annahmen zur Ermittlung der wahrscheinlichen Rissneigung in Stegquerschnitten nach dem *Fachwerkmodell mit Rissreibung* nicht ohne ergänzende Überlegungen auf die Gurtbereiche gegliederter Querschnitte übertragbar sind. Durch die implizite Ermittlung der zur Rissbildung führenden Schubspannung bei konstanter Längsspannung wird das tatsächliche Tragverhalten stark vereinfacht, da in Gurtquerschnitten mit einer Erhöhung des Schubflusses auch eine Erhöhung der Längsspannung einhergeht. Es handelt sich um korrespondierende Größen, die untrennbar miteinander verbunden sind. Dieser Zusammenhang und der damit verbundene Einfluss auf die wahrscheinlichen Risswinkel konnte in den umfangreich durchgeführten Simulationsrechnungen bestätigt werden (siehe Kapitel 6 und 8).

Der im nachfolgenden Kapitel vorgestellte Bemessungsvorschlag berücksichtigt diese festgestellten Besonderheiten im Bereich von Druckgurtanschlüssen und ist speziell zur Bemessung von Bodenplatten in Hohlkastenbrücken im Bereich von Zwischenstützungen formuliert.

### 10.3.2 Längsdruck mit Schub

Der Nachweis des schubfesten Anschlusses der Druckgurte gegliederter Querschnitte darf in gerissenen Bereichen in Anlehnung an das in Kapitel 8.3.1 vorgestellte Stabwerkmodell erfolgen.

Die Neigung der Druckstrebenwinkel wird hierbei ohne Ansatz eines zusätzlichen Traganteils infolge Rissreibung (siehe hierzu auch Kapitel 5) auf Grundlage des im GZT vorhandenen Spannungszustands innerhalb der mitwirkenden Gurtbereiche ermittelt.

Die Formulierung des hier vorgeschlagenen Nachweisformats erfolgt unter Verwendung der Notation der *DIN EN 1992* [18–20].

Der Nachweis des schubfesten Anschlusses nach (10.10) ist erbracht, wenn der Bemessungswert der Beanspruchungen im GZT kleiner oder gleich dem Bemessungswert des Bauteilwiderstandes ist.

$$E_d \leq R_d \quad \text{bzw.} \quad v_{Ed} \leq v_{Rd} \quad (10.10)$$

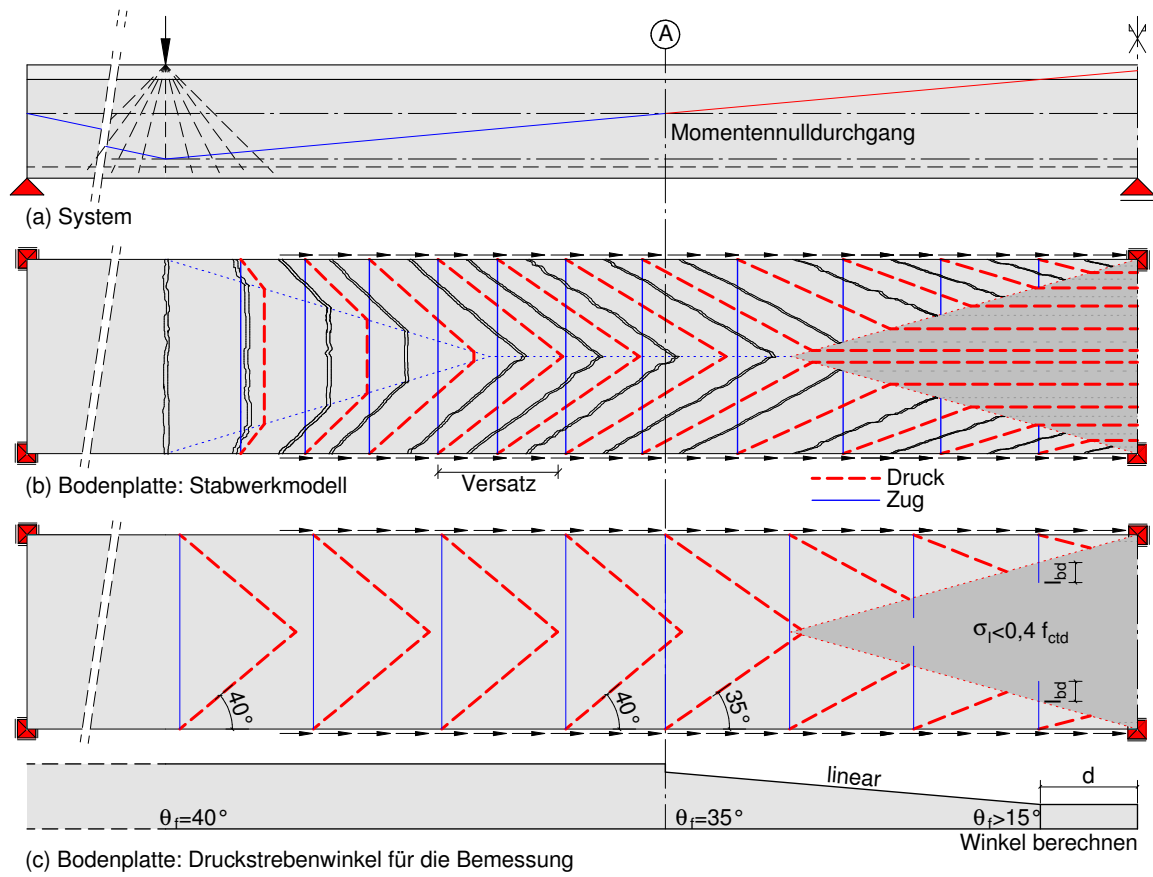
Grundlage für die Ermittlung des Bemessungswerts der Beanspruchung nach (10.11) ist die *DIN EN 1992*. Abweichend von den Vorgaben des *Eurocodes* erfolgt die Ermittlung der Beanspruchungen und der Widerstände bezogen auf die Längeneinheit  $\Delta x = 1,0\text{m}$ . Es ist nachzuweisen, dass der so ermittelte Schubfluss weder die Maximaltragfähigkeit der Betondruckstrebe noch die Tragfähigkeit der Bewehrung nach (10.12) übersteigt.

$$v_{Ed} = \Delta F_d / \Delta x \quad (10.11)$$

$$v_{Ed} \leq \begin{cases} h_f \cdot \nu \cdot f_{cd} \cdot \sin \Theta_f \cdot \cos \Theta_f & \text{Tragfähigkeit der Druckstrebe} \\ (A_{s,GA} \cdot f_{yd} / s_f) \cdot \cot \Theta_f & \text{Tragfähigkeit der Bewehrung} \end{cases} \quad (10.12)$$

Abweichend von den derzeitigen Regelungen der *DIN EN 1992* wird vorgeschlagen, den minimalen Druckstrebenwinkel  $\Theta_f$  entsprechend der Neigung der Hauptdruckspannungstrajektorien im Gurtanschnitt zum Steg im Abstand  $d$  vom Zwischenauflager festzulegen. Die Ermittlung des Winkels darf vereinfachend nach *Technischer Biegelehre* am Balken im ungerissenen Zustand I erfolgen. Diese Vereinfachung gilt ausschließlich für die Berechnung des Neigungswinkels der Druckstrebe. Die Bestimmung des Schubflusses  $v_{Ed}$  erfolgt im GZT unter der Annahme gerissener Querschnitte.

Bei der Ermittlung der Querschnittswerte sind die mitwirkenden Gurtbreiten entsprechend *DIN EN 1992-1-1* [18, Abs. 5.3.2.1] zu berücksichtigen. Hierbei wird empfohlen, den Abstand zwischen den Momentennullpunkten  $l_0$  für die maßgebende Einwirkungskombination im GZT rechnerisch am Balkenmodell zu berechnen und von einer vereinfachten Annahme gemäß *DIN EN 1992-1-1* [18, Abs. 5.3.2.1(2), Bild 5.2] abzusehen. Der Neigungswinkel der Betondruckstrebe im Druckgurt der Bodenplatte von Kastenquerschnitten im Abstand  $d$  vom Zwischenauflager darf entsprechend (10.13) ermittelt werden. Zwischen dem minimalen Neigungswinkel im Abstand  $d$  vom Zwischenauflager und dem Momentennulldurchgang kann die Neigung der Betondruckstrebe in guter Näherung als linear veränderlich angenommen werden



**Abb. 10.3:** Vorschlag zur Ermittlung der Druckstrebenneigung und der Verankerungsbereiche der Gurtanschlussbewehrung; Winkel im Abstand  $d$  nach (10.13) und (10.14)

(siehe Abbildung 10.3).

$$\Theta_f = \beta_{GA} = 0,5 \cdot \arctan \left( \frac{-2 \cdot \tau_{xy,GA,Ed}}{\sigma_{x,GA,Ed}} \right)$$

mit

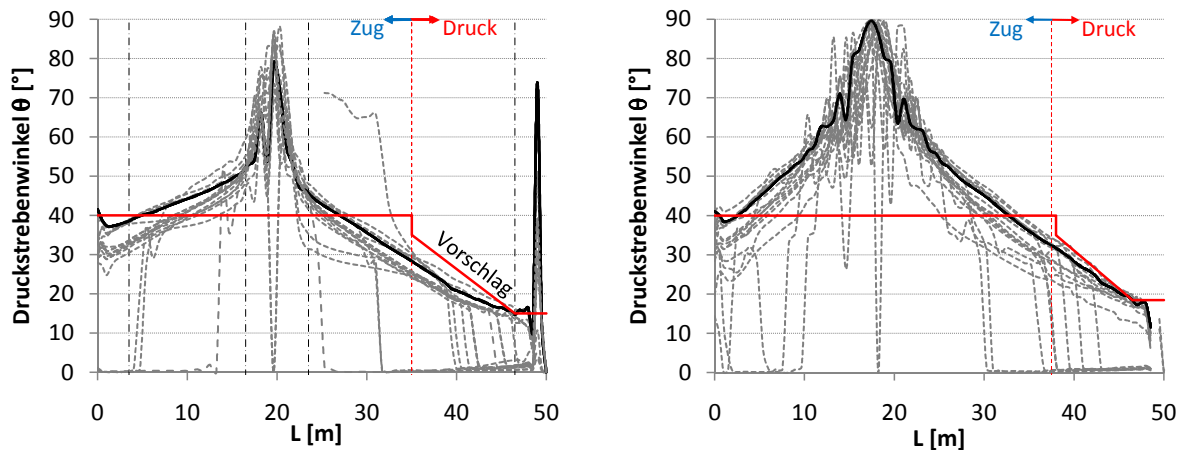
$$\sigma_{x,GA,Ed} = \frac{M_{Ed}}{W_y} \quad \text{und} \quad \tau_{xy,GA,Ed} = \frac{V_{Ed} \cdot S_y}{I_y \cdot h_f} + \frac{T_{Ed}}{2 \cdot A_k \cdot h_f}$$

(10.13)

Auf Basis der Ergebnisse der durchgeführten Modellrechnungen werden für Druckgurtanschlüsse die Grenzwerte für den Winkel  $\Theta$  nach (10.14) vorgeschlagen.

$$15^\circ \leq \Theta_f \leq 35^\circ \quad (10.14)$$

In Abbildung 10.4 ist der Vorschlag zur Ermittlung der Druckstrebenneigung im Gurtanschnitt im Vergleich zu den Ergebnissen der in Kapitel 8 durchgeführten Simulationsrechnungen ausgewertet. Sowohl die Ergebnisse der hier durchgeführten Berechnungen als auch die Auswer-



(a) System mit Punktlast

(b) System mit Linienlast

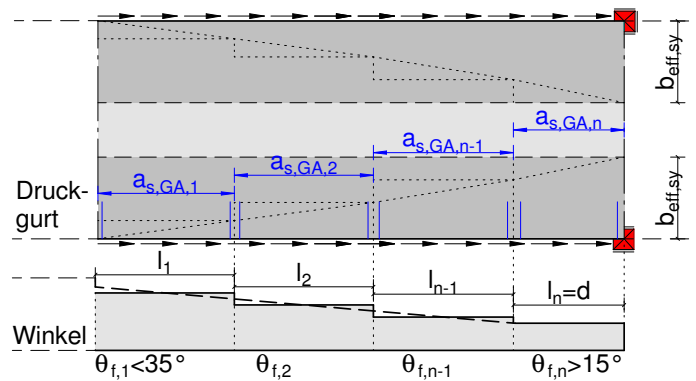
**Abb. 10.4:** Vergleich des Vorschlags zur Ermittlung der Druckstrebenwinkel mit den Ergebnissen der FE-Simulation aus Kapitel 8

tungen der Traglasten im Rahmen der experimentellen Studien an Plattenbalken von *Badawy und Bachmann* [5] beziehungsweise *Bacchetta und Bachmann* [3] bestätigen die vorgeschlagene Obergrenze für den Druckstrebenwinkel von  $\Theta = 35^\circ$  im Bereich von Druckgurtanschlüssen.

Für eine konkrete Bemessungsaufgabe ist es zweckmäßig, die Neigung der Druckstrebe abschnittsweise konstant anzunehmen. In diesem Fall sollte immer der mittlere Winkel  $\Theta$  für den jeweils betrachteten Abschnitt verwendet werden. Die Abschnittslänge darf analog zur Vorgehensweise der *DIN EN 1992* die halbe Länge zwischen betragsmäßigem Momentenmaximum und Momentennullpunkt nicht überschreiten. Es wird jedoch insbesondere für die Nachrechnung bestehender Bauwerke empfohlen, kürzere Abschnittslängen zu definieren. Im Fall einer gestaffelten Gurtanschlussbewehrung sollten die Bereichslängen analog zu den Empfehlungen im Rahmen der ersten Ergänzung zur *Nachrechnungsrichtlinie* [80] an der vorhandenen Bewehrungsführung ausgerichtet werden. Hierdurch wird eine optimale rechnerische Ausnutzung erreicht.

### 10.3.3 Längsdruck mit Schub und Querbiegung

Für den Fall einer zusätzlichen Querbiegebeanspruchung wird empfohlen, den Nachweis der Tragfähigkeit im GZT auf Grundlage der in Kapitel 9.3.1 hergeleiteten Interaktionsbedingungen zu führen. Hierzu werden in Anhang A entsprechende Interaktionsdiagramme bereitgestellt. Die Ermittlung der Druckstrebenneigung  $\Theta$  darf analog zur Vorgehensweise ohne Querbiegung erfolgen.



**Abb. 10.5:** Annahmen zur Ermittlung der maximal mitwirkenden Gurtbreite; Winkel im Abstand  $d$  nach (10.13) und (10.14)

### 10.3.4 Längsdruck mit Schub bei bestehenden Bauwerken

Für bestehende Brückenbauwerke, bei welchen der Nachweis des schubfesten Gurtanschlusses durch das in Kapitel 10.3.2 vorgeschlagene Nachweisformat aufgrund nicht ausreichend vorhandener Querbewehrung nicht erbracht werden kann, wird nachfolgend ein weiteres Nachweiskonzept zur Ermittlung der Grenztragfähigkeit des Querschnitts vorgestellt. Das Nachweisformat basiert auf der Annahme, dass die Gesamttragfähigkeit des Querschnitts nach Überschreitung der Fließgrenze der Bewehrung noch nicht erreicht ist. Darüber hinaus wird dem Umstand Rechnung getragen, dass in Einzelfällen nicht die volle rechnerisch mitwirkende Gurtbreite gemäß *DIN EN 1992* erforderlich ist, um eine ausreichende Tragfähigkeit nachzuweisen.

$$b_{eff,sy} = \sum_{i=1}^n b_{eff,sy,i} \leq \begin{cases} b_{eff} \text{ nach } DIN EN 1992 \\ b \text{ tatsächliche Gurtbreite} \end{cases}$$

mit

(10.15)

$$b_{eff,sy,i} = \frac{v_{Rd,sy,i} \cdot l_i}{h_f \cdot f_{cd}} \quad ; \quad l_i = l_1 \dots l_n \text{ (siehe Abbildung 10.5)}$$

$$v_{Rd,sy,i} = a_{s,GA,i} \cdot f_{yd} / (h_f / \cot \Theta)$$

Die Ermittlung der maximal aktivierbaren mitwirkenden Gurtbreite  $b_{eff,sy}$  nach (10.15) erfolgt im GZT in Abhängigkeit der Tragfähigkeit der vorhandenen Gurtanschlussbewehrung. Hierbei wird davon ausgegangen, dass der vorhandene Schubfluss im Gurtanschnitt die Grenztragfähigkeit der Gurtanschlussbewehrung genau erreicht ( $v_{Ed} = v_{Rd,sy}$ ). In Abbildung 10.5 sind die Eingangsgrößen für die Berechnung schematisch dargestellt.

Für die auf diese Weise ermittelten Gurtbreiten ist der Nachweis des schubfesten Anschlusses implizit erbracht. Es ist jedoch zu beachten, dass dieser Nachweis nicht losgelöst von der Ermitt-

lung der Biegetragfähigkeit des Querschnitts erfolgen darf. Die Tragfähigkeit des Querschnitts für Biegung mit Längskraft im GZT ist daher ebenfalls auf Grundlage der mitwirkenden Breite nach (10.15) nachzuweisen.

Bei dieser Art der Nachweisführung wird angenommen, dass eine weitere Steigerung der Beanspruchungen nach Überschreitung der Grenztragfähigkeit der Gurtanschlussbewehrung durch die übrigen Bereiche des Querschnitts aufgenommen werden können. Damit sich ein solches Tragverhalten einstellen kann, ist mit einer erhöhten Rissbildung mit nicht nach derzeitigen Anforderungen für Brückenüberbauten begrenzten Rissbreiten zu rechnen. Daher wird dieses Nachweisformat ausschließlich für die Ermittlung der Resttragfähigkeit bestehender Bauwerke vorgeschlagen, für die von einer vorläufig eingeschränkten Restnutzungsdauer von bis zu 20 Jahren auszugehen ist (Nachweisklasse C gemäß NR [79]).

## 10.4 Ergänzende Hinweise zu den Bemessungsmodellen

Die vorgeschlagenen Bemessungsansätze gelten für unter Längsdruckspannungen stehende Bereiche der Bodenplatten von Hohlkastenbrücken. Die Vorgehensweise kann analog auf Druckgurte von Plattenbalkenquerschnitten übertragen werden. Hier ist jedoch in der Regel mit größeren Plattenbiegemomenten und Querkräften in Querrichtung zu rechnen. Insbesondere für Bemessungsansätze auf Basis des Hauptzugspannungskriteriums ist darüber hinaus zu beachten, dass die Anwendung nur in ungestörten Regelbereichen des Bauwerks erfolgen darf. Zusätzliche Überlegungen sind daher beispielsweise in Bereichen der Gurte erforderlich, in denen Spanngliedverankerungen untergebracht sind. Diese führen zu nicht unerheblichen örtlichen Spannungsspitzen, die das Rissverhalten deutlich beeinflussen können. Exemplarisch hierfür wird auf die von Müller, A. et al. in [76] dokumentierte Nachrechnung einer Hohlkastenbrücke verwiesen, die Risse im Bereich von Spanngliedverankerungen innerhalb der Biegedruckzone der Bodenplatte aufwies. In diesem Fall würde die Nachrechnung auf Basis des vorgestellten Hauptspannungsnachweises zu auf der unsicheren Seite liegenden Ergebnissen führen.

## 10.5 Hinweise zur Anwendung nichtlinearer FEM

Die *Nachrechnungsrichtlinie* eröffnet in Ausnahmefällen, für die eine Zustimmung im Einzelfall erforderlich wird, die Anwendung nichtlinearer FEM unter Berücksichtigung der Stufe 4 der Richtlinie [79]. Im Rahmen dieser Arbeit wurden umfangreiche Untersuchungen mit zwei verschiedenen Programmsystemen und voneinander abweichenden Struktur- und Materialmodellen durchgeführt. Bislang existiert kein einheitliches und allgemein anerkanntes Materialmodell, das alle denkbaren Tragmechanismen wirklichkeitsnah abbilden kann. Aus diesem Grund ist es nicht möglich, allgemeingültige Vorgaben zur Anwendung nichtlinearer FEM zu definieren, die für alle Materialmodelle und Programmsysteme anwendbar sind.



Daher ist es unerlässlich, die Eignung eines Modells im Einzelfall zu prüfen. Das Studium der durch den Programmhersteller zur Verfügung gestellten Modell- und Programmbeschreibung ist hierzu im Allgemeinen nicht ausreichend. Eine zielführende Vorgehensweise, die in dieser Arbeit Anwendung gefunden hat, wird daher nachfolgend kurz skizziert:

Zur Verifikation der Qualität des verwendeten Modells ist die Nachrechnung von Versuchen, die das zu untersuchende Problemfeld abdecken und deren Ergebnisse bereits bekannt und gut dokumentiert sind, eine pragmatische und zielführende Methode [72]. Hierbei ist besonders darauf zu achten, dass neben dem Last-Verformungsverhalten weitere das Tragverhalten kennzeichnende Parameter verglichen werden. Hierzu zählen beispielsweise Stahldehnungen, Betonstauchungen oder das Rissverhalten. Je mehr Übereinstimmungen zwischen Experiment und Rechenmodell erzielt werden können, desto besser kann die Qualität des Modells in Bezug auf die zu untersuchende Fragestellung eingeschätzt werden.

Die hier durchgeführten Untersuchungen haben gezeigt, dass insbesondere etwas größere Versuchskörper mit innerhalb des Bauteils veränderlichem Spannungszustand für eine Nachrechnung gut geeignet sind. Dies kann zum einen damit begründet werden, dass Störeinflüsse durch örtliche Lasteinleitungspunkte hier in der Regel gering sind und zum anderen damit, dass innerhalb dieser Versuchskörper noch gewisse Spannungsumlagerungen möglich sind. Die Nachrechnung kleinmaßstäblicher Versuche, zum Beispiel Scheiben, in denen ein gleichmäßiger Spannungszustand erzeugt wird, eignen sich durchaus zur Erlangung eines besseren Verständnisses des Modellverhaltens. Eine exakte Ermittlung der im Versuch festgestellten Bruchlast ist hier jedoch im Allgemeinen nicht möglich, da die Schwankungsbreite der Ergebnisse solcher experimentellen Untersuchungen eine exakte Nachrechnung nicht zulassen (siehe hierzu auch Kapitel 3.4.3).

Im Anschluss an die Verifikation des Rechenmodells sollte der Einfluss möglicherweise streuender Parameter im Rahmen einer Sensitivitätsanalyse überprüft werden. Hierzu zählen neben streuenden Materialparametern, wie zum Beispiel der Zugfestigkeit des Beton, auch geänderte Systemrandbedingungen, die mögliche Auswirkungen auf die Ergebnisse haben können. So werden Versuchsbalken im Experiment in der Regel unter hohen konzentriert aufgebrachten Pressenkräften bis zum Bruch belastet. Im Fall realer Betonbrücken kann hingegen davon ausgegangen werden, dass der größte Teil der bemessungsrelevanten Beanspruchungen durch gleichmäßig verteilte Lasten verursacht wird. Vor der Übertragung des Modells vom Versuchsträger auf ein Realbauwerk ist es daher ratsam, das System im Hinblick auf ein möglicherweise sensibles Verhalten bei Änderung derartiger Randbedingungen zu überprüfen und die Auswirkungen der Änderungen zu bewerten.

Bei der Beurteilung der Tragfähigkeit mittels nichtlinearer FEM ist neben einem geeigneten Struktur- und Materialmodell auch ein für diese Zwecke geeignetes Sicherheitskonzept unerlässlich. Im Rahmen dieser Arbeit wurde das Tragverhalten im Modell untersucht mit dem Ziel, Bemessungsansätze abzuleiten, die für eine Handrechnung geeignet sind. Sicherheitskonzepte für nichtlineare Systemanalysen standen nicht im Fokus der Untersuchungen. Hierzu finden

sich eine Reihe von Veröffentlichungen in der Literatur. Exemplarisch sei an dieser Stelle auf [72] verwiesen.

# Kapitel 11

## Zusammenfassung und Ausblick

### 11.1 Zusammenfassung

Die im Rahmen der vorliegenden Arbeit durchgeführten Untersuchungen widmen sich der Analyse des Tragverhaltens der Gurte gegliederter Querschnitte. Aufgrund der häufig auftretenden Defizite bei der Nachrechnung der unter hohen Längsdruckspannungen stehenden Bodenplatten im Bereich von Zwischenunterstützungen bestehender Hohlkastenbrücken mit ihrem schubfesten Anschluss (siehe Kapitel 1.1) stehen diese Bereiche im Fokus der Studien.

Zunächst wurden zwei unterschiedliche Finite-Elemente-Modelle mit voneinander abweichenden Material- und Strukturmodellierungen an kleinmaßstäblichen Systemen und in der Folge an gut dokumentierten Versuchen aus der Literatur kalibriert und in Bezug auf ihre Eignung zur möglichst wirklichkeitsnahen Erfassung des Tragverhaltens überprüft (siehe Kapitel 4 und 6).

Die im Rahmen der Simulationsrechnungen erzielten Ergebnisse beschreiben das Verhalten des jeweiligen Rechenmodells. Erst der Vergleich der Simulationsergebnisse mit den während der Versuchsdurchführung dokumentierten Messwerten lässt Aussagen über die Qualität der numerischen Näherungslösung zu. Neben dem Last-Durchbiegungsverhalten werden hierzu jeweils mehrere weitere Parameter, wie zum Beispiel Stahldehnungen, Betonstauchungen, Versagensart und das rechnerisch wahrscheinliche Rissverhalten mit den in der Versuchsdurchführung dokumentierten Messwerten und Beobachtungen verglichen. Mit beiden untersuchten Modellen ist es grundsätzlich möglich, die Versagensart und die Bruchlasten wirklichkeitsnah zu simulieren.

Es wurde gezeigt, dass insbesondere mit dem verwendeten FEM-Programmsystem *SOFiSTiK* sehr gute rechnerische Übereinstimmungen mit den Realversuchen zum Tragverhalten von Druck- und Zuggurtanschlüssen erzielt werden können. Die numerischen Untersuchungen erfolgten hierbei mit Schalenelementen auf Grundlage der nichtlinearen *Elastizitätstheorie*. Aufgrund der guten Übereinstimmung bei der Nachrechnung dokumentierter Versuche und der darüber hinaus bestehenden Möglichkeit zur gezielten Untersuchung weiterer Einflüsse mit vergleichsweise geringem Rechenaufwand erfolgten die weiteren Sensitivitätsanalysen (siehe Kapitel 7) und die anschließende Übertragung auf Strukturen mit brückenbaurelevanten Abmessungen (siehe

Kapitel 8) auf Basis dieses Modells.

Nachfolgend werden die wesentlichen Erkenntnisse und Folgerungen aus den durchgeführten Untersuchungen beschrieben:

In den derzeitigen Regelwerken existieren unterschiedliche Ansätze zur Berücksichtigung einer reduzierten Betondruckfestigkeit infolge Querkzug und Rissbildung. Diese wurden in der Regel auf Basis experimenteller Untersuchungen an kleinmaßstäblichen Stahlbetonscheiben hergeleitet (siehe Kapitel 3.4.3). Zur Untersuchung der Auswirkungen unterschiedlicher Abminderungsvorschriften in Abhängigkeit von der vorhandenen Querdehnung auf das Tragverhalten eines komplexeren Systems (hier: des Druckgurtes eines biegebeanspruchten Plattenbalkens) wurde von der *SOFiSTiK* eine experimentelle Programmversion des Moduls *ASE* zur Verfügung gestellt. Hiermit war es möglich, die Abminderungsvorschrift in Abhängigkeit der vorhandenen Querdehnung über zwei Stützstellen zu definieren (siehe Kapitel 3.7.2). Im Rahmen der durchgeführten Modellrechnungen konnte ein Einfluss der Abminderung der Betondruckfestigkeit auf die Systemtraglast insbesondere dann festgestellt werden, wenn die Tragfähigkeit der schiefen Betondruckstrebe maßgebend für das Versagen des Bauteils ist. Durch die Lokalisierung der Schädigung im stegnahen Bereich des Druckgurtes erscheint die Berücksichtigung einer reduzierten Betondrucktragfähigkeit beim Nachweis der Biegedruckzone im GZT nicht erforderlich. Die separate Betrachtung der Biegetragfähigkeit des Gesamtquerschnitts und des schubfesten Gurtanschlusses führt folglich im Vergleich zur numerischen Lösung zu zutreffenden Ergebnissen. Darüber hinaus wurde gezeigt, dass die ungleichmäßig verteilte Beanspruchung innerhalb des Gurtanschlusses dazu führt, dass die Reduktion der Systemtraglast in allen untersuchten Fällen kleiner als die Reduktion der uniaxialen Betondruckfestigkeit ist (siehe Kapitel 7.2). Die Festlegung des Abminderungsbeiwerts für unter Druckbeanspruchung gerissenen Beton auf  $\nu = 0,75$  in nationalen Regelwerken [20] erscheint vor diesem Hintergrund für einen Nachweis auf Querschnittsebene, der keine Umlagerungen berücksichtigt, gerechtfertigt.

Mit der Nachrechnung konnte ein nennenswerter Einfluss der Art der Lasteinleitung auf die Ergebnisse der experimentellen Untersuchungen nachgewiesen werden. Es wurde gezeigt, dass die in den Versuchsträgern teilweise ausgeprägt vorhandenen *Diskontinuitätsbereiche* insbesondere das Rissverhalten nennenswert beeinflussen (siehe Kapitel 7.4). Dieser Einfluss konnte jedoch bei der Übertragung des Modells auf Systeme realer Brückenbauwerke zum einen aufgrund ihrer Abmessungen und zum anderen aufgrund des hohen Anteils gleichmäßig verteilter Lasten nicht in dieser Ausprägung festgestellt werden.

Das von *Badawy und Bachmann* aus dem *Flanschfachwerk-Modell* abgeleitete Versatzmaß zur Bemessung des schubfesten Gurtanschlusses wurde im Rahmen der hier durchgeführten Simulationsrechnungen bestätigt. Der beobachtete Versatz steht in direktem Zusammenhang mit dem Tragverhalten des Stegquerschnitts im Auflagerbereich und kann durch eine entsprechende Bewehrungsführung oder die Aufbringung einer Vorspannung beeinflusst werden (siehe Kapitel 7.3). Insbesondere in den Endauflagerbereichen vorgespannter Brückenhauptträger ist der Einfluss des Versatzmaßes daher in der Praxis eher als gering einzuschätzen und die derzeitigen

Nachweisbereiche zwischen den Extremalwerten und den Nulldurchgängen der Biegemomente können prinzipiell bestätigt werden.

Mit zunehmendem Gurtanschlussbewehrungsgrad kann die Systemtraglast sukzessive gesteigert werden. Die Tragfähigkeit des Stegquerschnitts ohne Gurte stellt dabei einen unteren Grenzwert dar. Ein oberer Grenzwert ist erreicht, sobald eine andere Versagensart, z.B. Versagen der Biegedruckzone, maßgebend wird (siehe Kapitel 7.5).

Im Gegensatz zu Stegquerschnitten konventionell gelagerter Bauwerke, in denen die mittlere vorhandene Längsspannung nur vom Grad der Vorspannung abhängt, kommt es in den Bodenplatten von mehrfeldrigen Hohlkastenbrücken im Bereich der Zwischenunterstützungen zu großen Längsdruckspannungen infolge der Biegebeanspruchung des Längssystems. Die Gurte gegliederter Querschnitte stellen hierbei eine Erweiterung der im Steg vorhandenen Biegedruckbeziehungsweise Biegezugzone dar. Hierbei muss theoretisch nur der Teil des Gurtes schubfest an den Steg angeschlossen werden, der zur Sicherstellung des Momentengleichgewichts erforderlich ist. Hierin wird bereits ein wesentlicher Unterschied zum Stegtragverhalten gesehen, welcher die Biegedruck- und die Biegezugzone über die komplette Höhe schubfest miteinander verbinden muss, um das Gleichgewicht der inneren Kräfte zu gewährleisten (siehe Kapitel 5).

Es wurde gezeigt, dass die sich einstellenden Riss- beziehungsweise Druckstrebenwinkel mit dem vorhandenen Schub-Längsdruckspannungsverhältnis korrespondieren (siehe Kapitel 8). Da die in den Gurten vorhandenen Längsspannungen unmittelbar von den vorhandenen Schubspannungen im Gurtanschnitt abhängig sind und beide unter einem Anstieg der Belastung gleichermaßen zunehmen, beschreibt die derzeit in nationalen Regelwerken [20] verwendete Vorgehensweise einer impliziten Ermittlung der zur Schubrissbildung führenden aufsteigenden Schubspannung bei konstanter Längsspannung das tatsächliche Tragverhalten nicht zutreffend (siehe Kapitel 5.3.1). Bei der Ermittlung der wahrscheinlichen Riss- beziehungsweise Druckstrebenwinkel sollte das tatsächlich vorhandene Schub- zu Längsspannungsverhältnis im Gurtanschnitt berücksichtigt werden.

Im Rahmen von Parameterstudien wurde gezeigt, dass sich unter großen Längsdruckspannungen die rechnerischen Hauptspannungsrichtungen in Gurtbereichen infolge einer Rissbildung nur unwesentlich verändern. Die wahrscheinliche Rissrichtung kann in diesen Bereichen daher näherungsweise mit der Richtung der Hauptdruckspannung nach linearer *Elastizitätstheorie* oder nach *Technischer Biegelehre* unter Einbezug der mitwirkenden Gurtbereiche gleichgesetzt werden (siehe Kapitel 8).

Im Bereich von Zuggurten und in Übergangsbereichen von Zug- auf Druckgurt (Momentennullpunkte) werden größere Drehungen der Hauptspannungsrichtungen beim Übergang in den gerissenen Zustand II erforderlich. Die aus den Simulationsrechnungen resultierenden Beobachtungen lassen unter Berücksichtigung der zeitlichen Rissentwicklung darauf schließen, dass sich die erforderlichen Drehungen der Hauptspannungsrichtungen unmittelbar vor Rissentstehung in den noch ungerissenen Bereichen einstellen können. Dies würde sowohl die veränderliche Neigung der Risswinkel im Zuggurtbereich des Rechenmodells als auch in den experimentellen

Untersuchungen von *Schieferstein* [88] beziehungsweise *Bacchetta und Bachmann* [2] erklären.

Auf Grundlage der Beobachtungen zum Rissverhalten in den numerischen Modellrechnungen und in den dokumentierten experimentellen Untersuchungen wurde ein Bemessungsvorschlag für gerissene Gurtquerschnitte im GZT abgeleitet (siehe Kapitel 10). Zur Berücksichtigung einer möglichen Interaktion mit einer zusätzlich vorhandenen Plattenbiegung wurde darüber hinaus ein von *Menn* in [9] vorgestelltes Interaktionsverfahren auf das Format der aktuellen *DIN EN 1992* angepasst. Die auf diese Weise erstellten Interaktionsdiagramme und die erforderlichen Eingangswerte sind in Anhang A abgedruckt.

Aufgrund der hohen Längsdruckspannungen ist mit einer Rissbildung innerhalb der Bodenplatten im Bereich von Zwischenunterstützungen erst auf einem hohen Beanspruchungsniveau zu rechnen (siehe Kapitel 9.2). Begünstigt wird das Rissverhalten durch die in der Regel geringen Plattenbeanspruchungen, die gleichzeitig mit den Scheibenbeanspruchungen auftreten. Im Rahmen der Bemessung auf Grundlage der derzeitigen Fassung der *DIN EN 1992* [18–20] darf beim Nachweis der Einhaltung eines geringen Schubspannungsgrenzwerts von einem ungerissenen Gurtanschnitt ausgegangen werden. Dieses Nachweisformat berücksichtigt allerdings nicht einen tatsächlichen günstigen Längsdruckspannungszustand. Es wurde daher ein Nachweisformat entwickelt, das den positiven Einfluss vorhandener Längsdruckspannungen in geeigneter Weise berücksichtigt (siehe Kapitel 10). Die Anwendung sollte jedoch auf die Tragfähigkeitsbeurteilung älterer bestehender Bauwerke beschränkt bleiben, da es sich um einen Nachweis zur Begrenzung der Hauptzugspannungen handelt. Die zuverlässige Ermittlung der Spannungen in Tragwerken aus Beton ist aufgrund vieler Unsicherheiten bei den Rechenannahmen sehr schwierig.

## 11.2 Ausblick

Die im Rahmen dieser Arbeit durchgeführten Auswertungen zum Tragverhalten gegliederter Querschnitte machen deutlich, dass die vorhandene Versuchsdatengrundlage derzeit noch sehr gering ist. Darüber hinaus kann bei vielen der dokumentierten Versuche kein Versagen im Bereich des Gurtanschlusses beobachtet werden, da zuvor ein Bruch an einer anderen Stelle im Tragwerk eingetreten ist. Zur Verifikation genauerer Bemessungsverfahren sind daher weitere systematische experimentelle Untersuchungen zum Tragverhalten des schubfesten Anschlusses gegliederter Querschnitte erforderlich.

Auf Basis der Erkenntnisse der hier durchgeführten numerischen Untersuchungen werden nachfolgend Randbedingungen formuliert, die bei der Planung zukünftiger Versuche berücksichtigt werden sollten.

Zur Untersuchung der Auswirkungen veränderlicher Längsspannungszustände in den Gurten auf das Tragverhalten sind möglichst große ungestörte Trägerbereiche erforderlich. Es sollte daher darauf geachtet werden, dass die *Bernoulli-Hypothese* in möglichst großen Trägerabschnitten gültig ist und die *Diskontinuitätsbereiche* auf kleine Bereiche begrenzt bleiben.

Darüber hinaus wird empfohlen, im Rahmen einer Versuchsserie mehrere unterschiedliche Anschlussbewehrungsgrade zu untersuchen, um deren Einfluss auf das Tragverhalten experimentell abzusichern. Darüber hinaus sollte immer ein Balken ohne zusätzliche Gurtbereiche als Referenzsystem dienen. So kann der Einfluss der zusätzlichen Gurte in Abhängigkeit des Anschlussbewehrungsgrads genau erfasst werden. Den unteren Grenzwert stellt der einfache rechteckige Balkenquerschnitt dar. Ein oberer Grenzwert wird erreicht, sobald ein anderes Versagen als das des Gurtanschlusses maßgebend wird. Gleichzeitig kann durch einen solchen Forschungsansatz eine möglicherweise vorhandene Abhängigkeit des Risswinkels vom vorhandenen Gurtanschlussbewehrungsgrad experimentell überprüft werden (siehe Parameterstudie in Kapitel 8.3.1).

Wichtige Messgrößen sind neben dem Last-Verformungsverhalten die Dehnungen der Gurtanschlussbewehrung, die Dehnungen der Längsbewehrung, die Betonstauchungen im Steg und in den Gurten sowie das Rissverhalten. Hierzu zählen der Zeitpunkt der Rissentstehung, die Rissentwicklung sowie die Lage und Ausrichtung der Risse.

Weiterer Forschungsbedarf besteht im Hinblick auf das Rissverhalten im Übergangsbereich zwischen Zug- und Druckgurt. Die Beobachtungen aus der Simulation lassen auf eine gleichmäßige Rissentwicklung mit sich stetig änderndem Risswinkel schließen. Diese Simulationsergebnisse sind jedoch durch Versuche nicht ausreichend abgesichert und werden daher im Zuge des hier vorgeschlagenen Bemessungsansatzes im Bereich des Zuggurtes nicht berücksichtigt.





# Literatur

- [1] ABAQUS: ABAQUS 6.11 Online Documentation. Dessault Systèmes, 2011.
- [2] Bacchetta, A. und Bachmann, H.: Versuche über Längsschub, Querbiegung und Quervorspannung in Zugplatten von Betonträgern. Bericht Nr. 6504-10. Institut für Baustatik und Konstruktion ETH Zürich, 1979.
- [3] Bacchetta, A. und Bachmann, H.: Versuche zur teilweisen Vorspannung für Längsschub und Querbiegung in Druckplatten von Betonträgern. Bericht Nr. 6504-9. Institut für Baustatik und Konstruktion ETH Zürich, 1977.
- [4] Bachmann, H.: Längsschub und Querbiegung in Druckplatten von Betonträgern. In: *Beton- und Stahlbetonbau* 73 (3/1978), S. 57–63.
- [5] Badawy, M. und Bachmann, H.: Versuche über Längsschub und Querbiegung in Druckplatten von Betonträgern. Bericht Nr. 6504-8. Institut für Baustatik und Konstruktion ETH Zürich, 1977.
- [6] Bazant, Z.P. und Oh, B.H.: Crack band theory for fracture of concrete. In: *Materials and Structures*. Vol. 16. Iss. 3. Springer, 1983, S. 155–177.
- [7] Bhide, S. und Collins, M.: Influence of axial tension on the shear capacity of reinforced concrete members. In: *ACI Structural Journal* 86 (1989), S. 570–581.
- [8] Brückenstatistik: Interne Auswertung der Bundesanstalt für Straßenwesen. Bergisch Gladbach, 2014.
- [9] Brühwiler, E. und Menn, Ch.: Stahlbetonbrücken, dritte, aktualisierte und erweiterte Auflage. Springer, 2003.
- [10] Cervenka, V., Pukl, R. und Eligehausen, R.: Computer simulation of anchoring technique in reinforced concrete beams. In: *Computer aided analysis and design of concrete structures* Vol. 1 (1990), S. 1–19.

- [11] Comité euro-international du béton: CEB-FIP Model Code 1990. Thomas Telford, 1993.
- [12] DAfStb: Erläuterungen zu DIN 1045, Beton und Stahlbeton, Ausgabe 07.88, DAfStb Heft 400. Beuth Verlag, Berlin, 1994.
- [13] DAfStb: Erläuterungen zu DIN 1045-1, 2. überarbeitete Auflage 2010, DAfStb Heft 525. Beuth Verlag, Berlin, 2010.
- [14] DAfStb Ril DIN 4227:1973: Richtlinie für die Bemessung und Ausführung von Spannbeton - Fassung Juni 1973 - unter Berücksichtigung von DIN 1045 - Ausgabe Januar 1972. Berlin, 1973.
- [15] Darwin, D. und Pecknold, D.A.W.: Inelastic model for cyclic biaxial loading of reinforced concrete. In: *Civil Engineering Studies, Structural Research Series No. 409*. University of Illinois, 1974.
- [16] Daschner, F. und Kupfer, H.: Versuche zur Schubkraftübertragung in Rissen von Normal- und Leichtbeton. In: *Bauingenieur* 57 (2/1982), S. 57–60.
- [17] DIN 1045-1:2001: Tragwerke aus Beton, Stahlbeton und Spannbeton - Teil 1: Bemessung und Konstruktion. Beuth Verlag, Berlin, 2001.
- [18] 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, Deutsche Fassung EN 1992-1-1:2004 + AC:2010. Beuth Verlag, Berlin, 2011.
- [19] DIN EN 1992-2:2010: Eurocode 2: Bemessung und Konstruktion von Stahlbeton- und Spannbetontragwerken – Teil 2: Betonbrücken – Bemessungs- und Konstruktionsregeln, Deutsche Fassung EN 1992-2:2005 + AC:2008. Beuth Verlag, Berlin, 2010.
- [20] DIN EN 1992-2/NA:2013: Nationaler Anhang – National festgelegte Parameter – Eurocode 2: Bemessung und Konstruktion von Stahlbeton- und Spannbetontragwerken – Teil 2: Betonbrücken – Bemessungs- und Konstruktionsregeln. Beuth Verlag, Berlin, 2013.
- [21] DIN 4227:1953: Spannbeton, Richtlinie für die Bemessung und Ausführung - DIN 4227. Berlin, 1953.
- [22] DIN 4227:1979: Spannbeton, Bauteile aus Normalbeton mit beschränkter oder voller Vorspannung - DIN 4227 Teil 1. Berlin, 1979.

- 
- [23] DIN 4227:1988: Spannbeton, Bauteile aus Normalbeton mit beschränkter oder voller Vorspannung - DIN 4227 Teil 1. Berlin, 1988.
- [24] DIN-FB 101:2009: DIN-Fachbericht 101 Einwirkungen auf Brücken. Beuth Verlag, Berlin, 2009.
- [25] DIN-FB 102:2003: DIN-Fachbericht 102 Betonbrücken (2003). Beuth Verlag, Berlin, 2003.
- [26] DIN-FB 102:2009: DIN-Fachbericht 102 Betonbrücken (2009). Beuth Verlag, Berlin, 2009.
- [27] Duda, H.: Bruchmechanisches Verhalten von Beton unter monotoner und zyklischer Beanspruchung, DAFStb Heft 419. Beuth Verlag, Berlin, 1991.
- [28] Eibl, J.: Die Flanschbemessung von Plattenbalken bei Schub und Querbiegung. In: *Beton- und Stahlbetonbau* 83 (5/1988), S. 127–132.
- [29] Eibl, J. und Kühn, E.: Versuche an Stahlbetonplattenbalken mit gezogener Platte. In: *Beton- und Stahlbetonbau* 74 (7/1979), S. 176–181.
- [30] Eibl, J. und Kühn, E.: Versuche an Stahlbetonplattenbalken mit gezogener Platte. In: *Beton- und Stahlbetonbau* 74 (8/1979), S. 204–209.
- [31] Eibl, J. und Neuroth, U.: Untersuchungen zur Druckfestigkeit von bewehrtem Beton bei gleichzeitig wirkendem Querkzug. Institut für Massivbau und Baustofftechnologie, 1988.
- [32] Feenstra, P.H.: Computational Aspects of Biaxial Stress in Plain and Reinforced Concrete. Dissertation. Technische Universität Delft, 1993.
- [33] Fehling, E., Leutbecher, T. und Röder, F.-K.: Zur Druck-Querkzug-Festigkeit von Stahlbeton und stahlfaserverstärktem Stahlbeton in scheibenförmigen Bauteilen. Schriftenreihe Baustoffe und Massivbau, Heft 11, Universität Kassel, 2008.
- [34] Fischer, O. et al.: Nachrechnung von Betonbrücken - Systematische Datenauswertung nachgerechneter Bauwerke. Schlussbericht FE 15.0524/2011/FRB im Auftrag des BMVBS, 2014.
- [35] Gödde, L.: Numerische Simulation und Bemessung von Flächentragwerken aus Stahlfaserbeton sowie stahlfaserverstärktem Stahl- und Spannbeton. Dissertation. Ruhr-Universität Bochum, 2012.

- [36] Görtz, S.: Zum Schubrissverhalten von Stahlbeton- und Spannbetonbalken aus Normal- und aus Hochleistungsbeton. Dissertation. RWTH Aachen, 2004.
- [37] Hegger, J. und Görtz, S.: Querkrafttragfähigkeit von Stahlbeton- und Spannbetonbalken aus Normal- und Hochleistungsbeton, DAFStb Heft 557. Beuth Verlag, Berlin, 2007.
- [38] Hegger, J. und Herbrand, M.: Querkrafttragfähigkeit bestehender Spannbetonbrücken - Einfluss einer nachträglichen externen Vorspannung in Längsrichtung. BAST Heft B 109, Bergisch Gladbach, 2014.
- [39] Hegger, J. et al.: Beurteilung der Querkraft- und Torsionstragfähigkeit von Brücken im Bestand – Kurzfristige Lösungsansätze. Abschlussbericht zu BAST FE 15.0482/2009/FRB, 2014 (Veröffentlichung in Vorbereitung).
- [40] Hegger, J. et al.: Beurteilung der Querkrafttragfähigkeit des Längssystems von Spannbetonbrücken im Bestand. In: *Bauingenieur* 89 (12/2014), S. 500–510.
- [41] Hillerborg, A.: Analysis of one single crack. In: *Fracture Mechanics of Concrete (Developments in civil engineering)*. Elsevier, 1983, S. 223–249.
- [42] Hillerborg, A., Modeer, M. und Petersson, P.E.: Analysis of crack formation and crack growth in concrete by means of fracture mechanics and finite elements. In: *Concrete and Concrete Research Vol. 6* (1976), S. 773–781.
- [43] Hochreither, H. und Pratsch, G.: Bemessung von Querschnittsteilen profilierter Stahlbeton- und Spannbetonträger für Schub und Plattenbiegung. In: *Bauingenieur* 61 (8/1986), S. 347–352.
- [44] Hofstetter, G.: Konstitutive Modellierung von Beton. In: *Beton Kalender 2006* (2006), S. 321–361.
- [45] Hordijk, D.A.: Tensile and Tensile Fatigue behavior of Concrete; Experiments, Modelling and Analyses. In: *HERON* Vol. 37. No. 1 (1992), S. 1–79.
- [46] Ickert, L. et al.: Abschätzung der langfristigen Entwicklung des Güterverkehrs in Deutschland bis 2050. Schlussbericht FE 26.0185/2006 im Auftrag des BMVBS, 2007.
- [47] International Federation for Structural Concrete: fib Model Code for Concrete Structures 2010. Volume 1, Volume 2. Wilhelm Ernst & Sohn Verlag, Berlin, 2010.
- [48] Iványi, G. und Eibl, J.: Studie zum Trag- und Verformungsverhalten von Stahlbeton, DAFStb Heft 260. Ernst & Sohn, Berlin, 1976.

- 
- [49] Kattenstedt, S. und Maurer, R.: Application of NL FEM to evaluate load bearing capacities - Potential and limitations. In: *Multi-Span Large Bridges, International Conference on Multi-Span Large Bridges*. Taylor & Francis Group, London, 2015.
- [50] Kaufmann, J. und Menn, C.: Versuche über Schub bei Querbiegung. Bericht Nr. 7201-1. Institut für Baustatik und Konstruktion ETH Zürich, 1976.
- [51] Kiziltan, H.: Zum Einfluss des Druckbogens auf den Schubwiderstand von Spannbetonbalken. Dissertation. TU Dortmund, 2012.
- [52] Kohl, M.: Tragverhalten von Stahlbetontragwerken ohne Querkraftbewehrung unter Ermüdungsbeanspruchungen. Dissertation. Universität Hamburg-Harburg, 2014.
- [53] Kollegger, J. und Mehlhorn, G.: Experimentelle Untersuchungen zur Bestimmung der Druckfestigkeit des gerissenen Stahlbetons bei einer Querkzugbeanspruchung, DAFStb Heft 413. Beuth Verlag, Berlin, 1990.
- [54] Kolodziejczyk, A.: Untersuchungen zum Kippen schlanker Stahlbeton- und Spannbetonträger beliebiger Geometrie mit der nichtlinearen FEM. Dissertation. TU Dortmund, 2015.
- [55] Kupfer, H.: Das Verhalten des Betons unter mehrachsiger Kurzzeitbelastung unter besonderer Berücksichtigung der zweiachsigen Beanspruchung, DAFStb Heft 229. Ernst & Sohn, Berlin, 1973.
- [56] Lee, J. und Fenves, G.L.: Plastic-Damage Model for Cyclic Loading of Concrete Structures. In: *Journal of Engineering Mechanics* 124 (8/1998), S. 892–900.
- [57] Leonhardt, F. und Walther, R.: Schubversuche an einfeldrigen Stahlbetonbalken mit und ohne Schubbewehrung, DAFStb Heft 151. Ernst & Sohn, Berlin, 1962.
- [58] Leonhardt, F. und Walther, R.: Schubversuche an Plattenbalken mit unterschiedlicher Schubbewehrung, DAFStb Heft 156. Ernst & Sohn, Berlin, 1963.
- [59] Leonhardt, F. und Walther, R.: Versuche an Plattenbalken mit hoher Schubbeanspruchung, DAFStb Heft 152. Ernst & Sohn, Berlin, 1962.
- [60] Löhning, T.: Nichtlineare Berechnung von räumlichen Stahlbetonstabtragwerken mit dem Schwerpunkt Querschnittsberechnung. Dissertation. Technische Universität Hamburg-Harburg, 2010.

- [61] Lubliner, J. et al.: A Plastic Damage Model for Concrete. In: *International Journal of Solids and Structures* Vol. 25.No. 3 (1989), S. 299–326.
- [62] Maier, J. und Thürlimann, B.: Bruchversuche an Stahlbetonscheiben. Bericht Nr. 8003-1. Institut für Baustatik und Konstruktion ETH Zürich, 1985.
- [63] Mark, P.: Zweiachsig durch Biegung und Querkräfte beanspruchte Stahlbetonträger. Habilitationsschrift. Ruhr-Universität Bochum, Shaker Verlag, Aachen, 2006.
- [64] Martin, H. und Noakowski, P.: Verbundverhalten von Betonstählen. Untersuchungen auf der Grundlage von Ausziehversuchen, DAfStb Heft 319. Ernst & Sohn, Berlin, 1981.
- [65] Marzahn, G.: Die Tragfähigkeitsreserven vieler älterer Brücken sind weitestgehend aufgebraucht. Zur Weiterentwicklung der Nachrechnungsrichtlinie für die Entscheidung über Verstärkung oder Ersatz. In: *Der Prüfer* 42 (5/2013), S. 20–29.
- [66] Marzahn, G. et al.: Die Nachrechnung von Betonbrücken – Fortschreibung der Nachrechnungsrichtlinie. In: *Beton Kalender* 2015 (2015), S. 821–904.
- [67] Maurer, R.: Grundlagen zur Bemessung des Betongurtes von Stahlverbundträgern. Dissertation. Technische Hochschule Darmstadt, 1992.
- [68] Maurer, R., Arnold, A. und Müller, M.: Auswirkungen aus dem neuen Verkehrslastmodell nach DIN EN 1991-2/NA bei Betonbrücken. In: *Beton- und Stahlbetonbau* 106 (11/2011), S. 747–759.
- [69] Maurer, R., Gleich, P. und Dunkelberg, D.: Querkrafttragfähigkeit von Spannbetonbalken – Erkenntnisse aus einem Großversuch. In: *1. Brückenkolloquium Beurteilung, Ertüchtigung und Instandsetzung von Brücken*. Technische Akademie Esslingen e.V., 2014, S. 87–101.
- [70] Maurer, R. und Kiziltan, H.: Zum Einfluss des Druckbogens auf den Querkraftwiderstand von Spannbetonbalken. In: *Bauingenieur* 88 (4/2013), S. 165–176.
- [71] Maurer, R. et al.: Anpassung von DIN-Fachberichten „Brücken“ an Eurocodes, Teil 2: Anpassung des DIN-Fachberichts 102 „Betonbrücken“ an Eurocodes. BAST Heft B 77, Bergisch Gladbach, 2011.
- [72] Maurer, R. et al.: Nachrechnung von Betonbrücken - Verfahren der Tragsicherheitsbeurteilung von Betonbrücken im Bestand für die Nachweisstufe 4 der Nachrechnungsrichtlinie. Schlussbericht FE 15.0523/2011/FRB im Auftrag des BMVBS, 2015.

- 
- [73] Maurer, R. et al.: Querkraftversuch an einem Durchlaufträger aus Spannbeton. In: *Beton- und Stahlbetonbau* 109 (10/2014), S. 654–665.
- [74] Maurer, R. et al.: Untersuchungen zur Querkrafttragfähigkeit an einem vorgespannten Zweifeldträger. BAST Heft B 120, Bergisch Gladbach, 2015.
- [75] Mehlhorn, G. und Kollegger, J.: Anwendung der Finite Elemente Methode im Stahlbetonbau. In: *Der Ingenieurbau, Rechnerorientierte Baumechanik*. Ernst & Sohn, 1995.
- [76] Müller, A. et al.: Nachrechnung der Donaubrücke Ingolstadt (BAB A9) bis zur Stufe 4 der Nachrechnungsrichtlinie. In: *Beton- und Stahlbetonbau* 108 (9/2013), S. 603–619.
- [77] Müller, M.: Nachrechnung von Hohlkastenbrücken unter Berücksichtigung kombinierter Beanspruchungen. In: *1. Brückenkolloquium Beurteilung, Ertüchtigung und Instandsetzung von Brücken*. Technische Akademie Esslingen e.V., 2014, S. 103–115.
- [78] Müller, M. und Haardt, P.: Aspekte der Ressortforschung zur Nachrechnung bestehender Straßenbrücken aus Beton. In: *Bauingenieur* 89 (12/2014), S. 493–499.
- [79] Nachrechnungsrichtlinie: Richtlinie zur Nachrechnung von Straßenbrücken im Bestand (Nachrechnungsrichtlinie) Ausgabe 05/2011. BMVBS, 2011.
- [80] Nachrechnungsrichtlinie: Richtlinie zur Nachrechnung von Straßenbrücken im Bestand (Nachrechnungsrichtlinie) Ausgabe 05/2011, 1. Ergänzung Ausgabe 04/2015. BMVI, 2015.
- [81] Podgorniak-Stanik, B.A.: The Influence of Concrete Strength, Distribution of Longitudinal Reinforcement, Amount of Transverse Reinforcement and Member Size on Shear Strength of Reinforced Concrete Members. Master Thesis. University of Toronto, 1988.
- [82] Pölling, R.: Eine praxisnahe, schädigungsorientierte Materialbeschreibung von Stahlbeton für Strukturanalysen. Dissertation. Ruhr-Universität Bochum, 2000.
- [83] Pratsch, G.: Kombinierte Beanspruchung aus Scheibenschub und Plattenbiegung bei profilierten Stahlbeton- und Spannbetonträgern. Dissertation. Technische Universität München, 1988.
- [84] Rehm, G.: Über die Grundlagen des Verbundes zwischen Stahl und Beton, DAfStb Heft 138. Ernst & Sohn, Berlin, 1961.

- [85] Reineck, K.-H.: Hintergründe zur Querkraftbemessung in DIN 1045-1 für Bauteile aus Konstruktionsbeton mit Querkraftbewehrung. In: *Bauingenieur* 76 (4/2001), S. 168–179.
- [86] Reineck, K.-H., Kuchma, D. A. und Fitik, B.: Erweiterte Datenbanken zur Überprüfung der Querkraftbemessung für Konstruktionsbetonbauteile mit und ohne Bügel, DAFStb Heft 597. Beuth Verlag, Berlin, 2012.
- [87] Rombach, G.: Anwendung der Finite-Elemente-Methode im Betonbau. 2. Auflage. Ernst & Sohn, 2007.
- [88] Schieferstein, M.: Der Zugflansch von Stahlbetonplattenbalken unter Längsschub und Querbiegung bei kritischer Druckbeanspruchung des Betons. Dissertation. Universität Karlsruhe (TH), 1985.
- [89] Schießl, A.: Die Druckfestigkeit von gerissenen Scheiben aus Hochleistungsbeton und selbstverdichtendem Beton unter besonderer Berücksichtigung des Einflusses der Rissneigung, DAFStb Heft 548. Beuth Verlag, Berlin, 2005.
- [90] Schlaich, J. und Schäfer, K.: Konstruieren im Stahlbetonbau. In: *Beton Kalender* 2001 (2001), S. 311–492.
- [91] Schlaich, J. und Schäfer, K.: Zur Druck-Querzug-Festigkeit des Stahlbetons. In: *Beton- und Stahlbetonbau* 78 (3/1983), S. 73–78.
- [92] Schmidt-Thrö, G., Stöckl, S. und Kupfer, H.: Verankerung der Bewehrung am Endauflager bei einachsiger Querpressung, DAFStb Heft 389. Ernst & Sohn, Berlin, 1988.
- [93] SOFiSTiK: ASE Allgemeine Statik Finiter Element Strukturen, ASE Manual, Version 2014-8. SOFiSTiK AG, 2014.
- [94] SOFiSTiK: SIR Schnitte im Raum, SIR Manual, Version 2014-8. SOFiSTiK AG, 2014.
- [95] Teworte, F.: Zum Querkrafttragverhalten von Spannbetonträgern unter Ermüdungsbeanspruchung. Dissertation. RWTH Aachen, 2014.
- [96] van Mier, J.G.M.: Complete Stress-Strain Behavior and Damaging Status of Concrete under Multiaxial Conditions. Proceedings of the International Conference on Concrete under Multiaxial Conditions, RILEM - CEB - CNRS. In: *Presses de l'Université Paul Sabatier, Toulouse* (1984), S. 75–85.



- 
- [97] Vecchio, J. und Collins, M.: The Modified Compression-Field Theory for Reinforced Concrete Elements Subjected to Shear. In: *ACI Structural Journal* 83 (1986), S. 219–231.
- [98] Vermeer, P.A. und de Borst, R.: Non-Associated Plasticity for Soils, Concrete and Rock. In: *HERON* Vol. 29. No. 3 (1984), S. 1–64.
- [99] Walraven, J.: Aggregate Interlock: A theoretical and experimental analysis. Dissertation. Univ. Delft, 1980.
- [100] Werkle, H.: Finite Elemente in der Baustatik. 3. aktualisierte und erweiterte Auflage. Friedr. Vieweg & Sohn Verlag, Wiesbaden, 2008.
- [101] Werner, B.: Numerische Untersuchungen zum Tragverhalten von Stahlbetonbalken unter Torsionsbelastung. Studienarbeit. Technische Universität Hamburg Harburg, 2007.
- [102] ZB DIN 4227:1966: Zusätzliche Bestimmungen zu DIN 4227 für Brücken aus Spannbeton. Berlin, 1966.
- [103] Zilch, K. und Zehetmaier, G.: Bemessung im konstruktiven Betonbau: nach DIN 1045-1 (Fassung 2008) und EN 1992-1-1 (Eurocode 2). Springer, 2010.
- [104] Zink, M.: Zum Biegeschubversagen schlanker Bauteile aus Hochleistungsbeton mit und ohne Vorspannung. Dissertation. Universität Leipzig, 1999.



# Tabellenverzeichnis

2.1	Entwicklung der Bemessungsvorschriften zum Nachweis des schubfesten Anschlusses gegliederter Querschnitte im Spannbetonbrückenbau in Deutschland .	7
2.1	Fortsetzung – Entwicklung der Bemessungsvorschriften . . . . .	8
3.1	Versuche von Schießl aus [89] . . . . .	30
3.2	Versuche von Kollegger und Mehlhorn aus [53] (Auswertung analog [33]) . . .	31
3.3	Versuche von Fehling et al. aus [33] . . . . .	32
3.4	Modellparameter CDP . . . . .	39
3.5	Bruchenergie $G_F$ [N/mm] gemäß <i>Model Code 1990</i> [11] . . . . .	42
4.1	Untersuchte Hauptspannungsverhältnisse nach <i>Kupfer</i> [55] . . . . .	54
4.2	Bei der Nachrechnung berücksichtigte Materialparameter (Versuchsbalken BM100)	60
4.3	Parameter Zugstab . . . . .	64
6.1	Verwendete Werkstoffkennwerte für die Nachrechnung nach [5] . . . . .	84
6.2	Verwendete Werkstoffkennwerte für die Nachrechnung nach [88] . . . . .	108
7.1	Bilineare Abminderungsvorschriften in Abhängigkeit der Querdehnung . . . . .	114
7.2	Maximale Reduktion der Systemtraglast für verschiedene Druckfestigkeitsabminderungen . . . . .	118
8.1	Materialkennwerte und Bewehrungsanordnung . . . . .	135
8.2	Variation des Anteils der in den Zuggurt ausgelagerten Bewehrung . . . . .	144
8.3	Variation der Bodenplattenbreite . . . . .	145
8.4	Mitwirkende Breite der Bodenplatte im Stützbereich in Abhängigkeit von der Belastungsart . . . . .	146
8.5	Berücksichtigte Varianten einer zusätzlichen Vorspannwirkung . . . . .	152
8.6	Berücksichtigte Varianten der Bodenplattendicke $h_f$ . . . . .	154
8.7	Vergleich der Stützmomente nach nichtlinearer FEM und Handrechnung für verschiedene Lagerbreiten . . . . .	161
9.1	Versuche an Stahlbetonscheiben im <i>Panel-Tester</i> von <i>Vecchio und Collins</i> aus [97]	168

9.2	Versuche an Stahlbetonscheiben von <i>Schlaich und Schäfer</i> aus [91] . . . . .	168
9.3	Versuche an Stahlbetonscheiben von <i>Maier und Thürlimann</i> aus [62] . . . . .	169
9.4	Versuche an unbewehrten Betonscheiben von <i>Kupfer</i> aus [55] . . . . .	169
9.5	Verwendete Parameter experimenteller Untersuchungen an Plattenbalkenquer- schnitten . . . . .	183

# Abbildungsverzeichnis

1.1	Brücken im Bundesfernstraßennetz nach Brückenflächen in [%] Stand: März 2014 aus [8] . . . . .	2
1.2	Häufigkeit rechnerischer Gurtanschluss- (a) und Querkraftdefizite (b) nach Bauwerksalter aus [34] . . . . .	2
2.1	<i>Flanschfachwerk-Modell</i> nach <i>Badawy und Bachmann</i> aus [5] . . . . .	11
2.2	Tragverhalten der gerissenen Platte nach <i>Eibl</i> aus [28] . . . . .	13
2.3	Sandwichmodell als Bemessungsgrundlage gemäß <i>DIN EN 1992-2</i> [19] . . . . .	17
2.4	Versuchsträger von <i>Badawy und Bachmann</i> [5] mit Diskontinuitätsbereichen (grau) in Anlehnung an [90] . . . . .	19
3.1	Spannungs-Dehnungs-Linie für Beton unter uniaxialer Druckbeanspruchung für die Schnittgrößenermittlung mit nichtlinearen Verfahren nach <i>DIN EN 1992-1-1</i>	22
3.2	Zugtragverhalten von Beton im ansteigenden Ast (a), Lokalisierung des Rissbandes (b), Makrorissbildung (c) und Spannungs-Verschiebungs-Beziehung (d) gemäß [27] . . . . .	23
3.3	Einfluss der Prüfkörpergeometrie [44, 48, 96] . . . . .	23
3.4	Versagenskurve unter mehraxialer Beanspruchung (a) Versagenslinie in Anlehnung an <i>Kupfer</i> [55] (b) Versagensfläche als Deviatorschnitt . . . . .	24
3.5	Spannungs-Dehnungs-Verhalten verschiedener Betonstähle (a) warmverformt (b) kaltverformt . . . . .	26
3.6	Rissreibung, Schub- und Normalspannungen in Abhängigkeit von Rissgleitung und Rissöffnung nach <i>Walraven</i> [99] entnommen aus [103] . . . . .	28
3.7	Relative Betondruckfestigkeit in Abhängigkeit der Zugdehnung der Versuche von <i>Kollegger und Mehlhorn</i> [53], <i>Schießl</i> [89] und <i>Fehling et al.</i> [33] ohne Modifikation . . . . .	33
3.8	Relative Betondruckfestigkeit in Abhängigkeit der Zugdehnung der Versuche von <i>Kollegger und Mehlhorn</i> [53], <i>Schießl</i> [89] und <i>Fehling et al.</i> [33] unter Berücksichtigung der Modifikation der Scheibendruckfestigkeit . . . . .	34
3.9	Vorschläge zur Abminderung der Betondruckfestigkeit für gerissenen Stahlbeton	35

3.10	Fließfläche in der (a) Meridianebene für $K_c=2/3$ und $f_{b0}/f_{c0}=1,16$ und in der (b) Deviatorebene für verschiedene Werte für $K_c$ gemäß [1] . . . . .	37
3.11	Einfluss der Parameter $\alpha_e$ und $\psi$ auf die plastische Potentialfunktion zur Beschreibung der Fließregel . . . . .	38
3.12	Qualitative Darstellung des Einflusses des Längenparameters $l_c$ bzw. der Zerstauchungsenergie $G_{cl}$ auf die Arbeitslinie . . . . .	40
3.13	Versteifungswirkung durch Tension Stiffening und Tension Softening in Anlehnung an <i>Pölling</i> [82] . . . . .	43
3.14	Untersuchungen zur Abminderung der Betondruckfestigkeit in gerissenen Stahlbetonscheiben; Bezeichnungen siehe Tabelle 7.1 . . . . .	45
3.15	Ansatz der Zugversteifung in Anlehnung an <i>DAfStb</i> Heft 525 [13] nach [93] . . . . .	47
4.1	Zugstäbe mit unterschiedlich feiner Diskretisierung; Abmessungen und Einwirkung	52
4.2	Ergebnisse der Zugstäbe (a) Vorgabewerte (b) netzabhängige Umrechnung und Vergleich mit Ergebnissen der Simulation . . . . .	53
4.3	Nachrechnung der Scheibenversuche von <i>Kupfer</i> ; statisches System und Materialparameter . . . . .	54
4.4	Vergleich der idealisieren an die streuenden Versuchswerte angepassten Bruchkurve nach <i>Kupfer</i> aus [55] mit den Ergebnissen der Simulation . . . . .	54
4.5	Vergleich der Spannungs-Dehnungs-Verläufe für unterschiedliche Spannungsverhältnisse aus den Versuchen von <i>Kupfer</i> mit den Ergebnissen der Simulation . . . . .	55
4.6	Schematische Darstellung der Ergebnisse der numerischen Simulation für verschiedene Zugbeanspruchungspfade . . . . .	57
4.7	Schematische Darstellung der Ergebnisse der numerischen Simulation für verschiedene Druck- und Zug-Druck-Pfade . . . . .	58
4.8	Versuchsanordnung und Bewehrungsführung des Trägers BM100 aus [81] . . . . .	60
4.9	Einfluss verschiedener Randbedingungen auf das Simulationsergebnis aus [77] . . . . .	61
4.10	Schematische Darstellung des Rissbilds im Versuch nach [81] und der plastischen Dehnungen in der Simulation (oben), Bügelspannungen (unten) . . . . .	62
4.11	Vergleich der Spannungs-Dehnungs-Verläufe für unterschiedliche Spannungsverhältnisse aus den Versuchen von <i>Kupfer</i> mit den Ergebnissen der Simulation mit <i>SOFiSTiK</i> . . . . .	63
4.12	Last-Verformungsverhalten eines Zugstabes, Vergleich FEM mit Handrechnung	65
4.13	Modellrechnung an einem Scheibenelement (a) System und Bewehrung (b) Rissrichtung für unterschiedliche Traglastiterationen . . . . .	66
4.14	Modellrechnung zur Schubkraftübertragung über Risse (schematische Darstellung)	67
4.15	Exemplarische Darstellung der Abminderung der Betondrucktragfähigkeit für die untersuchte Abminderungsvorschrift A6050 gemäß Tabelle 7.1 . . . . .	68

4.16	Versuchsträger BM100 aus [81] und Abbildung der Bewehrung in den Flächenelementen . . . . .	70
4.17	Vergleich des dokumentierten Last-Verformungsverhaltens mit der Simulationsrechnung . . . . .	71
4.18	Schematische Darstellung des Rissbilds im Versuch nach [81] und in der Simulationsrechnung . . . . .	71
5.1	Tragwirkung Stegquerschnitt, Oben: Beanspruchung, Mitte: Spannungen im Zustand I, Unten: Fachwerk im Zustand II . . . . .	74
5.2	Verschiebungen am idealisierten Biegeschubrissbild (a) unverformt (b) verformt (überhöht) . . . . .	75
5.3	<i>Fachwerkmodell mit Rissreibung</i> (oben) Kräfte am Schrägriss (unten) (a) Stahlbeton (b) Spannbeton in Anlehnung an [85] . . . . .	76
5.4	Scheibenspannungen im Druckgurtausschnitt eines Hohlkastenquerschnittes im Zustand I . . . . .	77
5.5	Entwicklung der Hauptdruckspannungsrichtung im Druckgurtanschnitt in Abhängigkeit der Belastungsart im Zustand I (o), Idealisierter Hauptspannungstrajektorienverlauf (u) $l_0$ : Bereich zwischen den Momentennullpunkten . . . . .	78
5.6	Idealisiertes Rissbild eines Plattenbalkens mit Druckgurt in Anlehnung an die Rissbilder aus [5] . . . . .	79
5.7	Bogen- oder Sprengwerkwirkung, Aktivierung durch (a) und (c) äußere Einwirkung (b) und (d) im Bauteil hervorgerufene Zugkräfte . . . . .	80
6.1	System und Gurtanschlussbewehrung der Versuchsträger Q1 und Q2 nach [5] . . . . .	84
6.2	Varianten der Strukturmodellierung von Plattenbalkenquerschnitten mit Flächenelementen . . . . .	85
6.3	Schematische Darstellung der Restkräfte im Gurtanschnitt . . . . .	86
6.4	Last-Verformungsverhalten des Trägers Q1 in Versuch und Simulation . . . . .	88
6.5	Dehnungen der Gurtanschlussbewehrung über die Länge der Anschlussfuge . . . . .	88
6.6	Rissbild in Steg und Gurt als Ergebnis der Simulationsrechnung . . . . .	90
6.7	Betonstauchungen in der Gurtplatte des Trägers Q1 in Versuch und Simulation . . . . .	91
6.8	Last-Verformungsverhalten des Trägers Q4 im Versuch und Q2 in der Simulation . . . . .	92
6.9	Dehnungen der Gurtanschlussbewehrung und Stauchungen der Gurtplatte des Balkens Q2 in Versuch und Simulation . . . . .	93
6.10	Hauptspannungstrajektorien im Auflagerbereich des Stegquerschnitts . . . . .	95
6.11	Rechnerische Spannungen im Anschnitt zwischen Steg und Gurtquerschnitt . . . . .	96
6.12	Entwicklung der Hauptzugspannungsverteilung im Gurtanschnitt bei nichtlinearer Berechnung . . . . .	97

6.13	Strukturmodell eines Plattenbalkens mit Kontinuums- elementen und diskreter Bewehrung . . . . .	98
6.14	Last-Verformungsverhalten der Balken Q1 und Q2 in Versuch und Simulation . . . . .	99
6.15	Vergleich der rechnerischen Betonstahldehnungen in der Gurtplatte mit den Versuchsdaten . . . . .	101
6.16	Dehnungen der Gurtanschlussbewehrung des Balkens Q2 in Querrichtung gemäß [5] . . . . .	101
6.17	Plastische Dehnungen in der Simulation und mögliches zugehöriges Rissbild des Balkens Q2 (Rissbildung im Versuch siehe Abbildung 5.6) . . . . .	102
6.18	Betonstauchungen in der Gurtplatte des Trägers Q2 in Versuch und Simulation . . . . .	103
6.19	Entwicklung der rechnerischen Längsdruckkraft in einer Gurtplatte des Trägers Q2 . . . . .	104
6.20	Rechnerische Hauptdruckspannungsverteilung im Steg des Balkens Q2 . . . . .	105
6.21	Rechnerische Hauptdruckspannungsverteilung im Steg des Balkens Q2 bei linear elastischem Materialverhalten für die Gurtscheibe . . . . .	105
6.22	Plastische Dehnungen in der Simulation und mögliche zugehörige Rissbildung im Steg bei linear-elastischem Verhalten der Gurtscheibe (Rissbildung im Versuch siehe Abbildung 5.6) . . . . .	106
6.23	System, Querschnitt und Bewehrung des Versuchsträgers PB1 nach [88] . . . . .	108
6.24	Vergleich der Durchbiegungen (a) und Rissbilder in der Gurtscheibe (b) zwischen Versuch und Simulation . . . . .	109
6.25	Schematische Darstellung der rechnerischen Betonstauchungen und Druckstrebenwinkel (a) und der Spannungen der Gurtanschlussbewehrung im Anschnitt zum Steg (b) . . . . .	111
6.26	Dehnungen der Längsbewehrung in der Gurtscheibe in Versuch und Simulation . . . . .	112
7.1	Auswirkungen der unterschiedlichen Abminderungs- vorschriften auf das Modellverhalten am Beispiel des Balkens Q2 . . . . .	115
7.2	Schematische Darstellung der Spannungsänderung im Modell bei abgeminderter Druckfestigkeit . . . . .	115
7.3	Auswirkungen geänderter Spannungsverhältnisse auf die wahrscheinlichen Risswinkel . . . . .	116
7.4	Last-Verformungskurven aus Versuch und Simulation unter Berücksichtigung unterschiedlicher Abminderungen der Betondruckfestigkeit . . . . .	118
7.5	Rechnerische Schubspannung im Gurtanschnitt im Zustand II . . . . .	119
7.6	Variation der Neigung der Querkraftbewehrung und Berücksichtigung einer Vorspannung . . . . .	120
7.7	Hauptdruckspannungen im Auflagerbereich des Balkenstegs Q1 für verschiedene Randbedingungen im Zustand II . . . . .	121



---

7.8	Rechnerischer Schubspannungsverlauf im Gurtanschnitt im Zustand II für verschiedene Randbedingungen . . . . .	123
7.9	Ersatz der Punktlasten durch annähernd äquivalente Linienlast . . . . .	124
7.10	Rissentwicklung im Druckgurt im Rahmen der FE-Simulation, Linienlast in Feldmitte . . . . .	125
7.11	Spannungsverläufe im Gurtanschnitt zwischen Trägerende und Balkenmitte . .	126
7.12	Rissbildungsbeginn im Gurtanschnitt für unterschiedliche Belastungsarten mit dem CDP-Modell ( <i>ABAQUS</i> ) . . . . .	126
7.13	Auf Basis der nichtlinearen <i>Elastizitätstheorie</i> ( <i>SOFiSTiK</i> ) ermittelte Last-Verformungskurven für unterschiedliche Gurtanschlussbewehrungsgrade . . . .	127
7.14	Auf Basis des CDP-Modells ( <i>ABAQUS</i> ) ermittelte Last-Verformungskurven für unterschiedliche Gurtanschlussbewehrungsgrade . . . . .	128
7.15	Auf Basis der nichtlinearen <i>Elastizitätstheorie</i> ( <i>SOFiSTiK</i> ) ermittelte Last-Verformungskurven für unterschiedliche Betonzugfestigkeiten . . . . .	129
7.16	Auf Basis des CDP-Modells ( <i>ABAQUS</i> ) ermittelte Last-Verformungskurven für unterschiedliche Betonzugfestigkeiten . . . . .	130
8.1	Hohlkasten Referenzsystem mit Querschnittsabmessungen, Belastung, D-Bereichen und schematischer Darstellung der Strukturmodellierung . . . . .	134
8.2	Rechnerisch wahrscheinliche Rissentwicklung in der Bodenplatte für die Punktlasten $P_1$ bis $P_5$ . . . . .	136
8.3	Rechnerisch wahrscheinliche Rissentwicklung in der Bodenplatte für die Linienlasten $p_1$ bis $p_4$ . . . . .	138
8.4	Simulationsergebnisse im Gurtanschnitt der Bodenplatte an den Steg im ersten Feld nach nichtlinearer <i>Elastizitätstheorie</i> . . . . .	139
8.5	Spannungs- und schematische Rissentwicklung innerhalb der Bodenplatte . . .	141
8.6	Entwicklung eines Stabwerkmodells für die Bodenplatte nach Abschluss der Rissentwicklung . . . . .	143
8.7	Entwicklung der rechnerischen Druckstrebenneigung in Abhängigkeit vom Anteil der in den Zuggurt ausgelagerten Bewehrung (vergleiche Tabelle 8.2) . . . . .	144
8.8	Entwicklung der rechnerischen Druckstrebenneigung in Abhängigkeit von der Bodenplattenbreite (vergleiche Tabelle 8.3) . . . . .	146
8.9	Vergleich der rechnerischen Druckstrebenneigung nach nichtlinearer FEM und <i>Technischer Biegelehre</i> für die Varianten B2 und B3 . . . . .	148
8.10	Gurtanschlussbewehrung der Varianten C1 bis C3 . . . . .	149
8.11	Einfluss des Gurtanschlussbewehrungsgrades auf die Neigung der rechnerischen Druckstrebenwinkel im Modell (Definitionen siehe Abbildung 8.10) . . . . .	150
8.12	Berücksichtigte Vorspannung in den Varianten D3 <sub>P</sub> und D3 <sub>L</sub> . . . . .	152

8.13	Einfluss einer Vorspannung auf die Neigung der rechnerischen Druckstrebenwinkel im Modell mit Punktlast . . . . .	153
8.14	Einfluss einer Vorspannung auf die Neigung der rechnerischen Druckstrebenwinkel im Modell mit Linienlast . . . . .	154
8.15	Einfluss der Gurtdicke auf die Neigung der rechnerischen Druckstrebenwinkel im Modell . . . . .	155
8.16	Einfluss des Lasteinleitungsfächers im Steg auf die Schubbeanspruchung in den Gurtanschlussfugen (hier für $\Theta = 45^\circ$ ) . . . . .	156
8.17	Auswirkung der berücksichtigten Momentenausrundung auf die Entwicklung zusätzlicher Horizontalkräfte . . . . .	157
8.18	Beispielrechnung zur Ausrundung des Stützmoments . . . . .	158
8.19	Entstehung eines Versatzmoments unter Berücksichtigung einer vergrößerten rechnerischen Auflagerbreite . . . . .	159
8.20	Modellierungsvarianten zur Ermittlung der Momentenausrundung mittels nichtlinearer FEM . . . . .	159
8.21	Ergebnisse der nichtlinearen Simulationsrechnungen zur Ausrundung des Stützmoments . . . . .	160
8.22	Exemplarische Darstellung des Einflusses der Diskretisierung (b) und der vorhandenen Querbiegemomente (c) am Bodenplattenanschnitt des Referenzsystems mit Punktlast . . . . .	162
8.23	Plattenquerkraft $v_y$ im Übergangsbereich zwischen gerissener und ungerissener Gurtplatte für $P = 14\text{MN}$ . . . . .	163
9.1	Vergleich experimentell und numerisch ermittelter Scheibenspannungszustände bei Erstrissbildung mit theoretischen Werten . . . . .	167
9.2	Vergleich analytisch und numerisch ermittelter Scheibenspannungszustände bei Erstrissbildung ohne Berücksichtigung einer erhöhten Biegezugfestigkeit . . . . .	171
9.3	Schematische Darstellung des Systems und der Betonarbeitslinien im Zugbereich zur Ermittlung der Tragfähigkeit infolge Biegung und durch kombinierte Beanspruchungen . . . . .	171
9.4	Scheiben- und Plattenmodell zur Ermittlung der Biegezugfestigkeit eines 4-Punkt-Biegebalkens . . . . .	173
9.5	Vergleich der bezogenen Biegezugfestigkeit für die Modelle mit Scheiben- beziehungsweise Plattenelementen . . . . .	174
9.6	Vergleich analytisch und numerisch ermittelter Scheibenspannungszustände bei Erstrissbildung unter Berücksichtigung einer um etwa $f_{ctm,fl}/f_{ctm} = 1,3$ erhöhten Biegezugfestigkeit . . . . .	175
9.7	Vergleich des Modellverhaltens im Bereich des Gurtanschnittes unter reinem Schub und Schub mit Querbiegung . . . . .	176

9.8	Schematische Darstellung der Beanspruchung eines Gurtabschnitts für den <i>Fall 1</i> nach <i>Menn</i> [9] in Anlehnung an [67] . . . . .	177
9.9	Schematische Darstellung der Beanspruchung eines Gurtabschnitts für den <i>Fall 2</i> nach <i>Menn</i> [9] in Anlehnung an [67] . . . . .	179
9.10	Resultierende Betondruckkraft unter Berücksichtigung der Grenzdehnung und verschiedener Spannungs-Dehnungs-Beziehungen . . . . .	181
9.11	Nachrechnung der Versuche von <i>Schieferstein</i> mit $\nu = 1,0$ . . . . .	184
9.12	Nachrechnung der Versuche von <i>Badawy und Bachmann</i> mit $\nu = 1,0$ . . . . .	184
9.13	Nachrechnung der Versuche von <i>Bacchetta und Bachmann</i> mit $\nu = 1,0$ . . . . .	185
10.1	Vergleich numerisch und experimentell ermittelter Erstrisslasten mit dem Bemessungsvorschlag nach (10.1) . . . . .	189
10.2	Vergleich der bezogenen Biegezugfestigkeit in Abhängigkeit der Bauteildicke nach <i>Model Code 1990</i> und <i>DIN EN 1992-1-1</i> . . . . .	190
10.3	Vorschlag zur Ermittlung der Druckstrebenneigung und der Verankerungsbereiche der Gurtanschlussbewehrung; Winkel im Abstand $d$ nach (10.13) und (10.14) . . . . .	193
10.4	Vergleich des Vorschlags zur Ermittlung der Druckstrebenwinkel mit den Ergebnissen der FE-Simulation aus Kapitel 8 . . . . .	194
10.5	Annahmen zur Ermittlung der maximal mitwirkenden Gurtbreite; Winkel im Abstand $d$ nach (10.13) und (10.14) . . . . .	195
A.1	Interaktionsdiagramm für $\Theta = 15^\circ$ , $d_1/h_f = 0,15$ und $\rho_{s1}/\rho_{s1} = 1$ . . . . .	226
A.2	Interaktionsdiagramm für $\Theta = 20^\circ$ , $d_1/h_f = 0,15$ und $\rho_{s1}/\rho_{s1} = 1$ . . . . .	226
A.3	Interaktionsdiagramm für $\Theta = 25^\circ$ , $d_1/h_f = 0,15$ und $\rho_{s1}/\rho_{s1} = 1$ . . . . .	227
A.4	Interaktionsdiagramm für $\Theta = 30^\circ$ , $d_1/h_f = 0,15$ und $\rho_{s1}/\rho_{s1} = 1$ . . . . .	227
A.5	Interaktionsdiagramm für $\Theta = 40^\circ$ , $d_1/h_f = 0,15$ und $\rho_{s1}/\rho_{s1} = 1$ . . . . .	228
A.6	Interaktionsdiagramm für $\Theta = 15^\circ$ , $d_1/h_f = 0,15$ und $\rho_{s1}/\rho_{s1} = 1,5$ . . . . .	228
A.7	Interaktionsdiagramm für $\Theta = 20^\circ$ , $d_1/h_f = 0,15$ und $\rho_{s1}/\rho_{s1} = 1,5$ . . . . .	229
A.8	Interaktionsdiagramm für $\Theta = 25^\circ$ , $d_1/h_f = 0,15$ und $\rho_{s1}/\rho_{s1} = 1,5$ . . . . .	229
A.9	Interaktionsdiagramm für $\Theta = 30^\circ$ , $d_1/h_f = 0,15$ und $\rho_{s1}/\rho_{s1} = 1,5$ . . . . .	230
A.10	Interaktionsdiagramm für $\Theta = 40^\circ$ , $d_1/h_f = 0,15$ und $\rho_{s1}/\rho_{s1} = 1,5$ . . . . .	230
A.11	Interaktionsdiagramm für $\Theta = 15^\circ$ , $d_1/h_f = 0,15$ und $\rho_{s1}/\rho_{s1} = 3$ . . . . .	231
A.12	Interaktionsdiagramm für $\Theta = 20^\circ$ , $d_1/h_f = 0,15$ und $\rho_{s1}/\rho_{s1} = 3$ . . . . .	231
A.13	Interaktionsdiagramm für $\Theta = 25^\circ$ , $d_1/h_f = 0,15$ und $\rho_{s1}/\rho_{s1} = 3$ . . . . .	232
A.14	Interaktionsdiagramm für $\Theta = 30^\circ$ , $d_1/h_f = 0,15$ und $\rho_{s1}/\rho_{s1} = 3$ . . . . .	232
A.15	Interaktionsdiagramm für $\Theta = 40^\circ$ , $d_1/h_f = 0,15$ und $\rho_{s1}/\rho_{s1} = 3$ . . . . .	233
A.16	Interaktionsdiagramm für $\Theta = 15^\circ$ , $d_1/h_f = 0,10$ und $\rho_{s1}/\rho_{s1} = 1$ . . . . .	233
A.17	Interaktionsdiagramm für $\Theta = 20^\circ$ , $d_1/h_f = 0,10$ und $\rho_{s1}/\rho_{s1} = 1$ . . . . .	234

A.18	Interaktionsdiagramm für $\Theta = 25^\circ$ , $d_1/h_f = 0,10$ und $\rho_{s1}/\rho_{s1} = 1$ . . . . .	234
A.19	Interaktionsdiagramm für $\Theta = 30^\circ$ , $d_1/h_f = 0,10$ und $\rho_{s1}/\rho_{s1} = 1$ . . . . .	235
A.20	Interaktionsdiagramm für $\Theta = 40^\circ$ , $d_1/h_f = 0,10$ und $\rho_{s1}/\rho_{s1} = 1$ . . . . .	235
A.21	Interaktionsdiagramm für $\Theta = 15^\circ$ , $d_1/h_f = 0,10$ und $\rho_{s1}/\rho_{s1} = 1,5$ . . . . .	236
A.22	Interaktionsdiagramm für $\Theta = 20^\circ$ , $d_1/h_f = 0,10$ und $\rho_{s1}/\rho_{s1} = 1,5$ . . . . .	236
A.23	Interaktionsdiagramm für $\Theta = 25^\circ$ , $d_1/h_f = 0,10$ und $\rho_{s1}/\rho_{s1} = 1,5$ . . . . .	237
A.24	Interaktionsdiagramm für $\Theta = 30^\circ$ , $d_1/h_f = 0,10$ und $\rho_{s1}/\rho_{s1} = 1,5$ . . . . .	237
A.25	Interaktionsdiagramm für $\Theta = 40^\circ$ , $d_1/h_f = 0,10$ und $\rho_{s1}/\rho_{s1} = 1,5$ . . . . .	238
A.26	Interaktionsdiagramm für $\Theta = 15^\circ$ , $d_1/h_f = 0,10$ und $\rho_{s1}/\rho_{s1} = 3$ . . . . .	238
A.27	Interaktionsdiagramm für $\Theta = 20^\circ$ , $d_1/h_f = 0,10$ und $\rho_{s1}/\rho_{s1} = 3$ . . . . .	239
A.28	Interaktionsdiagramm für $\Theta = 25^\circ$ , $d_1/h_f = 0,10$ und $\rho_{s1}/\rho_{s1} = 3$ . . . . .	239
A.29	Interaktionsdiagramm für $\Theta = 30^\circ$ , $d_1/h_f = 0,10$ und $\rho_{s1}/\rho_{s1} = 3$ . . . . .	240
A.30	Interaktionsdiagramm für $\Theta = 40^\circ$ , $d_1/h_f = 0,10$ und $\rho_{s1}/\rho_{s1} = 3$ . . . . .	240

# Anhang A

## Interaktionsdiagramme für Schub mit Querbiegung

Eingangswerte für die Anwendung der Interaktionsdiagramme:

$$\rho_0 = \frac{f_{cd} \cdot \nu \cdot \sin^2 \Theta}{f_{yd}}$$

$$\omega_0 = \frac{\nu \cdot \sin^2 \Theta}{2} \cdot \frac{h_f}{d}$$

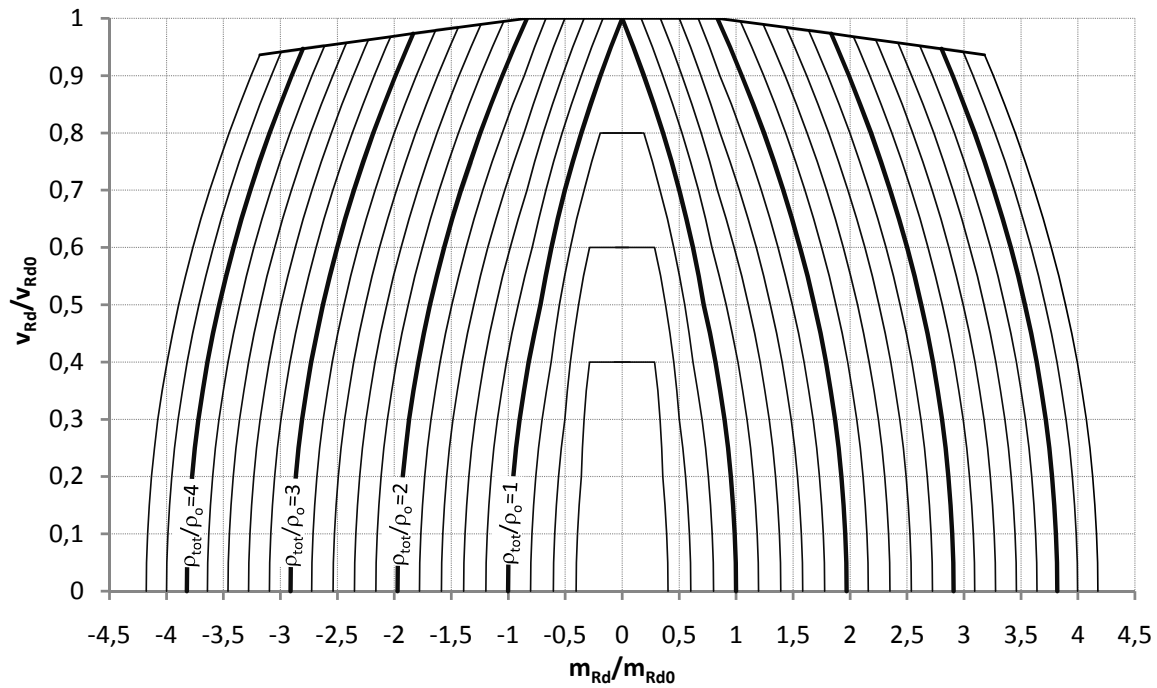
$$v_{Rd0} = f_{cd} \cdot h_f \cdot \nu \cdot \sin \Theta \cdot \cos \Theta$$

$$m_{Rd0} = \omega_0 \cdot f_{cd} \cdot d^2 \cdot (1 - 0,5 \cdot \omega_0)$$

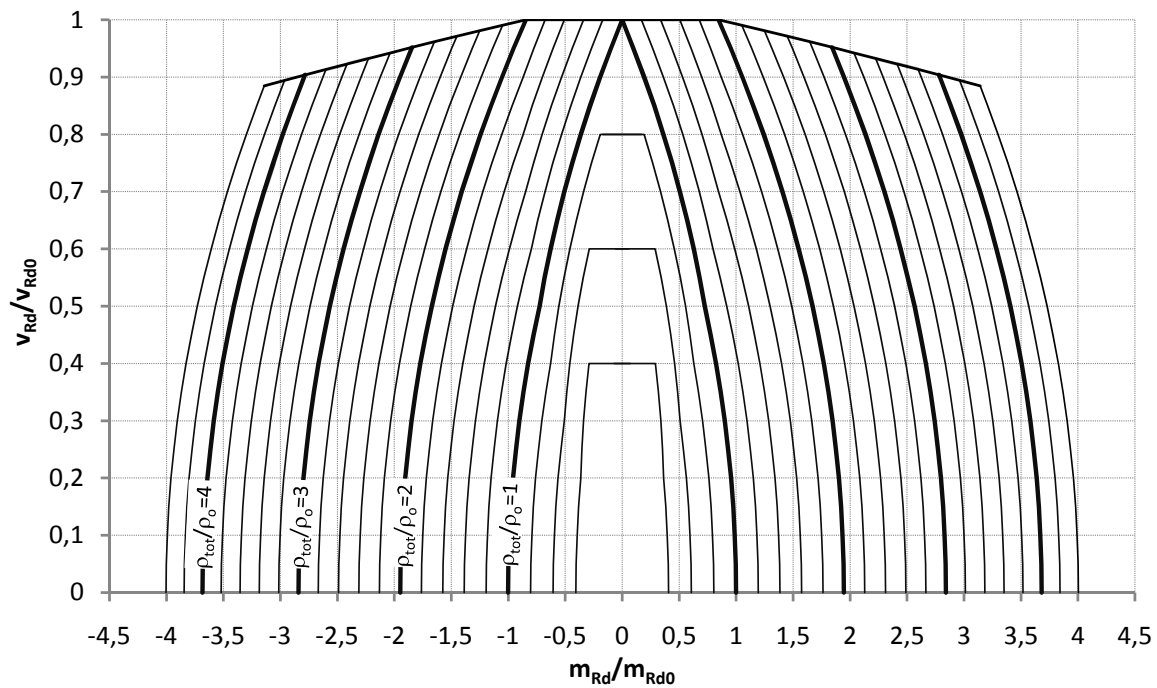
mit

$$f_{cd} = 0,85 \cdot \frac{f_{ck}}{1,5} ; f_{yd} = \frac{f_{yk}}{1,15} ; \nu = 0,75 \quad \text{bis C 50/60}$$

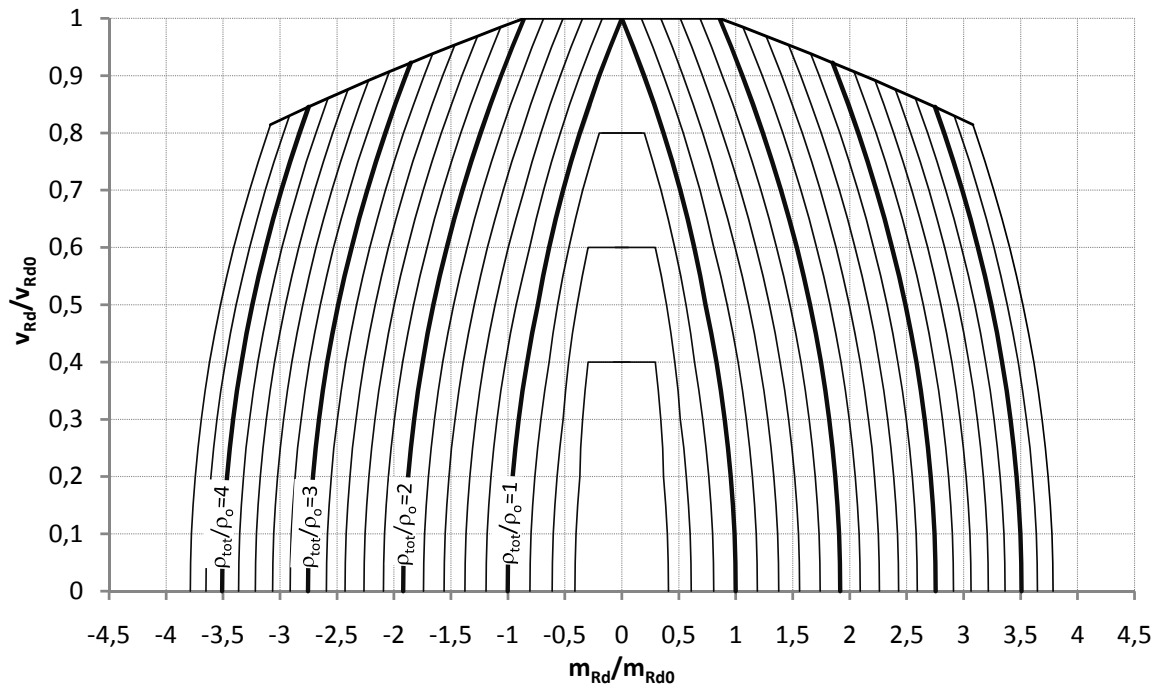
$$\rho_{tot} = \frac{a_{s,GA,1} + a_{s,GA,2}}{h_f} ; \frac{\rho_{s1}}{\rho_{s2}} = \frac{a_{s,GA,1}/h_f}{a_{s,GA,2}/h_f}$$



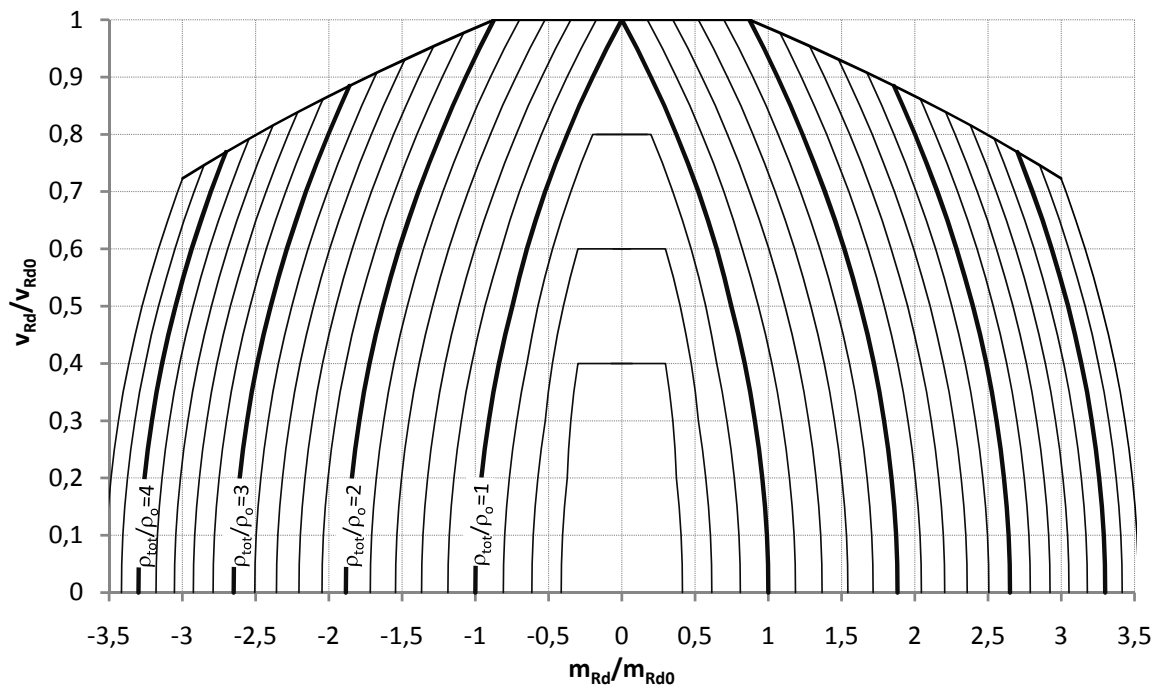
**Abb. A.1:** Interaktionsdiagramm für  $\Theta = 15^\circ$ ,  $d_1/h_f = 0,15$  und  $\rho_{s1}/\rho_{s1} = 1$



**Abb. A.2:** Interaktionsdiagramm für  $\Theta = 20^\circ$ ,  $d_1/h_f = 0,15$  und  $\rho_{s1}/\rho_{s1} = 1$



**Abb. A.3:** Interaktionsdiagramm für  $\Theta = 25^\circ$ ,  $d_1/h_f = 0,15$  und  $\rho_{s1}/\rho_{s1} = 1$



**Abb. A.4:** Interaktionsdiagramm für  $\Theta = 30^\circ$ ,  $d_1/h_f = 0,15$  und  $\rho_{s1}/\rho_{s1} = 1$

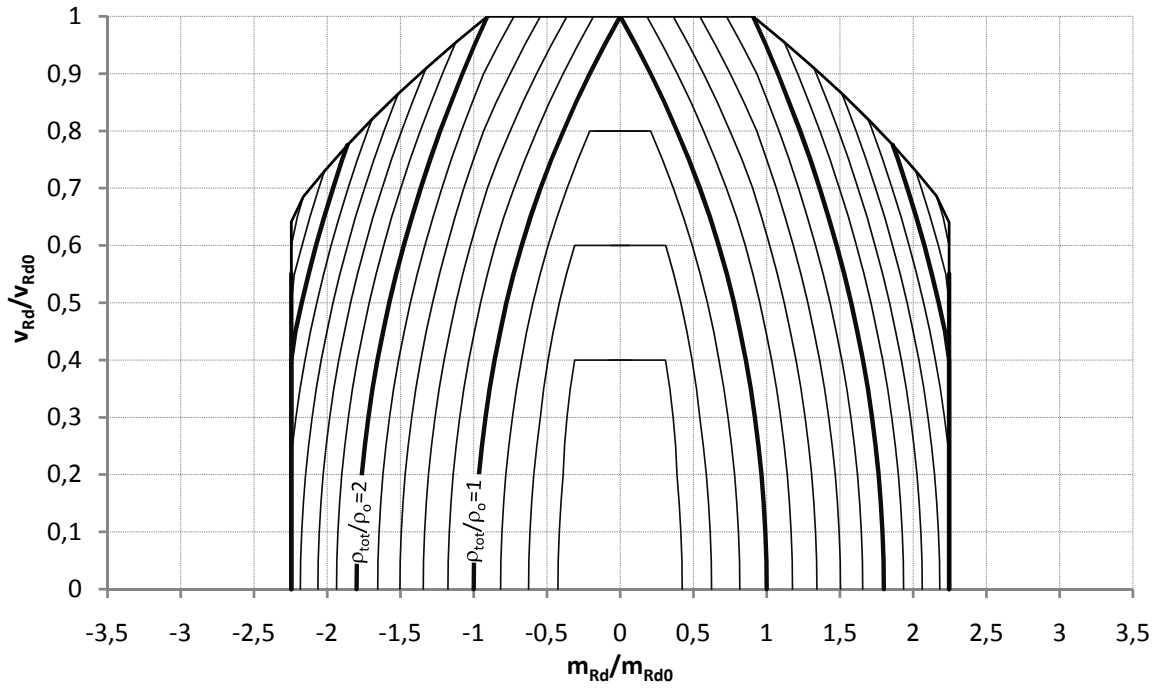


Abb. A.5: Interaktionsdiagramm für  $\Theta = 40^\circ$ ,  $d_1/h_f = 0,15$  und  $\rho_{s1}/\rho_{s1} = 1$

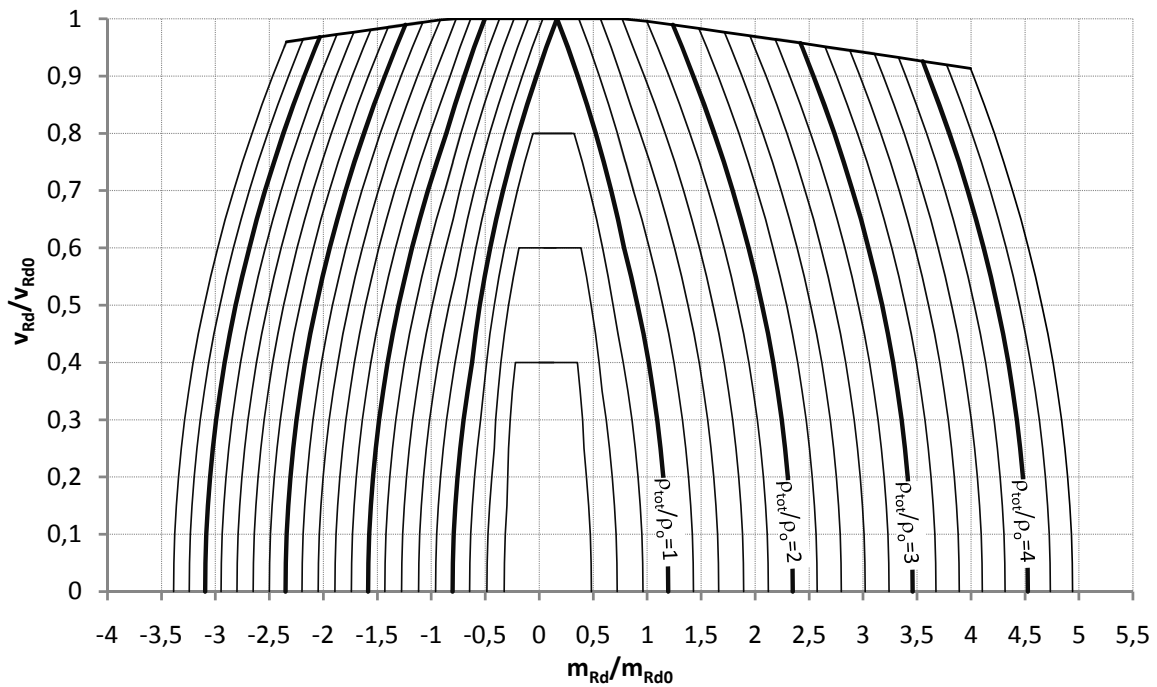
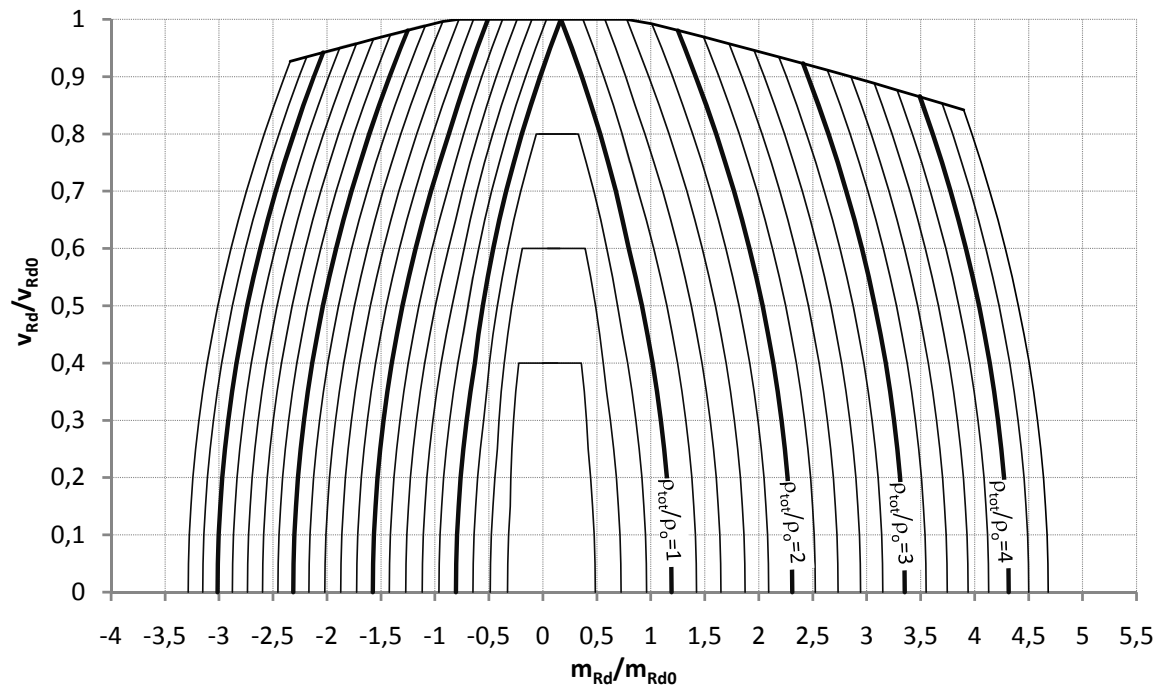
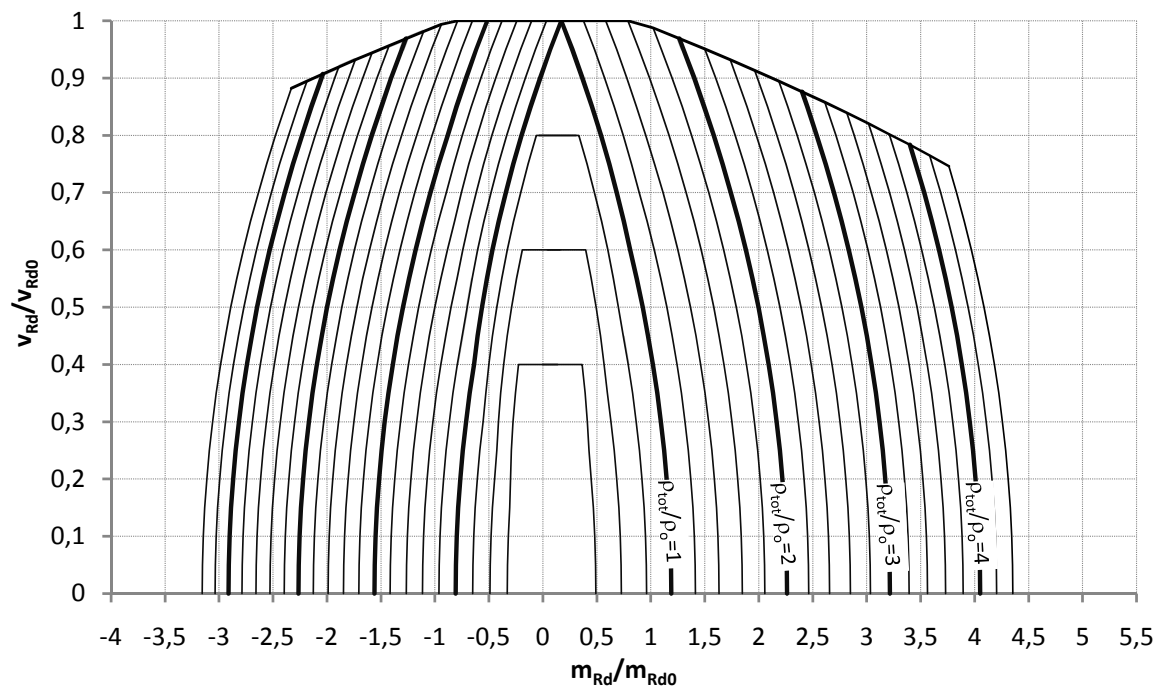


Abb. A.6: Interaktionsdiagramm für  $\Theta = 15^\circ$ ,  $d_1/h_f = 0,15$  und  $\rho_{s1}/\rho_{s1} = 1,5$

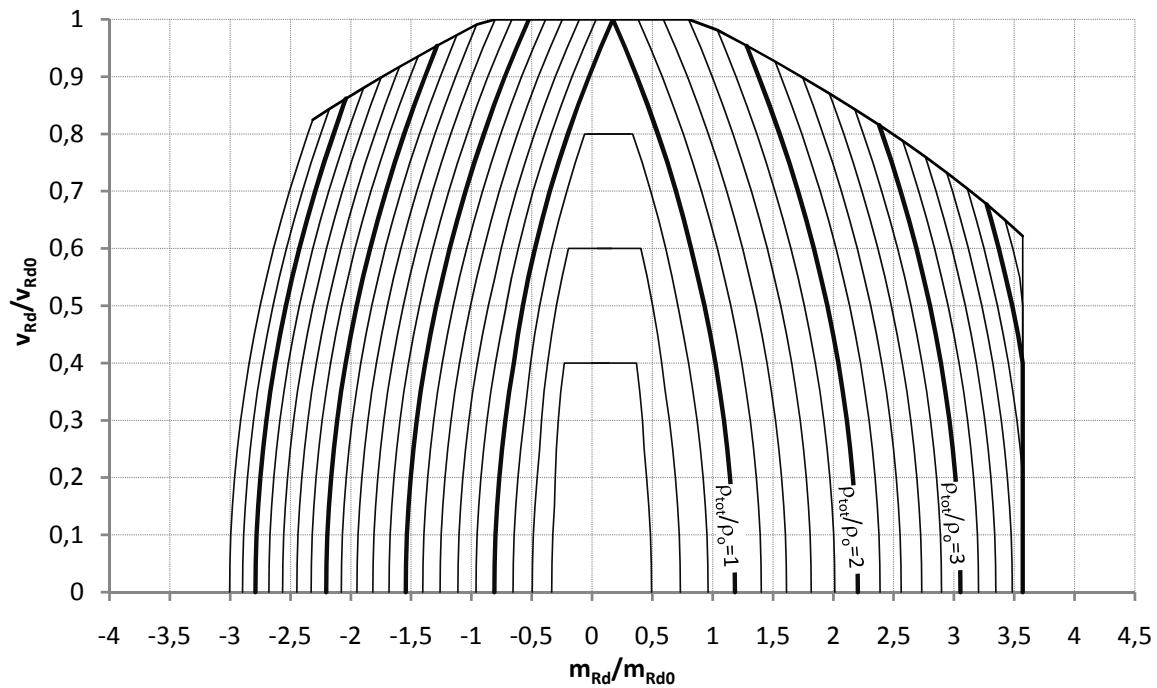




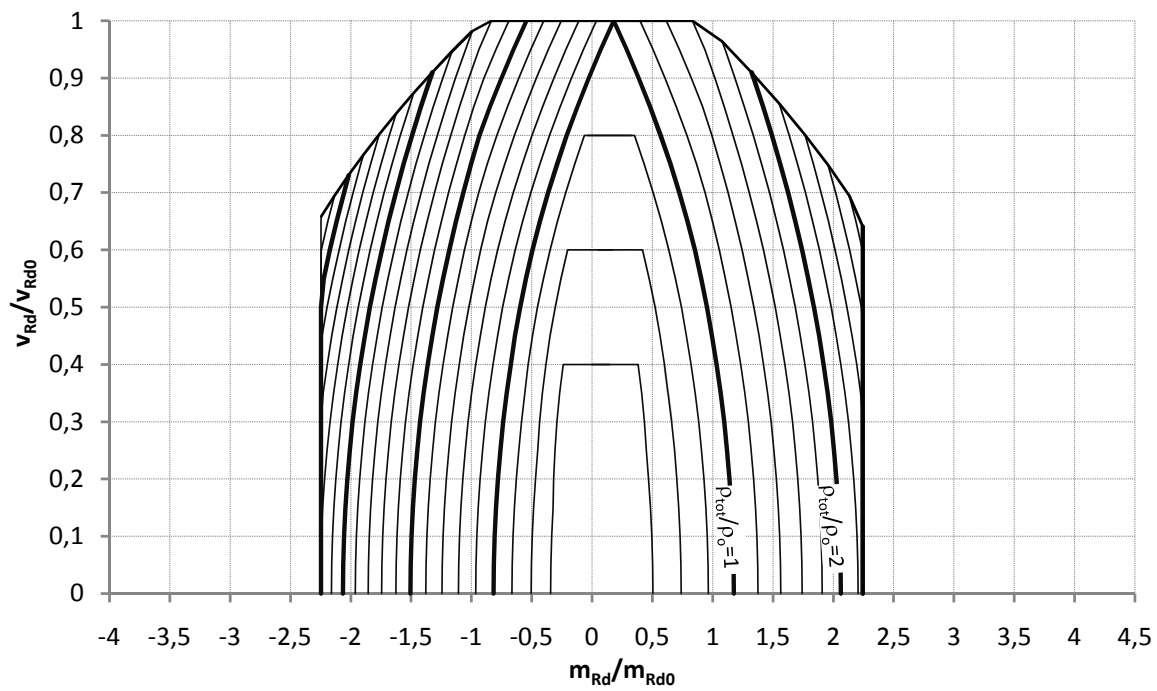
**Abb. A.7:** Interaktionsdiagramm für  $\Theta = 20^\circ$ ,  $d_1/h_f = 0,15$  und  $\rho_{s1}/\rho_{s1} = 1,5$



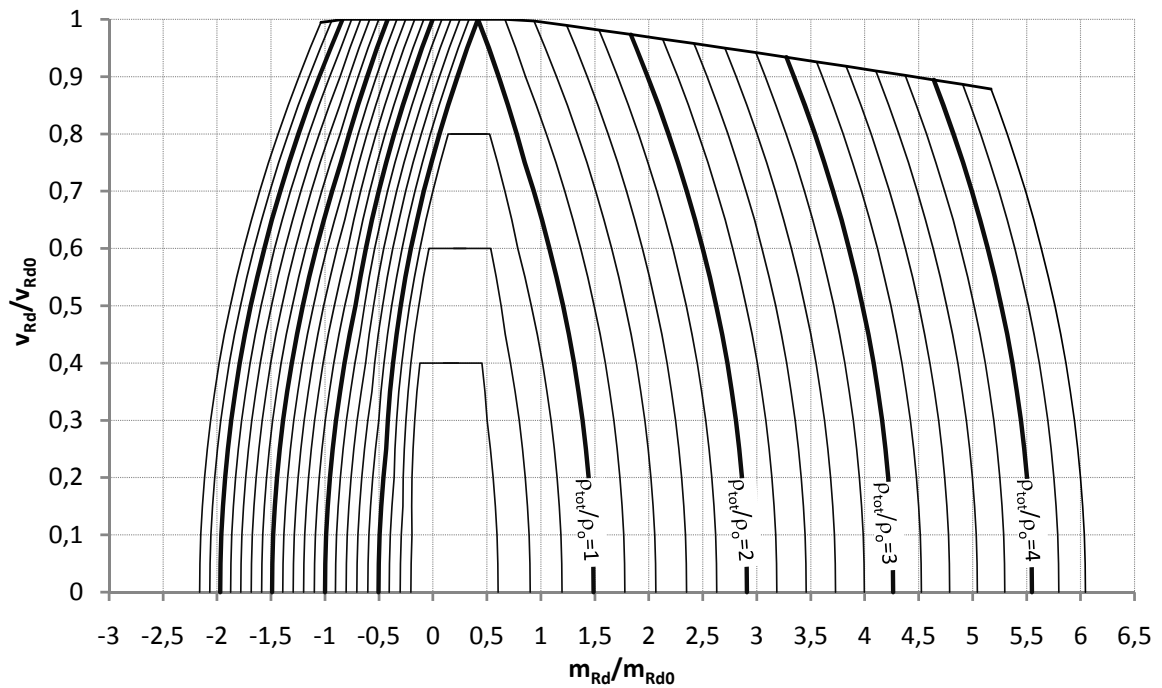
**Abb. A.8:** Interaktionsdiagramm für  $\Theta = 25^\circ$ ,  $d_1/h_f = 0,15$  und  $\rho_{s1}/\rho_{s1} = 1,5$



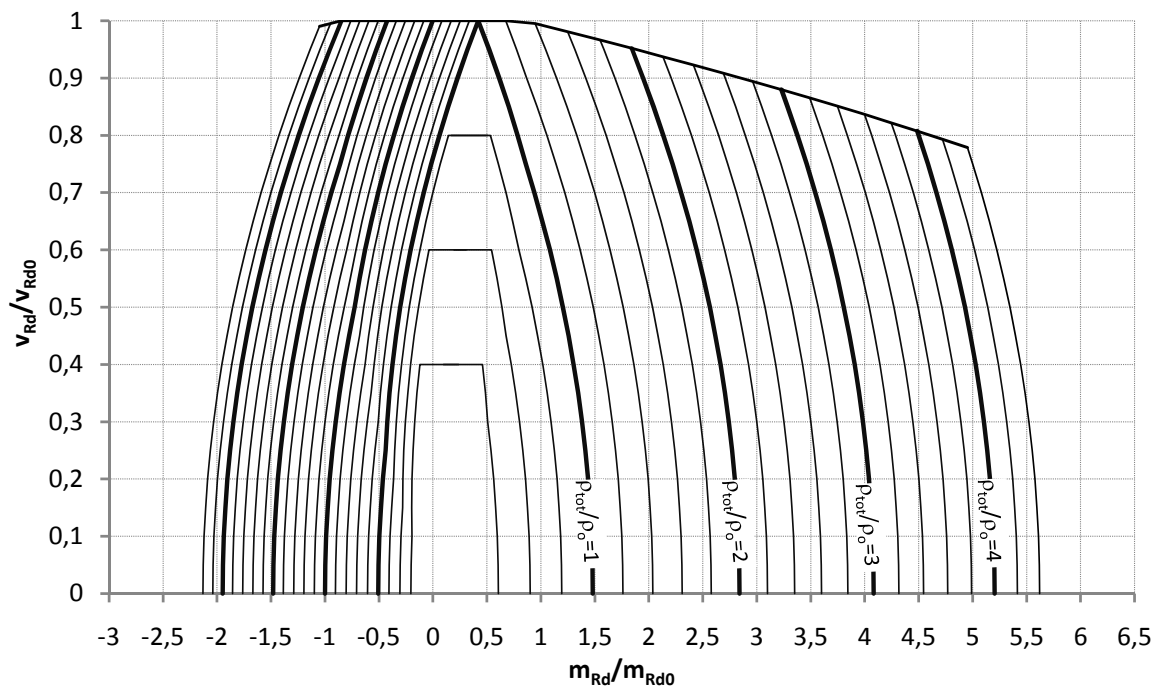
**Abb. A.9:** Interaktionsdiagramm für  $\Theta = 30^\circ$ ,  $d_1/h_f = 0,15$  und  $\rho_{s1}/\rho_{s1} = 1,5$



**Abb. A.10:** Interaktionsdiagramm für  $\Theta = 40^\circ$ ,  $d_1/h_f = 0,15$  und  $\rho_{s1}/\rho_{s1} = 1,5$



**Abb. A.11:** Interaktionsdiagramm für  $\Theta = 15^\circ$ ,  $d_1/h_f = 0,15$  und  $\rho_{s1}/\rho_{s1} = 3$



**Abb. A.12:** Interaktionsdiagramm für  $\Theta = 20^\circ$ ,  $d_1/h_f = 0,15$  und  $\rho_{s1}/\rho_{s1} = 3$

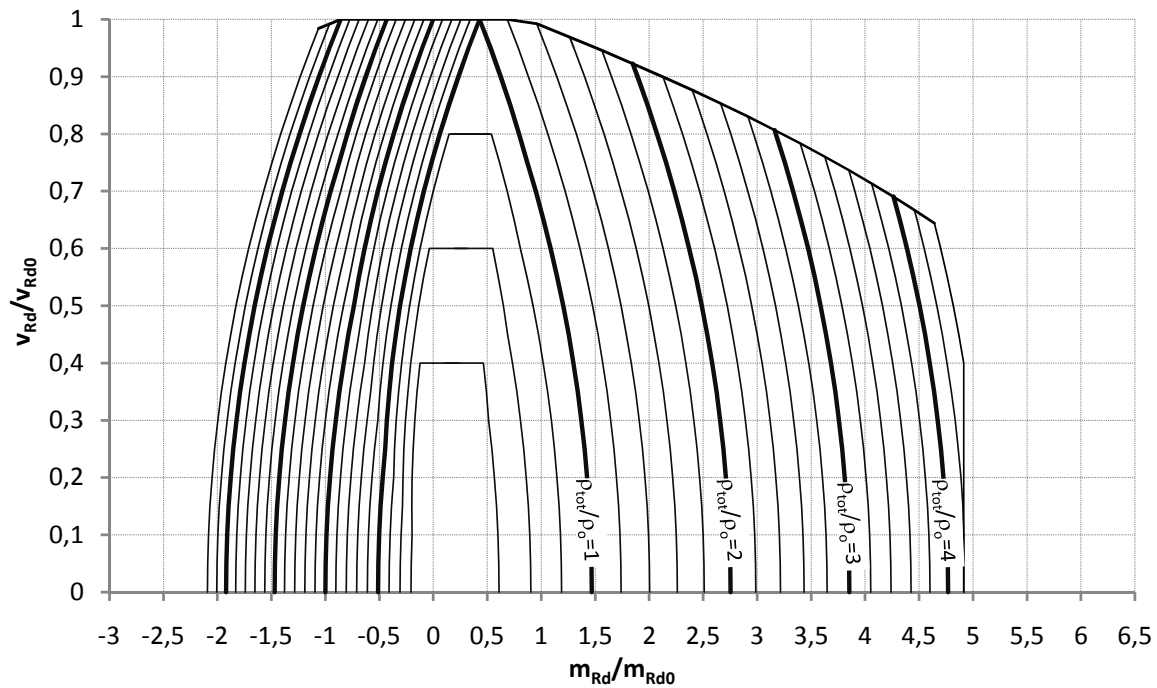


Abb. A.13: Interaktionsdiagramm für  $\Theta = 25^\circ$ ,  $d_1/h_f = 0,15$  und  $\rho_{s1}/\rho_{s1} = 3$

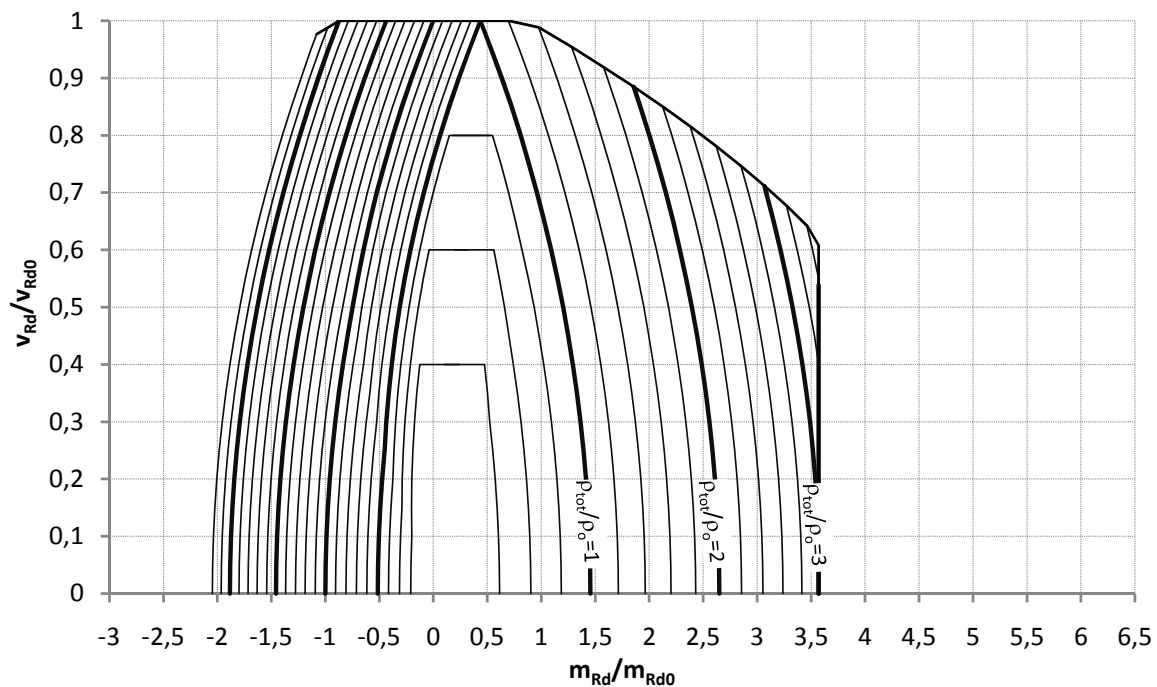
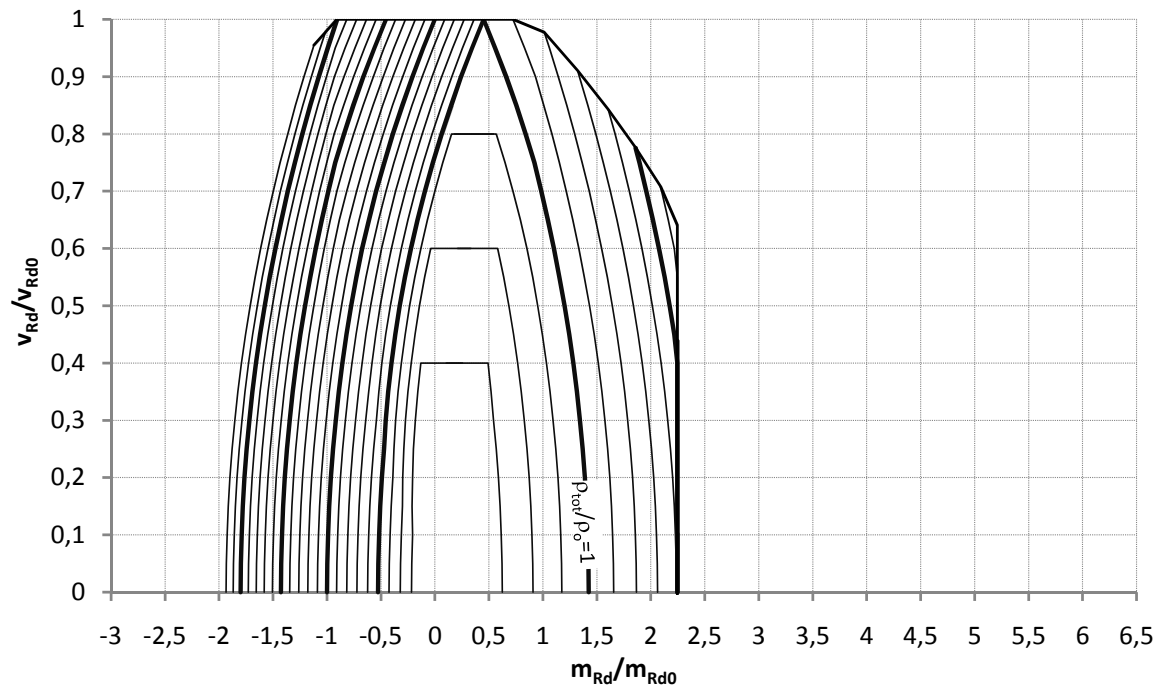
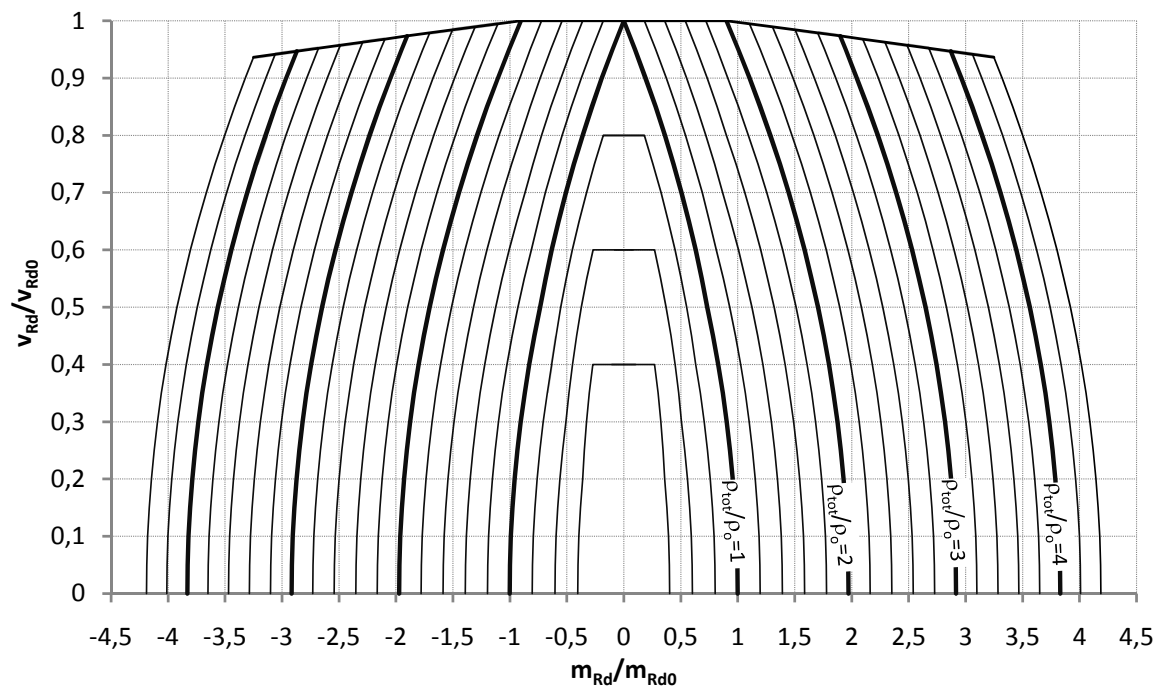


Abb. A.14: Interaktionsdiagramm für  $\Theta = 30^\circ$ ,  $d_1/h_f = 0,15$  und  $\rho_{s1}/\rho_{s1} = 3$



**Abb. A.15:** Interaktionsdiagramm für  $\Theta = 40^\circ$ ,  $d_1/h_f = 0,15$  und  $\rho_{s1}/\rho_{s1} = 3$



**Abb. A.16:** Interaktionsdiagramm für  $\Theta = 15^\circ$ ,  $d_1/h_f = 0,10$  und  $\rho_{s1}/\rho_{s1} = 1$

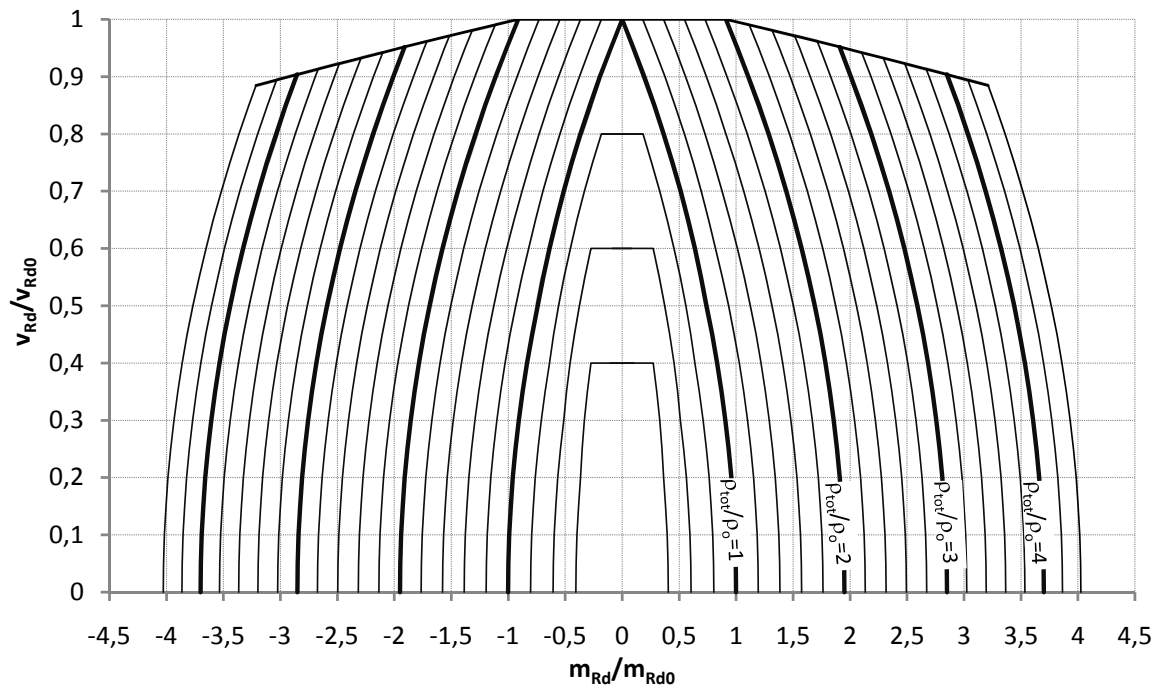


Abb. A.17: Interaktionsdiagramm für  $\Theta = 20^\circ$ ,  $d_1/h_f = 0,10$  und  $\rho_{s1}/\rho_{s1} = 1$

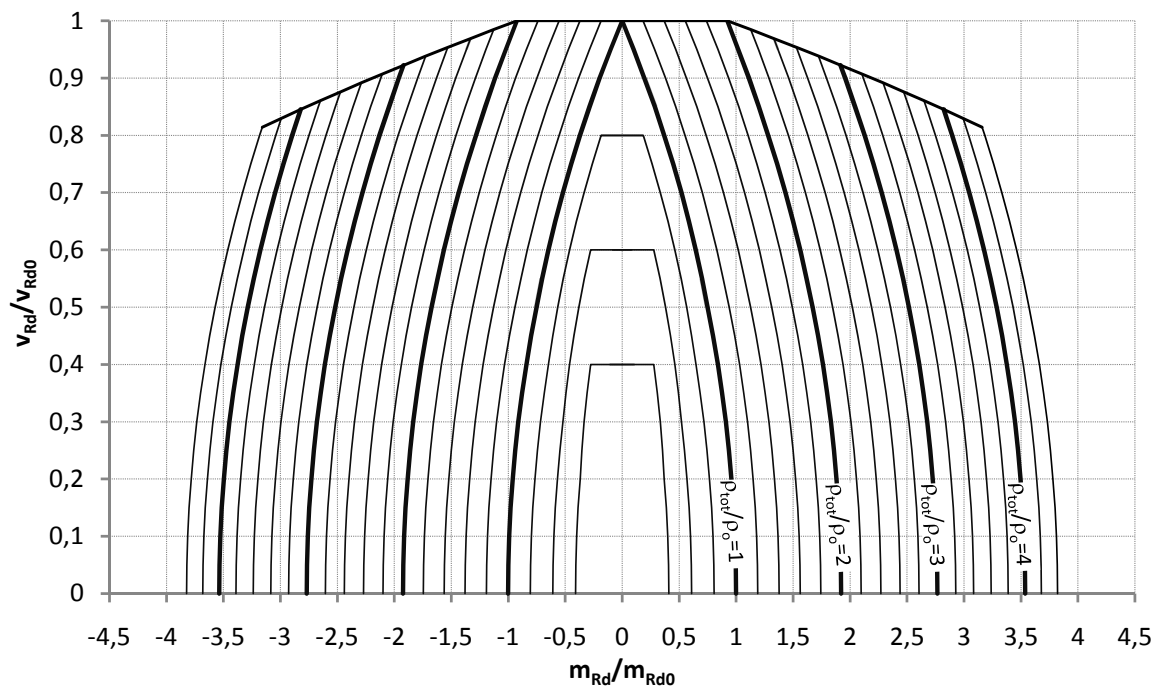
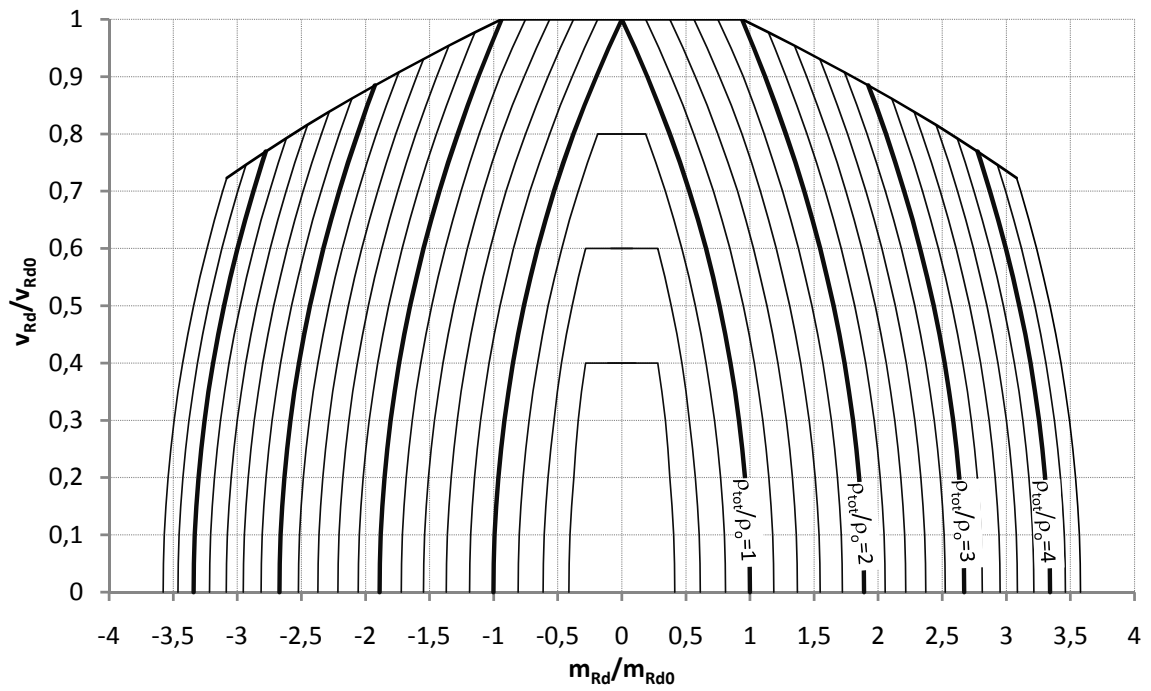
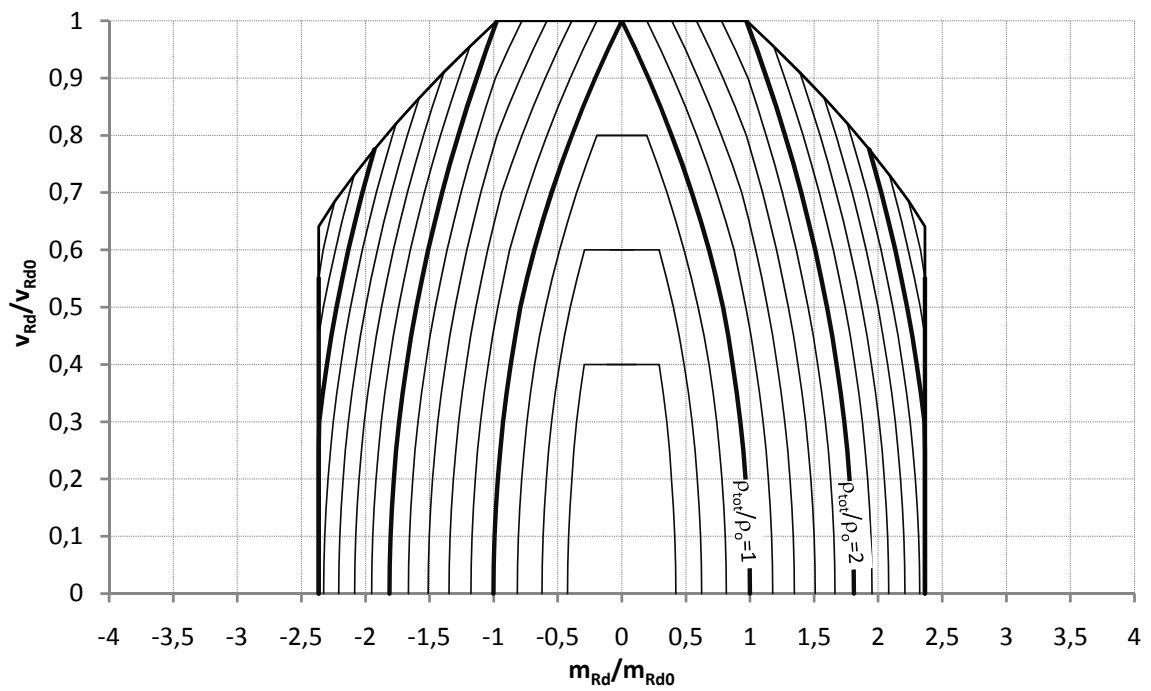


Abb. A.18: Interaktionsdiagramm für  $\Theta = 25^\circ$ ,  $d_1/h_f = 0,10$  und  $\rho_{s1}/\rho_{s1} = 1$



**Abb. A.19:** Interaktionsdiagramm für  $\Theta = 30^\circ$ ,  $d_1/h_f = 0,10$  und  $\rho_{s1}/\rho_{s1} = 1$



**Abb. A.20:** Interaktionsdiagramm für  $\Theta = 40^\circ$ ,  $d_1/h_f = 0,10$  und  $\rho_{s1}/\rho_{s1} = 1$

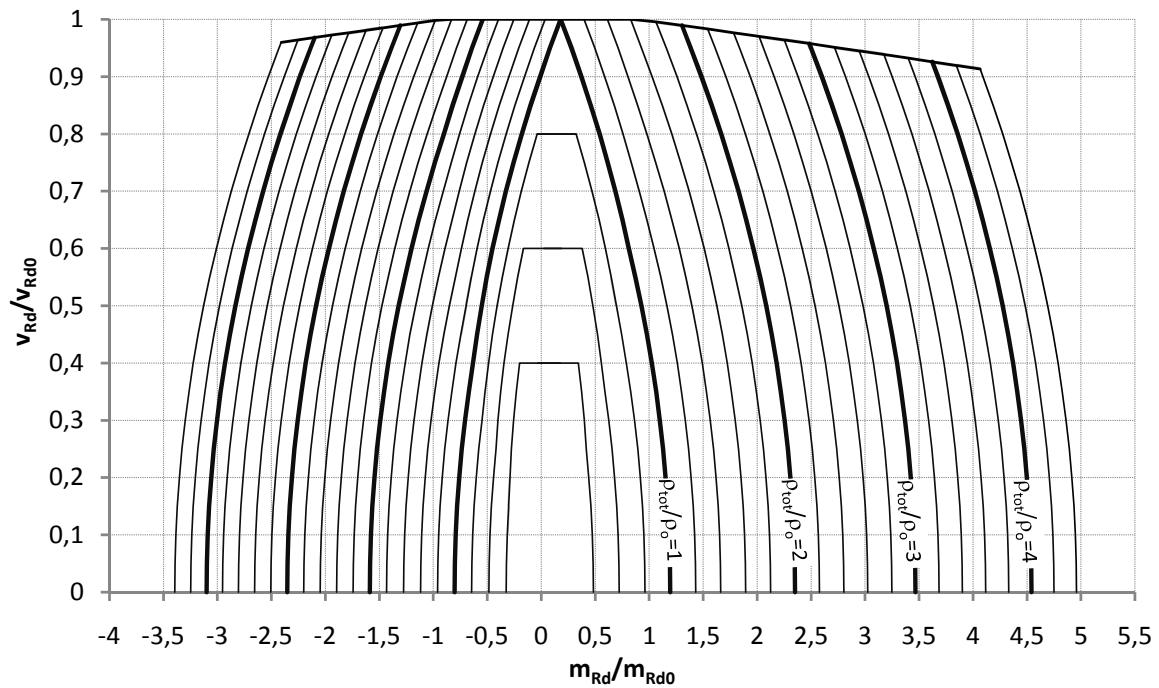


Abb. A.21: Interaktionsdiagramm für  $\Theta = 15^\circ$ ,  $d_1/h_f = 0,10$  und  $\rho_{s1}/\rho_{s1} = 1,5$

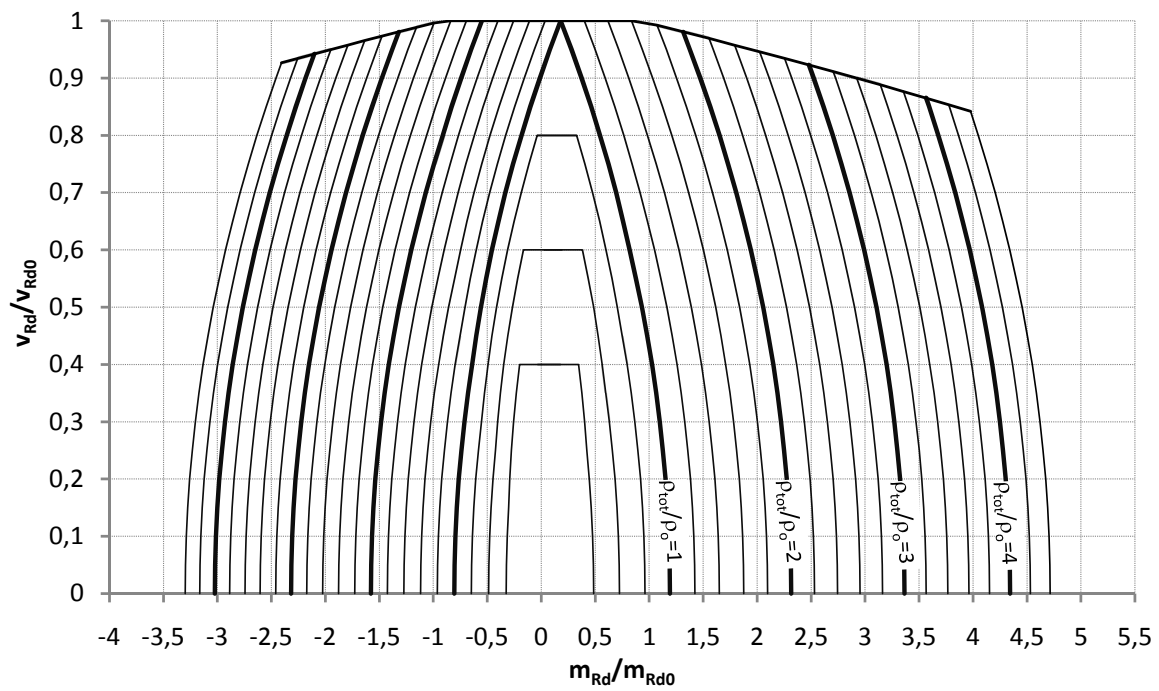
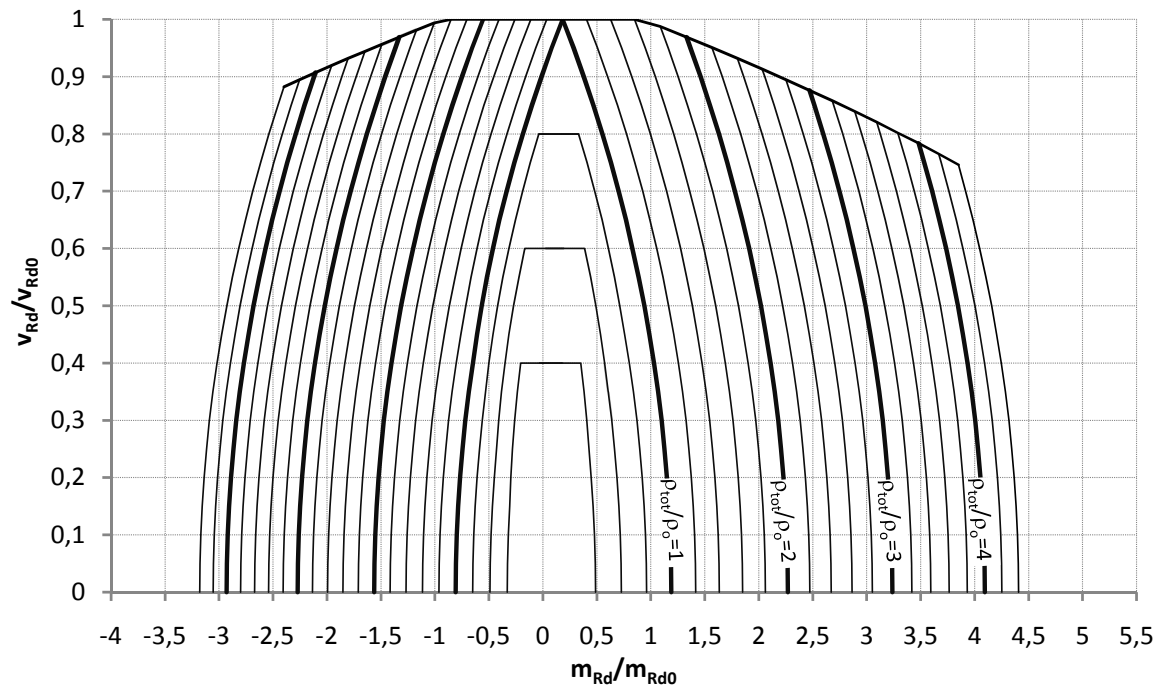
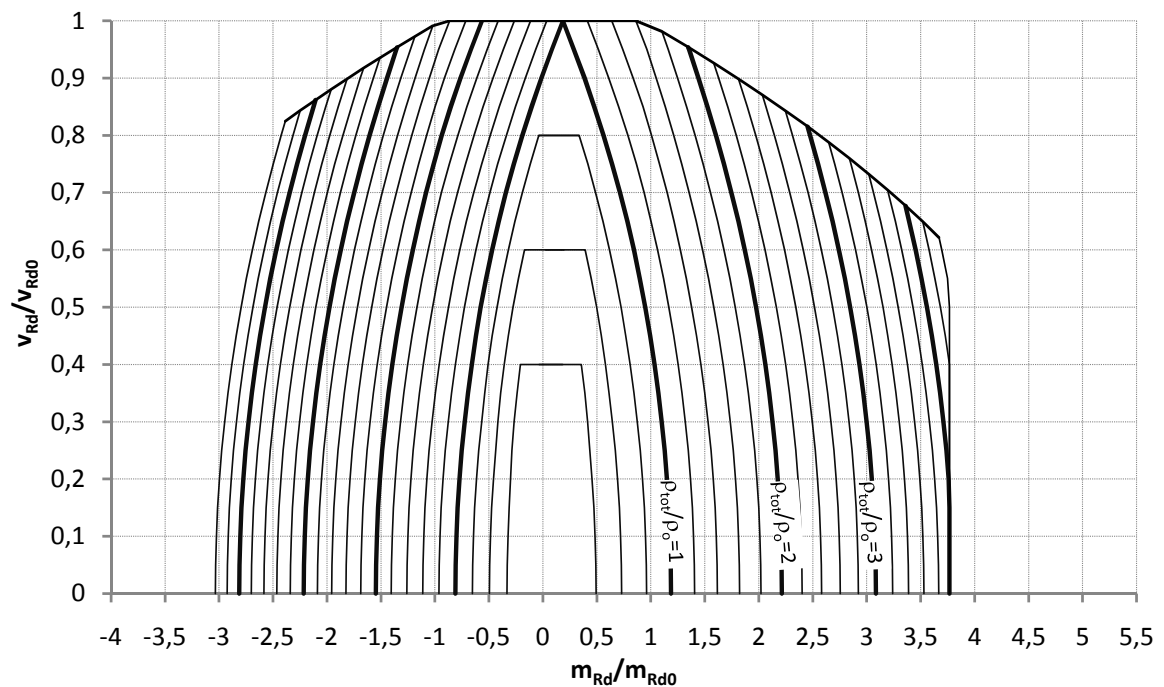


Abb. A.22: Interaktionsdiagramm für  $\Theta = 20^\circ$ ,  $d_1/h_f = 0,10$  und  $\rho_{s1}/\rho_{s1} = 1,5$





**Abb. A.23:** Interaktionsdiagramm für  $\Theta = 25^\circ$ ,  $d_1/h_f = 0,10$  und  $\rho_{s1}/\rho_{s1} = 1,5$



**Abb. A.24:** Interaktionsdiagramm für  $\Theta = 30^\circ$ ,  $d_1/h_f = 0,10$  und  $\rho_{s1}/\rho_{s1} = 1,5$

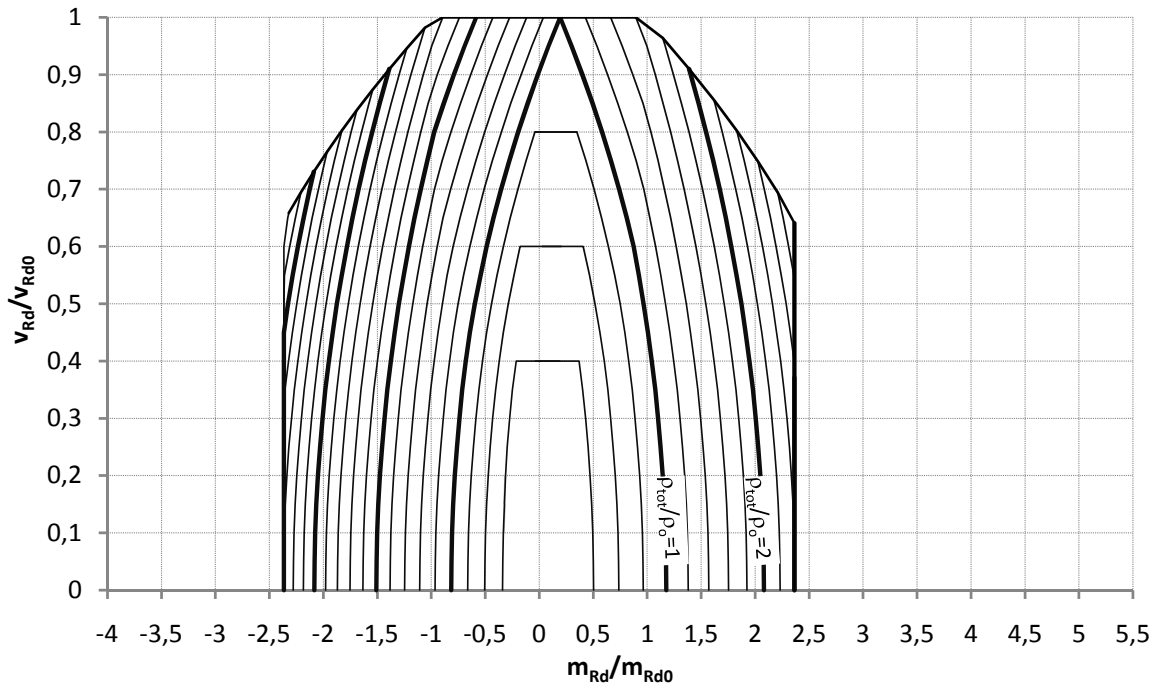


Abb. A.25: Interaktionsdiagramm für  $\Theta = 40^\circ$ ,  $d_1/h_f = 0,10$  und  $\rho_{s1}/\rho_{s1} = 1,5$

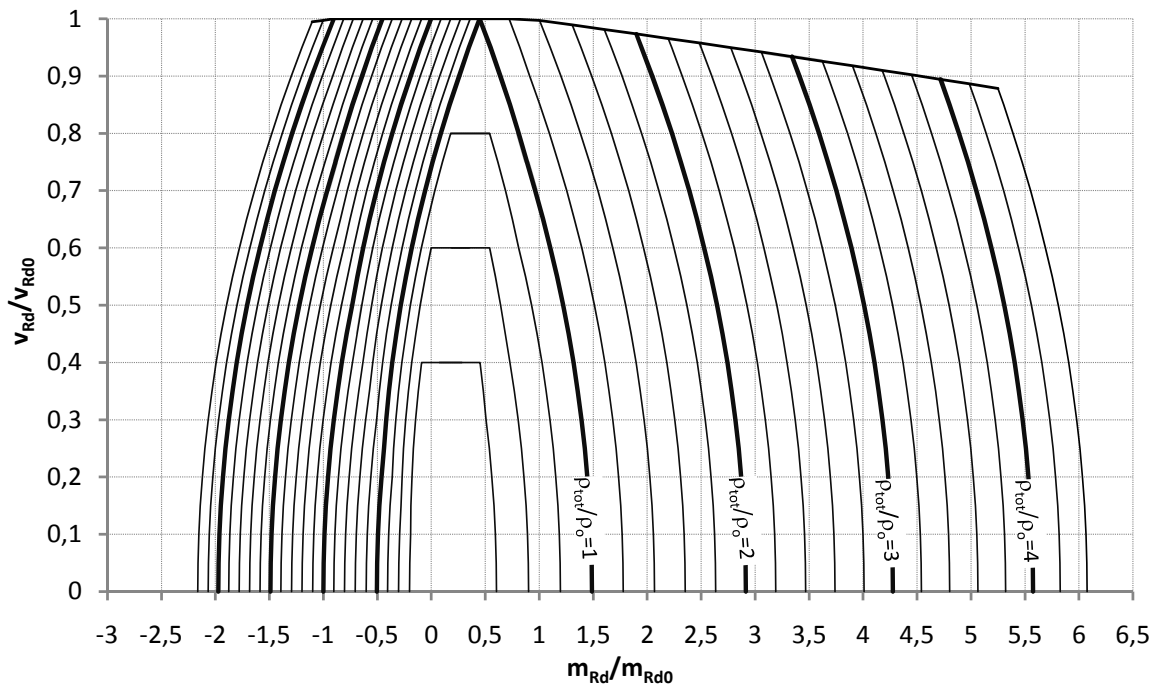
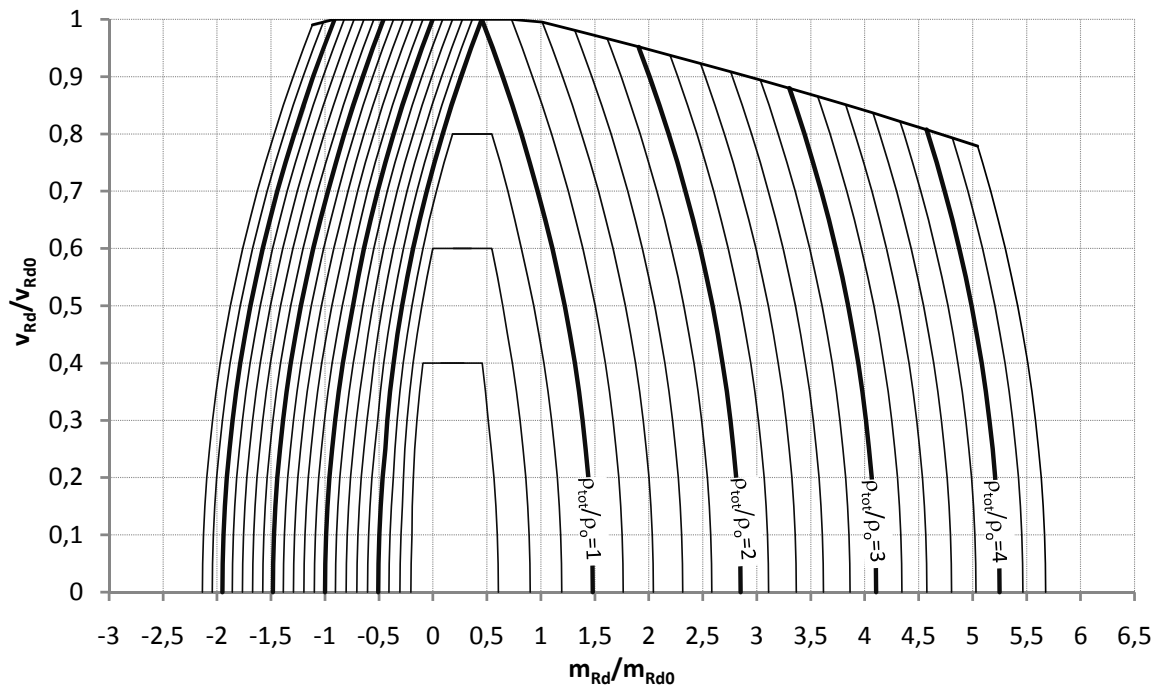
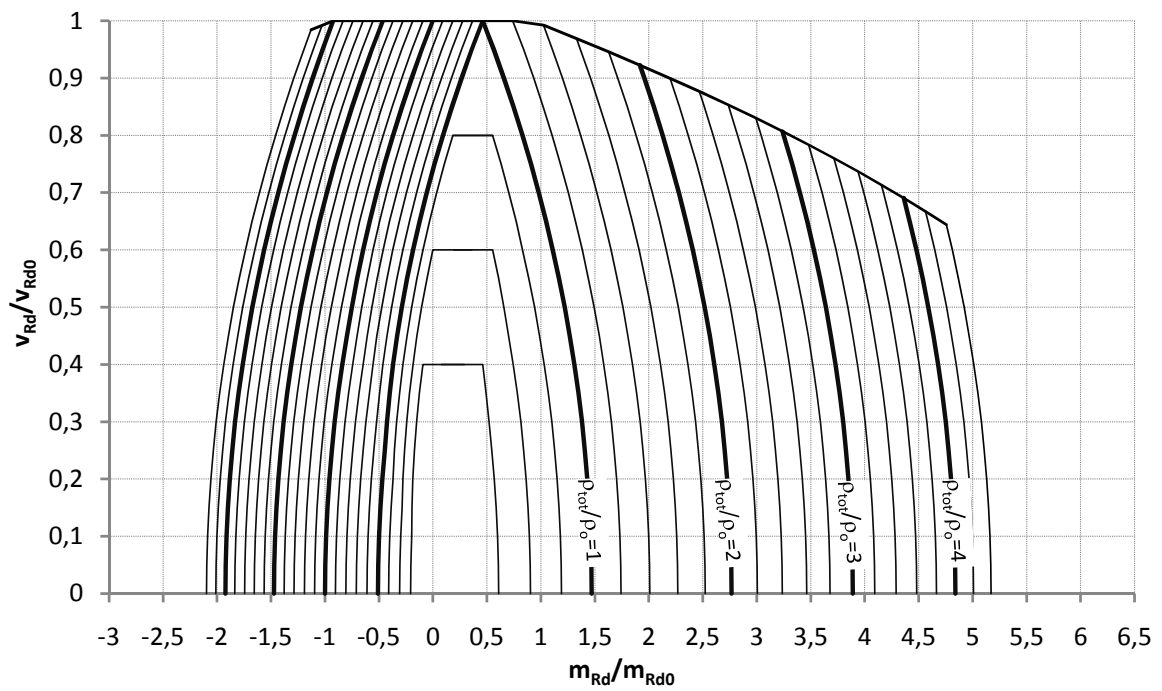


Abb. A.26: Interaktionsdiagramm für  $\Theta = 15^\circ$ ,  $d_1/h_f = 0,10$  und  $\rho_{s1}/\rho_{s1} = 3$



**Abb. A.27:** Interaktionsdiagramm für  $\Theta = 20^\circ$ ,  $d_1/h_f = 0,10$  und  $\rho_{s1}/\rho_{s1} = 3$



**Abb. A.28:** Interaktionsdiagramm für  $\Theta = 25^\circ$ ,  $d_1/h_f = 0,10$  und  $\rho_{s1}/\rho_{s1} = 3$

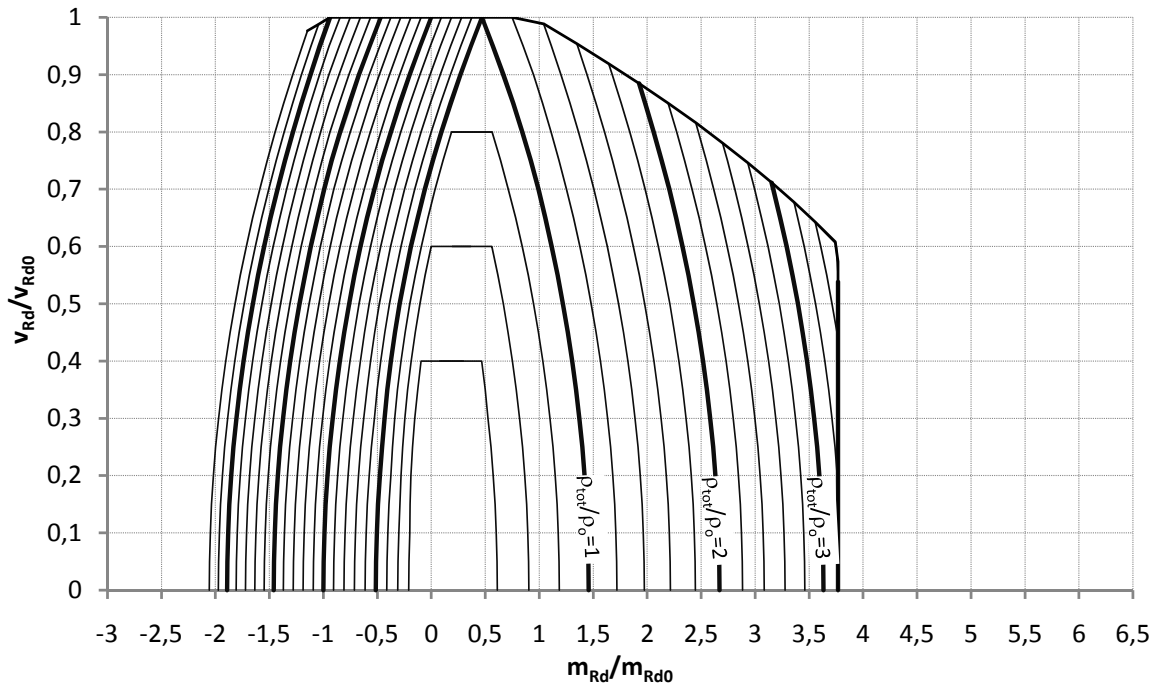


Abb. A.29: Interaktionsdiagramm für  $\Theta = 30^\circ$ ,  $d_1/h_f = 0,10$  und  $\rho_{s1}/\rho_{s1} = 3$

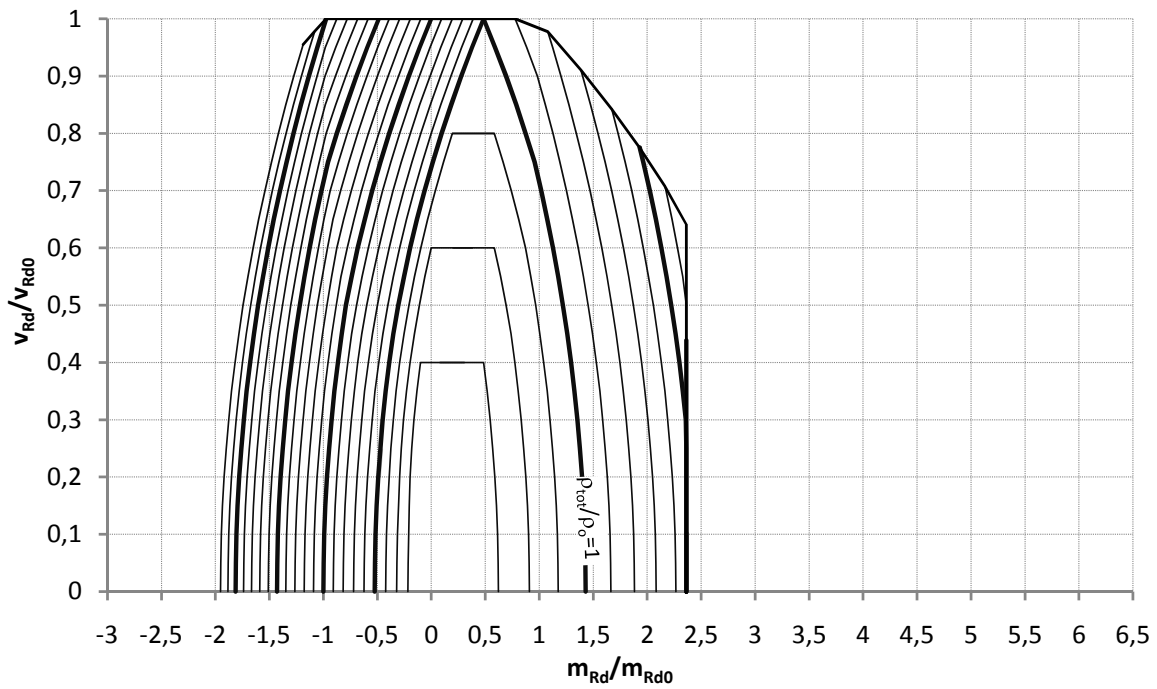


Abb. A.30: Interaktionsdiagramm für  $\Theta = 40^\circ$ ,  $d_1/h_f = 0,10$  und  $\rho_{s1}/\rho_{s1} = 3$

# Lebenslauf

## Persönliche Daten

---

Name	Matthias Müller
Geburtsdatum	07.11.1979
Geburtsort	Hagen
Staatsangehörigkeit	deutsch

## Schulbildung, Zivildienst, Studium

---

08/1986 bis 06/1990	Grundschule Boloh, Hagen
08/1990 bis 06/1999	Ricarda-Huch-Gymnasium, Hagen Abschluss: Abitur
07/1999 bis 06/2000	Zivildienst
10/2000 bis 02/2006	Studium des Bauingenieurwesens an der Technischen Universität Dortmund Vertiefung: Konstruktiver Ingenieurbau Abschluss: Diplom

## Beruflicher Werdegang

---

02/2002 bis 08/2005	Lederhose, Wittler & Partner GbR Studentische Hilfskraft
03/2006 bis 04/2012	König und Heunisch Planungsgesellschaft mbH, Dortmund Angestellter Bauingenieur für konstruktiven Ingenieurbau
08/2011 bis 07/2012	TU Dortmund, Lehrstuhl Betonbau Wissenschaftlicher Mitarbeiter
seit 07/2012	Bundesanstalt für Straßenwesen Wissenschaftlicher Mitarbeiter