

Beitrag zur rechnerischen Überprüfung von Betonhohlkastenbrücken

Vom Promotionsausschuss der
Technischen Universität Hamburg-Harburg
zur Erlangung des akademischen Grades
Doktor-Ingenieur (Dr.-Ing.)
genehmigte Dissertation

von
Gregor Borkowski

aus
Hindenburg

2014

1. Gutachter: Prof. Dr. sc. techn. Viktor Sigrist
2. Gutachter: Prof. Dr.-Ing. Uwe Starossek
3. Gutachter: Prof. Dr.-Ing. Michael Baur

Tag der mündlichen Prüfung: 25. April 2014

Vorwort

In neuerer Zeit haben sich im konstruktiven Ingenieurbau die Fragestellungen verändert: Mehr und mehr geht es darum, in die Jahre gekommene Brücken aus Stahl- und Spannbeton, die möglicherweise mangelhaft konstruiert wurden, bereits Korrosionsschäden aufweisen oder erheblich größeren Nutzlasten ausgesetzt sind als ursprünglich gedacht, bezüglich ihrer Tragfähigkeit zu beurteilen. Die Überprüfung von Tragwerken ist so zu einer zunehmend wichtigen Aufgabe geworden. Viele bestehende Brücken genügen den heute geltenden Vorschriften allerdings nicht, weshalb, zumindest in all jenen Fällen, in denen Instandsetzung und Verstärkung (Ertüchtigung) vielversprechende Optionen darstellen, eingehendere Untersuchungen durchgeführt werden. Diese beinhalten in der Regel visuelle und manchmal auch messtechnische Zustandserfassungen sowie rechnerische Überprüfungen, wobei sich letztere sowohl auf die Beanspruchungen als auch auf die Tragwiderstände beziehen. Seit einigen Jahren werden deshalb in der Forschung beträchtliche Anstrengungen unternommen, die Widerstandsmodelle zu verbessern, den Beanspruchungen bzw. den aus den Einwirkungen resultierenden Schnittgrößen und Spannungen wird hingegen vergleichsweise wenig Aufmerksamkeit geschenkt.

Diesem Ungleichgewicht versucht Herr Borkowski mit seiner Forschungsarbeit zu begegnen. Der Fokus der Arbeit liegt auf der Querkrafttragfähigkeit, auf jener Beanspruchungsart also, für die häufig Mängel festgestellt werden. Da bei der rechnerischen Überprüfung eines Tragwerks nicht die Möglichkeit des konstruktiven Eingreifens besteht, sind an die Anpassungsfähigkeit und die Genauigkeit der Berechnung höchste Anforderungen zu stellen. Glücklicherweise ist die experimentelle Basis, auf die sich Beurteilungen stützen, deutlich breiter als noch vor wenigen Jahren, und es stehen heute computerbasierte Rechenmodelle und Analyseverfahren zur Verfügung, die einen besseren Einblick in das Verhalten der Bauteile ermöglichen.

Herr Borkowski beleuchtet zwei Ebenen der Fragestellung: Er geht einerseits, zunächst auf der Grundlage linear elastischen Werkstoffverhaltens, auf die Ermittlung der Beanspruchungen (Schnittgrößen) mit räumlichen Computernmodellen ein; andererseits diskutiert er die Auswirkungen nichtlinearen Werkstoffverhaltens. Es zeigt sich, dass das Arbeiten mit solchen Modellen anspruchsvoll und aufwändig ist und beide Einflüsse, die

räumliche Tragwirkung und die Nichtlinearität, bedeutsam sein können. Verallgemeinerbare Ergebnisse lassen sich aber nur in begrenztem Umfang gewinnen, und in der Regel sind umfangreich Voruntersuchungen erforderlich. Insofern leistet Herr Borkowski mit seiner Dissertation einen wichtigen Beitrag.

Hamburg, 2014

Prof. Dr. Viktor Sigrist

Abstract

The structural assessment of existing bridges is gaining increasing importance within civil engineering, as many reinforced concrete bridges that were built 40 to 60 years ago show deficiencies regarding serviceability as well as load-bearing capacity. These deficiencies are due to poor detailing, increasing traffic loads as well as structural damage caused by vehicles, environmental influences and material fatigue. To ensure that the bridges remain viable, it is necessary to carry out structural assessments using state-of-the-art methods and to estimate the structural performance under current and future traffic loads. When the structural capacity of these bridges is assessed using widely used, simple static models, the bridges often do not meet the requirements of the current design codes. This is due to the fact that the design actions determined from simple models are greater than the capacities calculated according to current design codes.

The shear capacities of concrete box girder bridges in particular are often insufficient, because previous design codes stipulated lower design loads and allowed lower shear reinforcement ratios in the webs. As current design codes demand larger shear resistances for webs and deck slabs, elaborate and expensive strengthening measures and even partial or complete bridge renewals can become necessary.

Using more detailed analyses of the design loads and the structural behaviour of the bridges, more realistic design actions and structural resistances can be obtained. It is hence possible to gain a more complete understanding of the flow of forces and the structural resistances of the bridges. Therefore, this dissertation is concerned with determining the flow of forces in single- and multi-cell concrete box girder bridges. The goal is to show that the existing bridges meet the requirements stipulated in the current design codes, so that costly rehabilitation measures can be avoided.

The focus of this dissertation is on determining the shear forces in the critical sections: in the webs near the supports as well as in the areas of the deck slab close to the webs. Experience shows that existing bridges generally have sufficient bending capacities, as they usually contain a sufficient amount of flexural reinforcement and are highly prestressed.

The shear forces are determined according to the traffic load model described in DIN Report 101 [35], using spatial finite element calculations with shell elements and linear-elastic material laws. The comparison of these FE results with the results obtained from a two-dimensional analysis of framed structures shows distinct differences between the two methods. The analysis of framed structures yields non-conservative results for multi-cell sections, as the shear force is assumed to be evenly distributed among the webs as the bridge bends. The 3D FE calculations, however, indicate that the shear forces flow mainly through the webs closest to the load.

Subsequently, the shear forces are determined from spatial FE models with non-linear material laws for reinforced concrete and compared with the results from the previous, linear-elastic analyses. Compared with the linear-elastic approach, the non-linear calculations yield lower shear forces in the critical web sections near the central support and higher shear forces in the critical sections near the end supports. An explanation for the different results obtained from the non-linear calculations is that the areas of the deck slab close to the webs aid in resisting the shear forces in the direction of the bridge axis. On the other hand, the load paths within the bridges change significantly, causing a decrease in the inclination of the compression fields and a hence a reduction of stress in the webs. Further investigations show that due to the redistribution of the longitudinal shear forces from the webs to the slabs the existing shear resistance in the slabs is not exceeded.

The effective width of the deck slab overhang for point loads is also determined in this document. It is shown that the effective width is dependent on the slab geometry as well as on the location of the point load on the deck slab overhangs. The calculated effective widths are smaller for sections close to the diaphragms than elsewhere in the span. Diagrams based on these calculations are presented; they can be used to determine the effective slab widths for sections close to the diaphragms.

Kurzfassung

Die rechnerische Überprüfung von bestehenden Brücken ist ein stetig wachsendes Aufgabengebiet der heutigen Bauingenieure, da 40 bis 60 Jahre alte Betonbrücken Defizite bezüglich der Tragfähigkeit und Gebrauchstauglichkeit aufweisen können. Diese vorhandenen Defizite entstehen infolge ungenügender konstruktiver Ausbildung, im Laufe der Nutzungsdauer steigender Verkehrslasten sowie Brückenschäden bedingt durch Nutzung, Umwelteinflüsse und Materialermüdung. Diese Brücken sind nach dem Stand der Technik bezüglich ihrer Tragfähigkeit zu überprüfen und es gilt ihre Funktionalität für die nächsten Jahre zu beurteilen und sicherzustellen. Bei der rechnerischen Überprüfung bestehender Brücken mit aktuell gängigen, einfachen, statischen Modellen können diese Brücken die heute gültigen Anforderungen oft nicht erfüllen, da die anhand einfacher Modelle bestimmten Einwirkungen größer als die auf der Basis heute gültiger Normen rechnerisch bestimmten Widerstände sind.

Vor allem bestehende Betonhohlkastenbrücken weisen heute oft Defizite bezüglich ihrer Querkrafttragfähigkeit auf, da bei der Konstruktion damals einerseits geringere Lastannahmen gültig waren und andererseits das damalige Bemessungskonzept geringere Bewehrungsgrade der Querkraftbewehrung in den Stegen zuließ. Da nach den heute gültigen Vorschriften erforderliche Widerstände in Stegen und/oder Fahrbahnplatten der Querkraftbeanspruchung rechnerisch nicht widerstehen, können aufwendige und teure Verstärkungsmaßnahmen bis hin zum teilweisen oder ganzen Brückenersatz faktisch notwendig werden.

Verfeinerte und somit genauere Bestimmung der Einwirkungen und des Tragverhaltens liefern wirklichkeitsnahe Kräfte und Widerstände der Brücken. Dadurch können detaillierte und genauere Erkenntnisse hinsichtlich des Kraftflusses und des Widerstands ermittelt werden. Deshalb beschäftigt sich die vorliegende Arbeit mit der Bestimmung des Kraftflusses innerhalb von ein- und mehrzelligen Betonhohlkastenbrücken mit dem Ziel, die nach aktuellen Vorschriften notwendigen Anforderungen an die bestehenden Brücken zu erfüllen, damit kostenintensive Ertüchtigungsmaßnahmen vermieden werden können.

Der Fokus der Arbeit liegt auf der Bestimmung von Querkräften in den maßgebenden Nachweisschnitten: in den Stegen im Bereich der Auflager sowie in Fahrbahnplatten im

Anschnitt zu Stegen. Erfahrungsgemäß sind bestehende Brücken bezüglich der Biegetragfähigkeit als unkritisch zu bewerten, da sie einerseits meist über ausreichend Biegebewehrung verfügen und andererseits hochgradig vorgespannt sind.

Zunächst werden mithilfe von räumlichen Finite Elemente Berechnungen mit Schalenelementen auf der Grundlage linear elastischen Werkstoffverhaltens Querkräfte infolge des Verkehrslastmodells des DIN Fachberichtes [35] bestimmt, die den Querkräften aus der Stabstatik gegenüber gestellt werden. Dabei zeigen sich wesentliche Unterschiede infolge der verschiedenen Berechnungsmethoden. Aus der Stabstatik ergeben sich für mehrzellige Querschnitte auf der unsicheren Seite liegende Ergebnisse, da die Stabstatik alle Stege gleichmäßig zum Abtrag der Querkräfte infolge von Längsbiegung ansetzt. Aus der FE-Berechnung folgt, dass durch den räumlichen Lastabtrag hauptsächlich die lastnahen Stege am Lastabtrag beteiligt sind.

Im weiteren Verlauf der Arbeit werden Querkräfte unter Zugrundelegung eines nichtlinearen Werkstoffverhaltens von Stahlbeton mit räumlichen FE-Modellen bestimmt. Die so bestimmten Werte werden mit den zuvor bestimmten verglichen. Es zeigt sich, dass bei mehrfeldrigen Brücken im Bereich der Mittelstütze mittels nichtlinearen Berechnungen geringere Querkräfte im maßgebenden Nachweisschnitt der Stege bestimmt werden, als mit linear elastischen Berechnungsansätzen. Im Bereich der Endauflager ergeben sich mit nichtlinearen Rechenmethoden größerer Querkräfte in den Nachweisschnitten. Die beiden Unterschiede lassen sich im nichtlinearen Tragverhalten einerseits auf die Beteiligung stegnaher Plattenbereiche beim Lastabtrag der Querkräfte in Längsrichtung der Brücken und zurückführen. Andererseits ändert sich innerhalb der Brücken der Lastabtrag derart, dass die Neigung der Druckfelder kleiner wird und dadurch die Beanspruchung der Stege abnimmt. In weiteren Untersuchungen zeigt sich, dass infolge einer Lastumordnung der in Längsrichtung verlaufenden Querkräfte aus den Stegen in die Platten, der Querkraftwiderstand in den Platten erreicht werden kann.

Im Rahmen der Untersuchungen werden ebenfalls die mitwirkenden Plattenbreiten in Kragplatten infolge von Einzellasten ermittelt. Es wird verdeutlicht, dass die mitwirkenden Plattenbreiten von der Anordnung der Einzellasten auf diesen Kragplatten sowie der Plattengeometrie abhängen. Im Bereich von Querscheiben der Hohlkastenquerschnitte werden geringere Plattenbreiten errechnet als in den Feldbereichen der Brücken. Aus den

Untersuchungen werden Diagramme abgeleitet, mit denen die mitwirkenden Plattenbreiten in der Nähe der Querscheiben bestimmt werden können.

Inhaltsverzeichnis

1	EINLEITUNG.....	1
1.1	Problemstellung	1
1.2	Zielsetzung.....	4
1.3	Überblick	5
1.4	Abgrenzung.....	7
2	BERECHNUNG VON BETONHOHLKASTENBRÜCKEN.....	9
2.1	Einleitung.....	9
2.2	Berechnungsansatz nach Knittel (1965)	11
2.3	Berechnungsansatz nach Steinle (1967)	13
2.4	Berechnungsansatz nach Kupfer (1969)	14
2.5	Berechnungsansatz nach Usuki (1976).....	15
2.6	Berechnungsansatz nach Glahn (1980).....	15
2.7	Falluntersuchungen von Rao (1981).....	16
2.8	Falluntersuchungen von Hofbauer (1981)	19
2.9	Berechnungsansatz nach Schlaich/Scheef (1982).....	23
2.10	Falluntersuchungen von Krebs/Lindlar (1988).....	24
2.11	Falluntersuchungen von Grossert (1989).....	26
2.12	Berechnungsansatz nach Büsse (1993).....	29
2.13	Zusammenfassung	32
3	EIGENSCHAFTEN DER WERKSTOFFE.....	35
3.1	Einleitung.....	35
3.2	Betonstahl	37
3.3	Spannstahl.....	39
3.4	Beton im Druckbereich.....	41
3.4.1	Einaxiale Druckbeanspruchung	41
3.4.2	Mehraxiale Beanspruchung	44
3.5	Beton im Zugbereich	47
3.5.1	Unbewehrter Beton	47
3.5.2	Verbund	51
3.5.3	Stahlbeton bei Zugbeanspruchung.....	52
3.6	Zusammenfassung	54
4	QUERKRAFTERMITTLUNG AUF DER GRUNDLAGE LINEAR ELASTISCHEN WERKSTOFFVERHALTENS.....	55
4.1	Einleitung.....	55
4.2	Untersuchungen am idealisierten System	56
4.3	Untersuchungen an ein- und mehrzelligen Hohlkastenquerschnitten.....	60
4.3.1	Einleitung.....	60
4.3.2	Querkräfte in den Stegen infolge Hauptspurlasten	62
4.3.3	Lastausbreitung in Platten bei Einzellasten	65
4.3.4	Querkräfte in den Stegen infolge Achslasten	71
4.3.5	Zusammenfassung der Ergebnisse.....	75

4.4	Variationen der Querschnittsabmessungen.....	79
4.5	Zusammenfassung	81
5	QUERKRAFTERMITTLUNG AUF DER GRUNDLAGE NICHTLINEAREN WERKSTOFFVERHALTENS.....	83
5.1	Einleitung.....	83
5.2	Numerisches Modell für Stahlbeton	84
5.2.1	Einleitung.....	84
5.2.2	Modellierung von Rissen	84
5.2.3	Modellierung der Bewehrung und der Zugversteifung.....	86
5.2.4	Versuchsnachrechnungen	90
5.2.5	Zusammenfassung	93
5.3	Nichtlineare Finite Elemente Analyse	94
5.3.1	Brückenmodelle aus Finiten Elementen	94
5.3.2	Schnittgrößen, Iterationen und Lastgeschichte.....	96
5.3.3	Vorgängige Bewehrungsermittlung für die Brückenmodelle	101
5.4	Lastausbreitung in Platten bei Einzellasten	103
5.5	Querkräfte in Stegen infolge Bemessungslasten	107
5.5.1	Einleitung.....	107
5.5.2	Querkräfte infolge gleichmäßig verteilter Lasten.....	107
5.5.3	Querkräfte infolge Hauptspurlasten.....	113
5.5.4	Querkräfte infolge Achslasten	117
5.5.5	Zusammenfassung	120
5.6	Querkräfte in Stegen unter Versagenslasten.....	121
5.6.1	Einleitung.....	121
5.6.2	Vergrößerung der Nebenspurlasten	122
5.6.3	Vergrößerung der Hauptspurlasten.....	134
5.6.4	Vergrößerung der Achslasten	145
5.6.5	Querkräfte in Stegen bei reduzierter Bügelbewehrung.....	153
5.6.6	Zusammenfassung	171
5.7	Spanngliedausfall in Koppelstellen	173
5.7.1	Einleitung.....	173
5.7.2	Spannkraftverluste in Koppelstellen.....	176
5.7.3	Zusammenfassung	180
5.8	Zusammenfassung	181
6	ZUSAMMENFASSUNG UND AUSBLICK.....	183
6.1	Zusammenfassung	183
6.2	Ausblick	189

Bezeichnungen

Lateinischen Buchstaben

Kleinbuchstaben

a	Abstand [m]
a_{sw}	Bügelbewehrungsfläche [cm ²]
$a_{s,ges}$	gesamte Bewehrungsfläche [cm ² /m]
b	halbe Hohlkastenbreite [m]
b_{eff}	mitwirkende Plattenbreite für Querkraft respektive Biegemoment [m]
b_w	Querschnittsbreite [m]
d	statische Nutzhöhe [-], Bewehrungsdurchmesser [mm], Dicke [m]
f_{bp}	Verbundspannung für Spannstahl [MPa]
f_{ck}	charakteristischer Höchstwert der ertragenen Betondruckspannung [MPa]
f_{cm}	mittlerer Höchstwert der ertragenen Betondruckspannung [MPa]
f_{ct}	charakteristischer Höchstwert der ertragenen Betonzugspannung [MPa]
f_p	Lasterhöhungsfaktor [-]
f_{pk}	charakteristischer Wert der Nennfestigkeit von Spannstahl [MPa]
l_{bp}	Verbundlänge [m]
l_k	charakteristische Länge [-]
l_E	Elementlänge [m, cm, mm]
m_x	Biegemoment um die Längsachse (x -Achse) [kNm/m]
n	Anzahl der Bewehrungsstäbe in einem Querschnitt [-], Anzahl der Stege
p_f	Versagenswahrscheinlichkeit [-]
s_w	Bügelbewehrungsabstand [m]
t	Breite [m]
v	Hauptquerkraft [kN/m]
v_x	m_x verursachende Querkraft [kN/m]
w	Rissbreite, fiktive Rissöffnung, Durchbiegung [mm]

Großbuchstaben

A	Fläche [m ²]
B	Breite [m]
D	Systemsteifigkeit
E	Einwirkung

EI	Biegesteifigkeit [MNm ²]
E_{cm}	mittlerer Elastizitätsmodul
G_F	spezifische Bruchenergie [Nm/m ²]
G_{F0}	vom Größtkorn des Betonzuschlags abhängiger Grundwert der Bruchenergie [Nmm/mm ²]
H	Höhe [m]
L_k	Kragplattenlänge [m]
M	Biegemoment [MNm]
P	Kraft [MN]
R	Widerstand
T	Torsionsmoment [MNm]
V	Querkraft [MN]
V_r	Variationskoeffizient des Widerstandes [-]

Indizes

0	Anfangswert
a	außen
B	Biegung
c	Beton
ct	Zug
d	Bemessungswert
E	Einwirkung
eff	Effektiv
F	Feldbereich
FP	Fahrbahnplatte
fl	Biegezugversuch
Ges	gesamt
i	innen
K	Kragplatte
k	charakteristisch
$lin-el$	linear elastisch
m	Mittelwert, Biegemoment
n	Anzahl
nl	nichtlinear
o	oben
p	Vorspannung, Profilverformung, Last
PV	Profilverformung
R	Widerstand
r	global
St	Steg

S	Stützbereich
s	Bewehrungsstahl
sp	Spaltzugversuch
St	Steg
T	Torsion, Zug (tension)
t	Zug (tension)
u	unten
v	Querkraft
x	x-Richtung
y	y-Richtung
z	z-Richtung

Griechische Buchstaben

Kleinbuchstaben

α	Wichtungsfaktor [-]
α_F	vom Größtkorn abhängiger Parameter [-]
α_i	prozentualer Anteil eines Stegs [%]
β	Sicherheitsindex [-]
β_F	Koeffizient für Korndurchmesser
β_t	Beiwert zur Berücksichtigung des Einflusses der Belastungsdauer oder einer wiederholten Belastung auf die mittlere Stahldehnung
δ_d	Beiwert zur Berücksichtigung der Duktilität der Bewehrung
$\varepsilon_{\bar{a}qu}$	äquivalente Dehnung [-]
ε_c	Betondruckdehnung [-]
ε_{ct}	Betonzugdehnung [-]
ε_{cl}	Dehnung bei Erreichen des Höchstwerts der Betondruckspannung nach Tabelle 9 oder Tabelle 10 der DIN 1045-1 [30] [-]
ε_E	Elementdehnung [-]
ε_k	charakteristische Dehnung [-]
ε_{s2}	Stahldehnung im gerissenem Zustand im Riss
ε_{sr1}	Stahldehnung im ungerissenem Zustand unter Rissschnittgrößen bei Erreichen von f_{ctm}
ε_{sr1}	Stahldehnung im Riss unter Rissschnittgrößen
γ_m	Globaler Sicherheitsbeiwert [-]
γ_{Rd}	Sicherheitsbeiwert für Modellunsicherheiten [-]
κ	Beiwert für die Bauteilhöhe [-]
σ_c	Betondruckspannung [MPa]
$\sigma_{ct,fl}$	maximale Zugfestigkeit im Spaltzugversuch [MPa]

σ_{ctm}	mittlere zentrische Zugfestigkeit [MPa]
$\sigma_{ct,sp}$	maximale Zugfestigkeit im Spaltzugversuch [MPa]
σ_s	Stahlspannung
σ_{sr}	Spannung in der Zugbewehrung, die auf der Grundlage eines gerissenen Querschnitts für eine Einwirkungskombination berechnet wird, die zur Erstrissbildung führt
$\Delta\varphi$	Verdrehung
$\Delta\varphi_P$	Anteil der Profilverformung an der Verdrehung
$\Delta\varphi_T$	Anteil der St. Venantschen Torsion an der Verdrehung
σ	Spannung [MPa], Mittelwert [-]
τ_b	Verbund Schubspannung [MPa]
χ	Krümmung

Großbuchstaben

Δ	Differenz
----------	-----------

1 Einleitung

1.1 Problemstellung

Infolge stetig steigender Verkehrsbelastung und damit einhergehender neuer normativer Lastansätze, sind zahlreiche bestehende Brücken auf ihre Tragfähigkeit zu überprüfen, ihre Restnutzungsdauer ist zu bestimmen und die Tragwerke sind gegebenenfalls zu verstärken. Besonderes Augenmerk gilt dabei den Brücken aus Stahl- und Spannbeton der 1960er und 1970er Jahre. Dabei handelt es sich um Brücken, die in den Nachkriegsjahren des Zweiten Weltkrieges hergestellt wurden. In diesem Zeitraum war der Spannbetonbau noch eine relativ junge Bauweise, sodass es den projektierenden Ingenieuren noch an Erfahrung in der Konstruktion und insbesondere auch in Beziehung auf das Langzeitverhalten solcher Brücken fehlte. Eine detaillierte normative Regelung gab es für die Bemessung und Ausführung vorgespannter Brücken noch nicht. Durch die neue Bauweise waren die Überbrückungen großer Spannweiten sowie relativ kurze Bauzeiten möglich, sodass der Reiz groß war, Spannbetonbrücken herzustellen. Zusätzlich war der Bedarf nach neuen Brücken nach dem Zweiten Weltkrieg sehr groß, sodass die neue Bauweise oft zum Einsatz kam.

Bereits nach wenigen Jahren der sich in Betrieb befindenden neuen Spannbetonbrücken traten erste Schäden vor allem an den abschnittsweise hergestellten Brücken auf. Im Bereich der Arbeitsfugen, wo meist alle Spannglieder gekoppelt waren, traten große Risse auf, in denen die schlaffe Bewehrung sowie die Spanngliedkopplungen teilweise oder ganz versagten [15], [16]. Diese Schäden traten besonders bei Brücken mit einem Hohlkastenquerschnitt auf. Die aufgetretenen Schäden führten zu umfangreichen Untersuchungen, sodass Ende der 1970er Jahre die erste normative Regelung [50] über die Konstruktion von vorgespannten Bauwerken eingeführt wurde, wodurch die nachfolgend hergestellten Brücken geringere Schäden in den Arbeitsfugen respektive Koppelbereichen aufwiesen oder nahezu schadensfrei blieben.

Da die damaligen Brücken heute rund 50 Jahre im Betrieb sind, haben sie ihre angestrebte Nutzungszeit von ca. 100 Jahren noch nicht erreicht, sodass es zurzeit ein wesentliches

Aufgabengebiet des Bauingenieurwesens ist, bestehende Brücken zu überprüfen und zu beurteilen. Die heute deutlich höheren Verkehrslasten (Bild 1-1) sowie ausgeprägte Umwelteinflüsse können Überprüfungen dieser Bauwerke erforderlich machen. Im Zuge der Nachhaltigkeit und Dauerhaftigkeit ist es oft wirtschaftlicher die Brücken zu erhalten und gegebenenfalls zu verstärken, anstatt sie zu ersetzen.

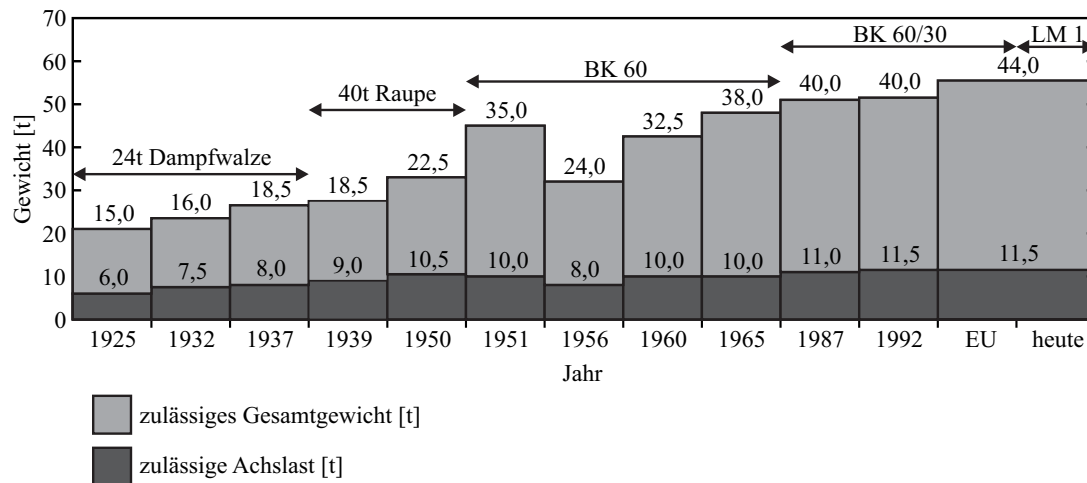


Bild 1-1: Zulässige Lasten (aus [71])

Aufgrund der oft ungenügenden konstruktiven Durchbildung älterer Brücken, stehen besonders diese Brücken im Fokus des überprüfenden Ingenieurs (Bild 1-2). Bei einer Auswertung regelmäßiger Brückenprüfungen ergab sich, dass nahezu jede zweite der älteren Brücken Schäden aufweist. Zur Gewährleistung der Restnutzungsdauer müssen diese Brücken verstärkt werden. Neben der Beseitigung der Schäden ist sicherzustellen, dass auch die heute gültigen Lastannahmen von den Brücken aufgenommen werden können. Bei rechnerischen Überprüfungen stellt sich oft heraus, dass Querkkräfte infolge heutiger Verkehrslasten nicht aufnehmbar sind, da bei der damaligen Konstruktion einerseits geringere Lasten angesetzt wurden und andererseits das damalige Bemessungskonzept geringere Bewehrungsgrade der Querkraftbewehrung zuließ. Mit den heute gültigen normativen Vorschriften können die erforderlichen Nachweise in den Stegen oder Fahrbahnplatten oft nicht erbracht werden.

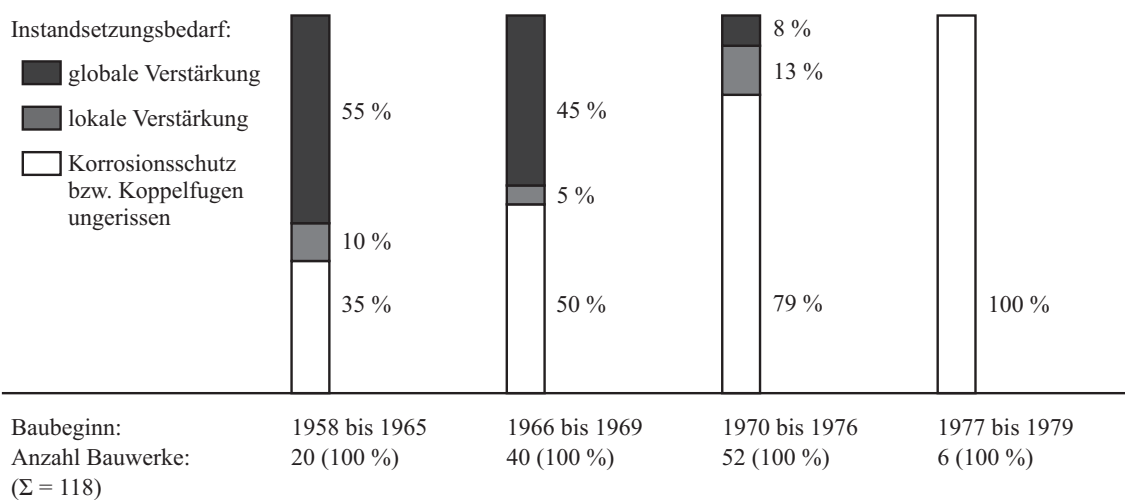


Bild 1-2: Analyse des Instandsetzungsbedarfs, aufgeschlüsselt nach Baubeginn (aus [87] nach [52])

1.2 Zielsetzung

Bei rechnerischen Überprüfungen älterer Brücken ergeben sich oft Defizite bezüglich derer Querkrafttragfähigkeit. Die einwirkenden Querkraftbeanspruchungen können mangels zu geringer Bügelbewehrungsgrade nicht aufgenommen werden, da im Vergleich zur heutigen Vorgaben der Nachweis der Querkrafttragfähigkeit über die Begrenzung der Hauptzugspannungen im ungerissenen Zustand geführt wurde. Daraus folgt, dass die Nachweise der Querkrafttragfähigkeit einerseits eine detaillierte Bestimmung des Querschnittswiderstands und andererseits der Beanspruchung erfordern. Die vorliegende Arbeit greift die Fragestellung nach den tatsächlich vorhandenen Querkraftbeanspruchungen älterer Betonhohlkastenbrücken auf.

Hierbei wird anhand räumlicher Finite Elemente Modelle aufgezeigt wie sich Lasten aus Eigengewicht, Vorspannung und des Verkehrslastmodells des DIN Fachberichtes [35] innerhalb von Brücken verteilen. Des Weiteren wird aufgezeigt, in welchen Fällen bei bestehenden Brücken Probleme bezüglich der Querkraftbeanspruchung auftreten können. Hierfür werden Hohlkastenbrücken betrachtet. Für ein- bis dreizellige und zweifeldrige Brückenmodelle wird der innere Kraftfluss ermittelt und diskutiert. Es wird dargestellt, welche Bereiche einer Brücke besonders hohe Querkraftbeanspruchungen erfahren.

Es werden zunächst Querkräfte anhand von Balkenmodellen der Stabstatik bestimmt, und mit Querkraften, die mit räumlichen Finite Elemente Modellen ermittelt werden, verglichen. Hierbei werden FE-Modelle aus Schalenelementen verwendet, denen zunächst ein linear elastisches und folgend ein nichtlineares Werkstoffverhalten für Stahlbeton zugrunde gelegt wird. Aus den Vergleichen der Querkräfte ergeben sich durch detaillierte Berechnungen signifikante Unterschiede in den Ergebnissen. Folgend wird aus den gewonnen Erkenntnissen aufgezeigt, an welchen Stellen im Tragwerk Querkraftprobleme auftreten und wie sie rechnerisch bestimmt werden können.

Das Ziel dieser Arbeit ist das Verständnis für den Kraftfluss innerhalb von Betonhohlkastenbrücken zu verbessern, mit dem mögliche Schwachstellen eindeutiger lokalisiert werden können, sodass möglicherweise notwendige Ertüchtigungsmaßnahmen gezielter eingesetzt werden könnten.

1.3 Überblick

Die vorliegende Arbeit gliedert sich in drei Teile. Der erste Teil (Kapitel 2) widmet sich den bisherigen Arbeiten zur Ermittlung der Zusatzbeanspruchung infolge Profilverformung. Diese Zusatzbeanspruchung wurde zu Beginn des Spannbetonbaus als einer der Hauptgründe für Schäden an Koppelstellen genannt. Es werden die Ergebnisse der wichtigsten Arbeiten zu diesem Thema zusammengefasst. Durch die Auswertung der Literatur wird dargestellt, dass sich die analytisch ermittelte Zusatzbeanspruchung nicht direkt auf bemessungsrelevante Laststellungen übertragen lassen. Dadurch wird der Forschungsbedarf im Hinblick auf eine genaue Ermittlung von Beanspruchungen innerhalb von Hohlkastenbrücken deutlich. Der erste Teil wird durch eine kurze Diskussion des Last- Verformungsverhaltens von Stahl und Beton sowie deren Interaktion ergänzt (Kapitel 3). Das Verständnis über die Werkstoffbeziehungen ist für die nachfolgende numerische Modellierung des Stahlbetons in FE-Berechnungen notwendig.

Der zweite Teil der Arbeit beschäftigt sich mit der Ermittlung von Beanspruchungen in den Stegen von Hohlkastenquerschnitten infolge von Querkraften. Kapitel 4 behandelt die Bestimmung von Querkraften auf der Grundlage linear elastischen Werkstoffverhaltens von Stahlbeton. Zunächst wird an einem idealisierten System aufgezeigt, wie sich Querkraften infolge einer Einzellast innerhalb eines räumlichen Systems verteilen und ob eine Zusatzbeanspruchung infolge Profilverformung infolge von Verkehrslasten auf die gesamte Beanspruchung tatsächlich eine bemessungsrelevante Größe darstellt. Dabei wird gezeigt, dass keine signifikante Zusatzbeanspruchung infolge Profilverformung bei bemessungsrelevanten Laststellungen entsteht, sondern vielmehr die Lastverteilung innerhalb des räumlichen Systems andere Querkraften verursacht, als die, die mit der klassischen Stabstatik bestimmt werden.

Darauf aufbauend wird dargestellt, wie groß die Unterschiede in den Querkraften aus der Stabstatik und räumlicher Berechnung sind, wenn das Verkehrslastmodell als Einwirkung aufgebracht wird. Dabei werden die einzelnen Anteile der Verkehrslasten horizontal über den Querschnitt verschoben, und die Querkraften in den maßgebenden Nachweisschnitten im Bereich der Auflager jedes Stegs ermittelt. Es zeigt sich, dass die Querkraften aus der Stabstatik deutlich geringer sind als die, die mithilfe eines räumlichen Modells bestimmt werden. Aus diesen Erkenntnissen wird ein einfaches Berechnungsmodell abgeleitet, mit dem

anhand eines Balkenmodells Querkräfte bestimmt werden können, das den räumlichen Kraftfluss erfasst.

In Kapitel 4 wird des Weiteren auf die mitwirkenden Plattenbreiten in Kragplatten infolge von Einzellasten eingegangen. Es wird aufgezeigt, dass Querkräfte im Nachweisschnitt am Steg in der Kragplatte von der Laststellung in Längsrichtung abhängen. Zur Bestimmung der mitwirkenden Plattenbreiten im Bereich der Querscheiben werden Diagramme entwickelt, mit denen die Abminderung der mitwirkenden Plattenbreite im Vergleich zum Feldbereich der Brücke bestimmt werden kann.

Der dritte und eigentliche Teil der Arbeit (Kapitel 5) beschäftigt sich mit der Bestimmung von Querkräften in Hohlkastenquerschnitten, die auf der Grundlage nichtlinearen Werkstoffverhaltens ermittelt werden. Hierfür wird zunächst dargestellt, wie das nichtlineare Last-Verformungsverhalten von Stahlbeton in FE-Berechnungen erfasst werden kann. Die Annahmen über das Werkstoffverhalten werden anhand von Versuchsnachrechnungen verifiziert. Folgend wird aufgezeigt, wie sich Lasten aus dem Eigengewicht, der Vorspannung und dem Verkehrslastmodell im räumlichen System verteilen, wenn werkstoffbezogene Nichtlinearitäten angenommen werden. Aus der nichtlinearen Berechnung geht hervor, dass in den Stegen im Bereich der inneren Brückenaufleger Querkräfte aus der nichtlinearen Berechnung kleiner und nahe der äußeren Auflager größer sind, als anhand linear elastischer Werkstoffbeziehungen. Abschließend wird in Kapitel 5 auf den Einfluss geringer Bügelbewehrungsgrade auf die Querkräfte in den Stegen sowie auf den Ausfall der Vorspannung in Koppelstellen eingegangen.

Die Arbeit endet mit einer Zusammenfassung und einem Ausblick über weiteren Forschungsbedarf auf dem Gebiet der rechnerischen Überprüfung von Hohlkastenbrücken (Kapitel 6).

1.4 Abgrenzung

Der Hohlkastenquerschnitt bietet aufgrund seiner hohen Längs- und Torsionssteifigkeit die größten Vorteile für weit gespannte Brücken und gehört deshalb zu den meist verwendeten Überbauquerschnitten. Infolge nicht vollständig erfasster Beanspruchungen und ungenügender Durchbildung bei der Herstellung ergeben sich Schäden besonders bei älteren Brücken. Dadurch ist der Instandsetzungsbedarf solcher Bauwerke besonders hoch (Bild 1-3).

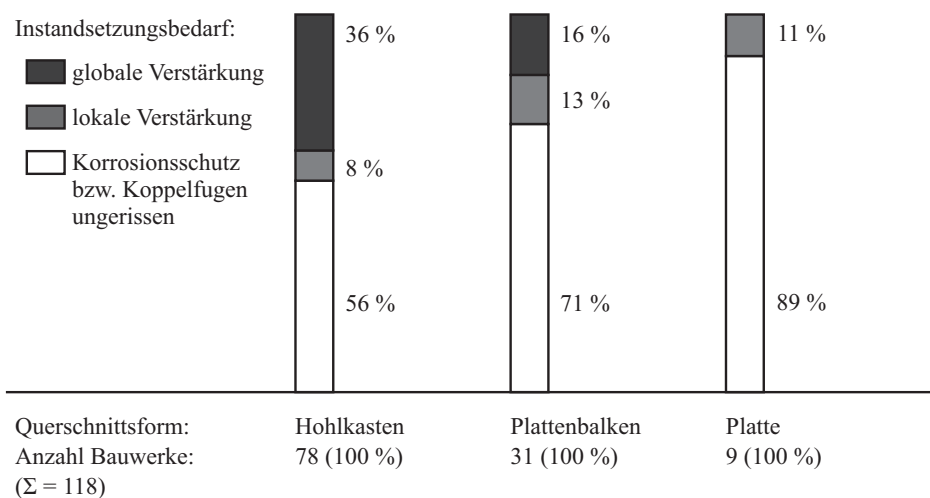


Bild 1-3: Analyse des Instandsetzungsbedarfs, aufgeschlüsselt nach Querschnittsform (aus [87] nach [52])

Die vorliegende Arbeit beschäftigt sich mit Hohlkastenbrücken und deren Last- und Verformungsverhalten. Bestehende Brücken, besonders aus der Nachkriegszeit, sind oft für aktuelle Bedürfnisse bezüglich des Querkraftwiderstandes rechnerisch unterdimensioniert. Zudem weisen einige dieser Brücken infolge mangelnder konstruktiver Durchbildung der Arbeits- und Koppelstellen besonders an diesen Stellen Schäden auf. Mit dieser Arbeit wird das Verständnis über den Kraftfluss infolge aktueller Verkehrslastmodelle innerhalb bestehender Betonhohlkastenbrücken untersucht und diskutiert. Mögliche weitere Einwirkungen wie Stützensenkungen oder Temperaturbelastungen werden nicht betrachtet.

Für die in dieser Arbeit durchgeführten Berechnungen werden räumliche Finite Elemente Modelle verwendet. Dabei werden die untersuchten Hohlkastenbrücken mit Schalenelementen modelliert, um das tatsächliche Tragverhalten möglichst detailliert erfassen zu können. Bedingt durch den numerischen Funktionsansatz von Schalenelementen ist die Rechengenauigkeit begrenzt, sie ist aber für die durchgeführten Untersuchungen ausreichend

genau. Eine geringe Verbesserung der Rechengenauigkeit würde sich durch die Verwendung von Volumenelementen ergeben. Durch die extrem große Anzahl von Volumenelementen in Verbindung mit nichtlinearem Werkstoffverhalten von Stahlbeton sind FE-Berechnungen allerdings nicht mehr handhabbar. Entsprechende Modelle eignen sich nur für die Betrachtungen von Brückenausschnitten. In der vorliegenden Arbeit werden Brücken jedoch integral betrachtet.

2 Berechnung von Betonhohlkastenbrücken

2.1 Einleitung

Der Einsatz von Hohlkastenquerschnitten im Brückenbau gewann immer mehr an Bedeutung, sobald große Spannweiten mit vorgespannten Brücken überwunden werden sollten. Neben einer hohen Biegesteifigkeit weist der Hohlkasten auch einen großen Torsionswiderstand auf. Aufgrund dieser Vorteile kommt der Hohlkastenquerschnitt oft zum Einsatz, stellt den Konstrukteur bei der Dimensionierung aber vor einige Schwierigkeiten. Der Kraftfluss und die Lastaufteilung in einer Stahl- oder Spannbetonbrücke mit einem Hohlkastenquerschnitt sind komplex, da zum einen ein mehraxialer Beanspruchungszustand innerhalb des Brückensystems vorliegt und zum anderen die Lastaufteilung innerhalb des Querschnitts von den Steifigkeiten einzelner Querschnittsteile abhängt. Lasten, die an der Fahrbahnplatte angreifen, breiten sich zunächst quer zur Längsachse der Brücke aus und werden dann in die Stege eingeleitet. Dabei wird die Lastverteilung hauptsächlich durch die Steifigkeit der Fahrbahnplatte bestimmt. Der weitere Lastabtrag erfolgt über Längstragwirkung der Stege in die Auflager. Um die zwei Mechanismen erfassen zu können, wird eine Schnittgrößenermittlung verwendet, bei der das Brückentragwerk auf zweierlei Arten betrachtet wird. Einerseits werden in Querrichtung vorhandene Beanspruchungen an Rahmensystemen bestimmt, die den Abmessungen des Hohlkastenquerschnitts entsprechen, andererseits wird die Längstragwirkung mittels einfacher Balkenanalogie erfasst. Eine Interaktion aus beiden Berechnungsarten wird selten vorgenommen. Das vielschichtige Tragverhalten des Hohlkastenquerschnitts stellt dem Konstrukteur die aufwendige Aufgabe, die maßgebende Beanspruchung zu bestimmen und das Tragwerk entsprechend zu bemessen.

Bei dieser Art der Schnittgrößenermittlung wird eine Formtreue des Querschnitts angenommen und allen Stegen eine gleichmäßige Beteiligung infolge von Längsbiegung aus vertikalen Belastungen zugewiesen. Forscher haben bereits früh erkannt, dass diese

Idealisierung nicht ganz korrekt ist, sodass bereits seit den sechziger Jahren Lösungsvorschläge gemacht wurden, wie alle Beanspruchungsarten des Querschnitts bestimmt werden können. Der Fokus lag dabei auf der Bestimmung der Zusatzbeanspruchung infolge der Profilverformung des Querschnitts in Querrichtung. Die profilverformende Last wurde anhand des Lastumordnungsverfahrens ermittelt (Bild 2-1), und die daraus resultierende Beanspruchung an einem elastisch gebetteten Balken bestimmt, dessen Bettung von der Quersteifigkeit des Hohlkastens abhängt.

Durch die Verwendung des Lastumordnungsverfahrens und des elastisch gebetteten Balkens ist es möglich, die Beanspruchung infolge einer Querschnittsverformung zu bestimmen. Die Verfahren sind komplex, sodass sie keine Anwendung in der Ingenieurpraxis fanden. Das Lastumordnungsverfahren gilt außerdem nur für Punkt- oder Linienlasten, die direkt über einem der Stege angreifen. Die Ergebnisse aus der Beanspruchung eines elastisch gebetteten Balkens gelten nur für Lasten, die weit genug von den Auflagern entfernt sind. Bei einer Bemessung sind entsprechend der Normung Lasten meist verteilt und in Auflagernähe anzusetzen. Hierfür bietet das obige Verfahren keine Lösung, es zeigt jedoch Tendenzen und Einflüsse auf, die in die Bemessung konstruktiv eingehen können.

Das vorliegende Kapitel stellt in chronologischer Reihenfolge die wichtigsten Arbeiten zur Bestimmung der Zusatzbeanspruchung infolge der Profilverformung vor. Es wird aufgezeigt, welche Vereinfachungen und Ansätze getroffen werden müssen, um diese Zusatzbeanspruchung zu bestimmen, wie zum Beispiel die Annahme eines ungerissenen Querschnitts über die gesamte Längsachse. Des Weiteren werden die wichtigsten Fallstudien vorgestellt, anhand derer untersucht wurde, welche Einflüsse Querschnittsabmessungen auf die Profilverformung haben und wie sich die gewonnen Erkenntnisse auf bemessungsrelevante Laststellungen ausweiten lassen könnten. Das Kapitel schließt mit einer Zusammenfassung und stellt die noch zu betrachtenden Aspekte weiterer notwendiger Untersuchungen vor.

2.2 Berechnungsansatz nach Knittel (1965)

Knittel beschreibt in seiner Arbeit [55] die Bestimmung des Spannungs- und Formänderungszustandes ein- und mehrzelliger Hohlkastenquerschnitte, die direkt über einem der Stege exzentrisch mit einer Linienlast belastet werden. Knittel trifft dabei die Vereinfachungen, dass der Querschnitt in Längsrichtung eben bleibt, der Einfluss der mitwirkenden Plattenbreite vernachlässigt und eine volle Plattenmitwirkung aus der Biegung in Längsrichtung angenommen wird. Des Weiteren konzentriert sich Knittel auf Tragwerksbereiche, die sich in genügend großer Entfernung von den Auflagern und Querscheiben befinden, sodass die Biegebeanspruchung in Querrichtung keine Spannungen in Längsrichtung verursacht. Außerdem werden ein konstanter und ein symmetrischer Querschnitt in Längsrichtung sowie ein ungerissenes System vorausgesetzt.

Knittel verwendet die Lastumordnung nach Bild 2-1, dabei zerlegt er die exzentrisch wirkende Last in ihren symmetrischen und antimetrischen Lastanteil. Knittel führt als erster den Begriff der Lastumordnung für diese Art der Lastaufteilung in der Literatur ein. Der antimetrische Lastanteil wiederum wird in seine torsions- sowie profilverformende Wirkung unterteilt. Für seine Berechnungen teilt Knittel den Querschnitt entsprechend der Symmetrien in einzelne Teilquerschnitte auf. Bei einzelligen Querschnitten benutzt er hierfür die vertikale Symmetrieachse des Hohlkastens, bei mehrzelligen Querschnitten richtet er sich nach den Nullstellen der Querkraft in Querrichtung. Dabei unterstellt er, dass sich die Teilquerschnitte beim Lastabtrag in Längsrichtung nicht beeinflussen. Durch die Aufteilung des gesamten Querschnitts in Teilquerschnitte, können die Beanspruchungen infolge von Längsbiegung, Querbiegung und der St. Venantschen Torsion bestimmt werden. Der Ansatz nach Knittel lässt sich mithilfe des Kraftgrößenverfahrens lösen, wird jedoch schnell unübersichtlich, wenn der Querschnitt mehr als eine Zelle aufweist. Durch die Zerlegung des Querschnitts in Teilquerschnitte und die gleichzeitige Unterstellung einer gegenseitigen Unabhängigkeit liegt das Verfahren auf der sicheren Seite [55].

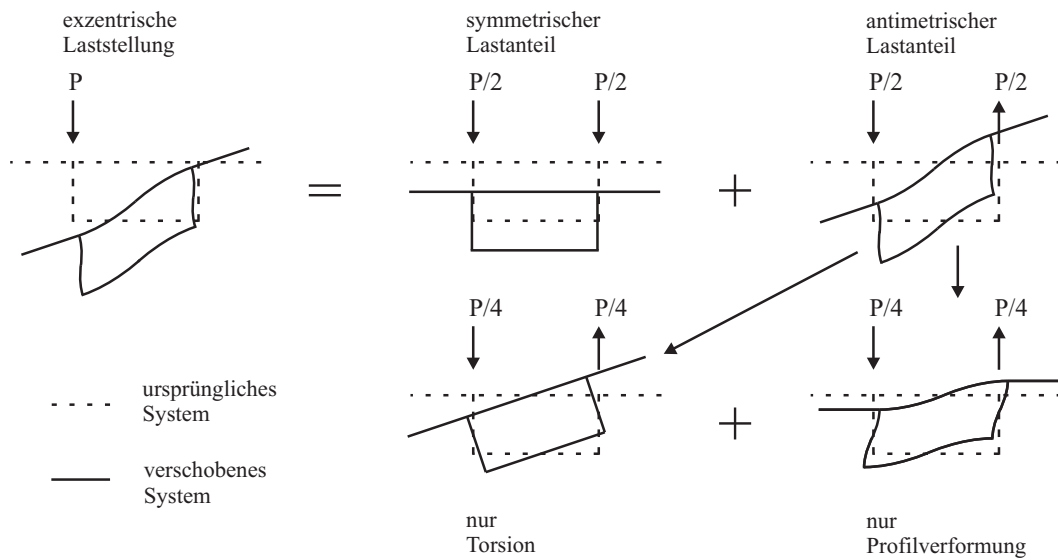


Bild 2-1: Lastanteile einer exzentrischen Belastung

2.3 Berechnungsansatz nach Steinle (1967)

Steinle beschäftigt sich in seiner Arbeit [91] mit der Bestimmung der Zusatzbeanspruchung infolge der Profilverformung innerhalb rechteckiger Kastenträger. Bei seiner Berechnung sieht er das Tragwerk in Querrichtung als ein Faltwerk, zum einen mit biegesteifen Ecken und zum anderen mit gelenkigen Ecken. So ist es ihm möglich, die profilverformende Laststellung analog zu Knittel [55] zu bestimmen. Wird diese dann am steifknotigen Tragwerk angesetzt, können mithilfe einer Einheitsverwölbung der Rahmenstruktur die Längsspannungen infolge der Profilverformung bestimmt werden. Steinle entwickelt aus seinem Ansatz eine Differenzialgleichung, die in ihrer Form der Differenzialgleichung eines elastisch gebetteten Balkens entspricht.

Der Ansatz von Steinle ist nur auf rechteckige, einzellige Kastenträger anwendbar, die durch Einzellasten direkt über einem Steg belastet werden. Ebenfalls gilt der Ansatz nur für Querschnittsbereiche, die weit genug von einer aussteifenden Querscheibe entfernt sind, sodass deren Wirkung keinen Einfluss auf die profilverformende Belastung hat. Konstante Platten- und Stegdicken sind auch eine Voraussetzung für die Anwendbarkeit des Verfahrens. Den Ansatz verifiziert Steinle an einigen Versuchen, dabei handelt es sich um kleine Versuchsaufbauten mit einer Spannweite von 1,2 m. Es werden drei Querschnittsformen untersucht, die einerseits aus Araldit (Modell 1 und 2) und andererseits aus Plexiglas (Modell 3) bestehen (Bild 2-2). Seine Ergebnisse können nur auf Tragsysteme übertragen werden, die sich im ungerissenen Zustand befinden; ein Unterschied zwischen gerissenen und ungerissenen Bereichen eines Tragwerks und daraus resultierender Einfluss auf Querschnittssteifigkeiten wird nicht beachtet.

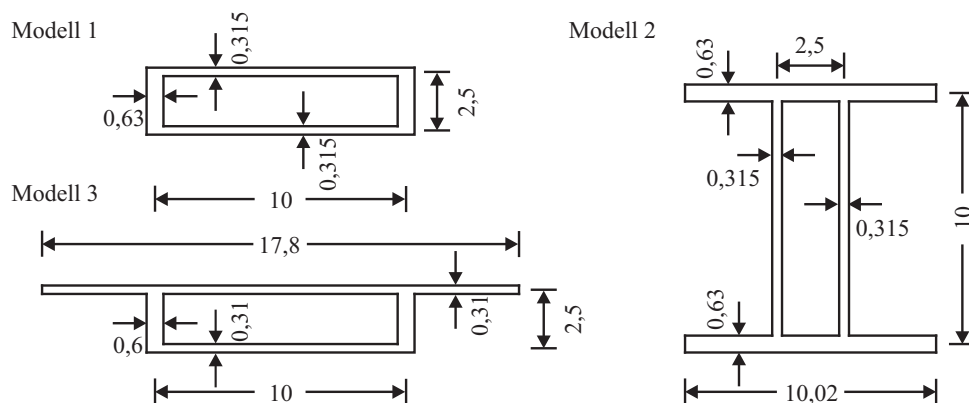


Bild 2-2: Von Steinle untersuchte Querschnittsformen; Maße in cm (aus [91])

2.4 Berechnungsansatz nach Kupfer (1969)

Kupfer bedient sich in seinem Ansatz [58] ebenfalls des Lastumordnungsverfahrens nach Bild 2-1, wobei er in seine Untersuchung nicht nur Punktlasten, sondern auch Linienlasten einbezieht, die direkt über einem Steg angreifen. Die wirkenden Spannungen innerhalb des Hohlkastenquerschnitts bestimmt Kupfer nicht mit dem Kraftgrößenverfahren, sondern zerlegt das statische System des Kastens in zwei Untersysteme, wobei er jedem System eine Lastabtragungsart zuordnet. Zum einen wird die Längstragwirkung durch die Scheiben des Kastens gewährleistet, die mit Gelenken verbunden sind. Zum anderen wird die Quertragwirkung anhand eines steifknotigen Rahmens, an dem die Kantenmomente bestimmt werden, sichergestellt.

Kupfer geht davon aus, dass das Quertragsystem durch seine steifen Knoten eine Art kontinuierliche Aussteifung darstellt, sodass die Berechnung der Beanspruchung aus exzentrisch wirkenden Lasten der Berechnung eines elastisch gebetteten Balkens entspricht. Weiter zeigt er auf, dass Querbiegemomente aus reiner Torsion infolge Linienlasten sowie die durch Längstragwirkung verursachte Abminderung der Querbiegemomente infolge einer Diagonalbeanspruchung des Hohlkastens bei üblich schlanken Kastenträgern des Spannbetonbaus vernachlässigbar klein sind. Bei einer exzentrischen Belastung einer Hohlkastenbrücke durch Einzellasten treten im Gegensatz zur linienförmigen Belastung nicht unerhebliche Querbiegemomente auf, die bei der Bemessung des Kastenquerschnitts beachtet werden sollten [58].

Kupfer weist darauf hin, dass sein Ansatz nur auf Querschnittsteile anwendbar ist, die weit genug von den aussteifenden Scheiben über den Auflagern entfernt sind, da die Erhöhung der Steifigkeit in diesen Bereichen die Querbiegemomente herabsetzt. Eine Differenzierung zwischen ungerissenen und gerissenen Querschnittsteilen wird nicht vorgenommen.

2.5 Berechnungsansatz nach Usuki (1976)

Usuki greift in seiner Arbeit [98] den Ansatz von Steinle [91] auf. Er erweitert die Differenzialgleichung von Steinle auf einzellige Hohlkastenprofile mit beliebigen Querschnittsproportionen. Ebenfalls wird die Differenzialgleichung von Steinle so angepasst, dass Schubverformungen des Querschnitts, die Drillsteifigkeit und zusätzliche Längsnormalspannungen auf die Zusatzbeanspruchung infolge der Profilverformung berücksichtigt werden. Usuki zeigt auf, dass sich durch die Beachtung der Schubverformungen die Zusatzbeanspruchung infolge der Profilverformung um ca. 20% erhöht, sodass Schubverformungen nicht unberücksichtigt bleiben sollten. Er verifiziert seine Aussage an mehreren Beispielen von Hohlkastenträgern mit verschiedenen Lagerungsbedingungen und zeigt die Unterschiede anhand von Schnittkraftverläufen auf.

Mit seiner Arbeit ist es möglich, alle relevanten Komponenten der Beanspruchung bei der Ermittlung der Zusatzspannung infolge der Profilverformung zu erfassen. Die Anwendung des Verfahrens ist nicht trivial, da für jedes betrachtete statische System eigene Differentialgleichungen aufgestellt und gelöst werden müssen, sodass die Anwendung auf Grund der Komplexität keinen Einzug in die Ingenieurpraxis fand.

2.6 Berechnungsansatz nach Glahn (1980)

Glahns Ansatz [42] basiert ebenfalls auf den Überlegungen von Steinle [91], jedoch bestimmt Glahn die Zusatzbeanspruchung infolge der Profilverformung mithilfe der minimalen potenziellen Energie. Es gelingt ihm, die Analogie zu einem elastisch gebetteten Balken darzustellen und die profilverformende Zusatzbeanspruchung zu bestimmen. Glahn erweitert das Verfahren von Steinle auf Kastenträger mit schrägen Stegen sowie in Längs- und Querrichtung veränderliche Querschnittsabmessungen. Er weist gleichzeitig darauf hin, dass bei der Beachtung der Querschnittsveränderung die Rechenwege nicht mehr handhabbar sind, sodass die Verwendung von Computern unumgänglich ist. Es ist ihm ebenfalls möglich, in Längsrichtung gevoutete Querschnitte, wie im Freivorbau üblich, zu betrachten. Glahn weist nach, dass die Art der Lagerung kaum einen Einfluss auf die Ergebnisse hat, wenn die Auflager weit genug von der Belastung entfernt sind.

2.7 Falluntersuchungen von Rao (1981)

Rao beschreibt in seiner Arbeit [76], dass aufgrund immer schlanker werdender Hohlkastenbrücken die zusätzlichen Beanspruchungen eines Hohlkastens infolge der Profilverformung bei der Bemessung und rechnerischen Überprüfung nicht mehr vernachlässigt werden sollten. Die ersten Hohlkastenbrücken wurden mit großen Scheibendicken ausgeführt, sodass die Wölbkräfte klein blieben. Dies ist bei zunehmenden Schlankheiten in der Baupraxis nicht mehr gewährleistet [76]. Aus diesem Grund erstellt er eine Fallstudie, bei der er am Beispiel eines einzelligen Hohlkastenquerschnitts (Bild 2-3) die Dicken sowie Voutungen einzelner Querschnittsbereiche variiert. Für seine Berechnungen verwendet er den Ansatz eines elastisch gebetteten Balkens nach Steinle [91]. In seiner Arbeit setzt Rao eine Linienlast direkt über einem Steg an und weist darauf hin, dass sich seine Erkenntnisse nur bedingt für die Bemessung eignen, da die tatsächliche Belastung verteilt ist und dadurch günstiger wirkt. Trotzdem zeigt seine Arbeit eine Tendenz auf, welche Auswirkungen Querschnittsabmessungen auf die Zusatzbeanspruchung infolge der Profilverformung haben.

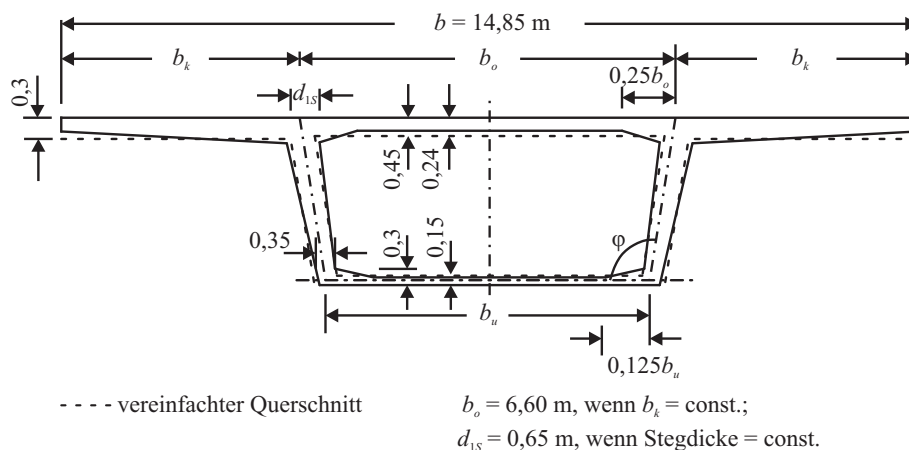


Bild 2-3: Querschnitt des Kastenträgers für Falluntersuchungen von Rao (aus [76])

Im Einzelnen variiert Rao die Voutung der Stege in vertikaler Richtung, deren Neigung und Dicke, die gesamte Querschnittshöhe sowie die Kragplattenlänge. Das statische System entspricht in seinen Untersuchungen einem einfeldrigen System und er setzt voraus, dass der Querschnitt über den Auflagern mit Querscheiben ausgesteift ist. Es werden drei Spannweiten von 20 m, 40 m sowie 80 m untersucht. Die Ergebnisse zu einer Spannweite von 40 m sind hier beispielhaft vorgestellt. Die Bezugsgrößen, anhand derer er die Ergebnisse bewertet, sind

die Verhältnisszahlen η und β ; Gleichung (2-1) und (2-2). Hierbei ist die ausgewertete Stelle der obere Querschnittsrand über dem belasteten Steg.

$$\beta = \frac{\text{größtes Querbiegemoment infolge der Profilverformung}}{\text{größtes Querbiegemoment am biegesteifen Rahmen}} \quad (2-1)$$

$$\eta = \frac{\text{größte Längsspannung infolge der Profilverformung}}{\text{größte Längsbiegespannung infolge mittiger Last am Einfeldträger}} \quad (2-2)$$

Bild 2-4 und Bild 2-5 zeigen den Einfluss der Vouten des Stegs sowie der Stegneigung auf das Verhältnis der Biegemomente sowie der Längsspannungen. Daraus geht hervor, dass unterschiedliche Querschnittsdicken der Stege am oberen und unteren Querschnittsrand der Stege nahezu keinen Einfluss auf die Biegemomente und Längsspannungen im Vergleich zu der Annahme konstanter Stegdicken haben. Anders ist es beim Vergleich der Stegneigungen für verschiedene Schlankheiten. Eine zunehmende Stegneigung weist eine bessere Verteilung der Querbiegemomente auf. Somit nimmt die Zusatzbeanspruchung infolge der Profilverformung ab und die Querbiegemomente am unteren Rand des Stegs werden erhöht, gleichzeitig nehmen die Längsspannungen mit zunehmender Stegneigung ab [76].

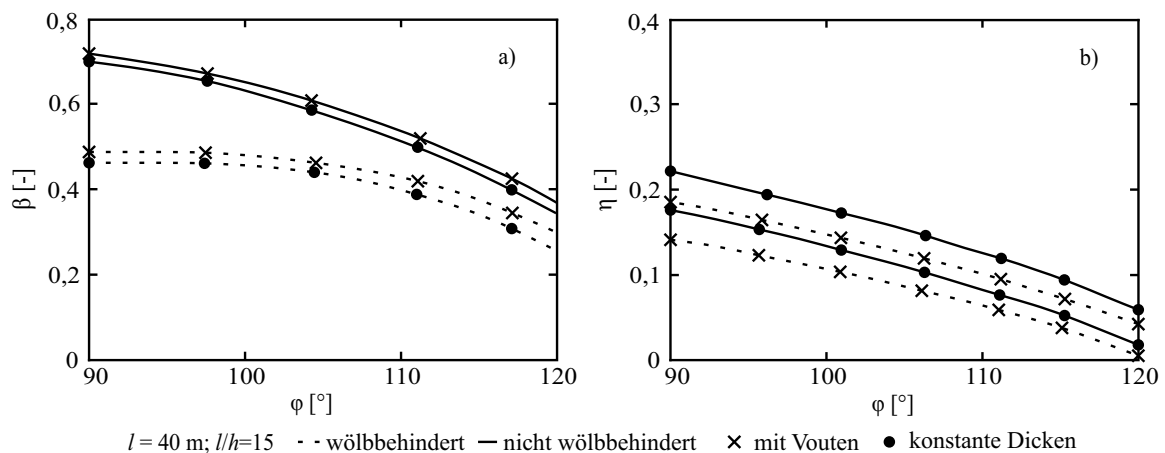


Bild 2-4: Einfluss der Stegabmessungen in Abhängigkeit von der Stegneigung auf: a) Querbiegemomente und b) Längsspannungen (aus [76])

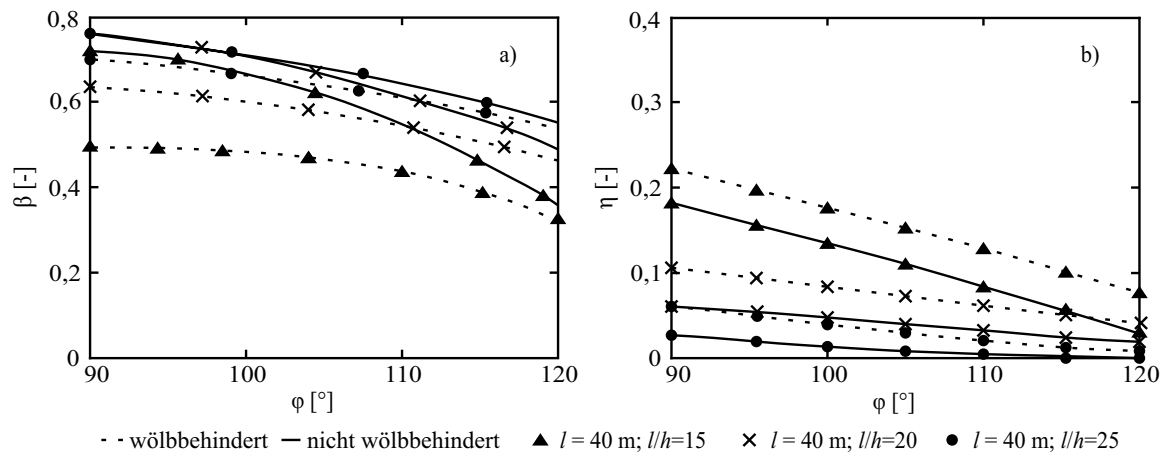


Bild 2-5: Einfluss der Stegung auf: a) Querbiegemomente und b) Längsspannungen (aus [76])

Wird die Länge der Kragplatte im Verhältnis zur gesamte Überbaubreite variiert, lässt sich feststellen, dass das Verhältnis der Biegemomente bei steigender Kragplattenlänge zunimmt (Bild 2-6). Der Einfluss der Kragplatte wird bei steigenden Spannweiten und Stegneigungen geringer und teilweise gegenläufig [76]. Des Weiteren wird vorgestellt, dass die Stegdicke einen sehr geringen Einfluss auf die Querbiegemomente hat. Dies gilt nur für Stege ab einer Dicke von ca. 50 cm. Wie in Abschnitt 0 dieser Arbeit gezeigt wird, spielen geringe Stegdicken eine nicht zu vernachlässigende Rolle bei der Verteilung der Querbiegemomente (Bild 4-23).

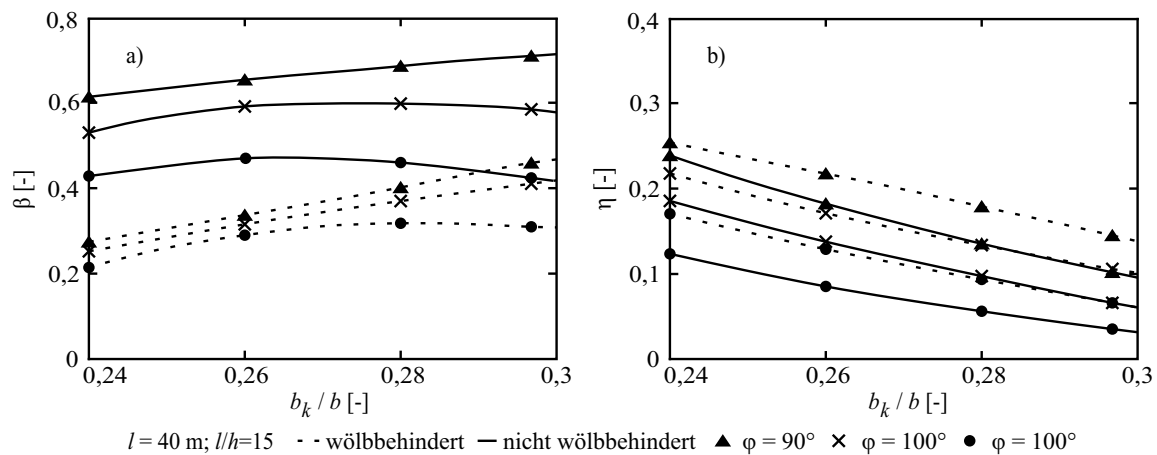


Bild 2-6: Einfluss der Kragarmlänge auf: a) Querbiegemomente und b) Längsspannungen (aus [76])

2.8 Falluntersuchungen von Hofbauer (1981)

Hofbauer untersucht in seiner Arbeit [47] vier Hohlkastenquerschnitte (Bild 2-7), an denen er die Beanspruchung infolge der Profilverformung ermittelt. Anhand dieser Querschnitte macht er eine Parameterstudie für eine in Längsrichtung wandernde Punktlast sowie eine über die gesamte Spannweite verteilte Linienlast; beide Lastarten greifen direkt über einem Steg an. Dabei werden Ein- und Dreifeldsysteme mit Spannweiten von 30 m, 50 m, 70 m sowie 100 m betrachtet. Hofbauer bedient sich der Lastumordnung nach Bild 2-1 und des Ansatzes von Kupfer [58] und Tung [96], um die Zusatzbeanspruchung infolge der Profilverformung zu bestimmen. Auch hier wird davon ausgegangen, dass die Hohlkastenquerschnitte über den Auflagern mit Querscheiben ausgesteift sind.

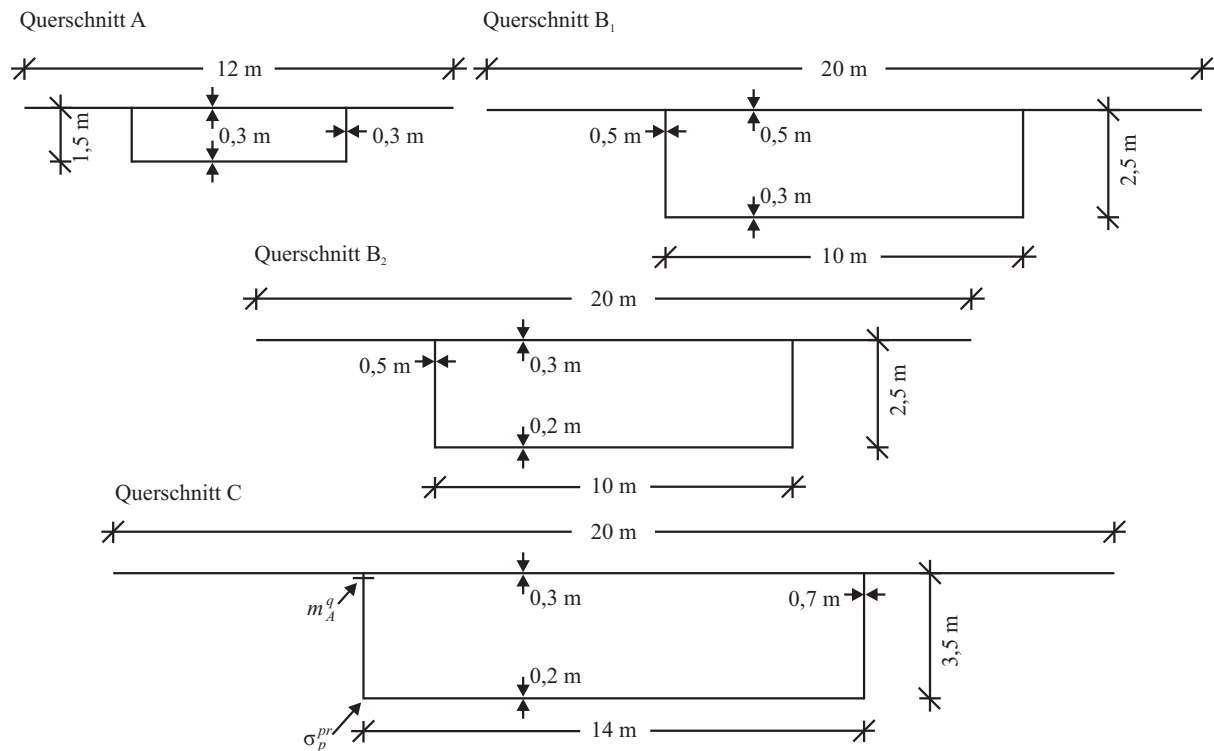


Bild 2-7: Kastenquerschnitte für die Untersuchungen von Hofbauer (aus [47])

Die Parameterstudie ergibt, dass die Zusatzbeanspruchung infolge der Profilverformung bei steigender Spannweite gegen einen Grenzwert strebt. Betrachtet man zunächst die Längsnormalspannungen in der unteren Faser des belasteten Stegs infolge der Zusatzbeanspruchung σ_p^{pr} , die aus einer Punktlast von 1000 kN direkt über dem Steg und in der Mitte eines Feldes resultiert, entspricht der Grenzwert direkt unter der Einzellast ca.

400 kN/m² (Bild 2-8 a)) für den Querschnitt B1 aus Bild 2-7. Dieser Grenzwert wird lediglich bei geringeren Spannweiten $L = 30$ m überschritten. Die Querbiegemomente m_A^q im Steg am Anschnitt im Übergang zur Fahrbahnplatte streben in Feldmitte bei gleicher Laststellung gegen 30 kNm/m (Bild 2-8 b)). Der Grenzwert der Querbiegemomente wird im Vergleich zum Grenzwert der Längsnormalspannungen bereits bei geringeren Spannweiten ($L = 30$ m) erreicht, da der Einfluss der aussteifenden Querscheiben auf die Querbiegemomente geringer ist als auf die Längsnormalspannungen [47].

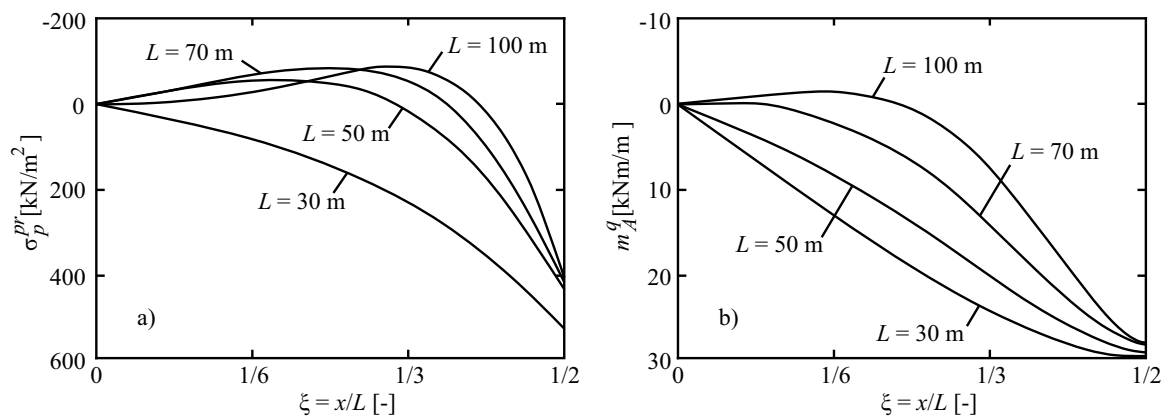


Bild 2-8: Infolge einer Einzellast von 1000 kN bei $\xi = 0,5$ über einem Steg von Querschnitt B₁ ermittelte a) Längsnormalspannungen infolge der Zusatzbeanspruchung infolge der Profilverformung an der Unterseite des Stags und b) Querbiegemomente im Steg am Anschnitt im Übergang zur Fahrbahnplatte (aus [47])

Wird im Vergleich zu einer punktuellen Belastung eine über die gesamte Spannweite verteilte Linienlast von 100 kN/m direkt über einem Steg aufgebracht, können bezüglich der Ergebnisse qualitativ die gleichen Aussagen gemacht werden. Auch hier streben die Längsnormalspannungen sowie die Querbiegemomente gegen einen Grenzwert. Bei steigender Spannweite gehen die Längsnormalspannungen infolge der Profilverformung bei größer werdendem Abstand zum Endauflager gegen Null und die Querbiegemomente gegen ca. 70 kNm/m [47] (Bild 2-9).

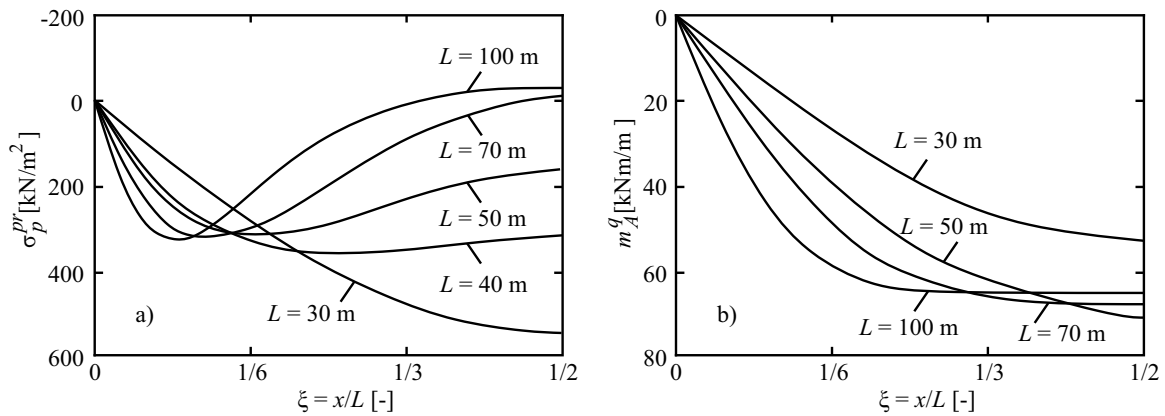


Bild 2-9: Infolge einer Linienlast von 100 kN/m über einem Steg von Querschnitt B_1 ermittelte
a) Längsnormalspannungen infolge der Zusatzbeanspruchung infolge der Profilverformung an der Unterseite des Stegs und b) Querbiegemomente im Steg am Anschnitt im Übergang zur Fahrbahnplatte (aus [47])

Hofbauer ermittelt weiter, dass, wenn die Längssteifigkeit eines Hohlkastens erhöht wird, die Zusatzbeanspruchung infolge der Profilverformung kleiner wird und somit an Wichtigkeit im Vergleich zu Beanspruchungen aus den symmetrischen Lastanteilen nach Bild 2-1 verliert. Des Weiteren stellt er fest, dass, wenn die Punktlast von 1000 kN auf drei Einzellasten in einem Abstand von 1,5 m aufgeteilt wird, was der Lastanordnung des damaligen Achslastmodells entspricht, die Längsnormalspannungen infolge der Zusatzbeanspruchung um ca. 17% reduziert werden. Die Querbiegemomente bleiben von der Reduktion der Beanspruchung nahezu unberührt. Mithilfe einer in Längsrichtung wandernden Einzellast ist es Hofbauer möglich zu bestimmen, dass bereits bei einem Standort der Last im Verhältnis zur Spannweite von $\xi = 0,1$ die Längsnormalspannungen den Wert bei $\xi = 0,5$ erreichen können, sodass es gerechtfertigt ist, die Ergebnisse aus einer Laststellung bei $\xi = 0,5$ vereinfachend für alle anderen Verhältnisszahlen von ξ anzunehmen; das gleiche gilt auch für die Querbiegemomente (Bild 2-10).

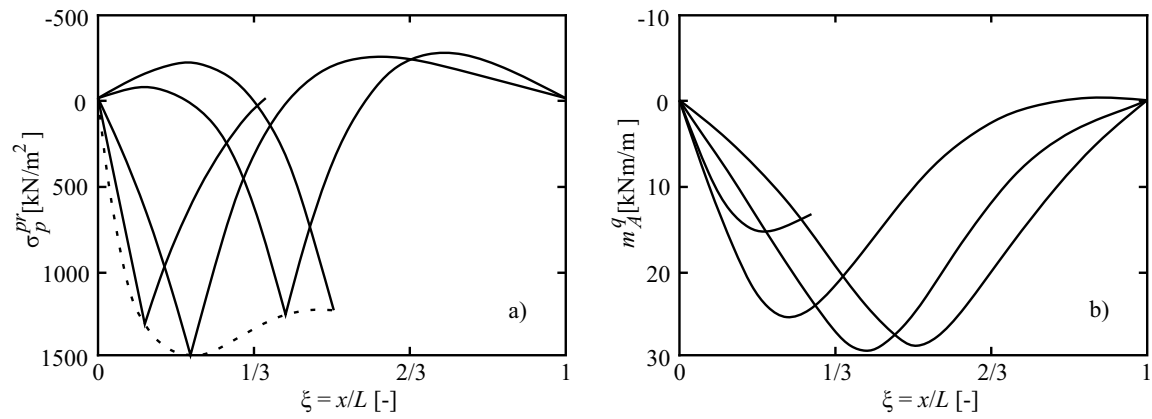


Bild 2-10: Infolge einer in Längsrichtung wandernden Einzellast von 1000 kN über einem Steg von Querschnitt A ($L = 30$ m) ermittelte a) Längsnormalspannungen infolge der Zusatzbeanspruchung aus der Profilverformung an der Unterseite des Stegs und b) Querbiegemomente im Steg am Anschnitt im Übergang zur Fahrbahnplatte (aus [47])

2.9 Berechnungsansatz nach Schlaich/Scheef (1982)

Schlaich und Scheef [86] bedienen sich ebenfalls des Lastumordnungsverfahrens nach Bild 2-1 zur Ermittlung der Zusatzbeanspruchung infolge der Profilverformung. Auch hier wird die exzentrische Belastung in ihren symmetrischen und antimetrischen Lastanteil zerlegt. Weiter wird ein Element der Länge ,1' in Längsrichtung des Kastenquerschnitts betrachtet, dessen Kanten durch eine diagonale Stabkraft S gegen Verschieblichkeit gehalten werden (Bild 2-11). Nachdem die Stabkraft S bestimmt ist, kann mithilfe der Faltwerktheorie die Zusatzbeanspruchung infolge der Profilverformung bestimmt werden [86]. Dies geschieht durch Lösen der Kantenarriturung und Bestimmung der Schnittgrößen infolge der Stabkraft S an einem elastisch gebetteten Balken. Durch Überlagerung dieser Schnittgrößen mit denen infolge des symmetrischen Lastanteils und der Torsion können Schnittgrößen ermittelt werden, die die Zusatzbeanspruchung infolge der Profilverformung beinhalten.

Mit dieser Methode ist es möglich, veränderliche Querschnittsgeometrien sowie verschiedene Laststellungen zu erfassen. Das Prinzip ist nur auf einzellige Querschnitte anwendbar, da bei mehrzelligen Querschnitten die Ermittlung der Stabkraft S nicht mehr ohne Weiteres möglich ist [86].

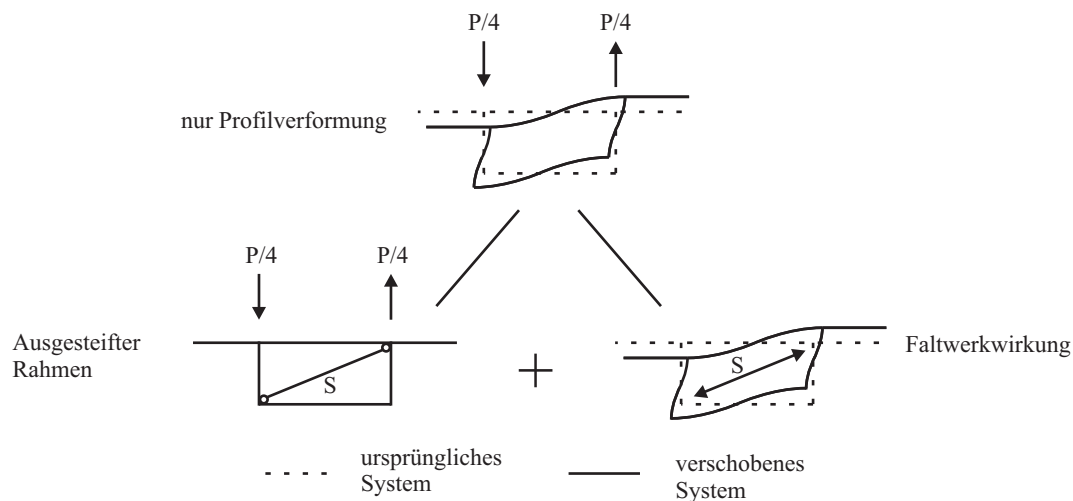


Bild 2-11: Bestimmung der Zusatzbeanspruchung infolge Profilverformung mithilfe eines ausgesteiften Rahmens und der Faltwerkwirkung nach [86]

2.10 Falluntersuchungen von Krebs/Lindlar (1988)

Krebs und Lindlar beschäftigen sich in ihrer Arbeit mit der Ermittlung der Zusatzbeanspruchung infolge der Profilverformung anhand von Einflusslinien [57]; die Grundlage hierfür liefert Lindlar mit seiner Dissertation [63]. Krebs und Lindlar bedienen sich des Lastumordnungsverfahrens nach Bild 2-1 zur Bestimmung der profilverformenden Einzellast. Bei der Ermittlung der Einflusslinien wird in [57] eine in Längsrichtung direkt über einem Steg wandernde Einzellast betrachtet und die Einflusslinien für einen Hohlkasten bestimmt, der einerseits über den Auflagern mit Querscheiben ausgesteift ist und andererseits keine Querscheiben aufweist. Daraus geht hervor, dass beispielsweise bei einem nicht ausgesteiften Querschnitt die Längsnormalspannungen in Feldmitte an der unteren Faser des Querschnitts ca. 10% größer sind als mit einer Aussteifung durch Querscheiben.

Des Weiteren wird in [57] dargelegt, dass bei Mehrfeldsystemen in Bereichen von Momentennullpunkten infolge gleichmäßig verteilter Lasten die Beachtung der Zusatzbeanspruchung infolge der Profilverformung aus Einzellasten die Längsnormalspannungen am oberen Rand des belasteten Stegs um bis zu 42% vergrößern kann (Bild 2-12). Da im Brückenbau Koppelstellen in Bereichen von Momentennullpunkten angebracht werden, kann die bei der Bemessung der Hohlkastenquerschnitte vernachlässigte Zusatzbeanspruchung infolge der Profilverformung ein Teil der Ursache für beobachtete Schäden an Koppelstellen von abschnittsweise hergestellten Durchlaufträgern sein [57].

Im zweiten Teil der Arbeit von Krebs und Lindlar wird darauf eingegangen, wie hoch der Anteil der Zusatzbeanspruchung infolge der Profilverformung an der gesamten Beanspruchung aus einer Zwangsverdrehung $\Delta\varphi$ (Torsion) des gesamten Querschnitts ist, wenn über den Auflagern keine Querscheiben angeordnet werden, und inwieweit der Anteil der Zusatzbeanspruchung von den Spannweiten abhängt. Bei einer Bemessung wird unterstellt, dass allein die St. Venantsche Torsion die Tragwerksverdrehung aufnimmt. In Wirklichkeit wird die Verdrehung jedoch von dem Anteil der St. Venantschen Torsion $\Delta\varphi_T$ und der Profilverformung $\Delta\varphi_P$ aufgenommen: $\Delta\varphi = \Delta\varphi_T + \Delta\varphi_P$ [57]. Aus der Untersuchung geht hervor, dass der Beitrag der Profilverformung an der gesamten Beanspruchung mit steigender Spannweite abnimmt (Bild 2-13). Abschließend wird festgestellt, dass bei einer Verringerung des St. Venantschen Torsionsanteils der profilverformende Anteil steigt, was eine Erhöhung der Querbiegemomente und der Längsspannungen zur Folge hat. Diese können

der Konstruktion wesentlich leichter zugewiesen werden, als die Spannungen infolge der Torsion, dementsprechend sollten sie bei der Bemessung nicht vernachlässigt werden. Des Weiteren wird darauf hingewiesen, dass der Falluntersuchung ein ungerissener Querschnitt zu Grunde gelegt wird, sodass sich die profilverformenden Anteile bei der Annahme gerissener Querschnitte nochmals vergrößern [57].

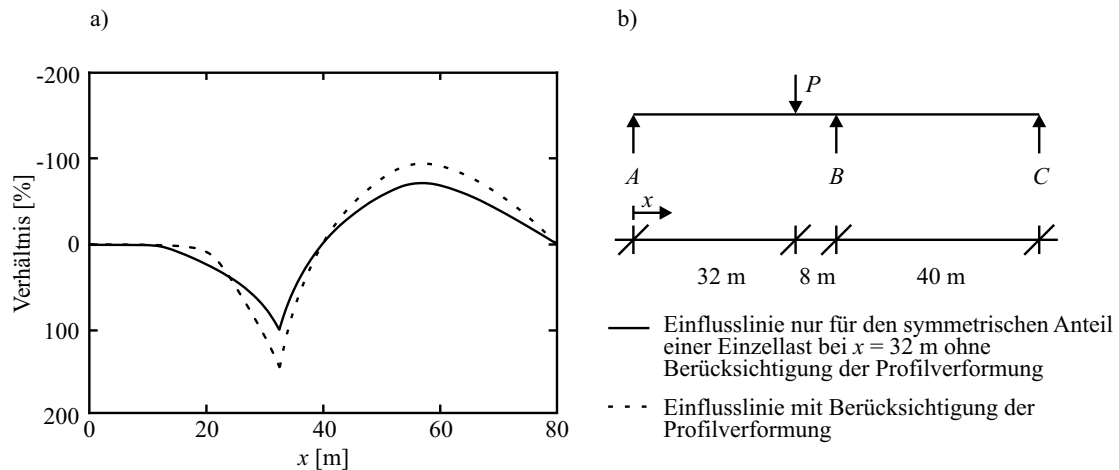


Bild 2-12: a) Einflusslinien infolge einer exzentrischen Einzellast bei $x = 32$ m für die Längsnormalspannungen am oberen Rand der belasteten Stegs; b) statisches System für die Untersuchung (aus [57])

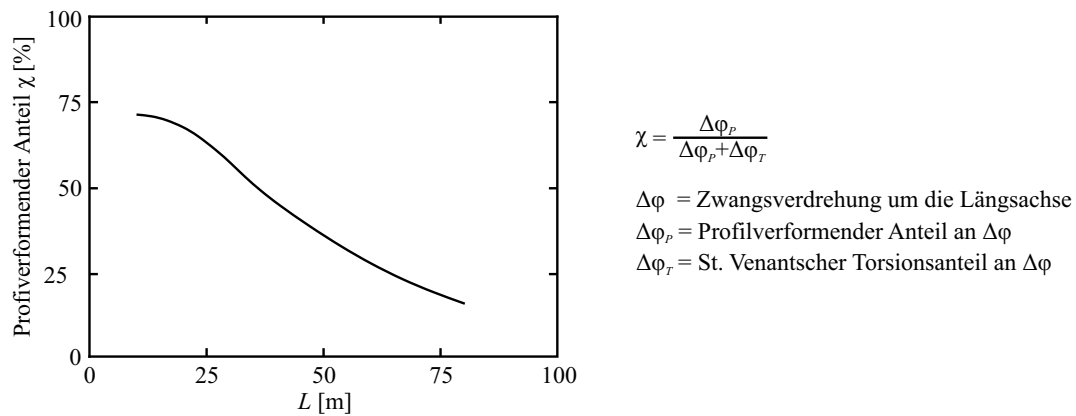


Bild 2-13: Abhängigkeit der Profilverformung von der Spannweite eines durchlaufenden Kastenträgers ohne Querscheiben (aus [57])

2.11 Falluntersuchungen von Grossert (1989)

Grossert untersucht in seiner Forschungsarbeit [44] als einer der ersten systematisch die Tragfähigkeit zweizelliger Hohlkastenquerschnitte aus Beton mithilfe der Finiten Elemente Methode. Er ermittelt anhand einer Parameterstudie die Beanspruchung der Stege infolge von Verkehrslasten innerhalb eines Randfeldes zweifeldriger Systeme, indem er die Spannweiten beider Felder zwischen 30 m und 60 m variiert. Seine Laststellungen spiegeln annähernd die damals gültigen normativen Laststellungen für Brückentragwerke wieder, jedoch mussten bei seinen Untersuchungen die Laststellungen an das Netz der Finiten Elemente angepasst werden, da das verwendete FE-Programm nur Knotenlasten zuließ. Die Flächenlast der Fahrspur wird als eine Linienlast direkt über einem Steg angenommen, die sechs Achslasten werden als drei Punktlasten abgebildet, deren geometrischer Mittelpunkt direkt über einem Steg angeordnet wird. In den Berechnungen wird eine linear elastische Werkstoffbeziehung für Beton verwendet. Aus dieser Parameterstudie entwickelt er Berechnungsdiagramme, mit denen sich das Quertragverhalten von zweizelligen Hohlkastenquerschnitte näherungsweise beschreiben lässt.

Der Ansatz seiner Untersuchung basiert auf den Aussagen vorangegangener Veröffentlichungen, dass die Zusatzbeanspruchung infolge der Profilverformung einen nicht zu vernachlässigenden Beitrag zur Beanspruchung des Tragwerks liefert. Daher ist eine korrekte Erfassung aller Beanspruchungen aus veränderlichen Lasten notwendig. Dies begründet er damit, dass der Anteil der Biegemomente aus veränderlichen Lasten an den gesamten maximalen positiven und negativen Biegemomenten in Längsrichtung bei den betrachteten Spannweiten ca. 25 bis 30% beträgt (Bild 2-14). An Stellen von Momentennullpunkten infolge von gleichmäßig verteilten Lasten wie Eigengewicht fallen die Beanspruchungen aus diesen veränderlichen Lasten noch stärker ins Gewicht [44].

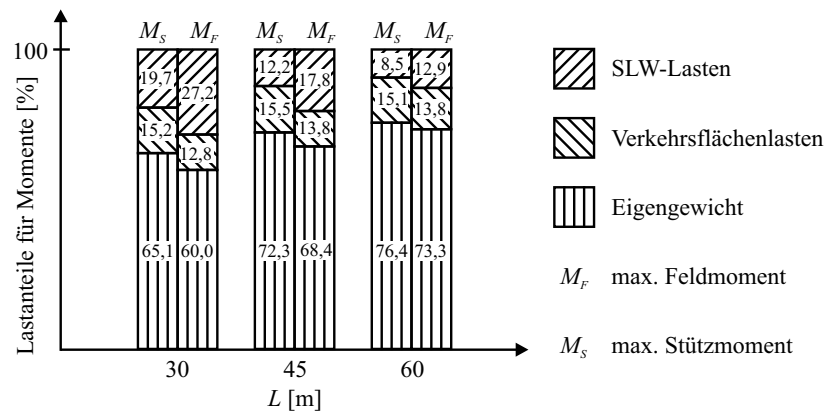


Bild 2-14: Lastanteile der Feld- und Stützmomente in Prozenten aus vertikalen Belastungen für die untersuchten Spannweiten (aus [44])

Bei der Ermittlung der Lastaufteilung verwendet Grossert eine Beziehung zwischen den Durchbiegungen einzelner Stege nach Gleichung (2-3). Dabei wird die Summe der Durchbiegungen aller Stege in einem Brückenquerschnitt zu 100% gesetzt und anschließend über die Einzellverformung des jeweiligen Stegs der prozentuale Anteil pro Steg bestimmt. Die wesentlichen Erkenntnisse seiner Arbeit sind für eine Spannweite von 45 m und eine Querschnittshöhe von 4 m in Bild 2-15 und Bild 2-16 dargestellt. Das Verhältnis a/L beschreibt die Lage des betrachteten Querschnitts zur Spannweite. Bei der Ermittlung der Lastaufteilung infolge der sechs Einzellasten, werden die Lasten in Längsrichtung verschoben, der zu jeder Laststellung gehörenden Lastanteil ermittelt, und abschließend ein umhüllender Verlauf der Lastaufteilung über die Brückenlängsachse bestimmt.

$$\alpha_i = \frac{100 \cdot w_i}{\sum_{i=1}^3 w_i} [\%] \quad (2-3)$$

Mit:

α_i – prozentualer Lastanteil eines Stegs

w_i – Durchbiegung eines Stegs

Mithilfe der Parameterstudie ermittelt Grossert, dass sich die Lastanteile aus dem Eigengewicht gleichmäßig auf alle Stege verteilen. Die Lastverteilung auf die Stege aus der Verkehrslastfläche und den Einzellasten wirken wesentlich ungünstiger als bei gleicher Mitwirkung aller Stege aus der Längsbiegung angenommen, wenn die Beanspruchungen mithilfe der Balkenanalogie bestimmt werden. Die größten Unterschiede sind in Bereichen bei $0 - 0,3 L$ sowie $0,7 - 1 L$ zu erwarten (Bild 2-15 und Bild 2-16); bei steigender

Tragwerksschlankheit nimmt die Querverteilungsfähigkeit ab [44]. Grossert bestimmt weiter, dass die Lastausbreitung in Querrichtung bei steigender Steghöhe abnimmt, und dass sich grundsätzlich nur zwei Stege am Lastabtrag beteiligen. Der lastferne dritte Steg nimmt maximal rund 20% der gesamten Beanspruchung auf.

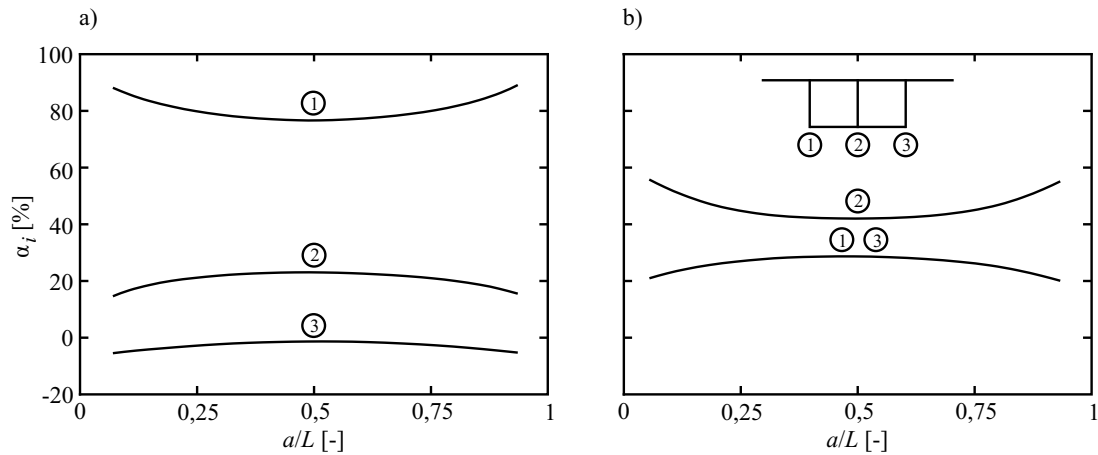


Bild 2-15: Lastanteile pro Steg infolge einer Linienlast über einem Steg für $L = 45$ m und $h = 4$ m:

a) Last über dem Randsteg; b) Last über dem mittlerem Steg (aus [44])

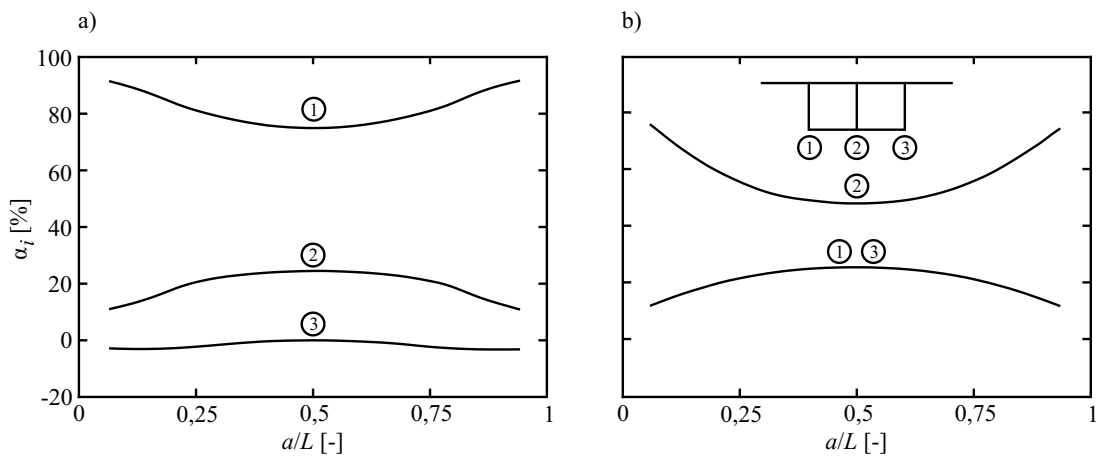


Bild 2-16: Lastanteile pro Steg infolge sechs Punktlasten über einem Steg für $L = 45$ m und $h = 4$ m:

a) Last über dem Randsteg; b) Last über dem mittlerem Steg (aus [44])

2.12 Berechnungsansatz nach Büsse (1993)

Büsse beschäftigt sich in seiner Arbeit [17] mit der Bestimmung der Zusatzbeanspruchung infolge der Profilverformung unter Beachtung aus der Längsbiegebeanspruchung gerissener Querschnitte, mit dem Ziel, ein einfaches Berechnungsmodell zu erstellen. Seinen Untersuchungen legt er das Modell von Lindlar [63] zugrunde, das er auf gerissene Querschnitte erweitert. Der gerissene Zustand eines Hohlkastens wird dadurch abgebildet, dass aus der Längstragwirkung unter Zugbeanspruchung stehende Querschnittsscheibenbereiche mit abgeminderten Scheibendicken angenommen werden (Bild 2-17). Dabei wird davon ausgegangen, dass die Steifigkeit aller Einzelscheiben mit ideellen Wanddicken t_i den tatsächlichen Steifigkeiten der Einzelscheiben im gerissenen Zustand gleicht, und die Biegesteifigkeit des ideellen Gesamtquerschnitts mit der Biegesteifigkeit des gesamten Querschnitts im gerissenen Zustand übereinstimmt [17]; die Mitwirkung des Betons auf Zug zwischen den Rissen wird vernachlässigt. Mit der Annahme des ideellen Querschnitts wird die Zusatzbeanspruchung infolge der Profilverformung an einem elastisch gebetteten Balken nach [63] und [58] bestimmt. Die Steifigkeitsverhältnisse des elastisch gebetteten Balkens werden anhand des Querschnitts mit reduzierten Querschnittsdicken ermittelt.

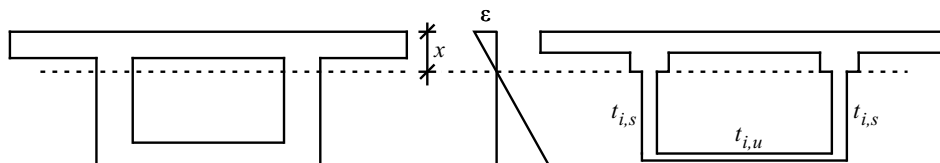


Bild 2-17: Ersatzquerschnitt zur Berücksichtigung der Rissbildung aus der Längstragwirkung (aus [17])

Ein ingenieurpraktisches Modell zur Ermittlung der Zusatzbeanspruchung infolge der Profilverformung zeigt Büsse am Beispiel eines einfeldrigen Balkens mit einem quadratischen Hohlkastenquerschnitt aus dünnen Scheiben, an dem eine Einzellast in Feldmitte direkt über einem Steg angreift. Die Dehnungsverteilung des Querschnitts in Feldmitte wird bei sukzessiver Laststeigerung ermittelt: in sechs Schritten von 0 kN bis 300 kN. Der ideale Querschnitt und somit die ideale Steifigkeit wird bei jedem Lastschritt entsprechend der Dehnungsverteilung angepasst, sodass nicht nur im gerissenen Bereich eine volle Abminderung der Steifigkeit vorliegt, sondern auch ein Übergang zwischen gerissenem und ungerissenem Bereich erfasst werden kann (Bild 2-18).

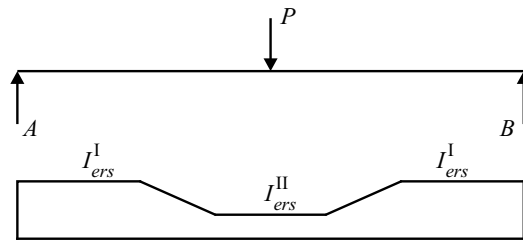


Bild 2-18: Statisches System mit Verlauf der Ersatzsteifigkeit (aus [17])

Daraus geht hervor, dass sich die Dehnungen infolge Biegung sowie Profilverformung nicht proportional zur Belastung erhöhen und der Einfluss der Profilverformung im gerissenen Zustand, gemessen an den dadurch verursachten Zusatzdehnungen, deutlich zurückgeht (Bild 2-19 und Gleichung (2-4)). Somit nimmt der Anteil der Längsdehnung aus der Profilverformung an den Gesamtdehnungen im gerissenen Zustand ab [17].

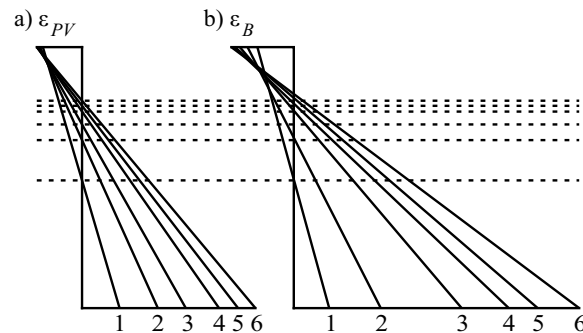


Bild 2-19: Verteilung der Dehnungen über die Höhe des belasteten Stegs für 6 Lastschritte:
a) infolge Profilverformung und b) infolge Biegung (aus [17])

$$\frac{\varepsilon_{PV}^{II}}{\varepsilon_{PV}^I} < \frac{\varepsilon_B^{II}}{\varepsilon_B^I} \quad (2-4)$$

Mit der Vereinfachung, dass sich die Nulllinie der Dehnungen infolge Biegung und Profilverformung am gleichen Ort befindet, schlägt Büsse einen Zusammenhang vor, bei dem die Zusatzdehnungen infolge der Profilverformung in einem Querschnitt in Abhängigkeit der Dehnungen aus der Biegung bestimmt werden können (Bild 2-20 und Gleichung (2-5)). Diese Annahme ist nach [17] ausreichend genau, da die Zusatzdehnungen infolge der Profilverformung gering sind im Vergleich zu denen aus der Biegung. Büsse schlägt ein einfaches Verfahren zur Bestimmung der zusätzlichen Dehnungen infolge der Profilverformung vor, welches er anhand von Versuchen und Finite Elemente Berechnungen verifiziert.

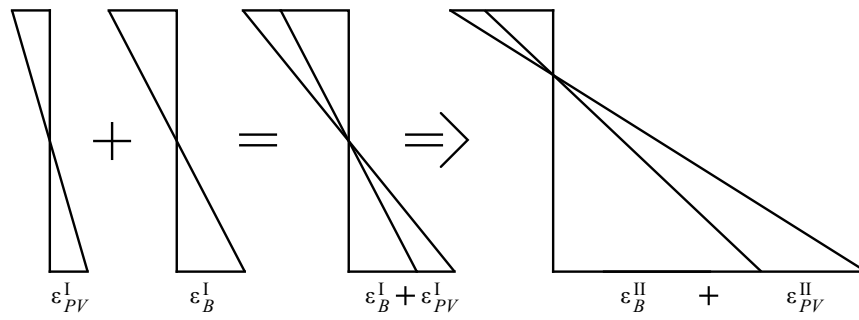


Bild 2-20: Dehnungserhöhung im gerissenen Zustand (aus [17])

$$\frac{\varepsilon_{PV}^{II}}{\varepsilon_{PV}^I} = \frac{\varepsilon_B^{II}}{\varepsilon_B^I} \quad (2-5)$$

2.13 Zusammenfassung

Seitdem Hohlkastenquerschnitte im Großbrückenbau eingesetzt werden, wurde die Ermittlung der Zusatzbeanspruchung infolge Profilverformung von verschiedenen Autoren behandelt. Das vorliegende Kapitel fasst die wichtigsten Arbeiten zur Bestimmung der Zusatzbeanspruchung in chronologischer Reihenfolge zusammen. Aufgrund der Komplexität der Ermittlung der Zusatzbeanspruchung, fanden die Erkenntnisse keinen Einzug in die Ingenieurpraxis. Vielmehr wurde anhand von Parameterstudien versucht, den Konstrukteuren die Auswirkungen der Wahl der Hohlkastenquerschnitte auf die Zusatzbeanspruchung näherungsweise zu vermitteln, beziehungsweise deren Größe ansatzweise zu erfassen. Neben den vorgestellten Arbeiten, die sich mit allgemeinen Aussagen über die Zusatzbeanspruchung infolge der Profilverformung beschäftigen, wurden weitere Arbeiten veröffentlicht, die exakte Lösungen für gängige Querschnittsabmessungen vorstellen, wie zum Beispiel für einzellige Hohlkästen von Resinger [78] oder Dabrowski [23] und für zweizellige Hohlkästen von Esslinger [38].

Mit dem Einzug von Computerverfahren im Bauingenieurwesen wurden analytische Ansätze bei der Berechnung immer weniger angewendet. Mithilfe räumlicher FE-Ersatzmodelle ist es zwar möglich, die gesamten Beanspruchungen zu bestimmen, jedoch ist der Aufwand sehr groß, sodass weiterhin mit der Stabstatik Schnittgrößen ermittelt werden. Dies obwohl die vorgestellten Forschungsarbeiten zeigten, dass die Zusatzbeanspruchung infolge der Profilverformung bei der Bemessung in vielen Fällen beachtet werden sollte.

Die vorgestellten Arbeiten, ob analytisch oder numerisch, legen den Berechnungen ein linear elastisches Werkstoffverhalten zugrunde. Dieser Ansatz ist für die damaligen Brückenkonstruktionen gerechtfertigt, da diese meist mit einer vollen Vorspannung hergestellt wurden. Für heutige Brückenbauwerke trifft dies nicht immer zu. Bei rechnerischen Überprüfungen bestehender Brücken kann, aufgrund möglicherweise ausgefallener Spannglieder, ebenfalls nicht immer von einer vollen Vorspannung ausgegangen werden. In den beschriebenen Verfahren wird die Rissbildung nicht oder nur vereinfacht angesetzt. Wenn die Rissbildung beachtet wird, dann nur infolge der Längstragwirkung; eine Rissbildung aus der Quertragwirkung wird grundsätzlich vernachlässigt. Des Weiteren wird die Zusatzbeanspruchung infolge von Belastungen ermittelt, die weit von den Auflagern entfernt aufgebracht sind. Bei Bemessungen für

maximale Biegebeanspruchungen ist dieser Ansatz gerechtfertigt. Bei der Betrachtung der maximalen Querkraftbeanspruchungen sind Lasten in Auflagernähe anzuordnen, sodass die ermittelte Zusatzbeanspruchung im Bereich maximaler Biegemomente nur noch geringe Auswirkungen auf die Auflagernähe hat. Wie groß die Beanspruchungen in Auflagernähe sind und welche Tragfähigkeiten von Hohlkastenbrücken unter Beachtung nichtlinearen Werkstoffverhaltens berechnet werden können, wenn beispielsweise ein Spanngliedausfall angenommen wird und welche Auswirkungen dadurch an Koppelstellen entstehen können, wird im weiteren Verlauf dieser Arbeit behandelt.

3 Eigenschaften der Werkstoffe

3.1 Einleitung

Stahlbeton weist im Vergleich zu vielen anderen im Bauwesen verwendeten Werkstoffen ein nichtlineares Last- und Verformungsverhalten auf. Während Werkstoffe wie Kunststoffe oder Stahl sich bis zum Fließbeginn linear elastisch verhalten, treten beim Stahlbeton bereits bei geringen Beanspruchungen Risse auf, die ein nichtlineares Werkstoffverhalten verursachen. Zudem ist der Rissbildungsprozess unter anderem von der Menge der eingelegten Bewehrung abhängig, sodass sich keine pauschale Aussage über das Verhalten einer Stahlbetonstruktur machen lässt. Der Schnittgrößenermittlung von Tragwerken aus Stahl- bzw. Spannbeton werden linear elastische Werkstoffbeziehungen zugrunde gelegt. Diese Vorgehensweise führt zu einem Gleichgewichtszustand, der im Sinne der Plastizitätstheorie statisch zulässig ist. Bei der Berechnung und Bemessung von Tragwerken nach DIN 1045-1 [30] sind Berechnungen mit nichtlinearem Werkstoffverhalten nur in besonderen Fällen zugelassen. Bei steigender Computerleistung finden Berechnungsverfahren, denen werkstoffbezogene Nichtlinearitäten zugrunde gelegt werden, immer mehr Anwendung. Dadurch ist eine genauere Beschreibung des Tragverhaltens einer Struktur möglich, weil beispielsweise Schnittkraftumlagerungen infolge von Rissbildung oder Stahlfließen erfasst werden können.

Wie im weiteren Verlauf dieser Arbeit gezeigt wird, sind die Werkstoffparameter bei nichtlinearen Berechnungen mit größter Sorgfalt festzulegen, denn nur bei korrekten Annahmen sind die gewünschten Genauigkeiten erzielbar. Wie in [39], [74] sowie [75] dargestellt, können falsche Modellierungen der Erstrissbildung oder der Mitwirkung des Betons auf Zug zwischen den Rissen (Tension Stiffening) zu Fehlern führen. In [75] wird ebenfalls darauf hingewiesen, dass bei rechnerischen Überprüfungen von Brückentragwerken mit Hohlkastenquerschnitten darauf zu achten ist, das Spannungs-Dehnungsverhalten der verwendeten Werkstoffe korrekt anzunehmen. In diesen Bauwerken liegen zweiachsige Beanspruchungen vor, die geringfügig anders als einachsige Beanspruchungen sind. Auf den

Aspekt der mehrachsigen Beanspruchung von Beton wird ebenfalls im weiteren Verlauf dieser Arbeit eingegangen.

Bei hohen Detaillierungsgraden in der Werkstoffmodellierung werden Sicherheiten zwischen berechneten und tatsächlich vorhandenen Beanspruchungen reduziert, da Tragreserven, die bei konservativen Annahmen des Werkstoffverhaltens entstehen würden, nicht mehr vorliegen. Fehler oder Ungenauigkeiten in der Modellierung des statischen Systems oder falsche Lastfallkombinationen können dadurch nicht mehr ausgeglichen werden.

3.2 Betonstahl

Bei den im Massivbau verwendeten Betonstählen wird grundsätzlich zwischen zwei Stahlsorten differenziert, die sich durch den Herstellungsprozess und das Spannungs-Dehnungsverhalten unterscheiden. Bis zum Erreichen ihrer Streckgrenze liegt bei beiden Stahlsorten eine lineare Beziehung zwischen Spannung und Dehnung vor. Bei der Be- und Entlastung des Stahls ist die Dehnung reversibel. Der naturharte oder vergütete Stahl weist eine ausgeprägte Streckgrenze auf, an die ein Fließplateau anschließt (Bild 3-1 a)). Während des Fließvorgangs erfährt der Stahl nur plastische, irreversible Dehnungen. Die plastische Phase endet mit dem Beginn einer nichtlinearen Verfestigungsphase, die anfangs einen hohen Verfestigungsmodul aufweist, der mit steigender Dehnung des Stahls bis zum Bruch zu Null wird.

Anders als beim naturhartem Stahl weist der kaltverformte Stahl kein ausgeprägtes Fließplateau auf (Bild 3-1 b)). Die Verfestigungsphase schließt direkt an die linear elastische Phase an. Da die Fließgrenze nicht direkt aus der Spannungs-Dehnungslinie hervorgeht, ist die Fließspannung die Spannung, die bei einer bleibenden Dehnung des kaltverformten Stahls von 2 ‰ nach dem vollständigen Entlasten vorliegt. Im Allgemeinen weist der kaltverformte Stahl eine geringere Duktilität als der naturharte Stahl auf.

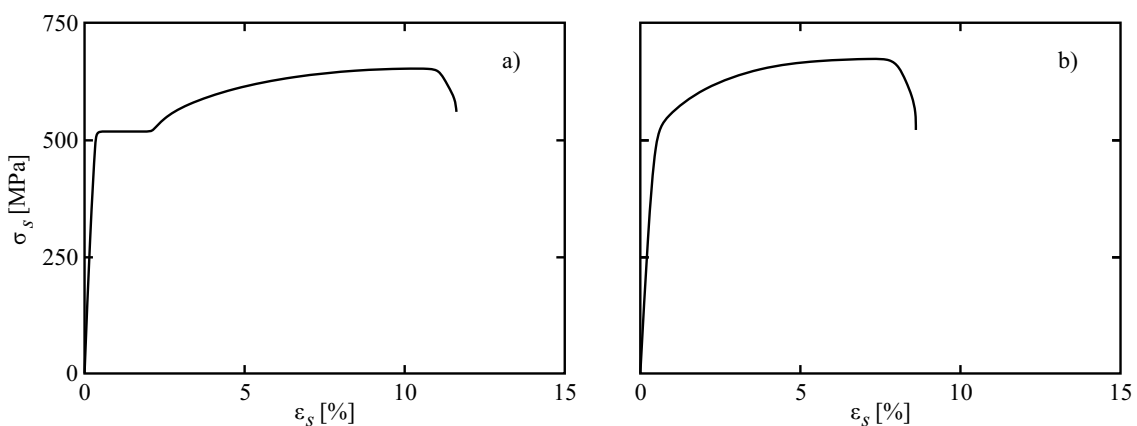


Bild 3-1: Spannungs-Dehnungsbeziehungen für a) naturharten Betonstahl und b) kaltverformten Betonstahl

In der Bemessung sowie besonders in der numerischen Berechnungen von Schnittgrößen oder Verformungen wird vereinfachend ein bi- oder trilineares Werkstoffverhalten für Stahl verwendet (Bild 3-2). Diese Idealisierungen sind zum einen ausreichend genau und zum anderen numerisch stabiler, als die Annahme des tatsächlichen Verhaltens nach dem

Überschreiten der Fließgrenze. Ein trilinearer Spannungs-Dehnungsansatz kann beispielsweise beim Iterieren mit dem Newton-Verfahren zu einer Steifigkeit mit dem Wert Null (im Fließplateau) und somit zu singulären Jakobi-Matrizen führen. Die gewonnene Genauigkeit beim Ansatz einer trilinearen Spannungs-Dehnungsbeziehung rechtfertigt aber nur in seltenen Fällen den erhöhten Rechenaufwand [74]. Auf die Implementierung der Werkstoffbeziehung in die FE-Methode wird detailliert in Kapitel 5 eingegangen.

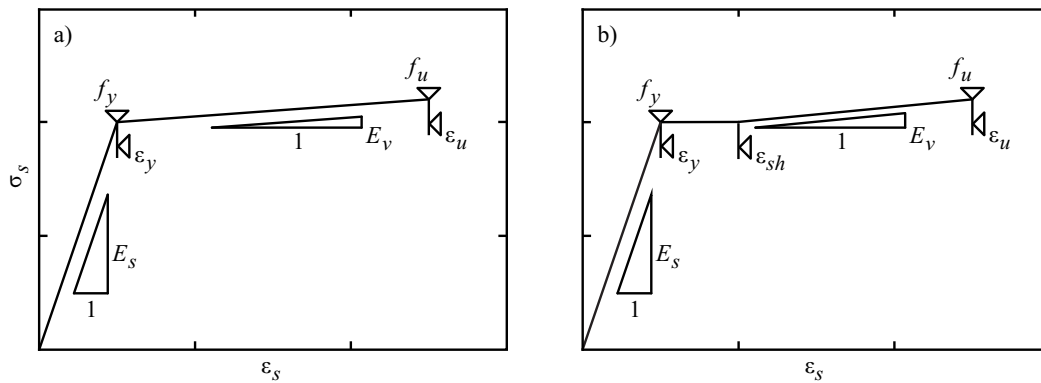


Bild 3-2: Vereinfachte Werkstoffbeziehung für Betonstahl a) bilineares und b) trilineares Werkstoffverhalten

3.3 Spannstahl

Die wichtigsten Eigenschaften von Spannstahl sind eine hohe Festigkeit und eine große zulässige Dehnung, damit Spannkraftverluste infolge von Betondehnungen wie Schwinden und Kriechen möglichst klein bleiben und bei Überbelastungen noch Tragreserven vorhanden sind. Da der Elastizitätsmodul von Spannstahl (195 GPa bis 205 GPa) nahezu identisch mit dem des Betonstahls ist, müssen die zeitabhängigen Dehnungen durch eine große Anfangsspannung kompensiert werden. Die hohen Festigkeiten werden durch geeignete Legierungen, Kaltverformung oder Vergütung erzielt [82].

Im Brückenbau kommen hauptsächlich Stab-, Litzen- und Drahtspannglieder zum Einsatz. Stabspannglieder eignen sich besonders für geradlinige Spanngliederführungen und kurze Spannwege. Litzen- und Drahtspannglieder werden bei großen Spanngliedlängen und nahezu beliebigen Spanngliedverläufen verwendet. Litzen spannglieder bestehen aus drei oder sieben wendelartig miteinander verseilten Drähten. Einige verschiedenen Litzentypen sind in Bild 3-3 dargestellt. Nachteile der Litzen- und Drahtspannglieder sind aufwendige Anker und Koppelkonstruktionen, da die Spannglieder aufgrund des höheren Kohlenstoffgehaltes im Vergleich zum Baustahl nicht schweißbar sind [82].

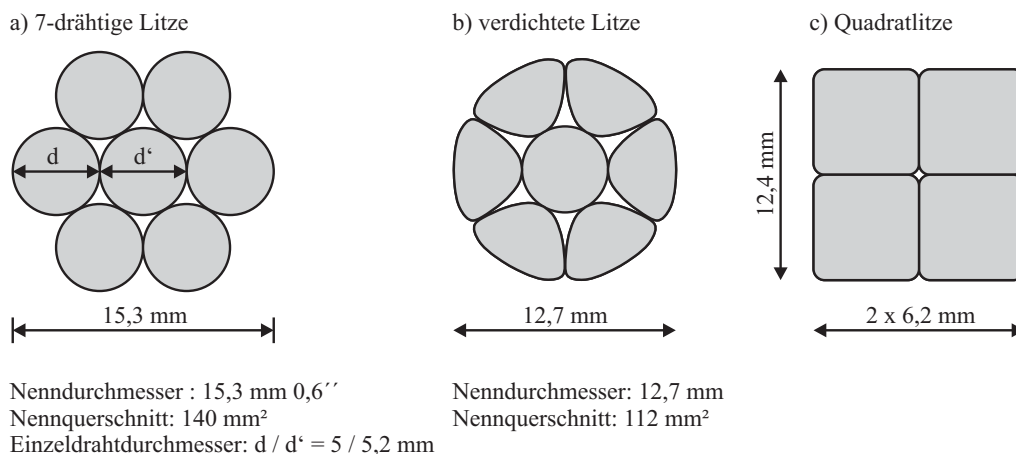


Bild 3-3: Litzentypen (aus [82])

In Deutschland wird für Litzen und Drähte hauptsächlich Spannstahl der Güte St 1570/1770 verwendet. Hierbei beträgt die charakteristische Nennfestigkeit $f_{pk} = 1770$ MPa und die Spannung bei einer bleibenden Dehnung von 0,2% ist $f_{p0,2k} = 1570$ MPa. Die Nennfestigkeit sowie die Bruchdehnung dürfen um höchstens 5% unterschritten und um 12% überschritten

werden. Die Werkstoffbeziehungen für Spannstahl sind in Bild 3-4 dargestellt. Im Ausland kommen oft Spannstähle mit einer höheren Güte zum Einsatz: St 1660/1860 [82].

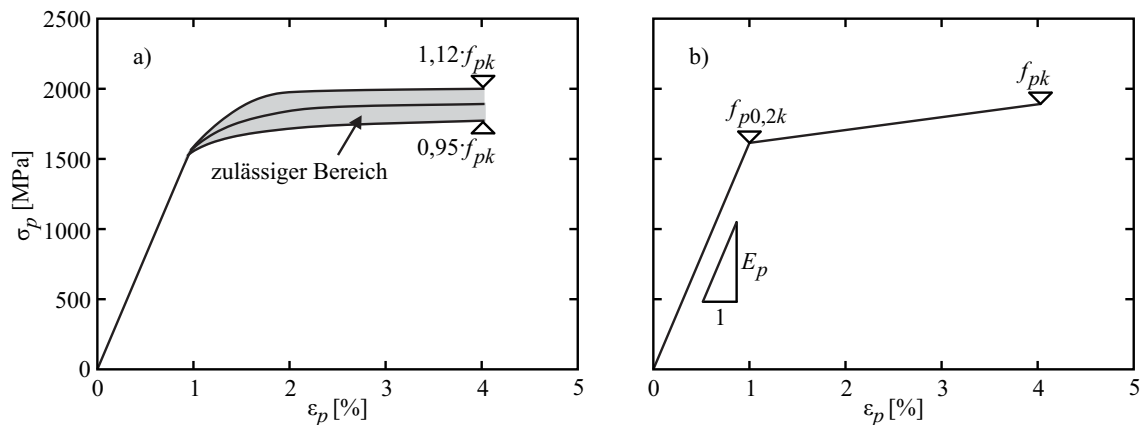


Bild 3-4: Werkstoffbeziehung für Spannstahl a) entsprechend Zulassung Z-12.3.35 und b) vereinfachte bilineare Werkstoffbeziehung (aus [82])

Spannstahl weißt infolge der hohen Beanspruchung durch die Vorspannkraft eine nicht zu vernachlässigbare Relaxation auf. Unter Relaxation versteht man die zeitabhängige Abnahme der Spannungen unter einer aufgezwungenen Verformung von konstanter Größe. Der Wert der Abnahme hängt von der aufgezwungenen Dehnung respektive Spannung des Spannstahls ab. Bild 3-5 zeigt die Relaxationsverluste für Stäbe, Drähte und Litzen nach 1000 Stunden und bei 20 °C. Die Endwerte der Relaxationsverluste für $t \rightarrow \infty$ sind etwa dreimal so hoch anzusetzen wie die Werte nach 1000 Stunden [82].

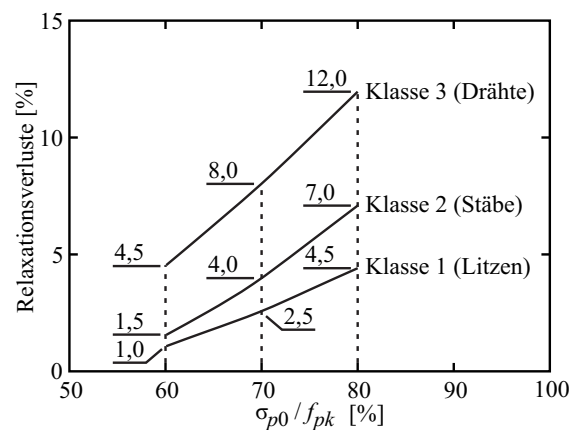


Bild 3-5: Relaxationsverluste nach 1000 h und 20 °C (nach EC2, Teil 1)

3.4 Beton im Druckbereich

3.4.1 Einaxiale Druckbeanspruchung

Die wohl wichtigste Eigenschaft des Betons ist seine Fähigkeit, hohe Druckspannungen aufnehmen zu können. Die Druckfestigkeit wird durch die bei Druckbeanspruchung entstehenden Querkzugspannungen und damit durch die Haftzugfestigkeit zwischen Zementmatrix und Gesteinskörnern begrenzt. Somit hängt die Druckfestigkeit des Betons von seiner Zugfestigkeit ab.

Das Tragverhalten bei Druckbeanspruchung lässt sich in drei Zustandsstadien unterteilen [93]. Stadium 1 liegt bei einer Druckspannung von $0 < \sigma_c \leq 0,4f_c$ vor. In diesem Spannungsbereich liegen innerhalb des Betonkörpers Mikrorisse (Verbundrisse) zwischen Zementmatrix und Gesteinskörnern vor, die bereits durch das Schwinden entstehen können, da der Beton in seiner Struktur ein hochgradig statisch unbestimmtes System ist. Diese stören den inneren Spannungszustand allerdings nur wenig, sodass für diesen Bereich in sehr guter Näherung eine lineare Spannungs-Dehnungsbeziehung angenommen werden kann.

Bei weiterer Steigerung der Beanspruchung vergrößern sich die Mikrorisse und es entstehen neue Risse, die sich mit den vorhandenen Mikrorissen zu ersten Trennrissen in Belastungsrichtung verbinden; das Stadium 2 erstreckt sich über den Bereich $0,4f_c < \sigma_c \leq 0,8f_c$. Diese Trennrisse verursachen erste Steifigkeitsabnahmen des Betonkörpers.

Im Stadium 3, $\sigma_c > 0,8f_c$, treten neben den anwachsenden Trennrissen weitere Risse auch schräg zur Beanspruchungsrichtung auf. Ein Druckversagen tritt ein, wenn die Rissbildung soweit fortgeschritten ist, dass keine weiteren Querkzugspannungen mehr übertragen werden können, und der Betonkörper keine Einheit mehr bildet.

Der Verlauf der Spannungs-Dehnungslinien für Betone verschiedener Druckfestigkeiten ist ähnlich und kann zum Beispiel mit der Gleichung der Norm DIN 1045-1 [30] beschrieben werden (Gleichung (3-1)). DIN 1045-1 differenziert bei der Vorgabe der maximalen Betondruckspannung für nichtlineare Berechnungsverfahren zwischen der Ermittlung von Verformungen einer Tragstruktur und der Berechnung der Schnittgrößen. Bei der Verformungsermittlung ist für die Druckfestigkeit der Mittelwert einzusetzen und bei der Ermittlung der Schnittgrößen der Bemessungswert. Die maximal aufnehmbare Druckdehnung

sowie der E-Modul sind von der Druckfestigkeit abhängig und sind in für f_c Gleichung (3-1) korrekt einzusetzen (Bild 3-6). Mit diesen Ansätzen gibt die DIN 1045-1 die Möglichkeit, die Beziehung zwischen Spannung und Dehnung des Betons bis zur Bruchdehnung zu beschreiben.

$$\sigma_c = - \left(\frac{-1,1 \cdot E_{cm} \cdot \frac{\varepsilon_{cl}}{f_c} \cdot \frac{\varepsilon_c}{\varepsilon_{cl}} - \left(\frac{\varepsilon_c}{\varepsilon_{cl}} \right)^2}{1 + \left(-1,1 \cdot E_{cm} \cdot \frac{\varepsilon_{cl}}{f_c} - 2 \right) \cdot \frac{\varepsilon_c}{\varepsilon_{cl}}} \right) \cdot f_c \quad \text{für } |\varepsilon_c| \leq |\varepsilon_{cl}| \quad (3-1)$$

Mit:

- E_{cm} – mittlerer Elastizitätsmodul nach Bild 3-6
- ε_{cl} – Dehnung bei Erreichen des Höchstwerts der Betondruckspannung nach Bild 3-6
- ε_c – Betondehnung
- σ_c – Betonspannung
- f_c – Höchstwert der ertragenen Betondruckspannung

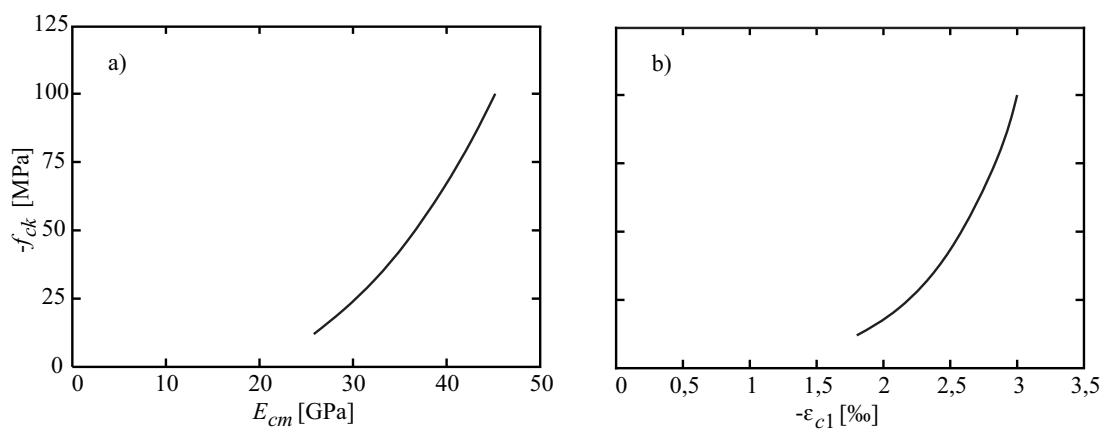


Bild 3-6: a) E-Modul sowie b) Dehnung bei f_{ck} in Abhängigkeit der Betonfestigkeit nach [30]

Alternativ kann für nichtlineare Berechnungen auch die Spannungs-Dehnungsbeziehung nach Model Codes 90 (MC 90) [19] verwendet werden. Hierbei wird die maximal Betondruckstauchung mit 2,2 ‰ beim Erreichen der Druckfestigkeit als konstant angenommen und eine Abnahme der maximalen Druckstauchung bei steigender Betonfestigkeit wird vernachlässigt. Dafür gibt der MC 90 die Möglichkeit, die Entfestigung nach Überscheiden der Druckfestigkeit zu beschreiben sowie die Bruchdehnung zu ermitteln (Gleichungen (3-2) bis (3-8)). Bild 3-7 stellt die E-Moduli nach MC 90 sowie einen Vergleich

der Bruchdehnungen nach DIN 1045-1 und MC 90 dar. DIN 1045-1 übernimmt den rechnerischen Ansatz zur Beschreibung des Spannungs-Dehnungsverhalten bis zur Bruchdehnung. Bild 3-8 zeigt beispielhaft die Kennlinie für einen Beton mit einer charakteristischen Druckfestigkeit von 30 MPa. Für nichtlineare Berechnungen wird ebenfalls diese Kennlinie zur Ermittlung der Schnittgrößen und Verformungen verwendet.

$$\frac{\sigma_c}{f_{cm}} = - \left(\frac{\frac{E_c}{E_{cl}} \cdot \frac{\varepsilon_c}{\varepsilon_{cl}} - \left(\frac{\varepsilon_c}{\varepsilon_{cl}} \right)^2}{1 + \left(\frac{E_c}{E_{cl}} - 2 \right) \cdot \frac{\varepsilon_c}{\varepsilon_{cl}}} \right) \text{ für } |\varepsilon_c| < |\varepsilon_{cl}| \quad (3-2)$$

$$E_c = 2,15 \cdot 10^4 \left(\frac{f_{cm}}{10} \right)^{\frac{1}{3}} \text{ mit } f_{cm} \text{ in [MPa]} \quad (3-3)$$

$$E_{cl} = \frac{f_{cm}}{0,0022} \quad (3-4)$$

$$\varepsilon_{cl} = -0,0022 [-] \quad (3-5)$$

$$\frac{\varepsilon_{cu}}{\varepsilon_{cl}} = \frac{1}{2} \left(\frac{1}{2} \cdot \frac{E_c}{E_{cl}} + 1 \right) + \left[\frac{1}{4} \cdot \left(\frac{1}{2} \cdot \frac{E_c}{E_{cl}} + 1 \right) - \frac{1}{2} \right]^{\frac{1}{2}} \quad (3-6)$$

$$\sigma_c = - \left[\left(\frac{1}{\frac{\varepsilon_{cu}}{\varepsilon_{cl}}} \cdot \xi - \frac{2}{\left(\frac{\varepsilon_{cu}}{\varepsilon_{cl}} \right)^2} \right) \cdot \left(\frac{\varepsilon_c}{\varepsilon_{cl}} \right)^2 + \left(\frac{4}{\frac{\varepsilon_{cu}}{\varepsilon_{cl}}} - \xi \right) \cdot \frac{\varepsilon_c}{\varepsilon_{cl}} \right]^{-1} \cdot f_{cm} \text{ für } |\varepsilon_c| > |\varepsilon_{cl}| \quad (3-7)$$

$$\xi = \frac{4 \left(\left(\frac{\varepsilon_{cu}}{\varepsilon_{cl}} \right)^2 \cdot \left(\frac{E_c}{E_{cl}} - 2 \right) + 2 \frac{\varepsilon_{cu}}{\varepsilon_{cl}} - \frac{E_c}{E_{cl}} \right)}{\left(\frac{\varepsilon_{cu}}{\varepsilon_{cl}} \left(\frac{E_c}{E_{cl}} - 2 \right) + 1 \right)^2} \quad (3-8)$$

Mit:

E_c – E-Modul nach Bild 3-7

E_{cl} – Sekantenmodul bei f_{cm} nach Bild 3-7

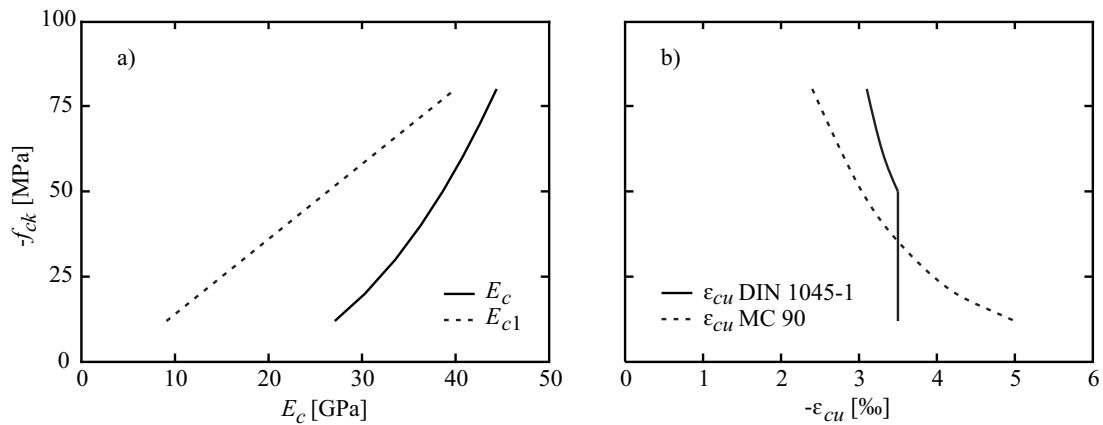


Bild 3-7: a) E-Moduli nach MC 90 sowie b) Bruchdehnungen in Abhängigkeit von der Betonfestigkeit nach [30] und [19]

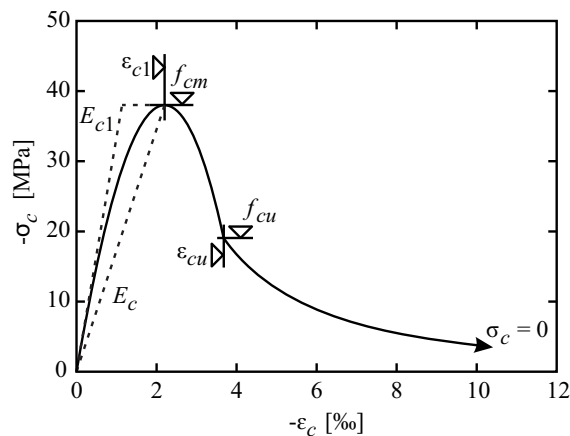


Bild 3-8: Spannungs-Dehnungsbeziehung für Beton mit $f_{ck} = 30$ MPa nach [19]

3.4.2 Mehraxiale Beanspruchung

Im vorangehenden Abschnitt wird das einaxiale Verhalten des Betons dargestellt. Die meisten Betonbauwerke oder Teile davon können nur unter Berücksichtigung eines zwei- oder sogar dreiaxialen Spannungszustandes des Betons analysiert werden. Dazu gehören Scheiben, Platten oder Schalen. In Abhängigkeit des Beanspruchungszustandes dieser Bauteile kann das Verhalten des Betons vom einaxialen Fall abweichen.

Im zweiaxialen Fall bei einer Druck-Druck-Beanspruchung kann bei einem Verhältnis der Hauptspannungen von $\sigma_1 = 0,5\sigma_2$ (Bild 3-9 a)) eine Erhöhung der Betondruckfestigkeit um ca. 25% gegenüber der einaxialen Druckfestigkeit beobachtet werden. Bei $\sigma_1 = \sigma_2$ beträgt die Erhöhung rund 15%. Dies ist auf die Überdrückung der inneren Risse zurückzuführen. Bei einer Zug-Druck-Beanspruchung nimmt die Druckfestigkeit mit zunehmender Zugbeanspruchung ab. Bei einer Zug-Zug-Beanspruchung ist die Zugfestigkeit auf dem

Niveau der einaxialen Zugfestigkeit [92]. Die wichtigsten Ergebnisse zur Beschreibung des Verhaltens von Beton im Druckbereich sind in [59] und [79] zu finden. Entsprechend einer Spannungs-Dehnungsbeziehung für Beton bei einaxialer Beanspruchung (Bild 3-8), gilt für den zweiaxialen Fall eine Fließfläche (Bild 3-9). MC 90 [19] schlägt zur Beschreibung der Fließfläche basierend auf den Erkenntnissen aus [59] die unten stehenden Gleichungen vor (Gleichungen (3-9) bis (3-12)). Hieraus geht hervor, dass in Abhängigkeit von der Größe des Querdrucks die Festigkeit senkrecht dazu den einaxialen Wert der Druckfestigkeit um bis zu 25% überschreiten kann.

$$\sigma_{3f} = -\frac{1+3,65\alpha}{(1+\alpha)^2} \cdot f_{cm} \quad \text{für } \sigma_{3f} < -0,96 \cdot f_{cm} \quad \text{und bei zweiaxialer Druckbeanspruchung} \quad (3-9)$$

sowie Druck-Zug-Beanspruchung

$$\alpha = \frac{\sigma_{2f}}{\sigma_{3f}} \quad (3-10)$$

$$\sigma_{1f} = f_{cm} = \text{konst. bei zweiaxialer Zugbeanspruchung} \quad (3-11)$$

Bei zweiaxialer Druck-Zug-Beanspruchung gilt:

$$\sigma_{1f} = \left(1 + 0,8 \frac{\sigma_{3f}}{f_{cm}} \right) \cdot f_{cm} \quad \text{für } \sigma_{3f} > -0,96 \cdot f_{cm} \quad (3-12)$$

Mit

- σ_{1f} – größte Hauptspannung beim Bruch
- σ_{2f} – zweitgrößte Hauptspannung beim Bruch
- σ_{3f} – kleinste Hauptspannung beim Bruch

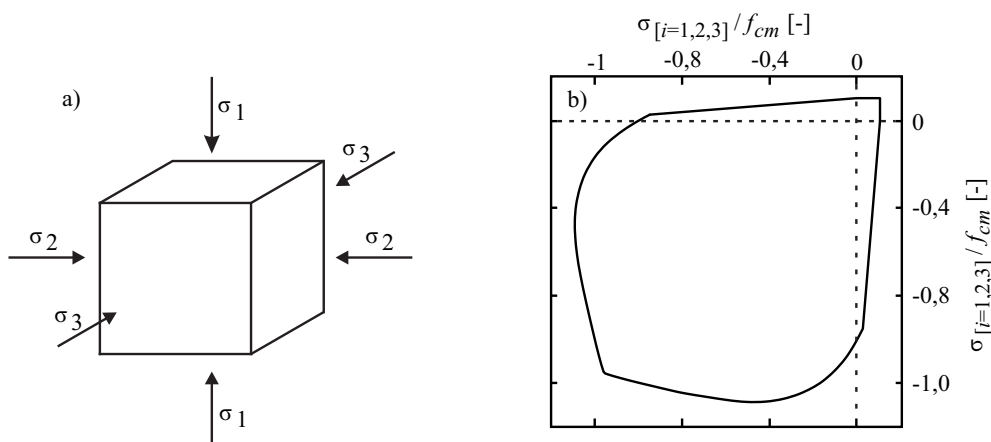


Bild 3-9: a) Notation für Hauptspannungen; b) Fließfläche für Beton bei zweiaxialer Beanspruchung [19]

Bild 3-10 b) zeigt Spannungs-Dehnungsbeziehungen von Beton unter dreiaxialer Beanspruchung. Ein Spannungsabfall, wie bei ein- und zweiaxialen Spannungszuständen, tritt infolge der Umschnürungswirkung bei dreiaxialer Druckspannung kaum oder nicht mehr auf [92]. Die dreiaxiale Druckfestigkeit respektive das Versagenskriterium infolge der einzelnen Hauptspannungen kann mithilfe einer dreidimensionalen Figur dargestellt werden. Auf die analytische Beschreibung des Fließvolumens wird an dieser Stelle verzichtet, vielmehr wird auf die gängige Literatur verwiesen: [19], [73] sowie [92]. Bei dreiaxialer Beanspruchung eines Betonelements entsteht eine Umschnürung, die es ermöglicht, Druckspannungen aufzunehmen, die die einaxiale Druckfestigkeit um ein Vielfaches übersteigen. Die Steigerung der Druckfestigkeit kann nicht nur durch das Aufbringen entsprechender Querspannungen erzielt werden, sondern auch durch die Behinderung der Dehnungen des Betons quer zur Belastungsrichtung, wie dies beispielsweise durch eine Umschnürung mithilfe von Bewehrung erreicht werden kann [69].

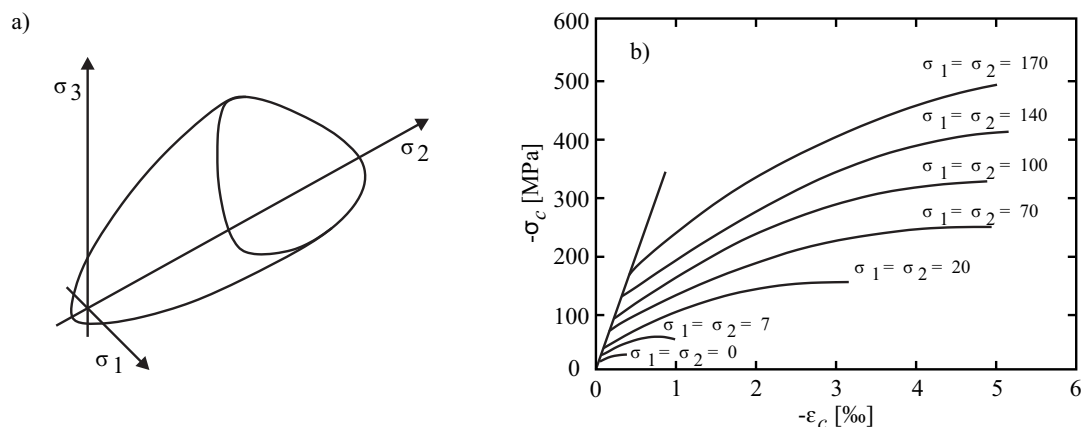


Bild 3-10: a) Schematische Darstellung der dreiaxialen Versagensfläche von Beton (aus [92]);

b) Spannungs-Dehnungsbeziehung vom Beton unter dreiaxialer Druckbeanspruchung (aus [4], [92])

3.5 Beton im Zugbereich

3.5.1 Unbewehrter Beton

Im Gegensatz zu Druckbeanspruchungen kann Beton nur sehr geringe Zugspannungen aufnehmen. Gleichzeitig versagt der Beton beim Erreichen der Zugfestigkeit spröde. Bis zu einer Spannung von etwa 90% der Zugfestigkeit ist die Beziehung zwischen Spannung und Dehnung nahezu linear. Kurz vor Erreichen der Zugfestigkeit bilden sich in der Zementmatrix Mikrorisse, die sich zu einem Riss zusammenschließen, in dem der Bruch stattfindet. Nach dem Erreichen der Zugfestigkeit erfolgt ein nahezu schlagartiges Versagen, wobei die Spannungen zunächst sehr rasch abnehmen. Im weiteren Verlauf der Dehnungssteigerung nimmt die Geschwindigkeit der Festigkeitsabnahme kontinuierlich ab. Der Spannungsabfall wird als „Strain Softening“ bezeichnet; die modellmäßige Beschreibung mithilfe des „Friction Crack Model“ geht auf Hillerborg et al. [46] zurück. Hierbei wird davon ausgegangen, dass sich die Festigkeitsabnahme auf einen Bereich um den Riss beschränkt, während die umliegenden Bereiche die Zugfestigkeit noch nicht erreicht haben. Der Bereich um den späteren (zunächst fiktiven) Riss wird als „Fracture-“ oder „Process Zone“ bezeichnet. Bei der Steigerung der Dehnung eines Betonelements bauen sich die Spannungen im Bereich der Prozesszone ab, was zu einer Verkürzung der ungestörten Bereiche führt. Somit kann die Spannungs-Dehnungsbeziehung in eine Spannungs-Rissöffnungsbeziehung überführt werden, bei der die Fläche unterhalb der Kurve die dissipierte Bruchenergie beschreibt (Bild 3-11 sowie Gleichung (3-13)). Die Bruchenergie ist eine Größe, die von der Geometrie des Betonelements unabhängig ist, und kann als eine Werkstoff beschreibende Konstante aufgefasst werden.

$$G_F = \int_0^w \sigma \, dw \quad (3-13)$$

Mit:

- G_F – Bruchenergie
- w – Rissbreite

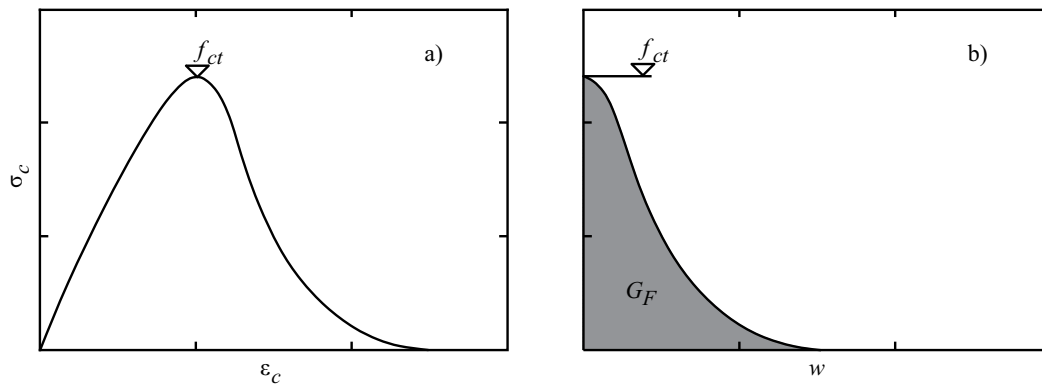


Bild 3-11: a) Spannungs-Dehnungsbeziehung für zugbeanspruchten Beton; b) Spannungs-Rissöffnungsbeziehung [46]

Nach MC 90 [19] kann die Bruchenergie mit Gleichung (3-14) beschrieben werden. Dabei geht in die Bestimmung der Bruchenergie die Größe des verwendeten Größtkorns des Betonzuschlags in dem Beiwert G_{F0} mit ein. Die Werte für die Bruchenergie der Standardbetone können Tabelle 3-1 entnommen werden.

$$G_F = G_{F0} \cdot \left(\frac{f_{cm}}{10} \right)^{0,7} \quad \text{mit } f_{cm} \text{ in MPa} \quad (3-14)$$

Mit:

G_{F0} – vom Größtkorn des Betonzuschlags abhängiger Grundwert der Bruchenergie

Tabelle 3-1: Bruchenergie G_F [Nm/m²] (aus [19])

Maximaler Größtkorndurchmesser [mm]	G_{F0} [Nm/m ²]	C12	C20	C30	C40	C50	C60	C70	C80
8	25	40	50	65	70	85	95	105	115
16	30	50	60	75	90	105	115	125	135
32	58	60	80	95	115	130	145	160	175

Die Betonzugfestigkeit ist neben der Bruchenergie eine weitere wichtige Kenngröße des Werkstoffs. Sie lässt sich durch Versuche bestimmen, jedoch stellt die Versuchsdurchführung hohe Anforderungen, da auf Zug belastete Proben empfindlich auf Exzentrizitäten, Spannungskonzentrationen und Ungenauigkeiten in der Lasteinleitung reagieren. Aus diesem Grund weicht man auf einfache Versuche aus und ermittelt aus den daraus gewonnen maximal aufnehmbaren Zugspannungen σ_{ct} (Spalt- und Biegezugspannungen) durch

Umrechnungsfaktoren die zentrische Zugfestigkeit. Bei Spalt- und Biegezugversuchen ist zu beachten, dass die gewonnenen Ergebnisse von den Probenabmessungen, dem Betonalter, der Belastungsgeschwindigkeit sowie der Vorbelastung abhängig sind [7], [39]. Eine weitere Möglichkeit, die Zugfestigkeit näherungsweise zu bestimmen, ist die Ermittlung in Abhängigkeit von der Druckfestigkeit. Für die drei Ansätze liefert der MC 90 [19] Lösungen nach den Gleichungen (3-15) bis (3-17); die Zugspannungen σ_{ct} sind über die Versuchskörpergeometrie anhand der technischen Biegelehre zu bestimmen.

$$f_{ctm} = 0,9 \cdot \sigma_{ct,sp} \quad (3-15)$$

$$f_{ctm} = \sigma_{ct,fl} \cdot \frac{2,0 \cdot \left(\frac{h}{100}\right)^{0,7}}{1 + 2,0 \cdot \left(\frac{h}{100}\right)^{0,7}} \quad \text{mit } h \text{ in mm} \quad (3-16)$$

$$f_{ctm} = 1,4 \cdot \left(\frac{f_{ck}}{10}\right)^{\frac{2}{3}} \cong 0,3 f_{ck}^{\frac{2}{3}} \quad \text{mit } f_{ck} \text{ in MPa} \quad (3-17)$$

Mit:

- f_{ctm} – mittlere zentrische Zugfestigkeit
- $\sigma_{ct,sp}$ – maximale Zugspannung im Spaltzugversuch
- $\sigma_{ct,fl}$ – maximale Zugspannung im Biegezugversuch
- f_{ck} – charakteristische Druckfestigkeit

Die Spannungs-Dehnungsbeziehung für den Zugbereich kann wie für den Druckbereich analytisch beschrieben werden. Im MC 90 [19] wird ein Ansatz vorgeschlagen, der auf den Überlegungen von Hillerborg et al. [46] basiert, wobei von einem bilinearen Spannungs-Rissöffnungsverlauf ausgegangen wird (Bild 3-12 sowie Gleichungen (3-18) bis (3-23)).

$$f_{ct} = E_{cm} \cdot \varepsilon_{ct} \quad \text{für } f_{ct} \leq 0,9 \cdot f_{ctm} \quad (3-18)$$

$$f_{ct} = f_{ctm} - \frac{0,1 \cdot f_{ctm}}{0,00015 - \frac{0,9 \cdot f_{ctm}}{E_{cm}}} \cdot (0,00015 - \varepsilon_{ct}) \quad \text{für } 0,9 \cdot f_{ctm} < f_{ct} \leq f_{ctm} \quad (3-19)$$

$$f_{ct} = f_{ctm} \cdot \left(1 - 0,85 \cdot \frac{w}{w_1}\right) \quad \text{für } f_{ctm} \geq f_{ct} \geq 0,15 \cdot f_{ctm} \quad (3-20)$$

$$f_{ct} = \frac{0,15 \cdot f_{ctm}}{w_c - w_1} \cdot (w_c - w) \text{ für } 0,15 \cdot f_{ctm} \geq f_{ct} \geq 0 \quad (3-21)$$

$$w_1 = 2 \cdot \frac{G_F}{f_{ctm}} - 0,15 \cdot w_c \text{ mit } w_c \text{ in mm} \quad (3-22)$$

$$w_c = \beta_F \cdot \frac{G_F}{f_{ctm}} \quad (3-23)$$

Mit:

- ε_c – Betondehnung
- w_c – Rissbreite für $\sigma_{ct} = 0$
- w_1 – Rissbreite nach Bild 3-12 b)
- w – Rissbreite
- β_F – Koeffizient nach Tabelle 3-2

Tabelle 3-2: Koeffizient zur Beschreibung von w_c [19]

Maximaler Größtkorndurchmesser [mm]	β_F
8	8
16	7
32	5

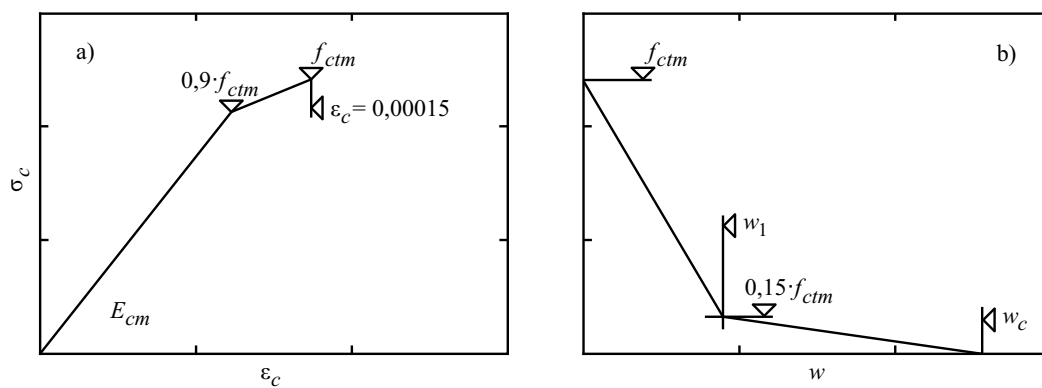


Bild 3-12: a) Spannungs-Dehnungsdiagramm für zugbeanspruchten Beton;
b) linearisierte Spannungs-Rissöffnungsbeziehung nach [19]

3.5.2 Verbund

Der Verbund zwischen Bewehrungsstahl und Beton ist für die Übertragung von Spannungen zwischen den beiden Werkstoffen verantwortlich. Die Verbundeigenschaft hängt im Wesentlichen von drei Faktoren ab: vom Haft-, Scher- und Reibungsverbund [1], [77]. Beim Haftverbund handelt es sich um eine Verklebung zwischen Beton und Bewehrung. Der Haftverbund wirkt nur bei sehr geringen Relativverschiebungen zwischen Stahl und Beton, sodass er bei der Ermittlung der Verbundfestigkeit nahezu keine Rolle spielt. Der Scherverbund trägt den größten Beitrag zur Spannungsübertragung bei. Dieser wird durch die Stahlrippen aktiviert, die sich am Betonkörper abstützen. Hierdurch werden Ringzugspannungen um den Bewehrungsstab aktiviert, die eine Mindestbetondeckung des Bewehrungsstahls erfordern, damit keine Risse entlang des Bewehrungsstahls entstehen. In [39] sind verschiedene Ansätze zusammengestellt, mit denen die Mindestbetondeckung bestimmt werden kann. Das Maximum des Scherverbundes wird dann erreicht, wenn der Beton an den Lasteinleitungspunkten durch die Bewehrungsrippen zerstört wird. Bei weiterer Steigerung der Relativverschiebung liegt nur noch der Reibungsverbund vor. Dieser ermöglicht nur ein geringes Maß an Spannungsübertragung und hängt hauptsächlich von der Stahloberfläche und dem Querdruck ab [1].

Im Wesentlichen lässt sich die Qualität des gesamten Verbundes durch Betongüte, Betonzugfestigkeit, Rippenabstand und Rippengeometrie der Bewehrung, Betondeckung, Querbewehrung und Querdruckspannung beeinflussen. In [89] wird eine zweistufige Verbundschubspannungs-Schlupfbeziehung vorgestellt, die in Abhängigkeit von der Betondruckfestigkeit und der vorliegenden Stahlspannung festgelegt wird. Hierbei wird anhand von Versuchen postuliert, dass die Verbundspannung bis zur Fließgrenze des Stahls als konstant angenommen werden kann, und nach dem Überschreiten der Fließgrenze nur noch die Hälfte der Verbundfestigkeit vorliegt (Bild 3-13 und Bild 3-14 sowie Gleichung (3-24) und (3-25)).

$$\tau_{b1} = 0,6 \cdot f_{ck}^{\frac{2}{3}} \quad (3-24)$$

$$\tau_{b2} = 0,3 \cdot f_{ck}^{\frac{2}{3}} \quad (3-25)$$

Mit:

τ_b – Verbundschubspannung

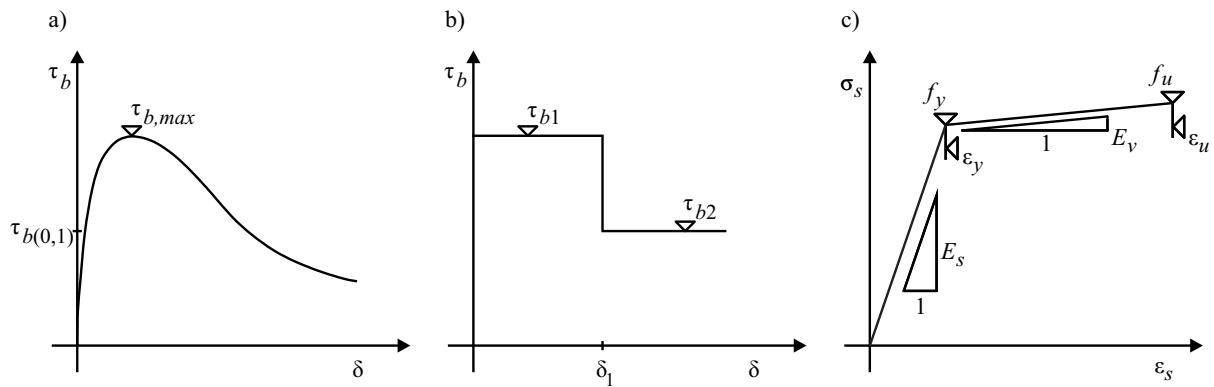


Bild 3-13: a) Qualitativer Verlauf der Verbund Schubspannungs-Schlupfbeziehung;
 b) Vereinfachte Verbund Schubspannungs-Schlupfbeziehung; c) Werkstoffbeziehung für
 Bewehrungsstahl; (nach [89])

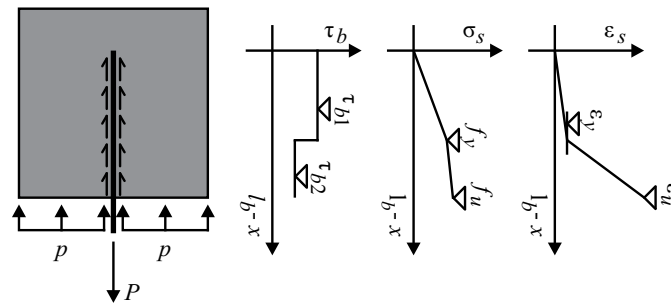


Bild 3-14: Prinzipskizze eines Auszugversuchs mit dazugehörigen Verläufen der Verbundspannung, Stahlspannung sowie Stahldehnung entlang des Bewehrungsstabes (nach [89])

3.5.3 Stahlbeton bei Zugbeanspruchung

Das Last-Verformungsverhalten von Stahlbetonzuggliedern ist von der Interaktion zwischen Beton und dem eingelegten Bewehrungsstahl abhängig sowie durch vier Phasen gekennzeichnet: ungerissen Phase, Rissbildungsprozess, abgeschlossene Rissbildung, Stahlfließen (Bild 3-15). In der ersten Phase (ungerissener Zustand) weist ein Zugglied ein nahezu linear elastisches Kraft-Verlängerungsverhalten auf. Die Dehnungen im Beton und in der eingelegten Bewehrung sind gleich und es liegt ein nahezu idealer Verbund zwischen den beiden Werkstoffen vor. Das Verformungsverhalten wird hauptsächlich vom E-Modul des Betons bestimmt. Die erste Phase endet mit dem Erreichen der Zugfestigkeit des Betons an der schwächsten Stelle des Zugliedes.

Der Rissbildungsprozess kennzeichnet die zweite Phase. Da die Betonzugfestigkeit einer Streuung unterliegt, verläuft der Rissbildungsprozess nicht horizontal im Last-Verformungsdiagramm, sondern mit einer geringfügigen Kraftzunahme. Während des Prozesses lokalisieren sich Risse im Betonquerschnitt, die senkrecht zur

Hauptspannungsrichtung verlaufen. Da im Rissquerschnitt keine Zugspannungen übertragen werden, findet eine Spannungumlagerung vom Betonquerschnitt in den eingelegten Bewehrungsstahl statt. Diese Spannungumlagerung ist durch den Verbund zwischen Beton und Bewehrung möglich. Der Rissbildungsprozess ist abgeschlossen, wenn die durch den Verbund in den Betonkörper eingeleiteten Zugspannungen die Zugfestigkeit des Betons nicht mehr erreichen. Bei weiterer Laststeigerung bilden sich folgend keine weiteren Risse und es liegt ein abgeschlossenes Rissbild vor. Das Stahlbetonzugglied weist nun die Steifigkeit des nackten Stahls auf.

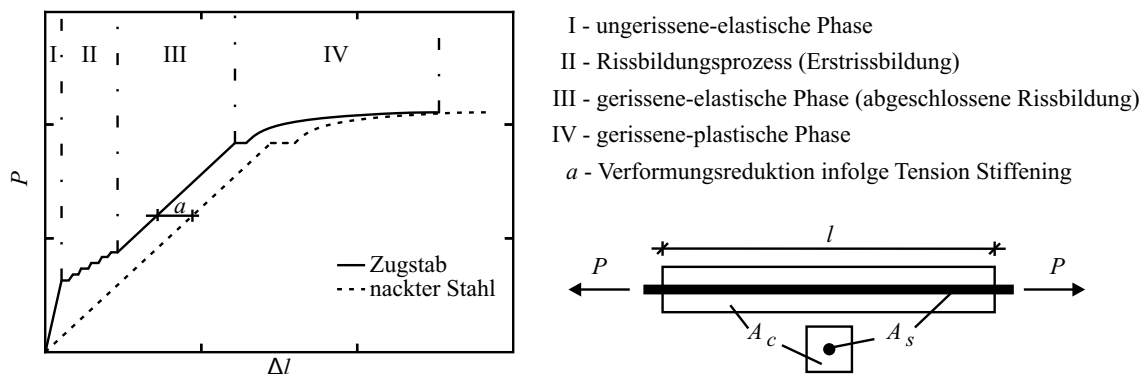


Bild 3-15: Schematisches Last-Verformungsverhalten eines Stahlbetonstabes bei einaxialer Zugbeanspruchung (aus [39])

Die dritte Phase (gerissener Zustand) ist durch eine lineare Last-Verformungsbeziehung gekennzeichnet. Da sich der Betonquerschnitt zwischen den Rissen infolge der Verbundwirkung am Lastabtrag beteiligt und somit in diesem Bereich die Stahldehnungen reduziert, wird die gesamte Verlängerung des Betonzuggliedes im Vergleich zum nackten Stahl gemindert. Diese Tatsache wird als die Mitwirkung des Betons auf Zug zwischen den Rissen oder als „Tension Stiffening“ bezeichnet. Beim Erreichen der Fließgrenze des Stahls beginnt der Bewehrungsstahl im Rissquerschnitt zu plastifizieren. Ab hier liegt die vierte Phase vor. Abhängig von der Duktilität des verwendeten Bewehrungsstahls können sich die Stahldehnungen auf das gesamte Risselement ausbreiten. Liegt eine geringe Duktilität vor, sind die Stahldehnungen auf einen geringen Bereich um den Rissquerschnitt begrenzt. Durch die Mitwirkung des Betons auf Zug ist die Bruchdehnung des Zuggliedes geringer als die des nackten Stahls.

Die Erfassung des Rissbildungsprozesses spielt beim Nachweis der Tragfähigkeit eine geringe Rolle, da im Bruchzustand in der Regel vom Fließen der Bewehrung ausgegangen wird. Anders bei der Betrachtung der Gebrauchstauglichkeit, bei der es um die Bestimmung der

Verformung sowie der Rissbreiten geht. Hier ist die genaue Erfassung des Spannungszustandes von Bedeutung.

3.6 Zusammenfassung

Das vorliegende Kapitel beschäftigt sich mit den Werkstoffeigenschaften von Stahl und Beton sowie dem Zusammenwirken der beiden Werkstoffe. Zunächst werden die Beziehungen zusammengestellt, um das Spannungs-Dehnungsverhalten von Beton unter verschiedenen Beanspruchungsarten analytisch beschreiben zu können. Weiter wird diskutiert, wie die Verbundwirkung zwischen Beton und Bewehrung beschrieben werden kann. Die Beschreibung der Werkstoffbeziehungen wird folgend in Kapitel 5 aufgegriffen und es wird gezeigt, wie die Werkstoffbeziehungen in der nichtlinearen Finite Elemente Methode umgesetzt werden.

4 Querkraftermittlung auf der Grundlage linear elastischen Werkstoffverhaltens

4.1 Einleitung

Mithilfe räumlicher Finite Elemente Programme ist es möglich, komplexe Strukturen detailliert zu analysieren. Da es oft schwierig ist den räumlichen Lastabtrag zu verstehen, werden im vorliegenden Abschnitt Querkräfte nach der Finite Elemente Methode (FEM) und nach klassischer Stabstatik miteinander verglichen und diskutiert. Im Vordergrund stehen Scheibenkräfte in Teilen von Brückenträgern: in Platten und in Stegen. Es wird beschrieben, wie sich Brückentragwerke unter Normlasten nach DIN-Fachbericht 101 [35] verhalten und welche Querschnittsbereiche sich am Lastabtrag beteiligen. Es werden Hohlkastenbrücken mit drei unterschiedlichen Querschnitten betrachtet. Diese Brücken werden mit FE-Modellen aus Schalenelementen abgebildet, und es wird von einem linear elastischen Werkstoffverhalten ausgegangen. Für die Modellierung der Brückensysteme wird das Softwarepaket der Firma SOFiSTiK AG verwendet [90]. Anhand der gewonnen Erkenntnisse werden Empfehlungen zur Lastanordnung bei der Anwendung räumlicher Finite Elemente Berechnung gemacht, und es wird aufgezeigt, wie Querkräfte ermittelt werden können, falls der klassische Weg der Schnittgrößenermittlung mithilfe der Stabstatik eingeschlagen wird.

4.2 Untersuchungen am idealisierten System

Zusatzbeanspruchungen von Hohlkastenquerschnitten durch profilverformende Kräfte infolge exzentrisch angreifender Lasten beschäftigten Forscher vornehmlich in den 1970er und 80er Jahren. Es wurden Lösungen entwickelt, bei denen das statische System des Tragwerks auf einen elastisch gebetteten Balken reduziert wird, um mit dessen Hilfe die Zusatzbeanspruchungen zu ermitteln (Kapitel 2). Diese Ansätze eignen sich allerdings nur für spezielle Belastungskonfigurationen, bestimmte Querschnittsformen, und oft wird der Einfluss der Lagerung vernachlässigt. Im Folgenden wird anhand von vier Laststellungen an einem idealisierten System dargestellt, wie sich Querkräfte im System verteilen, wenn die Lasten nicht nur wie in Kapitel 2 angenommen direkt über einem Steg und in ausreichender Entfernung von Lagern angreifen.

Trotz der steigenden Leistungsfähigkeit von Computern und Computerprogrammen werden Schnittgrößen von Brückensystemen größtenteils mithilfe der Stabstatik ermittelt. Im Folgenden wird ein idealisiertes, einzelliges und einfeldriges Brückenmodell betrachtet, das wahlweise mit je einer Einzellast in Feldmitte und einer in Auflagernähe jeweils direkt über dem Steg oder am Rand der Kragplatte belastet ist (Bild 4-1). Die Querkraft im Steg wird einerseits nach der Stabstatik und andererseits mithilfe eines räumlichen Finite Elemente Modells bestimmt. Im Falle der FEM werden die Querkräfte ausgewertet, die sich aus der Integration der Spannungen in den Stegen ergeben. Querkräfte in den Platten werden hier nicht ausgewertet, sie sind in den hier betrachteten Fällen im Vergleich zu denen in den Stegen kleiner als 1%.

Beim Vergleich der ermittelten Querkräfte infolge einer Einzellast (P_2 in Bild 4-1) in Feldmitte und direkt über einem Steg wird deutlich, dass im Bereich der Lasteinleitung bei einer direkten Belastung des Stegs die Querkraft nach der FEM um rund 30% größer ist als nach der Stabstatik. In Richtung des Auflagers nimmt der Unterschied auf rund 10% ab (Bild 4-2 a)). Der Unterschied zwischen den beiden Werten entspricht der Querkraft infolge der Profilverformung und Lasteinleitung wie bereits beispielsweise von Steinle [91] postuliert.

Während die Größe der Querkraft im Bereich der Lasteinleitung nahezu vom Querschnitt unabhängig ist, beeinflussen die Querschnittsabmessungen die Art des Abklingens der Kraft in Richtung der Auflager. Beeinflusst wird diese durch die Steifigkeiten der Stege, der

Fahrbahn- und der Bodenplatte (Bild 4-23). Mit steigender Steifigkeit der Platten in Querrichtung wird mehr Kraft auf den benachbarten Steg übertragen. Mit steigender Steifigkeit der Stege verbleibt mehr Kraft im belasteten Steg [8], [9]. Diese Zusammenhänge treffen für die durch die Lagerung nicht beeinflussten Bereiche uneingeschränkt zu, jedoch nicht für durch Querscheiben ausgesteifte Bereiche zum Beispiel beim Auflager. Deutlich wird dies bei einer Belastung des Steges im Abstand $1,0H$ vom Auflagerrand (P_4 in Bild 4-1). In diesem Fall wird die Last nicht verteilt und die Querkraft bleibt zwischen der Lasteinleitung und dem Auflager nahezu konstant (Bild 4-2 b)). Eine geringe Abminderung der Querkraft in Richtung des Auflagers wird durch die Querscheibe verursacht, indem Querkraften aus dem Steg in die angrenzenden Plattenbereichen eingeleitet werden. Dieser Effekt ist gering, sodass er für die Querkraftermittlung eine untergeordnete Rolle spielt.

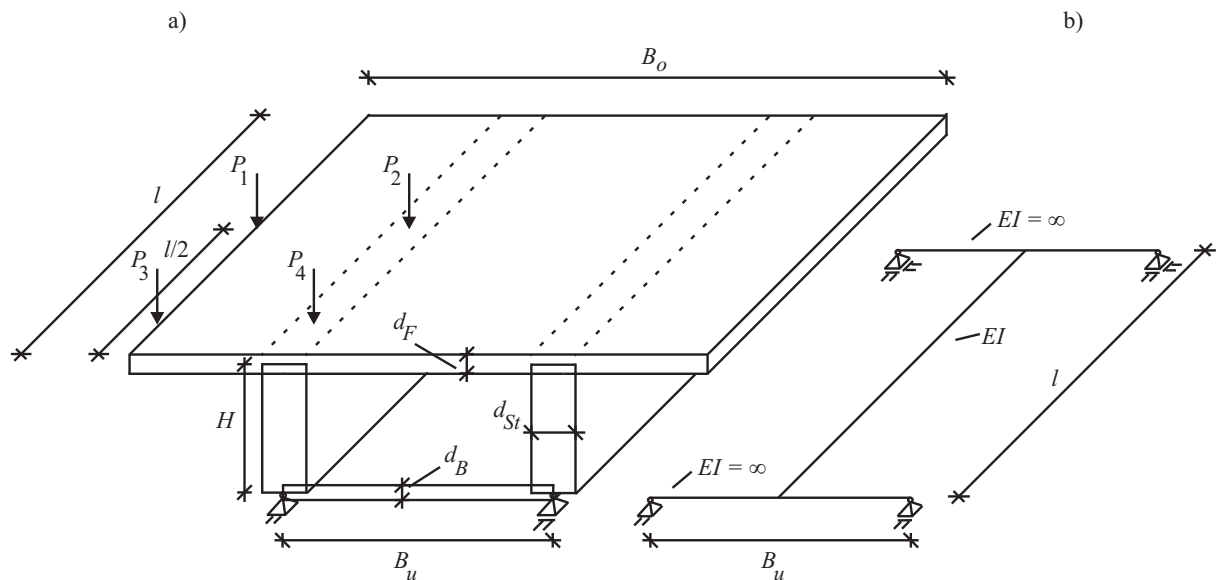


Bild 4-1: Idealisiertes System: a) FEM mit vier Laststellungen, b) Stabstatik

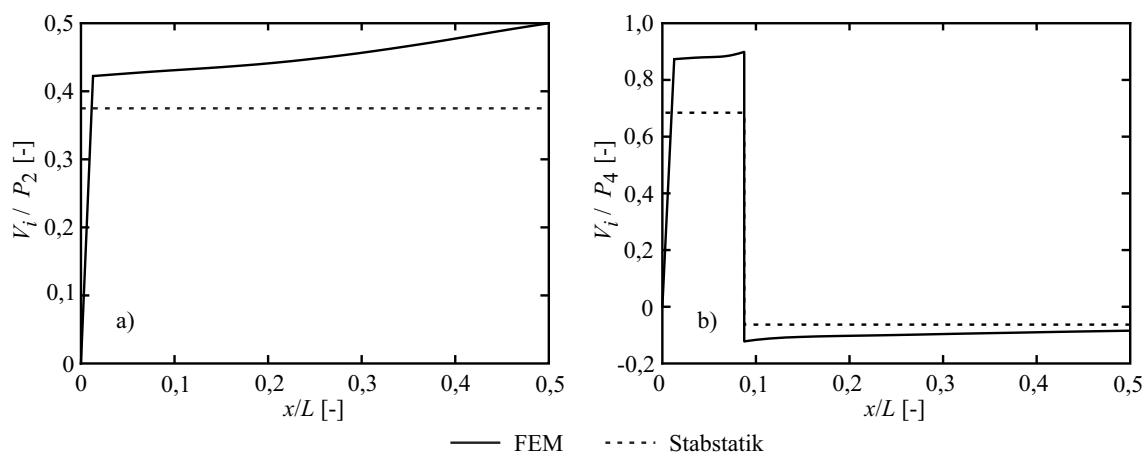


Bild 4-2: Bezogene Querkraft nach der FEM und Stabstatik, Last direkt über dem Steg:
a) Last in Feldmitte (P_2); b) Last bei $1,0H$ vom Auflagerrand (P_4)

Mit der FEM werden für direkt über dem Steg angreifende Einzellasten generell größere Querkraften ermittelt als mit der Stabstatik. Mithilfe des Modells des elastisch gebetteten Balkens kann diese Differenz erfasst werden, wenn der Abstand zum Auflager ausreichend groß ist. Solche Laststellungen spielen aber in der Ingenieurpraxis eine untergeordnete Rolle. In der Bemessung oder rechnerischen Überprüfung sind meist die maximalen Beanspruchungen in der Nähe der Auflager zu ermitteln, die durch Lastgruppen (zum Beispiel Achslasten) hervorgerufen werden. Bild 4-2 b) zeigt, dass die Auflagernähe einen entscheidenden Einfluss auf die Querkraft hat und somit die in Kapitel 2 vorgestellten Ansätze nicht direkt angewendet werden können. Darüber hinaus sind die Lasten in der Regel als Gruppen von Achslasten anzusetzen, was zur Folge hat, dass die Kräfte zunächst in die einzelnen Stege eingeleitet werden müssen, bevor eine Zusatzbeanspruchung durch profilverformende Kräfte ermittelt werden kann. Dabei entstehen weitere Schwierigkeiten, denn die Größe der eingetragenen Kraft sowie ihre Einleitungslänge sind nicht ohne weiteres bestimmbar und hängen von den Steifigkeiten der einzelnen Querschnittskomponenten ab.

Bild 4-3 zeigt den Querkraftverlauf im Steg infolge am Rand der Kragplatte angreifender Lasten. Es wird deutlich, dass die Zusatzbeanspruchung infolge Profilverformung im Vergleich zu einer direkten Belastung nahezu verschwindet, sobald die Einzellast nicht mehr direkt über dem Steg angreift. Die Lasteinleitungsproblematik gewinnt hingegen an Bedeutung (Bild 4-3 a)). Noch deutlicher wird dies bei einer Belastung am Rand der Kragplatte in der Nähe des Auflagers (Bild 4-3 b)). Hier entsprechen der Querkraftverlauf und dadurch auch die Beanspruchung des Stegs im Abstand $1,0H$ vom Auflager nicht mehr dem Modell des elastisch gelagerten Balkens.

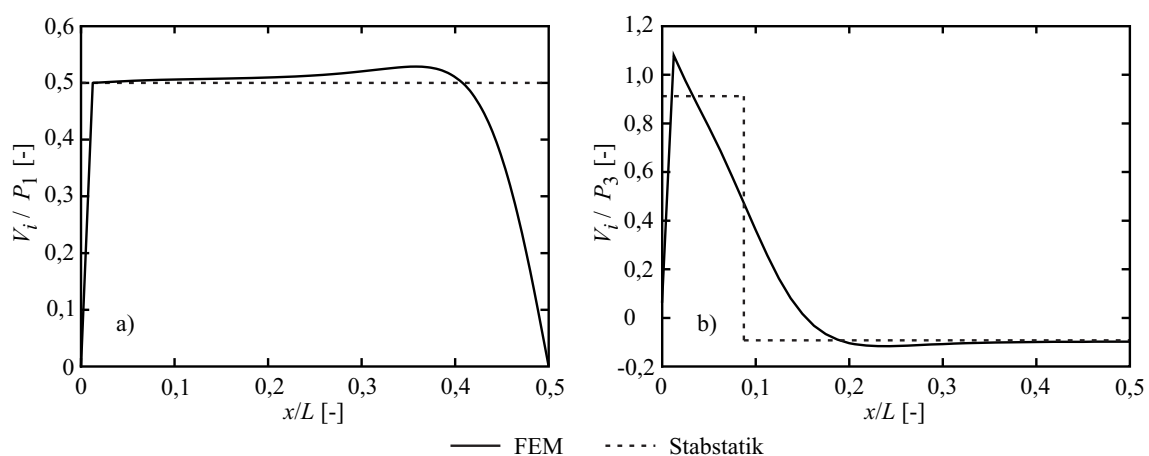


Bild 4-3: Bezogene Querkraft nach der FEM und Stabstatik, Last am Rand der Kragplatte:
a) Last in Feldmitte (P_1); b) Last bei $1,0H$ vom Auflagerrand (P_3)

Für linienartige Belastungen der Stege wurden im Laufe der Zeit ebenfalls analytische Lösungen entwickelt. Ihre Anwendung führt jedoch zu ähnlichen Problemen wie die Umsetzung der analytischen Lösungen für Einzellasten. Diese Schwierigkeiten sind durchaus bekannt, sodass bei der Berechnung komplexer Strukturen oft auf Trägerrostmodelle zurückgegriffen wird [54]. Die Modellierung mittels Trägerrosten hilft einige Probleme (zum Beispiel Einflüsse der Auflagernähe) zu erfassen, es sind dabei aber auch Vereinfachungen vorzunehmen (z. B. Lastanordnung oder Systemsteifigkeit), die erneut Ungenauigkeiten mit sich bringen.

Die größte Genauigkeit bei der Ermittlung der Schnittgrößen erreicht man mit räumlichen FE-Modellen. Diese Verfahren werden in der Ingenieurpraxis aufgrund des hohen Modellierungsaufwandes selten angewendet. Die folgende Untersuchung soll deshalb eine Hilfestellung zum besseren Verständnis des Lastabtrags in ein- und mehrzelligen Hohlkastensystemen sein.

4.3 Untersuchungen an ein- und mehrzelligen Hohlkastenquerschnitten

4.3.1 Einleitung

Die ersten Studien zu veränderlichen Lasten und Querschnittswerten wurden in [44] und [76] durchgeführt. In [44] wurde die Tragwirkung eines zweizelligen Hohlkastens untersucht, wobei die damaligen Normlasten konzentriert über einem Steg angesetzt wurden. In [76] wurde untersucht, wie sich die Veränderung einzelner Querschnittsteile, zum Beispiel Stegneigung oder Voutung der Kragplatten, auf die Profilverformung auswirkt. Die folgenden Untersuchungen zeigen auf, ob und wie sich eine in Querrichtung verschiebbliche Last auf die Stegbeanspruchung auswirkt. Hierbei werden die Normlasten nach [35] angesetzt, jedoch nur die exzentrisch liegenden Lastanteile (Achslasten sowie der torsionswirksame Anteil der Hauptspurlasten). Gleichmäßig verteilte Flächenlasten (Nebenspurlasten und Eigengewicht) werden hier nicht betrachtet, da sie das Tragwerk gleichmäßig belasten. Es wird ein Vergleich der FE-Ergebnisse mit den Schnittgrößen vorgenommen, die auf der Grundlage der Stabstatik ermittelt werden. Die Untersuchungen umfassen nicht nur einzellige, sondern auch mehrzellige Systeme. Die angenommenen Querschnitte sowie Lasten können Bild 4-4 entnommen werden. In Längsrichtung wird ein Zweifeldsystem mit Spannweiten von je 60 m untersucht. Die Abmessungen des einzelligen Querschnittes sind in Tabelle 4-1 aufgeführt. Das Verhältnis H/B_u ist bei allen Querschnitten gleich.

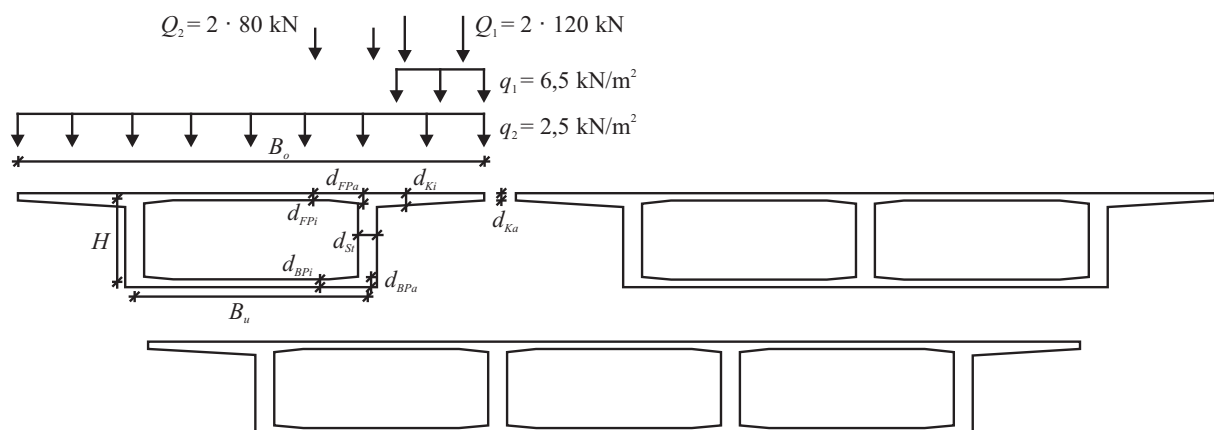


Bild 4-4: Untersuchte Querschnitte sowie Lasten

Tabelle 4-1: Abmessungen untersuchter Querschnitte

B_o	B_u	H	d_{FPi}	d_{FPa}	d_{Ki}	d_{Ka}	d_{St}	d_{BPi}	d_{BPa}
16 m	8 m	3 m	0,25 m	0,35 m	0,45 m	0,25 m	0,65 m	0,25 m	0,35 m

Gemäß der Stabstatik ergibt sich die Querkraft im am stärksten beanspruchten Steg nach Gleichung (4-1). Dabei beteiligt sich jeder Steg eines Querschnitts bezüglich der Biegung gleichwertig am Lastabtrag, die Torsionsbelastung wird hingegen durch die äußeren Stege abgetragen. Die so ermittelten Ergebnisse werden mit den FE-Ergebnissen verglichen. Wiederum werden die Querkräfte betrachtet, die sich aus der Integration der Spannungen über die Stegflächen ergeben. Querkraftanteile in den übrigen Querschnittsbereichen werden vernachlässigt.

$$V_i = \frac{V}{n} + \frac{T \cdot H}{2A_K} \quad (4-1)$$

Mit:

- V_i – gesamte Querkraft in einem Steg
- V – gesamte Querkraft im Steg infolge Biegung
- n – Anzahl der Stege
- T – Torsionsmoment im betrachteten Schnitt
- A_K – die durch die Mittellinien der Wände eingeschlossene Fläche

Im Folgenden wird die Entwicklung der Querkräfte im angenommenen Nachweisschnitt im Abstand $1,0H$ vom Auflager betrachtet. Zur Verdeutlichung der Lastausbreitung und Darstellung der Querkräfte wird die Notation nach Bild 4-5 eingeführt. Der Wert a_i bezeichnet den Abstand der Lasten von der Mittelachse des gesamten Querschnittes und b die halbe Breite des ein- oder mehrzelligen Hohlkastens; b ist von der Zellenanzahl unabhängig. Bei einer Flächenbelastung ist a_q der Abstand zur Resultierenden und bei der Einzellastgruppe ist a_Q die Entfernung zur geometrischen Mitte aller Lasten des Achslastmodells.

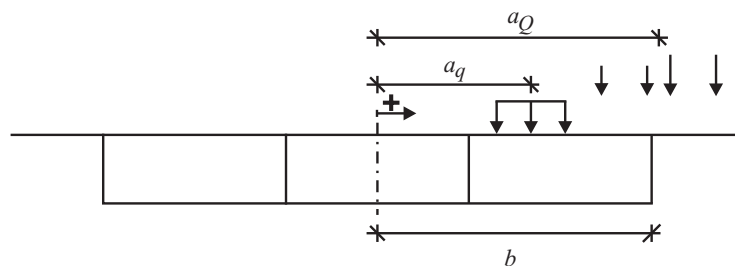


Bild 4-5: Notation für Laststellungen

4.3.2 Querkräfte in den Stegen infolge Hauptspurlasten

Bild 4-6 a) zeigt den Vergleich zwischen den ermittelten Querkräften für einen der Stege eines einzelligen Querschnitts. Bei der Fallstudie wird ein zweifeldriges System betrachtet, sodass Querkräfte einerseits in der Nähe des Endauflagers und andererseits bei der Mittelstütze dargestellt sind. Querkräfte im Bereich der Mittelstütze sind zur besseren Vergleichbarkeit mit negativem Vorzeichen aufgetragen. Bei den Werten der Querkraft, die mithilfe der FEM ermittelt wurden, handelt es sich nur um die Anteile, die im Steg vorliegen. Die Querkraftanteile aus den Platten sind nicht dargestellt; diese betragen weniger als 1% der Querkräfte in den Stegen. Gezeigt ist die Querkraft in Abhängigkeit vom a_q/b -Verhältnis, das ein Maß für die Exzentrizität der Laststellung ist; die aufgetragenen Querkräfte entstehen infolge einer über beide Felder angreifenden Hauptspurlasten.

Aus der Abbildung geht hervor, dass die tatsächlich vorhandene Querkraft in dem betrachteten Steg nicht mit der nach der Stabstatik übereinstimmt. Die Verteilung der Querkräfte auf die einzelnen Stege sowie die Ausbildung eines Schubflusses infolge der Torsion ist abhängig von der Quersteifigkeit des Querschnittes. Damit Gleichung (4-1) ihre Gültigkeit behält, müsste der Querschnitt eine unendlich große Quersteifigkeit aufweisen. Dies liegt bei Hohlkästen nicht vor, und es gilt: Je mehr sich die Belastung einem Steg nähert, umso mehr Kraft verbleibt in diesem Steg.

Betrachtet man die Entwicklung der Querkraft innerhalb eines zwei- oder dreizelligen Hohlkastens in Abhängigkeit vom a_q/b -Verhältnis, fällt auf, dass der Unterschied zur Stabstatik noch größer wird als bei einem einzelligen Querschnitt (Bild 4-6 b) und c)). Der Unterschied zwischen den Ergebnissen nach der FEM und der Stabstatik wird demzufolge umso größer, je mehr Zellen der Hohlkasten aufweist.

Aus den Abbildungen geht ebenfalls hervor, dass die maximale Stegbeanspruchung nahezu unabhängig von der Anzahl der Zellen ist. Zudem werden die inneren Stege bei einer direkten Belastung weniger beansprucht als die äußeren, da sich die Flächenlast bei dieser Laststellung teilweise zu den benachbarten Stegen hin ausbreiten kann. Befindet sich die Last auf den Kragplatten, steht nur der äußere Steg zum Lastabtrag zur Verfügung.

In Bild 4-6 b1) fällt auf, dass die Querkraft im äußeren Steg ab einem Verhältnis von etwa $a_q/b = -0,5$ leicht ansteigt und bei zunehmender Entfernung der Last vom Steg wieder abnimmt. Dies ist auf eine durch die Querbiegung induzierte Querkraft zurückzuführen. Bild

4-8 a) zeigt die Knotenverdrehung (Notation in Bild 4-7) des äußeren Stegs im Abstand von $1,0H$ vom Endauflager jeweils an der Unter- und Oberseite in Abhängigkeit von der Laststellung.

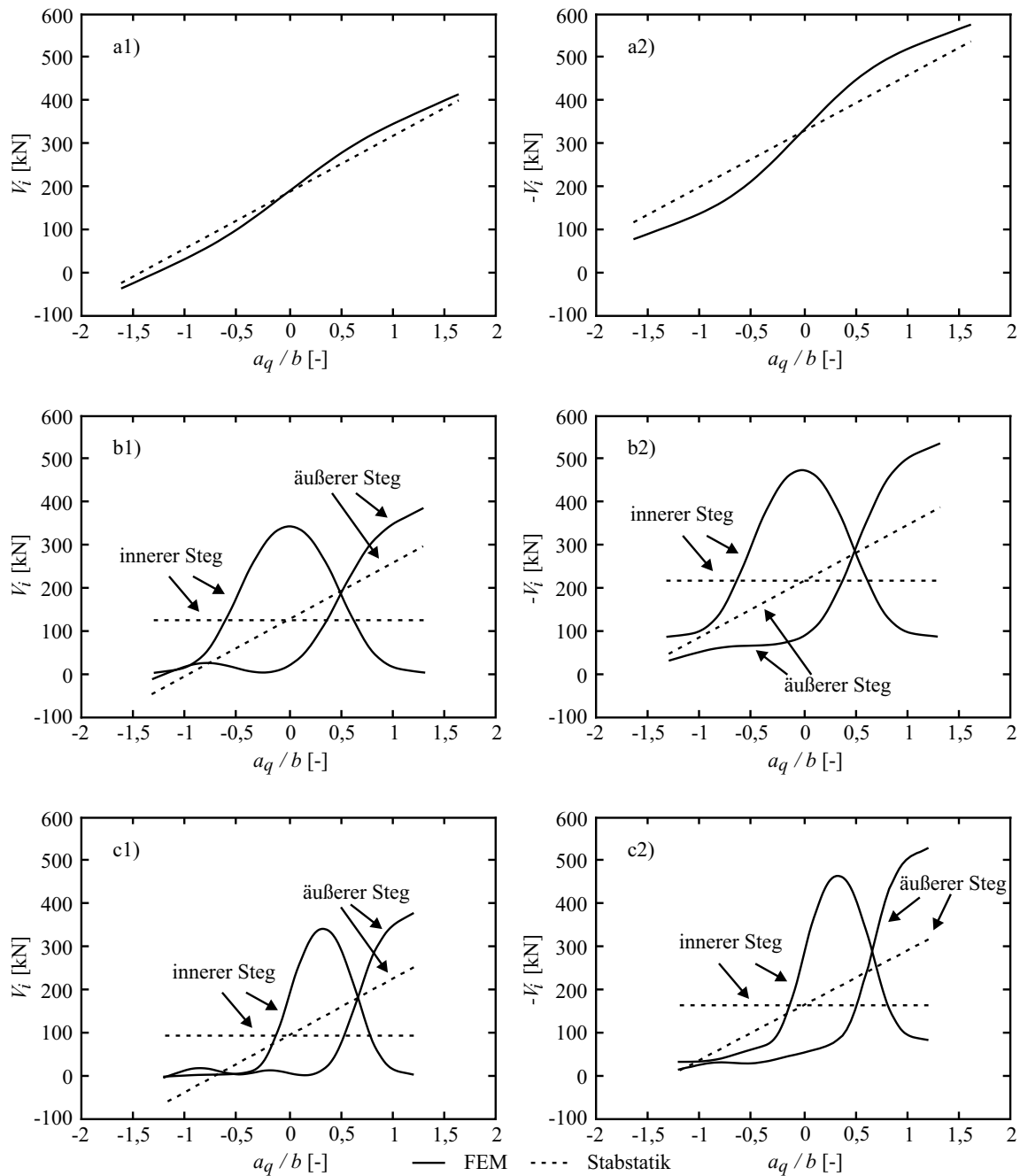


Bild 4-6: Querkraft bei $1,0H$ vom Auflagerrand in einem Steg infolge horizontal verschieblicher Hauptspurlasten: Vergleich zwischen Stabstatik und FEM: a) einzellig, b) zweizellig, c) dreizellig; 1) Endauflager, 2) Mittelstütze

Daraus geht hervor, dass der Zuwachs der Querkraft bei steigender Entfernung der Last vom Steg mit der Stegverdrehung einhergeht. Die Zunahme der Querkraft hängt von der Lastart ab. Die Hauptspurlasten verursachen eine Verdrehung des Stegs über die gesamte Spannweite

des Feldes, wodurch über die gesamte Spannweite eine Querkraft eingeleitet wird; Bild 4-9 zeigt den Verlauf der Knotenverdrehung zwischen den ausgewerteten Stellen bei $1,0H$ vom Endauflager und von der Mittelstütze für die Verhältnisse $a_q/b = 1$ und -1 . Gleiche Zusammenhänge gelten auch für den Randsteg des dreizelligen Querschnitts (vergleiche Bild 4-6 c1) und Bild 4-8 b)).

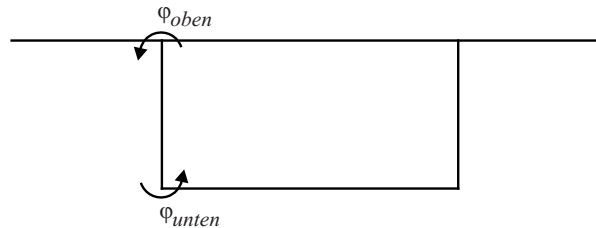


Bild 4-7: Notation für Knotenverdrehung

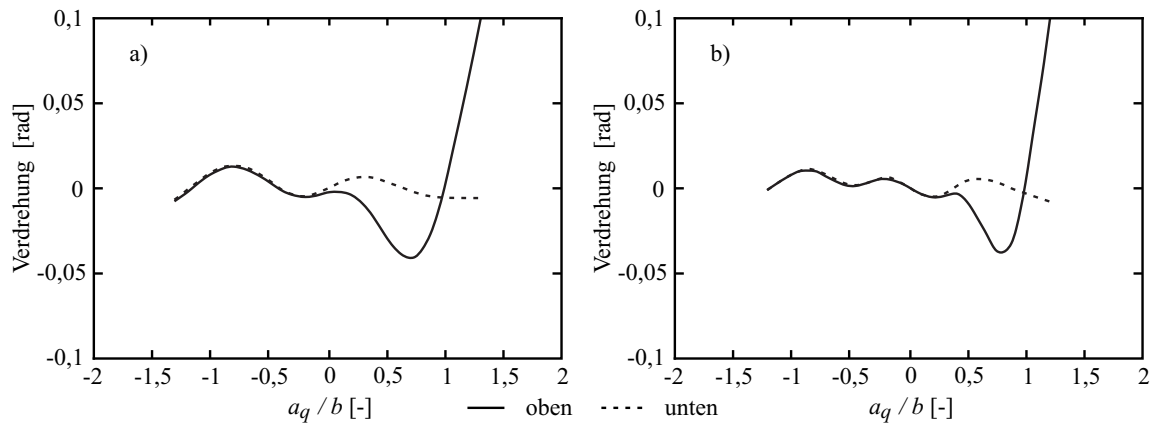


Bild 4-8: Knotenverdrehung am Stegrand des äußeren Stags bei $1,0H$ vom Endauflager infolge Hauptspurlasten: a) zweizellig, b) dreizellig

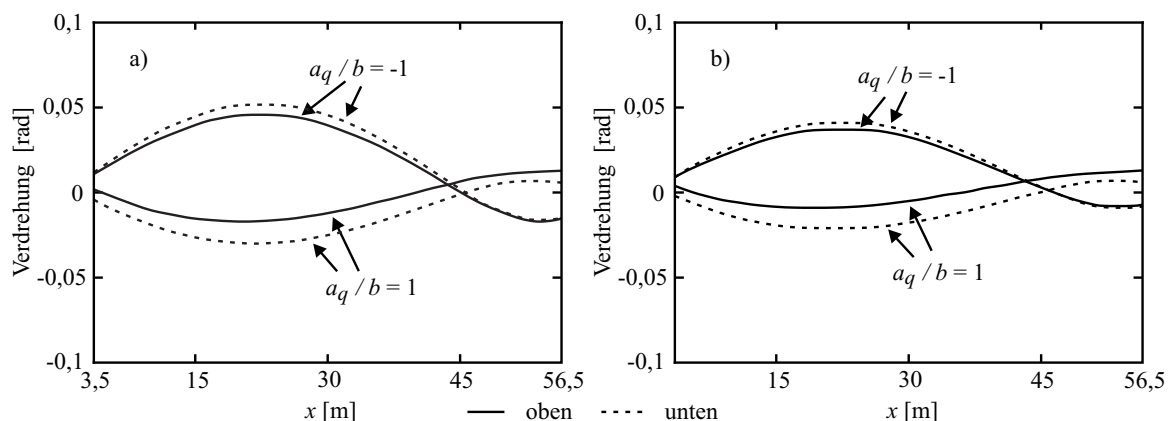


Bild 4-9: Knotenverdrehung am Stegrand entlang des äußeren Stags in einem Feld zwischen den Nachweisschnitten bei $1,0H$ vom Auflager rand infolge Hauptspurlasten: a) zweizellig, b) dreizellig

4.3.3 Lastausbreitung in Platten bei Einzellasten

Wie bereits in Abschnitt 4.2 gezeigt, spielen die Lasteinleitung und der Lastabtrag infolge an Kragplatten angreifender Einzellasten bei der Ermittlung maximaler Beanspruchungen eine wesentliche Rolle. Der folgende Abschnitt verdeutlicht, an welchen Stellen von Brücken maximale Beanspruchungen von Platten infolge von Einzellasten des Achslastmodells zu erwarten sind und wie sie bestimmt werden können.

Für die Ermittlung der maßgebenden Beanspruchung infolge von Einzellasten ist Kenntnis über die Lastausbreitung in Querrichtung beziehungsweise die mitwirkende Plattenbreite in der Kragplatte im Anschnitt zwischen Steg und Kragplatte respektive im zu bemessenden Schnitt im Abstand $1,0H$ vom Stegrand notwendig (Gleichung (4-2) und (4-3); dabei ist v_x die Querkraft, die ein Biegemoment m_x um die Längsachse der Brücke verursacht). Für die Ermittlung der mitwirkenden Plattenbreiten und somit der maximalen Querkräfte und Biegemomente in Querrichtung stehen verschiedene Möglichkeiten zur Verfügung.

Den in Deutschland gebräuchlichsten Ansatz findet man im DAfStb Heft 240 [25]. Damit ist es möglich in Kragplatten und in Platten zwischen zwei Stegen die maximalen Querkräfte und Biegemomente zu bestimmen; die Gleichungen (4-4) und (4-5) beziehen sich auf Kragplatten (Bild 4-10). Der Ansatz des Heftes 240 [25] führt zu sehr geringen mitwirkenden Plattenbreiten und liefert dadurch relativ hohe Werte für Querkräfte und Biegemomente.

$$v_x = \frac{P}{b_{\text{eff},v}} \quad (4-2)$$

$$m_x = \frac{P \cdot a}{b_{\text{eff},m}} \quad (4-3)$$

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

$$b_{\text{eff},m} = t_y + 1,5 \cdot a \text{ für } 0 < a < L_k; \quad t_y \leq 0,8L_k; \quad t_x \leq L_k \quad (4-5)$$

Mit

- m_x – Biegemoment um die Längsachse (x-Achse)
- v_x – m_x verursachende Querkraft
- $b_{\text{eff},m}$ – mitwirkende Plattenbreite für Querkraft respektive Biegemoment
- L_k – Kragplattenlänge
- a – Abstand der Last vom Stegrand
- t – Breite der Lastfläche, unter 45° ausgebreitet bis zur Schwerachse der Kragplatte in

Längs- respektive Querrichtung

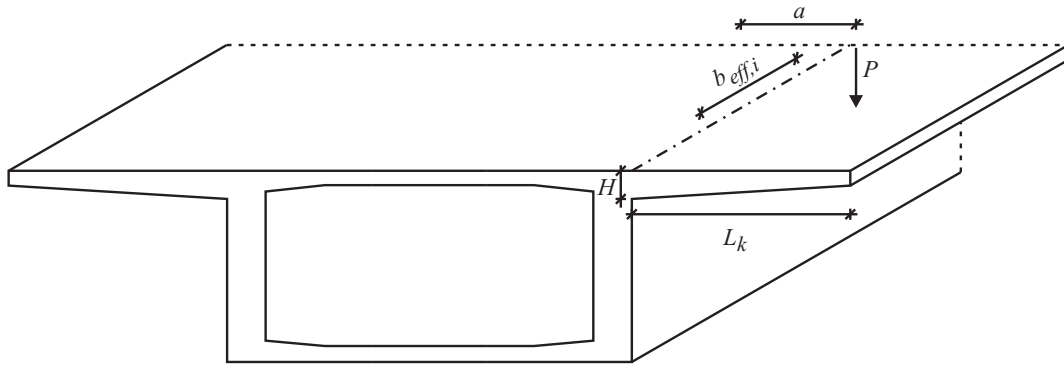


Bild 4-10: Notation zur Bestimmung der Lastausbreitung in Kragplatten

Eine weitere Möglichkeit zur Bestimmung der maximalen Schnittgrößen wird in [83] präsentiert. Anhand von FE-Untersuchungen wird gezeigt, dass sich Querkraft- sowie Momentenverläufe entlang der mitwirkenden Plattenbreite durch mathematischen Reihen von Normalverteilungsfunktionen annähern lassen (Gleichungen (4-6) und (4-7)). Mithilfe einer linearen Regressionsanalyse werden die mitwirkenden Plattenbreiten ermittelt und daraus die Beziehungen (4-8) und (4-9) hergeleitet. Es zeigt sich, dass die Querkraft im Wesentlichen von der Plattenhöhe H im Anschnitt zum Steg respektive dem betrachteten Ort sowie dem Lastabstand a abhängt. Das Biegemoment ist von der Kraglänge L_k sowie von a abhängig (Bild 4-10).

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

$$m_x = \frac{P \cdot a}{2 \cdot b_{eff,m}} \cdot \left[e^{-\pi \left[\frac{x}{0,5 \cdot b_{eff,m}} \right]^2} + e^{-\pi \left[\frac{x}{1,5 \cdot b_{eff,m}} \right]^2} \right] \quad (4-7)$$

$$b_{eff,v} = 0,6 + 0,95 \cdot H + 1,15 \cdot a \quad (4-8)$$

$$b_{eff,m} = 0,78 + 0,82 \cdot L_k + 0,9 \cdot a \quad (4-9)$$

Ein dritter Ansatz entsprechend des Model Code 2010 (MC 2010) ist die Bestimmung der mitwirkenden Plattenbreite unter der Annahme eines Lastausbreitungswinkels von 45° , gleichermaßen für Querkräfte und für Biegemomente. Bei der Ermittlung der Querkräfte mit geringen Lastabständen a liegt diese Annahme auf der sicheren Seite, bei großen Lastabständen können auf der unsicheren Seite liegende Ergebnisse ermittelt werden (Bild 4-11), während das Biegemoment grundsätzlich überschätzt wird [83].

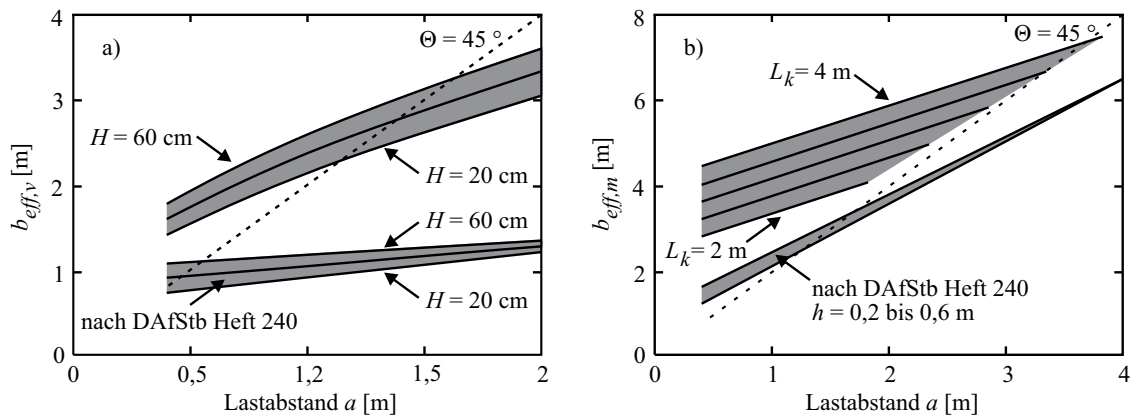


Bild 4-11: mitwirkende Plattenbreiten nach [83]: a) für Querkräfte, b) für Biegemomente (aus [83])

Mit dem Ansatz nach [83] können Beanspruchungen infolge Einzellasten ermittelt werden. Durch entsprechende Überlagerungen können so Beanspruchungen infolge des Achslastmodells nach DIN FB 101 [35] bestimmt werden. Die Ergebnisse gelten nur für Laststellungen, die sich in ausreichender Entfernung von den aussteifenden Querscheiben eines Hohlkastens befinden, da dem Ansatz eine in Längsrichtung konstante Steifigkeit des Querschnitts unterstellt wird. Steifigkeitsänderungen des Querschnitts infolge von Querscheiben über den Auflagern, welche den Kraftfluss im Auflagerbereich entscheidend beeinflussen, werden nicht beachtet.

Werden Querkräfte in einer Kragplatte im Abstand $1,0H$ vom Stegrand infolge einer am Kragplattenrand angreifenden Einzellast einerseits in Feldmitte und andererseits in der Auflagerachse verglichen, ergibt sich, dass die Querkraft v_x von der Laststellung in Längsrichtung abhängig ist. Aufgrund unterschiedlicher Steifigkeit des Querschnitts in Querrichtung im Feld- oder Stützbereich ändert sich der Lastabtrag in der Kragplatte infolge einer Einzellast. Während die Querkraft in Feldbereich einer Brücke mit dem Ansatz nach [83] ausreichend genau bestimmt werden kann, fällt auf, dass im Bereich der Lagerungen respektive der Querscheiben die Querkräfte anwachsen (Bild 4-12). Betrachtet man die maximalen Querkräfte infolge einer in Längsrichtung wandernden Einzellast, kann für die Maxima der Querkräfte eine umhüllende Funktion ermittelt werden, aus der hervorgeht, dass die maximalen Querkräfte im Bereich der Queraussteifung von denen im Feldbereich infolge unterschiedlicher Lastabtragungsart abweichen (Bild 4-12).

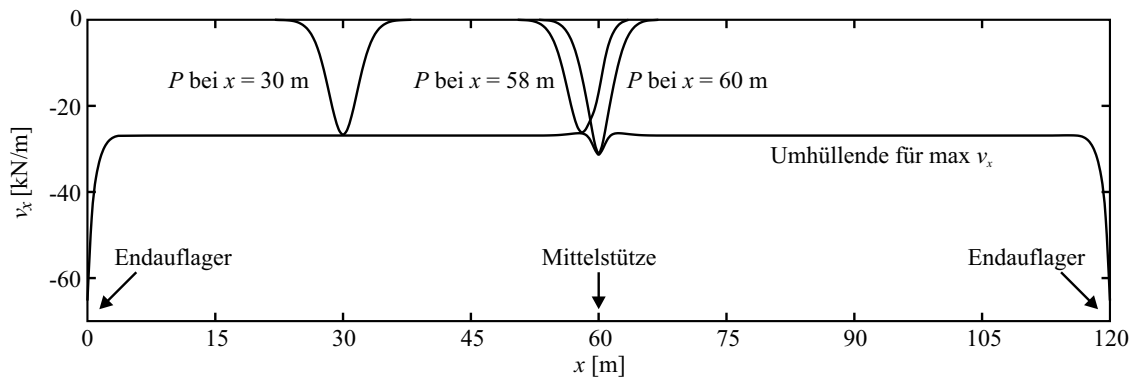


Bild 4-12: Maxima der Querkräfte v_x infolge einer am Kragplattenrand angreifenden und in Längsrichtung wandernden Einzellast von 120 kN in der Kragplatte ($L_k = 3$ m) im Abstand $1,0H$ vom Stegrand

Querkräfte infolge einer in Längsrichtung wandernden Last von 120 kN am Kragplattenrand sind im Feldbereich zunächst konstant. Ab einem Anstand von etwa einer Kragplattenlänge L_k wird die Querkraft kleiner und nimmt dann ab ca. $0,5L_k$ wieder zu. Steht eine Einzellast bei der Mittelstütze genau in der Auflagerachse, verursacht sie eine maximal Querkraft, die, bei einer Kragplattenlänge von beispielsweise 3 m, rund 10% größer ist als jene im Feldbereich.

Werden Kragplatten verschiedener Länge betrachtet, die immer am Rand belastet werden, wird deutlich, dass einerseits die Querkräfte im Abstand $1,0L_k$ um die Lagerung von den Querkraften im Feldbereich abweichen, und dass andererseits der Unterschied der Maxima zwischen den beiden Bereichen von der Kragplattenlänge und -höhe im Anschnitt zum Steg abhängt (Bild 4-13 und Bild 4-14). Während der Querkraftunterschied zwischen den beiden Bereichen bei $L_k = 2$ m weniger als 10% beträgt, beträgt er bei $L_k = 6$ m ca. 30%, wenn in beiden Fällen eine Kragplattendicke von 45 cm am Anschnitt zum Steg und 25 cm am Rand angenommen wird. Bei steigender Kragplattenlänge und -höhe vergrößert sich das Verhältnis zwischen der Querkraft im Stützbereich $v_{x,S}$ zu der Querkraft im Feldbereich $v_{x,F}$ (Bild 4-14 a)). Ein vergleichbar großer Einfluss der Kragplattendicke auf die Biegemomente bei gleicher Laststellung kann nicht beobachtet werden (Bild 4-14 b)).

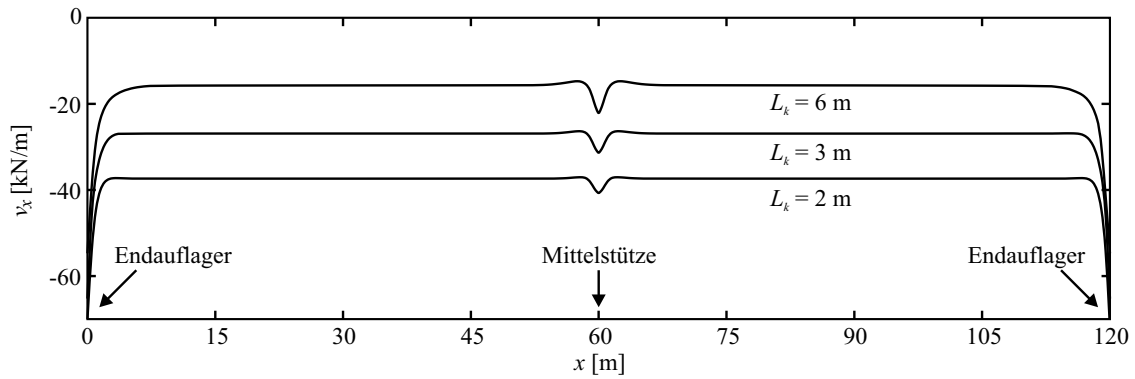


Bild 4-13: Maxima der Querkräfte v_x infolge einer am Kragplattenrand angreifenden und in Längsrichtung wandernden Einzellast von 120 kN in der Kragplatte im Abstand $1,0H$ vom Steg für verschiedene Kragplattenlängen

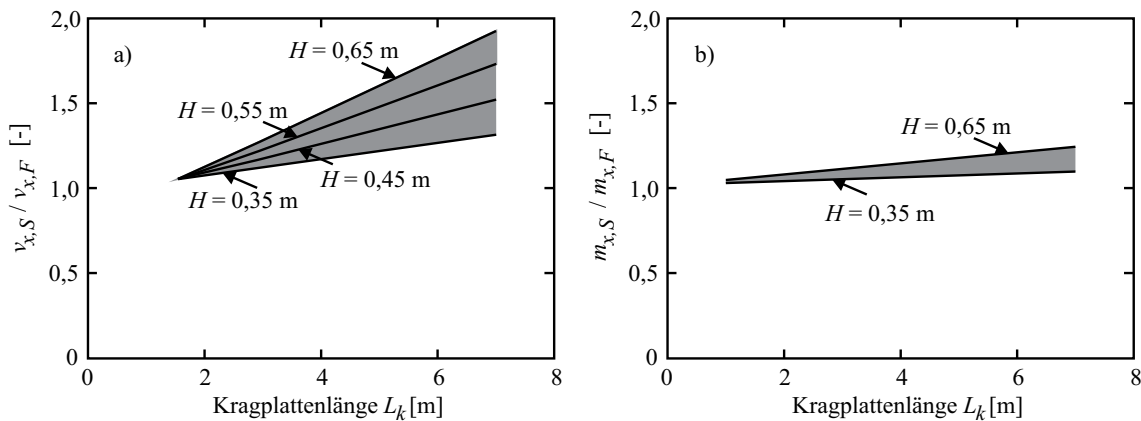


Bild 4-14: Abhängigkeit des Verhältnisses der a) Querkräfte und b) Biegemomente im Nachweisschnitt von der Kragplattenlänge und -dicke am Anschnitt zum Steg infolge einer Einzellast von 120 kN am Kragplattenrand

Die größere Querkraft im Bereich der Mittelstütze ist auf eine reduzierte Lastausbreitung in Längsrichtung der Kragplatte beziehungsweise die konzentrierte Lastweiterleitung in Querrichtung zum Steg zurückzuführen. Die geringere Querkraft im Bereich zwischen $1,0L_k$ und $0,5L_k$ ist in der ungleichen Lastausbreitung zum Lastangriffspunkt in Längsrichtung begründet. Wird der Querkraftverlauf infolge einer Einzellast bei $x = 58$ m (Bild 4-15 a)) betrachtet und mit dem Verlauf infolge einer Einzellast bei $x = 60$ m (Bild 4-15 b)) verglichen, wird deutlich, dass die Flächen A_1 und A_2 im Vergleich zu A_3 und A_4 nicht gleich groß sind: A_1 ist kleiner als A_2 während A_3 gleich A_4 ist. Die Fläche A steht für das Integral des Querkraftverlaufs über den betrachteten Schnitt (Gleichungen (4-10) und (4-11)). Daraus geht hervor, dass sich Querkräfte infolge von Einzellasten in der Nähe von Stützungen ungleich verteilen. Ausgehend von dem Ansatz, dass in einer räumlichen Struktur die vorhandene Hauptquerkraft in ihre Lastabtragungsrichtungen aufgeteilt wird (Gleichung (4-12)), lässt sich

der Lastabtrag wie folgt beschreiben: Im Bereich der Stützung zwischen $1,0L_k$ und $0,5L_k$ ist der Anteil v_y größer als v_x im Feldbereich. Es wird ein größerer Anteil der Querkraft in Richtung der Stützung (in Längsrichtung) als in Richtung des Steges (Querrichtung) abgetragen, wodurch die Querkraft am Anschnitt zum Steg verringert wird. Bei der Belastung der Kragplatte direkt in der Auflagerachse steigt hingegen der Anteil v_x ; v_y wird hingegen kleiner. Dies hat zur Folge, dass die Querkraft am Anschnitt zum Steg größer wird und sich somit die rechnerische mitwirkende Plattenbreite nach Gleichung (4-2) verringert.

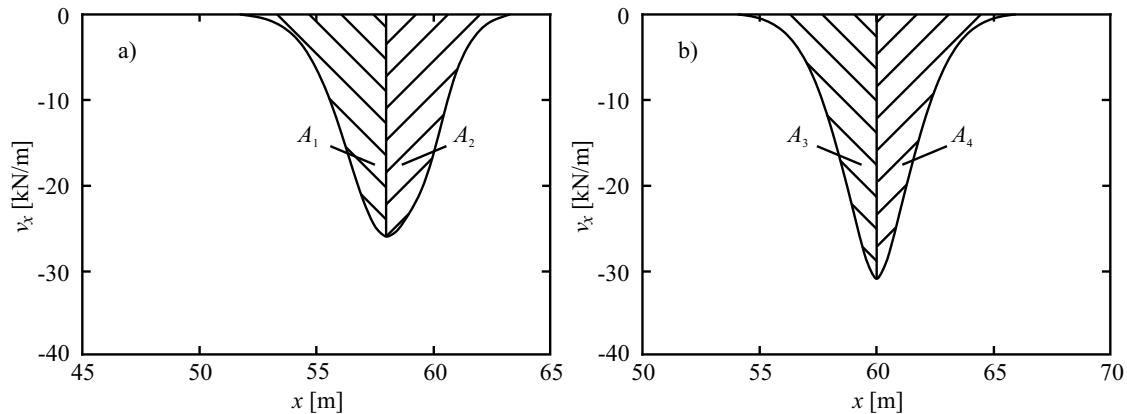


Bild 4-15: Querkraftverläufe v_x infolge einer am Kragplattenrand angreifenden Einzellast von 120 kN in der Kragplatte im Abstand $1,0H$ vom Stegrand: a) Last bei $x = 58$ m und b) Last bei $x = 60$ m

$$A_1 = \int_0^{58} v_x dx < \int_{58}^{120} v_x dx = A_2 \quad (4-10)$$

$$A_3 = \int_0^{60} v_x dx = \int_{60}^{120} v_x dx = A_4 \quad (4-11)$$

$$v = \sqrt{v_x^2 + v_y^2} \quad (4-12)$$

Bei der Bestimmung von Querkraften innerhalb von Kragplatten ohne aufwändige Computerberechnungen kann somit der Ansatz nach [83] angewandt werden, wenn Querkraften im Feldbereich einer Brücke bestimmt werden. Sind Querkraften im Bereich der Auflagerachse mit einer Querscheibe zu ermitteln, sind die im Feldbereich bestimmten Querkraften v_x mit dem Beiwert $v_{x,S} / v_{x,F}$ nach Bild 4-14 zu vergrößern.

Eine analoge Gesetzmäßigkeit bei der Lastausbreitung gilt auch für die Bereiche der Kragplatte bei den Endauflagern, falls die Kragplatten an ihren Enden nicht gesondert aufgelagert werden. Die Querkraften können an diesen Stellen doppelt so groß werden wie im Bereich der Mittelstütze, da sie sich nur zu einer Seite der Kragplatte ausbreiten können.

Dadurch werden sie so groß, dass eine Abminderung der Querkräfte im Bereich von $1,0L_k$ bis $0,5L_k$ wie um die Mittelstütze nicht mehr ins Gewicht fällt und somit hier nicht beobachtet werden kann (Bild 4-12). Falls bei einer Brückenkonstruktion die Kragplattenenden nicht unterstützt werden, ist diesen Stellen bei der Bemessung oder der rechnerischen Überprüfung besonderes Augenmerk zu schenken.

4.3.4 Querkräfte in den Stegen infolge Achslasten

Wie in den vorangehenden Abschnitten vorgestellt, spielt die Lasteinleitung und Lastausbreitung bei der Ermittlung von maximalen Beanspruchungen mit räumlichen FE-Modellen eine wesentliche Rolle. Bei der Ermittlung der Querkräfte infolge von Achslasten nach [35] im Steg gilt es zunächst zu klären, wo das Lastmodell in Längsrichtung anzuordnen ist, sodass an der betrachteten Stelle die maximale Beanspruchung entsteht. Bild 4-17 zeigt die Entwicklung der Querkraft im äußeren Steg infolge der Achslasten. Betrachtet wird der angenommene Nachweisschnitt in einem Abstand $1,0H$ vom Auflagerrand, wobei die Entfernung des Lastmodells variiert wird (siehe Bild 4-16). Den Berechnungen zugrunde liegende Hohlkastenquerschnitte und deren Abmessungen sind in Bild 4-4 und Tabelle 4-1 dargestellt. Des Weiteren wird weiterhin ein zweifeldriges System betrachtet mit einer Spannweite von 60 m je Feld.

Die einzelnen Lasten des Achslastmodells werden entsprechend ihrer Aufstandsflächen von 40 cm x 40 cm modelliert (Bild 4-16), und die Achslasten werden mit der größtmöglichen Exzentrizität aufgebracht. In Bild 4-17 ist die ermittelte Querkraft im äußeren Steg von ein- bis dreizelligen Querschnitten dargestellt. Es ergibt sich, dass erst ab einem Abstand der Last zur betrachteten Stelle von ca. $1,0H$ in Längsrichtung die maximale Beanspruchung erreicht wird. Für weitere Untersuchungen werden die Achslasten deshalb in einer Entfernung $x = 2,0H$ vom Auflager aufgebracht. Der notwendige Abstand zwischen den Einzellasten und dem Bemessungsschnitt ergibt sich infolge der Lastausbreitung in der Kragplatte und der Platte zwischen den Stegen. Bei den untersuchten Querschnitten ist die Kragplattenlänge gleich der Hohlkastenhöhe.

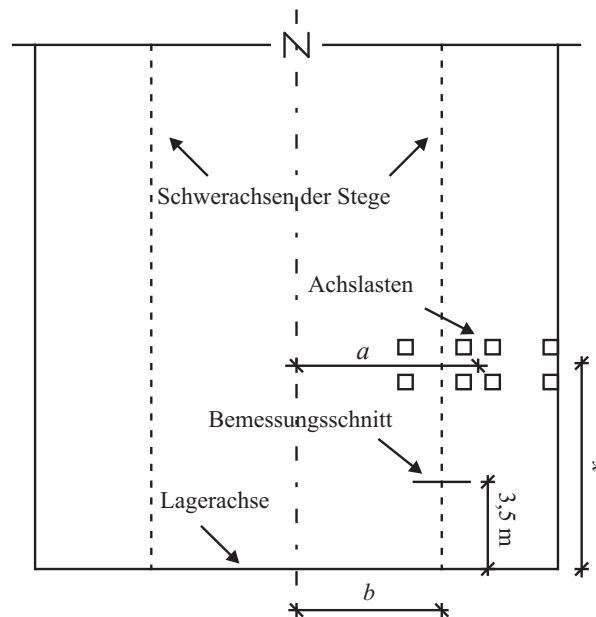


Bild 4-16: Draufsicht auf ein einzelliges System gemäß Bild 4-4 und Tabelle 4-1

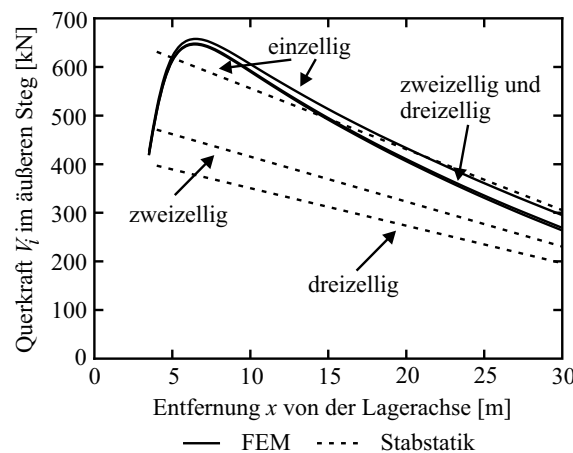


Bild 4-17: Querkraft bei $1,0H$ im äußeren Steg aus in Längsrichtung verschieblichen Achslasten; Vergleich zwischen Stabstatik und FEM

Bei Bemessungen oder rechnerischen Überprüfungen von Brücken mit räumlichen FE-Modellen ist somit sicherzustellen, dass Einzellasten so aufgebracht werden, dass die Lasteinleitung der Querkräfte aus den Platten (Kragplatten und Platten zwischen den Stegen) in die Stege am Bemessungsschnitt abgeschlossen ist. Dadurch wird eine maximale Querkraftbeanspruchung im Bemessungsschnitt erzielt. Die Lasteinleitungslänge respektive die Lastausbreitung infolge Einzellasten kann wie in vorangehendem Abschnitt vorgestellt bestimmt werden.

Für die Achslasten werden nur positive a_Q/b -Verhältnisse (Bild 4-5) maßgebend, denn bei negativen Verhältnissen müssten die Achslasten anders angeordnet werden, um eine größere Torsionsbeanspruchung zu erzielen. Bei der Betrachtung der Querkräfte im Nachweisschnitt

ergeben sich vergleichbare Resultate wie infolge der Hauptspurlasten. Die Größe der Querkraft im betrachteten Schnitt ist einerseits von der Zellenzahl unabhängig und andererseits vergrößert sich der Unterschied zwischen Ergebnissen nach der Stabstatik und der FEM bei steigender Anzahl der Zellen. Bild 4-18 zeigt die Querkräfte in den einzelnen Stegen in Abhängigkeit vom a_Q/b -Verhältnis am Endauflager sowie bei der Mittelstütze.

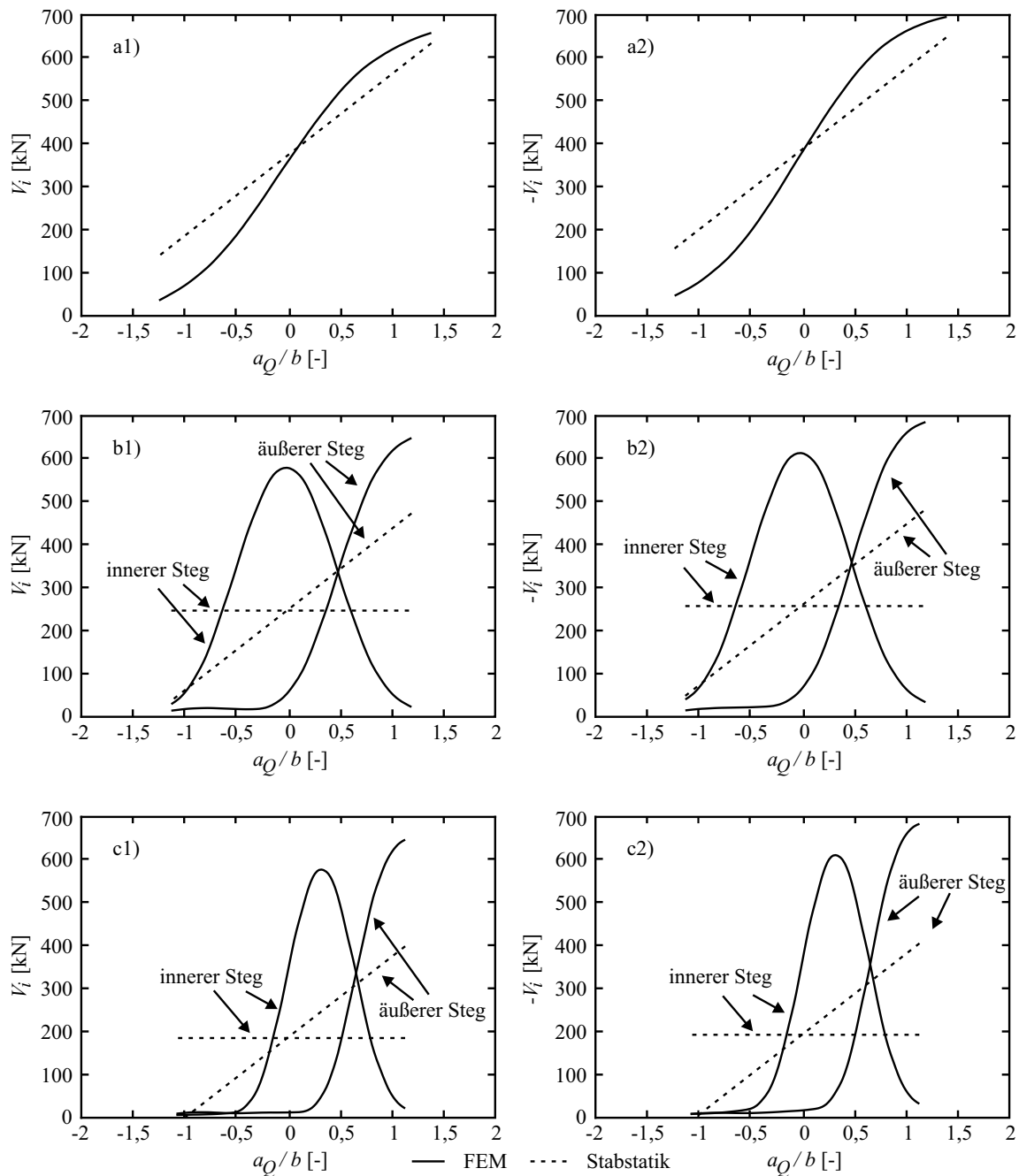


Bild 4-18: Querkraft bei $1,0H$ vom Auflagerrand in einem Steg infolge horizontal verschieblicher Achslasten: Vergleich zwischen Stabstatik und FEM: a) einzellig, b) zweizellig, c) dreizellig; 1) beim Endauflager, 2) bei der Mittelstütze

Aus der Belastung des Systems durch die Achslasten lässt sich auch keine bedeutende Zusatzbelastung infolge der Profilverformung herauslesen. Vielmehr ist ein mehrdimensionaler Lastabtrag, der von der Steifigkeit des Systems abhängig ist, als Ursache für die Unterschiede zwischen FE-Ergebnissen und Stabstatik festzustellen.

Wie bei den Querkraften infolge von Hauptspurlasten ist bei negativen a_Q/b -Verhältnissen ein geringer Anstieg der Querkraften zu beobachten (vergleiche Bild 4-6). Auch hier ist eine durch die Querbiegung hervorgerufene Querkraft für den Anstieg verantwortlich. Durch die im Vergleich zu den Hauptspurlasten konzentrierte Belastung infolge der Achslasten ist die Stegverdrehung gering (Bild 4-19) und lokal vorzufinden (vergleiche Bild 4-20 mit Bild 4-9), wodurch die aus der Querbiegung resultierende Querkraft gering ist.

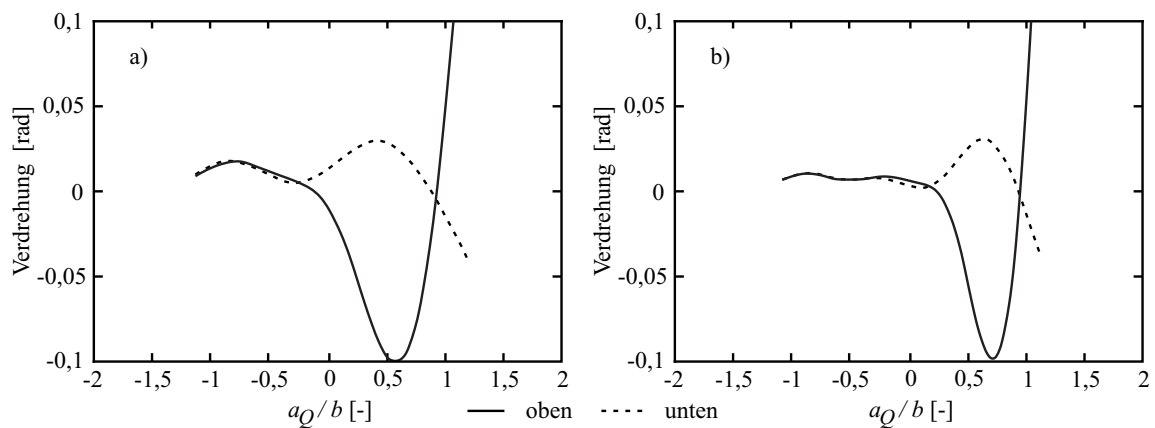


Bild 4-19: Knotenverdrehung am Stegrand des äußeren Stlegs bei 1,0H vom Endauflager infolge Achslasten:

a) zweizellig, b) dreizellig

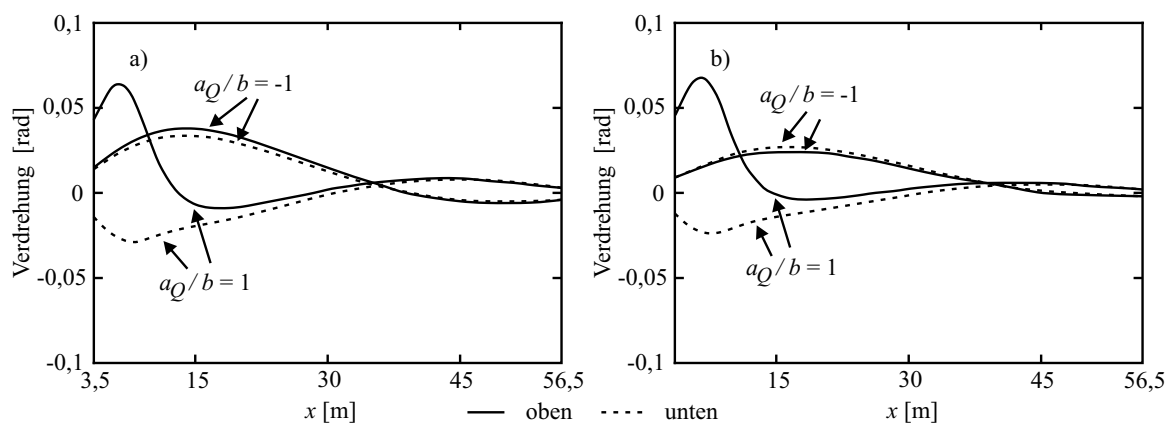


Bild 4-20: Knotenverdrehung am Stegrand entlang des äußeren Stlegs in einem Feld zwischen den Nachweisschnitten bei 1,0H vom Auflagerstand infolge Achslasten: a) zweizellig, b) dreizellig

4.3.5 Zusammenfassung der Ergebnisse

Die bisherigen Ausführungen machen deutlich, dass die Querkräfte infolge des Lastmodells, die mithilfe der FEM ermittelt werden, von der Zellenanzahl nahezu unabhängig sind. Die Differenz zwischen FEM und Stabstatik wird bei steigender Zellenzahl größer, da die Stabstatik für Torsion nur die äußeren Stege und für Biegung alle Stege gleichberechtigt berücksichtigt. Diese Annahmen führen bei Hohlkastenquerschnitten zu auf der unsicheren Seite liegenden Ergebnissen. Lediglich für den einzelligen Querschnitt ergeben sich nach der Stabstatik und der FEM nahezu identische Ergebnisse. Bild 4-21 stellt die Querkraftverläufe infolge von Achs- und Hauptspurlasten zusammen. Hierfür wird nur das betrachtete Feld mit den Hauptspurlasten belastet und die Achslasten werden so aufgebracht, dass eine maximale Beanspruchung im Nachweisschnitt beim Endauflager entsteht. Bei einer entsprechenden Vorbemessung kann somit von dem in Bild 4-22 gezeigten einfachen Balkenmodell ausgegangen werden. Für die hier verwendeten Lastgrößen und Spannweiten ergäbe sich anhand des vorgeschlagenen Balkenmodells für den Nachweisschnitt beim Endauflager bei 3,5 m von der Auflagerachse eine Querkraftbeanspruchung eines Stegs infolge der torsionswirksamen Lastanteile der Hauptspurlasten ($6,5 \text{ kN/m}^2 \cdot 3 \text{ m}$) von $V = 443 \text{ kN}$ (vergleiche Bild 4-21 b1)). Werden die jeweils in Querrichtung nebeneinander stehenden Radlasten zusammengefasst und in Längsrichtung mit einem Abstand von 1,2 m aufgebracht (Bild 4-22), ergibt sich daraus eine Querkraft im Nachweisschnitt von $V = 732 \text{ kN}$, was annähernd dem Werte nach der FEM entspricht (Bild 4-21 a1)). Für die äußeren Stege ist dies eine gute Näherung, die inneren Stege werden mit dieser Vereinfachung etwas überschätzt (Bild 4-21 a2) und b2)).

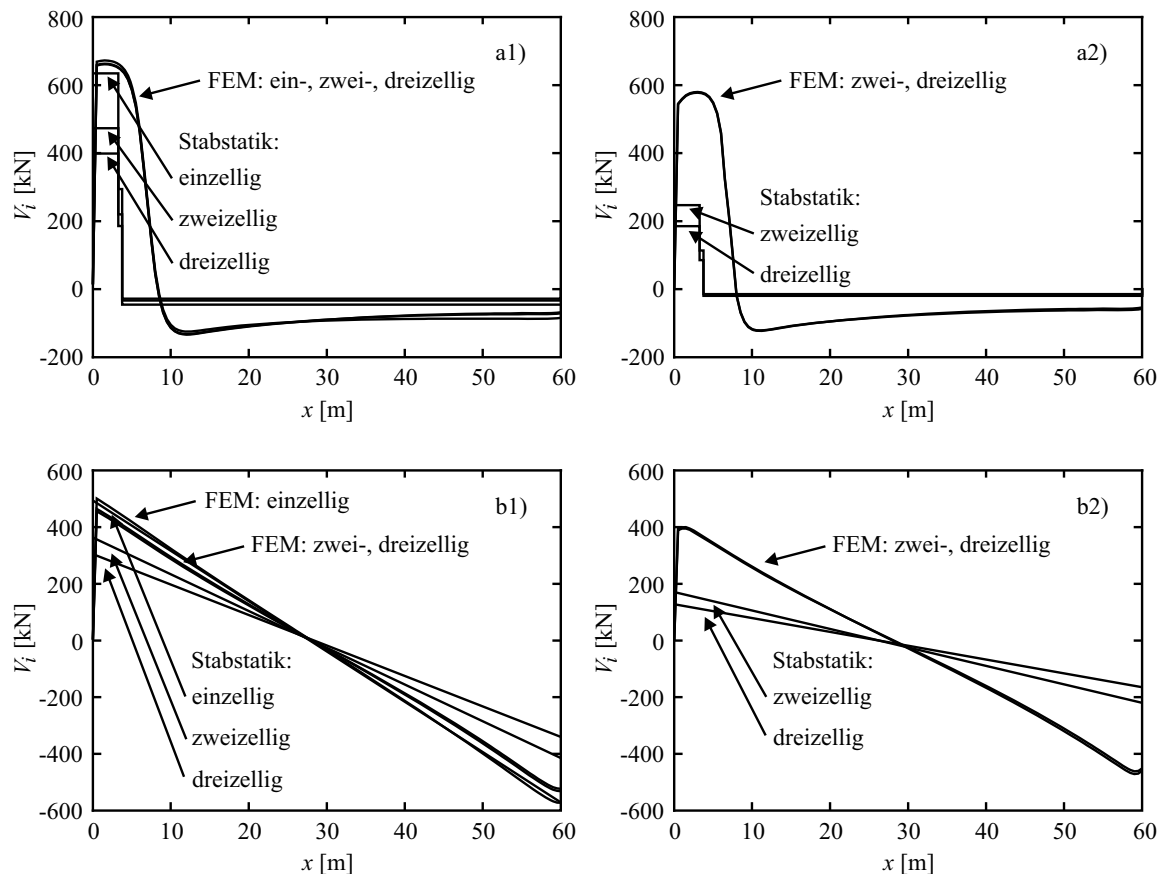


Bild 4-21: Querkraftverläufe in einzelnen Stegen aus der FEM und Stabstatik, infolge der Achslasten: a1) äußerer Steg, a2) innerer Steg; infolge der Hauptspurlasten: b1) äußerer Steg b2) innerer Steg

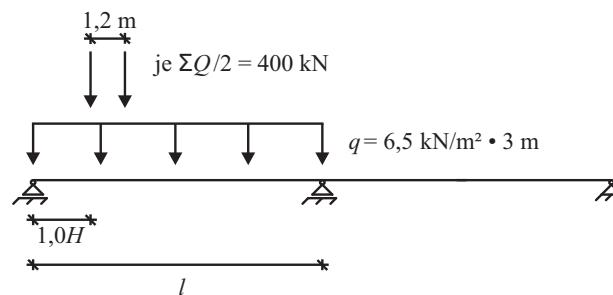


Bild 4-22: Ersatzsystem für exzentrische Lastanteile des Lastmodells

Werden die im Sinne einer rechnerischen Überprüfung oder Bemessung einer Brücke ermittelten maßgebenden Querkräfte in den Stegen betrachtet (Tabelle 4-2), fällt auf, dass die Anteile aus den Hauptspur- und Achslasten ca. 8 bis 10% bzw. 13 bis 15% der Summe der Querkräfte am Endauflager ausmachen. Die Berücksichtigung der entsprechenden Teilsicherheitsbeiwerte hat nur geringe Auswirkungen auf die prozentuale Aufteilung dieser Größen. Der Vergleich wird anhand der Querkräfte zweier Laststellungen durchgeführt. Für eine maximale Beanspruchung des äußeren Stegs werden die Achs- sowie Hauptspurlasten

mit $a_i/b = \max$ angesetzt und für die inneren Stege des zwei- und dreizelligen Querschnitts mit $a_i/b = 0$ bzw. $a_i/b = 1/3$. Erwartungsgemäß ergeben sich aus den FE-Berechnungen infolge der torsionswirksamen Lastanteile erheblich größere Beanspruchungen als nach der Stabstatik. Betrachtet man die Summen aller Werte, ist der Unterschied zwischen Stabstatik und FEM gering. Tabelle 4-2 und Tabelle 4-3 zeigen die Werte für die einzelnen Berechnungsarten. Aufgeführt sind nur die wesentlichen Einwirkungen. Beachtet man weitere Einflüsse wie Temperatur- oder Windlasten sowie Lasten aus Stützensenkungen, verlieren die Werte infolge der Hauptspur- und Achslasten etwas mehr an Bedeutung. Anhand der hier betrachteten Querschnitte und Lastfälle betragen die Unterschiede zwischen FEM und Stabstatik bei mehrzelligen Querschnitten in der Summe ca. 10 bis 20%. Dies liegt zum Teil an der gewählten Spannweite von 60 m, bei der das Eigengewicht dominiert. Bei geringeren Spannweiten nimmt zum Beispiel der Anteil der Achslasten zu, da diese nicht von den Spannweiten abhängig sind. Bei geringen Spannweiten sowie bei lokalen Betrachtungen gewinnt die genauere Ermittlung der Querkkräfte somit an Bedeutung.

Tabelle 4-2: Lastanteile einzelner Stege in den Nachweisschnitten am Endauflager aus der FEM

		Einzellig		Zweizellig		Dreizellig	
		[kN]	%	[kN]	%	[kN]	%
Äußerer Steg	Eigengewicht	2785	64	2710	64	2842	65,2
	2,5 kN/m ²	463,7	10,6	465,1	11	472,7	10,8
	6,5 kN/m ²	449,1	10,3	412,8	9,7	400	9,2
	Achslasten	657,7	15,1	648,8	15,3	643,2	14,8
	Summe	4355,5	100	4236,7	100	4357,9	100
Innerer Steg	Eigengewicht			2909	67,4	3065	68,9
	2,5 kN/m ²			458,1	10,6	454,8	10,2
	6,5 kN/m ²			371	8,6	356,8	8,0
	Achslasten			578,5	13,4	570,9	12,9
	Summe			4316,6	100	4447,5	100

Tabelle 4-3: Lastanteile einzelner Stege in den Nachweisschnitten am Endauflager aus der Stabstatik

		Einzellig		Zweizellig		Dreizellig	
		[kN]	%	[kN]	%	[kN]	%
Äußerer Steg	Eigengewicht	2731	64,7	2776,7	69	2899,5	72,9
	2,5 kN/m ²	455	10,8	455	11,3	455	11,4
	6,5 kN/m ²	399,6	9,5	317,5	7,9	223,9	5,6
	Achslasten	634,5	15	473,2	11,8	398,8	10,1
	Summe	4220,1	100	4022,4	100	3977,2	100
Innerer Steg	Eigengewicht			2776,7	76,6	2899,5	79,4
	2,5 kN/m ²			455	12,5	455	12,5
	6,5 kN/m ²			147,9	4,1	110,9	3,0
	Achslasten			247,2	6,8	185,4	5,1
	Summe			3626,8	100	3650,8	100

4.4 Variationen der Querschnittsabmessungen

Die Querkräfte eines räumlichen Systems verteilen sich immer entsprechend der Steifigkeiten der einzelnen Bauteile. Die obige Untersuchung wurde anhand des konkreten Beispiels (Bild 4-4) durchgeführt. Bild 4-23 zeigt, wie sich die Querkraft im Schnitt bei $1,0H$ vom Endauflager ändert, wenn die Querschnittsdicke, und damit die Steifigkeit einzelner Bauteile zu- oder abnimmt. Es werden die Querkräfte im äußeren und im inneren Steg sowie zwei Laststellungen betrachtet. Zur Ermittlung der maximalen Querkräfte im äußeren Steg werden die Hauptspurlasten mit der größtmöglichen Exzentrizität auf der Kragplatte und über beide Felder aufgebracht. Für die maximalen Querkräfte des inneren Stegs stehen die Lasten genau mittig über diesem Steg (siehe Abschnitt 4.3.5). Die in Tabelle 4-1 aufgeführten Abmessungen werden einzeln mit dem Faktor f multipliziert, alle übrigen bleiben jeweils unverändert. Bei der Veränderung der Boden- oder Fahrbahnplatte werden die dazugehörenden Vouten gleichzeitig mit dem gleichen Faktor verändert. Es stellt sich heraus, dass sich die Änderung der Steifigkeiten ähnlich auf die Querkräfte in den Stegen auswirkt: Eine größer werdende Steg- oder Plattenstärke verringert die Querkraft, da die Rahmensteifigkeit des Hohlkastens vergrößert wird und somit Lasten vermehrt von einem Steg in den benachbarten weitergeleitet werden. Eine größer werdende Steghöhe hat eine Vergrößerung der Querkraft zur Folge, da die Steifigkeit des Stegs in Längsrichtung steigt und somit mehr Kraft im Steg verbleibt (Bild 4-23).

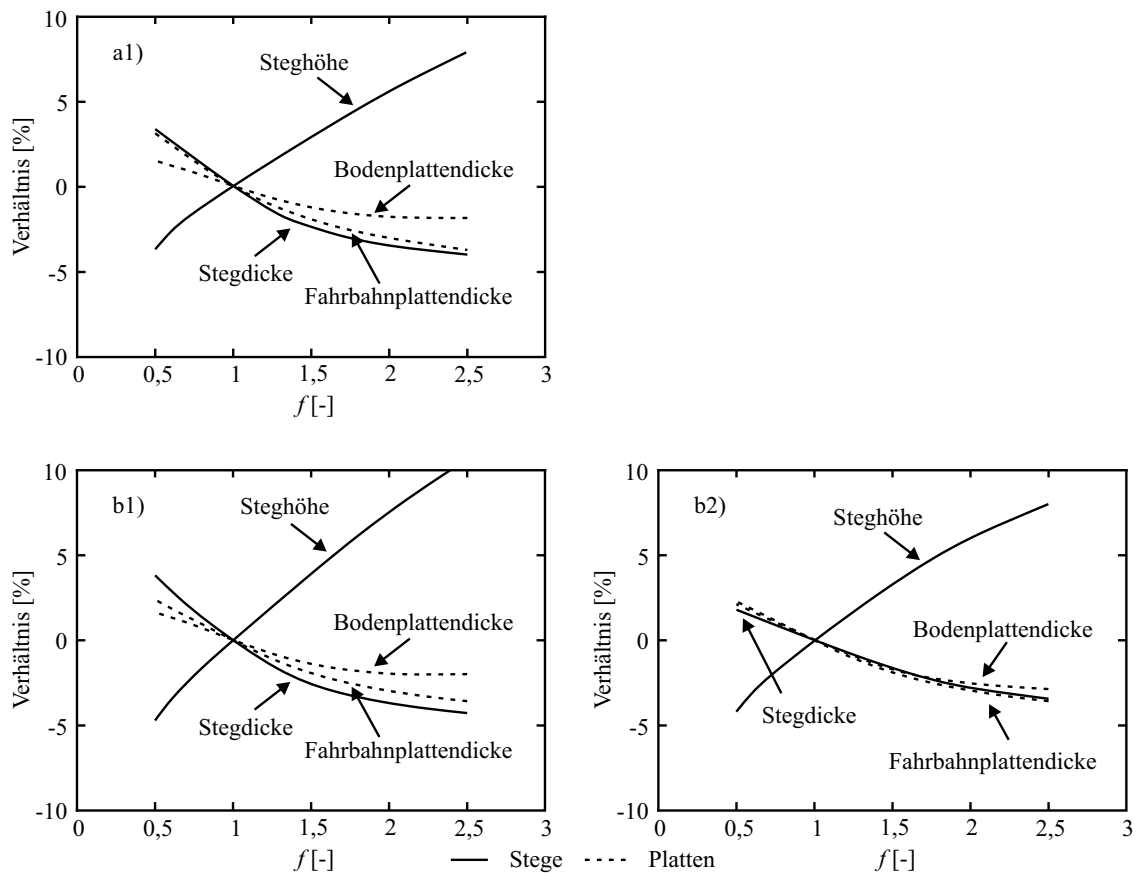


Bild 4-23: Querkraft bei $1,0H$ vom Endauflager infolge Hauptspurlasten bei einzeln veränderlichen Bauteilabmessungen um den Faktor f : a) einzellig, b) zweizellig: 1) äußerer Steg 2) innerer Steg

4.5 Zusammenfassung

Kapitel 4 zeigt auf, wie sich Querkräfte in ein- und mehrzelligen Hohlkastenbrücken verteilen. Bei der Ermittlung der Querkräfte wird ein linear elastisches Werkstoffverhalten vorausgesetzt, und es werden Unterschiede zwischen der Stabstatik und der FEM dargestellt. In einer Voruntersuchung wird gezeigt, dass sich keine nennenswerten Zusatzbeanspruchungen aus der Profilverformung ergeben, falls Einzellasten nicht direkt über den Stegen aufgebracht werden. Bei genauer Berechnung mit der FEM werden aufgrund der Lastaufteilung und Lasteinleitung andere Querkräfte als nach der Stabstatik bestimmt. In einer Parameterstudie an ein-, zwei- und dreizelligen Hohlkastenquerschnitten wird dargestellt, wie sich die Querkräfte auf die einzelnen Stege aufteilen, wenn die Fahrbahnplatten mit Achslasten und Hauptspurlasten belastet werden. Es zeigt sich, dass bei Verwendung räumlicher FE-Modelle Einzellasten in einem Abstand von ca. $1,0H$ zur betrachteten Stelle aufgebracht werden müssen, um eine maximale Querkraftbeanspruchung zu erzielen. Weiter ergibt sich, dass bei steigender Zellenanzahl die Unterschiede zwischen FEM und Stabstatik größer werden, da sich die Querkräfte entsprechend der Steifigkeiten der einzelnen Bauteile auf die Stege verteilen. Da reale Belastungen nicht direkt über den Stegen angreifen, entstehen keine nennenswerten Zusatzbeanspruchungen infolge der Profilverformung. Bezogen auf die Gesamtquerkräfte infolge des Eigengewichts und der Verkehrslasten betragen die Beanspruchungsunterschiede zwischen FEM und Stabstatik 10% bis 20%. Weiter wird gezeigt, dass für Vorbemessungen Querkräfte infolge Achslasten und Hauptspurlasten an einem einfachen Balkenmodell bestimmt werden können, wenn die torsionswirksamen Anteile der Lasten jeweils vollständig dem betrachteten Steg zugewiesen werden.

Im weiteren Verlauf dieser Arbeit werden in Untersuchungen zur Lastaufteilung in Hohlkastenquerschnitten baustoffbezogene Nichtlinearitäten berücksichtigt, sodass insbesondere auch die Möglichkeit der Umlagerungen von Beanspruchungen abgeschätzt werden kann.

5 Querkraftermittlung auf der Grundlage nichtlinearen Werkstoffverhaltens

5.1 Einleitung

Das vorangehende Kapitel beschäftigt sich mit den Unterschieden bei der Berechnung von Querkraften mithilfe der Stabstatik und von räumlichen FE-Modellen. Dabei wird den FE-Berechnungen ein linear elastisches Werkstoffverhalten zugrunde gelegt. Im Folgenden werden die räumlichen FE-Berechnungen unter Verwendung des nichtlinearen Werkstoffverhaltens vom Stahlbeton durchgeführt und Unterschiede zur linear elastischen Berechnung herausgearbeitet.

Zunächst wird auf die Modellierung vom Stahlbeton in numerischen Berechnungen eingegangen und es wird aufgezeigt, wie das Zusammenwirken von Bewehrungsstahl und Beton erfasst werden kann. Die vorgestellten Ansätze, die im weiteren Verlauf verwendet werden, um Brückenmodelle zu berechnen, werden anhand von Nachrechnungen von Versuchen verifiziert. Danach wird kurz auf die Modellierung der verwendeten Brücken sowie ihre Berechnungsart eingegangen.

Im Hauptteil des Kapitels werden Querkräfte einerseits auf dem Bemessungsniveau der Normlasten bestimmt und mit denen verglichen, die auf der Grundlage eines linear elastischen Werkstoffverhalten berechnet werden. Andererseits wird ein Ausblick gegeben, wie sich Querkräfte aufteilen, wenn Brückenbauwerke bis zu ihrer Tragfähigkeit belastet werden. Abschließend wird untersucht, welche Auswirkungen der Ausfall der Vorspannung in Koppelstellen auf die Querkräfte sowie die schlaffe Bewehrung in den Koppelstellen hat. Das Kapitel schließt mit einer Zusammenfassung.

5.2 Numerisches Modell für Stahlbeton

5.2.1 Einleitung

In Kapitel 3 werden die physikalischen Werkstoffbeziehungen von Stahl und Beton vorgestellt. Bei einer numerischen Berechnung müssen diese korrekt erfasst werden, um eine möglichst hohe Genauigkeit der Ergebnisse zu gewährleisten. Gängige Computerprogramme legen Schnittgrößenermittlungen sowie Verformungsberechnungen ein linear elastisches Werkstoffverhalten zugrunde, Berechnungen unter Beachtung baustoffbezogener Nichtlinearitäten werden eher in der Forschung verwendet. Gleichwohl ermöglichen immer mehr Computerprogramme und die steigende Computerleistung eine Anwendung auch in der Ingenieurpraxis. Zudem lässt die aktuelle Normung in Ausnahmen nichtlineare Berechnungen für die Bemessung und rechnerische Überprüfung zu. Die wenigen Ausnahmen beziehen sich auf die Berechnung mit Stabstatikmodellen, obwohl die Ausnutzung von Schnittgrößenumlagerungen bei Flächentragwerken wie zum Beispiel Platten, Schalen oder Scheiben infolge ihrer in sich hohen statischen Unbestimmtheit deutlich größer wäre. Im folgenden Abschnitt wird darauf eingegangen, wie der Werkstoff Stahlbeton numerisch erfasst werden kann. Die Ansätze werden dann anhand von Versuchsnachrechnungen mit FE-Schalenelementen verifiziert.

5.2.2 Modellierung von Rissen

Für die Modellierung von Rissen mithilfe Finiten Elemente können diskrete und verschmierte Rissmodelle verwendet werden. Bei diskreten Rissmodellen werden die im Stahlbeton infolge der inneren Beanspruchung entstehende Risse durch Regenerierung des FE-Netzes oder durch dessen Restrukturierung erfasst. Das bedeutet, dass der Anwender nach jedem Berechnungsdurchlauf das FE-Netz dort, wo rechnerisch ein Riss entsteht, neu modellieren muss (Bild 5-1 a)). Es gibt einige wenige Computerprogramme, die die Restrukturierung des Netzes automatisch vornehmen und gleichzeitig die Netzfeinheit anpassen (adaptive FEM); diese Programme sind sehr umfangreich und benötigen viel Rechnerleistung.

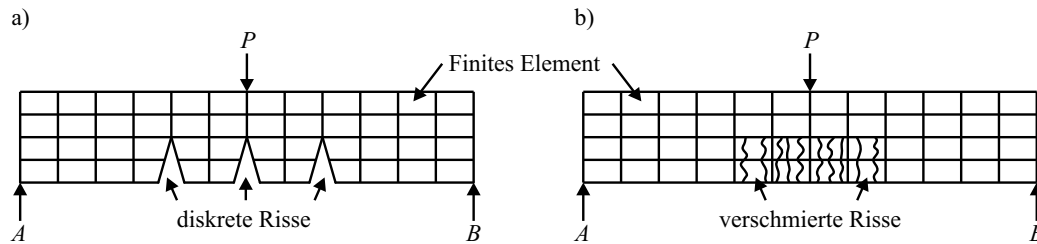


Bild 5-1: Schematische Darstellung eines Drei-Punkt-Biegebalkens mit Rissmodellierung in der FEM:
a) diskretes Rissmodell und b) verschmiertes Rissmodell

Bei einem Modell mit verschmierten Rissen ist keine Neuanpassung des FE-Netzes notwendig (Bild 5-1 b)). Stattdessen wird die Rissbildung über die Werkstoffbeziehungen des betroffenen FE-Elementes gesteuert, indem die Steifigkeit anhand vorgegebener Kennwerte herabgesetzt wird. Hierbei wird ausgehend von den Spannungs-Dehnungszuständen in den Integrationspunkten eines FE-Elementes für das gesamte Element ein gerissener Zustand angenommen. Damit die daraus resultierende Steifigkeitsabminderung und die rechnerische Rissbreite nicht von der Größe des FE-Elementes abhängen, wird programmintern pro Element eine spezifische Spannungs-Dehnungsbeziehung bestimmt, die auf die charakteristische Länge des Elements bezogen ist (Bild 5-2 b)) [14]. Diese Länge wird auf der Basis der Spannungs-Rissöffnungsbeziehung und der Bruchenergie ermittelt (Bild 3-11). Hierbei ist es ausreichend genau, einen linearen Verlauf der Spannungs-Rissöffnungsbeziehung nach Erreichen der Betonzugfestigkeit anzusetzen (Bild 3-12). Des Weiteren hängt der abfallende Ast in der Spannungs-Rissöffnungsbeziehung von verschiedenen Faktoren ab, die in der Forschung noch nicht abschließend bestimmt wurden, wie zum Beispiel vom Spannungszustand und von der Bewehrungsanordnung.

Bei dem Ansatz der verschmierten Rissmodellierung wird die Rissöffnung in eine äquivalente Elementdehnung überführt [92] (Gleichungen (5-1) und (5-2)). Da die charakteristische Länge eines FE-Elementes nie mit der modellierten Elementlänge übereinstimmt, muss die Elementdehnung auf die charakteristische Rissdehnung umgerechnet werden [92]. Sollen über den Rissbildungsprozess hinaus Spannungen und Dehnungen im FE-Element bestimmt werden, ist es notwendig die Elementdehnung anhand des abfallenden Astes der Spannungs-Rissöffnungsbeziehung nach Bild 5-2 a) mit Gleichung (5-4) zu bestimmen.

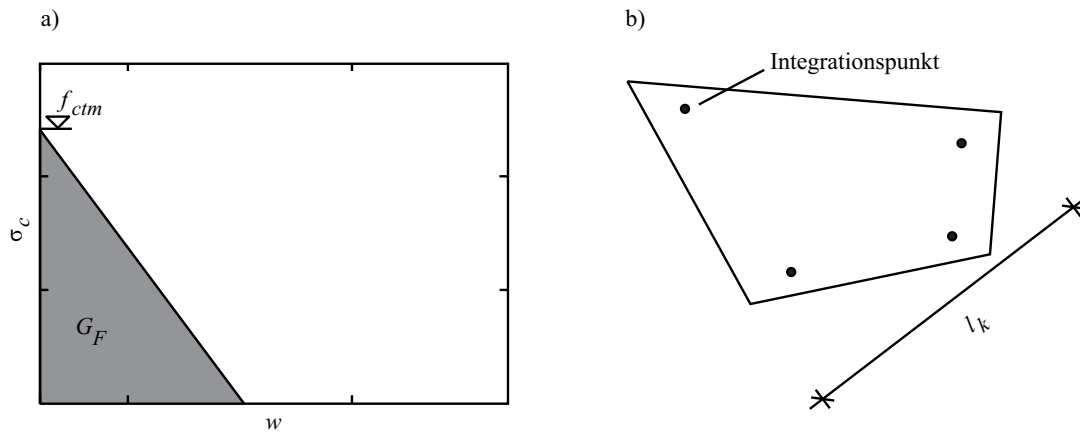


Bild 5-2: a) Spannungs-Rissöffnungsbeziehung für Beton unter Zugbeanspruchung für numerische Berechnungen; b) charakteristische Länge eines Finiten Elementes (aus [24])

$$\varepsilon_{\ddot{a}qu} = \frac{w}{l_k} \quad (5-1)$$

$$l_k = G_F \cdot \frac{E_{cm}}{f_{ctm}^2} \quad (5-2)$$

$$\varepsilon_k = \varepsilon_E \cdot \frac{l_E}{l_k} \quad (5-3)$$

$$\varepsilon_k = \frac{2 \cdot G_F}{f_{ctm} \cdot l_k} \quad (5-4)$$

Mit:

- $\varepsilon_{\ddot{a}qu}$ – äquivalente Dehnung
- l_E – Elementlänge
- l_k – charakteristische Länge
- ε_k – charakteristische Dehnung
- ε_E – Elementdehnung

5.2.3 Modellierung der Bewehrung und der Zugversteifung

Es gibt zwei Möglichkeiten die Bewehrung zu erfassen. Die Bewehrung kann diskret oder verschmiert modelliert werden (Bild 5-3). Bei einer diskreten Darstellung wird jeder einzelne Bewehrungsstab modelliert und an den FE-Knoten mit dem FE-Netz gekoppelt (Bild 5-3 a)). Hiermit wird in den Knotenpunkten eine Dehnungsgleichheit zwischen Bewehrung und Element hergestellt, die einem starren Verbund beider Werkstoffe entspricht. Mit dieser Art der Modellierung ist es möglich, durch das Einführen von Federelementen an den Knoten eine

Verbund-Schlupfwirkung zu berücksichtigen. Diese Modellierungsart eignet sich wegen des großen Aufwands nur bei der Betrachtung von Detailpunkten.

Anders bei einer verschmierten Modellierung der Bewehrung (Bild 5-3 b)). Hierbei wird die Bewehrungsmenge mit der Einheit Bewehrungsfläche pro Längeneinheit eingegeben und direkt dem bewehrten Element zugewiesen. Die Bewehrung ist somit starr mit dem Element verbunden und stellt eine Eigenschaft des Elements dar. Die Kopplung der Bewehrung an das FE-Netz erfolgt dadurch über die Geometrie des Elements. Diese Art der Modellierung eignet sich sehr gut bei der Darstellung von flächigen Strukturen, da hier die Bewehrung oft über große Bereiche in gleicher Menge vorliegt. Ein weiterer Vorteil neben dem geringeren Modellierungsaufwand ist, dass auch bei orthogonaler Bewehrung die Steifigkeitsinteraktion der beiden Werkstoffe in jedem Element erfasst wird, und nicht nur an den Elementen, die mit Bewehrungsstäben gekoppelt wurden. Es ergeben sich numerisch auch keine Probleme, wenn ein FE-Element infolge von Zugbeanspruchungen rechnerisch reißt und keine Bewehrung beinhaltet, um die Zugspannungen nach der Rissbildung aufnehmen zu können.

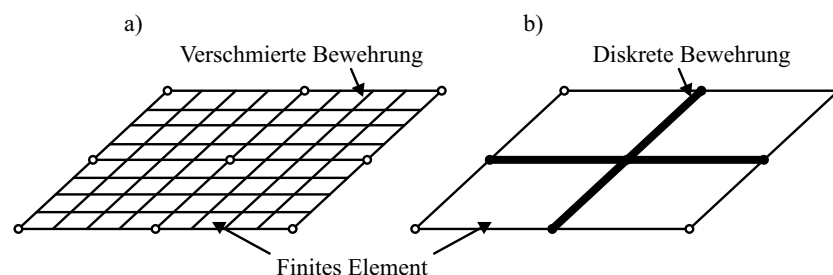


Bild 5-3: FE-Modellierung der Bewehrung: a) verschmiert und vom FE-Netz unabhängig und b) diskret und nur an den FE-Knoten mit dem Netz gekoppelt

Die Mitwirkung des Betons auf Zug zwischen den Rissen (Zugversteifung oder Tension Stiffening) beeinflusst das Last-Verformungsverhalten von Stahlbeton. Es gibt zwei Möglichkeiten, den Versteifungseffekt in numerischen Berechnungen zu erfassen. Entweder wird dem Beton nach dem Erreichen der Zugfestigkeit eine Restfestigkeit ($f_{ctm,red}$) zugewiesen, die viel geringer als die Ausgangsfestigkeit [56] ist (Bild 5-4), oder der Versteifungseffekt wird über ein modifiziertes Spannungs-Dehnungsverhalten der Bewehrung erfasst, wobei sich der Beton nach dem rechnerischem Reißen nicht mehr am Lastabtrag beteiligt [19] (Bild 5-5). In beiden Fällen muss für die Beschreibung der Zugversteifung das Konzept der verschmierten Rissbildung verwendet werden. Des Weiteren wird programmintern aus den gewonnenen Spannungen und Dehnungen eine Rissbreite berechnet, es ist aber nicht möglich den Ort einzelner Risse zu bestimmen.

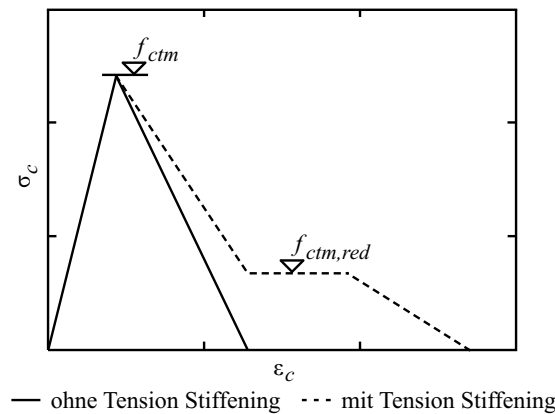


Bild 5-4: Berücksichtigung der Zugversteifung (Tension Stiffening) über die Spannungs-Dehnungsbeziehung des Betons [56]

Die Beachtung der Mitwirkung des Betons zwischen den Rissen über eine angepasste Spannungs-Dehnungsline des Betons ist nur bei schlanken und stabförmigen Bauteilen anwendbar. Berechnungen von dickwandigen Strukturen liefern zu geringe Dehnungen, da sich numerisch der gesamte Querschnitt nach der Rissbildung am Lastabtrag beteiligt, während tatsächlich nur ein geringer Bereich um die eingelegte Bewehrung einer dickwandigen Struktur für die Mitwirkung zwischen den Rissen verantwortlich ist [92]. Eine Zusammenstellung der für das Tension Stiffening anzusetzenden Betonfläche kann in [39] nachgelesen werden. Des Weiteren wird in [56] und [92] darauf hingewiesen, dass bei der Beachtung des Tension Stiffening über das Betontragverhalten die Spannungs-Dehnungslinien des Betons von der Bewehrung abhängig sind, und somit entsprechend ihrer Wirkungsrichtung angepasst werden müssen. Aufgrund dieser Tatsache ist die Erfassung des Tension Stiffening über eine Modifikation der Spannungs-Dehnungslinie des Stahls vorzuziehen.

Eine Beachtung der Mitwirkung des Betons zwischen den Rissen über die Spannungs-Dehnungslinie des Stahls ermöglicht es, genauere Ergebnisse zu bestimmen, da sich der Betonquerschnitt nach dem Erreichen der Zugfestigkeit rechnerisch nicht mehr am Lastabtrag beteiligt, und die Zugversteifung nur über den Bewehrungsstahl gesteuert wird. Mithilfe der Hefte 525 [26] oder 400 [85] des DAfStb ist eine genaue Bestimmung der modifizierten Spannungs-Dehnungsbeziehung für den Bewehrungsstahl möglich (Bild 5-5 und Gleichungen (5-5) bis (5-8)). Die modifizierte Spannungs-Dehnungsbeziehung für den Bewehrungsstahl ist im Wesentlichen von der Betonzugfestigkeit, dem Stabdurchmesser und dem Bewehrungsgrad abhängig. Bis zum Auftreten des ersten Risses setzt sich die Steifigkeit aus derjenigen des ungerissenen Betons und des Stahls zusammen. Danach nimmt die

Steifigkeit ab. Sie nähert sich dabei bis zum Ausbilden des endgültigen Rissbildes immer mehr der reinen Stahlsteifigkeit an (Bild 5-5).

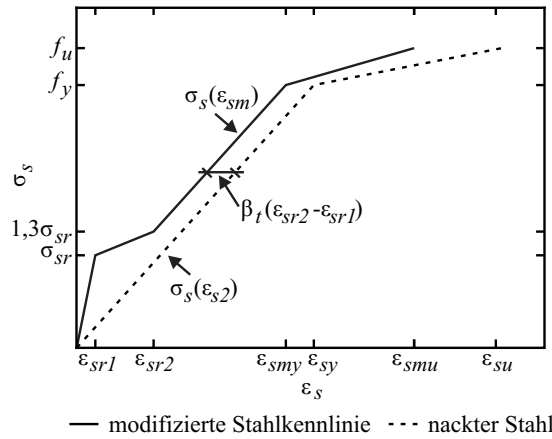


Bild 5-5: Modifizierte Spannungs-Dehnungs-Linie für Betonstahl zur Berücksichtigung der Mitwirkung des Betons auf Zug zwischen den Rissen (aus [26])

$$\epsilon_{sm} = \epsilon_{s1} \quad \text{für } 0 < \sigma_s \leq \sigma_{sr} \quad (5-5)$$

$$\epsilon_{sm} = \epsilon_{s2} \cdot \frac{\beta_t \cdot (\sigma_s - \sigma_{sr}) + (1,3 \cdot \sigma_{sr} - \sigma_s)}{0,3 \cdot \sigma_{sr}} \cdot (\epsilon_{sr2} - \epsilon_{sr1}) \quad \text{für } \sigma_{sr} < \sigma_s \leq 1,3 \cdot \sigma_{sr} \quad (5-6)$$

$$\epsilon_{sm} = \epsilon_{s2} - \beta_t \cdot (\epsilon_{sr2} - \epsilon_{sr1}) \quad \text{für } 1,3 \cdot \sigma_{sr} < \sigma_s \leq f_y \quad (5-7)$$

$$\epsilon_{sm} = \epsilon_{sy} - \beta_t \cdot (\epsilon_{sr2} - \epsilon_{sr1}) + \delta_d \cdot \left(1 - \frac{\sigma_{sr}}{f_y}\right) \cdot (\epsilon_{s2} - \epsilon_{sy}) \quad \text{für } f_y < \sigma_s \leq f_t \quad (5-8)$$

Mit:

- ϵ_{sm} – mittlere Stahldehnung
- ϵ_{s2} – Stahldehnung im gerissenen Zustand im Riss
- ϵ_{sr1} – Stahldehnung im ungerissenen Zustand unter Risschnittgrößen bei Erreichen von f_{ctm}
- ϵ_{sr2} – Stahldehnung im Riss unter Risschnittgrößen
- β_t – Beiwert zur Berücksichtigung des Einflusses der Belastungsdauer oder einer wiederholten Belastung auf die mittlere Stahldehnung
= 0,40 für kurzzeitige Belastungen und 0,25 für andauernde Last oder für häufige Lastwechsel
- σ_s – Spannung in der Zugbewehrung, die auf der Grundlage eines gerissenen Querschnitts berechnet wird (Spannung im Riss)
- σ_{sr} – Spannung in der Zugbewehrung, die auf der Grundlage eines gerissenen Querschnitts für eine Einwirkungskombination berechnet wird, die zur Erstrissbildung führt

δ_d – Beiwert zur Berücksichtigung der Duktilität der Bewehrung
= 0,8 für hochduktilen Stahl und 0,6 für normalduktilen Stahl

5.2.4 Versuchsnachrechnungen

Für nichtlineare Berechnungen wird in dieser Arbeit das Konzept der verschmierten Riss- sowie Bewehrungsmodellierung verwendet, die Mitwirkung des Betons auf Zug zwischen den Rissen wird über die Modifizierung der Stahlkennlinie berücksichtigt. Mithilfe der folgenden Versuchsnachrechnungen wird überprüft, inwieweit die verwendeten Ansätze anwendbar sind. Zu diesem Zweck werden die an der ETH Zürich durchgeführten Versuche an Stahlbetonzugscheiben und Stahlbetonplatten aus [2] nachgerechnet. Detaillierte Auswertungen der Versuchsnachrechnungen sind im Anhang A dargestellt.

Im Folgenden wird auf die Ermittlung der Werkstoffparameter von Stahlbeton eingegangen, die für die Bestimmung der Schnittgrößen und der Verformungen unter Beachtung des nichtlinearen Werkstoffverhaltens notwendig sind. Die Nichtlinearität des Stahlbetons tritt hauptsächlich bei der Rissbildung infolge des Erreichens der Zugfestigkeit an einer Stelle oder in einer Faser auf. Dieser Vorgang der Rissbildung mindert die Steifigkeit des Systems und verursacht dadurch bei statisch unbestimmten Systemen eine Umlagerung der Schnittgrößen.

In [102] wird gezeigt, dass bei bewehrten Zug- oder Biegekörpern die Rissbildung bei einer geringeren Zugspannung auftritt, als die bei unbewehrten Zugproben ermittelte Zugfestigkeit es vermuten ließe. Der Beginn des Rissbildungsprozesses bei der niedrigeren Zugfestigkeit wird damit begründet, dass der Beton bewehrter Zugkörper durch Schwindbeanspruchung vorbelastet ist und somit nur noch eine geringe Zugspannung aufnehmbar ist. Die Restzugfestigkeit beträgt nur noch ca. 50-80% der zentrischen Zugfestigkeit eines unbewehrten Betonelementes und ist vom Bewehrungsgrad abhängig. Vergleichbare Annahmen wurden auch in [39] und [74] getroffen. Je höher der Bewehrungsgrad, umso geringer ist die Restzugfestigkeit des bewehrten Betonelementes. Bei der folgenden Kalibrierung der Eingabeparameter für Beton werden entsprechend [2] Zug- sowie Biegeversuche nachgerechnet. Die Versuchskörper werden mit FE-Schalenelementen abgebildet. Die Werkstoffkennwerte des Bewehrungsstahls müssen nicht angepasst werden und werden entsprechend ihrer Mittelwerte vorgegeben, die in Versuchen ermittelt wurden. Die Modifizierung des Stahlverhaltens wird programmintern durch die verwendete Software von SOFiSTiK AG [90] nach Bild 5-5 und den Gleichungen (5-5) bis (5-8) durchgeführt. Die

Geometrie der Versuchskörper sowie eine tabellarische Darstellung der zu jedem Versuch dazugehörenden Werkstoffkennwerte sind in Anhang A dargestellt.

Bild 5-6 zeigt das Kraft-Verlängerungs-Diagramm des Zugversuchs Z1 sowie das Resultat der Nachrechnung. Es handelt sich um eine zentrisch gezogene Stahlbetonscheibe mit einer Abmessung von 3 m x 1 m und einer Dicke von 22 cm. Die Länge, über die die Dehnung gemessen wurde, beträgt 1,8 m. Die Nachrechnung des Versuchs zeigt, dass die Rissbildung des Versuchskörpers bereits bei 50% der zentrischen Zugfestigkeit einer unbewehrten Betonprobe einsetzt. Des Weiteren geht aus der Abbildung hervor, dass die oben beschriebenen Ansätze zur numerischen Erfassung des Tragverhaltens von Stahlbeton unter Zugbeanspruchung sehr gute Ergebnisse liefern.

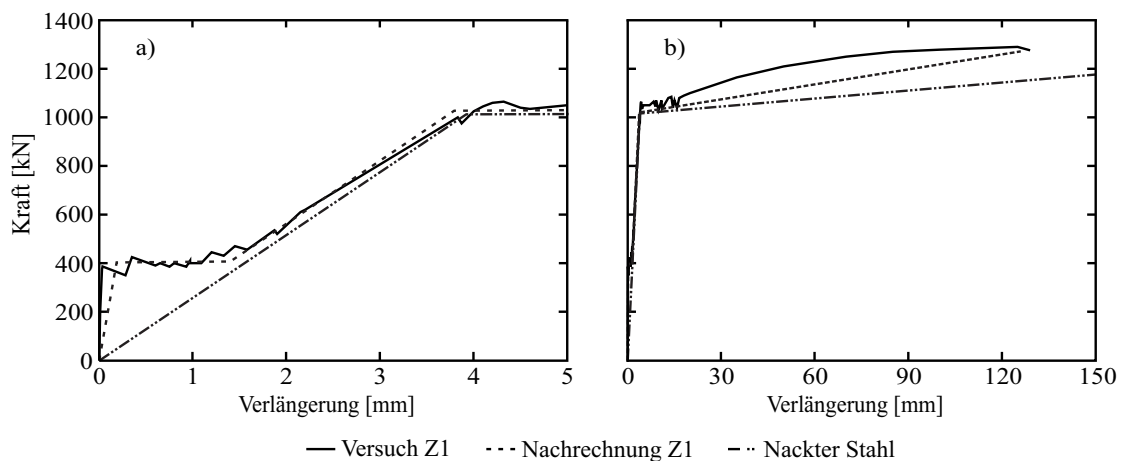


Bild 5-6: Kraft-Verlängerungs-Diagramme des Zugversuchs Z1 aus [2] sowie Nachrechnung: a) detailliert bis zum Stahlfließen und b) gesamter Verlauf

In Bild 5-7 sind die Kraft-Durchbiegungs-Diagramme einer zweifeldrigen Stahlbetonplatte dargestellt (Versuch ZP1) [2]. Bild 5-7 a) zeigt die gesamte Versuchskurve sowie die Ergebnisse der Nachrechnung, während Bild 5-7 b) vergrößert den Bereich darstellt, in dem die Risse entstehen: bei der mittleren Kraft von ca. 5 kN bei der Mittelstütze und bei etwa 15 kN im Feldbereich. Aus der Nachrechnung der Biegeversuche folgt, dass die Rissbildung bei einer Zugspannung von ca. 80% der zentrischen Zugfestigkeit in der äußeren Faser der Platte beginnt.

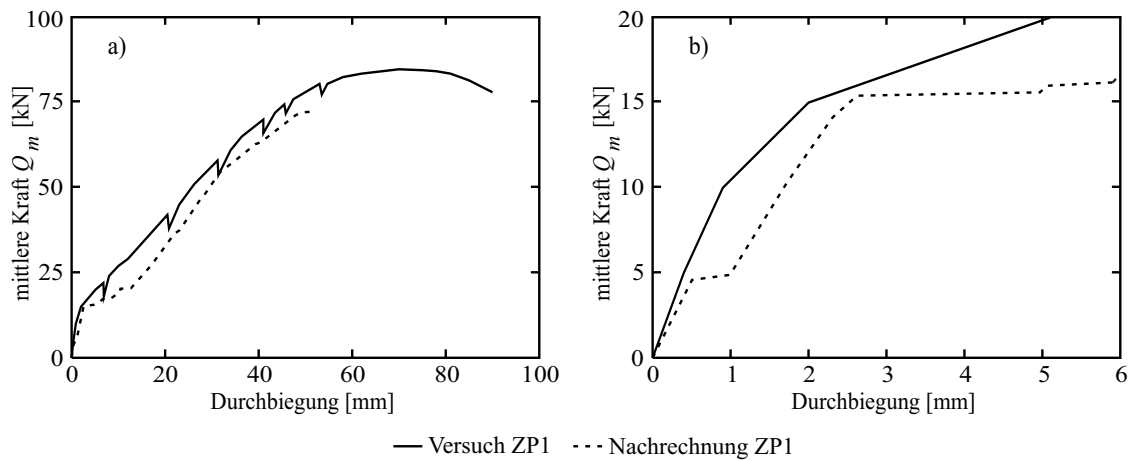


Bild 5-7: Kraft-Durchbiegungs-Diagramm einer zweifeldrigen Stahlbetonplatte aus [2] sowie Nachrechnung:
a) gesamtes Diagramm und b) Ausschnitt im Bereich der Rissbildung

Des Weiteren wird ein an der Hochschule Luzern durchgeführter Ermüdungsversuch nachgerechnet [97] (Bild 5-8). Für die Nachrechnung wird nur die erste Laststufe des Versuchs betrachtet. Dabei ist es möglich die berechneten Rissrichtungen mit den im Versuch dokumentierten zu vergleichen, um dadurch die Resultate aus zweiachsiger Beanspruchung dem real auftretenden Rissbild gegenüber zu stellen (Bild 5-9). Es lässt sich feststellen, dass das berechnete Rissbild sowie die Verformungen gut übereinstimmen.

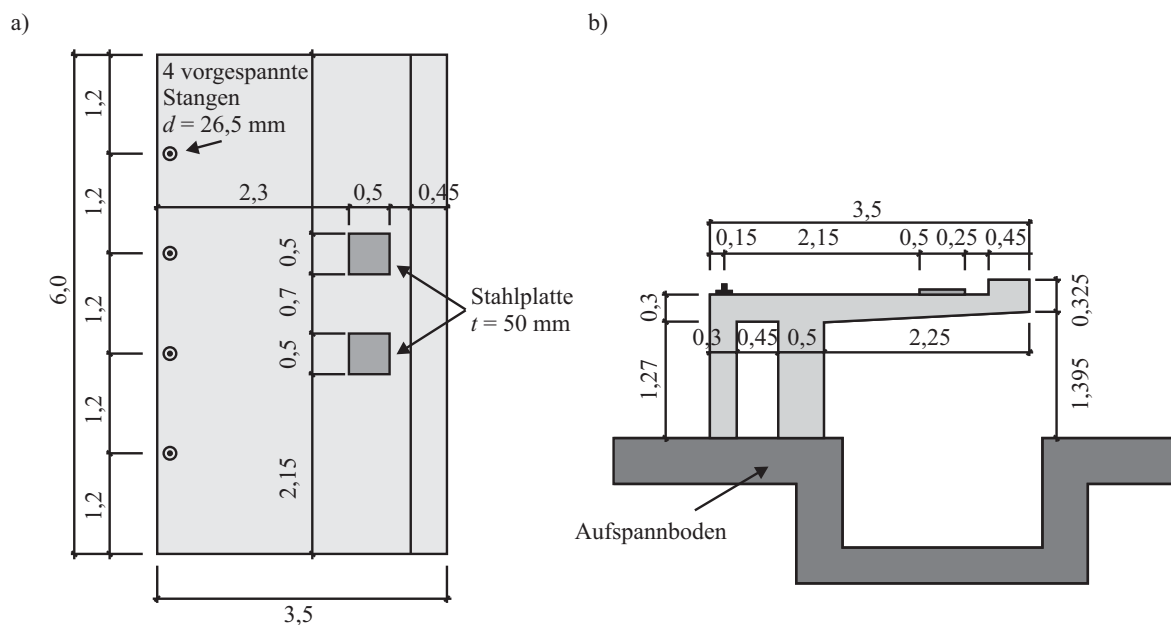


Bild 5-8: Versuchskörpergeometrie des Ermüdungsversuchs mit Abmessungen in [m]; a) Draufsicht und b) Seitenansicht (aus [97])

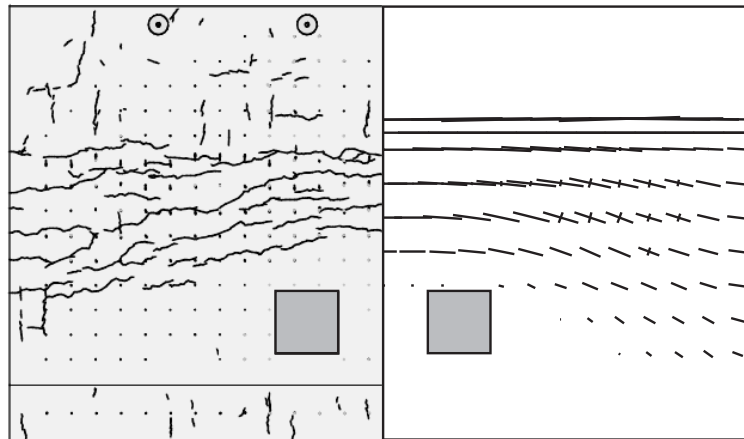


Bild 5-9: Vergleich des Rissbildes auf der Plattenoberseite nach der ersten Laststufe [97]; links: aufgenommenes Rissbild am Versuchskörper; rechts: berechnete Rissrichtungen

Die Versuchsnachrechnungen zeigen auf, dass die Annahme der zentrischen Zugfestigkeit des unbewehrten Betons in rechnerischen Überprüfungen oder Bemessungen das tatsächliche Verhalten überschätzt; der Beton eines bewehrten Bauteils wird bereits durch Schwindeinwirkungen auf Zug beansprucht, sodass eine reduzierte Festigkeit in Rechnung gestellt werden muss. Des Weiteren wird deutlich, dass sowohl einaxiale als auch zweiachiale Beanspruchungen behandelt werden können, und somit die Anwendung des gewählten FE-Programms der SOFiSTiK AG [90] für die in dieser Arbeit untersuchten Fälle gerechtfertigt ist.

5.2.5 Zusammenfassung

Im vorliegenden Abschnitt wird dargestellt, wie die Werkstoffeigenschaften von Stahlbeton im Rahmen der Finiten Elemente Methode erfasst werden können. Versuchsnachrechnungen verifizieren die beschriebenen Ansätze. Versuchsnachrechnungen zeigen auf, dass bei der Angabe der Betonzugfestigkeit in numerischen Berechnungen nicht von der zentrischen Zugfestigkeit des Betons ausgegangen werden darf, da dadurch die Last bei der Erstrissbildung überschätzt würde. Eine Abminderung der Zugfestigkeit auf rund 50% der zentrischen Zugfestigkeit ist ausreichend genau.

5.3 Nichtlineare Finite Elemente Analyse

5.3.1 Brückenmodelle aus Finiten Elementen

Für die Modellierung der Brücken wird im Rahmen dieser Arbeit das Softwarepaket der Firma SOFiSTiK AG verwendet [90]. Es werden wie in Kapitel 4 die gleichen Brückengeometrien betrachtet: zweifeldrig mit einer Spannweite von 60 m je Feld. Die Querschnitte entsprechen Bild 4-4 und Tabelle 4-1. Die räumlichen Modelle bestehen aus Schalenelementen. Für die Elementgröße wird eine Kantenlänge von ca. 50 cm gewählt. Der Einfluss der Elementgröße auf die Ergebnisse wurde vorgängig in einer Parameterstudie in [80] untersucht, wobei sich der gewählte Elementierungsgrad als ausreichend genau herausstellte.

Bei den verwendeten Schalenelementen handelt es sich um vier-knotige Elemente mit der Annahme des Ebenbleibens des Querschnitts über die Elementdicke und einem linearen Verschiebungsansatz bezüglich der Scheibenebene (Bild 5-10 und Gleichungen (5-9) bis (5-11)). Die Dehnungen, die auf Grundlage des linearen Verschiebungsansatzes ermittelt werden, erhält man durch Differenzieren der Verschiebungen. Demnach sind die Dehnungen und auch die Spannungen in einem Element konstant, da pro Verschiebungsinkrement eine lineare Elementsteifigkeit angenommen wird.

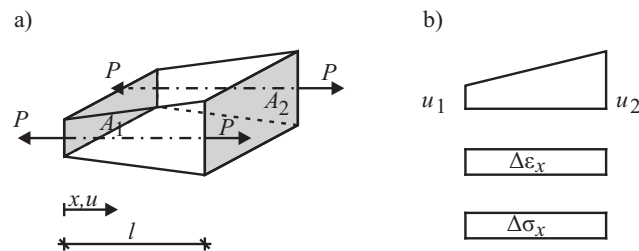


Bild 5-10: a) Schalenelement mit veränderlicher Fläche, b) lineare Ansatzfunktion der Verschiebung und daraus abgeleitete Dehnungen und Spannungen

$$u(x) = u_1 + \frac{x}{l} \cdot (u_2 - u_1) \quad (5-9)$$

$$\Delta \epsilon_x = \frac{\partial u}{\partial x} = \frac{1}{l} \cdot (u_2 - u_1) \quad (5-10)$$

$$\Delta \sigma_x = E \cdot \Delta \epsilon_x = \frac{E}{l} \cdot (u_2 - u_1) \quad (5-11)$$

Mit:

- l – Elementlänge
- u – Verschiebung

Die größtmögliche Genauigkeit der Ergebnisse wird mit quadratischen Elementen erzielt; das Verhältnis zwischen der Dicke der Elemente und den Abmessungen beeinflusst die Ergebnisse nur wenig [90] (Bild 5-11). Der Elementansatz basiert auf der Mindlinschen Plattentheorie in der von Hughes [49], Tessler [95] und Crisfield [22] beschriebenen FE-Implementierung mit einer Erweiterung eines nichtkonformen Ansatzes nach [94]. Beim nichtkonformen Ansatz handelt es sich um die Einführung eines zusätzlichen Knotens respektive eines Verschiebungsgrades in der Mitte des Elements, wobei dieser zusätzliche Knoten mit keinem anderen Element verbunden ist. Hiermit lassen sich Biegezustände exakter erfassen (Bild 5-12).

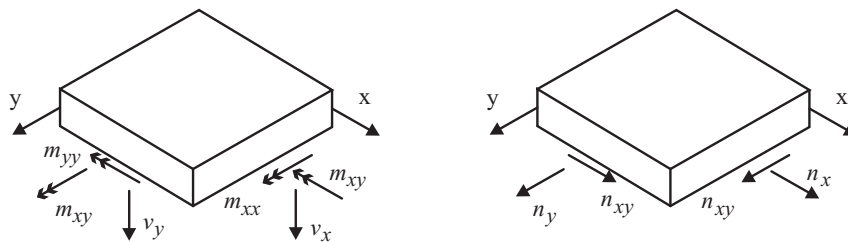


Bild 5-11: Schalenelement mit Schnittgrößen (aus [90])

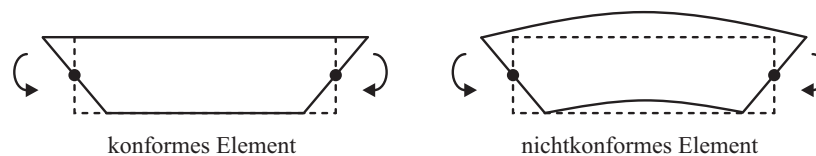


Bild 5-12: Konformes und nichtkonformes Element

Bei der Plattentheorie nach Mindlin [68] handelt es sich um eine Formulierung der Schnittgrößenermittlung in orthotropen Platten mit Berücksichtigung der Querverformungen. Die Mindlinsche Plattentheorie basiert auf der Annahme, dass Punkte, die sich ursprünglich auf einer Normalen zur unverformten Mittelfläche befinden, während der Deformation auf einer Geraden bleiben. Diese Gerade ist nicht notwendigerweise normal zur deformierten Mittelfläche, wie dies in der Kirchhoffschen Plattentheorie angenommen wird [103].

Bei den in dieser Arbeit betrachteten Brücken, handelt es sich grundsätzlich um in Längsrichtung vorgespannte Tragwerke. Da aus den Ergebnissen Rückschlüsse auf ältere

Brücken gemacht werden, werden im Verbund liegende, in den Stegen parabolisch verlaufende, Spannglieder angenommen. Für die Analysen wird die Wirkung der Vorspannung als äußere Last auf das FE-System aufgebracht, wobei alle Spannglieder als je ein Strang idealisiert werden. Anhand dieser Annahme werden die Umlenklasten aus der Vorspannung bestimmt. Daraus folgt, dass bei einer Beanspruchung des Tragwerks mögliche Spannungszunahmen in den Spanngliedern nicht erfasst werden. Aus diesem Grund werden den Finiten Elementen, die von einem Spannglied durchquert werden, zusätzliche Bewehrungsflächen zugewiesen. Diese zusätzlichen Bewehrungsflächen nehmen in der Folge die den Spannungserhöhungen im Spannstahlquerschnitt entsprechenden Kräfte auf (Gleichung (5-12)).

$$\Delta\sigma_p = \frac{\Delta F_p}{A_p} \quad (5-12)$$

Mit:

$\Delta\sigma_p$ – Spannungszunahme im Spannstahl

ΔF_p – Zunahme der Zugkraft im Spannstahl infolge $\Delta\sigma_p$

A_p – Spannstahlfläche

Bei der Modellierung der Vorspannlasten werden in den Stegen vertikale Umlenklasten als Linienlasten sowie horizontale und vertikalen Anteile der Ankerkräfte an den Brückenenden als Punktlasten angesetzt. Während die linienartige Belastung der Stege für die FEM unkritisch ist, stellt die konzentrierte Lasteinleitung an den Verankerungsstellen durch die hohen Einzellasten eine Singularität dar. Dementsprechend werden die Schalenelemente an diesen Stellen mit einer vergrößerten Steifigkeit sowie einem linear elastischen Werkstoffverhalten modelliert, um ein vorzeitiges Versagen der hoch belasteten Elemente auszuschließen.

5.3.2 Schnittgrößen, Iterationen und Lastgeschichte

Bei der nichtlinearen Berechnung werden Plattenschnittgrößen anhand von Krümmungen (Gleichungen (5-13) bis (5-15)) und Scherwinkeln (Gleichungen (5-16) bis (5-18) und Bild 5-13) und Scheibenschnittgrößen anhand von Verzerrungen (Gleichungen (5-19) bis (5-21) und Bild 5-14) der Finiten Elemente ermittelt (Bild 5-10). Dabei ist es notwendig, die Steifigkeiten der Elemente für jeden Beanspruchungszustand zu ermitteln, um die inneren

Kräfte bestimmen zu können (Gleichungen (5-22) und (5-23)). Die ermittelten Steifigkeiten müssen so lange angepasst werden, bis die Differenzen zwischen inneren und äußeren Kräften verschwinden oder einen bestimmten Grenzwert nicht mehr überschreiten (Gleichung (5-24)) [5], [105].

$$\underline{m} = \underline{D}_B \cdot \underline{\kappa} \quad (5-13)$$

$$\underline{m} = \begin{pmatrix} m_x \\ m_y \\ m_{xy} \end{pmatrix}; \quad \underline{D}_B = \frac{Eh^3}{12(1+\mu^2)} \begin{pmatrix} 1 & \mu & 0 \\ \mu & 1 & 0 \\ 0 & 0 & \frac{1-\mu}{2} \end{pmatrix}; \quad \underline{\kappa} = \begin{pmatrix} \kappa_x \\ \kappa_y \\ \kappa_{xy} \end{pmatrix} \quad (5-14)$$

$$\kappa_x = \frac{\partial \varphi_x}{\partial x}; \quad \kappa_y = \frac{\partial \varphi_y}{\partial y}; \quad \kappa_{xy} = \frac{\partial \varphi_x}{\partial x} + \frac{\partial \varphi_y}{\partial y} \quad (5-15)$$

$$\underline{v} = \underline{D}_Q \cdot \underline{\gamma} \quad (5-16)$$

$$\underline{v} = \begin{pmatrix} v_x \\ v_y \end{pmatrix}; \quad \underline{D}_Q = \frac{5Eh}{12(1+\mu)} \begin{pmatrix} 1 & 0 \\ 0 & 1 \end{pmatrix}; \quad \underline{\gamma} = \begin{pmatrix} \gamma_{xz} \\ \gamma_{yz} \end{pmatrix} \quad (5-17)$$

$$\gamma_{xz} = \varphi_x + \frac{\partial w}{\partial x}; \quad \gamma_{yz} = \varphi_y + \frac{\partial w}{\partial y} \quad (5-18)$$

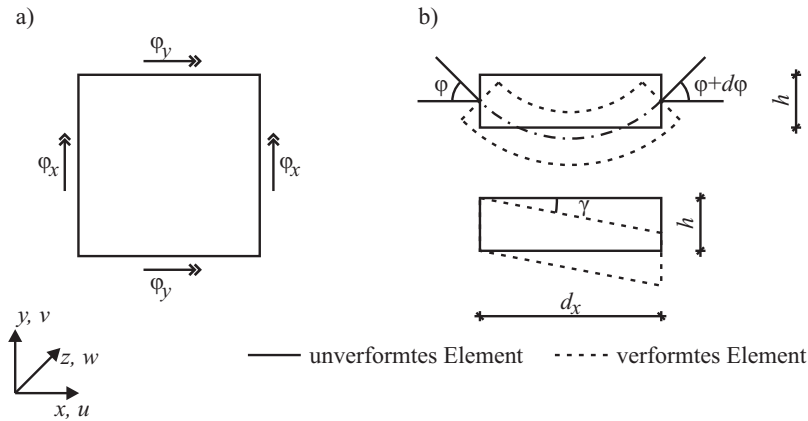


Bild 5-13: a) Allgemeine Verdrehungen und b) inkrementelle Verdrehungen und Scherwinkel am Plattenelement (aus [103])

$$\underline{\sigma} = \underline{D} \cdot \underline{\varepsilon} \quad (5-19)$$

$$\underline{\sigma} = \begin{pmatrix} \sigma_x \\ \sigma_y \\ \tau_{xy} \end{pmatrix}; \quad \underline{D} = \frac{E}{1-\mu^2} \begin{pmatrix} 1 & \mu & 0 \\ \mu & 1 & 0 \\ 0 & 0 & \frac{1-\mu}{2} \end{pmatrix}; \quad \underline{\varepsilon} = \begin{pmatrix} \varepsilon_x \\ \varepsilon_y \\ \gamma_{xy} \end{pmatrix} \quad (5-20)$$

$$\varepsilon_x = \frac{\partial u}{\partial x}; \quad \varepsilon_y = \frac{\partial v}{\partial y}; \quad \gamma_{xy} = \frac{\partial u}{\partial x} + \frac{\partial v}{\partial y} \quad (5-21)$$

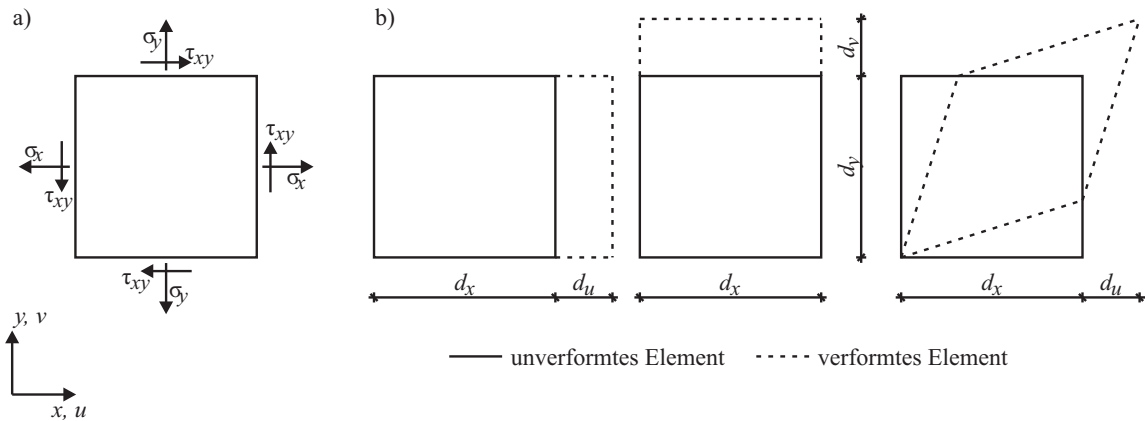


Bild 5-14: a) Spannungen und b) Verzerrungen am Scheibenelement (aus [103])

$$EI = \frac{M}{\kappa} = D_B \quad (5-22)$$

$$P_i = D(u) \cdot u \quad (5-23)$$

$$P_i = P_a \quad (5-24)$$

Mit:

- D – Steifigkeit in Scheibenrichtung
- D_B – Steifigkeit senkrecht zur Scheibenrichtung für Biegung (EI)
- D_Q – Steifigkeit senkrecht zur Scheibenrichtung für Querkraft
- κ – Krümmung
- M – Biegemoment
- $P_{i,a}$ – innere respektive äußere Kraft

In dem Softwarepaket der SOFiSTiK AG wird beim Iterieren das modifizierte Newton-Raphson-Verfahren angewendet. Beim ursprünglichen Newton-Raphson-Verfahren wird die Elementsteifigkeit mithilfe des Sekanten-Verfahrens und der Beziehung nach Gleichung (5-22) für jeden Iterationsschritt n neu bestimmt. Daraus lässt sich die Steifigkeitsmatrix für das gesamte System ermitteln. Bei der Bestimmung der inneren Kräfte wird für jeden neuen Iterationsschritt n die Steifigkeitsmatrix aus dem vorangegangenen Schritt $n-1$ verwendet, und danach die neue Gesamtsteifigkeit bestimmt (Gleichung (5-25) und Bild 5-15). Das Iterationsverfahren konvergiert dadurch sehr schnell, führt aber im Bereich der Traglast beziehungsweise bei geringer Neigung der Steifigkeitsgeraden zu Konvergenzproblemen [90], [3].

$$F_i = D_n(u) \cdot u_{n+1} \quad (5-25)$$

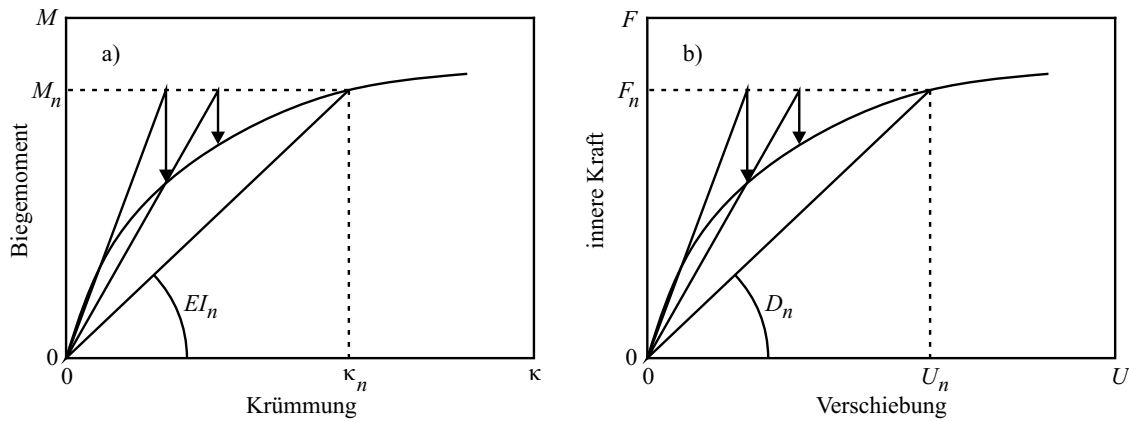


Bild 5-15: Newton-Raphson-Verfahren: a) Sekanten-Verfahren zur Ermittlung der Elementsteifigkeit; b) Verfahren bei der Ermittlung der inneren Kräfte

Beim modifizierten Newton-Raphson-Verfahren werden die Element- und Systemsteifigkeit nicht bei jedem neuen Iterationsschritt neu ermittelt, sondern die Berechnung erfolgt mit der Anfangssteifigkeit zu der während der Berechnung infolge Steifigkeitsänderungen nichtlineare Krümmungsanteile addiert werden (Gleichung (5-26)). In weiteren Rechenschritten werden die inneren Kräfte mithilfe der nichtlinearen Steifigkeitsanteile der Gesamtsteifigkeit bestimmt (Gleichung (5-27) sowie Bild 5-16). Bei dem modifizierten Newton-Raphson-Verfahren wird die Gesamtsteifigkeitsmatrix D_0 nur zu Beginn aufgestellt, und sie bleibt somit stets positiv definit, wodurch Rechenzeit eingespart wird. Gleichzeitig sind aber mehr Iterationen aufgrund des nichtlinearen Anteils notwendig, sodass insgesamt keine nennenswerten Einsparungen der Rechenzeit entstehen. Die Geschwindigkeit des Verfahrens wird durch einen Beschleunigungsalgorithmus nach Crisfield [21] erhöht, bei dem die neuen Verschiebungsinkremente in Abhängigkeit von den vorhergehenden abgeschätzt werden. Der Vorteil des Verfahrens ist, dass im Bereich der Traglast die Iterationen gut konvergieren und dadurch sehr stabil sind [90]. Aus diesem Grund wird dieses Verfahren in vielen FE-Programmen verwendet.

$$\kappa_{nl} = \kappa - \frac{M}{EI_0} \quad (5-26)$$

$$D_0 \cdot u_{n+1} = P - D_{nl,n}(u_n) \cdot u_n \quad (5-27)$$

Mit:

κ_{nl} – nichtlinearer Anteil der gesamten Krümmung

EI_0 – Anfangsbiegesteifigkeit

D_0 – Anfangssystemsteifigkeit

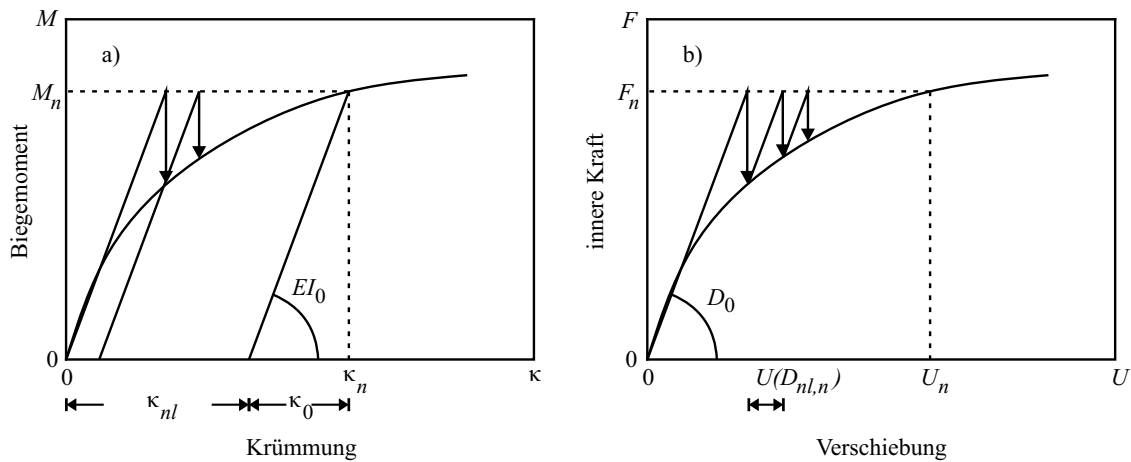


Bild 5-16: Modifiziertes Newton-Raphson-Verfahren: a) Sekanten-Verfahren zur Ermittlung der Elementsteifigkeit; b) Verfahren bei der Ermittlung der inneren Kräfte

Da bei nichtlinearen Berechnungen das Superpositionsprinzip für die Schnittgrößen und Verformungen nicht mehr gültig ist, wird bei allen folgenden Untersuchungen die gleiche Lastgeschichte verwendet. Die Belastungsreihenfolge ist: 1. Eigengewicht mit Vorspannung, 2. Nebenspurlasten, 3. Hauptspurlasten, 4. Achslasten. Die verwendeten Laststellungen orientieren sich an den tatsächlich möglichen und plausiblen Laststellungen auf den Brücken. Dies bedeutet, dass Hauptspurlasten und Achslasten ihre größte Exzentrizität erreichen, wenn sie direkt an Fahrbahnkappen angrenzen.

Bei Traglastiterationen werden die entsprechenden Lasten oder Lastgruppen inkrementell aufgebracht und gesteigert. Infolge Rissbildung oder Überschreitung der Fließgrenze des Bewehrungsstahls ändert sich die Steifigkeit des Systems, sodass in numerischen Berechnungen für jedes Lastinkrement die Steifigkeit neu angepasst wird (Gleichung (5-27)). Mit der neuen Steifigkeit werden dann Spannungen infolge der bereits aufgebrachten Lasten mit dem neuen Lastinkrement neu bestimmt. Dies kann dazu führen, dass infolge der neuen Steifigkeit lokal eine geringere Steifigkeit vorliegt, wodurch an dieser Stelle geringere Spannungen bestimmt werden. Dadurch ändert sich lokal der Lastpfad, und die Beanspruchungen teilen sich entsprechend der neu vorliegenden Steifigkeiten auf. Bei der Integration dieser bereichsweise geringeren Spannungen ergeben sich somit an dieser Stelle geringere Schnittgrößen, als eine proportionale Zunahme im linear elastischen Fall es erwarten ließe.

5.3.3 Vorgängige Bewehrungsermittlung für die Brückenmodelle

Bei der rechnerischen Überprüfung von Brücken ist für die Erfassung der Rissbildung sowie des gerissenen Zustandes des Betons die Kenntnis über die eingelegte Bewehrung notwendig. Da aus den hier gewonnenen Ergebnissen Rückschlüsse auf ältere Brücken gemacht werden, ist es zweckmäßig die untersuchten Systeme mit den gleichen Verfahren zu bemessen, die in ihrer Herstellungszeit üblich waren. In Längsrichtung werden die Brückensysteme anhand der Stabstatik und in Querrichtung mithilfe von Homberg-Tafeln [48] bemessen. Wie bereits in Kapitel 4 behandelt werden zweifeldrige Systeme mit einer Spannweite von 60 m je Feld und den Querschnitten nach Bild 4-4 betrachtet.

Für Lasten werden vereinfacht nur das Eigengewicht und die Verkehrslasten angenommen. Die Vorspannung wird so ausgelegt, dass die Umlenkkräfte das Eigengewicht zu 100% und die gleichmäßig verteilten Verkehrslasten zu 30% kompensieren. Bei der Vorbemessung und rechnerischen Überprüfung gelten die Lastannahmen des DIN FB 101 [35], die Vorbemessung wird nach DIN 1045-1 [30] durchgeführt. Die sich aus diesen Lastannahmen ergebenden Bewehrungsmengen für einen einzelligen Querschnitt können Tabelle 5-1 sowie Tabelle 5-2 entnommen werden, wobei anzumerken ist, dass durch den gewählten Vorspanngrad in den meisten Fällen die Mindestbewehrung maßgebend ist. Bei der Ermittlung der Bügelbewehrung in den Stegen wurde vereinfachend eine Druckstrebenneigung von 45° gewählt. Die Bewehrungsmengen für zwei- sowie dreizellige Querschnitte sind dem Anhang B beigelegt.

Tabelle 5-1: Bewehrungsmengen im Feldbereich im einzelligen Querschnitt

Bauteil	längs				quer			
	oben		unten		oben		unten	
	d_s	$a_{s,ges} / m$	d_s	$a_{s,ges} / m$	d_s	$a_{s,ges} / m$	d_s	$a_{s,ges} / m$
Kragplatte	14	6,2	14	6,2	20	22,4	14	6,2
Fahrbahnplatte	14	6,2	14	6,2	28	37,1	20	18,9
Bodenplatte	20	16,1	20	16,1	14	6,2	14	6,2
	vertikal				horizontal			
Steg	20	17,0	20	17,0	14	6,2	14	6,2

Tabelle 5-2: Bewehrungsmengen im Stützbereich im einzelligen Querschnitt

Bauteil	längs				quer			
	oben		unten		oben		unten	
	d_s	$a_{s,ges} / \text{m}$	d_s	$a_{s,ges} / \text{m}$	d_s	$a_{s,ges} / \text{m}$	d_s	$a_{s,ges} / \text{m}$
Kragplatte	20	16,1	20	16,1	20	22,4	14	6,2
Fahrbahnplatte	20	16,1	20	16,1	28	37,1	20	18,9
Bodenplatte	14	6,2	14	6,2	14	16,1	14	6,2
	vertikal				horizontal			
Steg	28	30,8	28	30,8	14	6,2	14	6,2

5.4 Lastausbreitung in Platten bei Einzellasten

In Abschnitt 4.3 werden Ansätze zur Ermittlung der Lastausbreitung bei Einzellasten mit dem Ansatz linear elastischen Werkstoffverhaltens vorgestellt. Nachfolgend wird aufgezeigt, dass bei nichtlinearen Berechnungen die mitwirkende Plattenbreite nahezu gleich ist.

Bild 5-17 zeigt den Vergleich der Querkkräfte in der Kragplatte im Nachweisschnitt am Anschnitt zum Steg infolge einer Einzellast auf dem Bemessungsniveau ($1,5 \cdot 120$ kN) am Rand der Kragplatte in Feldmitte eines der Felder. Es wird deutlich, dass mit linear elastischem und nichtlinearem Werkstoffverhalten nahezu die gleichen Querkraftverläufe ermittelt werden. Hierbei ist zu beachten, dass neben der Einzellast auch das Eigengewicht sowie die Längsvorspannung auf dem Bemessungsniveau auf das Brückensystem einwirken. Aus dem Verlauf der Querkkräfte geht hervor, dass die Rissbildung im Bereich des Stegs infolge Querbiegung auf die Lastausbreitung respektive die mitwirkende Plattenbreite nahezu keinen Einfluss hat.

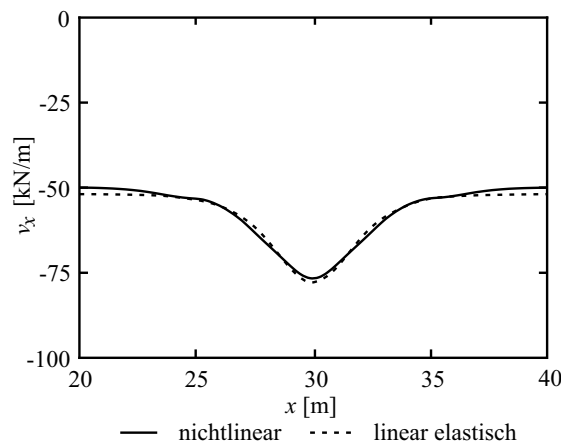


Bild 5-17: Querkraftverläufe v_x in der Kragplatte im Anschnitt zum Steg infolge einer Einzellast $P = 1,5 \cdot 120$ kN in Feldmitte inklusive der Querkkräfte aus Eigengewicht und Längsvorspannung

Unter Verwendung einer Traglastanalyse kann ermittelt werden, dass bei kontinuierlicher Laststeigerung einer Einzellast die maximale Querkraftbeanspruchung respektive die Verteilung der Querkraft über die mitwirkende Plattenbreite von der Biegetragfähigkeit der Biegebewehrung über dem Steg sowie der unteren Längsbewehrung unterhalb der Last begrenzt wird (Bild 5-18). Die Querschnittsfläche der Biegebewehrung und damit einhergehend das aufnehmbare Biegemoment kann zum begrenzenden Faktor für die maximale Last werden, wenn die Bewehrungsfläche beispielsweise durch Korrosion reduziert

wird. Aus Bild 5-18 geht des Weiteren hervor, dass ein Versagen der Biegebewehrung bei nahezu gleichem Lasterhöhungsfaktor f_p im Bereich der Auflagerachse der Mittelstütze sowie im Feldbereich eintritt. Auffällig ist, dass sich die Querkkräfte trotz gleicher Belastung in ihrer Größe unterscheiden: Im Feldbereich sind sie im Versagenszustand kleiner als im Bereich der Mittelstütze. Wie in Kapitel 4.3.3 erläutert, liegt es an unterschiedlichen mitwirkenden Plattenbreiten für Querkkräfte in diesen Bereichen. Werden die Versagenskriterien (Biege- oder Querkraftversagen) für die beiden Brückenbereiche verglichen, kann festgestellt werden, dass trotz gleicher Querschnittsgeometrie bei einer rechnerischen Überprüfung eines Querschnitts verschiedene Kriterien maßgebend werden können. Während im Feldbereich die Tragfähigkeit des Querschnitts durch das maximal aufnehmbare Biegemoment begrenzt wird, wird die Tragfähigkeit des Querschnitts im Bereich der Querscheiben durch dessen Querkraftwiderstand limitiert.

Da im verwendeten FE-Programm kein Abbruchkriterium für Schubspannungen respektive Querkkräfte vorhanden ist, gilt es die berechneten Querkkräfte stets zu überprüfen. Es ist zu untersuchen, ob diese Querkkräfte vom Querschnitt aufgenommen werden können. Beispielsweise kann der Bemessungswert der maximal aufnehmbaren Querkraft nach MC 2010 [20] (Level I, Gleichung (5-28)) bestimmt werden. Beim Vergleich von Widerständen mit Einwirkungen aus nichtlinearen Berechnungen sind die Widerstände anhand von Mittelwerten der Materialeigenschaften zu ermitteln (Gleichung (5-30)), da auch die Einwirkungen anhand von Mittelwerten der Materialeigenschaften bestimmt werden. Das Bruchverhalten infolge von Querkkräften in Platten kann in der FEM nur unter Verwendung von Volumenelementen erfasst werden. Entsprechende Ansätze zur räumlichen Modellierung mit Volumenelementen werden in [60] vorgestellt.

$$V_{Rd,c} = k_v \frac{\sqrt{f_{ck}}}{\gamma_c} z \cdot b_w \quad (5-28)$$

$$k_v = \frac{180}{1000 + 1,25z} \quad z \text{ in [mm]} \quad (5-29)$$

$$V_{Rm,c} = k_v \cdot \sqrt{f_{cm}} \cdot z \cdot b_w \quad (5-30)$$

Mit:

$V_{Rd,ct}$ – Bemessungswert des Querkraftwiderstands nach [30]

b_w – Querschnittsbreite

d – statische Nutzhöhe

- k_v – Beiwert zur Berücksichtigung der Bauteilhöhe
 z – innerer statischer Hebelarm

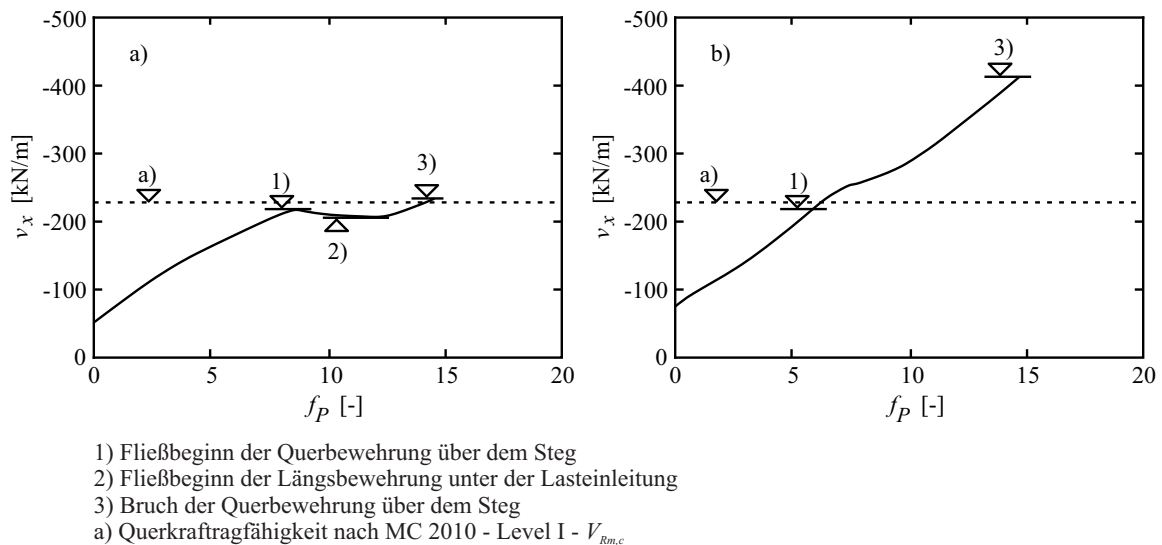


Bild 5-18: Querkräfte v_x in der Kragplatte im Anschnitt zum Steg infolge einer Einzellast $P = f_P \cdot 1,5 \cdot 120$ kN
 a) Feldmitte und b) in der Auflagerachse der Mittelstütze

Werden die Querkraftverläufe im Nachweisschnitt in der Kragplatte infolge einer Einzellast am Kragplattenrand betrachtet, fällt weiter auf, dass sich die mitwirkende Plattenbreite bei einer Steigerung der Beanspruchung der quer liegenden Biegebewehrung über dem Steg über die Fließgrenze hinaus nicht ändert; unabhängig davon wo die Einzellast aufgebracht ist (Bild 5-19 und Bild 5-20). Nach dem Erreichen der Fließgrenze der Querbewehrung verteilt die untenliegende Längsbewehrung die Querkräfte gleichmäßig auf die mitwirkende Plattenbreite, bis die Spannungen dieser Längsbewehrung die Zugfestigkeit erreicht. Im Feldbereich liegt ein geringer Längsbewehrungsgrad vor, sodass infolge des Fließens der Längsbewehrung die gesamte Querbewehrung im Bereich der mitwirkenden Plattenbreite zum Abtrag der Biegung aktiviert werden kann (Bild 5-19). Bei der Mittelstütze liegt aufgrund der Längsbiegung des Brückentragwerks ein größerer Längsbewehrungsgehalt vor, wodurch die Längsbewehrung bei der Laststeigerung ihre Fließgrenze nicht überschreitet. Dadurch wird nicht die gesamte Querbewehrung im Bereich der mitwirkenden Plattenbreite gleichmäßig über die Fließgrenze hinaus aktiviert; die Zugfestigkeit der Querbewehrung in der Achse der Last wird somit früher erreicht.

Aus der Traglastuntersuchung folgt, dass sich die mitwirkende Plattenbreite infolge des Bewehrungsfließens nicht ändert. Bei einer Beanspruchung der Querbewehrung über ihre

Fließgrenze hinaus ändert sich der Querkraftverlauf, der ursprünglich einer Normalverteilungskurve gleicht, hin zu einem nahezu konstanten Verlauf über die mitwirkende Plattenbreite. Die Traglastuntersuchung zeigt, wie sich Querkräfte verteilen, wenn die Querkrafttragfähigkeit durch Bügelbewehrung oder nachträgliche Verstärkungsmaßnahmen gewährleistet wird.

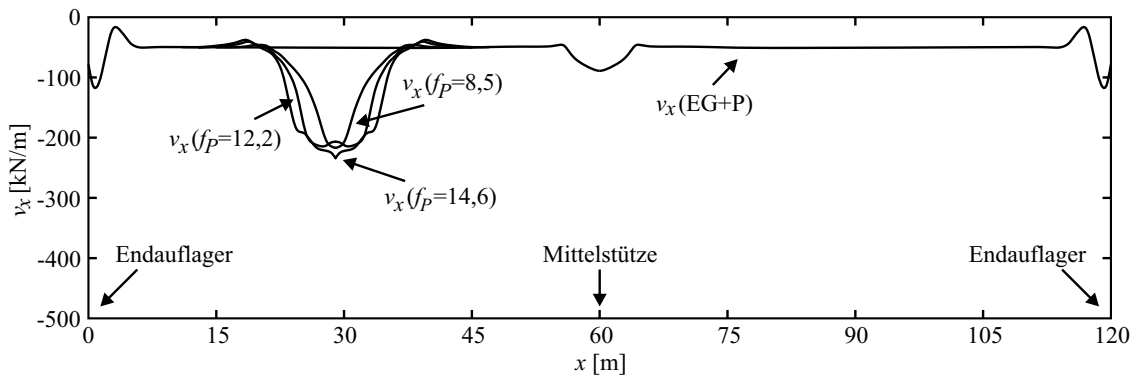


Bild 5-19: Querkräfte v_x in der Kragplatte im Anschnitt zum Steg infolge einer Einzellast $P = f_P \cdot 1,5 \cdot 120$ kN in Feldmitte

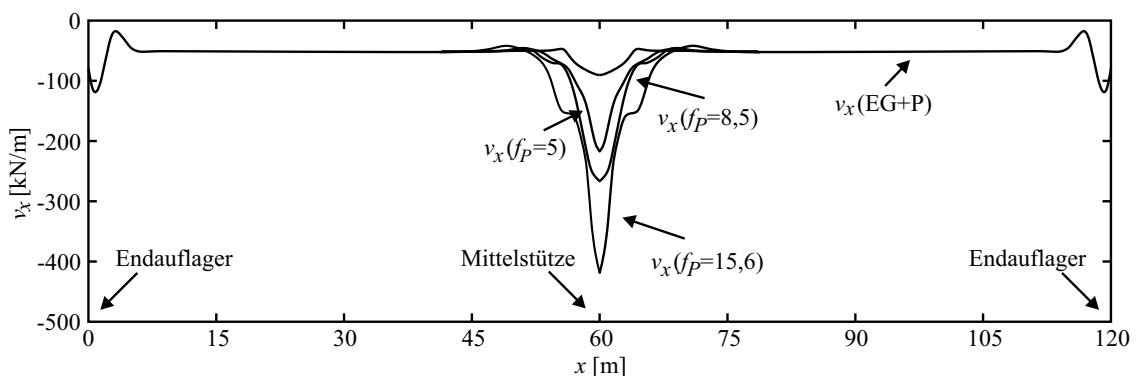


Bild 5-20: Querkräfte v_x in der Kragplatte im Anschnitt zum Steg infolge einer Einzellast $P = f_P \cdot 1,5 \cdot 120$ kN in Auflagerachse der Mittelstütze

5.5 Querkräfte in Stegen infolge Bemessungslasten

5.5.1 Einleitung

Für die Bemessung oder rechnerische Überprüfung von Brücken sind Lastgrößen gemäß den gültigen Normen auf dem Bemessungsniveau anzusetzen. In Kapitel 4 wird dargestellt, dass sich bei detaillierten Berechnungen mithilfe von räumlichen Modellen wesentliche Unterschiede in den Schnittgrößen ergeben können, verglichen mit denen, die mit klassischer Stabstatik ermittelt werden. Daraus können sich Überbeanspruchungen ergeben, die einerseits nur lokale Schäden verursachen, zum Beispiel erhöhte Rissbildung, oder aber globale Auswirkungen wie erhöhte Ermüdungsbeanspruchung der Biegebewehrung zur Folge haben. Während bereichsweise auftretende Schäden auf das gesamte Bauwerk und die Schnittgrößen nur einen geringen Einfluss haben, können großräumige Schäden den Lastabtrag entscheidend beeinflussen.

In den folgenden Untersuchungen werden Lasten analog zu Kapitel 4 betrachtet, die entsprechend der normgemäßen Sicherheitsbeiwerte auf das Bemessungsniveau vergrößert werden. Des Weiteren wird ein Vergleich zwischen Querkräften gemacht, die für nichtlineares und linear elastisches Werkstoffverhalten ermittelt werden. Allen nichtlinearen Berechnungen werden die Mittelwerte der Werkstoffeigenschaften zugrunde gelegt.

5.5.2 Querkräfte infolge gleichmäßig verteilter Lasten

Die größten Beanspruchungen erfährt eine Brücke durch das Eigengewicht, die Vorspannung und die gleichmäßig über den gesamten Überbau verteilten Verkehrslasten. Obwohl die Vorspannung in den meisten Fällen so ausgelegt ist, dass sie beide Belastungen größtenteils oder sogar vollständig kompensiert, kann es bereits bei dieser Lastfallkombination (Eigengewicht, Vorspannung und gleichmäßig verteilte Verkehrslasten) zu ersten Biegerissen kommen. Ältere Spannbetonbrücken wurden meist mit einer vollen Vorspannung konzipiert und die aufzunehmenden Schnittgrößen wurden mit der Stabstatik ermittelt. Dabei wurde ein in Querrichtung unverformbarer Querschnitt angenommen. Wie bereits darstellt, ist diese Annahme bei Hohlkastenbrücken nicht ganz korrekt, sodass bereits eine Rissbildung infolge des Lastabtrags in Querrichtung den Kraftfluss innerhalb der Tragwerks soweit ändert, dass trotz einer rechnerisch vollen Vorspannung Biegerisse aus der Längsbiegung entstehen können.

Bild 5-21 zeigt den Querkraftverlauf in Längsrichtung in einem Steg infolge des Eigengewichts und der Vorspannung. Es zeigt sich, dass bereits unter diesen Lasten Unterschiede im Querkraftverlauf entstehen. Während im Feldbereich der Brücke die Annahmen über das Werkstoffverhalten keine Auswirkungen auf den Querkraftverlauf haben, sind in den Bereichen um die Auflager geringe Unterschiede erkennbar.

Im Bereich des Endauflagers nimmt die Querkraft bei nichtlinearer Berechnung zum Auflager hin früher ab, als bei linear elastischer Berechnung. Durch Rissbildung auf der Plattenoberseite über den Stegen und Plattenunterseite zwischen den Stegen infolge der Biegebeanspruchung in Querrichtung aus dem Eigengewicht der Platte ändern sich die Steifigkeit und dadurch auch der Kraftfluss.

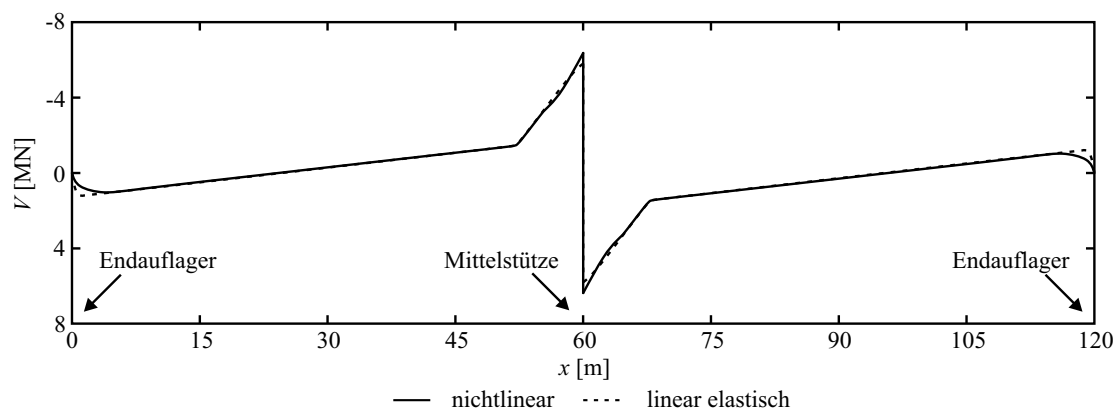


Bild 5-21: Querkraftverlauf infolge Eigengewicht und Vorspannung in einem Steg eines einzelligen Querschnitts

Hauptsächlich durch die Risse auf der Plattenoberseite werden Querkräfte in einem Bereich, der ca. ein bis zwei Querschnittshöhen entspricht, durch die Fahrbahnplatte in Richtung der Querscheibe abgetragen (Bild 5-22). Bei einer linear elastischen Berechnung ist dieser Bereich kleiner, er entspricht ca. einer Querschnittshöhe (Kapitel 4). Vergleichbares liegt im Bereich der Mittelstütze vor. Zudem fällt auf, dass die Querkraft in Richtung der Mittelstütze im Vergleich zur linear elastischen Berechnung zunächst etwas geringer, in unmittelbarer Nähe zum Auflager wieder größer ist. Die Fahrbahnplatte wird im Bereich der Mittelstütze im Vergleich zum Bereich am Endauflager infolge Längsbiegung auf Zug beansprucht, und weist somit Biegerisse auf, die die Steifigkeit herabsetzen. Daraus folgt, dass in unmittelbarer Nähe zur Querscheibe der Lastabtrag in Querrichtung zunimmt, und die Stege somit stärker beansprucht werden.

Wird die Belastung um die Nebenspurlasten erhöht, vergrößern sich erwartungsgemäß die Unterschiede zwischen den Querkraftverläufen beider Berechnungsarten. Bild 5-23 zeigt den Querkraftverlauf in einem Steg eines einzelligen Querschnitts infolge Eigengewicht, Vorspannung und über beide Felder gleichmäßig auf den Überbau verteilten Nebenspurlasten. Für diese Lastkonfiguration ergibt sich ebenfalls, dass bei der Berechnung mit nichtlinearem Werkstoffverhalten die Querkräfte im Steg am Endauflager früher abnehmen als unter der Annahme eines linear elastischen Werkstoffverhaltens. Infolge der Querbiegebeanspruchung (Bild 5-24) ändert sich die Steifigkeit der Fahrbahnplatte derart, dass Querkräfte aus der Platte im Bereich des Endauflagers verstärkt in den Steg eingeleitet werden, was im Nachweisschnitt geringfügig größere Querkräfte verursacht.

Eine Analogie zum Feldbereich ohne Nebenspurlasten liegt im Bereich der Mittelstütze vor. An diesem Ort ist der Unterschied bei größerer Belastung größer, da dort die Rissbildung zunimmt. Einerseits vergrößert sich der gerissene Bereich infolge des Lastabtrags in Querrichtung in der Fahrbahnplatte, was die Einleitung der Querkräfte in den Steg im Bereich des Nachweisschnitts der Längstragwirkung zunächst herabsetzt. Andererseits nimmt die Tendenz der Fahrbahnplatte Lasten in Längsrichtung abzutragen zu, wodurch die Querkräfte im Steg geringfügig abnehmen.

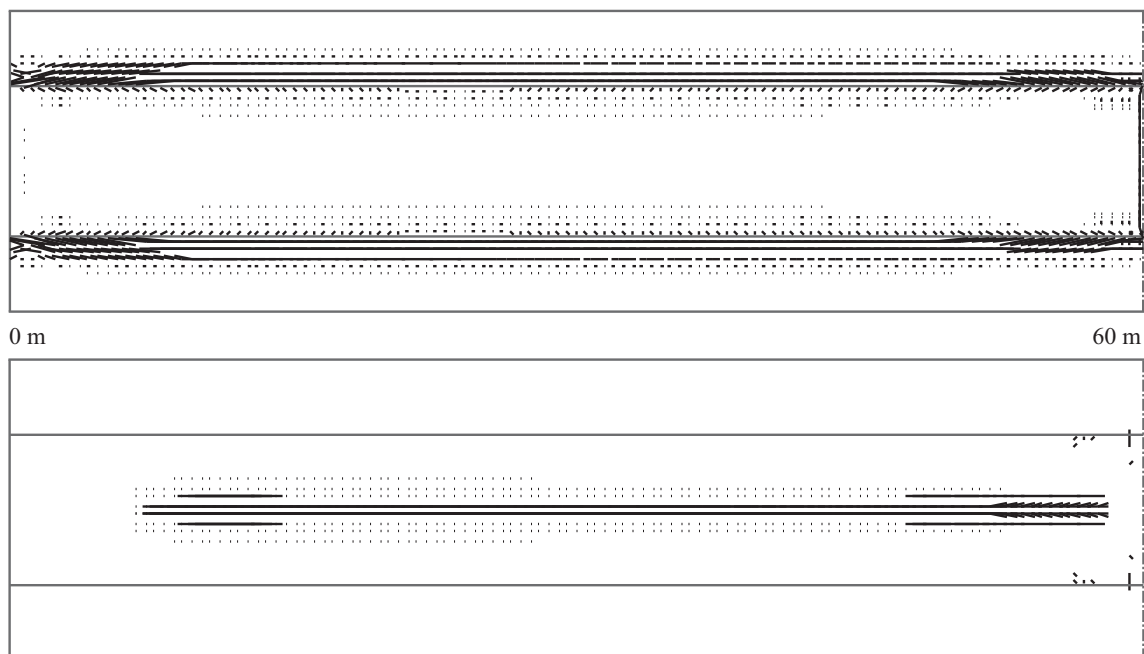


Bild 5-22: Qualitatives Rissbild der Fahrbahnplatte eines einzelligen Querschnitts im linken Randfeld infolge Eigengewicht und Vorspannung; oberes Bild: Plattendraufsicht, unteres Bild: Plattenuntersicht

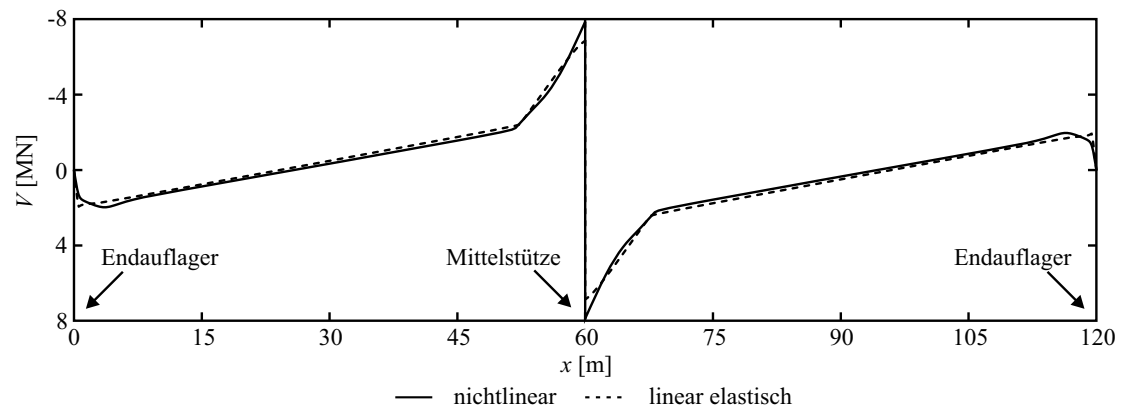


Bild 5-23: Querkraftverlauf infolge Eigengewicht, Vorspannung und Nebenspurlasten in einem Steg eines einzelligen Querschnitts

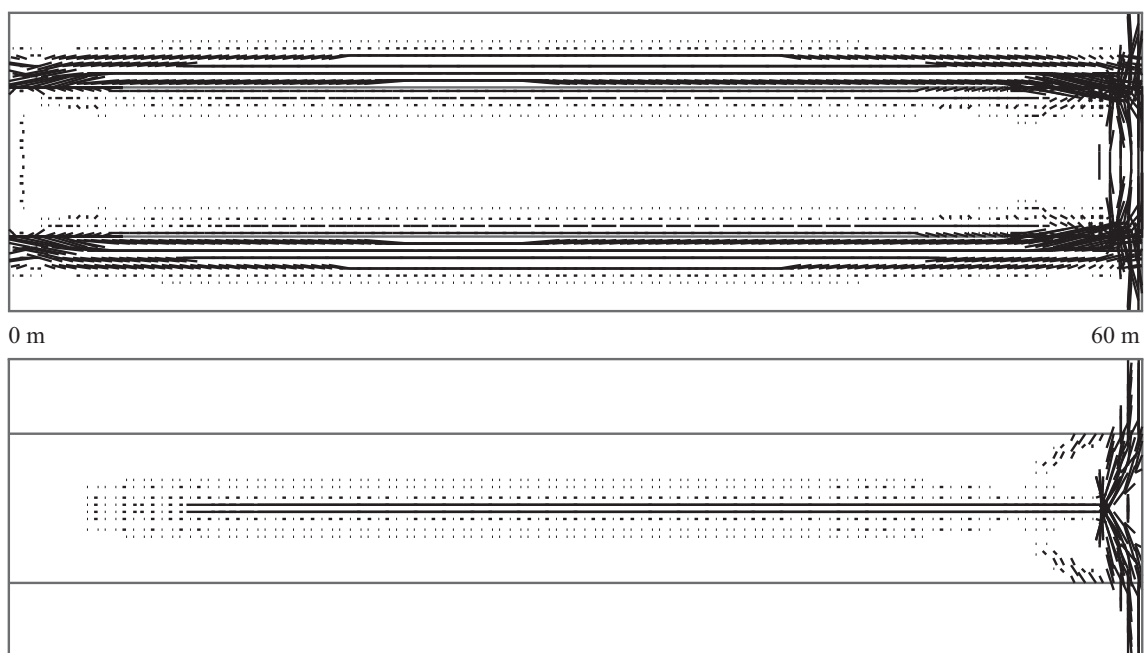


Bild 5-24: Qualitatives Rissbild der Fahrbahnplatte eines einzelligen Querschnitts im linken Randfeld infolge Eigengewicht, Vorspannung und Nebenspurlasten; oberes Bild: Plattendraufsicht, unteres Bild: Plattenuntersicht

Infolge der Rissbildung ändert sich der Querkraftverlauf im Steg und es stellt sich im Vergleich zur linear elastischen Berechnung ein anderer Kraftfluss in Längsrichtung der Brücke ein. Wird die Querkraft im Nachweisschnitt der Längstragwirkung im Steg bei $1,0H$ vom Auflager in Abhängigkeit vom Belastungsgrad dargestellt, wird der Einfluss der Rissbildung deutlich. Bild 5-25 zeigt die Querkräfte in diesem Nachweisschnitt bei inkrementeller Laststeigerung, die mit linear elastischem und nichtlinearem Werkstoffansatz ermittelt werden. Aus den Verläufen folgt, dass bis ca. 75% der Belastung infolge Eigengewicht und Vorspannung die Querkräfte aus beiden Berechnungsweisen identisch sind.

Ab diesem Belastungsgrad entstehen erste Biegerisse im Querschnitt und die Werte der Querkkräfte beginnen von einander abzuweichen. Der Unterschied beschränkt sich auf die Querkkräfte im Nachweisschnitt bei der Mittelstütze (Bild 5-25 a)); bei weiterer Laststeigerung wird der Unterschied größer. Erst ab rund 55% der Nebenspurlasten unterscheiden sich die Querkkräfte am Endauflager infolge der beiden Berechnungsarten.

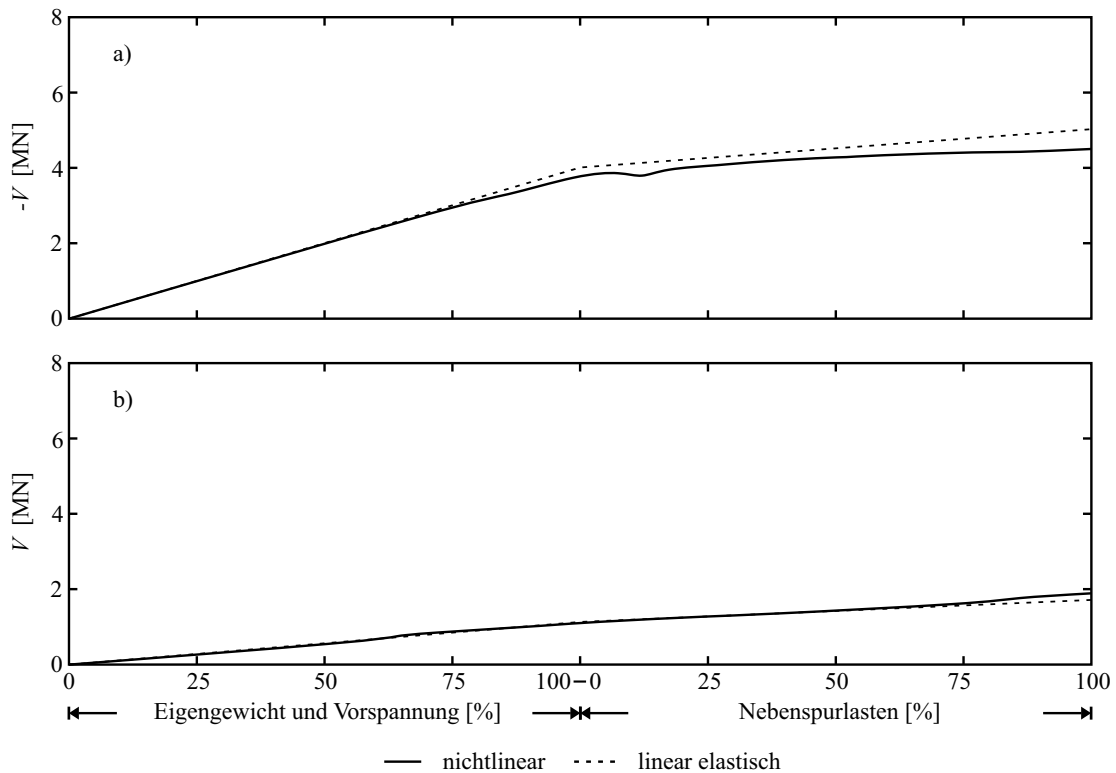


Bild 5-25: Querkraft in einem Steg (einzelliger Querschnitt) bei inkrementeller Steigerung von Eigengewicht, Vorspannung und Nebenspurlasten im Nachweisschnitt a) bei der Mittelstütze, b) beim Endauflager

Ein Vergleich der Auflagerreaktionen unter dem betrachteten Steg verdeutlicht, dass bei der Beachtung baustoffbezogener Nichtlinearitäten und somit unterschiedlicher Steifigkeitsverhältnisse infolge Biegung die Auflagerreaktionen bei beiden Berechnungsarten nahezu identisch sind (Bild 5-26).

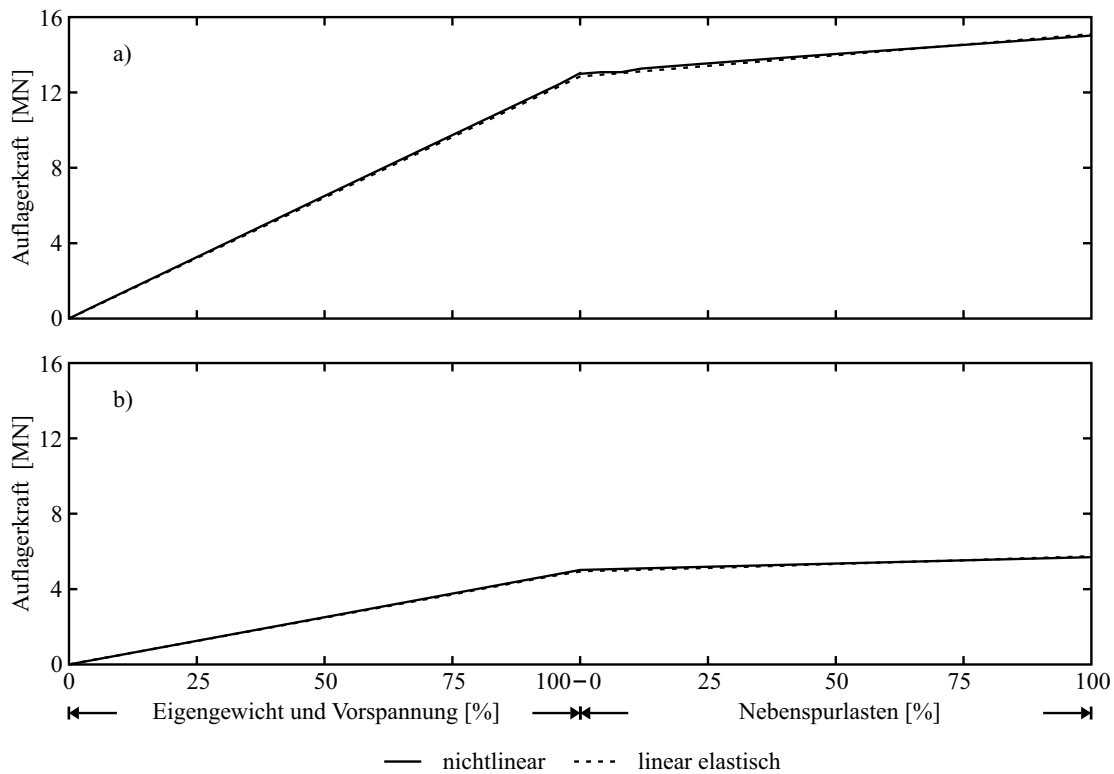


Bild 5-26: Auflagerkraft unter einem Steg (einzelliger Querschnitt) bei inkrementeller Steigerung von Eigengewicht, Vorspannung und Nebenspurlasten a) bei der Mittelstütze, b) beim Endauflager

Die Unterschiede in den Querkraften zwischen den beiden Berechnungsarten sind auf einen veränderten Kraftfluss innerhalb des Querschnitts zurückzuführen. Aufgrund der Rissbildung und den lokalen Steifigkeitsänderungen innerhalb des Querschnitts, beteiligen sich die Platten am Abtrag der Querkraften in Längsrichtung. Bild 5-27 zeigt den Verlauf der Querkraften v_y im Nachweisschnitt in der Platte zwischen den Stegen sowie der Kragplatte direkt an einem der Stege des einzelligen Querschnitts. Bei einer linear elastischen Berechnung konzentrieren sich die Querkraften im Steg, da dieser in Längsrichtung im Vergleich zu den umgebenden Platten eine deutlich höhere Biegesteifigkeit aufweist. Infolge Rissbildung wird diese Biegesteifigkeit abgemindert, wodurch die an den Steg angrenzenden Querschnittsbereiche der Platten höher beansprucht werden und sich somit am Lastabtrag beteiligen. Während auf niedrigem Lastniveau (Eigengewicht und Vorspannung) die Mitwirkung der Platten um den Steg sich nur auf einen geringen Bereich um das Auflager bei der Mittelstütze beschränkt, vergrößert sich der Bereich in Längsrichtung bei steigender Rissbildung. Aus Bild 5-27 geht ebenfalls hervor, dass hauptsächlich die Rissbildung infolge Längsbiegung über der Mittelstütze und im Feld für die Umlagerung der Querkraften verantwortlich ist. Im Bereich der Endauflager entsteht keine Steifigkeitsabminderung aus der Längsbiegung, sodass in diesem Bereich die

Umlagerung gering ist. Die Rissbildung infolge Querbiegung spielt hierbei lediglich eine untergeordnete Rolle.

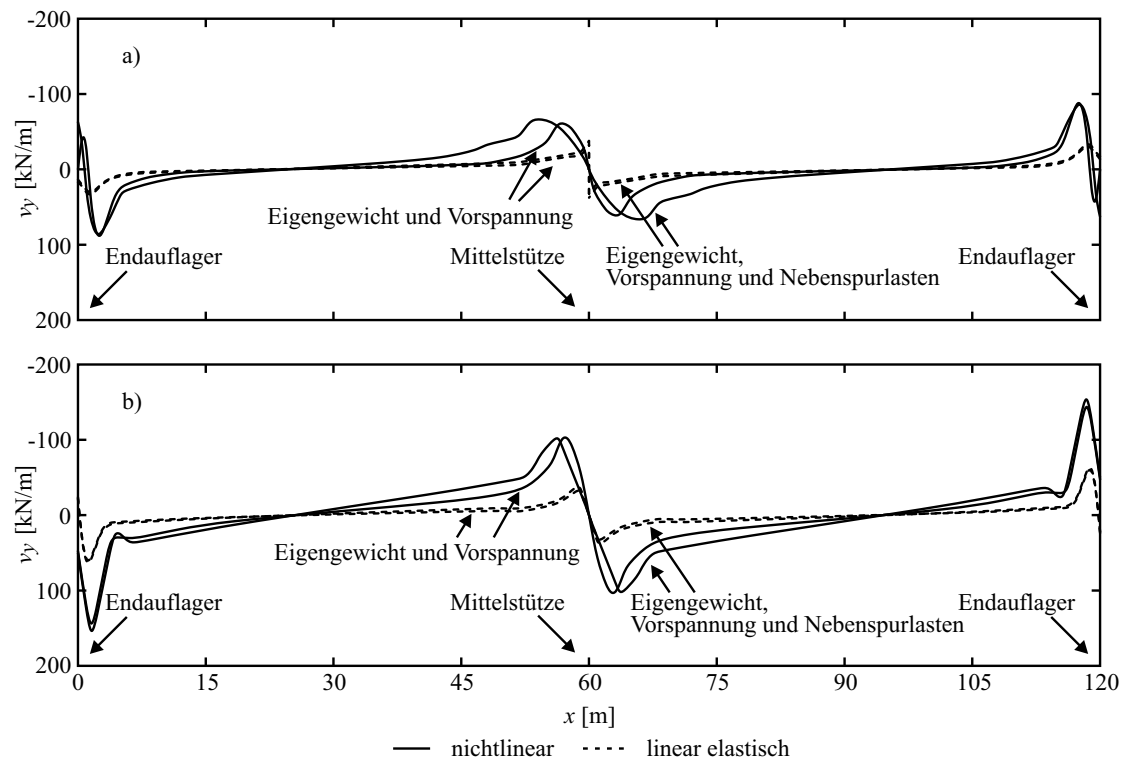


Bild 5-27: Verlauf der Querkkräfte v_y der Fahrbahnplatte im Abstand von 0,45 m neben dem äußeren Steg infolge Eigengewicht und Vorspannung sowie zusätzlich Nebenspurlasten aus linear elastischer und nichtlinearer Berechnung in a) der Platte zwischen den Stegen, b) der Kragplatte; einzelliger Querschnitt

5.5.3 Querkkräfte infolge Hauptspurlasten

Bei der Ermittlung der Querkkräfte infolge Hauptspurlasten wird analog zu Abschnitt 4.3 vorgegangen. Es wird der torsionswirksame Anteil der Hauptspurlasten zusätzlich zu der Belastung infolge Eigengewicht, Vorspannung und Nebenspurlasten aufgebracht und in Querrichtung in Abhängigkeit von den a_q/b -Verhältnissen nach Bild 4-5 verschoben. Alle Lasten werden weiterhin auf dem Bemessungsniveau angenommen. Die Nebenspur- und Hauptspurlasten belasten gleichzeitig beide Felder. Bild 5-28 zeigt den Vergleich der Querkkräfte in den Stegen im Nachweisschnitt bei $1,0H$ vom Auflager rand. Einerseits werden die Querkkräfte mit der Annahme eines linear elastischen Werkstoffverhaltens und andererseits eines nichtlinearen Werkstoffverhaltens bestimmt. Die linken Abbildungen zeigen die Querkkräfte am Endauflager und die rechten Abbildungen bei der Mittelstütze in einem der Felder. Zur besseren Vergleichbarkeit sind die Querkkräfte bei der Mittelstütze mit negativem

Vorzeichen aufgetragen. Aus der Abbildung geht hervor, dass, wie bereits in Abschnitt 4.3 dargestellt, die Querkräfte sich nicht wie bei der Annahme der Stabstatik auf die Stege verteilen. Es gilt viel mehr, je mehr sich die Belastung infolge der Hauptspurlasten einem Steg nähert, umso mehr Querkraft wird von diesem Steg abgetragen.

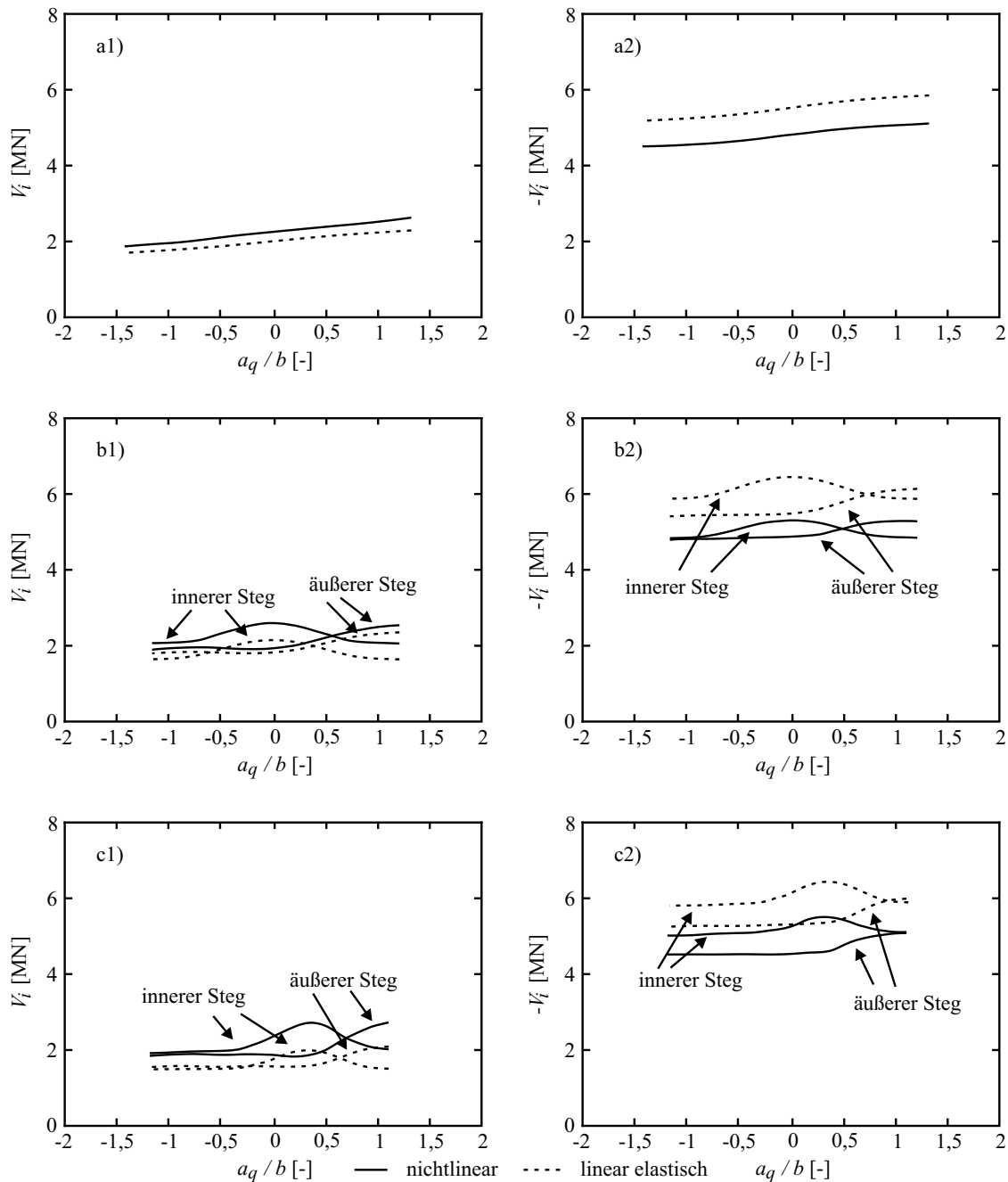


Bild 5-28: Querkraft bei $1,0H$ vom Auflagerrand in einem Steg infolge horizontal verschieblicher Hauptspurlasten: Vergleich zwischen linearer und nichtlinearer Berechnung: a) einzellig, b) zweizellig, c) dreizellig; 1) beim Endauflager, 2) bei der Mittelstütze

Weiter fällt auf, dass die Querkraften, die auf der Grundlage nichtlinearen Werkstoffverhaltens bestimmt werden im Bereich des Endauflagers größer und bei der Mittelstütze kleiner sind als mit linear elastischen Werkstoffverhalten. Infolge Rissbildung (Bild 5-29) und somit lokaler Steifigkeitsänderungen im Querschnitt bildet sich innerhalb der Brücke ein Kraftfluss aus, der sich von dem in einer ungerissenen Struktur unterscheidet. Aufgrund von Biegerissen infolge von Längs- und Querbiegung werden nahe an den Stegen liegende Plattenbereiche zum Abtrag der Querkraft in Längsrichtung aktiviert, wodurch Querkraften im Steg bei der Mittelstütze reduziert werden (Bild 5-27). Im Bereich des Endauflagers wird infolge der Belastung durch die Hauptspurlasten die Querkraft im Steg geringfügig erhöht, da durch Biegerisse infolge Querbiegung Querkraften aus den Platten an dieser Stelle früher in den Steg eingeleitet werden.

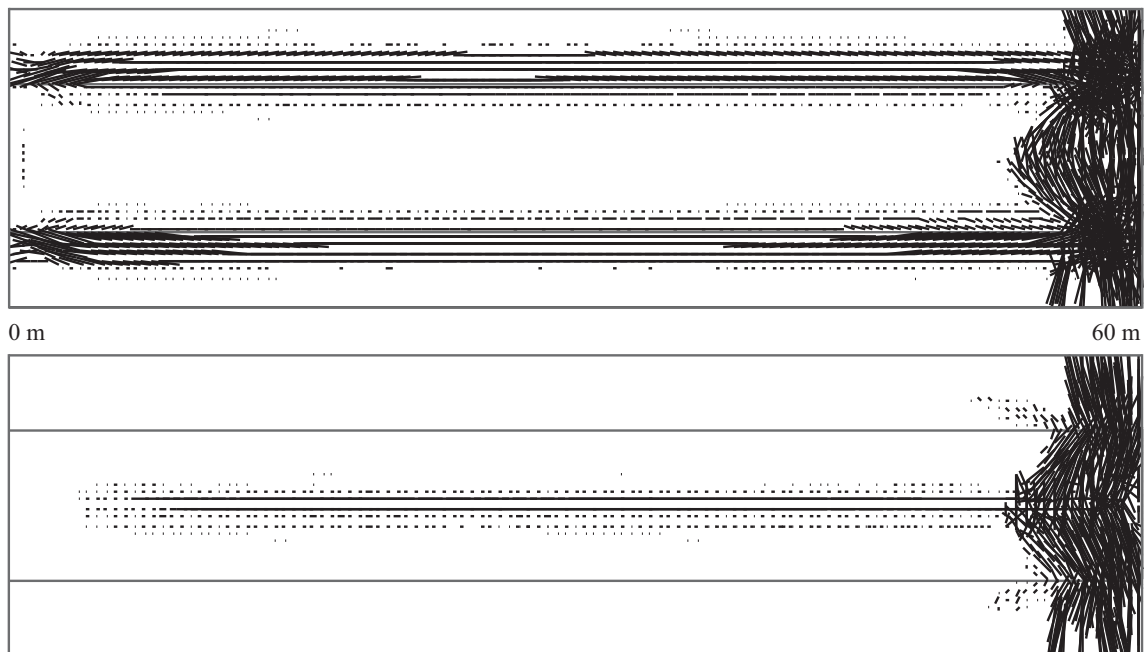


Bild 5-29: Qualitatives Rissbild der Fahrbahnplatte eines einzelligen Querschnitts im linken Randfeld infolge Eigengewicht, Vorspannung, Nebenspurlasten und Hauptspurlasten ($a_q/b = \max$); oberes Bild: Plattendraufsicht, unteres Bild: Plattenuntersicht

Wird der Anstieg der Querkraft in den Nachweisstellen bei $1,0H$ infolge einer inkrementellen Laststeigerung bis auf das Bemessungsniveau betrachtet, wird deutlich, dass bei steigender Belastung und damit einhergehender fortschreitender Rissbildung der Unterschied der Querkraften zwischen den beiden Berechnungsansätzen nahezu kontinuierlich größer wird (Bild 5-30). Auffallend ist, dass bei einer Belastung von rund 60% der Hauptspurlasten die Differenz in den Querkraften beider Berechnungsarten sich nahezu nicht mehr ändert, da sich

im Tragwerk ein nahezu vollständig gerissener Zustand ausgebildet hat. Es ist ein geringer Unterschied im Zuwachs der Querkkräfte bei der Mittelstütze zu beobachten, der mit geringeren Steifigkeiten im gerissenen Zustand zu begründen ist. Eine Umlagerung der Querkkräfte in Längsrichtung kann nur in sehr geringem Umfang beobachtet werden.

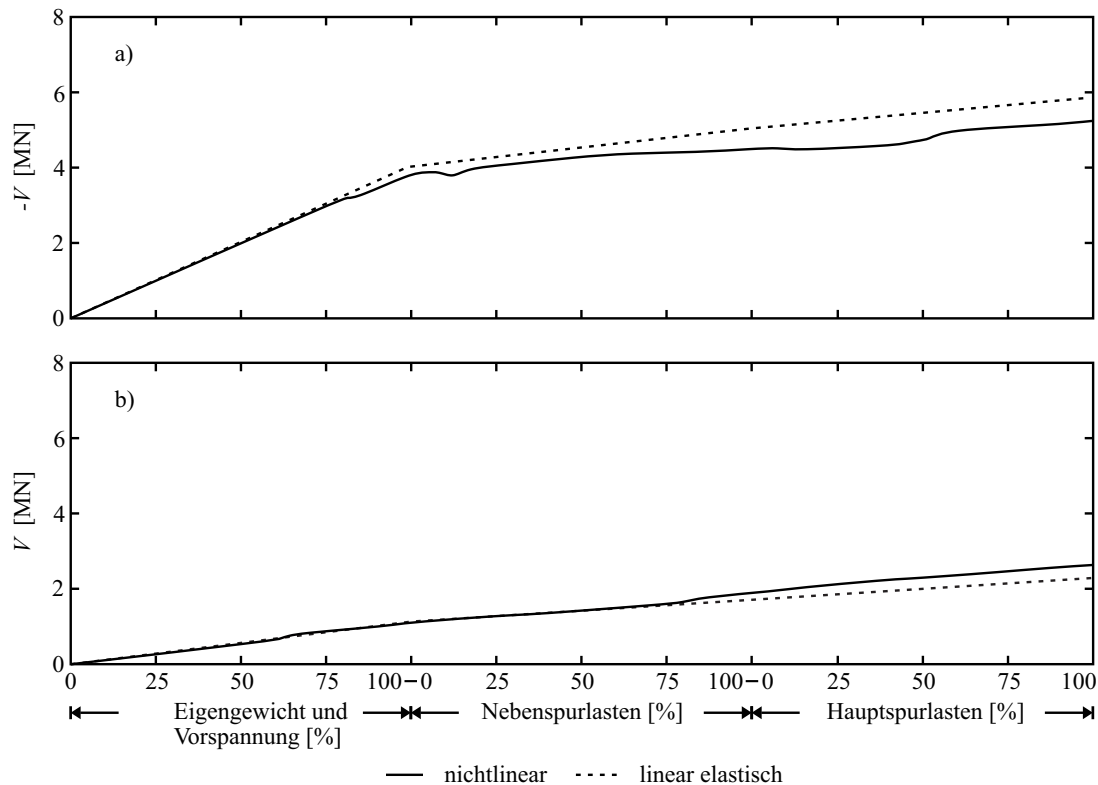


Bild 5-30: Querkraft in einem Steg (einzelliger Querschnitt) bei inkrementeller Steigerung von Eigengewicht mit Vorspannung, Nebenspurlasten sowie Hauptspurlasten ($a_q/b = \max$) im Nachweisschnitt a) bei der Mittelstütze, b) beim Endauflager

Bei statisch unbestimmten Systemen treten infolge des nichtlinearen Tragwerksverhaltens Schnittgrößenumlagerungen auf, d.h. es stellen sich Schnittgrößenverteilungen ein, die von denjenigen abweichen, die auf der Grundlage eines linear elastischen Werkstoffverhaltens berechnet werden. Die beiden für die Verteilung der Schnittgrößen bedeutendsten nichtlinearen Effekte, die innerhalb des Belastungsfortschritts auftreten, sind die Rissbildung und das Fließen der Bewehrung. Die tatsächlich auftretenden Umlagerungen werden durch die Steifigkeits- und die Spannweitenverhältnisse sowie die Art der Belastung beeinflusst [65]. Da bei dem betrachteten Lastniveau die Spannungen in der Bewehrung an keinen Ort die Fließspannung erreichen, ergibt sich der ermittelte Unterschied in den Querkkräften rein aus der Rissbildung und des sich infolge dessen ändernden Kraftflusses.

5.5.4 Querkräfte infolge Achslasten

Bei der Belastung mit Achslasten wird wie in Abschnitt 4.3 zwischen zwei Laststellungen unterschieden. Einerseits wird die Lastgruppe der Achslasten in der Nähe des Endauflagers (Bild 5-31 1)) angeordnet und andererseits bei der Mittelstütze (Bild 5-31 2)); jeweils mit einem Abstand von $2,0H$ von der Auflagerachse (Bild 4-17); die Belastungen infolge gleichmäßig verteilter Verkehrslasten werden vereinfacht über beide Brückenfelder wirkend angenommen. Diese Vereinfachung ist gerechtfertigt, da im Bereich des Endauflagers hauptsächlich Biegerisse in Querrichtung den Kraftfluss beeinträchtigen, Biegerisse aus der Längsbiegung im Feldbereich spielen dabei eine untergeordnete Rolle. Bild 5-31 zeigt den Vergleich zwischen den Querkräften in den Nachweisschnitten in einem Steg jeweils in der Nähe eines Auflagers. Auch hierbei sind die Querkräfte bei der Mittelstütze mit negativem Vorzeichen aufgetragen. Wie bei der Belastung durch Hauptspurlasten ergeben sich gleiche Schlussfolgerungen aus den zwei Berechnungsarten. Querkräfte in der Nähe des Endauflagers, die anhand nichtlinearen Werkstoffverhaltens ermittelt werden, sind größer als mit linear elastischem Werkstoffverhalten. Bei der Mittelstütze sind folglich die Querkräfte aus nichtlinearer Berechnung kleiner.

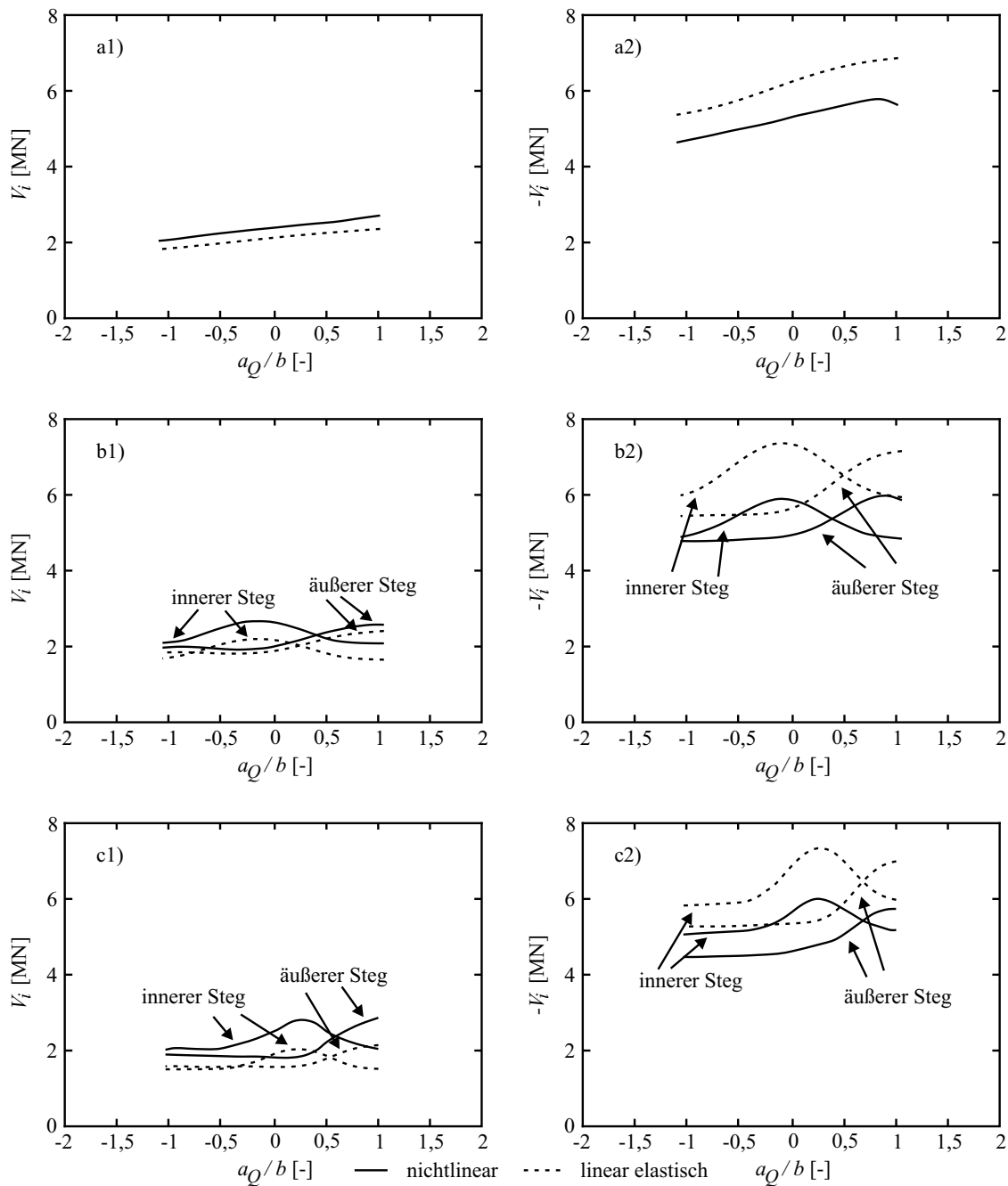


Bild 5-31: Querkraft bei $1,0H$ vom Auflager rand in einem Steg infolge horizontal verschieblicher Achslasten: Vergleich zwischen linearer und nichtlinearer Rechnung: a) einzellig, b) zweizellig, c) dreizellig; 1) beim Endauflager, 2) bei der Mittelstütze

Bei inkrementeller Laststeigerung (Achslasten am Mittellager mit $a_Q/b = \max$) wird deutlich, dass aufgrund des nahezu abgeschlossenen Rissbildungsprozesses infolge der Hauptspurlasten der Anstieg der Querkräfte aus den Achslasten sich nicht mehr wesentlich ändert (Bild 5-32). Die Steifigkeitsänderung infolge der Rissbildung aus der Achslastgruppe weist nahezu keine Auswirkung auf die Querkräfte auf (Bild 5-33). Innerhalb des Querschnitts hat sich bereits bei

rund 60% der Hauptspurlasten ein Steifigkeitsverhältnis ausgebildet, anhand dessen sich die Querkkräfte bei weiterer Laststeigerung verteilen.

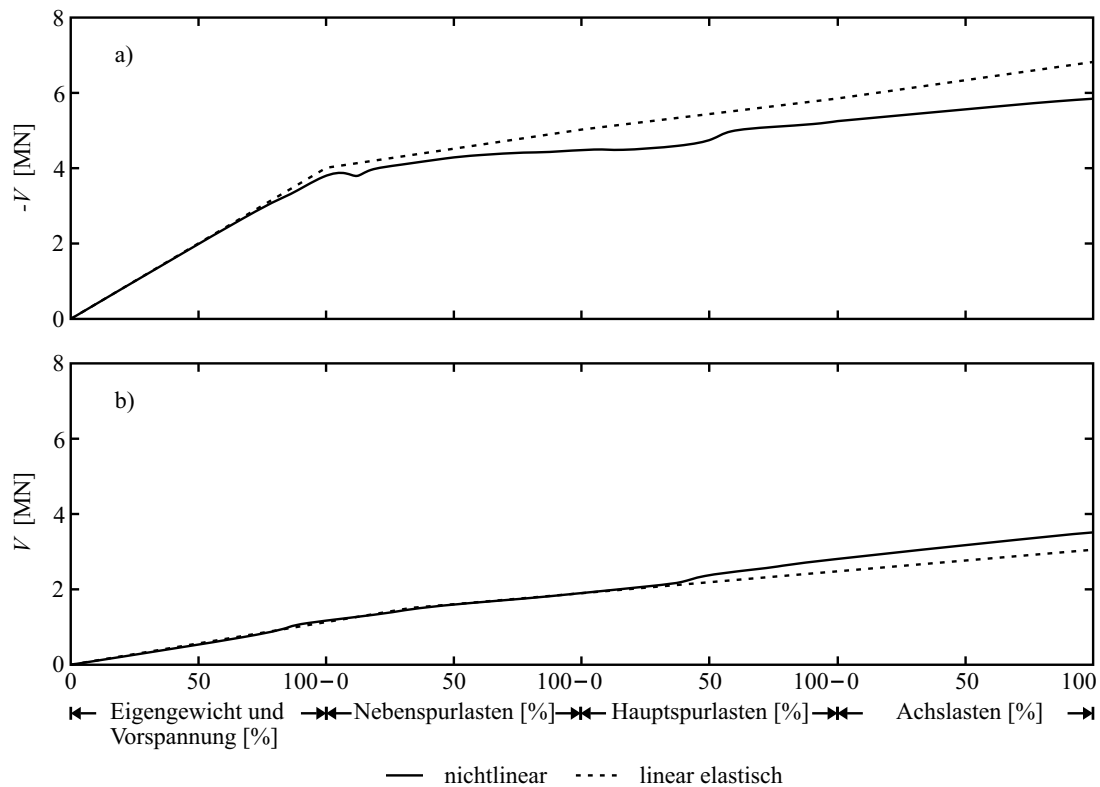


Bild 5-32: Querkraft in einem Steg (einzelliger Querschnitt) bei inkrementeller Steigerung von Eigengewicht mit Vorspannung, Nebenspurlasten, Hauptspurlasten ($a_q/b = \max$) sowie Achslasten bei der Mittelstütze ($a_q/b = \max$) im Nachweisschnitt a) bei der Mittelstütze, b) beim Endauflager

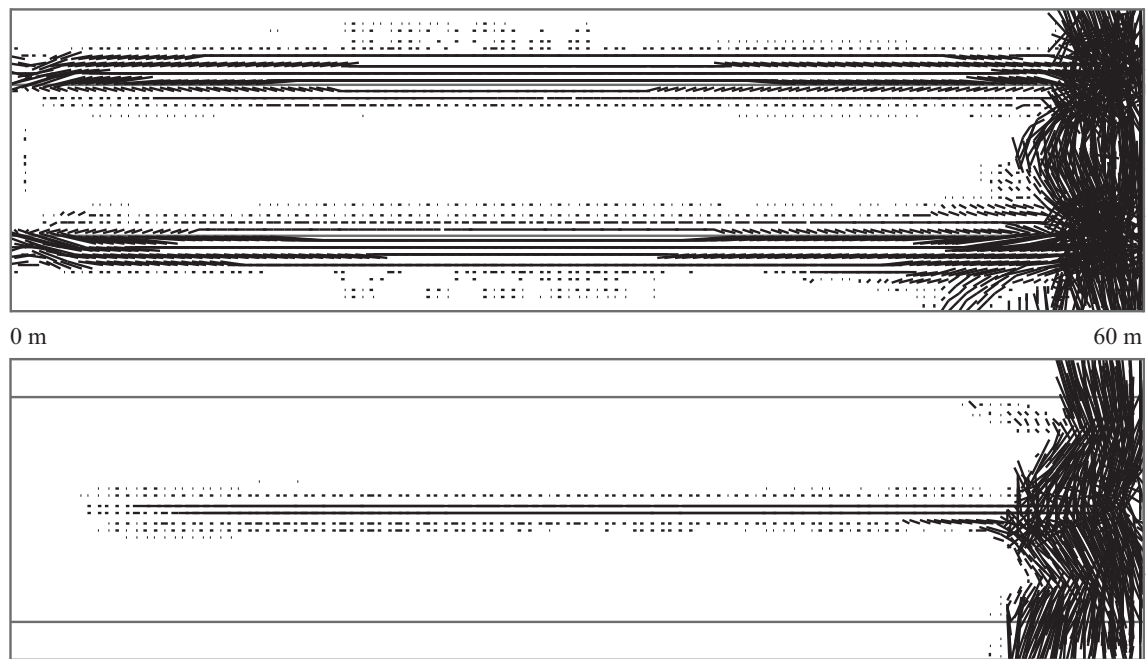


Bild 5-33: Qualitatives Rissbild der Fahrbahnplatte eines einzelligen Querschnitts im linken Randfeld infolge Eigengewicht, Vorspannung, Nebenspurlasten, Hauptspurlasten ($a_Q/b = \max$) und Achslasten bei der Mittelstütze ($a_Q/b = \max$); oberes Bild: Plattendraufsicht, unteres Bild: Plattenuntersicht

5.5.5 Zusammenfassung

Im vorliegenden Abschnitt wird auf die Unterschiede in den Querkraften eingegangen, die sich bei Annahme eines linear elastischen sowie nichtlinearen Werkstoffverhaltens ergeben. Es zeigt sich, dass grundsätzlich aufgrund der Rissbildung infolge Biegung im Bereich des Endauflagers größere und im Bereich der Mittelstütze kleinere Querkraften bestimmt werden, wenn der Berechnung ein nichtlineares Werkstoffverhalten zugrunde gelegt wird. Aufgrund von Rissen infolge Querbiegung in der Fahrbahnplatte über den Stegen werden Querkraften im Bereich des Endauflagers früher in den Steg eingeleitet, sodass die Querkraft im Nachweisschnitt ansteigt.

Durch Rissbildung in der Fahrbahnplatte aus der Längsbiegung im Bereich der Mittelstütze ändert sich der Kraftfluss dahingehend, dass die Fahrbahnplatte vermehrt zum Lastabtrag der Querkraften in Längsrichtung aktiviert wird. Die in der Fahrbahnplatte verlaufenden Querkraften werden näher an der Querscheibe in die Stege eingeleitet, sodass Querkraften im Nachweisschnitt kleiner werden. Ein Erreichen der Fließspannung in der Bewehrung konnte an keiner Stelle ermittelt werden.

5.6 Querkräfte in Stegen unter Versagenslasten

5.6.1 Einleitung

Aufgrund steigenden Verkehrsaufkommens und damit einhergehend regelmäßiger Erhöhung von Lasten bei der Einführung neuer Normen und Richtlinien, sind bestehende Brückenbauwerke bezüglich ihrer Tragfähigkeit zu überprüfen. Hinzukommend werden die Widerstände von Brücken durch Umwelteinflüsse herabgesetzt. Die folgenden Untersuchungen zeigen auf, wie sich Querkräfte aufteilen und welche Tragwerksteile sich am Lastabtrag beteiligen, wenn ein Tragwerk bis zum Bruch belastet wird; die Abbruchkriterien der Berechnungen sind das Erreichen der Betondruckfestigkeit oder der Zugfestigkeit der Bewehrung.

Bei der Laststeigerung wird von den Normlastgrößen abgewichen, indem nicht mehr die Bemessungswerte angenommen werden, sondern es wird eine kontinuierliche Lasterhöhung der einzelnen Lasten (Tabelle 5-3) um den Faktor f_p angenommen; für die dazugehörige Grundbelastung (Eigengewicht und Vorspannung) wird das Bemessungsniveau angesetzt. Bei rechnerischen Überprüfungen ist es üblich die Belastungen infolge Eigengewicht und Vorspannung mit den gültigen Teilsicherheitsbeiwerten zu multiplizieren. Eine Abminderung der Teilsicherheitsbeiwerte ist nur in wenigen Ausnahmen zulässig, beispielsweise wenn die Geometrie des Bauwerks und dessen Zustand genau bekannt sind [6].

Durch die vorgestellten Untersuchungen ist es möglich aufzuzeigen, wie ein Brückentragwerk im Allgemeinen auf eine Überbelastung infolge unterschiedlicher Belastungsarten reagiert, und ob bei älteren Brücken ein Querkraftversagen maßgebend werden kann. Für die folgenden Untersuchungen werden die gleichen Brückenmodelle wie in Kapitel 4 verwendet: Es sind dies zweifeldrige Systeme mit Spannweiten von je 60 m, die Querschnittsgeometrien entsprechen weiterhin Bild 4-4 und Tabelle 4-1.

Tabelle 5-3: Belastungsgeschichte

Grundlast (Bemessungsniveau)	inkrementell gesteigerte Lasten
Eigengewicht, Vorspannung	Nebenspurlasten
Eigengewicht, Vorspannung, Nebenspurlasten	Hauptspurlasten
Eigengewicht, Vorspannung, Nebenspurlasten, Hauptspurlasten	Achslasten

5.6.2 Vergrößerung der Nebenspurlasten

Bei der Laststeigerung von Nebenspurlasten wird die Brücke über beide Felder gleichmäßig belastet, da der Fokus auf den Querkraften im Bereich der Mittelstütze liegt. Das Eigengewicht sowie die Vorspannung werden mit ihren Bemessungswerten angenommen und während der Laststeigerung konstant belassen. Um eine Aussage über die Tragfähigkeit bezüglich der Querkraften machen zu können, werden die einwirkenden Querkraften mit denen nach MC 2010 [20] definierten, durch die Bügel maximal aufnehmbaren, Querkraften nach Level I verglichen (Gleichung (5-31)), wobei die Mittelwerte der Materialeigenschaften angesetzt werden. Die sich nach [20] pro Steg ergebenden Widerstände der Bügelbewehrung bei der Mittelstütze und am Endauflager können Tabelle 5-4 und Tabelle 5-5 entnommen werden. Vereinfachend sind alle Stege bei der Mittelstütze respektive am Endauflager gleich bewehrt.

Tabelle 5-4: Bemessungswert der Widerstände der Bügelbewehrung in einem Steg bei der Mittelstütze

Brückenquerschnitt	Gesamte Bügelbewehrungsfläche pro Steg bei der Mittelstütze [cm ² /m]	Widerstand pro Steg [MN]
Einzellig	61,5	19,8
Zweizellig	55,4	17,8
Dreizellig	51,3	16,5

Tabelle 5-5: Bemessungswert der Widerstände der Bügelbewehrung in einem Steg am Endauflager

Brückenquerschnitt	Gesamte Bügelbewehrungsfläche pro Steg beim Endauflager [cm ² /m]	Widerstand pro Steg [MN]
Einzellig	34	10,9
Zweizellig	25,2	8,1
Dreizellig	25,2	8,1

$$V_{Rm,sy} = \frac{A_{sw}}{s_w} \cdot f_{ym} \cdot z \cdot \cot \theta \quad (5-31)$$

Mit:

- $V_{Rm,sy}$ – Mittelwert der durch die Bügelbewehrung maximal aufnehmbaren Querkraft
- A_{sw} – Querschnittsfläche der Bügelbewehrung
- s_w – Abstand der Bügelbewehrung rechtwinklig zur Bauteilachse
- θ – Neigung der Druckstrebe; hier: $\theta = 25^\circ$ Level I [20]

Bild 5-34 zeigt den Verlauf der Querkräfte im Nachweisschnitt am Endauflager sowie bei der Mittelstütze infolge steigender Nebenspurlasten. Dargestellt sind einerseits die Querkräfte aus linear elastischer und andererseits aus nichtlinearer Berechnung. Es fällt auf, dass im Allgemeinen die Querkräfte bei der Mittelstütze und nichtlinearer Berechnung infolge der Laststeigerung nach Erreichen eines Maximalwertes wieder abnehmen. Die Querkräfte sind hier grundsätzlich geringer als die von der Bügelbewehrung maximal aufnehmbaren Querkräfte. Bei steigenden Nebenspurlasten vergrößert sich der zur Aufnahme der Zugkräfte aus der Biegung mitwirkende Bereich der Fahrbahnplatte über einem Steg in Querrichtung. Bild 5-35 zeigt die Spannungen in der oben liegenden Bewehrung in der Fahrbahnplatte. Dargestellt sind die Maximalwerte der in x - und y -Richtung liegenden Bewehrung; Die Fließgrenze der Bewehrung von 500 MPa wird an keiner Stelle erreicht.

Gleichzeitig steigt die Biegebeanspruchung der Fahrbahnplatte in Querrichtung. Infolge der Rissbildung aus der Längs- und Querbiegung ändern sich die Steifigkeitsverhältnisse in der Fahrbahnplatte, wodurch sich der Kraftfluss in der Platte ändert. Einerseits beteiligen sich dem Steg nahe liegende Plattenbereiche an dem Lastabtrag der Querkräfte in Längsrichtung und andererseits werden Querkräfte im Bereich der Querscheiben in geringerem Umfang aus den Platten in die Stege eingeleitet und direkt in Längsrichtung der Brücke hin zu den Querscheiben abgetragen. Der Abtrag der Querkräfte in Längsrichtung gewinnt innerhalb der Platte in der Nähe der Mittelstütze bei steigender Rissbildung infolge der Querbiegung an Bedeutung. Dieses Tragverhalten der Brücken ist hauptsächlich beim geringen Lastniveau für geringere Querkräfte in den Nachweisschnitten verantwortlich.

In hohen Laststufen bewirkt eine immer flacher werdende Druckfeldneigung in den Stegen geringer werdende Querkräfte in den Nachweisschnitten. Aufgrund der steigenden Stegverzerrungen infolge der Längsbiegung sinkt die Steifigkeit des Stegs (Schalenelemente) in der Biegezugzone, sodass die Druckfelder über die steiferen, noch ungerissenen, Stegbereiche abgetragen werden. Durch die folglich flacher verlaufenden Hauptdruckspannungen im Nachweisschnitt wird der vertikale Anteil dieser Hauptdruckspannungen kleiner, sodass die daraus integrierten Querkräfte ebenfalls kleiner werden. Dadurch nehmen die Querkräfte in den Nachweisschnitten im hohen Belastungsniveau besonders deutlich ab (Bild 5-34).

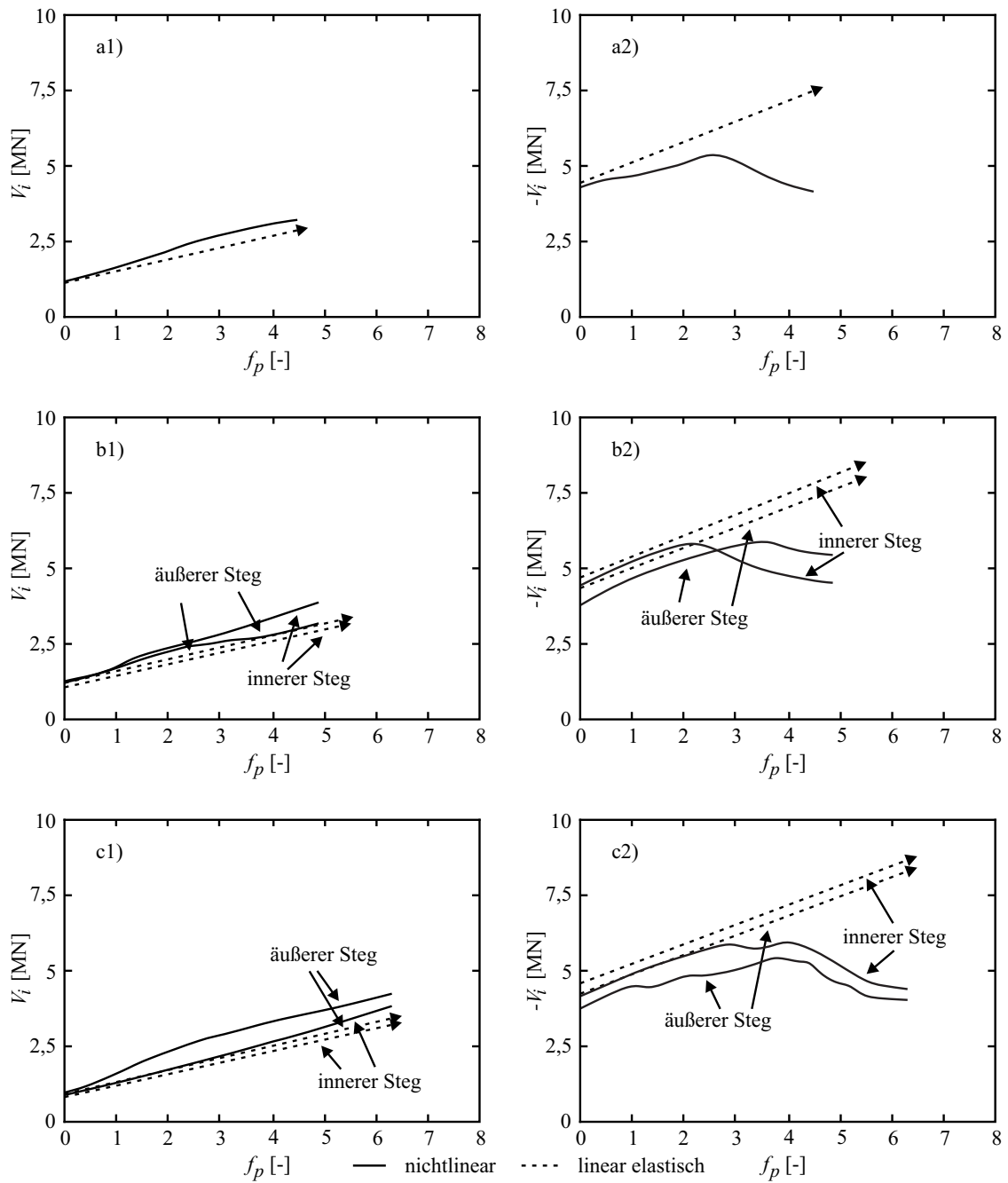


Bild 5-34: Querkraft bei $1,0H$ vom Auflager rand in einem Steg infolge inkrementeller Steigerung der Nebenspurlasten: Vergleich zwischen nichtlinearer und linear elastischer Berechnung: a) einzellig, b) zweizellig, c) dreizellig; 1) beim Endauflager, 2) bei der Mittelstütze

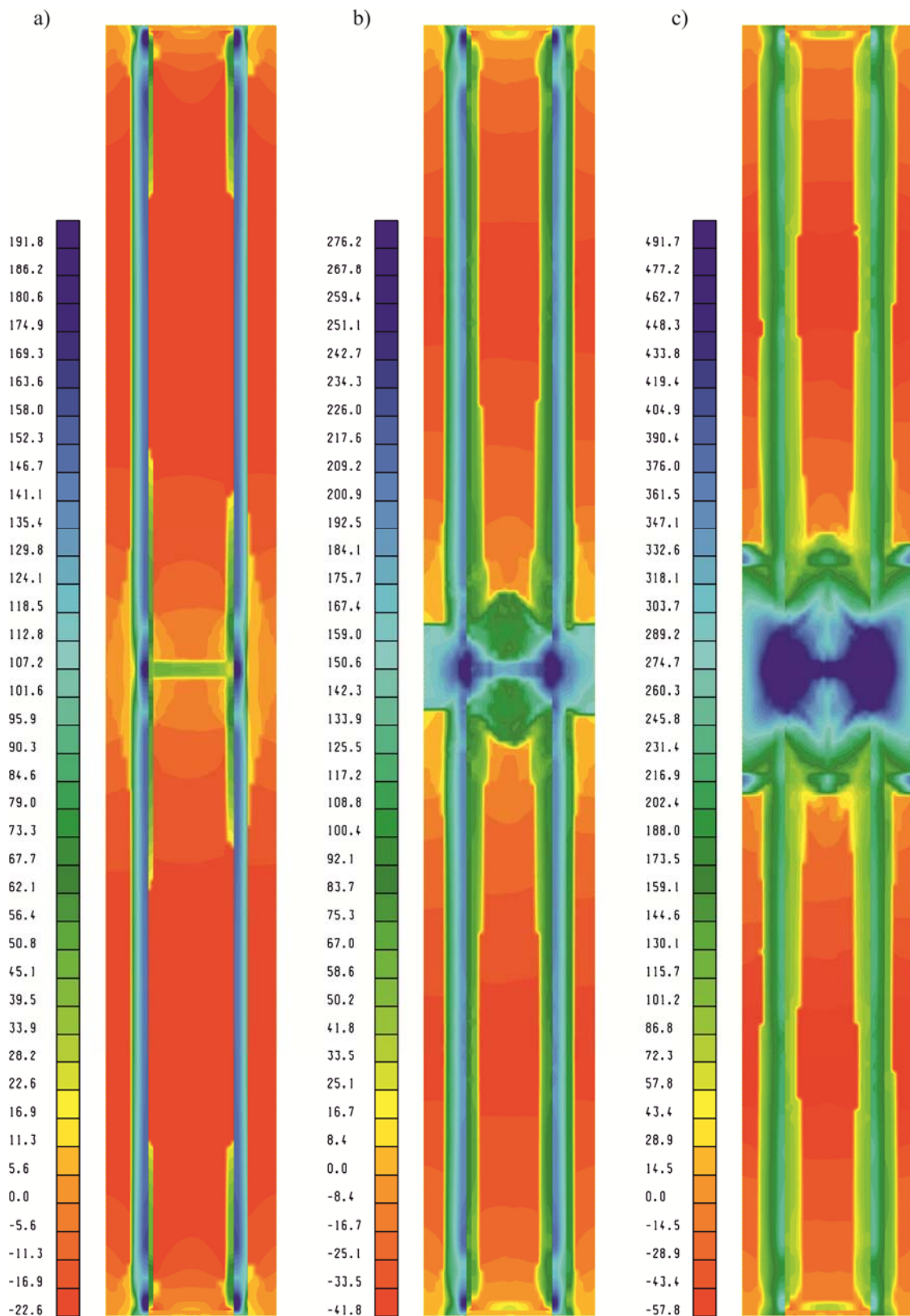


Bild 5-35: Maximale Spannungen [MPa] in der Bewehrung auf der Plattenoberseite in x - und y -Richtung im einzelligen Querschnitt infolge steigenden Nebenspurlasten bei: a) $f_p = 0$, b) $f_p = 2,5$, c) $f_p = 4,5$

Bild 5-34 verdeutlicht die Entwicklung der Querkräfte im Nachweisschnitt am Endauflager und bei der Mittelstütze. Bei allen drei Querschnitten ist zu beobachten, dass Querkräfte im Bereich der Mittelstütze im Nachweisschnitt kleiner werden, während sie am Endauflager nahezu linear mit der Belastung zunehmen. Der sich infolge der Änderung der Steifigkeitsverhältnisse im Bereich der Mittelstütze in der Fahrbahnplatte ändernder Kraftfluss kann anhand der Stahlspannungen in der oberen Lage in der Fahrbahnplatte am Beispiel des einzelligen Querschnitts verdeutlicht werden (Bild 5-35). In der Abbildung ist zu erkennen, dass bei Lastfallfaktoren von $f_p = 0$ bis $f_p = 2,5$ die größten Stahlzugspannungen aus der Längsbiegung im Bereich der Stege vorliegen. Bei weiterer Steigerung der Belastung ab $f_p > 2,5$, nehmen im einzelligen Querschnitt die Querkräfte im Nachweisschnitt bei der Mittelstütze ab (Bild 5-34 a2)), und es vergrößern sich die Stahlzugspannungen über der Mittelstütze in der Fahrbahnplatte über die gesamten Querschnittsbreite. In Bild 5-35 c) fällt des Weiteren auf, dass in den Kragplatten hohe Stahlzugspannungen entstehen, die nicht nur auf die Biegebeanspruchung in Querrichtung zurückzuführen sind. Die am Rand der Kragplatten zunehmenden Stahlzugspannungen und die höheren Spannungen in Längsrichtung in Richtung der Felder entstehen infolge flacher werdender Neigungen der Hauptdruckspannungen in den Stegen, infolge dessen vermehrt Zugkräfte in der Fahrbahnplatte der Brücke aktivieren werden.

Da die Längsbewehrung über der Mittelstütze nicht fließt, kann bei mehrzelligen Querschnitten eine Umlagerung der Querkräfte in Längsrichtung von der Mittelstütze hin zum Endauflager nur in sehr geringem Umfang beobachtet werden. Dies wird beim Betrachten der Auflagerreaktionen infolge steigender Nebenspurlasten deutlich (Bild 5-37). Die Auflagerreaktionen mehrzelliger Querschnitte, besonders bei den inneren Stegen, sind etwas geringer als bei linear elastischen Berechnungen. Die Querkräfte im Bereich der Mittelstütze werden in die Randbereiche der Brücke umgeleitet. Der Umlagerungsfaktor ist hierbei gering; dieser beträgt rund 2% bis 5%. Die Umlagerung der Querkräfte ist nicht auf das Fließen der Biegebewehrung zurückzuführen, sondern vielmehr auf Steifigkeitsänderungen innerhalb des Querschnitts infolge der Rissbildung. Da die Spannungen der Biegebewehrung die Fließgrenze nicht überschreiten, sind infolge noch vorhandener Reserven in der Biegebewehrung tatsächliche Umlagerungen infolge Stahlfließens noch möglich. Die Lasterhöhungsfaktoren für die jeweiligen Brückenmodelle können Tabelle 5-6 entnommen werden. Die Versagenslast entsteht bei einer Last von $f_p \cdot 2,5 \text{ kN/m}^2$, die gleichmäßig über die gesamte Fahrbahnplatte sowie beide Felder verteilt ist.

Tabelle 5-6: Maximale Lasterhöhungsfaktoren bei der Steigerung der Nebenspurlasten

Brückenquerschnitt	Lasterhöhungsfaktor f_p [-]
Einzellig	4,5
Zweizellig	4,9
Dreizellig	6,3

Die Versagenslasten werden bei allen drei Brückenmodellen durch das Betonversagen in der Biegedruckzone aus der Längsbiegung im Bereich der Auflagerachse der Mittelstütze bestimmt (Bild 5-36). Die maximal aufnehmbare Betondruckspannung in den Knotenbereichen an den Auflagern wird dabei bis zu ihrer zweiachsigen Festigkeit nach Bild 3-9 b) ausgenutzt. Da eine punktförmige Festhaltung von Elementknoten eine Singularität darstellt, sind die Elemente an diesen Knoten mit einer linear elastischen Werkstoffbeziehung modelliert. Zusätzlich werden diese Elemente mit einer höheren Steifigkeit eingegeben, sodass dadurch eine Lastverteilungsplatte eines Auflagers abgebildet werden kann. Bei dieser Modellierungsart bestimmen die Elemente das Abbruchkriterium bezüglich der maximalen Druckspannung, die an die Elemente mit linear elastischer Werkstoffbeziehung angrenzen (Bild 5-36). Im betrachteten Beispiel sind dies die Elemente der Bodenplatte und nicht die des Stegs, da sie eine geringere Querschnittsfläche aufweisen.

Zu beachten ist, dass bei der Ermittlung der Lasterhöhungsfaktoren ein vorzeitiges Querkraftversagen zum Beispiel der Fahrbahnplatte außer acht gelassen wird, da es für Schalenelemente kein programminternes Abbruchkriterium für Querkräfte gibt. Ob die Versagenslasten durch Querkrafttragfähigkeiten von Platten bestimmt werden, muss jeweils gesondert überprüft werden.

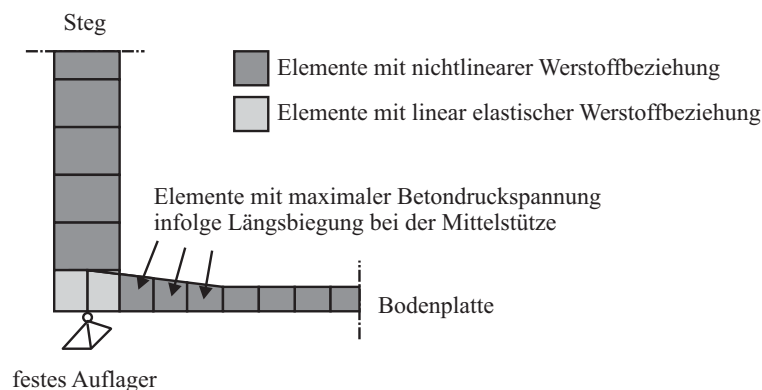


Bild 5-36: Ausschnitt vom FE- Modell am Auflager

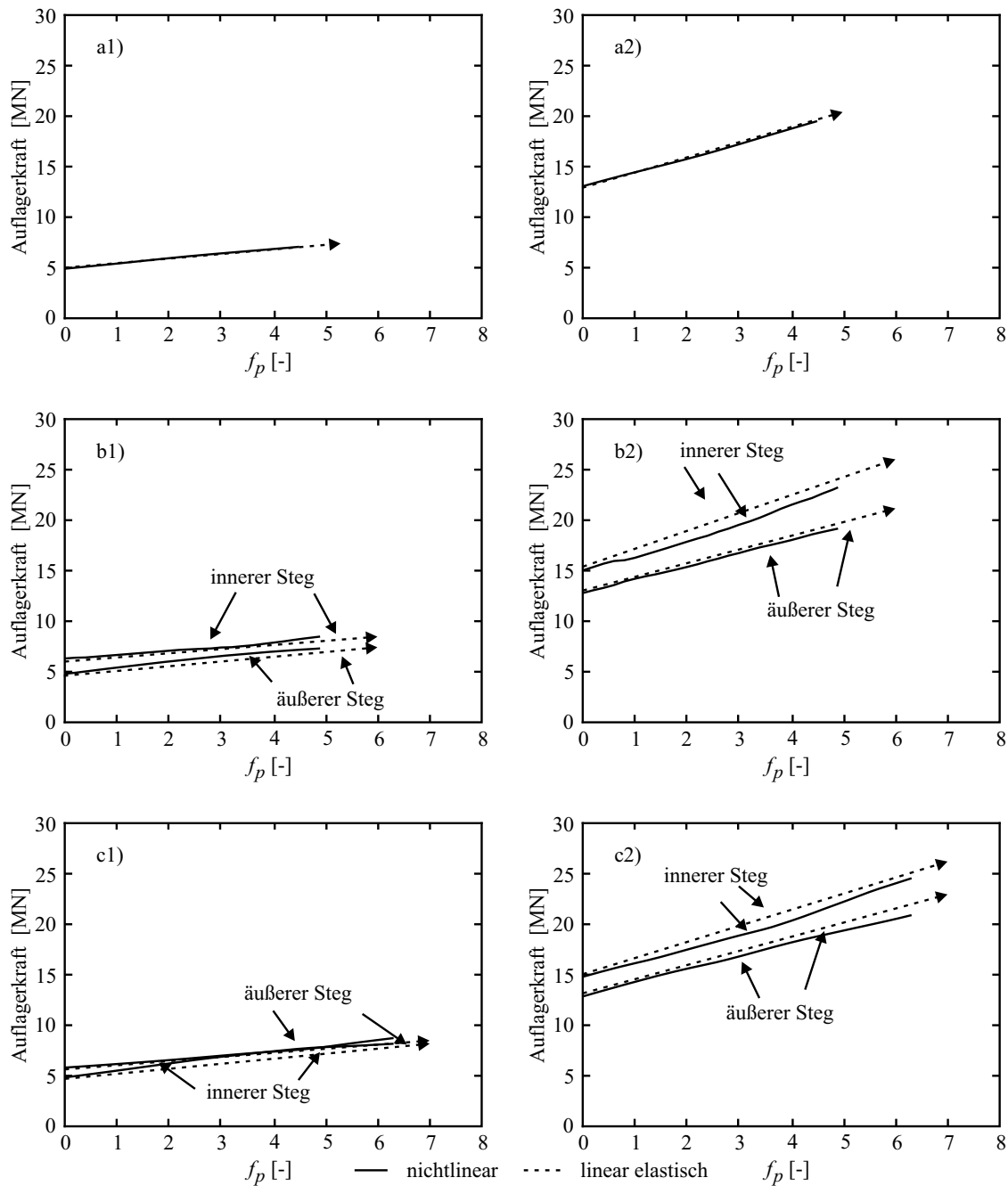


Bild 5-37: Auflagerreaktionen unter einem Steg infolge inkrementeller Steigerung von Nebenspurlasten: Vergleich zwischen nichtlinearer und linear elastischer Berechnung: a) einzellig, b) zweizellig, c) dreizellig; 1) beim Endauflager, 2) bei der Mittelstütze

Die Mitwirkung der stegnahen Plattenbereiche beim Abtrag der Querkräfte in Längsrichtung wird im Folgenden am Beispiel des äußeren Stegs eines zweizelligen Querschnitts im Detail betrachtet. Bei steigender Belastung vergrößert sich diese Mitwirkung in Längsrichtung. In Bild 5-38 ist der Querkraftverlauf im Abstand von 0,45 m neben dem äußeren Steg in der Kragplatte sowie in der Platte zwischen den Stegen dargestellt. Aufgetragen sind die Verläufe der Querkräfte in Längsrichtung einerseits infolge des Eigengewichts und der Vorspannung

($f_p = 0$) und andererseits zuzüglich der Nebenspurlasten beim Lasterhöhungsfaktor von $f_p = 4,9$. Dargestellt sind die Verläufe aus linear elastischer und nichtlinearer Berechnung. Es fällt auf, dass die Mitwirkung der Plattenbereiche bei nichtlinearer Berechnung deutlich stärker zunimmt als bei linear elastischer. Es ist zu beobachten, dass sich die Mitwirkung bei geringen Lasten hauptsächlich auf die lagernahen Bereiche beschränkt, während sich die Platten bei hohen Laststufen über die gesamte Feldlänge am Lastabtrag beteiligen.

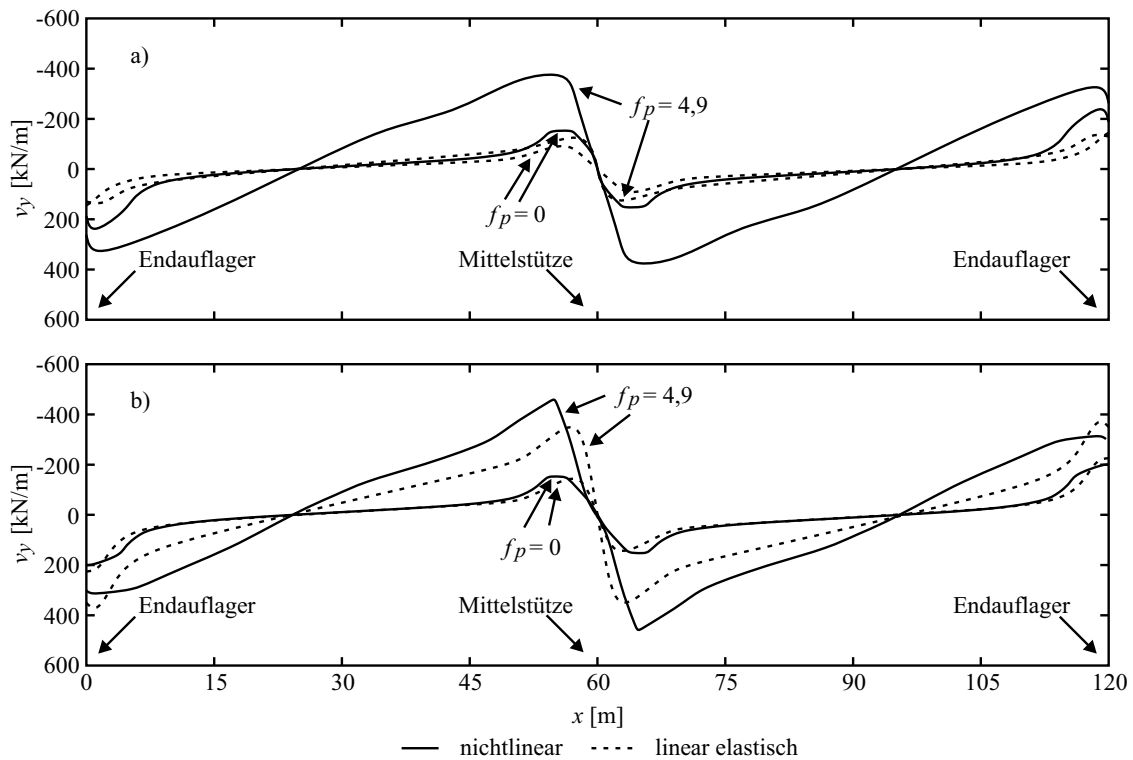


Bild 5-38: Verlauf der Querkräfte v_y in der Fahrbahnplatte im Abstand vom 0,45 m neben dem äußeren Steg (zweizelliger Querschnitt) infolge Eigengewicht und Vorspannung sowie zusätzlich Nebenspurlasten bei linear elastischer und nichtlinearer Berechnung in a) der Kragplatte, b) der Fahrbahnplatte zwischen den Stegen

Wird der Verlauf der in Längsrichtung wirkenden Querkräfte über die gesamte Hohlkastenbreite in der Fahrbahnplatte bei $1,0H$ von der Mittelstütze betrachtet, wird deutlich, dass sich der mitwirkende Bereich zwischen beiden Berechnungsarten unterscheidet und sich die Beanspruchung der Platte in der nichtlinearen Berechnung vergrößert (Bild 5-39).

Aus Bild 5-38 sowie Bild 5-39 geht ebenfalls hervor, dass die in Längsrichtung verlaufenden Querkräfte, die anhand werkstoffbezogener Nichtlinearitäten bestimmt werden, den Querkraftwiderstand der Platten erreichen können (Gleichung (5-30)). Der

Querkraftwiderstand der Kragplatte beträgt für das betrachtete Beispiel rund 220 kN/m und wird bereits bei einem Lasterhöhungsfaktor von $f_p = 2,5$ erreicht. Dadurch wird die Versagenslast von der Querkrafttragfähigkeit der Fahrbahnplatte begrenzt. Da innerhalb des hier verwendeten FE-Programms kein Abbruchkriterium für Querkraftbeanspruchung der Schalenelemente vorliegt, werden bei der Traglastiteration die Nebenspurlasten gesteigert, bis entweder die Zugfestigkeit der Bewehrung oder die Druckfestigkeit des Betons erreicht wird. Es sei darauf hingewiesen, dass die Querkräfte in Platten den Bereichen um die Stege stark von der Art der Modellbildung abhängen [84]. Exaktere Werte lassen sich nur mit der Abbildung dieser Bereiche mit Volumenelementen ermitteln [60].

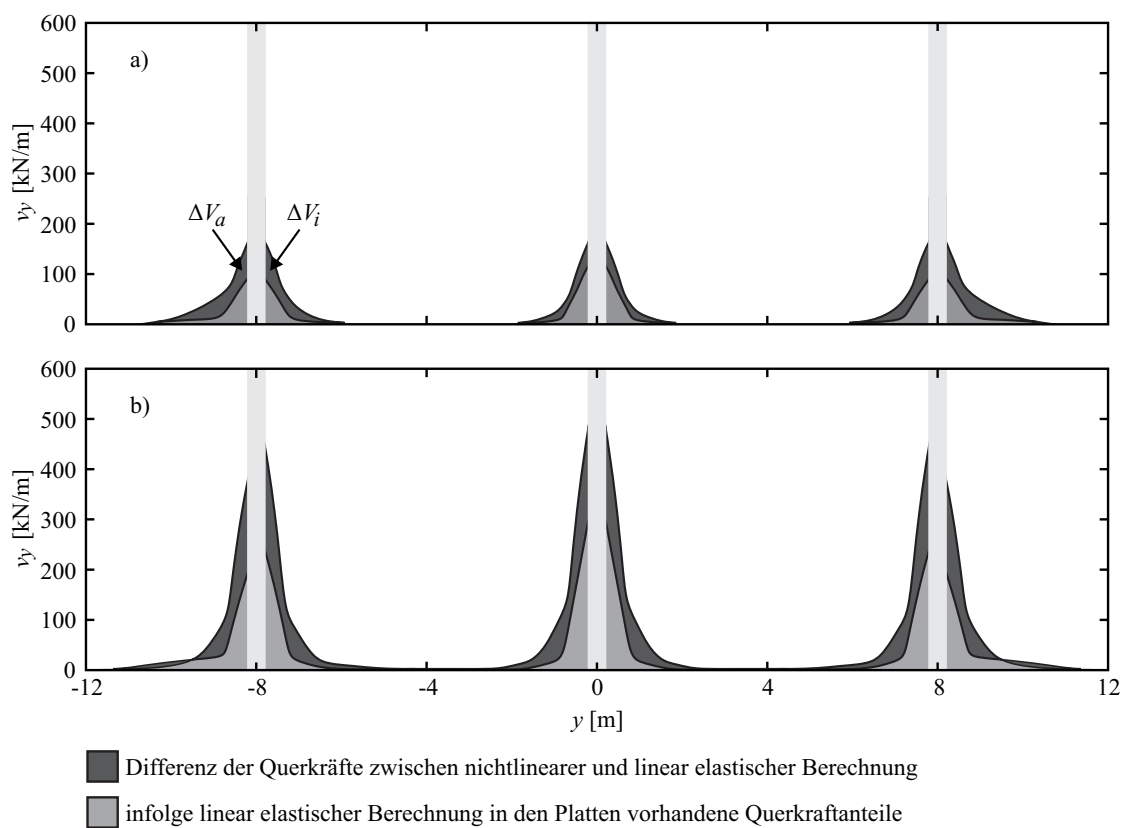


Bild 5-39: Verlauf der Querkräfte v_y im Abstand von $1,0H$ von der Mittelstütze (zweizelliger Querschnitt) in Querrichtung in der Fahrbahnplatte; Vergleich zwischen linear elastischer und nichtlinearer Berechnung: a) infolge Eigengewicht und Vorspannung, b) wie a) zusätzlich mit Nebenspurlasten bei $f_p = 4,9$

Neben der beschriebenen Mitwirkung der stegnahen Plattenbereiche, ist die erwähnte Änderung der Neigung der Hauptdruckspannungen (Druckfelder) im Steg besonders bei großen Verzerrungen der Stege infolge der Längsbiegung für geringere Querkräfte in den Nachweisschnitten bei der Mittelstütze verantwortlich. Aus Bild 5-34 geht hervor, dass bei Lastfaktoren bis ca. $f_p = 2,5$ die Zunahme der Querkräfte aus beiden Berechnungsarten nahezu

gleich ist. Ab diesem f_p - Wert verursacht die Rissbildung aus der Längsbiegung im oberen Bereich des Stegs eine Steifigkeitsabnahme, sodass sich die Druckfelder in Richtung der steiferen, im Steg weiter unten liegenden, Elemente ausrichtet. Dies wird am Beispiel der Hauptdruckspannungen in den Stegen eines zweizelligen Querschnitts deutlich (Bild 5-40). Bei der grafischen Auswertung der Drucksrebenneigung am Beispiel des äußeren Stegs kann im Mittel eine Neigung von ca. 22° bis 24° für $f_p = 1$ im Nachweisschnitt ermittelt werden (Bild 5-40 a1)). Im Vergleich dazu folgt aus Bild 5-40 b1) ein Winkel von 18° bis 20° für $f_p = 4$; gleiches gilt auch für den inneren Steg. Infolge flacher werdender Druckfelder wird die Bügelbewehrung weniger beansprucht, die Beanspruchung der Zugbewehrung in der Fahrbahnplatte nimmt hingegen zu, da die Beanspruchungen infolge größeren Versatzmasses langsamer abgebaut werden [89]. Dies wird besonders in Bild 5-35 c) deutlich. Daraus geht hervor, dass die Beanspruchung der Biegebewehrung über der Mittelstütze in Richtung des Feldes deutlich zunimmt. Aufgrund der Ausweitung des Bereichs hoch beanspruchter Biegebewehrung beteiligt sich die Fahrbahnplatte stärker am Lastabtrag, wodurch die Stege etwas entlastet werden. Da außerdem mit dem Nachweisschnitt für flachere Druckfeldneigungen zunehmend Anteile des Fächers erfasst werden, ergeben sich bei der Integration der Spannungen der Stege insgesamt geringere Querkräfte. Die Hauptdruckspannungen in den Stegen bleiben bei allen Berechnungen unter 30% des Wertes der Betondruckfestigkeit.

Der Einfluss der Neigung der Druckfelder auf die Kräfte in den Stegen lässt sich am Beispiel zweier Spannungsfeldmodelle mit unterschiedlichen Spannungsfeldneigungen qualitativ verdeutlichen (Bild 5-41). Dargestellt sind zwei mögliche Spannungsfeldmodelle der betrachteten Brücken; aus Gründen der Übersichtlichkeit ist nur ein Feld der zweifeldrigen Brücke dargestellt. In der Abbildung ist zu erkennen, dass bei der Annahme flach verlaufender Druckfelder, die Querkräfte in den Stegen abnehmen und die Zugkräfte aus der Längsbiegung zunehmen.

Bei steigender Belastung durch Nebenspurlasten findet aufgrund der Nichtlinearität der Werkstoffe eine Änderung des Lastabtrags in den Stegen statt. Bei linear elastischen Berechnungen hat die Neigung der Druckfelder innerhalb des Stegs keinen Einfluss auf die Größe der Querkraft. Werden bei linear elastischen Berechnungen die Querkraft verursachenden Spannungen über den Steg integriert, liegt innerhalb des Stegs die Querkraft vor, die sich mit gängigen Mitteln der Stabstatik bestimmen lässt.

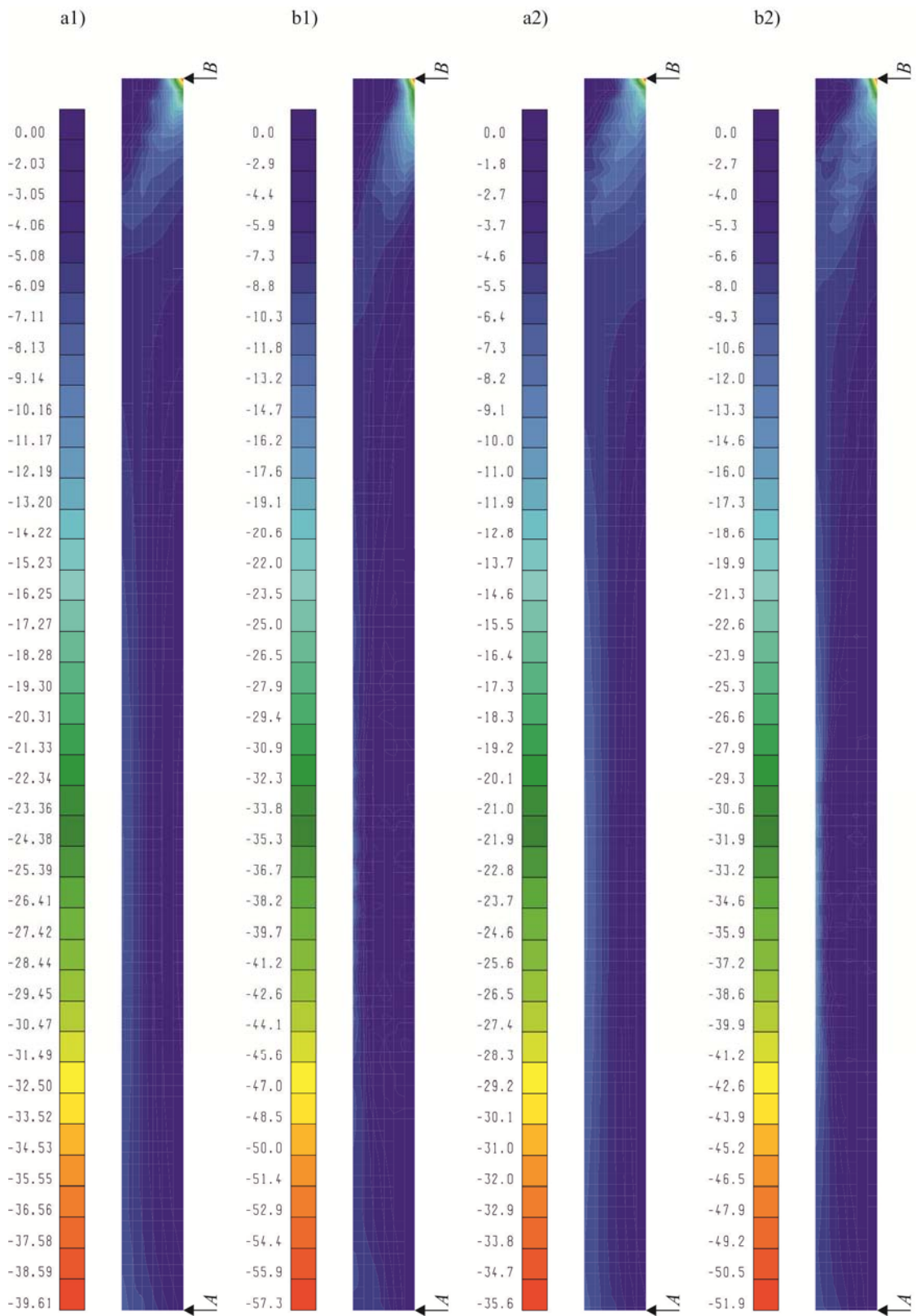


Bild 5-40: Hauptdruckspannungen infolge Nebenspurlasten in den Stegen eines zweizelligen Querschnitts (ein Feld $l = 60$ m, Auflager B bezeichnet die Mittelstütze) bei verschiedenen f_p - Werten: a) $f_p = 1$, b) $f_p = 4$; 1) äußerer Steg, 2) innerer Steg

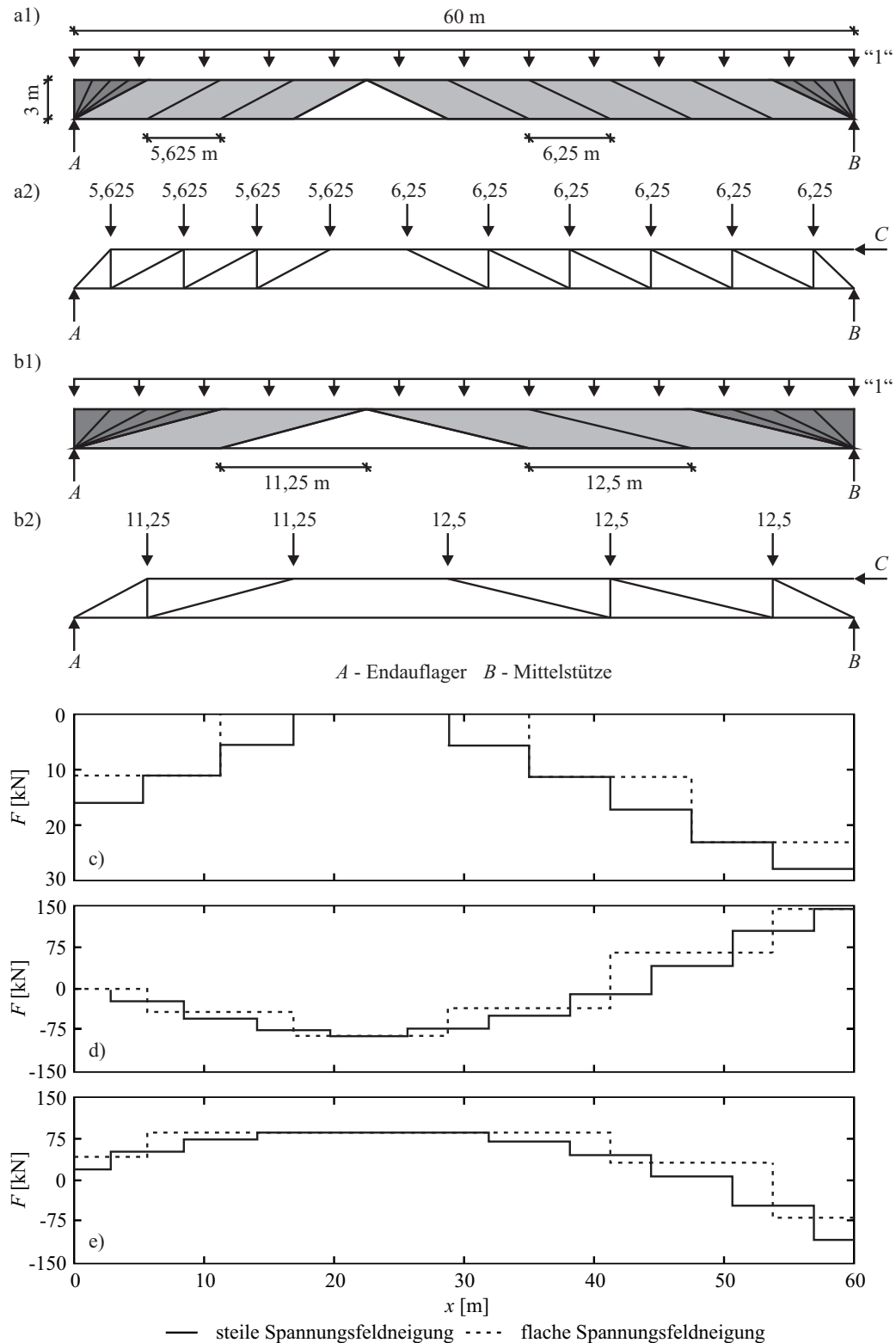


Bild 5-41: Auswirkungen verschiedener Spannungsfeldneigungen auf die Beanspruchungen der Steg- und Gurtkräfte im statisch äquivalenten Fachwerk in einem der Felder der zweifeldrigen Brücke: a) Spannungsfelder, b) Fachwerkmodelle, 1) steile Neigung, 2) flache Neigung; Kräfte in den Stäben des Fachwerks: c) in den vertikalen Stäben, d) im Obergurt, e) im Untergurt

5.6.3 Vergrößerung der Hauptspurlasten

Bei der Ermittlung der Querkräfte infolge größer werdender Hauptspurlasten wird analog zum vorherigen Abschnitt vorgegangen. Die Brückensysteme werden zunächst mit den Bemessungswerten des Eigengewichtes und der Vorspannung belastet, danach werden die Nebenspurlasten auf dem Bemessungsniveau über beide Felder aufgebracht. Auf diese Grundbelastung werden die Hauptspurlasten ebenfalls über beide Felder aufgebracht und bis zum Versagen der Brücke inkrementell gesteigert. Die Hauptspurlasten werden mit der größten möglichen Exzentrizität angeordnet ($a_q/b = \max$). Bei allen Querschnitten wird die Traglast bei steigenden Hauptspurlasten durch das Versagen des Betons in der Biegedruckzone der Längsbiegung begrenzt (Bild 5-36). Der Bewehrungsstahl in der Fahrbahnplatte über der Mittelstütze am lastnahen Steg überschreitet dabei nur lokal die Fließgrenze; ca. $\pm 1,5$ m in Längs- und Querrichtung um den belasteten Steg. Auch bei der Belastung durch die Hauptspurlasten bleiben bei allen Berechnungen die Hauptdruckspannungen in den Stegen unter 30% des Wertes der Betondruckfestigkeit.

Bild 5-42 zeigt die Querkräfte und die Auflagerreaktionen infolge inkrementeller Laststeigerung der Hauptspurlasten bei $a_q/b = \max$ im einzelligen Querschnitt. Wie bereits im vorangehenden Abschnitt dargestellt, nehmen die Querkräfte bei der nichtlinearen Berechnung im Bereich der Auflager an den Rändern der Brücke nahezu linear mit der Belastung zu, während sie bei der Mittelstütze einen Wert nicht überschreiten und zum Ende der Traglast hin sogar geringfügig abnehmen.

Bei der Betrachtung der Querkräfte bei der Mittelstütze fällt weiter auf, dass nicht nur die Querkräfte ab einem Lasterhöhungsfaktor von $f_p = 1,8$ im lastnahen Steg (Bild 5-42 a1)) sondern bereits ab $f_p = 0,2$ Querkräfte auch im lastfernen Steg kleiner werden (Bild 5-42 b1)). Durch die Querbeanspruchung des gesamten Querschnitts entstehen über dem lastfernen Steg Biegerisse, die zusätzlich zu den Rissen aus der Längsbiegung über der Mittelstütze die Steifigkeit des Querschnitts abmindern. Dies wird bei Betrachtung der Stahlspannungen in der Fahrbahnplatte besonders deutlich (Bild 5-43). Bei steigender Last nehmen die Stahlzugspannungen über dem lastfernen Steg infolge Querbiegung des Querschnitts zu, gleichzeitig wachsen die Stahlzugspannungen aus der Längsbiegung im Bereich des lastnahen Stegs an, wodurch sich der Bereich zur Aufnahme der Zugkräfte aus der Längsbiegung vergrößert.

Ab einem Lasterhöhungsfaktor von $f_p = 3,8$ ist die Querkraft im lastnahen Steg nahezu konstant während sie im lastfernen Steg weiterhin abnimmt. Obwohl ein größerer Lastanteil in den lastnahen Steg eingeleitet wird, vergrößern sich die Querkräfte nicht, da sich einerseits die stegnahen Plattenbereiche ebenfalls am Abtrag der Querkräfte beteiligen. Andererseits bildet sich wie auch im vorherigen Fall ein unterschiedlicher Spannungszustand innerhalb des Stegs aus. Dies wird bei der Betrachtung der Hauptdruckspannungen in den Stegen am Beispiel der zweizelligen Brücke deutlich (Bild 5-44). Die Abnahme der Querkräfte im lastnahen Steg ist relativ gering, da die Abnahme der Beanspruchung des Stegs infolge sich ändernder Druckfeldneigungen ungefähr gleichwertig der Zunahme der Hauptspurlasten ist. Im lastfernen Steg ist die Abnahme der Querkräfte größer, da in diesem Steg infolge entstehender Stegverzerrungen aus der Längsbiegung sich lediglich der Spannungszustand im Steg ändert. Die Lasterhöhungsfaktoren für die jeweiligen Brückenmodelle können Tabelle 5-7 entnommen werden. Die Versagenslast entsteht bei einer Last von $f_p \cdot 6,5 \text{ kN/m}^2$, die gleichmäßig über die beiden Felder verteilt ist.

Tabelle 5-7: Maximale Lasterhöhungsfaktoren bei der Steigerung der Hauptspurlasten

Brückenquerschnitt	Lasterhöhungsfaktor f_p [-]
Einzellig	5,1
Zweizellig	5,1
Dreizellig	7,2

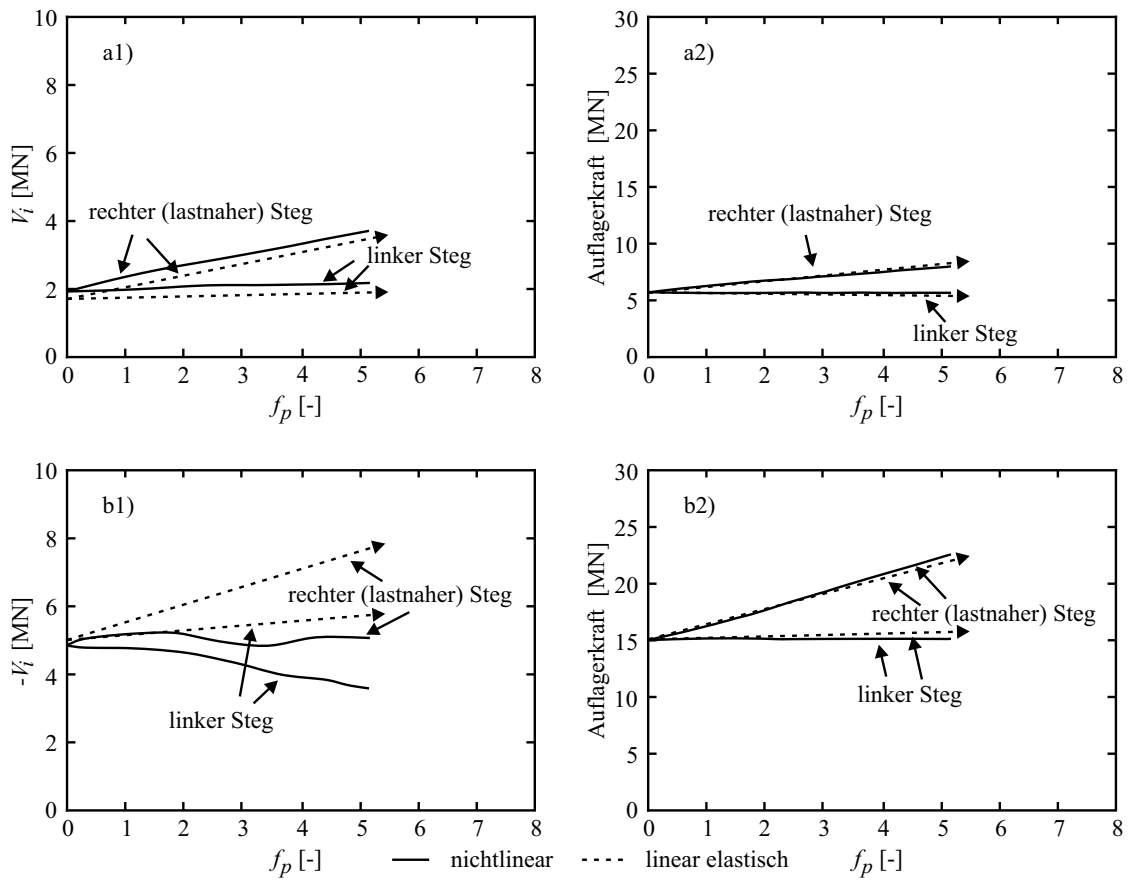


Bild 5-42: Querkräfte bei $1,0H$ vom Auflagerrand in einem Steg und Auflagerreaktionen infolge inkrementeller Steigerung der Hauptspurlasten ($a_q/b = \max$, einzelliger Querschnitt): Vergleich zwischen nichtlinearer und linear elastischer Berechnung: a) beim Endauflager, b) bei der Mittelstütze; 1) Querkräfte, 2) Auflagerreaktionen

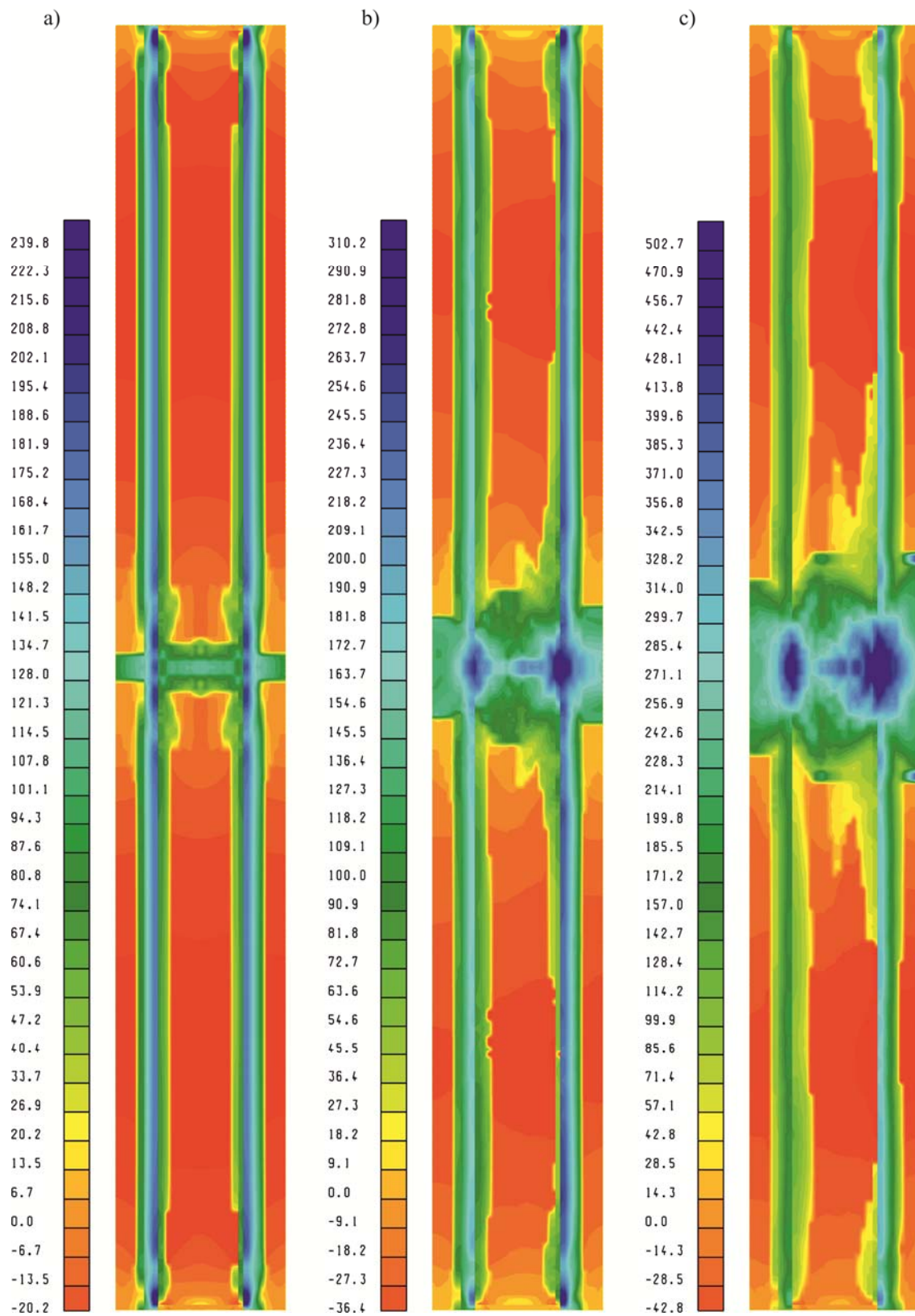


Bild 5-43: Maximale Spannungen [MPa] in der Bewehrung auf der Plattenoberseite in x- und y-Richtung im einzelligen Querschnitt infolge steigender Hauptspurlasten ($a_q/b = \max$) bei: a) $f_p = 0$, b) $f_p = 2.5$, c) $f_p = 5$

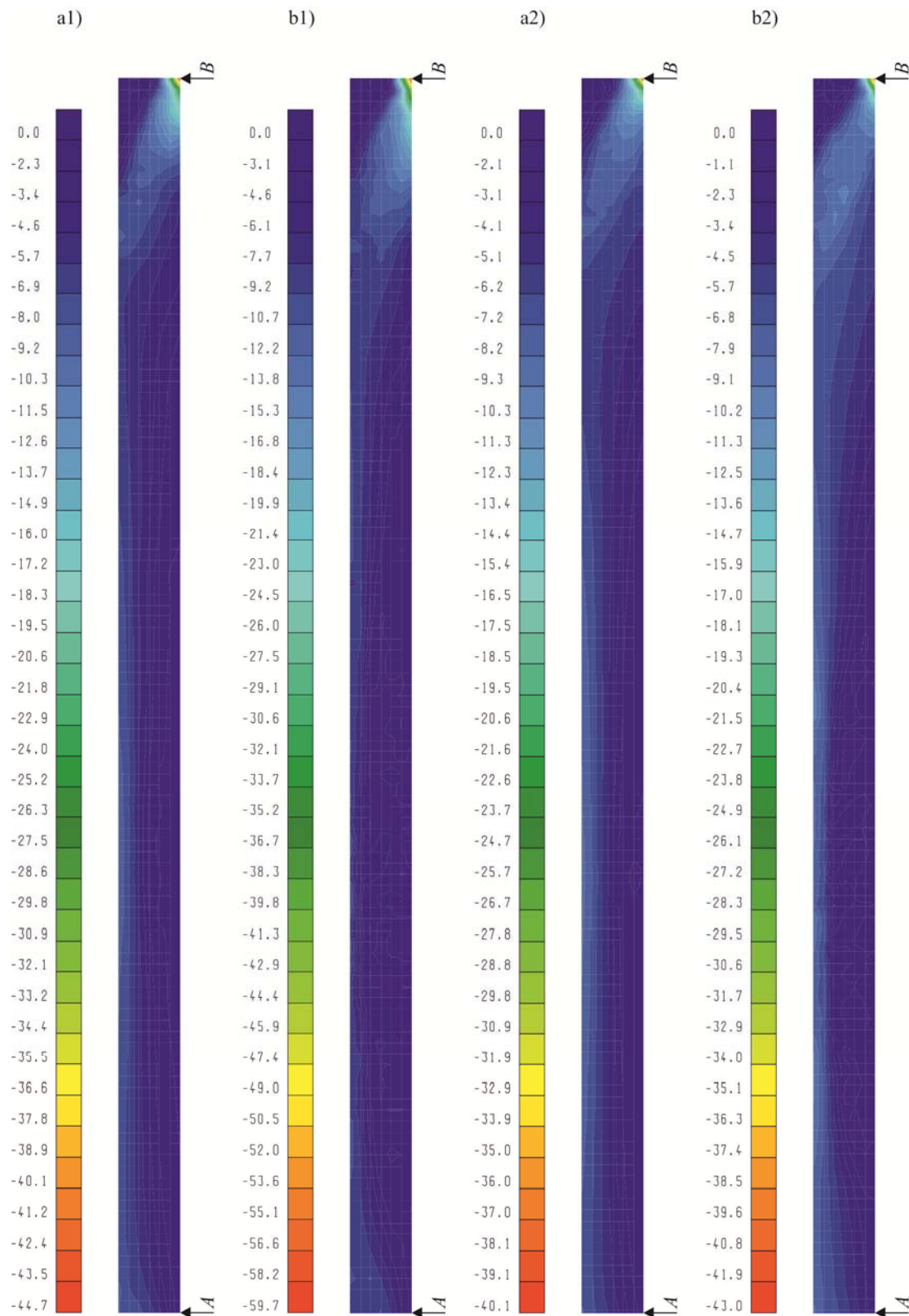


Bild 5-44: Hauptdruckspannungen infolge Hauptspurlasten in den Stegen eines zweizelligen Querschnitts (ein Feld $l = 60$ m, Auflager B bezeichnet die Mittelstütze) bei verschiedenen f_p -Werten: a) $f_p = 1$, b) $f_p = 4$; 1) äußerer Steg, 2) innerer Steg

Bei der Betrachtung der Querkräfte in mehrzelligen Querschnitten können die gleichen Schlussfolgerungen bezüglich der Kraftaufteilung gezogen werden wie in einzelligen Querschnitten. Ein Unterschied in den Querkräften bei der Mittelstütze besteht darin, dass im einzelligen Querschnitt die Querkräfte bei der Mittelstütze während der Laststeigerung nach dem Erreichen eines Wertes geringer werden. Die Querkräfte in mehrzelligen Querschnitten bleiben beim Maximalwert relativ konstant (Bild 5-45 b1) für den zweizelligen und Bild 5-46 b1) für den dreizelligen Querschnitt). Dies ist auf die Quersteifigkeit des Stegs und die daraus resultierende mögliche Umlagerung der Hauptspurlasten in Querrichtung und einer Wirkung der sich ändernden Druckfeldneigungen zurückzuführen (Bild 5-44).

Weiter gilt es festzustellen, dass bei der gewählten Laststellung von $a_q/b = \max$ infolge der Laststeigerung hauptsächlich nur in den beiden dem lastnahen Steg benachbarten Stegen Querkräfte abgemindert werden (Bild 5-45 b1). Der äußerste Steg eines dreizelligen Querschnittes bleibt vom geänderten Kraftfluss unberührt (Bild 5-46 b2)).

Wie auch beim einzelligen Querschnitt bleiben die Querkräfte am Endauflager von der Änderung des Kraftflusses bei der Mittelstütze nahezu unberührt. Lediglich in den inneren Stegen des dreizelligen Querschnitts steigt die Querkraft bei hohen Lastvergrößerungsfaktoren geringfügig an (Bild 5-46 a1)), was auf eine geringe Umlagerung der Querkräfte in Längsrichtung zurückgeführt werden kann. Da an den Endauflagern keine Beanspruchung der Stege aus der Längsbiegung entsteht, wird dort auch keine Änderung des Spannungszustandes in den Stegen hervorgerufen.

Der sich ändernde Kraftfluss in mehrzelligen Querschnitten wird bei der Betrachtung der Stahlspannungen in der Fahrbahnplatte deutlich. Während die Stahlzugspannungen in der in Querrichtung liegenden Bewehrung über beiden lastfernen Stegen im zweizelligen Querschnitt bei der Laststeigerung zunehmen (Bild 5-47), beschränken sich die Zugspannungszunahmen im dreizelligen Querschnitt auf die beiden Stege, die an den belasteten Steg angrenzen. Die Stahlspannungen über dem dritten Steg bleiben in etwa konstant (Bild 5-48). Die Zunahme der Stahlzugspannungen über der Mittelstütze infolge Längsbiegung beschränkt sich ebenfalls auf die drei der Last am nächsten liegenden Stege.

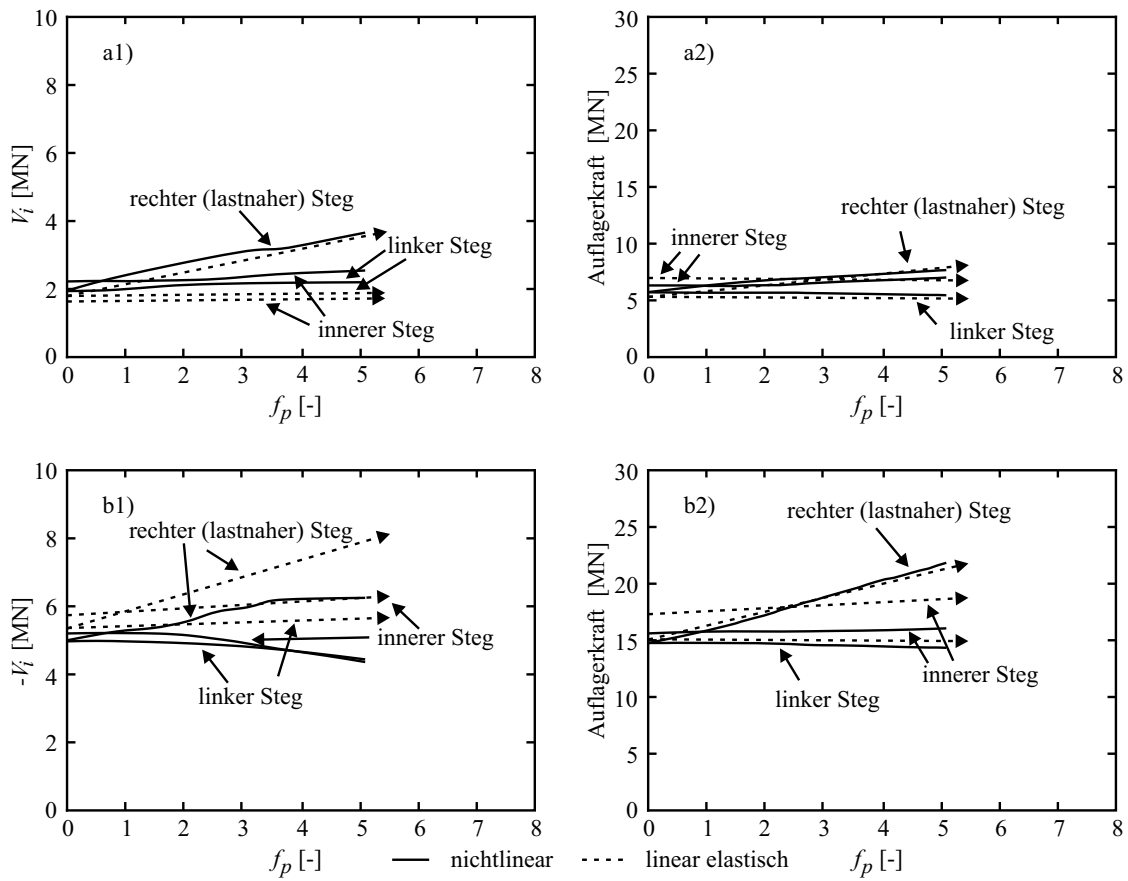


Bild 5-45: Querkräfte bei $1,0H$ vom Auflagerrand in einem Steg und Auflagerreaktionen infolge inkrementeller Steigerung von Hauptspurlasten ($a_q/b = \max$, zweizelliger Querschnitt): Vergleich zwischen nichtlinearer und linear elastischer Berechnung: a) beim Endauflager, b) bei der Mittelstütze; 1) Querkräfte, 2) Auflagerreaktionen

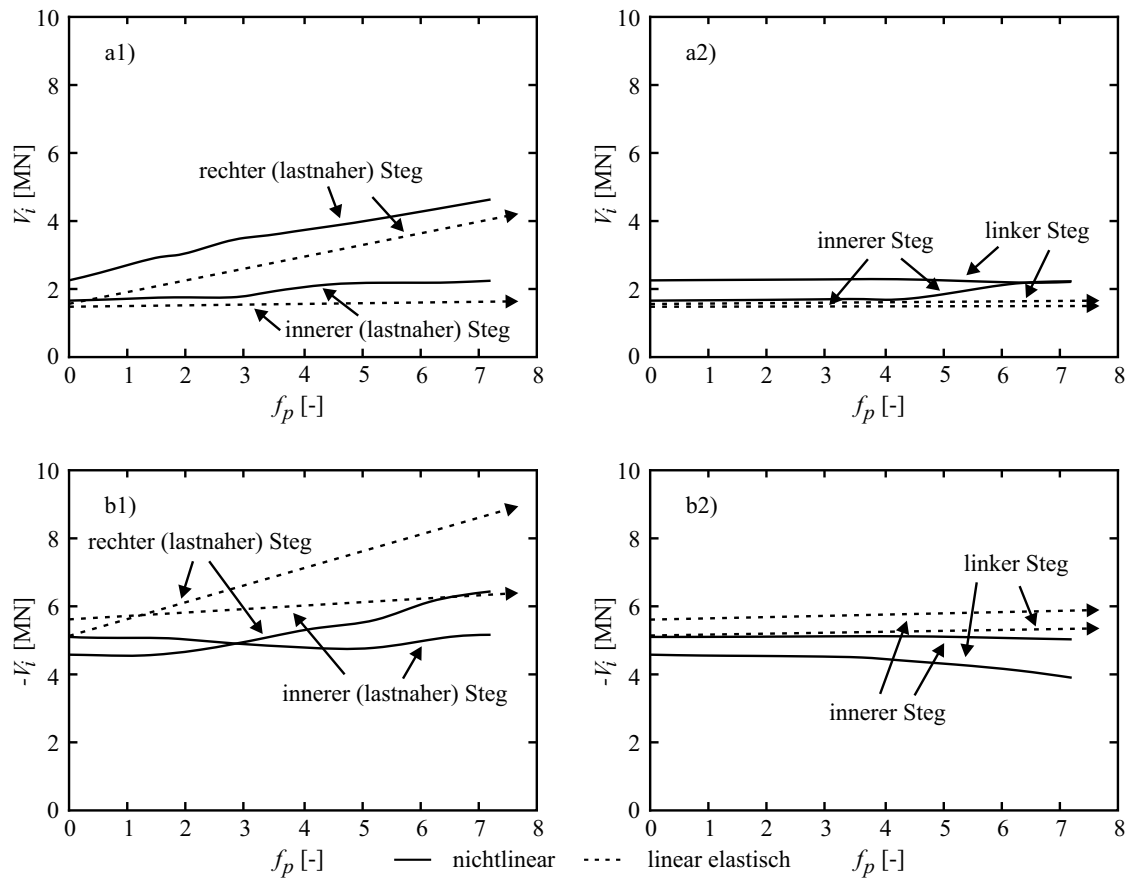


Bild 5-46: Querkräfte bei $1,0H$ vom Auflagerrand in einem Steg infolge inkrementeller Steigerung von Hauptspurlasten ($a_q/b = \max$, dreizelliger Querschnitt): Vergleich zwischen nichtlinearer und linear elastischer Berechnung: a) beim Endauflager, b) bei der Mittelstütze; 1) beide rechten Stege, 2) beide linken Stege

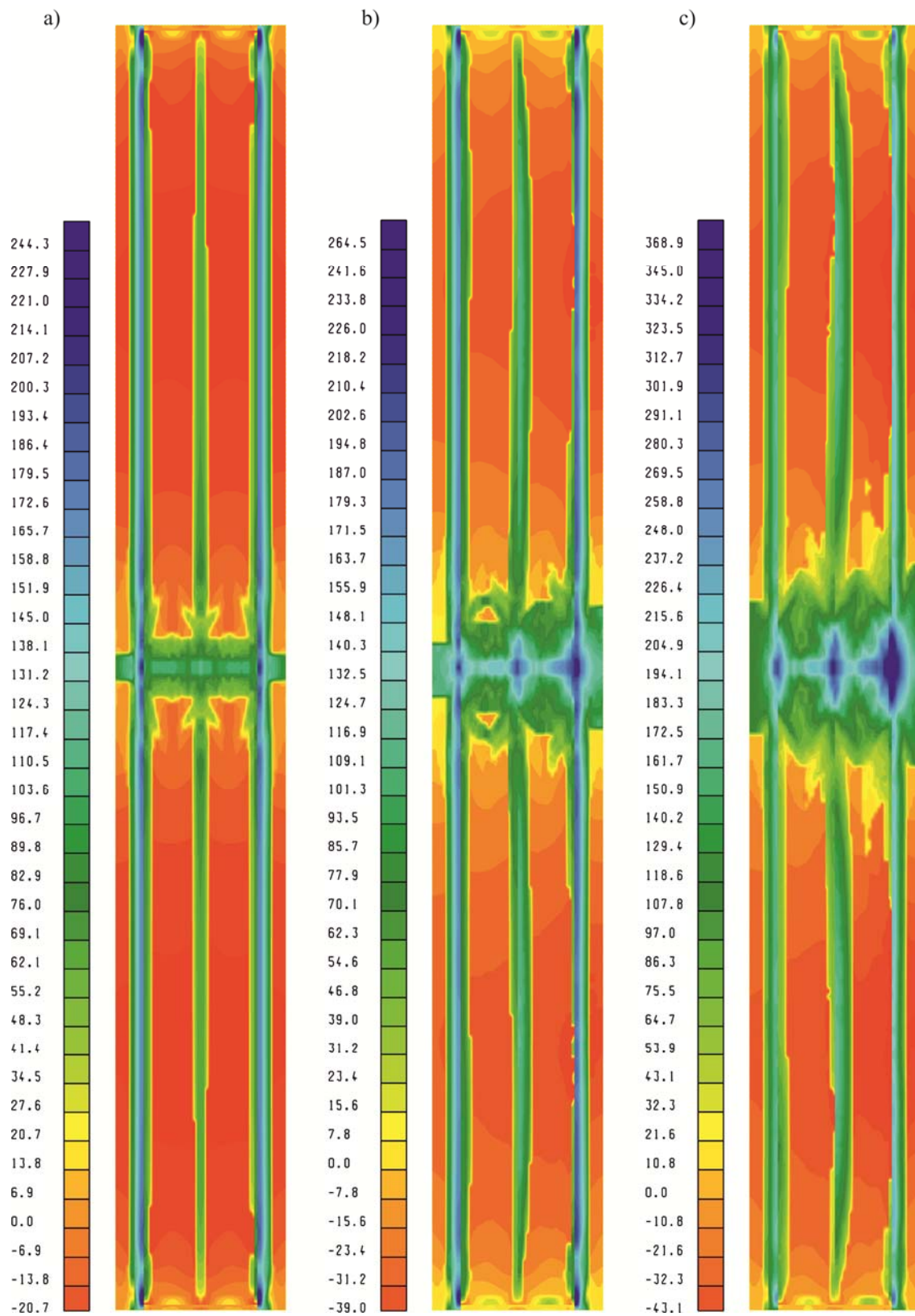


Bild 5-47: Maximale Spannungen [MPa] in der Bewehrung auf der Plattenoberseite in x- und y-Richtung im zweizelligen Querschnitt infolge steigender Hauptspurlasten ($a_q/b = \max$) bei: a) $f_p = 0$, b) $f_p = 2,5$, c) $f_p = 5,1$

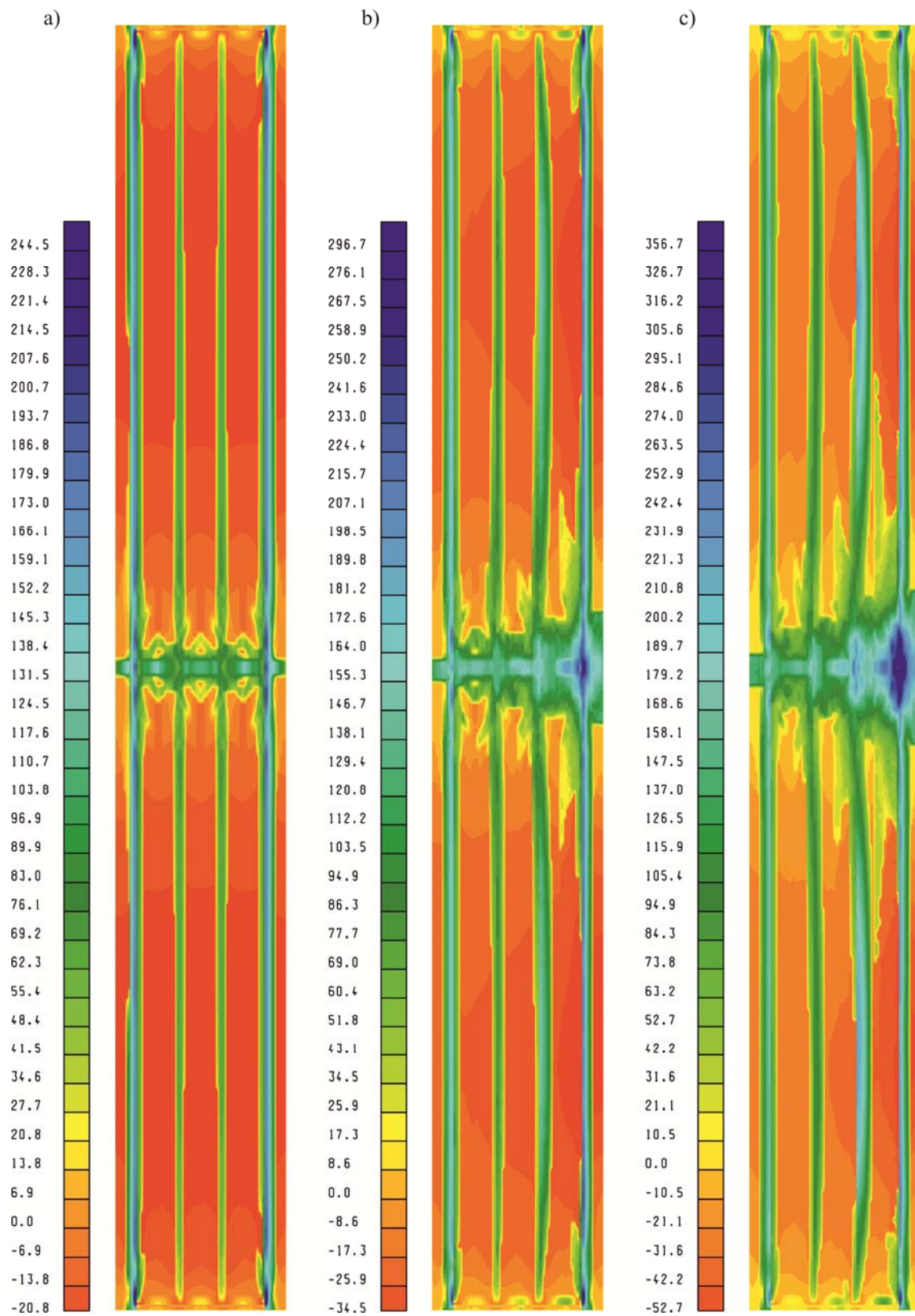


Bild 5-48: Maximale Spannungen [MPa] in der Bewehrung auf der Plattenoberseite in x- und y-Richtung im dreizelligen Querschnitt infolge steigender Hauptspurlasten ($a_q/b = \max$) bei: a) $f_p = 0$, b) $f_p = 5$, c) $f_p = 7,2$

Ein Vergleich der Auflagerreaktionen der mehrzelligen Querschnitte aus linear elastischer und nichtlinearer Berechnung verdeutlicht, dass diese unterhalb des belasteten Stegs nur bei hohem Lastniveau von einander geringfügig abweichen; mit nichtlinearen Berechnungen werden am belasteten Steg leicht größere Auflagerkräfte bestimmt. Die Auflagerkräfte bei den inneren Stegen sind bei nichtlinearer Berechnung grundsätzlich etwas geringer, das äußerste, von der Last am weitesten entfernte Auflager nimmt nach beiden Berechnungsarten die gleichen Kräfte auf (Bild 5-45 b2) sowie Bild 5-49 b1) und b2)). Die Differenz der Auflagerkräfte unterhalb der inneren Stege bei der Mittelstütze findet sich in den Endauflagern der Brücke unterhalb der entsprechenden Stege wieder.

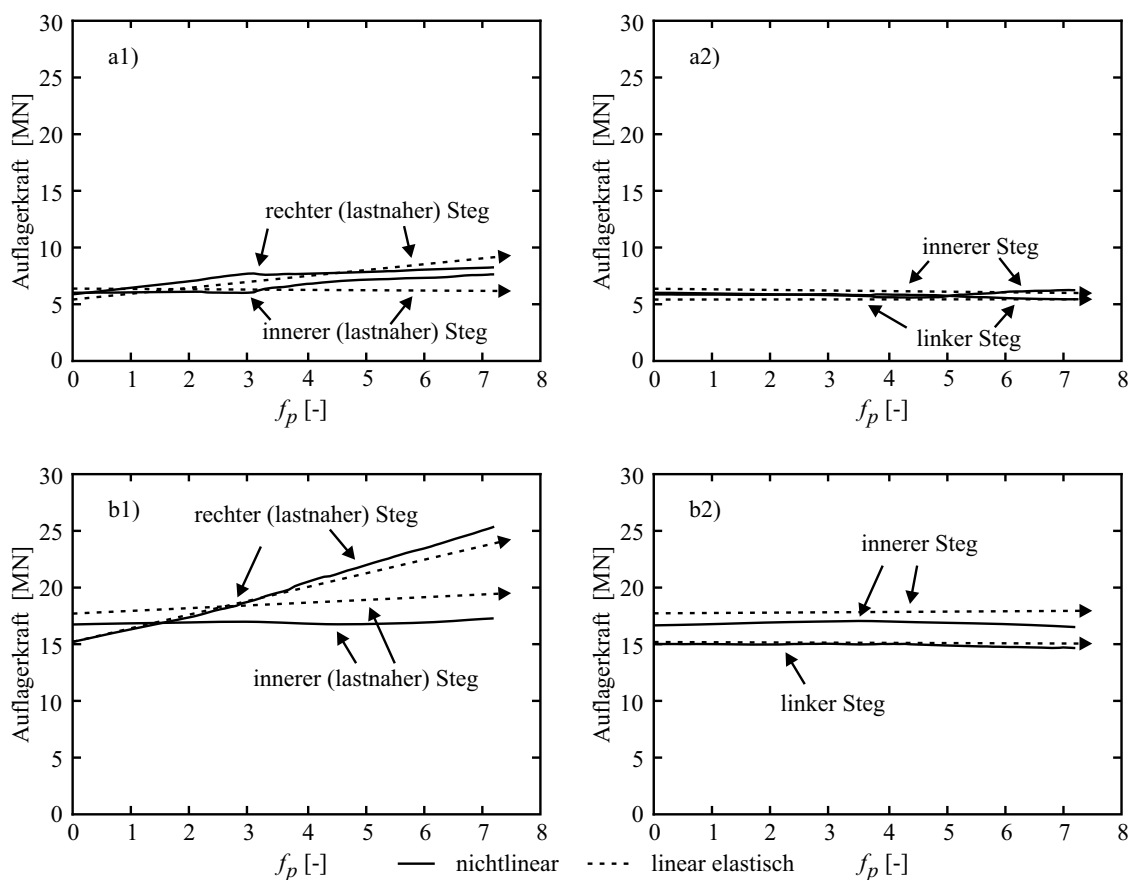


Bild 5-49: Auflagerkräfte unter einem Steg infolge inkrementeller Steigerung von Hauptspurlasten ($a_q/b = \max$, dreizelliger Querschnitt): Vergleich zwischen nichtlinearer und linear elastischer Berechnung: a) beim Endauflager, b) bei der Mittelstütze

Aus Bild 5-50 ist ersichtlich, dass die in Längsrichtung verlaufenden Querkkräfte aus nichtlinearer Berechnung den Querkraftwiderstand der Platten erreichen können (Gleichung (5-30)). Der Querkraftwiderstand der Kragplatte beträgt ca. 220 kN/m und wird bereits bei

einem Lasterhöhungsfaktor von $f_p = 2,3$ erreicht. Dementsprechend würde auch hier die Versagenslast durch die Querkrafttragfähigkeit der Fahrbahnplatte begrenzt werden.

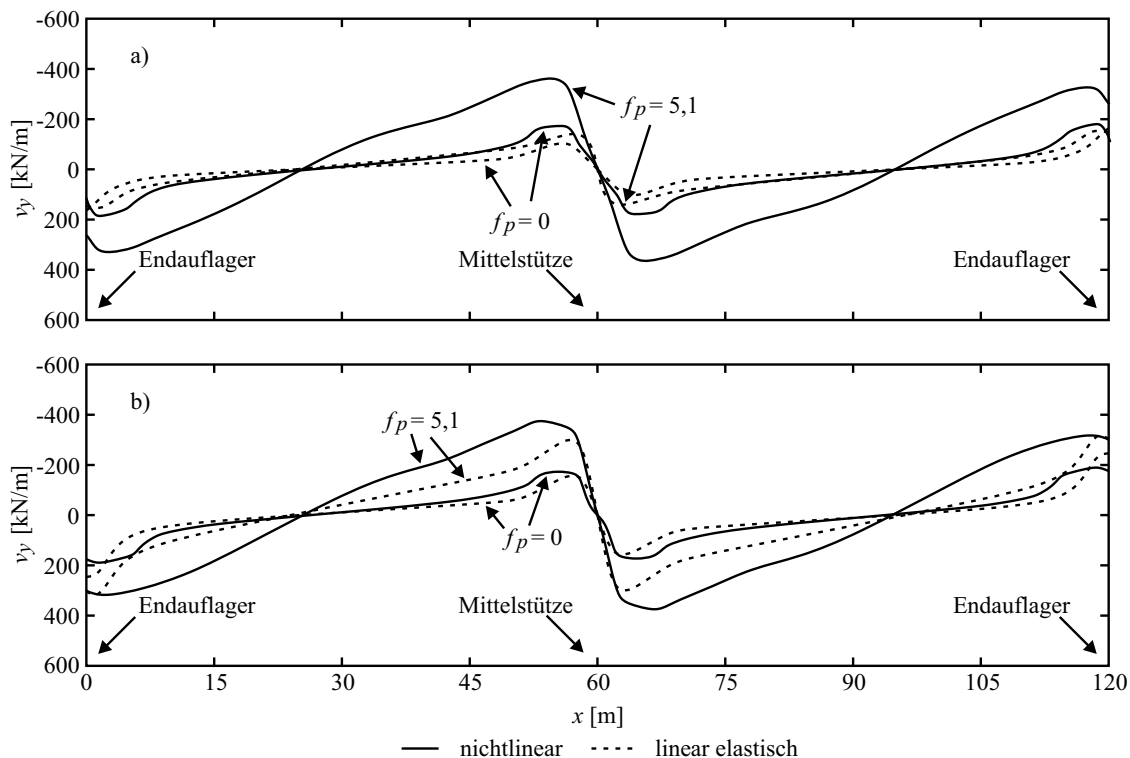


Bild 5-50: Verlauf der Querkräfte v_y in der Fahrbahnplatte im Nachweisschnitt am äußeren Steg (zweizelliger Querschnitt) infolge Eigengewicht und Vorspannung, Nebenspurlasten sowie zusätzlich Hauptspurlasten bei linear elastischer und nichtlinearer Berechnung in a) der Kragplatte, b) der Fahrbahnplatte zwischen den Stegen

5.6.4 Vergrößerung der Achslasten

Bei der Ermittlung der Querkräfte infolge inkrementell steigender Achslasten (die gesamte Achslastgruppe wird um den Faktor f_p vergrößert) wird die Achslastgruppe mit ihrer größten Exzentrizität in einem Abstand von $2,0H$ von der Mittelstütze aufgebracht. Die Grundlasten werden auf dem Bemessungsniveau angenommen und die Hauptspurlasten sind so angeordnet, dass sie ebenfalls mit der größten Exzentrizität die Brücke belasten und dabei die Anforderungen zur Lastanordnung nach DIN Fachbericht 101 [35] erfüllen. Die Versagenslasten der Brücken infolge der steigenden Achslasten werden wie bei den vorherigen Untersuchungen durch das Erreichen der maximalen Betondruckspannungen an den Brückenauflägern infolge Längsbiegung erreicht (Bild 5-36). Lediglich im einzelligen Querschnitt wird die Versagenslast durch das Erreichen der Zugfestigkeit der quer liegenden Bewehrung über den belasteten Stegen bestimmt. In den Untersuchungen am zwei- und

dreizelligen Querschnitt wird die Fließgrenze der quer liegenden Bewehrung überschritten, die Zugfestigkeit aber nicht erreicht. Die Hauptdruckspannungen in den Stegen bleiben bei allen Berechnungen unter 25% des Wertes der Betondruckfestigkeit. Die Lasterhöhungsfaktoren für die jeweiligen Brückenmodelle können Tabelle 5-8 entnommen werden.

Tabelle 5-8: Maximale Lasterhöhungsfaktoren bei der Steigerung der Achslasten

Brückenquerschnitt	Lasterhöhungsfaktor f_p [-]
Einzellig	5,9
Zweizellig	4,4
Dreizellig	5,0

Bild 5-51 zeigt den Vergleich der Querkräfte und Auflagerreaktionen des einzelligen Querschnitts aus linear elastischer und nichtlinearer Berechnung infolge inkrementeller Steigerung der Achslasten. Aus der Abbildung geht hervor, dass die Querkräfte im Bereich des Endauflagers bei beiden Berechnungsarten nahezu gleich sind (Bild 5-51 a1)), und Veränderungen im Lastabtrag sich hauptsächlich auf den lastnahen Steg bei der Mittelstütze beschränken (Bild 5-51 b1)). Bei der Betrachtung der Querkraft an dieser Stelle ist zu erkennen, dass die Querkräfte bei nichtlinearer Berechnung nur geringfügig zunehmen und nach Erreichen eines Maximalwertes geringer werden.

Der geringere Anstieg liegt zunächst an der Beteiligung der Platte zwischen den Stegen und der Kragplatte am Lastabtrag der Querkräfte in Längsrichtung der Brücke und bei höheren f_p - Werten entsteht wie in den vorherigen Untersuchungen eine Änderung des Tragverhaltens innerhalb der Stege infolge geringfügig abflachender Druckfeldneigungen. Ein weiterer Grund für die Abminderung der Querkräfte ab dem Lasterhöhungsfaktor von $f_p = 4$ ist mit fortschreitender Steifigkeitsabnahme infolge deutlicher Überschreitung der Fließgrenze der Querbewehrung in der Platte und damit einhergehender zusätzlicher Weiterleitung von Querkraften in Brückenlängsrichtung zu begründen. Wie in Abschnitt 4.3.3 dargestellt, tendieren Querkräfte aus Einzellasten im Bereich der Auflagerachsen stärker in Längsrichtung abgetragen zu werden. Ein Vergleich der Stahlspannungen in der Fahrbahnplatte verdeutlicht den Kraftfluss (Bild 5-52). Während bis zum Beginn des Stahlfließens die Querkräfte infolge der Achslasten hauptsächlich in Richtung der Stege abgetragen werden (Bild 5-52 a) und b)), werden Kräfte nach Überschreiten der Fließgrenze vermehrt in Längsrichtung abgetragen (Bild 5-52 c)). Dies wird bei der Darstellung der Hauptquerkräfte nach Gleichung (4-12)

ebenfalls deutlich (Bild 5-53). Bei hohen f_p - Werten richtet sich der Abtrag der Querkräfte in Richtung der Lagerung aus.

Bei der Auswertung der Querkräfte des der Last abgewandten Steges wird deutlich, dass auch bei dieser Laststellung infolge Querbiegung des gesamten Querschnitts bei steigender Belastung die Querkraft im Steg geringer wird (Bild 5-51 a1)). Wie auch bei der Belastung durch Hauptspurlasten ändern sich die Steifigkeitsverhältnisse in diesen Steg herum, sodass sich auch diesem Steg die Neigung der Druckfelder ändert.

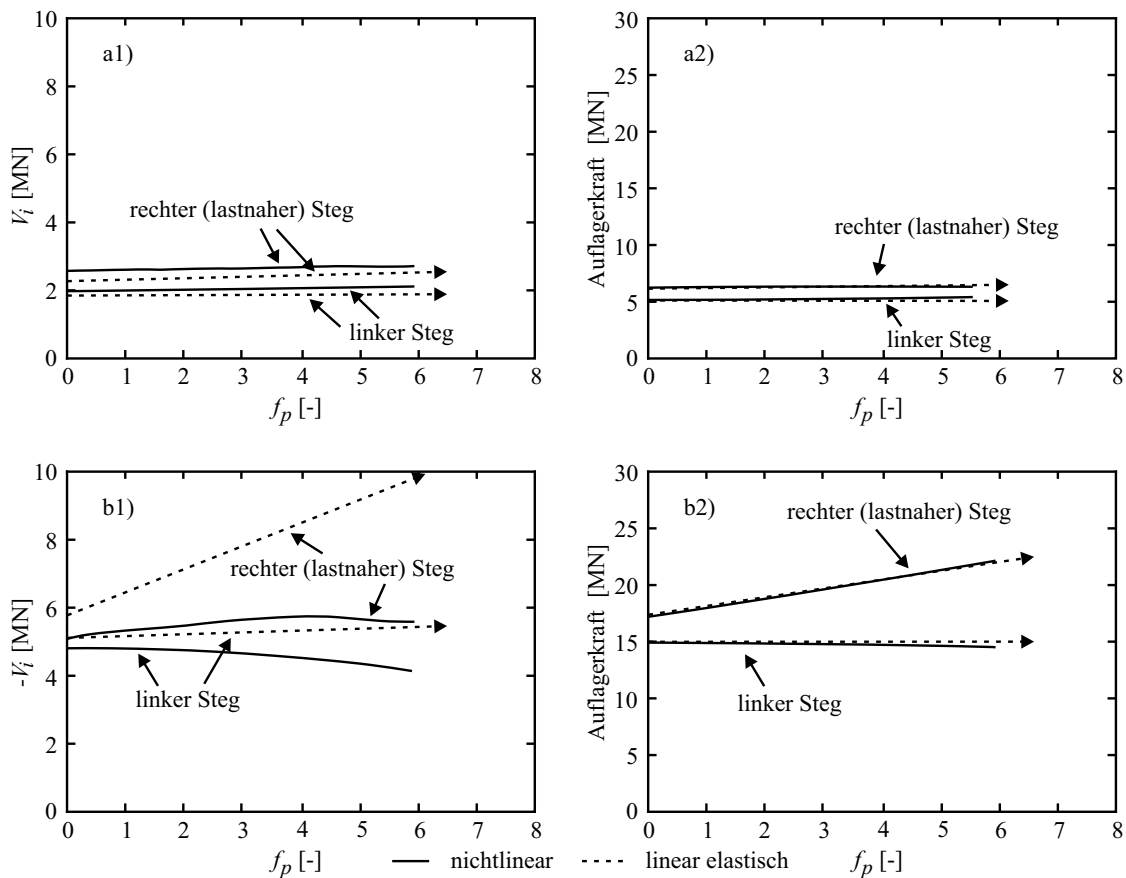


Bild 5-51: Querkräfte bei $1,0H$ vom Auflagerrand in einem Steg und Auflagerreaktionen infolge inkrementeller Steigerung von Achslasten ($a_Q/b = \max$, einzelliger Querschnitt): Vergleich zwischen nichtlinearer und linear elastischer Berechnung: a) beim Endauflager, b) bei der Mittelstütze; 1) Querkräfte, 2) Auflagerreaktionen

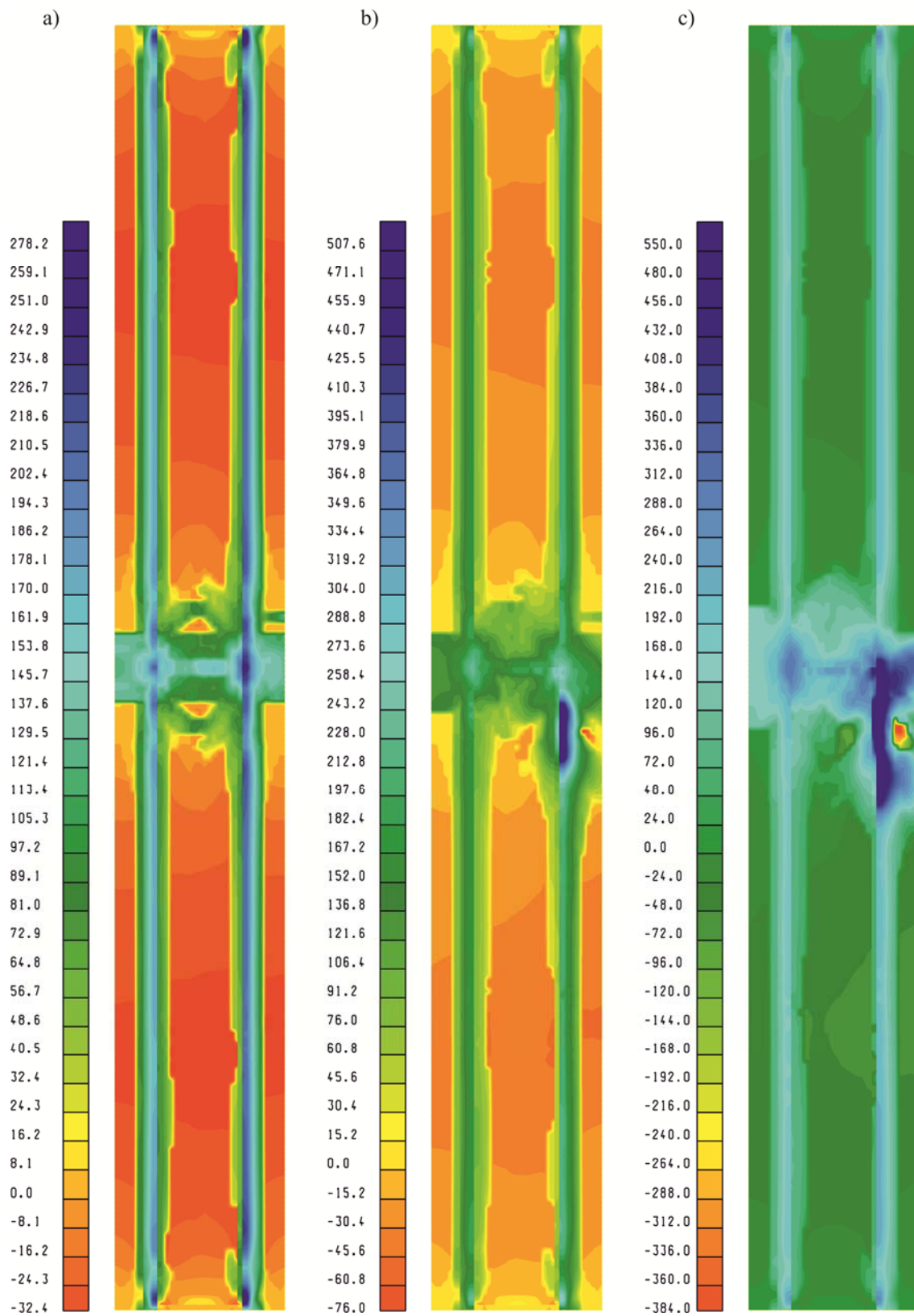


Bild 5-52: Maximale Spannungen [MPa] in der Bewehrung auf der Plattenoberseite in x- und y-Richtung im einzelligen Querschnitt infolge steigender Achslasten ($a_Q/b = \max$) bei: a) $f_p = 0$, b) $f_p = 3$, c) $f_p = 5,9$

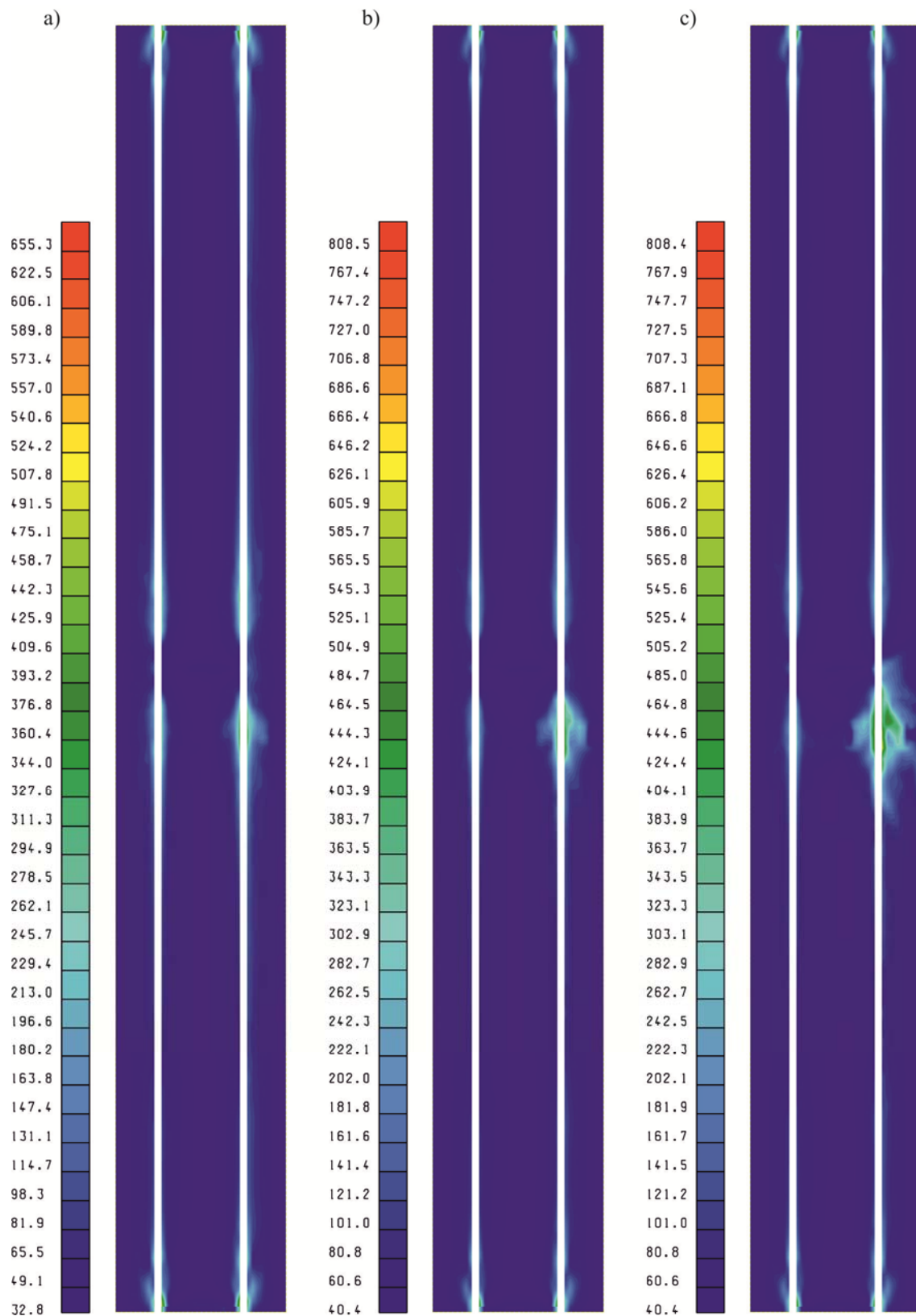


Bild 5-53: Hauptquerkräfte [kN/m] in der Fahrbahnplatte im einzelligen Querschnitt infolge steigender Achslasten ($a_Q/b = \max$) bei: a) $f_p = 1$, b) $f_p = 3$, c) $f_p = 5,9$

Bild 5-54 zeigt die Querkkräfte in den Nachweisschnitten und die Auflagerreaktion unterhalb der Stege in einem zweizelligen Querschnitt. Die Querkkräfte im Nachweisschnitt des lastnahen Stegs nehmen auch hier bis zu einem Maximwert zu und beginnen dann geringfügig abzufallen. Auch hier lässt sich dies mit einer geringen Änderung der Druckfeldneigung in den Stegen begründen (Bild 5-56). Aus Bild 5-55 geht hervor, dass beim Erreichen der Versagenslast eine deutliche Beanspruchung der quer liegenden Biegebewehrung im Bereich der Lagerung vorliegt.

Auf die Darstellung der Querkkräfte innerhalb eines dreizelligen Querschnitts wird an dieser Stelle verzichtet, da die Ergebnisse und Folgerungen vergleichbar mit denen sind, die sich aus den Untersuchungen am zweizelligen Querschnitt ergeben. Die Querkraftverläufe, Auflagerreaktionen sowie Stahlspannungen im dreizelligen Querschnitt können Anhang C entnommen werden.

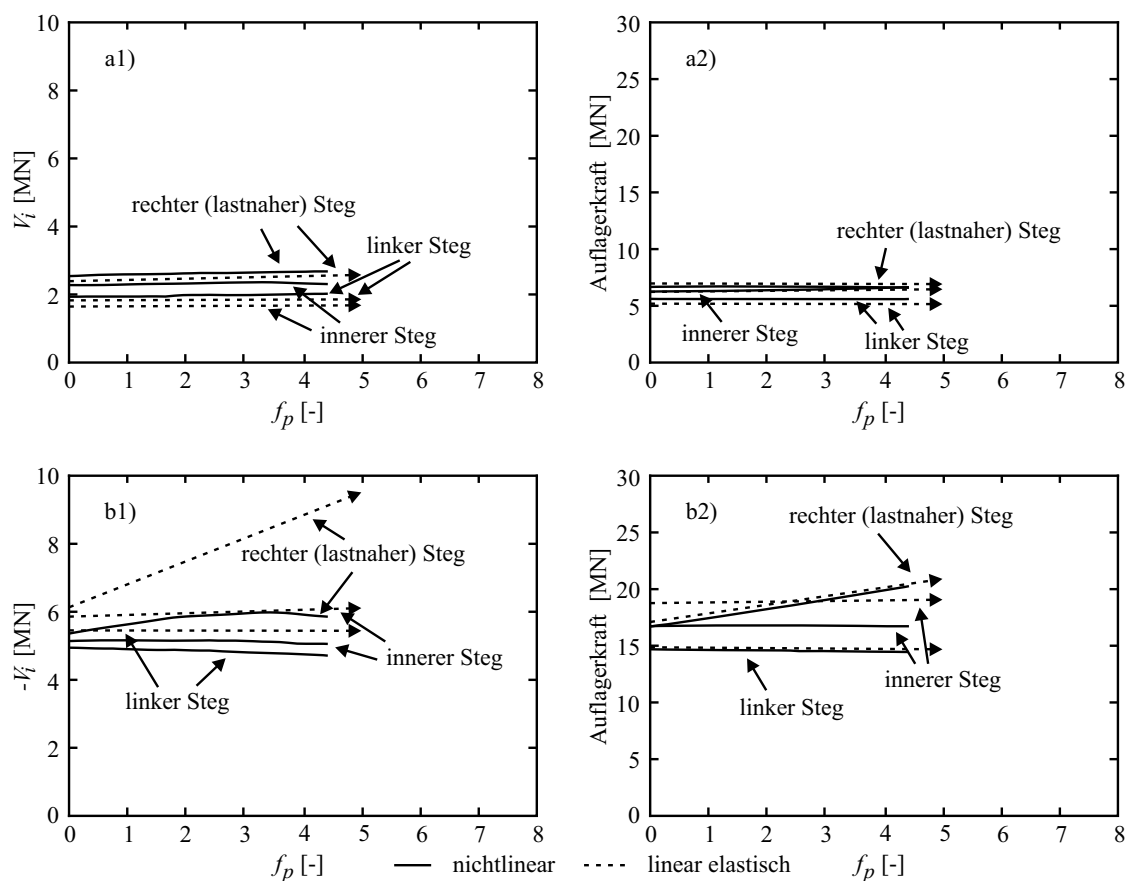


Bild 5-54: Querkkräfte bei $1,0H$ vom Auflagerrand in einem Steg und Auflagerreaktionen infolge inkrementeller Steigerung von Achslasten ($a_Q/b = \max$, zweizelliger Querschnitt): Vergleich zwischen nichtlinearer und linear elastischer Berechnung: a) beim Endauflager, b) bei der Mittelstütze; 1) Querkkräfte, 2) Auflagerreaktionen

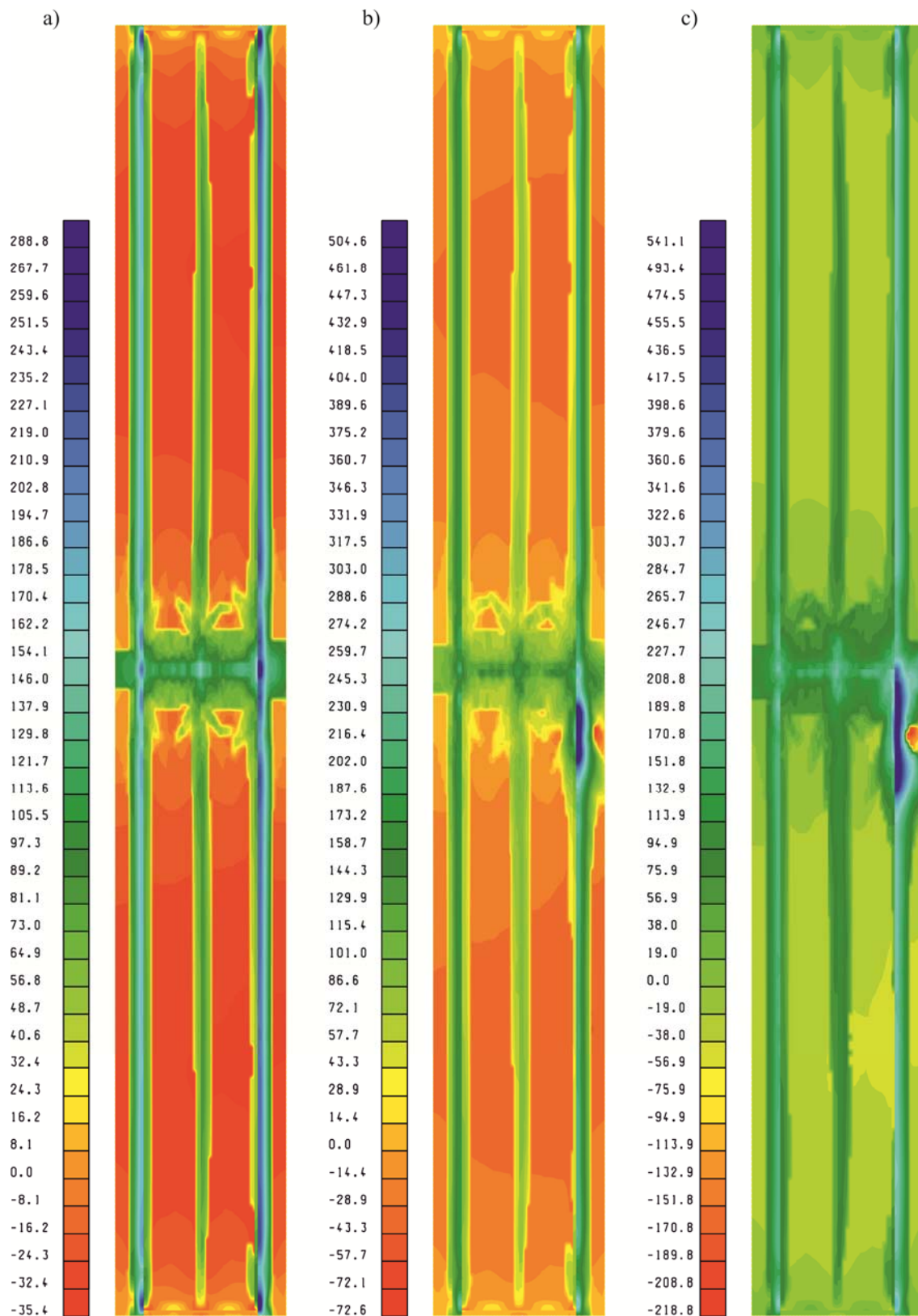


Bild 5-55: Maximale Spannungen [MPa] in der Bewehrung auf der Plattenoberseite in x- und y-Richtung im zweizelligen Querschnitt infolge steigender Achslasten ($a_Q/b = \max$) bei: a) $f_p = 0$, b) $f_p = 2,5$, c) $f_p = 4,4$

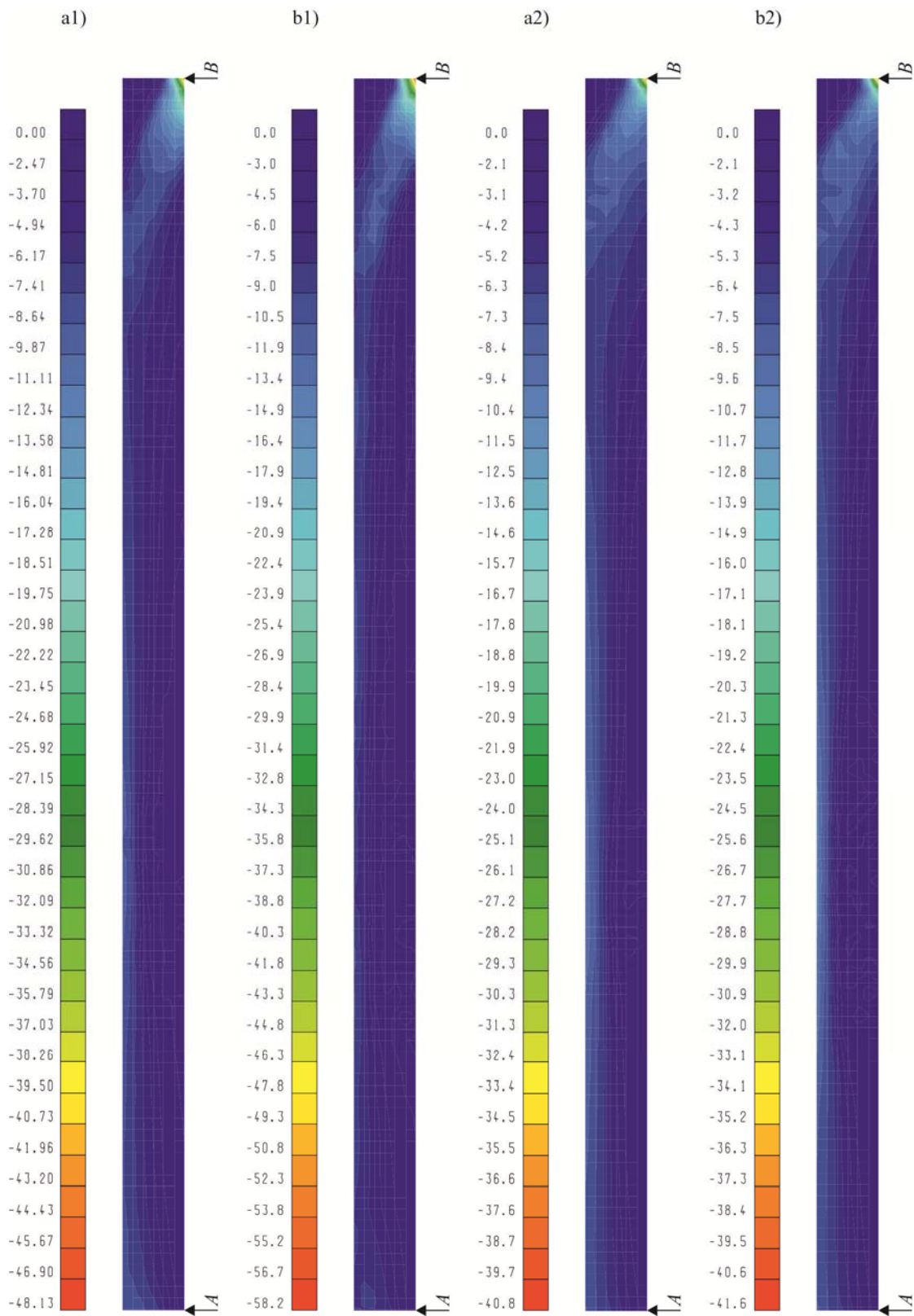


Bild 5-56: Hauptdruckspannungen infolge Achslasten in den Stegen eines zweizelligen Querschnitts (ein Feld $l = 60$ m, Auflager B bezeichnet die Mittelstütze) bei verschiedenen f_p - Werten: a) $f_p = 1$, b) $f_p = 4$; 1) äußerer Steg, 2) innerer Steg

5.6.5 Querkräfte in Stegen bei reduzierter Bügelbewehrung

Bestehende Brücken, die in den 1960er Jahren nach der DIN 4227 [27] bemessen wurden, weisen bei rechnerischen Überprüfungen nach heutigen Normen häufig einen zu geringen Bügelbewehrungsgrad auf. Im Folgenden wird der Einfluss des Bügelbewehrungsgrades auf die Querkräfte in den Nachweisschnitten untersucht. Hierfür werden weiterhin die gleichen Brückenmodelle betrachtet und der in Tabelle 5-4 und Tabelle 5-5 angenommene Bügelbewehrungsgehalt wird in vier Schritten reduziert: auf 75%, 50%, 25% und 12,5% des Ursprungswertes. Der Einfluss des Bügelbewehrungsgehalts wird mithilfe von Traglastberechnungen ermittelt. Die Belastungsgeschichte entspricht weiterhin Tabelle 5-3 (Eigengewicht, Vorspannung, Nebenspur-, Hauptspur- und Achslasten) und die inkrementell aufgetragenen Lasten werden mit dem Faktor f_p erhöht.

In einer vorangehenden Untersuchung wird die Laststellung der Achslasten in Längsrichtung ermittelt, die eine maximale Beanspruchung der Bügelbewehrung bei der Mittelstütze hervorruft (Bild 5-57). In Querrichtung entspricht die Laststellung aller Lasten Bild 4-4. Neben den Querkräften in den Nachweisschnitten in einer Entfernung von $1,0H$ von den Auflagern werden die vertikalen Verschiebungen des äußersten Stegs an dessen Unterseite dargestellt (w_1 und w_2 in Bild 5-57); w_1 befindet sich in Feldmitte und w_2 in der Wirkungslinie (geometrische Mitte) der Achslasten.

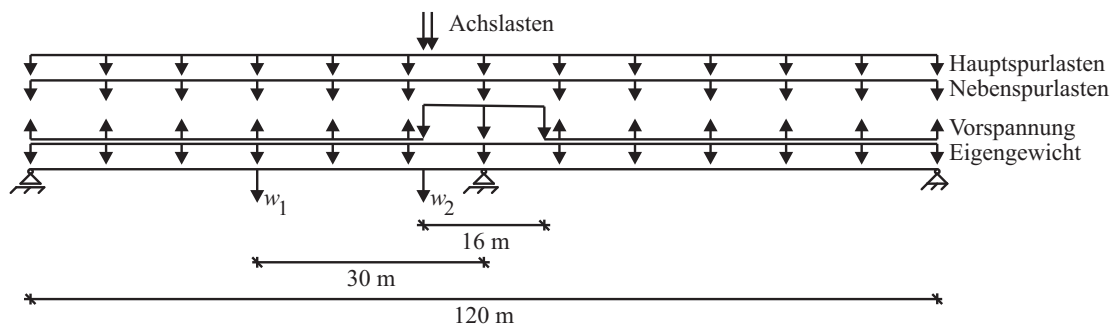


Bild 5-57: Lastmodell für maximale Bügelbeanspruchung bei der Mittelstütze

Bild 5-58 zeigt die Querkräfte im Nachweisschnitt eines der Stege eines einzelligen Querschnitts infolge steigender Nebenspur-lasten bei unterschiedlichen Bügelbewehrungsgraden. Aus Bild 5-58 geht hervor, dass die Menge der vorhandenen Bügelbewehrung einen Einfluss auf die Querkräfte hat. Bei geringen Bügelbewehrungsgraden werden bei der Mittelstütze höhere Querkräfte bestimmt als bei hohen Bewehrungsgraden

(Bild 5-58 a)). Im Bereich des Endauflagers kann ein umgekehrter Einfluss beobachtet werden (Bild 5-58 b)).

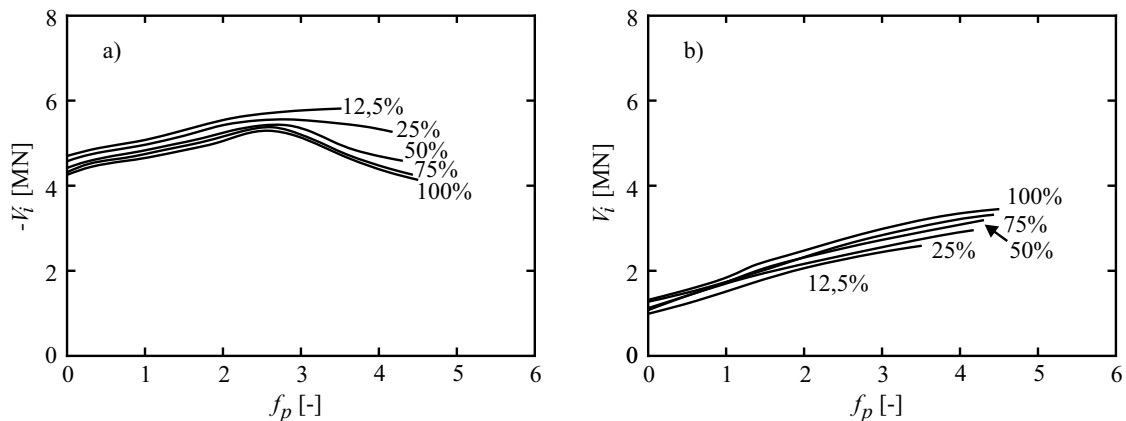


Bild 5-58: Querkräfte im Nachweisschnitt des äußeren Stegs eines einzelligen Querschnitts bei unterschiedlichen Bügelbewehrungsgehalten infolge steigender Nebenspurlasten: a) bei der Mittelstütze, b) beim Endauflager

Grundsätzlich wird deutlich, dass die Querkräfte bei niedrigen Bügelbewehrungsgraden in den Nachweisschnitten nach dem Erreichen eines Maximalwertes bei steigender Belastung kaum oder gar nicht abnehmen, wie dies bei hohen Bügelbewehrungsgraden der Fall ist. Dieser Umstand lässt sich damit begründen, dass die Neigung der Druckfelder infolge der Laststeigerung nicht ganz so deutlich abnimmt. Infolge der Überschreitung der Fließspannung in der Bügelbewehrung nimmt die Steifigkeit der Stegelemente ab, sodass der Druckbogen vermehrt im Obergurt der Brücke abgetragen wird und folgend steiler zur Mittelstütze verläuft. Dieser Umstand ruft somit bei niedrigen Bügelbewehrungsgraden im Nachweisschnitt bei der Mittelstütze größere Querkkräfte respektive Beanspruchungen der Bügelbewehrung hervor.

Infolge des Fließens der Bügelbewehrung nehmen die Verformungen der Stege in vertikaler Richtung zu. Dies wird bei der Auswertung der Stegverformungen in Bild 5-59 deutlich. Aus der Betrachtung der vertikalen Verschiebungen (Bild 5-59) folgt, dass geringe Bügelbewehrungsgrade zu größeren Verschiebungen aufgrund der geringeren Steifigkeit der Brücke führen. Die deutliche Zunahme ab einem Lasterhöhungsfaktor von ca. $f_p = 2$ ist auf das Erreichen der Fließspannung in der Biegebewehrung in einigen wenigen Schalenelementen in der Fahrbahnplatte infolge Längsbiegung zurückzuführen.

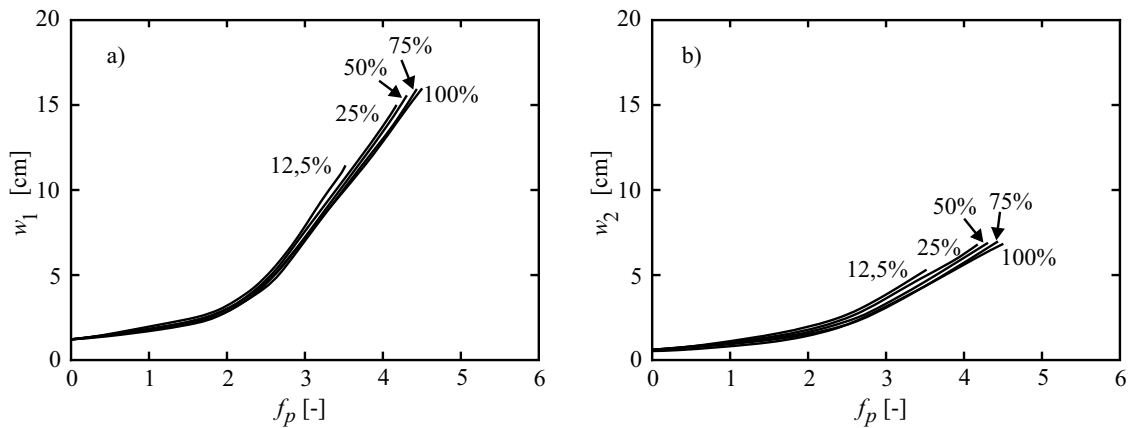


Bild 5-59: Vertikale Verschiebungen des äußeren Stegs (Stegunterseiten) eines einzelligen Querschnitts bei unterschiedlichen Bügelbewehrungsgehalten infolge steigender Nebenspurlasten: a) in Feldmitte, b) bei der Mittelstütze

Beim Erreichen des maximalen Lastfaktors überschreitet die Bügelbewehrung (nur bei 12,5% der Werte aus Tabelle 5-4 und Tabelle 5-5) die Fließgrenze von 500 MPa erreicht jedoch nicht die Zugfestigkeit von 550 MPa (Bild 5-60 a1)). Die maximal aufgebrachten Nebenspurlasten werden wie in den vorangegangenen Untersuchungen durch das Erreichen der Betondruckfestigkeit in der Biegedruckzone infolge Längsbiegung begrenzt (Bild 5-36). Bei geringen Bügelbewehrungsmengen bildet sich ein geringfügig konzentrierteres Druckfeld aus, wodurch die Betondruckfestigkeit im Knotenbereich bei der Mittelstütze früher erreicht wird. Die Hauptdruckspannungen in den Stegen bleiben bei allen Berechnungen unter 30% des Wertes der Betondruckfestigkeit.

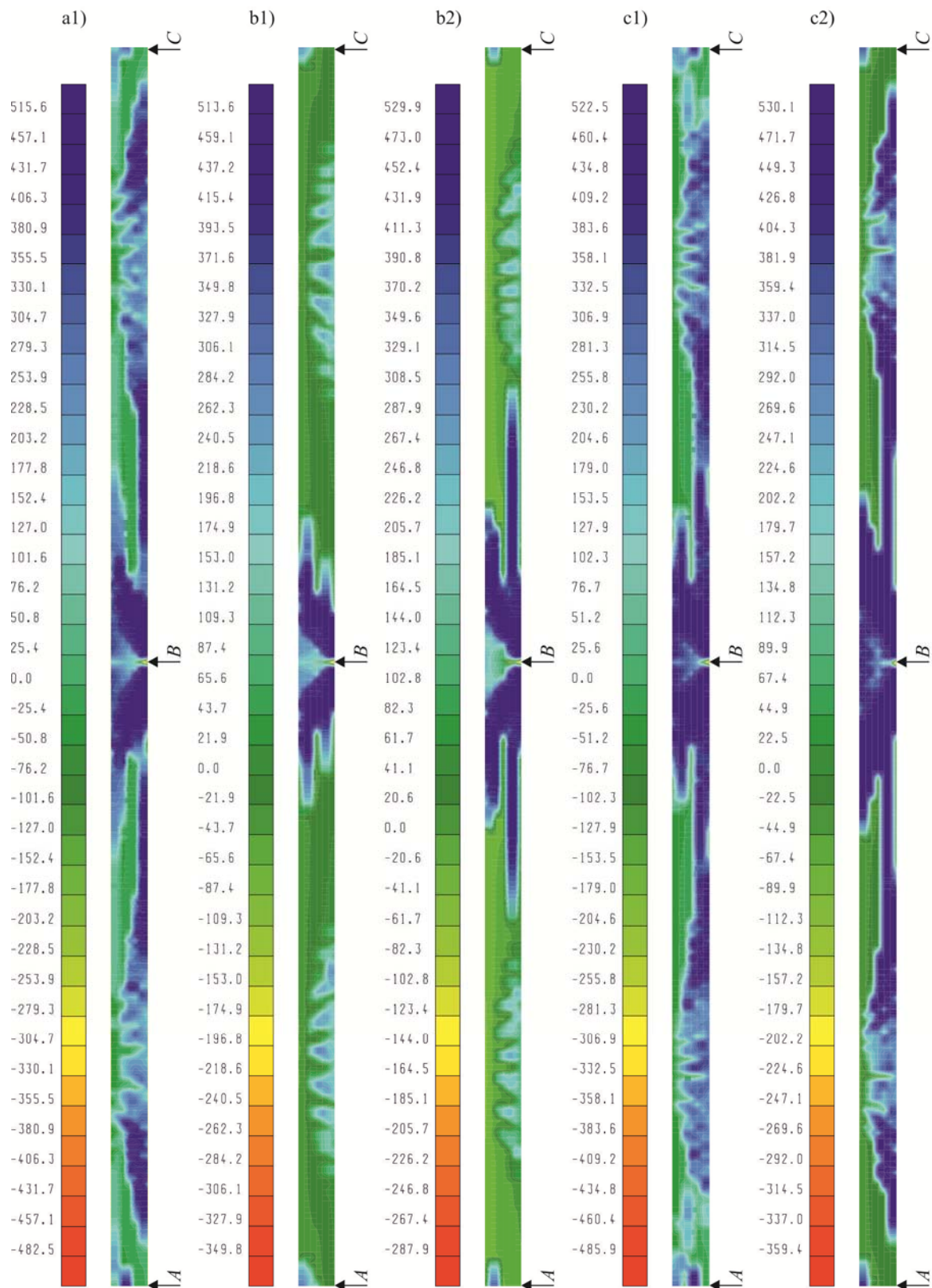


Bild 5-60: Maximale Spannungen [MPa] in der Bewehrung (12,5%) in x- und y-Richtung infolge steigender Nebenspurlasten bei maximalem f_p : a) einzellig, b) zweizellig, c) dreizellig; 1) äußerer Steg, 2) dem äußeren Steg benachbarter Steg

Die Auswertung der Querkkräfte im zweizelligen Querschnitt zeigt vergleichbare Resultate wie im einzelligen. Hier sind bei der Mittelstütze bei geringen Bügelbewehrungsgraden die Querkkräfte ebenfalls größer als bei hohen Bügelbewehrungsgraden (Bild 5-61). Des Weiteren fällt auf, dass nicht nur bei 12,5% sondern auch bei 25% der ursprünglichen Bügelbewehrungsmenge bei steigenden Nebenspurlasten die Querkkräfte im äußeren Steg bis zur maximalen Belastung ansteigen (Bild 5-61 a1)) und im mittleren Steg sogar überproportional zunehmen (Bild 5-61 b1)). Auf die Querkkräfte im Bereich des Endauflagers hat die Menge der Bügelbewehrung nahezu keinen Einfluss. Bild 5-60 b1) und b2) zeigen die Stahlspannungen bei einer Bügelbewehrungsmenge von 12,5% vom Ursprungswert. Auch hier wird ersichtlich, dass bei den maximalen Nebenspurlasten die Fließgrenze geringfügig überschritten, die Zugfestigkeit aber nicht erreicht wird. Die Auswertung der Verschiebungen (Bild 5-62) zeigt ebenfalls eine Analogie zum einzelligen Querschnitt. Bei geringen Bügelbewehrungsgraden sind die vertikalen Verschiebungen größer als bei hohen Bügelbewehrungsgraden.

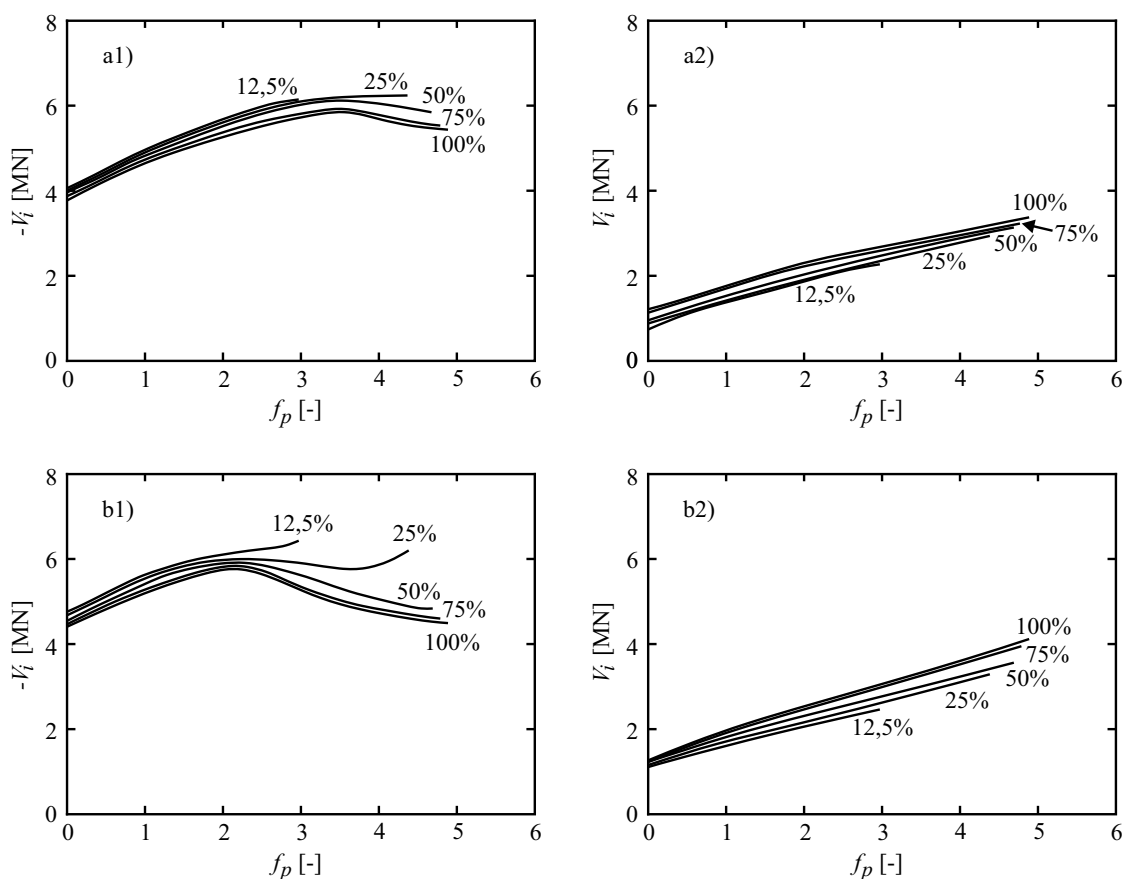


Bild 5-61: Querkkräfte im Nachweisschnitt des äußeren Stegs eines zweizelligen Querschnitts bei unterschiedlichen Bügelbewehrungsgehalten infolge steigender Nebenspurlasten: a) im äußeren Steg, b) im dem äußeren Steg benachbarten Steg; 1) bei der Mittelstütze, 2) beim Endauflager

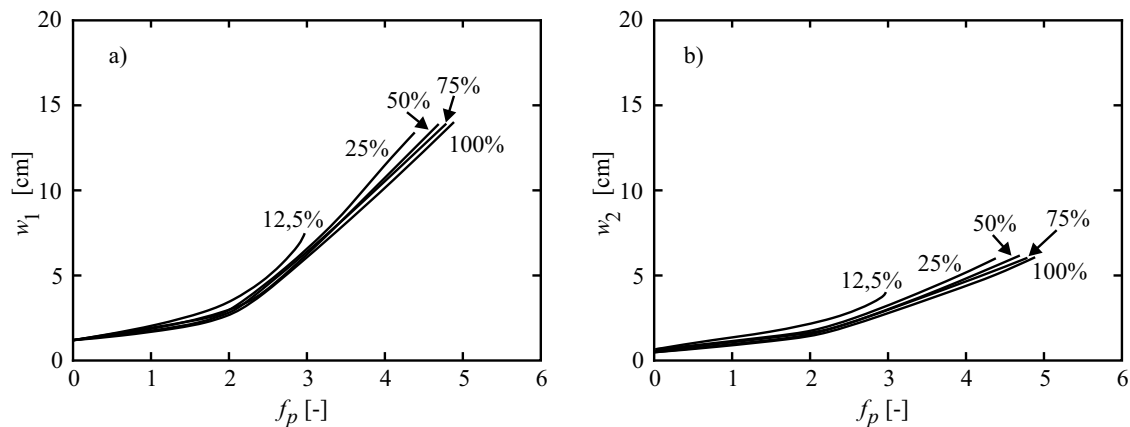


Bild 5-62: Vertikale Verschiebungen des äußeren Stegs (Stegunterseiten) eines zweizelligen Querschnitts bei unterschiedlichen Bügelbewehrungsgehalten infolge steigender Nebenspurlasten: a) in Feldmitte, b) bei der Mittelstütze

Das Tragverhalten des äußeren Stegs des zweizelligen Querschnitts entspricht dem Steg des einzelligen Querschnitts. Beim inneren Steg steigen die Querkräfte ab einem Lasterhöhungsfaktor von ca. $f_p = 2,5$ und ca. $f_p = 3,5$ beim Bügelbewehrungsgehalt von 12,5% respektive 25% überproportional an. Die Spannung in der Längsbiegebewehrung über der Mittelstütze erreicht ihre Fließspannung und die Bügelbewehrung des äußeren Stegs erfährt geringfügig eine größere Querbiegebeanspruchung als die Bügelbewehrung des inneren Stegs. Diese beiden Faktoren verursachen eine Reduktion der Steifigkeit des äußeren Stegs und dadurch eine deutliche Zunahme der vertikalen Verformungen infolge von Längsbiegung und Querkraften. Infolge dessen beteiligt sich bei weiterer Laststeigerung der innere Steg mehr am Lastabtrag als zuvor; dadurch steigt die Belastung des inneren Stegs zusätzlich an, da Kräfte aus dem äußeren in den inneren Steg umgelagert werden. Besonders deutlich wird dies an der Verformungsfigur der Fahrbahnplatte in Feldmitte bei $x = 30$ m (Bild 5-63). Es sind die vertikalen Verschiebungen bezogen auf die Verschiebung über dem inneren Steg dargestellt.

Infolge der Umlagerung der Belastung in Querrichtung wird der innere Steg mehr belastet. Durch die geringe Bügelbewehrungsmenge ändert sich folgend die Beanspruchung dieses Stegs derart, dass die Druckfeldneigung wieder geringfügig zunimmt. Folglich nimmt auch die Beanspruchung des Stegs zu, sodass die resultierenden Querkräfte in diesem Steg überproportional zunehmen. Die Änderung der Druckfeldneigung ist in Bild 5-64 dargestellt. Es sind die Hauptdruckspannungen im inneren Steg (ein Brückenfeld) für verschiedene Bügelbewehrungsmengen (25 % und 100 % der ursprünglichen Menge) und für zwei Laststufen dargestellt. Es ist zu erkennen, dass bei $f_p = 1$ die Druckfeldneigungen bei beiden Bügelbewehrungsmengen noch nahezu gleich sind (Bild 5-64 a1) und a2)), während bei $f_p = 4$

die Druckfeldneigung bei 25 % (Bild 5-64 b1)) der Bügelbewehrungsmenge geringfügig steiler verläuft als bei 100 % der Bügelbewehrungsmenge (Bild 5-64 b2)). Ebenfalls hier bleiben die Hauptdruckspannungen in den Stegen bei allen Berechnungen unter 30% des Wertes der Betondruckfestigkeit.

Die Aussagen über Querkräfte und Verschiebungen eines dreizelligen Querschnitts sind analog zu den des zweizelligen Querschnitts. Die entsprechenden Verläufe können Anhang D entnommen werden.

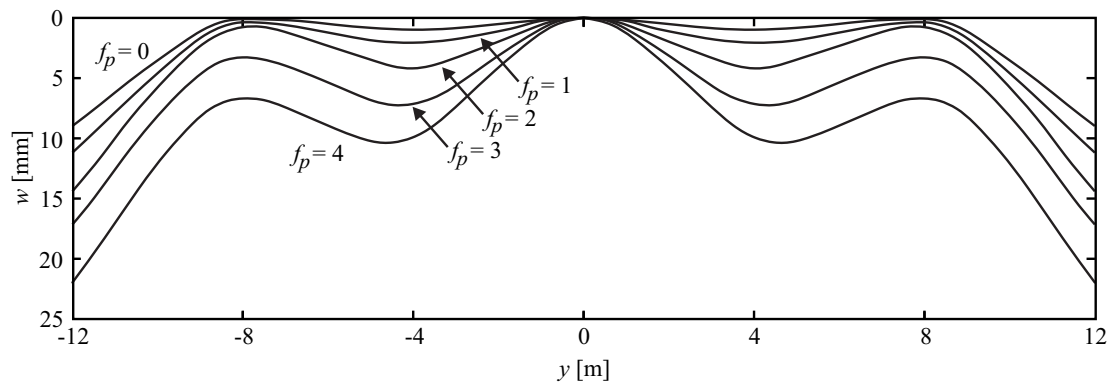


Bild 5-63: Vertikale Verschiebung der Fahrbahnplatte bei $x = 30$ m bezogen auf die vertikale Verschiebung über dem inneren Steg ($y = 0$ m)

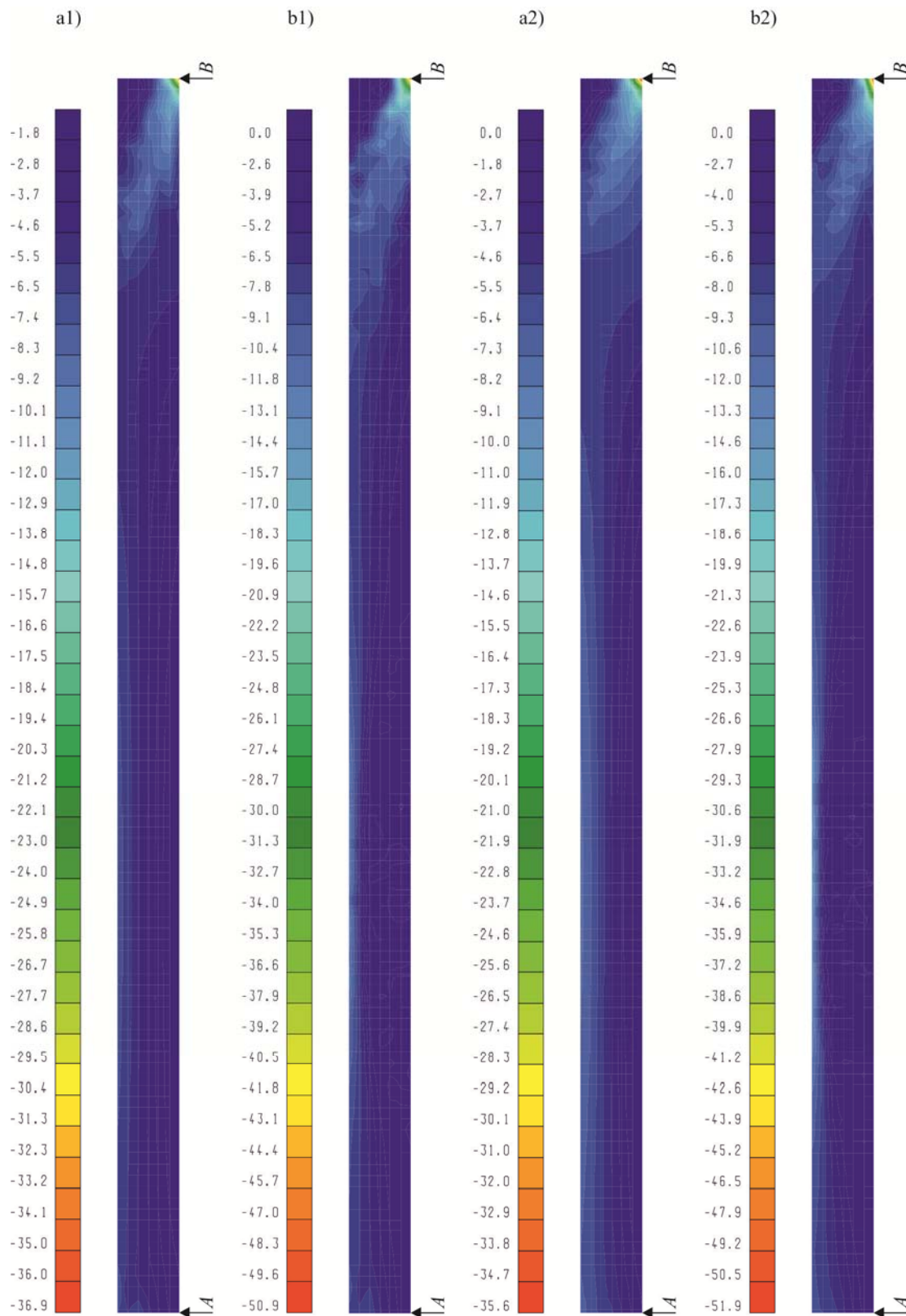


Bild 5-64: Hauptdruckspannungen infolge Nebenspurlasten im inneren Steg eines zweizelligen Querschnitts (ein Feld $l = 60$ m, Auflager B bezeichnet die Mittelstütze) bei verschiedenen f_p -Werten: a) $f_p = 1$, b) $f_p = 4,5$; 1) für 25 % und 2) für 100% der Bügelbewehrungsfläche

Im Folgenden werden die Hauptspurlasten auf die Brücken aufgebracht und inkrementell gesteigert. Auch hier zeigt sich, dass geringe Bügelbewehrungsgrade höhere Querkräfte im Bereich der Mittelstütze zur Folge haben. Infolge geringer Bügelbewehrungsmenge (12,5% vom Ursprungswert) stellt sich auch in diesem Fall ein steilerer Verlauf der Hauptdruckspannungen im Steg ein, wodurch die Querkräfte bei der Mittelstütze mit zunehmender Belastung ansteigen (Bild 5-70). Eine Umlagerung der Querkräfte vom äußeren zum inneren Steg kann nur in sehr geringem Umfang bei geringen Bügelbewehrungsgraden beobachtet werden. Im Bereich des Endauflagers spielt die Bügelbewehrungsmenge eine untergeordnete Rolle. Bild 5-65 zeigt die Querkräfte im einzelligen und Bild 5-66 im zweizelligen Querschnitt. Beim Vergleich der vertikalen Verschiebung wird deutlich, dass sie beim ein- und zweizelligen Querschnitt beim Bewehrungsgrad von 12,5% zum Ursprungswert infolge der Querkraftverformung überproportional ansteigen (Bild 5-67 und Bild 5-68).

Bild 5-69 zeigt die Stahlspannungen in den Stegen für den maximalen Lastfaktor in ein- und mehrzelligen Querschnitten. Daraus geht hervor, dass die Spannungen in der Bügelbewehrung in den äußersten Stegen die Fließgrenze deutlich überschreiten; die Zugfestigkeit wird aber nicht erreicht. Die Bügelbewehrung der inneren Stege erreicht ebenfalls die Fließgrenze. Die Spannungen sind aber kleiner als die des äußeren Stegs.

Die Traglastberechnung wird durch das Erreichen der Betondruckfestigkeit in der Biegedruckzone infolge Längsbiegung begrenzt. Die Hauptdruckspannungen in den Stegen bleiben bei allen Berechnungen unter 35% des Wertes der Betondruckfestigkeit (Bild 5-70).

An dieser Stelle gelten die Aussagen über Querkräfte und Verschiebungen eines zweizelligen Querschnitts auch für den dreizelligen Querschnitt. Die entsprechenden Verläufe sind in Anhang D zu finden.

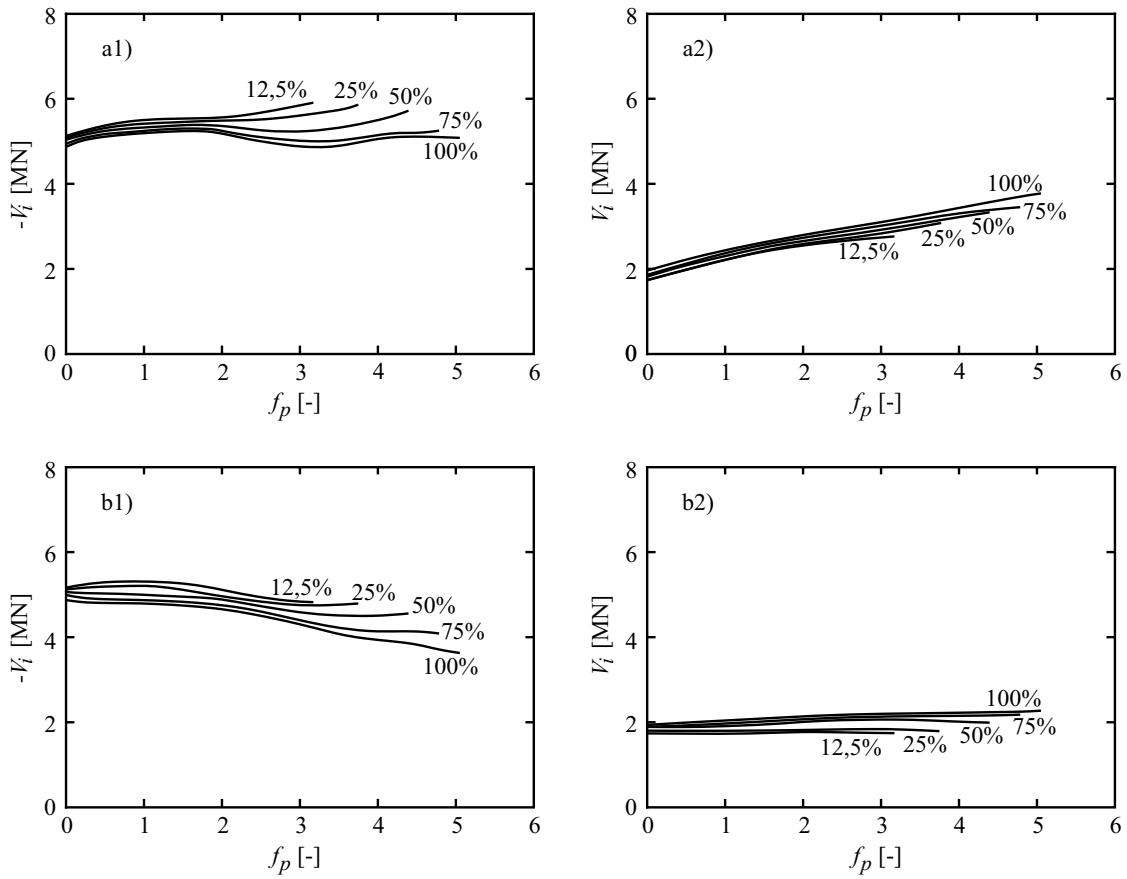


Bild 5-65: Querkräfte im Nachweisschnitt des äußeren Stegs eines einzelligen Querschnitts bei unterschiedlichen Bügelbewehrungsgehalten infolge steigender Hauptspurlasten: a) im rechten (lastnahen) Steg, b) im linken Steg; 1) bei der Mittelstütze, 2) beim Endauflager

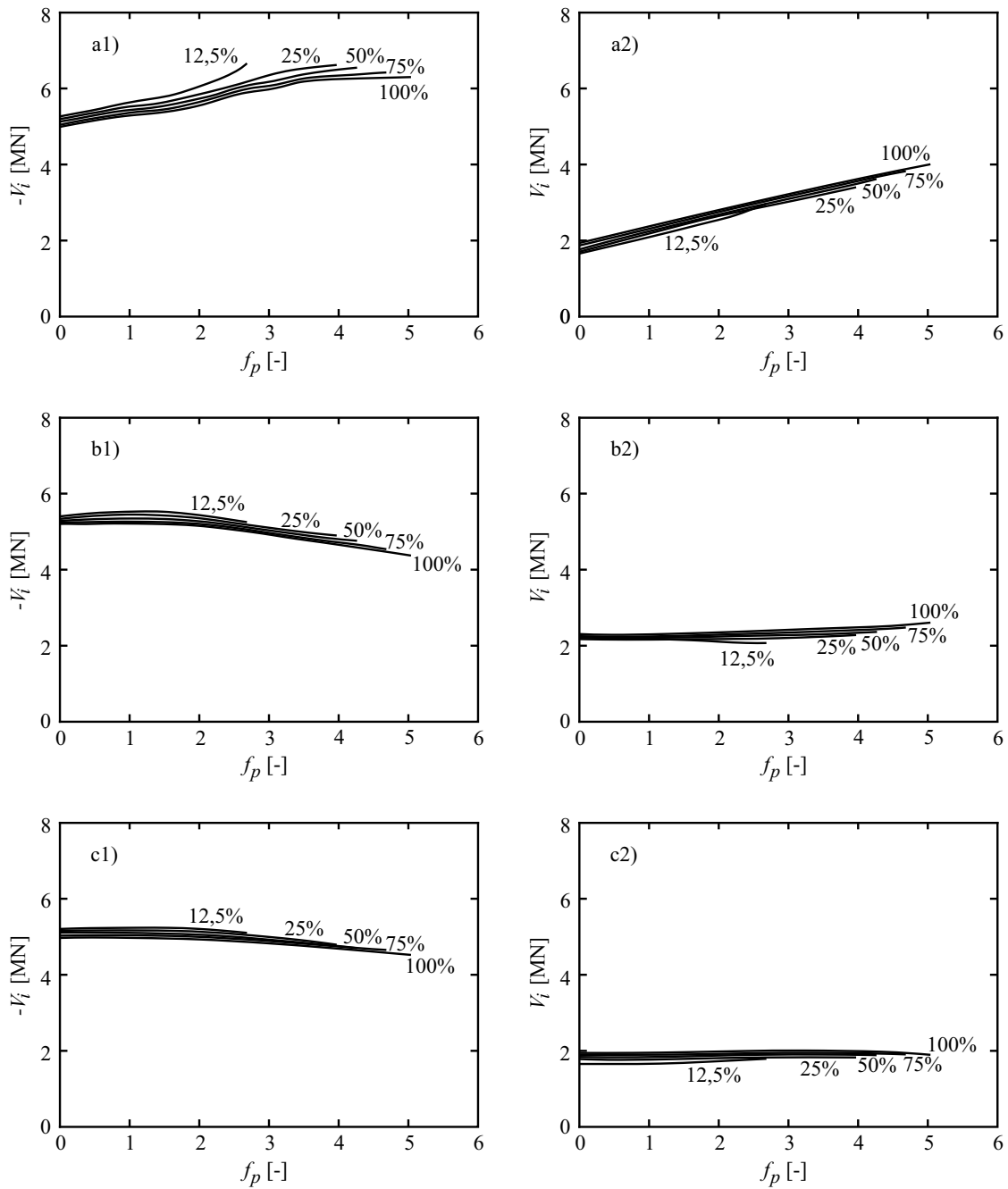


Bild 5-66: Querkräfte im Nachweisschnitt des äußeren Stegs eines zweizelligen Querschnitts bei unterschiedlichen Bügelbewehrungsgehalten infolge steigender Hauptpurlasten: a) im äußeren (rechten, lastnahen) Steg, b) im inneren Steg, c) im linken (lastentfernten) Steg; 1) bei der Mittelstütze, 2) beim Endauflager

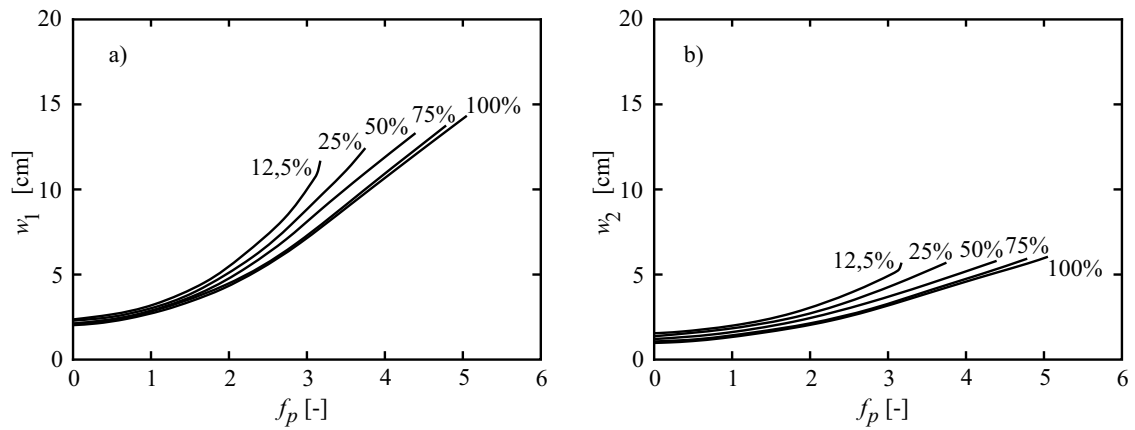


Bild 5-67: Vertikale Verschiebungen des äußeren Stegs (Stegunterseiten) eines einzelligen Querschnitts bei unterschiedlichen Bügelbewehrungsgehalten infolge steigender Hauptspurlasten: a) in Feldmitte, b) bei der Mittelstütze

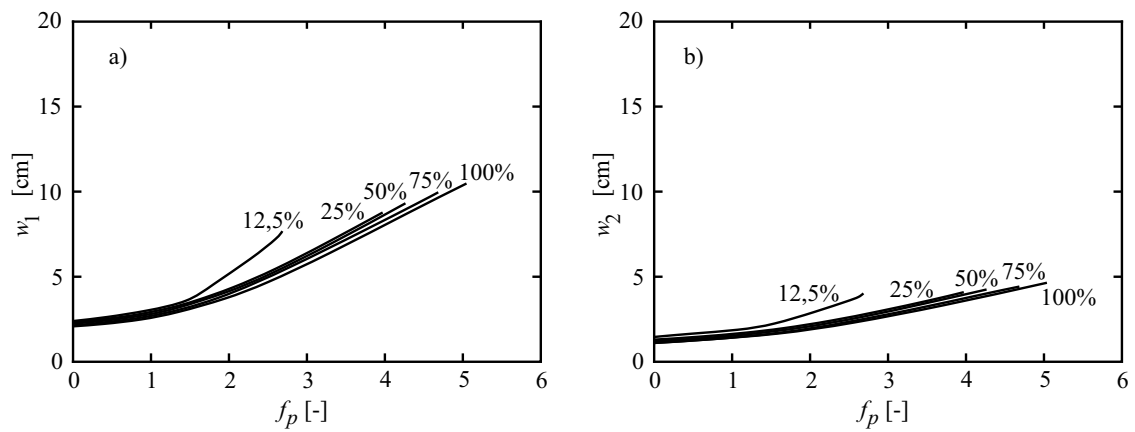


Bild 5-68: Vertikale Verschiebungen des äußeren Stegs (Stegunterseiten) eines zweizelligen Querschnitts bei unterschiedlichen Bügelbewehrungsgehalten infolge steigender Hauptspurlasten: a) in Feldmitte, b) bei der Mittelstütze

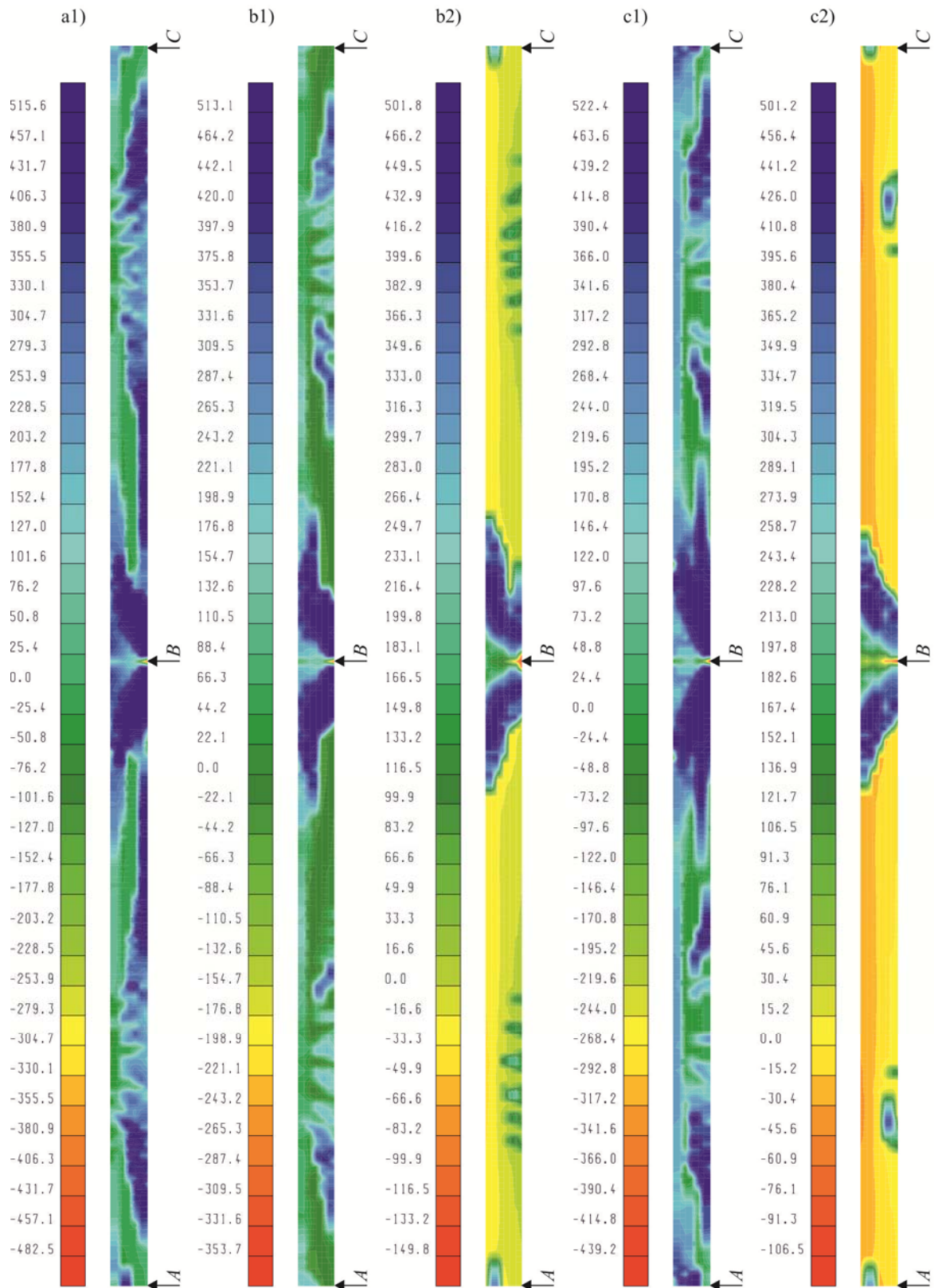


Bild 5-69: Maximale Spannungen [MPa] in der Bewehrung (12,5%) in x- und y-Richtung infolge steigender Hauptspurlasten bei maximalem f_p a) einzellig, b) zweizellig, c) dreizellig; 1) äußerer Steg, 2) dem äußeren Steg benachbarter Steg

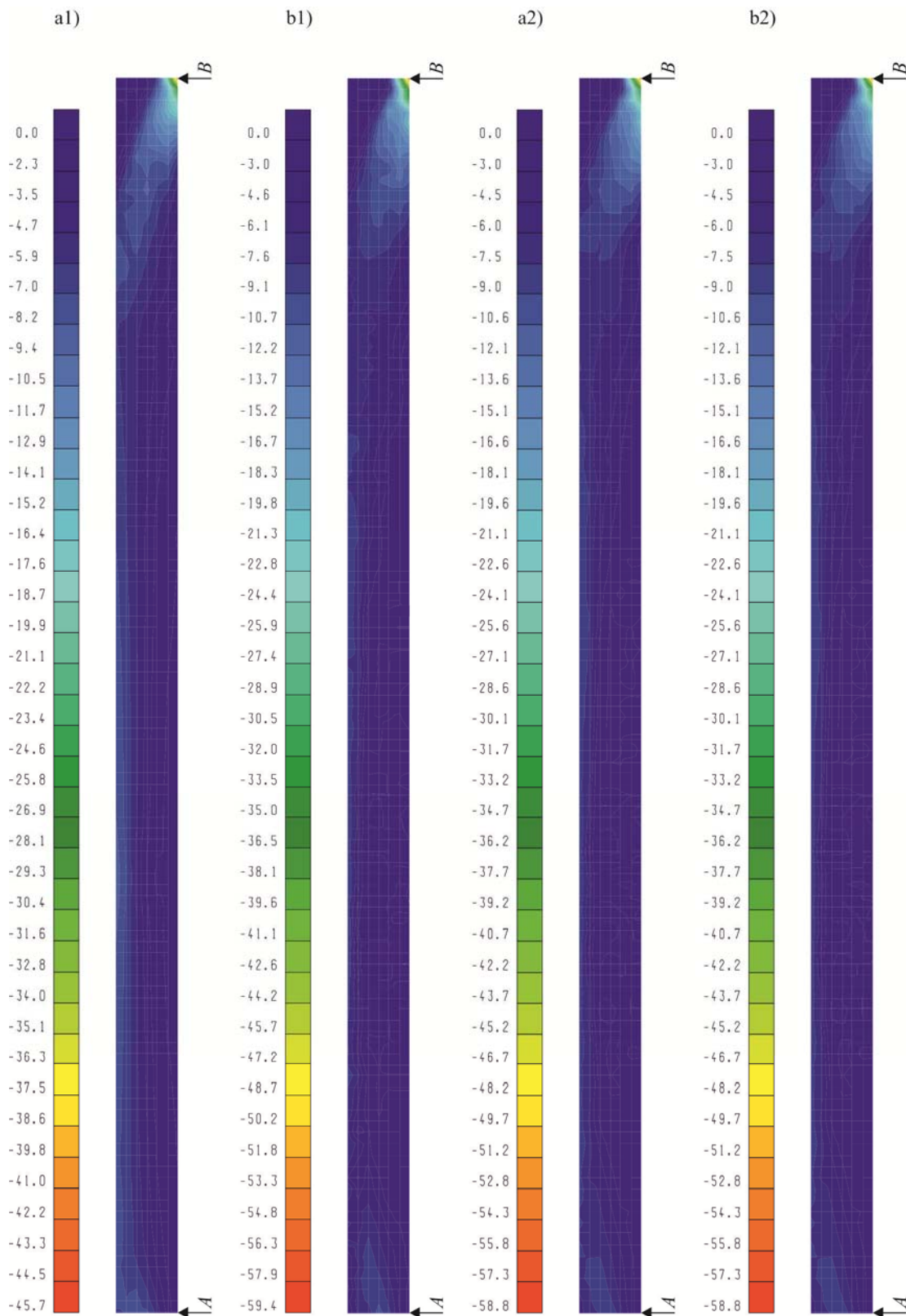


Bild 5-70: Hauptdruckspannungen infolge Hauptspurlasten im äußeren Steg eines zweizelligen Querschnitts (ein Feld $l = 60$ m, Auflager B bezeichnet die Mittelstütze) bei verschiedenen f_p -Werten: a) $f_p = 1$, b) $f_p = 4$; 1) für 25 % und 2) für 100% der Bügelbewehrungsfläche

Die folgenden Abbildungen verdeutlichen die Querkraften und vertikalen Verschiebungen infolge der Steigerung von Achslasten. Die Anordnung der Achslasten ist in Bild 5-57 dargestellt. Wie aus den vorangegangenen Berechnungen, können auch hier aus der Parameterstudie die gleichen Schlussfolgerungen gezogen werden. Geringe Bügelbewehrungsgrade ergeben bei der Mittelstütze höhere Querkraften als bei hohen Bügelbewehrungsgraden. Beim Endauflager ist der Einfluss der Bügelbewehrung umgekehrt. Im Allgemeinen ist der Einfluss der Bügelbewehrung auf die Querkraften beim Endauflager gering (Bild 5-71 und Bild 5-72).

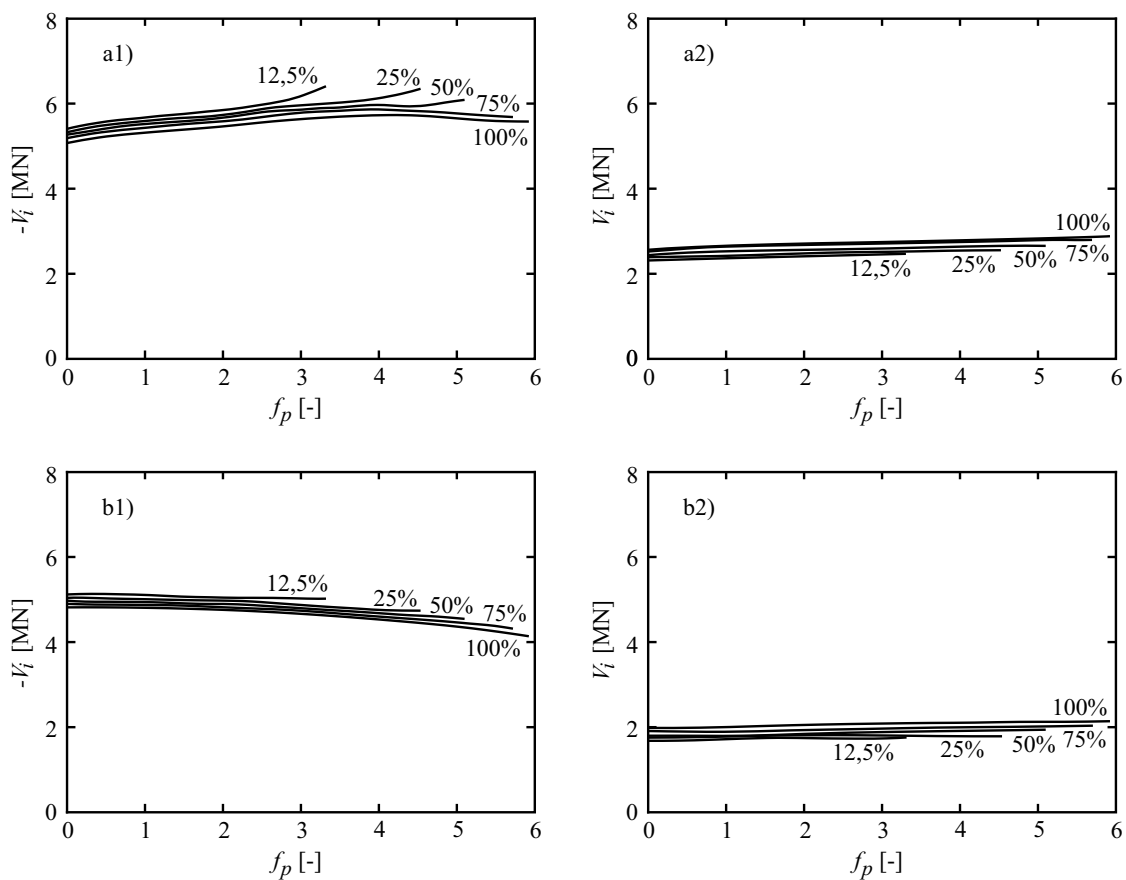


Bild 5-71: Querkraften im Nachweisschnitt des äußeren Stegs eines einzelligen Querschnitts bei unterschiedlichen Bügelbewehrungsgehalten infolge steigender Achslasten: a) im äußeren (rechten, lastnahen) Steg, b) im linken Steg; 1) bei der Mittelstütze, 2) beim Endauflager

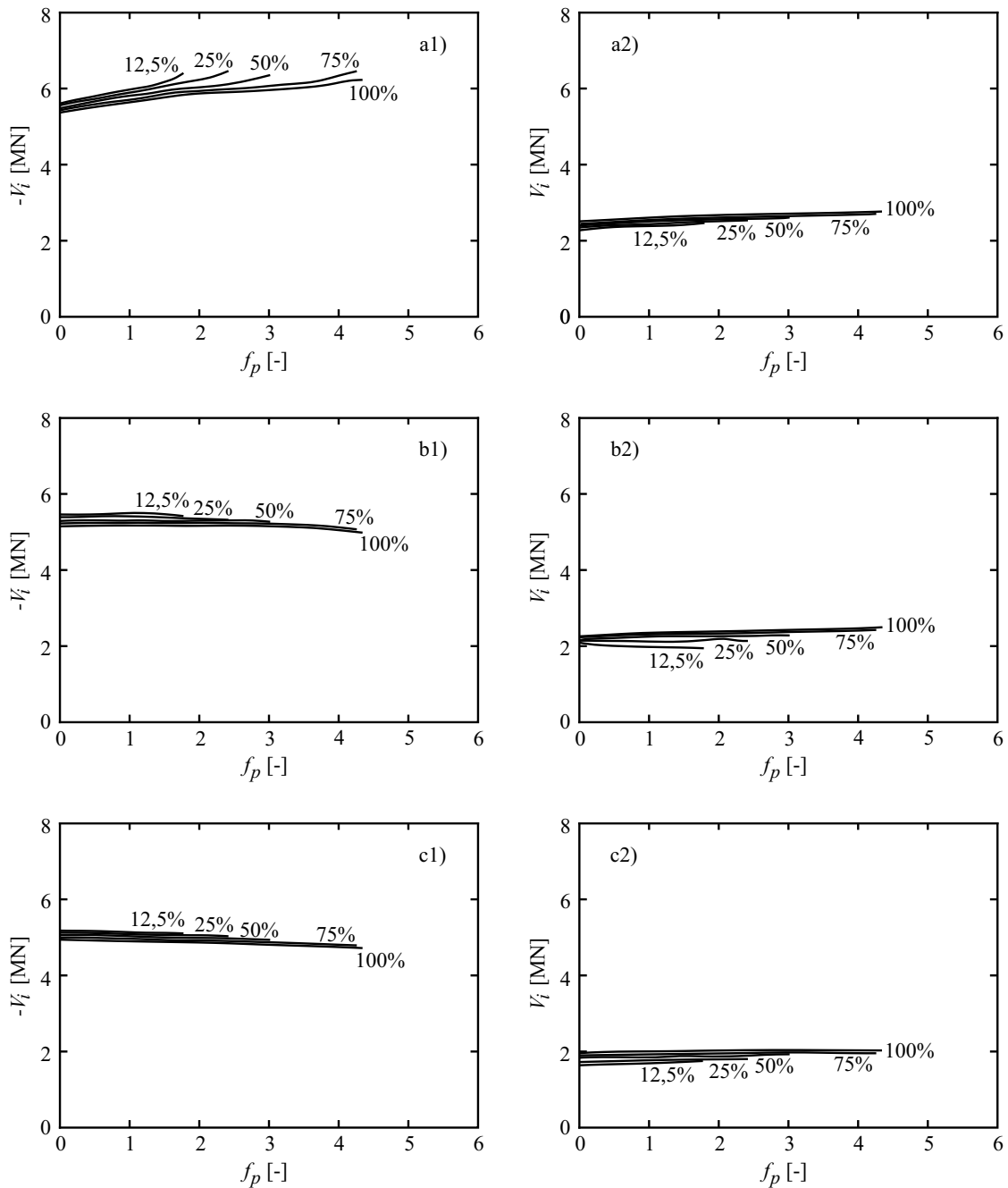


Bild 5-72: Querkräfte im Nachweisschnitt des äußeren Stegs eines zweizelligen Querschnitts bei unterschiedlichen Bügelbewehrungsgehalten infolge steigender Achslasten: a) im äußeren (rechten, lastnahen) Steg, b) im inneren Steg, c) im linken Steg; 1) bei der Mittelstütze, 2) beim Endauflager

Bei der inkrementellen Steigerung der Achslasten ist das Abbruchkriterium der Traglastberechnung das Erreichen der Zugfestigkeit (550 MPa) der Bügelbewehrung bei der Mittelstütze im äußeren Steg bei den Brückenmodellen mit 12,5% bis 50% der ursprünglichen Bügelbewehrung (Bild 5-75). Das Ansteigen der Querkräfte im äußeren Steg besonders bei geringen Bügelbewehrungsmengen ist auch hier auf ein sich steiler einstellende Neigung der Hauptdruckspannungen zurückzuführen. Die Traglast der übrigen Brückenmodelle wird, wie

auch in den vorangegangenen Berechnungen, durch das Versagen der Biegedruckzone infolge Längsbiegung begrenzt. Die besonders hohe Ausnutzung der Bügelbewehrung bei geringen Bügelbewehrungsgraden wird bei der Betrachtung der vertikalen Verschiebungen des äußeren Stegs deutlich (Bild 5-73 und Bild 5-74).

Auch hier gelten für den dreizelligen Querschnitt analog die gleichen Aussagen. Die Verläufe der Querkräfte und Verschiebungen sind dem Anhang D beigelegt.

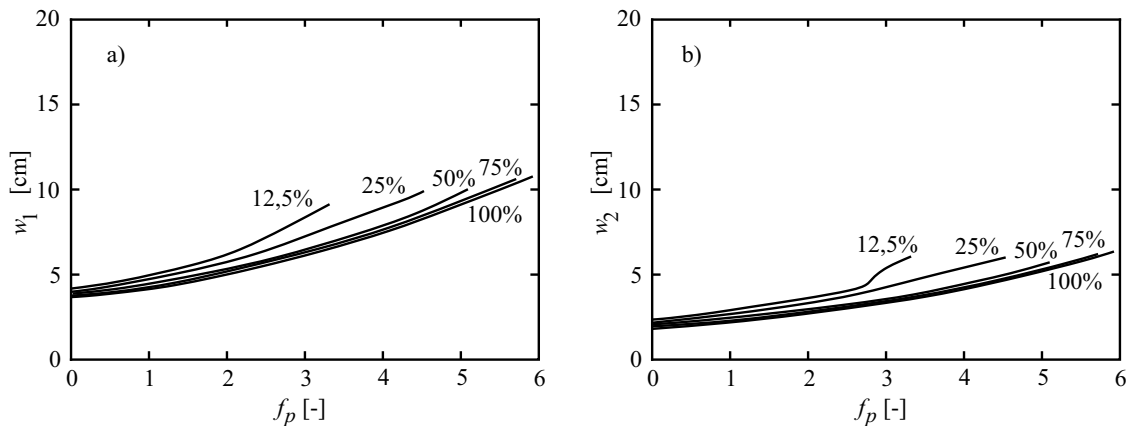


Bild 5-73: Vertikale Verschiebungen des äußeren Stegs (Stegunterseiten) eines einzelligen Querschnitts bei unterschiedlichen Bügelbewehrungsgehalten infolge steigender Achslasten: a) in Feldmitte, b) bei der Mittelstütze

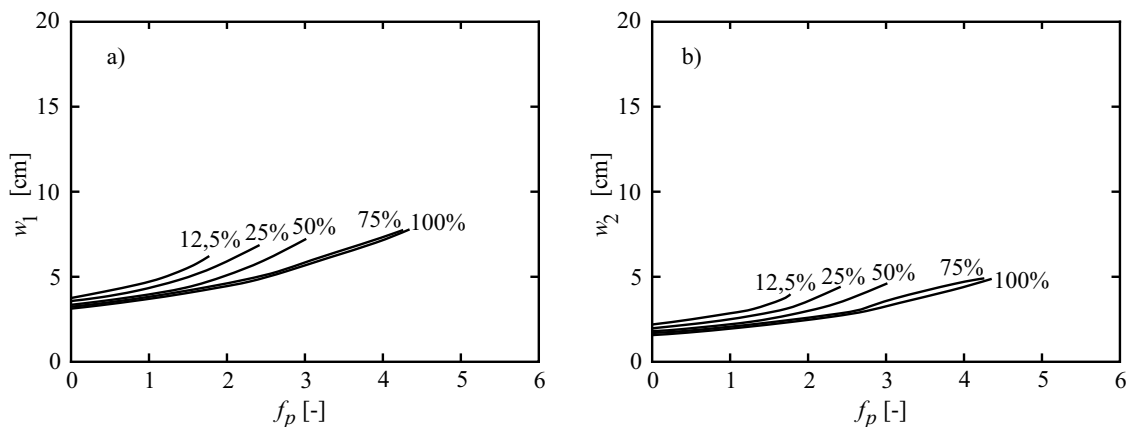


Bild 5-74: Vertikale Verschiebungen des äußeren Stegs (Stegunterseiten) eines zweizelligen Querschnitts bei unterschiedlichen Bügelbewehrungsgehalten infolge steigender Achslasten: a) in Feldmitte, b) bei der Mittelstütze

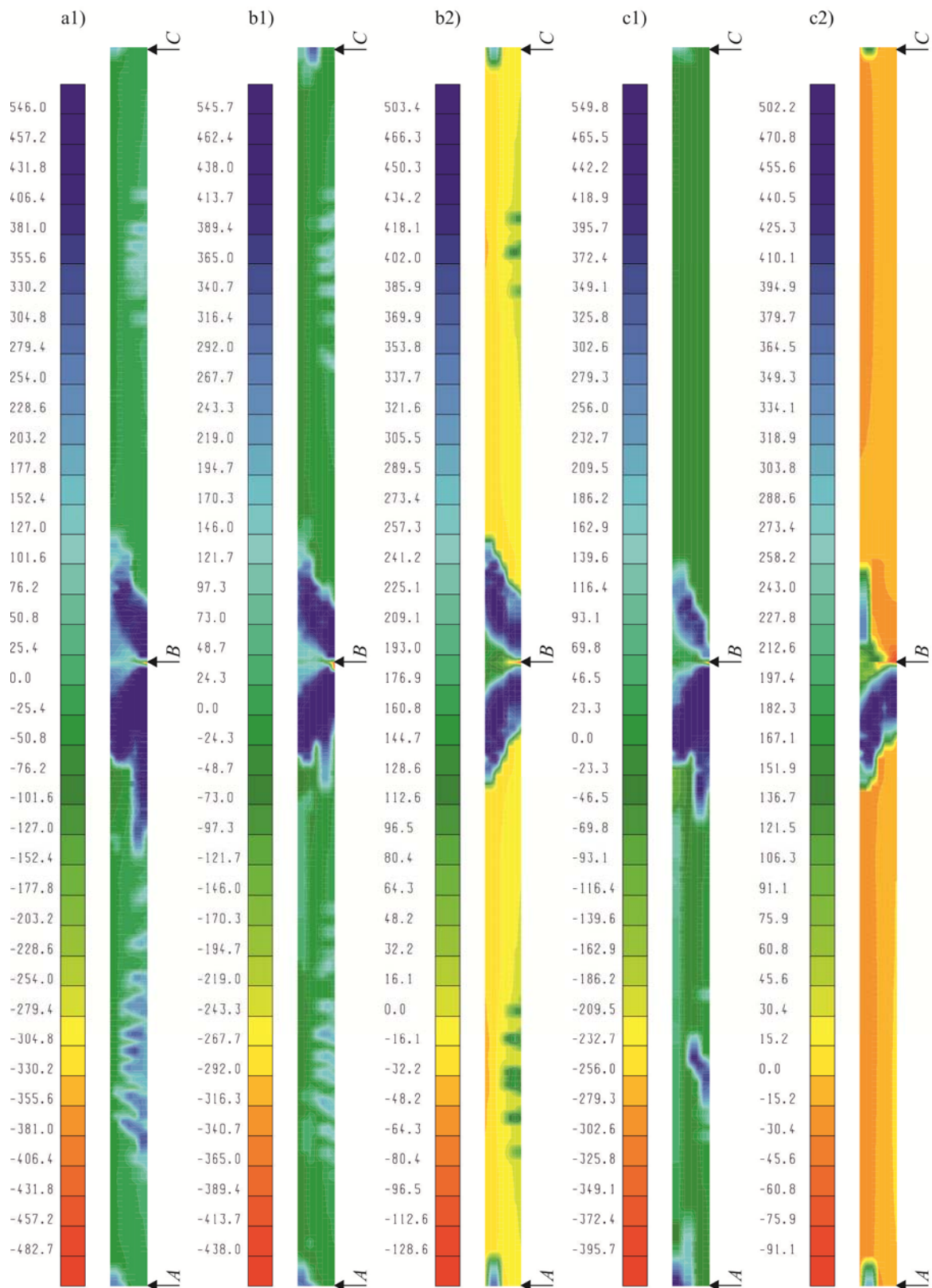


Bild 5-75: Maximale Spannungen [MPa] in der Bewehrung (12,5%) in x- und y-Richtung infolge steigender Achslasten bei maximalem f_p a) einzellig, b) zweizellig, c) dreizellig; 1) äußerer Steg, 2) dem äußeren Steg benachbarter Steg

5.6.6 Zusammenfassung

Im vorliegenden Abschnitt wird der Kraftfluss infolge inkrementell steigender Normlasten bis zum Bruchzustand für ein- und mehrzellige Brücken dargestellt und diskutiert. Dabei werden die Brücken zunächst mit gleichmäßig verteilten Nebenspurlasten dann mit Hauptspurlasten und abschließend mit Achslasten belastet. Es stellt sich heraus, dass aufgrund sich ändernder Steifigkeitsverhältnisse im Querschnitt infolge Längs- und Querbiegung, Querkräfte im Nachweisschnitt bei der Mittelstütze trotz steigender Belastung einen Wert nicht überschreiten. Aufgrund einer hohen inneren statischen Unbestimmtheit der Fahrbahnplatte, beteiligen sich den Stegen nahe Plattenbereiche im niedrigen Bealastungsniveau am Abtrag der Querkräfte in Längsrichtung, wenn der Querschnitt in den gerissenen Zustand übergeht.

Des Weiteren wird aufgezeigt, dass im hohen Lastniveau infolge flacher werdender Neigungen der Hauptdruckspannungen (Druckfelder) die Stege geringer beansprucht werden und infolge sich daraus einstellender Umlagerungen die Beanspruchung der Biegebewehrung in der Fahrbahnplatte zunimmt. Werden folgend die aus dem sich neu einstellenden Lastabtrag die Spannungen in den Stegen integriert, ergeben sich in den Integrationsschnitten (Nachweisschnitten) geringere Querkräfte als die, die mit linear elastischen Berechnungen bestimmt werden.

Nennenswerte Umlagerungen von Querkräften in Längsrichtung der Brücken infolge des Fließens der Biegebewehrung können hier nicht ermittelt werden, da die Tragfähigkeiten der Brücken durch das Erreichen der maximalen Betondruckspannungen an den Auflagern in der Biegedruckzone aus der Längsbiegung begrenzt werden.

Bei der Belastung mit Hauptspur- und Achslasten kann dargestellt werden, dass sich hauptsächlich nur zwei dem belasteten Steg benachbarte Stege am Lastabtrag beteiligen. Bei einem dreizelligen Querschnitt blieben die Querkräfte im äußersten (der Last entferntem) Steg von der Beanspruchung nahezu unbeeinflusst.

Bei der Betrachtung älterer Betonbrücken ist festzustellen, dass bei der damaligen Bemessung davon ausgegangen wurde, dass Brückenquerschnitte stets im ungerissenen Zustand verbleiben (volle Vorspannung) [45]. Davon ausgehend wurden Brücken so bemessen, dass in Stegen vorhandene Hauptzugspannungen zulässige Werte nicht erreichen, und folglich wurde lediglich eine sehr geringe konstruktive Bügelbewehrung eingelegt [61]. Der Nachweis der Querkrafttragfähigkeit, der zur erhöhten Bügelbewehrung führte wurde erst Ende der 1960er

Jahre eingeführt [100], [101]. Dies hat zur Folge, dass bei rechnerischen Überprüfungen älterer Brücken die vorhandenen Widerstände und Einwirkungen bezüglich der Querkräfte in den Stegen möglichst genau ermittelt werden müssen. Um den Einfluss der Bügelbewehrungsmenge auf die Querkräfte aufzuzeigen, wird schließlich eine Parameterstudie mit reduzierten Bügelbewehrungsgehalten durchgeführt.

Dabei werden die Nebenspurlasten, Hauptspurlasten oder die Achslasten bis zum Tragwerksversagen gesteigert. Es zeigt sich, dass einerseits bei geringen Bügelbewehrungsgraden die Querkräfte bei der Mittelstütze infolge steigender Belastung größer werden und beim Endauflager von der Menge der Bügelbewehrung nahezu unabhängig sind. Die Bügelbewehrungsmenge hat einen Einfluss auf die Steifigkeit der Stege in vertikaler Richtung, sodass sich besonders bei sehr geringen Bügelbewehrungsmengen steilere Neigungen der Hauptdruckspannungen in den Stegen einstellen können als bei hohen Bügelbewehrungsmengen. Dies hat zur Folge, dass bei hohem Lastniveau die Querkräfte in den Stegen größer sind als bei hohen Bügelbewehrungsmengen. Des Weiteren kann aufgezeigt werden, dass nur bei sehr geringen Bügelbewehrungsgraden und nur unter der Belastung durch Achslasten rechnerisch ein Versagen der Bügelbewehrung ermittelt wird. In allen übrigen Berechnungen tritt das Versagen der Brücken in der Biegedruckzone infolge der Längsbiegung durch das Erreichen der Betondruckfestigkeit ein.

5.7 Spanngliedausfall in Koppelstellen

5.7.1 Einleitung

Spannbeton kam im Brückenbau erst in den 1940er und im größeren Umfang ab den 1960er Jahren zum Einsatz. Der Bedarf nach neuen Brücken war zu der Zeit sehr groß, und man erkannte schnell den großen Vorteil der neuen Bauweise. 1959 wurde bei der Kettiger Hangbrücke bei Andernach/Weißenthurm erstmals in Deutschland eine feldweise selbsttragende Vorschubrüstung verwendet, und es wurden einzelne Felder der Brücke abschnittsweise vorgespannt. Entsprechend den zu dieser Zeit gültigen Regelwerken war es zulässig, alle Spannglieder in den Abschnittsfugen zu verankern und zu koppeln [104], [87] (Bild 5-76), eine Mindestbewehrung wurde für diese Bereiche nicht gefordert.

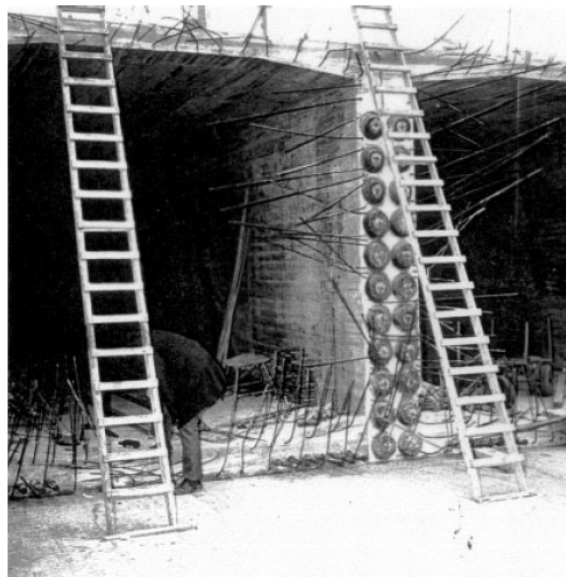


Bild 5-76: Koppelstelle einer mehrfeldrigen Brücke (aus [16])

Die ersten Probleme mit dieser Bauweise traten in den 1970er Jahren auf. Die Brücken wurden meist abschnittsweise hergestellt, und folglich wurde an bereits erhärteten Beton ein neuer Abschnitt angeschlossen. Da an diesen Stellen die Betonzugfestigkeit geringer als in den übrigen Querschnittsbereichen ist, wurden die Arbeitsfugen dort angeordnet, wo Querschnittsteile aus ständigen Lasten planmäßig keine oder nur geringe Zugbeanspruchungen erfahren. Diese Bereiche liegen in einem Abstand von ca. $0,2L$ vom Auflagerrand, wobei L die Spannweite des betrachteten Feldes bezeichnet. Da an diesen

Stellen auch die Spannglieder gekoppelt wurden, wurde der Betonquerschnitt zusätzlich geschwächt. Der wohl bekannteste und größte Schadensfall im Bereich der Koppelstellen ist an der erst gut 20 Jahre im Betrieb stehenden „Hochstraße Prinzenallee“ (Fertigstellung: 1959/60) entstanden [16]. Bei einer Brückenprüfung wurde festgestellt, dass pro Koppelstelle fünf Spannglieder infolge Ermüdung gerissen waren; auch die Betonstahlbewehrung war in diesen Bereichen gerissen [16]. Insgesamt waren vier Koppelstellen von den Schäden betroffen. Nach bekannt werden des Schadenfalls wurden die Koppelstellen weiterer Brücken untersucht, und es zeigte sich, dass sehr viele Brücken Risse an Koppelstellen aufwiesen.

In der Folge kam es im Februar 1977 zu einem Soforterlass [50], der eine besondere Bemessung und konstruktive Durchbildung von Koppelstellen regelte. Auch alle sich im Bau befindlichen Brücken sollten auf die Koppelstellenproblematik hin untersucht und gegebenenfalls ertüchtigt werden. Als Hauptursachen für die Schäden an den Koppelstellen wurden zu stark vereinfachte statische Systeme, zu gering angesetzte Temperatureinwirkungen sowie die Vernachlässigung von Zusatzbeanspruchung durch profilverformende Kräfte angegeben.

Anders als angenommen verbleibt der Querschnitt im Bereich der Koppelstellen nicht im ungerissenen Zustand, sondern geht in den gerissenen Zustand über. Der Spannstahl und die schlaffe Bewehrung erfahren größere Dauerschwingbeanspruchungen, wodurch die Gefahr des Ermüdungsversagens steigt. Bild 5-77 zeigt die Auswertung von Brückenprüfungen aufgeschlüsselt nach gemessenen Rissbreiten und Baubeginn. Daraus geht hervor, dass rund 40% bis 45% der ersten Spannbetonbrücken Rissbreiten von mindestens 0,2 mm aufweisen; 19% bis 23% aller Brücken, die bis 1969 erstellt wurden, weisen im Koppelbereich kreuzende Risse auf. Erst mit der Einführung der ZB DIN 4227 von 1969 [28] steigt die Qualität der Brücken, was auf eine genauere Regelung der konstruktiven Bewehrung zurückzuführen ist [87]. Erst nach der Einführung des Soforterlasses von 1977 [50] bleiben die meisten Brücken nahezu rissfrei.

In [51] wurde ein Zusammenhang zwischen der Querschnittsform und den Schäden respektive den gemessenen Rissbreiten erkannt (Bild 5-78). Daraus geht hervor, dass Brückenüberbauten mit einem Hohlkastenquerschnitt besonders rissempfindlich sind. Die Schäden an Hohlkastenüberbauten werden in [51] unter anderem damit begründet, dass die Zusatzbeanspruchung infolge Profilverformung nicht beachtet wurde und vor allem mehr als die Hälfte aller Hohlkastenbrücken vor der Einführung der ZB DIN 4227 von 1969 [28]

erstellt wurden. Im Vergleich dazu wurden 60% der Plattenbalkenbrücken und 70% der Plattenbrücken nach 1970 gebaut [87], sodass der Herstellung eine andere Normung zugrunde lag.

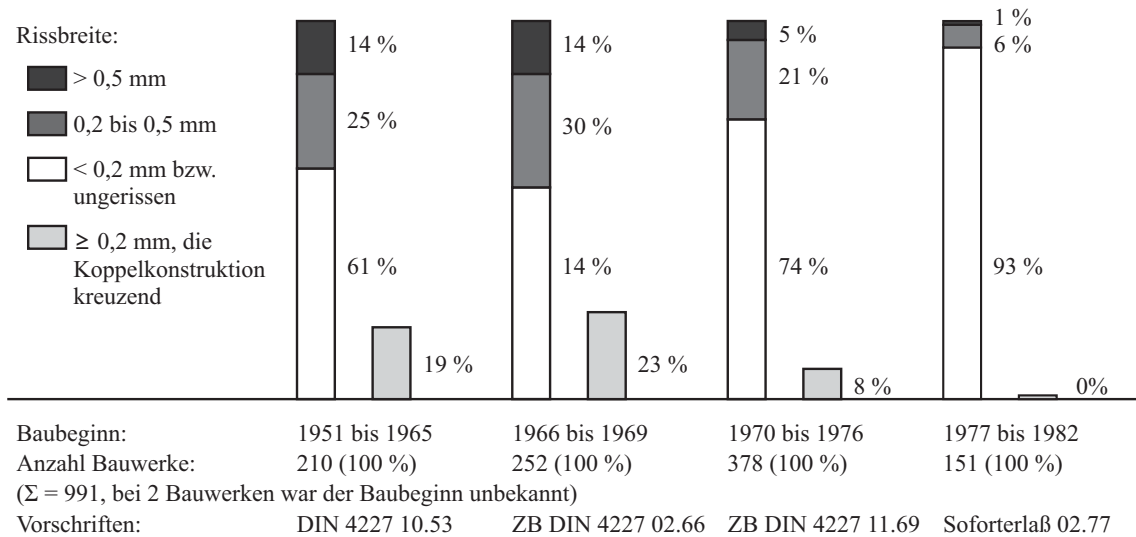


Bild 5-77: Risserfassung, aufgeschlüsselt nach Baubeginn (aus [87] nach [51])

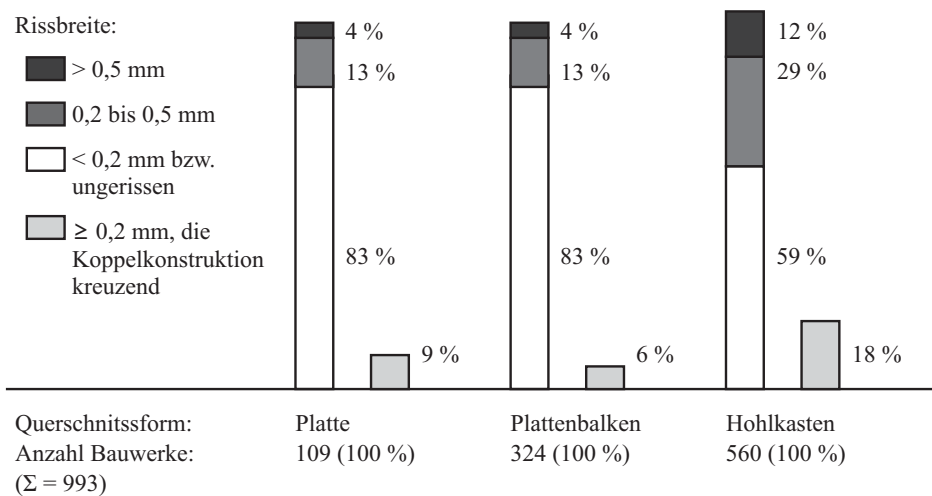


Bild 5-78: Analyse des Instandsetzungsbedarfs, aufgeschlüsselt nach Querschnittsform (aus [87] nach [51])

Im Folgenden wird anhand nichtlinearer Berechnungen dargestellt, wie sich Querkräfte in Nachweisschnitten ändern, wenn lokal in den Koppelstellen Spannkraftverluste angenommen werden. Des Weiteren wird aufgezeigt, welche Zugspannungen in der schlaffen Bewehrung sowie Rissbreiten zu erwarten sind, wenn die Vorspannung in den Koppelstellen abgemindert wird. Dadurch ist es möglich, aus gemessenen Rissbreiten bestehender Brücken, Rückschlüsse auf den noch vorhandenen Vorspanngrad in Koppelstellen zu ziehen.

5.7.2 Spannkraftverluste in Koppelstellen

Ältere Brücken wurden hauptsächlich mit in den Stegen parabolisch verlaufenden und im Verbund liegenden Spanngliedern vorgespannt. Beim Versagen einer Spanngliedkopplung wird infolge des Verbundes die Vorspannkraft kontinuierlich über die Verbundlänge in den Betonquerschnitt eingeleitet. Die Verbundlänge lässt sich mit Gleichung (5-32) ermitteln [36]. Die für die Bestimmung der Verbundlänge notwendigen Kennwerte der hier betrachteten ein- und mehrzelligen Querschnitte können Tabelle 5-9 entnommen werden; Tabelle 5-10 stellt die jeweiligen Verbundlängen dar.

$$l_{bp} = \alpha_i \cdot \frac{A_p}{\pi \cdot d_p} \cdot \frac{\sigma_{pm0}}{f_{bp}} \quad (5-32)$$

Mit:

- l_{bp} – Verbundlänge
- α_i – Beiwert in Abhängigkeit der Eintragung der Vorspannung; 1,25 bei schlagartigem Eintragen
- A_p – Spanngliedquerschnittsfläche
- d_p – Nenndurchmesser der Litze
- σ_{pm0} – Spannung im Spannstahl nach der Spannkraftübertragung auf den Beton
- f_{bp} – Verbundspannung in der Übertragungslänge; 4,3 MPa für C45

Tabelle 5-9: Annahmen für Vorspannung der betrachteten Brücken

Brücken- querschnitt	Spanngliedanzahl pro Steg	Spanngliedfläche pro Spannglied [mm ²]	Litzendurchmesser [mm]	Max. Kraft pro Spannglied [kN]
Einzellig	6 x 6-19	2850	13,82	3616
Zweizellig	6 x 6-22	3300		4119
Dreizellig	6 x 6-22	3300		3952

Tabelle 5-10: Verbundlängen

Brückenquerschnitt	Verbundlänge pro Spannglied [m]
Einzellig	1,27
Zweizellig	1,25
Dreizellig	1,2

Bei der Ermittlung der Auswirkungen von Spannkraftverlusten infolge beschädigter oder zerstörter Spanngliedkopplungen auf die Tragfähigkeit der Brücken wird die Vorspannkraft über die Verbundlänge reduziert. Für die durchgeführten Untersuchungen werden weiterhin die Brückenmodelle nach Bild 4-4 und Laststellungen nach Bild 5-79 verwendet. Da hier die Einwirkungen aus der Vorspannung als externe Lasten modelliert sind, werden die Vorspannlasten aus der Umlenkung in vertikaler Richtung sowie Kräfte in horizontaler Richtung über die Verbundlänge linear veränderlich angenommen (Bild 5-80). Die Kräfte nehmen vom ungestörten Bereich bis zur angenommenen Koppelstelle auf null ab. Die maximale Beanspruchung der Koppelstelle wird dadurch erzielt, dass nur ein Feld mit Nebenspur- sowie Hauptspurlasten belastet wird. Die Achslasten werden direkt über der Koppelstelle bei $0,2L$ von der Mittelstütze aufgebracht (Bild 5-79). Alle Stege werden als gleichermaßen bewehrt und vorgespannt angenommen und es wird eine Schädigung der Koppelstelle im äußeren Steg untersucht. Die maximale Beanspruchung des Stegs ergibt sich, wenn die Nebenspurlasten sowie die Achslasten mit ihrer maximalen Exzentrizität aufgebracht werden.

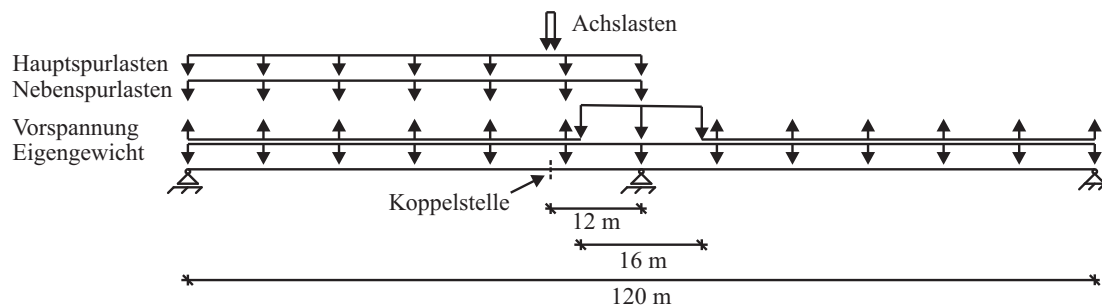


Bild 5-79: Lastmodell für maximale Beanspruchung der Koppelstelle

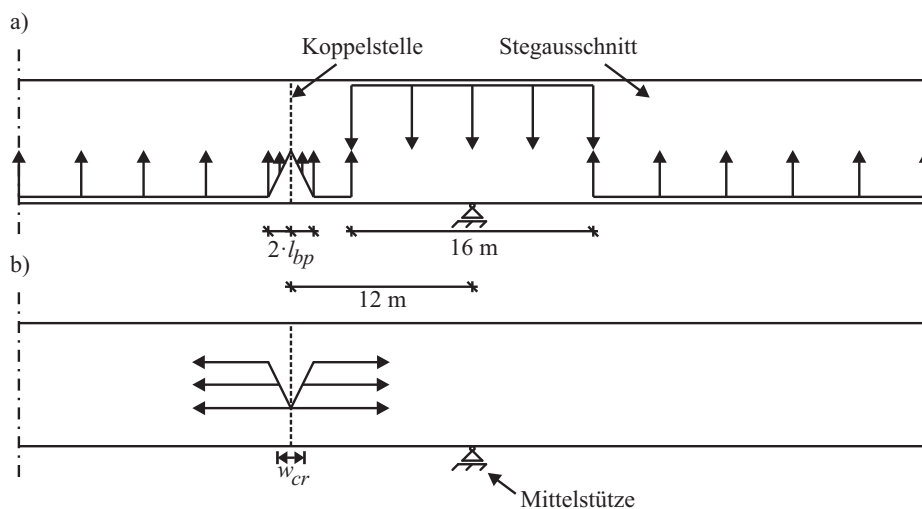


Bild 5-80: a) vertikaler und b) horizontaler Anteil der Vorspannung bei der Koppelstelle

Bild 5-81 zeigt die Querkräfte in den Nachweisschnitten beim Endauflager sowie bei der Mittelstütze infolge in der Koppelstelle geringer werdender Vorspannung. Der Faktor f_p bezeichnet die in der Koppelstelle vorhandene Vorspannung in Prozent, bezogen auf die Ausgangsgröße. Aus Bild 5-81 a) geht hervor, dass die Größe der Querkraft beim Endauflager durch die Abminderung der Vorspannung in der Koppelstelle nahezu nicht beeinflusst wird. Bei der Mittelstütze wird infolge geringer werdender Vorspannung die Querkraft kleiner (Bild 5-81 b)). Dies ist einerseits auf die Beteiligung der stegnahen Plattenbereiche am Abtrag der Querkräfte in Längsrichtung zurückzuführen. Andererseits werden die Lasten auf die benachbarten Stege umgelagert. Daraus kann abgeleitet werden, dass eine lokale Abminderung der Vorspannung nur geringen Einfluss auf die globalen Querkräfte hat. Bei älteren Brücken mit schadhaften Koppelstellen ist daher eine lokale Instandsetzung der Koppelstellen zur Gewährleistung der Tragfähigkeit ausreichend, wenn ansonsten die globale Tragfähigkeit der Brücke genügend groß ist.

Obwohl die globale Tragfähigkeit von den Vorspannverlusten in der Koppelstelle kaum beeinflusst wird, gilt es zu prüfen, welche Auswirkungen Schäden in der Koppelstelle auf die schlaffe Bewehrung dieser Bereiche haben. Bild 5-82 zeigt die Spannungen im Riss und mittlere Dehnungen der schlaffen Bewehrung im gerissenen FE-Element; der ausgewertete Riss befindet sich in der untersten Faser der Koppelstelle in ein- und mehrzelligen Querschnitten (Bild 5-80 b)). Daraus geht hervor, dass im hier betrachteten Fall bereits bei rund 70% der Vorspannung die schlaffe Bewehrung in einem einzelligen Querschnitt die Fließspannung erreicht; bei zwei- und dreizelligen Querschnitten ist die Fließspannung bei 65% respektive 50% erreicht. In mehrzelligen Querschnitten werden die benachbarten Stege vermehrt zum Lastabtrag aktiviert, sodass die Fließspannung erst bei höheren f_p - Werten erreicht wird. Aufgrund ausreichender Duktilität der schlaffen Bewehrung ist ein Kollaps der Brücke nicht zu erwarten. Es steigt aber die Gefahr eines Ermüdungsversagens der Bewehrung infolge hoher Spannungsschwingbreiten [10].

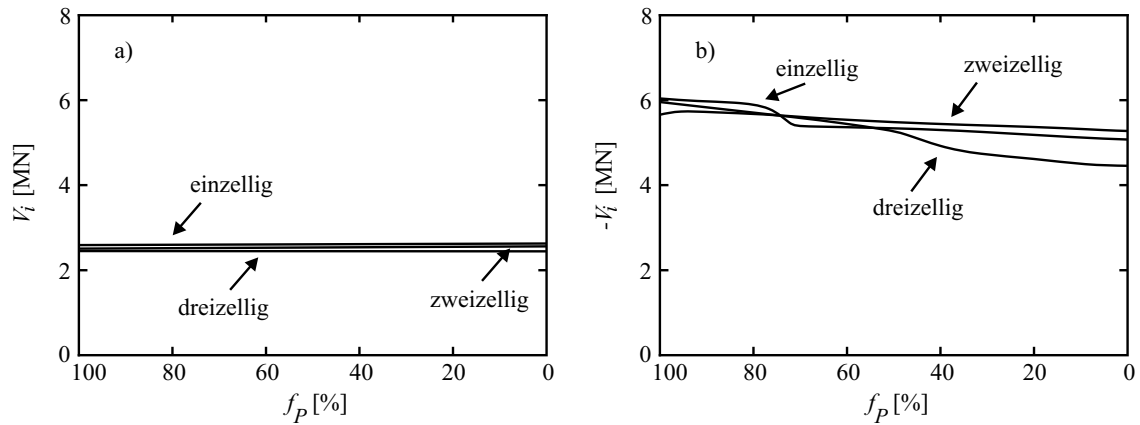


Bild 5-81: Querkräfte bei 1,0H vom Auflagerrand infolge des Vorspannfaktors f_P : a) beim Endauflager; b) bei der Mittelstütze

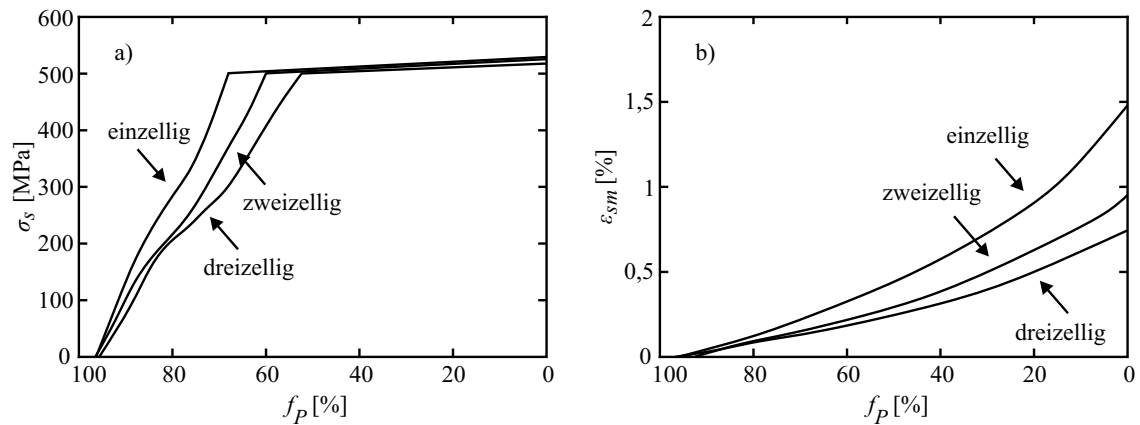


Bild 5-82: a) Spannungen in der schlaffen Bewehrung in der untersten Faser im Riss in der Koppelstelle, b) mittlere Stahldehnungen infolge des Vorspannfaktors f_P im Risselement

Anhand der mittleren Stahldehnungen können die Rissbreiten in der Koppelstelle nach Gleichung (5-33) bestimmt werden [89]; der Rissabstand ist meist durch die Querbewehrung vorgegeben. Bild 5-83 zeigt die Entwicklung der Rissbreite in Abhängigkeit vom Vorspannfaktor f_P . Daraus geht hervor, dass sich bereits bei geringen Vorspannverlusten große Rissbreiten ergeben. Aus Bild 5-83 geht des Weiteren hervor, dass einzellige Querschnitte besonders empfindlich auf Vorspannverluste in den Koppelstellen der äußeren Stege reagieren.

$$w_{cr} = \varepsilon_{sm} \cdot s_m \quad (5-33)$$

Mit:

- w_{cr} – Rissbreite
- ε_{sm} – mittlere Stahldehnung

s_m – Abstand der Querbewehrung

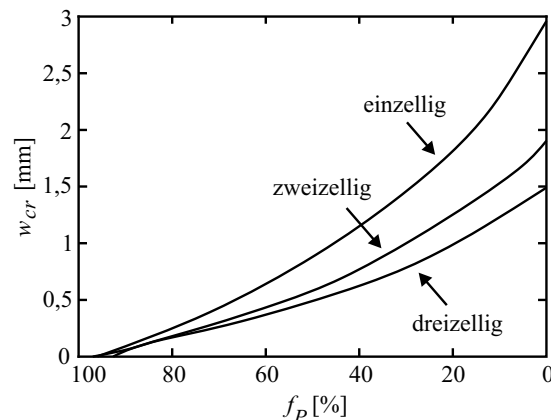


Bild 5-83: Rissbreiten in der Koppelstelle infolge des Vorspannfaktors f_p in ein- und mehrzelligen Querschnitten

Mithilfe nichtlinearer Berechnungen ist es möglich, Rissbreiten und Beanspruchungen schlaffer Bewehrung zu ermitteln. Anhand visueller Kontrollen sowie Messungen von Rissbreiten an bestehenden Bauwerken können mit solchen Berechnungen zerstörungsfrei Rückschlüsse auf den vorliegenden Grad der Vorspannung in Koppelstellen gezogen werden. Unter der Annahme, bei den hier berechneten Brücken handle es sich um reale Bauwerke, an denen bei einer Brückenprüfung in der Koppelstelle des äußersten Stags Rissbreiten bestimmt worden wären, könnte der noch vorhandene Vorspanngrad mit Bild 5-83 abgeschätzt werden. Des Weiteren könnte mittels kontinuierlichen Messungen der Rissbreiten der Bauwerkszustand überwacht werden. Im vorliegenden Fall werden eine Laststellung und ein Riss ausgewertet. Grundsätzlich kann dieses Vorgehen auf jede Stelle einer Brücke und jede Laststellung angewendet werden.

5.7.3 Zusammenfassung

Anhand einer Auswertung von Brückenüberprüfungen in [52] wird in diesem Kapitel dargestellt, dass besonders ältere Hohlkastenbrücken im Bereich ihrer Koppelstellen Risse aufweisen. Die Risse werden auf ein Versagen der Kopplungen von Spanngliedern zurückgeführt. Mithilfe der nichtlinearen FE-Berechnung, bei der im Bereich möglicher Koppelstellen der Vorspanngrad inkrementell abgemindert wird, kann aufgezeigt werden, dass einerseits lokale Schädigungen nahezu keine Auswirkungen auf globale Schnittgrößen haben. Andererseits wird deutlich, dass aus berechneten Rissbreiten ein Rückschluss auf den noch vorhandenen Vorspanngrad möglich ist.

5.8 Zusammenfassung

Das vorliegende Kapitel beschäftigt sich mit der Berechnung von Querkräften anhand räumlicher Finite Elemente Modelle unter Beachtung baustoffbezogener Nichtlinearitäten. Im ersten Abschnitt wird aufgezeigt wie das nichtlineare Tragverhalten von Stahlbeton in numerischen Berechnungen mit Schalenelementen erfasst werden kann. Es wird dargelegt, dass sich für Berechnungen von großformatigen Modellen eine „verschmierte“ Abbildung der Bewehrung und damit einhergehend eine „verschmierte“ Ermittlung von Rissen aufgrund der einfachen Handhabbarkeit sehr gut eignet. Die Modellierungsansätze werden mit Nachrechnungen von Zug- sowie Biegeversuchen verifiziert. Anschließend wird kurz auf die Modellierung der verwendeten Brückenmodelle sowie deren Berechnungsart eingegangen.

Im Hauptteil des Kapitels werden Querkräfte verglichen, die mit linear elastischem sowie nichtlinearem Werkstoffverhalten berechnet werden. Es werden zweifeldrige Brücken mit ein- bis dreizelligen Hohlkastenquerschnitten betrachtet. Dabei werden Normlasten zunächst auf ihrem Bemessungsniveau angenommen. Wie auch im vorangegangenen Kapitel werden der torsionswirksame Anteil der Hauptpurlasten sowie die Achslasten in horizontaler Richtung über dem Querschnitt verschoben und die Querkräfte ausgewertet.

Im Hinblick auf die rechnerische Überprüfung älterer Brücken, die für geringere Lasten als heute gültig ausgelegt wurden, werden im Weiteren Traglastanalysen an den Brückenmodellen durchgeführt. Hierbei werden die Brücken mit einzelnen Lastanteilen des Lastmodells über das Bemessungsniveau hinaus belastet, bis die Traglasten der Brücken erreicht werden. Die Traglasten werden einerseits durch Erreichen der Betondruckfestigkeit in der Biegedruckzone infolge Längsbiegung oder der Zugfestigkeit der Bügelbewehrung bestimmt.

Es zeigt sich, dass bei der Beachtung des nichtlinearen Werkstoffverhaltens Querkräfte bei der Mittelstütze geringer sind als bei der Annahme linear elastischen Werkstoffverhaltens. Aufgrund der Rissbildung infolge Längs- und Querbiegung beteiligen sich stegnahe Plattenbereiche bei der Abtragung der Querkräfte in Längsrichtung, wodurch Querkräfte in den Nachweisschnitten der Stege abgemindert werden. Des Weiteren wird aufgezeigt, dass im hohen Lastniveau infolge sich flacher einstellender Neigungen der Hauptdruckspannungen die Bügelbewehrungen geringer beansprucht werden. Werden folgend die vertikalen Anteile

der Hauptdruckspannungen in den Stegen integriert, ergeben sich in geringere Querkräfte als die, die mit linear elastischen Berechnungen bestimmt werden.

Eine Umlagerung der Querkräfte in Längsrichtung hin zu den Endauflagern kann nur in sehr geringem Umfang beobachtet werden: bis ca. 5%. Einerseits sind dadurch die Querkräfte bei den Endauflagern in nichtlinearen Berechnungen größer als in linear elastischen. Andererseits werden Querkräfte infolge der Rissbildung aus der Querbiegung über den Stegen vermehrt aus den Platten in die Stege eingeleitet, wodurch sich die Querkräfte in den Nachweisschnitten bei den Endauflagern geringfügig vergrößern.

Anhand in der Literatur ausgewerteter Brückenprüfungen ergibt sich, dass besonders abschnittsweise hergestellte Hohlkastenbrücken der ersten Generationen Risse im Bereich ihrer Koppelstellen aufweisen, sodass schadhafte oder zerstörte Spanngliedkopplungen vermutet werden können. Im letzten Abschnitt werden deshalb Untersuchungen durchgeführt, bei denen der Vorspanngrad bei der Koppelstelle abgemindert wird. So wird dargestellt, dass einerseits lokale Vorspannverluste in der Koppelstelle auf die globalen Schnittgrößen nahezu keinen Einfluss haben. Andererseits wird vorgestellt, dass anhand solcher Analysen Aussagen über den Beanspruchungsgrad der schlaffen Bewehrung gemacht werden können. Gleichzeitig können zum angenommenen Vorspanngrad in der Koppelstelle Rissbreiten bestimmt werden. Werden die in optischen Kontrollen von Koppelstellen bestimmten Rissbreiten mit denen aus Berechnungen verglichen, ist es möglich Aussagen über noch vorhandene Vorspanngrade in den Koppelstellen zu machen.

Mithilfe der nichtlinearen Untersuchungen wird das Verständnis über den Kraftfluss innerhalb Hohlkastenbrücken gesteigert. Dadurch können Schäden solcher Brücken besser beurteilt und erforderliche Verstärkungskonzepte gezielter eingesetzt werden.

6 Zusammenfassung und Ausblick

6.1 Zusammenfassung

Die rechnerische Überprüfung von bestehenden Brücken ist ein stetig wachsendes Aufgabengebiet der heutigen Bauingenieure. Besonders bestehende Stahl- und Spannbetonbrücken der 1960er Jahre stehen dabei im Fokus. Diese Brücken können Defizite infolge ungenügender konstruktiver Durchbildung, im Laufe der Nutzungsdauer steigender Verkehrslasten sowie Brückenschäden bedingt durch Nutzung, Umwelteinflüsse und Materialermüdung aufweisen. Aus diesen Gründen sind sie hinsichtlich ihrer Tragfähigkeit zu überprüfen, zu beurteilen, und ihre Nutzbarkeit ist für die nächsten Jahre sicherzustellen. Bei rechnerischen Überprüfungen bestehender Brücken mit einfachen statischen Modellen (Stabstatik) können Tragfähigkeitsnachweise für heute gültigen Anforderungen oft nicht erfüllt werden, da die ermittelten Beanspruchungen größer als die Widerstände sein können oder aktuelle Normen größere Einwirkungen vorgeben als die zur Zeit der Herstellung geltenden Lasten.

Den größten Anteil an bestehenden Brücken haben Stahl- oder Spannbetonbrücken mit Hohlkastenquerschnitten. Bedingt durch andere normative Regelungen im Zeitraum der Herstellung dieser Brücken, sind bestehende Brücken nach heutigem Normenstand bezüglich der Querkkräfte oft unterdimensioniert. Dies betrifft sowohl Stege mit Bügelbewehrungen als auch für Querkkräfte unbewehrte Fahrbahnplatten. Zum Zeitpunkt der Herstellung war es häufig vorgeschrieben, maximale Betonzugspannungen, die für den ungerissenen Zustand bestimmt wurden, nicht zu überschreiten, wodurch sich beispielsweise in Stegen ein aus heutiger Sicht zu geringer Bügelbewehrungsgrad ergab. Dieser Ansatz war gerechtfertigt, da infolge einer vollen Vorspannung die Brücken im ungerissenen Zustand verbleiben sollten.

Aufgrund ungenügend erfasster Beanspruchungen infolge Temperatur, Profilverformung und räumlichen Lastabtrags gingen diese Brücken in den gerissenen Zustand über. Dadurch ergaben sich zahlreiche Schäden und ein ausreichender Widerstand gegen die Querkraftbeanspruchung ist in einigen Fällen nicht mehr gewährleistet. Gemäß den neueren Normen ist der Querkraftwiderstand unter Annahme des gerissenen Zustandes zu bestimmen, wodurch sich Diskrepanzen zu den Querkraftwiderständen der alten Normen ergeben. Durch die heute zusätzlich höheren Verkehrslasten sind diese Brücken zu überprüfen und nötige Tragwiderstände sicherzustellen. Aus diesem Grund widmet sich die vorliegende Arbeit der Ermittlung des Kraftflusses innerhalb solcher Brücken, wobei insbesondere die Querkraftbeanspruchungen untersucht werden.

Die Forschungsarbeit gliedert sich in drei Teile. Im ersten Teil (Kapitel 2) wird aufgezeigt, wie seit Mitte der 1960er Jahre die Zusatzbeanspruchung infolge der Profilverformung bestimmt wurde. Mit den analytischen Ansätzen wurde versucht zu klären, ob die bei Projektierungen der Brücken vernachlässigte Zusatzbeanspruchung später auftretende Schäden verursacht haben könnten. Es wird aufgezeigt, dass die Bestimmung der Zusatzbeanspruchung mithilfe der mathematischen Analogie zu elastisch gebetteten Balken bestimmt werden kann. Die auf diese Weise ermittelten Ergebnisse beziehen sich in der Regel aber nur auf bestimmte (einfache) Belastungen, die sich nur bedingt auf bemessungsrelevante Laststellungen übertragen lassen. Gleichzeitig gelten die analytischen Ansätze hauptsächlich für einzellige Hohlkastenquerschnitte.

Durch den Einzug der Finiten Elemente Methode waren Falluntersuchungen möglich, um die Zusatzbeanspruchung infolge Profilverformung bei variierenden Querschnittsabmessungen zu bestimmen. Dabei konnten allerdings auch nur Laststellungen untersucht werden, die bei Bemessungen oder rechnerischen Überprüfungen nicht maßgebend werden. Die Anordnung der Lasten musste zwingend an die Geometrie des FE-Netzes (Knotenlasten) angepasst werden, wodurch die Anzahl der zu untersuchenden Laststellungen begrenzt war. Alle Untersuchungen, ob analytisch oder numerisch, lieferten Ergebnisse für die Zusatzbeanspruchung infolge der Profilverformung für Feldbereiche von Brücken und nicht für die besonders durch Querkräfte beanspruchten auflagernahen Bereiche.

Der erste Teil dieser Arbeit wird mit einer kurzen Darstellung der bei der Berechnung und Bemessung von Stahl- und Spannbetonbrücken verwendeten Werkstoffbeziehungen von Beton und Stahl sowie deren Interaktion abgeschlossen (Kapitel 3). Es werden die

wesentlichen Eigenschaften der Baustoffe besprochen, die für die nachfolgende numerische Erfassung (FE-Methode) notwendig sind.

Der zweite Teil der Arbeit beschäftigt sich mit der Bestimmung von Querkraften auf der Grundlage linear elastischen Werkstoffverhaltens (Kapitel 4). Zunächst wird anhand eines idealisierten Systems aufgezeigt, wie sich Querkraften aus Einzellasten räumlich innerhalb der Brücke verteilen (Kapitel 4.2). Dabei wird eine einzellige und einfeldrige Hohlkastenbrücke betrachtet, die einerseits mit einem Balkenmodell der Stabstatik und andererseits mit Schalenelementen (räumliches FE-Modell) abgebildet und berechnet wird. Es zeigt sich, dass mit den beiden Berechnungsarten (Stabstatik und räumliche FEM) unterschiedliche Querkraften in den Stegen bestimmt werden. Im Vergleich zur stabstatischen Berechnung stellt sich heraus, dass vielmehr der mehrdimensionale Lastabtrag innerhalb der Hohlkastenbrücke größere Querkraften hervorruft, als die zuvor angenommene Zusatzbeanspruchung aus der Profilverformung.

Darauf aufbauend wird mithilfe räumlicher FE-Modelle die Aufteilung von Querkraften infolge des normgemäßen Verkehrslastmodells untersucht (Kapitel 4.3). Hierfür werden beispielhaft zweifeldrige Brücken mit ein- bis dreizelligen Hohlkastenquerschnitten betrachtet. Es zeigt sich, dass bei einzelligen Querschnitten Querkraften aus Stabstatik und räumlicher FEM vergleichbar groß sind. Bei mehrzelligen Querschnitten werden mit der Stabstatik zu geringe Querkraften aus nicht gleichmäßig über die Fahrbahnplatte verteilten Lasten bestimmt. Dies ist darauf zurückzuführen, dass in der Stabstatik alle Stege gleichwertig zum Abtrag der Querkraften infolge Längsbiegung beitragen, die Torsionsbeanspruchung hingegen nur durch die äußeren Stege abgetragen wird.

Es wird aufgezeigt, dass die Annahmen der Stabstatik für gleichmäßig verteilte Lasten ausreichend genau sind. Aus der Berechnung räumlicher Modelle folgt hingegen, dass der torsionswirksame Anteil der Verkehrslasten (Hauptspurlasten und Achslasten) nur von den lastnahen Stegen abgetragen wird. Wird ein Steg direkt belastet, trägt dieser nahezu die vollständigen Lasten ab; bei der Annahme der Stabstatik würden alle Stege zum Lastabtrag herangezogen. Aus diesen Untersuchungen lässt sich ableiten, dass bei Bemessungen neuer Brücken mithilfe der Stabstatik, auf der sicher Seiten liegend, zusätzlich zu den Querkraften aus gleichmäßig verteilten Lasten bei besonders breiten Hohlkästen, Querkraften aus den Hauptspur- sowie Einzellasten im vollen Umfang jedem einzelnen Steg zugewiesen werden sollten.

Des Weiteren wird in der Arbeit auf die Bestimmung der mitwirkenden Plattenbreite in Kragplatten infolge Achslasten eingegangen und mit den entsprechenden Berechnungsansätzen aus der Literatur verglichen. Es wird dargestellt, dass die für die Achslasten bestimmte mitwirkende Plattenbreiten in den Feldbereichen größer sind als diejenigen, die für Bereiche von Querscheiben ermittelt werden; im Bereich der Querscheiben liegt eine größere Querbiegesteifigkeit des Hohlkastenquerschnitts vor. Anhand einer Fallstudie werden Diagramme entwickelt, mit denen es möglich ist, aus den mitwirkenden Plattenbreiten im Feldbereich, solche Plattenbreiten für den Bereich von Querscheiben zu bestimmen.

Im dritten Teil der Forschungsarbeit werden Querkkräfte auf der Grundlage nichtlinearen Werkstoffverhaltens bestimmt (Kapitel 5). Zunächst wird dargestellt, wie nichtlineare Werkstoffbeziehungen in FE-Modellen erfasst werden können (Kapitel 5.2). Daraufhin werden die verwendeten Werkstoffannahmen durch Nachrechnungen von Versuchen verifiziert. Des Weiteren wird die nichtlineare Analyse besprochen (Kapitel 5.3). Es werden die wichtigsten Aspekte der nichtlinearen Berechnung diskutiert: Modellierung der Brücken, Schnittgrößen in Schalenelementen sowie iteratives Vorgehen während der Berechnung.

Im Weiteren wird ergänzend zu Kapitel 4 kurz auf die Bestimmung der mitwirkenden Plattenbreiten in Kragplatten eingegangen (Kapitel 5.4). Es zeigt sich, dass sich die mitwirkende Plattenbreite unter Beachtung werkstoffbezogener Nichtlinearitäten im Vergleich zu vorherigen Untersuchungen kaum ändert. Hierfür werden Traglastanalysen durchgeführt, bei denen die Achslasten so weit vergrößert werden, bis die querliegende Bewehrung über dem Steg oder die untere Längsbewehrung in der Kragplatte die Zugfestigkeit erreicht. Aus den Untersuchungen geht hervor, dass sich die mitwirkende Plattenbreite trotz Fließens der Bewehrung nahezu nicht ändert. Es stellt sich vielmehr heraus, dass sich infolge des Fließens der unteren Längsbewehrung, Querkkräfte in der Kragplatte direkt am Anschnitt zum Steg konstant über die mitwirkende Plattenbreite verteilen. Da es in dem verwendeten FE-Programm kein Abbruchkriterium für Querkkräfte in den Schalenelementen gibt, werden Querkkräfte berechnet, die die Querkrafttragfähigkeit der Kragplatten übersteigen können. Nichtsdestotrotz kann mithilfe dieser Untersuchung der Einfluss der Bewehrung auf die Querkkräfte in Kragplatten dargestellt werden.

Anschließend werden analog zu Kapitel 4.3 Untersuchungen durchgeführt und Unterschiede aufgezeigt, wie sich Querkkräfte infolge des Verkehrslastmodells auf dem Bemessungsniveau

in Hohlkästen verteilen, wenn werkstoffbezogene Nichtlinearitäten angenommen werden (Kapitel 5.5). Infolge Rissbildung aus der Längs- und Querbiegung werden im Bereich der Mittelstütze der Brücken geringere Querkräfte in Nachweisschnitten der Stege bestimmt als mit linear elastischen Berechnungen. Dies ist auf die Beteiligung der stegnahen Plattenbereiche beim Abtrag der Querkräfte in Längsrichtung zurückzuführen. Im Bereich der Endauflager der Brücken werden mit nichtlinearen Berechnungen geringfügig größere Querkräfte in den Stegen bestimmt. Aufgrund der Rissbildung aus Querbiegung werden in Bereichen der Brückenenden Querkräfte aus den Platten bereits in größeren Entfernungen zum Auflager in die Stege eingeleitet, wodurch sich größere Querkräfte in den Nachweisschnitten ergeben.

Im Rahmen von Traglastuntersuchungen werden die einzelnen Komponenten des Verkehrslastmodells (Nebenspur-, Hauptspur- und Achslasten) so weit gesteigert, bis ein Versagen der Brücken eintritt (Kapitel 5.6). Dabei wird aufgezeigt, dass im Bereich der Mittelstütze Querkräfte in den Stegen einen Wert im Nachweisschnitt nicht überschreiten. Bei steigender Belastung werden die Querkräfte sogar kleiner. Dies lässt sich einerseits durch die steigende Beteiligung der stegnahen Plattenbereiche am Lastabtrag begründen. Die Beteiligung der Platten am Lastabtrag in Längsrichtung aus gleichmäßig verteilten Lasten beschränkt sich auf rund 2 m breite Steifen neben den Stegen. Andererseits entsteht bei hohem Lastniveau infolge Rissbildung eine Steifigkeitsabnahme des Querschnitts, insbesondere der Stege, sodass sich innerhalb der Stege ein geringfügig anderer Lastabtrag einstellt als beim niedrigen Lastniveau. Aufgrund großer Verzerrungen der Stegelemente stellt sich eine flachere Druckfeldneigung ein. Aufgrund dessen wird die Bügelbewehrung in den Stegen weniger beansprucht. Die Beanspruchung der Biegebewehrung in der Fahrbahnplatte nimmt hingegen zu. Die Neigungen der Druckfelder in den Nachweisschnitten werden anhand der Hauptdruckspannungsrichtungen der Stegelemente grafisch ermittelt. Eine Lastumlagerung der Querkräfte in Längsrichtung von den Stützbereichen in die Feldbereiche der Brücken wird nur in geringem Umfang festgestellt.

Anschließend wird mithilfe von Traglastanalysen untersucht, wie groß die Querkräfte in den Nachweisschnitten werden, wenn die Bügelbewehrungsmenge der Stege verringert wird. Daraus folgt, dass sich besonders bei sehr geringen Bügelbewehrungsmengen bei steigender Belastung die Neigung der Druckfelder wieder geringfügig erhöht, wenn die Bügelbewehrung der Stegelemente die Fließspannung erreicht, und dadurch die Steifigkeit der Stege in vertikaler Richtung abnimmt. Die geringfügig steilere Druckfeldneigung hat zur Folge, dass

Querkräfte im Gegensatz zu vorangegangenen Untersuchungen mit steigender Belastung wieder zunehmen. In den durchgeführten Traglastberechnungen mit Neben- und Hauptspurlasten überschreiten die Spannungen der Bügelbewehrung die Fließgrenze, erreichen aber nicht die Zugfestigkeit, sodass die Traglasten durch das Erreichen der Betondruckfestigkeit in der Biegedruckzone der Längsbiegung begrenzt werden. Lediglich bei Traglastberechnungen mit Achslasten bei sehr geringen Bügelbewehrungsmengen erreichen die Spannungen in der Bügelbewehrung die Zugfestigkeit. Die Hauptdruckspannungen in den Stegen bleiben dabei immer unter 30% der Betondruckfestigkeit.

Mit Bezug auf bestehende Brücken und Schäden an Koppelstellen wird untersucht, welche Auswirkungen der Ausfall von Spanngliedern in Koppelstellen auf Querkräfte in den Nachweisschnitten und auf die Spannungen im Bewehrungsstahl hat (Kapitel 5.7). Es zeigt sich, dass lokale Schäden der Koppelstellen nahezu keinen Einfluss auf die Querkräfte in den Nachweisschnitten haben. Weiter wird deutlich, dass mithilfe nichtlinearer Berechnungen unter Zugrundelegung visueller Messungen von Rissbreiten, Rückschlüsse auf den Vorspanngrad an diesen Stellen möglich sind. Gleichzeitig können Stahlspannungen bestimmt werden, mit denen Aussagen beispielsweise über das Ermüdungsverhalten der Bewehrungen in den Koppelstellen gemacht werden können.

Die vorliegende Arbeit bietet dem Ingenieur einen erweiterten Einblick in das Tragverhalten von Hohlkastenbrücken. Mithilfe der Arbeit wird deutlich, wie sich der Kraftfluss innerhalb von Brücken einstellt und welche Tragwerksbereiche sich am Lastabtrag beteiligen. Dadurch können bei der Konstruktion Schwachpunkte im Vorhinein vermieden und bei der rechnerischen Überprüfung Tragreserven besser erfasst werden, sodass möglicherweise notwendige Verstärkungsmaßnahmen gezielter eingesetzt werden können und gegebenenfalls ein Brückenersatz vermieden werden kann.

6.2 Ausblick

Die vorangegangene Zusammenfassung stellt die wesentlichen Ergebnisse und Schlussfolgerungen für rechnerische Überprüfungen von Hohlkastenbrücken zusammen. Gleichzeitig ergeben sich einige Fragestellungen, die bei Fortführung dieses Forschungsthemas genauer ausgearbeitet und erörtert werden können.

Bei der Bestimmung der Traglasten der untersuchten Brücken konnte nur eine geringe Lastumlagerung aus den Stütz- in die Feldbereiche beobachtet werden. Die Traglasten wurden in nahezu allen Fällen durch Erreichen der mehrachsigen Betondruckfestigkeit bei den Mittelstützen infolge Längsbiegung begrenzt. Das Betonmodell des verwendeten FE-Programms lässt kein entfestigendes Verhalten nach dem Erreichen der Druckfestigkeit zu. Weitere Untersuchungen sollten diese Entfestigung beinhalten, wodurch sich möglicherweise weitere Lastumlagerungen erfassen ließen.

Bei den durchgeführten Untersuchungen zur Bestimmung des Kraftflusses wird eine bestimmte Lastgeschichte angenommen. Die Grundbelastung entspricht dem Eigengewicht und der Vorspannung, auf die zusätzlich die Lasten aus dem Verkehrslastmodell aufgebracht werden. Beanspruchungen infolge Temperatur, Schwinden und Kriechen und möglichen Stützensenkungen werden nicht angesetzt. Diese Belastungen sollten bei weiterführenden Untersuchungen berücksichtigt werden.

Für die Berechnungen wurden die Brücken mit Schalenelementen modelliert, da die FE-Modelle sowie die Ergebnisse in vielerlei Hinsicht handhabbarer sind und Volumenelemente nur eine geringfügig größere Genauigkeit der Ergebnisse liefern. Nichtsdestotrotz könnten in weiteren Untersuchungen Brückenmodelle mit Volumenelementen untersucht werden. Im Hinblick auf die genauere Bestimmung der Auswirkungen der Lastumordnung sowie des Einflusses der Querkrafttragfähigkeit von Platten, kann eine solche Art der Modellierung gerechtfertigt sein.

Für die Berechnung der Brücken werden vorgegebene Werkstoffbeziehungen respektive Festigkeiten verwendet. In der Realität unterliegen die Eigenschaften der Werkstoffe starker Streuung. In weiteren Untersuchungen sollten diese Streuungen mithilfe probabilistischer Ansätze ebenfalls erfasst werden, um mögliche Auswirkungen auf die Traglasten und den Kraftfluss innerhalb der Brücken besser beurteilen zu können.

Des Weiteren wird in den FE-Modellen ein starrer Verbund zwischen Beton und Bewehrung angenommen. Bei den durchgeführten Traglastberechnungen werden große Verzerrungen der Stege und Platten berechnet. Die sich daraus ergebende Rissbildung hat in der Realität einen Einfluss auf das Zusammenwirken der beiden Werkstoffe. Dieser Einfluss sollte in weiteren Betrachtungen ebenfalls untersucht werden.

In diesem Ausblick wurden einige wesentliche Fragestellungen aufgeführt, die im Rahmen dieses Forschungsvorhabens offen blieben. Es wird deutlich, dass auf dem Gebiet der rechnerischen Überprüfung von Hohlkastenbrücken noch weiterer Forschungsbedarf besteht.

Literaturverzeichnis

- [1] ABERSPACH, L., 2010
Zwangsbeanspruchung und Rissbildung in fugenlosen Kaianlagen aus Stahlbeton, TU-Hamburg Harburg, Aachen: Shaker Verlag GmbH
- [2] ALVAREZ, M., MARTI, P., 1996
Versuche zum Verbundverhalten von Bewehrungsstahl bei plastischen Verformungen, IBK 222, ETH-Zürich, Basel, Boston, Berlin: Birkhäuser
- [3] ARNOLD, A., 2008
Zum Einfluss der Zwangsschnittgrößen aus Temperatur bei Tragwerken aus Konstruktionsbeton mit und ohne Vorspannung, TU Dortmund
- [4] BALMER, G. G., 1949
Shearing Strength of Concrete under High Triaxial Stress – Computation of Mohr's Envelope as a Curve, Structural Research Laboratory Report No. SP-23, Bureau of Reclamation, United States Department of the Interior
- [5] BATHE, K.-J. 1995
Finite-Element-Methoden, Springer-Verlag, Berlin
- [6] BENNING, H., GOJ, K., MARZAHN, G., MERTZSCH, O., 2012
Richtlinie zur Nachrechnung von Straßenbrücken im Bestand – Veranlassung und Grundsätze, Bauingenieur 87, S. 1-9
- [7] BLASCHKE, F., 1993
Zugtragverhalten von Beton, Gesamthochschule Kassel
- [8] BORKOWSKI, G., 2006
FE-Modellierung von Hohlkastenbrücken unter Berücksichtigung nichtlinearen Werkstoffverhaltens, TU Hamburg-Harburg, Diplomarbeit
- [9] BORKOWSKI, G., 2010
Rechnerische Überprüfung von mehrzelligen Hohlkastenbrücken, 51. Forschungskolloquium des DAfStb, Kaiserslautern
- [10] BORKOWSKI, G., SIGRIST, V., 2012
Computational Assessment of Prestressed Concrete Bridges, 18th IABSE Conference, Konferenzband, Seoul, Südkorea

- [11] BORKOWSKI, G., BAUR, M., 2013
Sensitivity Study for Computational Assessment of Prestressed Concrete Bridges, International IABSE Spring Conference, Konferenzband, Rotterdam, Holland
- [12] BORKOWSKI, G., THOMA, K., ROOS, P., 2013
Full-Scale Testing of Concrete Deck Slabs under Fatigue-Causing Axle Loads, SEMC 2013: The Fifth International Conference on Structural Engineering, Konferenzband, Kapstadt, Südafrika
- [13] BORKOWSKI, G., THOMA, K., ROOS, P., 2014
Large-Scale Fatigue Testing of Concrete Hollow Box Girder Deck Slabs under Axle Loads, 9th International Conference on Short and Medium Span Bridges, Konferenzband, Calgary, Alberta, Kanada
- [14] BRAMESHUBER, W., 1988
Bruchmechanische Eigenschaften von jungem Beton, Schriftenreihe des Instituts für Massivbau und Baustofftechnologie, Universität Karlsruhe
- [15] BUNDESMINISTERIUM FÜR VERKEHR, BAU UND STADTENTWICKLUNG, 2011
Richtlinie zur Nachrechnung von Strassenbrücken im Bestand (Nachrechnungsrichtlinie)
- [16] BUSCHMAYER, W., RODER, C., GUSIA, 2009
Erfahrungen bei der Beurteilung der Dauerhaftigkeit vorgespannter Bewehrung von älteren Spannbetonbrücken, Bautechnik 86, S. 133-141
- [17] BÜSSE, B., 1993
Tragverhalten vom einzelligen Spannbeton-Hohlkasten unter ausmittiger Belastung, Essen: Universität GHS Essen
- [18] ČERVENKA, V., 2008
Global Safety for Nonlinear Calculation of Reinforced Concrete, Beton- und Stahlbetonbau 103, S. 37 - 42
- [19] COMITÉ EURO-INTERNATIONAL DU BETON: CEB-FIP, 1991
Model Code 1990 – Final Draft, Bulletin d’information 203 et 204 , Lausanne
- [20] COMITÉ EURO-INTERNATIONAL DU BETON: CEB-FIP, 2012
Model Code 2010 – Final Draft Vol. 1 + 2, fib Bulletin No. 65 + 66, Lausanne
- [21] CRISFIELD, M. A., 1979
A Faster Modified Newton-Raphson Iteration, Computers Methods in Applied Mechanics and Engineering, North-Holland Publishing Company, 20, S. 267-278

- [22] CRISFIELD, M. A., 1984
A quadratic Mindlin element using shear constraints, Computers & Structures, Vol 18, S. 833-852
- [23] DABROWSKI, R., 1968
Der Schubverformungseinfluß auf die Wölbkrafttorsion der Kastenträger mit verformbaren biegesteifem Profil, Der Bauingenieur, Nr.11, S. 444-449, Berlin/Heidelberg/New York: Springer Verlag
- [24] DAHLBOHM, O., 1987
Constitutive Modelling and Finite Element Analysis of Concrete Structures with regard to Environmental Influence, Lund Institute of Technology, Division of Structural Mechanics, Report TVSM-1004, Lund
- [25] DEUTSCHER AUSSCHUSS FÜR STAHLBETON, 1978
Heft 240, Hilfsmittel zur Berechnung der Schnittgrößen und Formänderungen von Stahlbetontragwerken, 2. Auflage, Berlin: Beuth Verlag GmbH
- [26] DEUTSCHER AUSSCHUSS FÜR STAHLBETON, 2010
Heft 525, Erläuterungen zu DIN 1045-1, 2. Auflage, Berlin: Beuth Verlag GmbH
- [27] DEUTSCHES INSTITUT FÜR NORMUNG E. V., 1953
DIN 4227, Spannbeton – Richtlinien für Bemessung und Ausführung, Berlin: Beuth Verlag GmbH
- [28] DEUTSCHES INSTITUT FÜR NORMUNG E. V., 1969
DIN 4227, Spannbeton – Richtlinien für Bemessung und Ausführung, Berlin: Beuth Verlag GmbH
- [29] DEUTSCHES INSTITUT FÜR NORMUNG E. V., 1967
DIN 1072, Straßen- und Wegbrücken - Lastannahmen, Berlin: Beuth Verlag GmbH
- [30] DEUTSCHES INSTITUT FÜR NORMUNG E. V., 2001
DIN 1045-1, Tragwerke aus Beton, Stahlbeton und Spannbeton, Berlin: Beuth Verlag GmbH
- [31] DEUTSCHES INSTITUT FÜR NORMUNG E. V., 2011
DIN – EN 1992-1-1:2011-01, Bemessung und Konstruktion von Stahlbeton- und Spannbetonbauwerken – Teil 1-1: Allgemeine Bemessungsregeln und Regeln für den Hochbau, Berlin: Beuth Verlag GmbH
- [32] DEUTSCHES INSTITUT FÜR NORMUNG E. V., 2011
DIN – EN 1992-1-1/NA: Nationaler Anhang Deutschland, Bemessung und

- Konstruktion von Stahlbeton- und Spannbetonbauwerken – Teil 1-1: Allgemeine Bemessungsregeln und Regeln für den Hochbau, Berlin: Beuth Verlag GmbH
- [33] DEUTSCHES INSTITUT FÜR NORMUNG E. V., 2011
DIN – EN 1992-2:2010-12, Bemessung und Konstruktion von Stahlbeton- und Spannbetonbauwerken – Teil 2: Betonbrücken - Bemessungs- und Konstruktionsregeln, Berlin: Beuth Verlag GmbH
- [34] DEUTSCHES INSTITUT FÜR NORMUNG E. V., (in Bearbeitung)
DIN – EN 1992-2/NA: Nationaler Anhang Deutschland, Bemessung und Konstruktion von Stahlbeton- und Spannbetonbauwerken – Teil 2: Betonbrücken - Bemessungs- und Konstruktionsregeln, Berlin: Beuth Verlag GmbH
- [35] DEUTSCHES INSTITUT FÜR NORMUNG E. V., 2003
DIN – Fachbericht 101, Einwirkungen auf Brücken, Berlin: Beuth Verlag GmbH
- [36] DEUTSCHES INSTITUT FÜR NORMUNG E. V., 2003
DIN – Fachbericht 102, Betonbrücken, Berlin: Beuth Verlag GmbH
- [37] EIBL, J., SCHMIDT-HURTIENNE, B., 1995
Grundlagen für ein neues Sicherheitskonzept, Bautechnik, Nr. 72, S. 501-506
- [38] ESSLINGER, M., 1956
Deformationen und Spannungen eines torsionsbeanspruchten Kastenträgers, der an den Krafteinleitungsstellen keine Querschotte hat, Der Stahlbau, Nr. 7, S. 164-166
- [39] FEHSENFELD, C. 2007
Zur Rissbildung und Mindestbewehrung in Stahlbetonbauwerken, TU-Hamburg Harburg, Aachen: Shaker Verlag GmbH
- [40] FISCHER, L. 2001
Das neue Sicherheitskonzept im Bauwesen, ein Leitfaden für Bauingenieure, Architekten und Studenten, Bautechnik Spezial, Ernst & Sohn Verlag
- [41] FREUNDT, U., BÖNNIG, S., ET AL., 2011
Anpassung von DIN-Fachberichten „Brücken“ an Eurocodes, Berichte der Bundesanstalt für Strassenwesen, Heft B77, Wirtschaftsverband NW – Verlag für neue Wissenschaft GmbH, Bergisch Gladbach
- [42] GLAHN, H., 1980
Die Berechnung der Profilverformung symmetrischer, einzelliger Kastenträger mit in Längs- und Querrichtung veränderlichen Querschnittsverhältnissen, Beton- und Stahlbetonbau, S. 5 – 9

- [43] GRASSER, E., THIELEN, G., 1978
DAfStB Heft 240, Berlin: Ernst & Sohn KG.
- [44] GROSSERT, E., 1989
Untersuchungen zum Tragverhalten von Massivbrücken mit zweizelligem Kastenquerschnitt, Braunschweig: TU Braunschweig, Heft 88
- [45] HEGGER, J., KARAKAS, A., PELKE, E., SCHÖLCH, U., 2009
Zur Querkraftgefährdung bestehender Spannbetonbrücken – Teil I: Grundlagen, Beton- und Stahlbetonbau, S. 737 - 746
- [46] HILLERBORG, A., MODEER, M., PETERSSON, P. E., 1976
Analysis of Crack Formation and Crack Growth in Concrete by Means of Fracture Mechanics and Finite Elements, Cement and Concrete Reserch No. 6
- [47] HOFBAUER, E., 1981
Zur Berechnung des unsymmetrisch belasteten Kastenträgers, Konstruktiver Ingenieurbau – Beiträge aus Forschung und Praxis, S. 26 - 33
- [48] HOMBERG, H., ROPER, W., 1965
Fahrbahnplatten mit veränderlicher Dicke, Berlin/Heidelberg/New York: Springer Verlag
- [49] HUGHES, T. J. R., TEZDUYAR, T. E., 1981
Finite Elements based upon Mindlin Plate Theory with particular reference to the four-node bilinear isoparametric element, Journal of Applied Mechanics, 48/3, S. 587-596
- [50] INSTITUT FÜR BAUTECHNIK, 1977
Geänderte Fassung der Zulassungsbescheide vom 08.02.1977 für Spannverfahren, Mitteilungen des Instituts für Beutechnik 2/1977, S. 37-38
- [51] IVÁYI, G., BUSCHMAYER, W., 2001
Arbeitsfugen mit Spanngliedkopplungen – Teil 1: Beurteilung des Erhaltungszustandes, Forschungsbericht aus dem Fachbereich Bauwesen, Heft 90, Essen
- [52] IVÁYI, G., BUSCHMAYER, W., 2002
Arbeitsfugen mit Spanngliedkopplungen – Teil 2: Objektbezogene Schadensanalyse, Instandsetzungsbedarf, Forschungsbericht aus dem Fachbereich Bauwesen, Heft 92, Essen
- [53] JUST, M., 2006

- Hohlkastenbrücken unter Annahme linear elastischen Materialverhaltens, Institut für Massivbau, TU-Hamburg Harburg, interner Bericht, unveröffentlicht
- [54] JUST, M., 2006
Structural Assessment of Multi-Cell Box Girder Bridges, 6th International PhD Symposium in Civil Engineering, Zürich
- [55] KNITTEL, G., 1965
Zur Berechnung des Dünnwandigen Kastenträgers mit gleichbleibendem symmetrischen Querschnitt, Beton- und Stahlbetonbau, S. 205-211
- [56] KOLLEGER, J., 1983
Ein Materialmodell für die Berechnung von Stahlbetonflächentragwerken, Fachbereich Bauingenieurwesen der Gesamthochschule Kassel
- [57] KREBS, A., LINDLAR, H.-G., 1988
Zur Profilverformung einzelliger Kastenträger, Beton- und Stahlbetonbau, S. 13 - 18
- [58] KUPFER, H., 1969
Kastenträger mit elastisch ausgesteiftem Querschnitt unter Linien- und Einzellasten; Festschrift Rüschi: Berichte aus forschung und Praxis. Berlin: Ernst & Sohn
- [59] KUPFER, H., 1973
Das Verhalten des Betons unter mehrachsiger Kurzzeitbelastung unter besonderer Berücksichtigung der zweiachsigen Beanspruchung; Heft 229 - Deutscher Ausschuss für Stahlbeton; Berlin: Ernst & Sohn
- [60] LATTE, S., 2011
Zur Tragfähigkeit von Stahlbetonfahrbahnplatten ohne Querkraftbewehrung, TU Hamburg-Harburg, Aachen: Shaker Verlag
- [61] LEONHARDT, F., 1962
Spannbeton für die Praxis, 2. Auflage, Berlin: Ernst & Sohn
- [62] LEONHARDT, F., MÖNNING, E., 1973
Vorlesung über Massivbau, Erster Teil: Grundlagen zur Bemessung im Stahlbetonbau, Berlin: Springer Verlag
- [63] LINDLAR, H.-G., 1984
Zur Profilverformung einzelliger Kastenträger, Darmstadt: TH Darmstadt
- [64] MAURER, R., ARNOLD, A., MÜLLER, M., 2011
Auswirkungen aus dem neuen Verkehrslastmodell nach DIN EN 1991-2/NA bei Betonbrücken, Beton- und Stahlbetonbau, Heft 11, S. 747 - 759

- [65] MARTI, P., ALVAREZ, M., KAUFMANN, W., SIGRIST, V., 1999
Tragverhalten von Stahlbeton, Fortbildungskurs für Bauingenieure, Kursunterlagen, ETH-Zürich, Basel, Boston, Berlin: Birkhäuser
- [66] MARTI, P., STOFFEL, P., 1999
Beurteilung der Tragsicherheit bestehender Betonbauten, Fortbildungskurs für Bauingenieure, Kursunterlagen, ETH-Zürich, Basel, Boston, Berlin: Birkhäuser
- [67] MENN, C., 1986
Stahlbetonbrücken, Zürich: Springer Verlag
- [68] MINDLIN, R. D., 1951
Influence of Rotatory Inertia and Shear on Flexural Motions of Isotropic, Elastic Plates, ASME Journal of Applied Mechanics 18, S. 31 ff
- [69] MÖBIUS, F., 2008
Kraft-Verformungs-Verhalten von umschnürtem Stahlbeton, TU Hamburg-Harburg, Aachen: Shaker Verlag
- [70] MUTTONI, A., 1990
Die Anwendbarkeit der Plastizitätstheorie in der Bemessung von Stahlbeton, IBK 176, ETH-Zürich, Basel, Boston, Berlin: Birkhäuser
- [71] NAUMANN, J., 2010
Brücken und Schwerverkehr – eine Bestandsaufnahme, Bauingenieur 85, S. 1 - 9
- [72] NAUMANN, J., 2010
Brücken und Schwerverkehr – Strategie zur Ertüchtigung des Brückenbestandes, Bauingenieur 85, S. 210 - 216
- [73] OTTOSEN, N., 1977
Failure Criterion of Concrete, ASCE Vol. 103, s. 527 ff
- [74] PFEIFFER, U., 2004
Die nichtlineare Berechnung ebener Rahmen aus Stahl- oder Spannbeton mit Berücksichtigung der durch das Aufreißen bedingten Achsendehnungen, TU-Hamburg Harburg, Göttingen: Cuvillier Verlag
- [75] PURAINER, R., 2005
Last- und Verformungsverhalten von Stahlbetonflächentragwerken unter zweiachsender Zugbeanspruchung, München, Universität der Bundeswehr München
- [76] RAO, D. S. P., 1981
Einfluß der Querschnittsabmessungen auf die Profilverformung von massiven

- Hohlkastenträgern, Beton- und Stahlbetonbau, S. 6-9
- [77] REHM, G., 1961
Über die Grundlagen des Verbundes zwischen Stahl und Beton, Deutscher Ausschuss für Stahlbeton, Heft 138, Berlin: Beuth Verlag
- [78] RESINGER, F., 1959
Der dünnwandige Kastenträger, Forschungshefte aus dem Gebiet des Stahlbaus, Heft 13, Köln: Stahlbau Verlag
- [79] RICHARD, F. E., BRANDTZAEG. A., BROWN, R. L., 1928
A Study of the Failure of Concrete under Combined Compressive Stress, Engineering Experimental Station, University of Illinois, Urbana, Bulletin 185
- [80] ROBOHM, M., 2005
Tragwerksanalyse an ein- und mehrzelligen Hohlkastenbrücken mittels der Methode der Finiten Elemente, TU Hamburg-Harburg, Studienarbeit
- [81] ROMBACH, G., 2006
Anwendung der Finite-Elemente-Methode im Betonbau, Berlin, Ernst & Sohn
- [82] ROMBACH, G., 2003
Spannbetonbau, Berlin, Ernst & Sohn
- [83] ROMBACH, G., VELASCO, R. R., 2005
Schnittgrößen auskragender Fahrbahnplatten infolge Radlasten nach DIN-Fachbericht, Beton- und Stahlbetonbau, S. 376 - 389
- [84] SCHAEFER, J., 2009
Vorbemessung einer Spannbetonbrücke und erweiterte Untersuchungen mit Hilfe der FE Methode, Studienarbeit am Institut für Massivbau, TU Hamburg-Harburg
- [85] SCHIEBL, P., 1989
Grundlagen der Neuregelungen zur Beschränkung der Rissbreite, Deutscher Ausschuss für Stahlbeton, Heft 400, Beuth Verlag
- [86] SCHLAICH, J., SCHEEF, H., 1982
Betonhohlkastenbrücken, Stuttgart: IABSE, AIPC, IVBH
- [87] SCHNELLENBACH-HELD, M., PEETERS, M., SCHERBAUM, F., 2010
Sachstand Verstärkungsverfahren – Verstärken von Betonbrücken im Bestand, Berichte der Bundesanstalt für Straßenwesen, Bergisch Glattbach, NW-Verlag
- [88] SIGRIST, V., MARTI, P., 1993
Versuche zum Verformungsvermögen von Stahöbetonträgern, IBK 210, ETH-Zürich,

- Basel, Boston, Berlin: Birkhäuser
- [89] SIGRIST, V., 1995
Zum Verformungsvermögen von Stahlbetonträgern, IBK 202, ETH-Zürich
- [90] SOFiSTiK AG
Finite-Elemente-Software, Vers. 2010, Oberschleissheim
- [91] STEINLE, A., 1967
Torsion und Profilverformung, Stuttgart: TH Stuttgart
- [92] STEMPINIEWSKI, L., EIBL, J., 1996
Finite Elemente im Stahlbeton, Beton-Kalender 1996, Berlin: Ernst & Sohn
- [93] STREIT, W., 1991
Zeitabhängige Verformungen von Beton infolge höhere Druckbeanspruchungen, TU München
- [94] TAYLOR, R. L., BERESFORD, P. J., WILSON, E. L., 1976
A non-conforming Element for stress Analysis, International Journal for Numerical Methods in Engineering, Vol. 10, S. 1211.1219
- [95] TESSLER, A., HUGHES, T. J. R., 1983
An improved Treatment of transverse shear in the Mindlin-type-four-node quadrilateral element, Computer Methods in Applied Mechanics and Engineering 39, S. 311-335
- [96] TUNG, H., 1967
Torsional analysis of single thin-walled trapezoidal concrete box-girder bridges, International Symposium on concrete Bridges design, Toronto
- [97] URWEIDER, T., THOMA, K., 2011
Ermüdungsversuche an einer Brückenfahrbahnplatte, Versuchsbereich, Hochschule Luzern – Technik & Architektur, CC KI
- [98] USUKI, T., 1976
Torsion und Profilverformung des einzelligen Kastenträgers mit vier Wänden unter Berücksichtigung der Schubverformung und der Drillsteifigkeit der Wände, TH Darmstadt
- [99] VISMANN, U., 1995
Zuverlässigkeitstheoretische Verifikation von Bemessungskriterien im Stahlbetonbau, TU München
- [100] WALTHER, R., 1962

- Die Schubbemessung im Spannbeton auf Grund neuer Versuche und Erkenntnisse,
Schweizer Bauzeitung, Heft 80
- [101] WALTHER, R., 1965
Ergebnisse und Lehren aus Torsions- und Schubversuchen an vorgespannten
Hohlkastenträgern, Schweizer Bauzeitung, Heft 83
- [102] WASNER, J., 2010
Accounting for Tension Stiffening in Finite Element Modelling, 8th fib PhD
Symposium, Konferenzband, Lyngby
- [103] WERKLE, H., 2008
Finite Elemente in der Baustatik – Statik und Dynamik der Stab- und
Flächentragwerke, 3. Auflage, Wiesbaden: Friedr. Vieweg & Sohn Verlag
- [104] ZICHNER, T., 2007
Instandsetzung der Koppelfugen von Spannbetonbrücken, Beitrag in: Sanierung und
Verstärkung von Massivbauten, S. 69-84
- [105] ZIENKIEWICZ, O. C., 1984
Methode der Finiten Elemente, Carl Hanser Verlag, München
- [106] ZILCH, K., ROGGE, A., 2000
Bemessung der Stahlbeton- und Spannbetonbauteile nach DIN 1045-1,
Betonkalender 2000, S. 171-308

Anhang A

Die folgenden Abbildungen zeigen die nachgerechneten Versuchskörper sowie die Ergebnisse der Nachrechnungen zur Verifikation von nichtlinearen Berechnungen. Die Versuchsergebnisse der nachgerechneten Versuchskörper können im Detail in [2] nachgeschlagen werden.

A1 Versuchskörper Z1, Z2, Z4, Z5

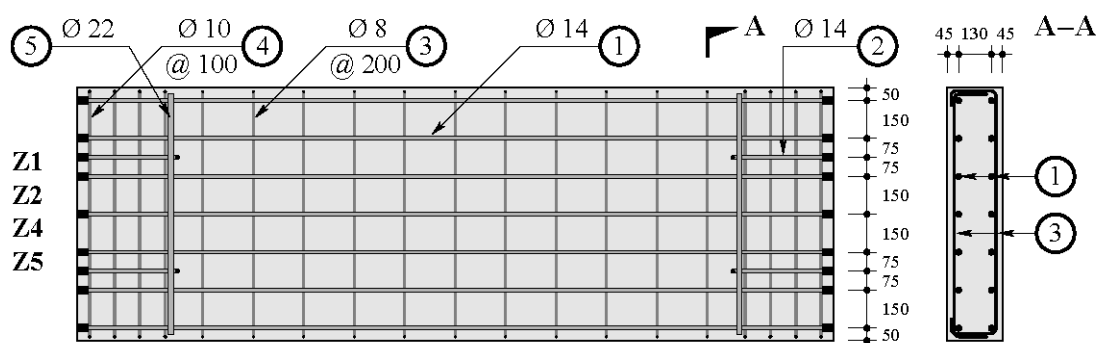


Bild A-1: Bewehrungsführung der Versuchskörper Z1, Z2, Z4 und Z5 (aus [2])

Tabelle A-1: Werkstoffkennwerte der Versuchskörper Z1 (aus [2])

Werkstoffkennwerte Z1									
σ_c	σ_{ct}	ε_{cu}	E_c	f_s	f_{su}	ε_{su}	E_s	$\varnothing$	n
[MPa]	[MPa]	[‰]	[GPa]	[MPa]	[MPa]	[‰]	[GPa]	[mm]	[-]
50,5	3,68	2,53	38,7	471,1	583,4	124,7	217,9	13,96	14

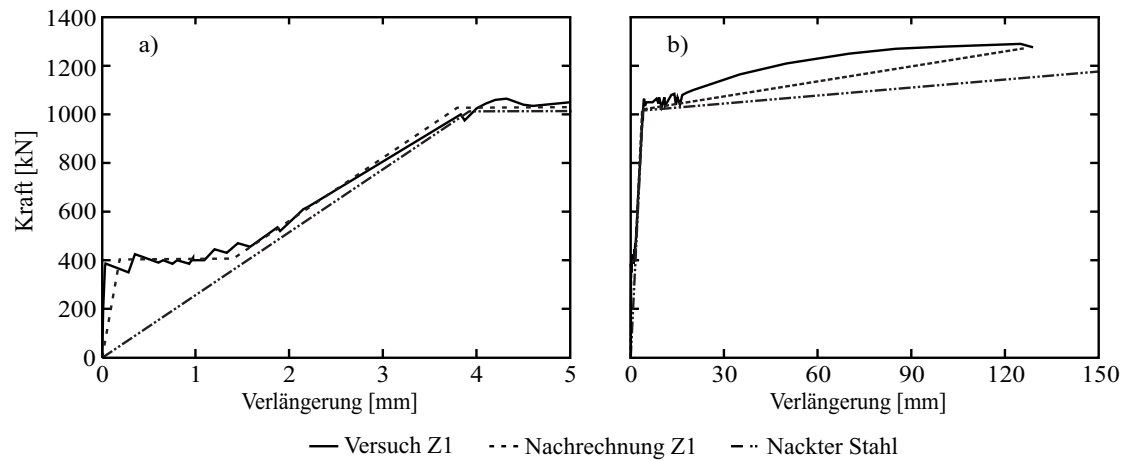


Bild A-2: Kraft-Verlängerungs-Diagramme vom Zugversuch Z1 aus [2] sowie Nachrechnung:
a) detailliert bis zum Stahlfließen und b) gesamter Verlauf

Tabelle A-2: Werkstoffkennwerte der Versuchskörper Z2 (aus [2])

Werkstoffkennwerte Z2									
σ_c [MPa]	σ_{ct} [MPa]	ε_{cu} [‰]	E_c [GPa]	f_s [MPa]	f_{su} [MPa]	ε_{su} [‰]	E_s [GPa]	$\varnothing$ [mm]	n [-]
79,6	5,65	2,42	41,5	471,1	583,4	124,7	217,9	13,96	14

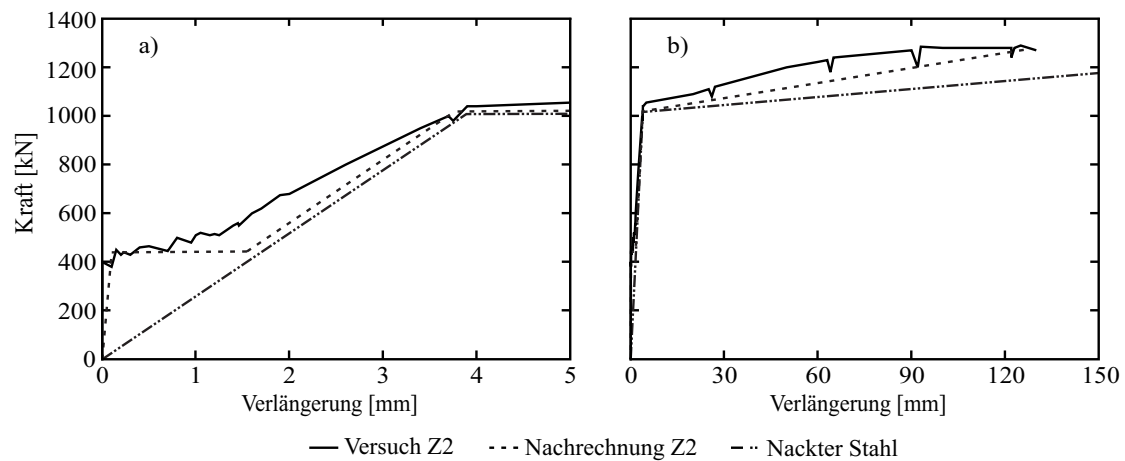


Bild A-3: Kraft-Verlängerungs-Diagramme vom Zugversuch Z2 aus [2] sowie Nachrechnung:
a) detailliert bis zum Stahlfließen und b) gesamter Verlauf

Tabelle A-3: Werkstoffkennwerte der Versuchskörper Z4 (aus [2])

Werkstoffkennwerte Z4									
σ_c	σ_{ct}	ε_{cu}	E_c	f_s	f_{su}	ε_{su}	E_s	$\varnothing$	n
[MPa]	[MPa]	[‰]	[GPa]	[MPa]	[MPa]	[‰]	[GPa]	[mm]	[-]
50	3,6	2,64	31,2	557	572,1	32,3	213,2	13,94	14

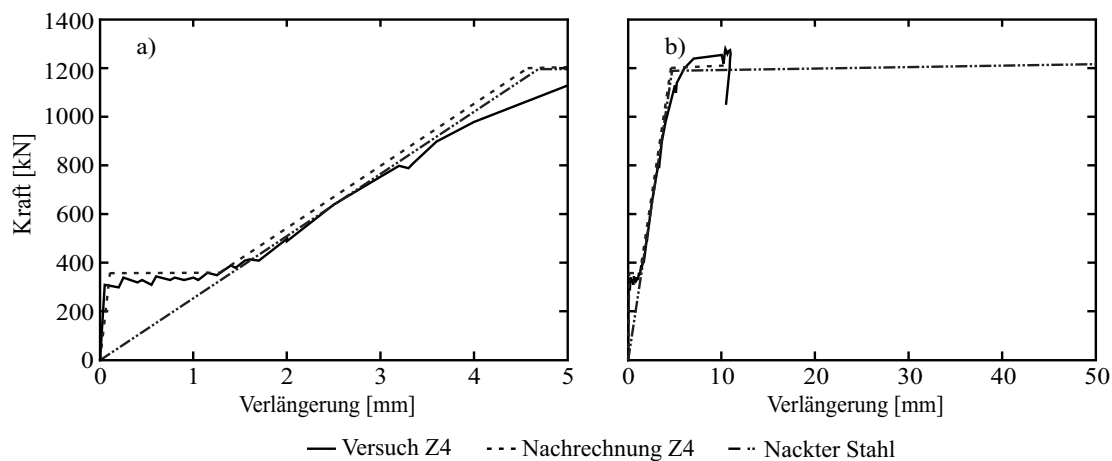
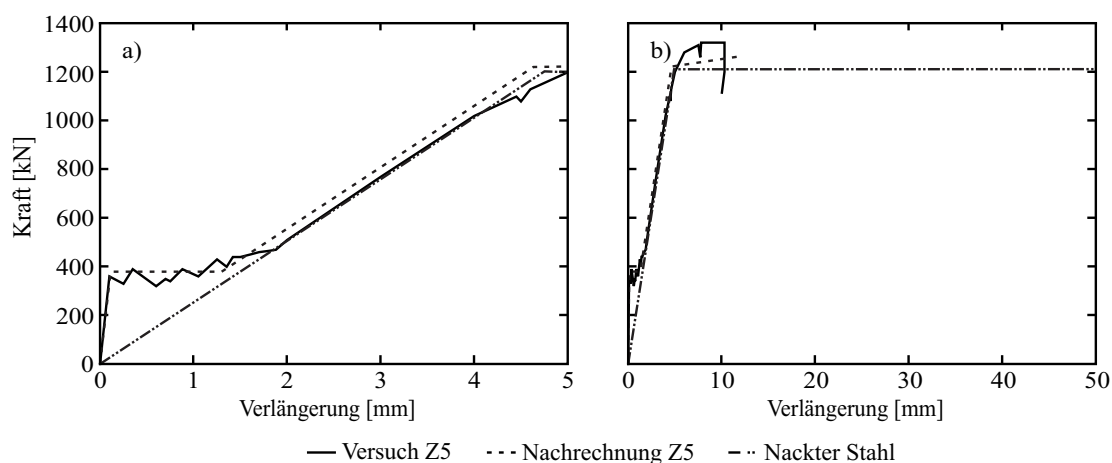
Bild A-4: Kraft-Verlängerungs-Diagramme vom Zugversuch Z4 aus [2] sowie Nachrechnung:
a) detailliert bis zum Stahlfließen und b) gesamter Verlauf

Tabelle A-4: Werkstoffkennwerte der Versuchskörper Z5 (aus [2])

Werkstoffkennwerte Z5									
σ_c	σ_{ct}	ε_{cu}	E_c	f_s	f_{su}	ε_{su}	E_s	$\varnothing$	n
[MPa]	[MPa]	[‰]	[GPa]	[MPa]	[MPa]	[‰]	[GPa]	[mm]	[-]
49,1	3,2	-	-	566,3	584	26,4	214,6	13,9	14

Bild A-5: Kraft-Verlängerungs-Diagramme vom Zugversuch Z5 aus [2] sowie Nachrechnung:
a) detailliert bis zum Stahlfließen und b) gesamter Verlauf

A2 Versuchskörper Z3

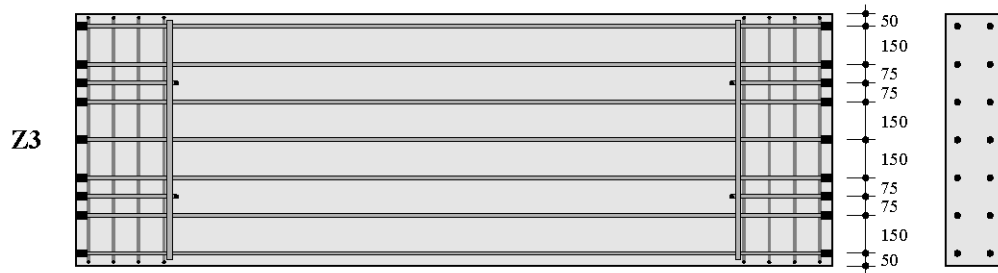
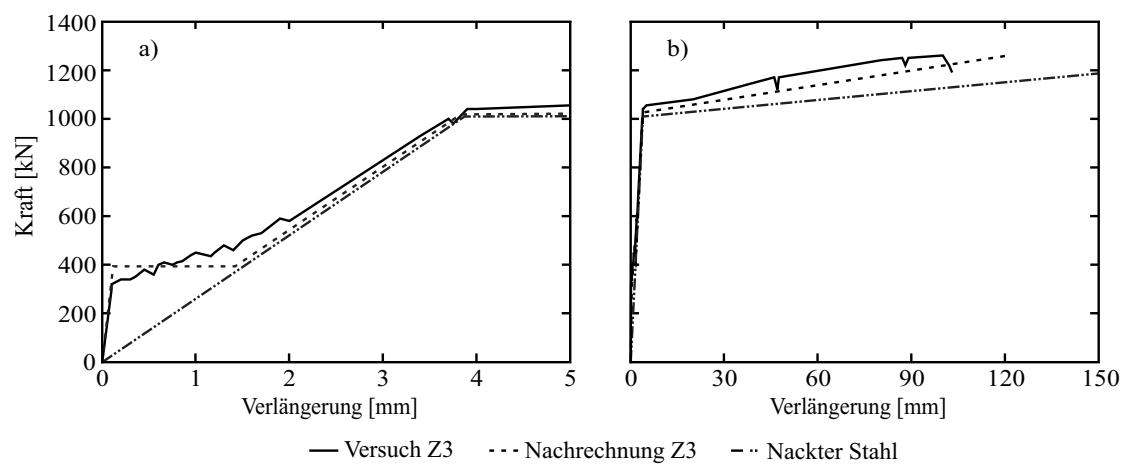


Bild A-6: Bewehrungsführung des Versuchskörpers Z3 (aus [2])

Tabelle A-5: Werkstoffkennwerte der Versuchskörper Z3 (aus [2])

Werkstoffkennwerte Z3									
σ_c	σ_{ct}	ε_{cu}	E_c	f_s	f_{su}	ε_{su}	E_s	$\varnothing$	n
[MPa]	[MPa]	[‰]	[GPa]	[MPa]	[MPa]	[‰]	[GPa]	[mm]	[-]
48,3	3,43	2,33	32,8	471,7	583,4	124,7	217,9	13,96	14

Bild A-7: Kraft-Verlängerungs-Diagramme vom Zugversuch Z3 aus [2] sowie Nachrechnung:
a) detailliert bis zum Stahlfließen und b) gesamter Verlauf

A3 Versuchskörper Z8

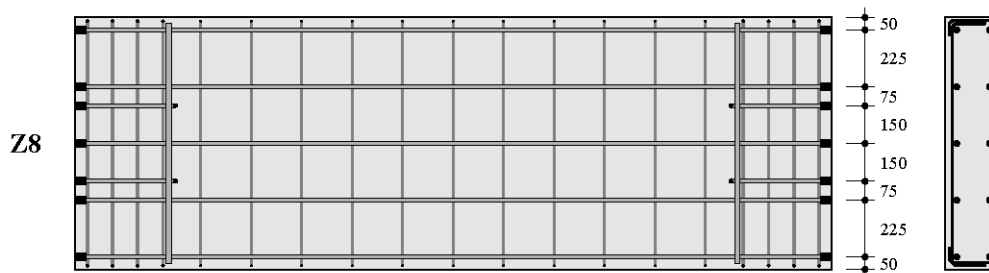


Bild A-8: Bewehrungsführung des Versuchskörpers Z8 (aus [2])

Tabelle A-6: Werkstoffkennwerte der Versuchskörper Z8 (aus [2])

Werkstoffkennwerte Z8									
σ_c	σ_{ct}	ε_{cu}	E_c	f_s	f_{su}	ε_{su}	E_s	$\varnothing$	n
[MPa]	[MPa]	[‰]	[GPa]	[MPa]	[MPa]	[‰]	[GPa]	[mm]	[-]
50,7	3,51	2,24	35	471,7	583,4	124,7	217,9	13,96	10

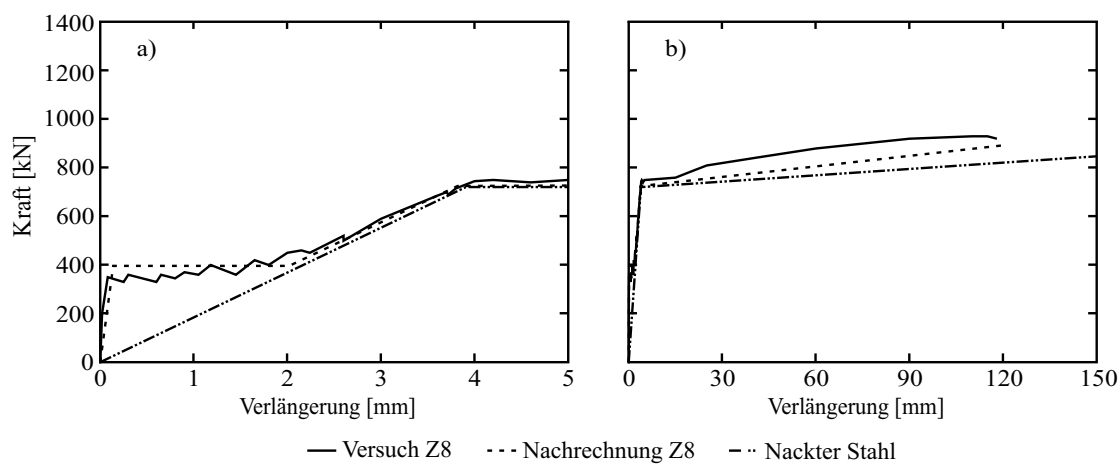


Bild A-9: Kraft-Verlängerungs-Diagramme vom Zugversuch Z8 aus [2] sowie Nachrechnung:
a) detailliert bis zum Stahlfließen und b) gesamter Verlauf

A4 Versuchskörper Z9

Beim Versuch Z9 versagte im Versuchsverlauf die Lasteinleitung, sodass der Versuch vorzeitig abgebrochen werden musste. Aus diesem Grund ist hier nur die Nachrechnung bis zum Versagen der Lasteinleitung im Versuch dargestellt.

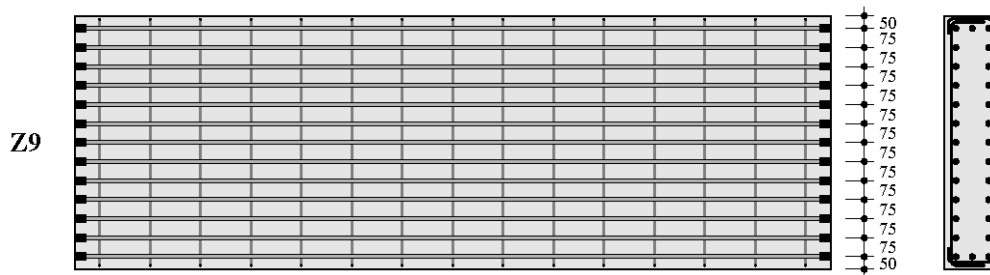


Bild A-10: Bewehrungsführung des Versuchskörpers Z9 (aus [2])

Tabelle A-7: Werkstoffkennwerte der Versuchskörper Z9 (aus [2])

Werkstoffkennwerte Z9									
σ_c [MPa]	σ_{ct} [MPa]	ε_{cu} [‰]	E_c [GPa]	f_s [MPa]	f_{su} [MPa]	ε_{su} [‰]	E_s [GPa]	$\varnothing$ [mm]	n [-]
47	3,22	2,25	32,5	471,7	583,4	124,7	217,9	13,96	26

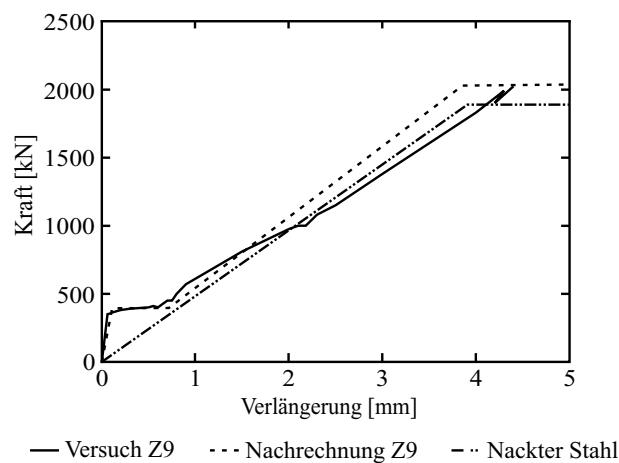


Bild A-11: Kraft-Verlängerungs-Diagramme vom Zugversuch Z8 aus [2] sowie Nachrechnung:
a) detailliert bis zum Stahlfließen und b) gesamter Verlauf

A5 Versuchskörper ZP

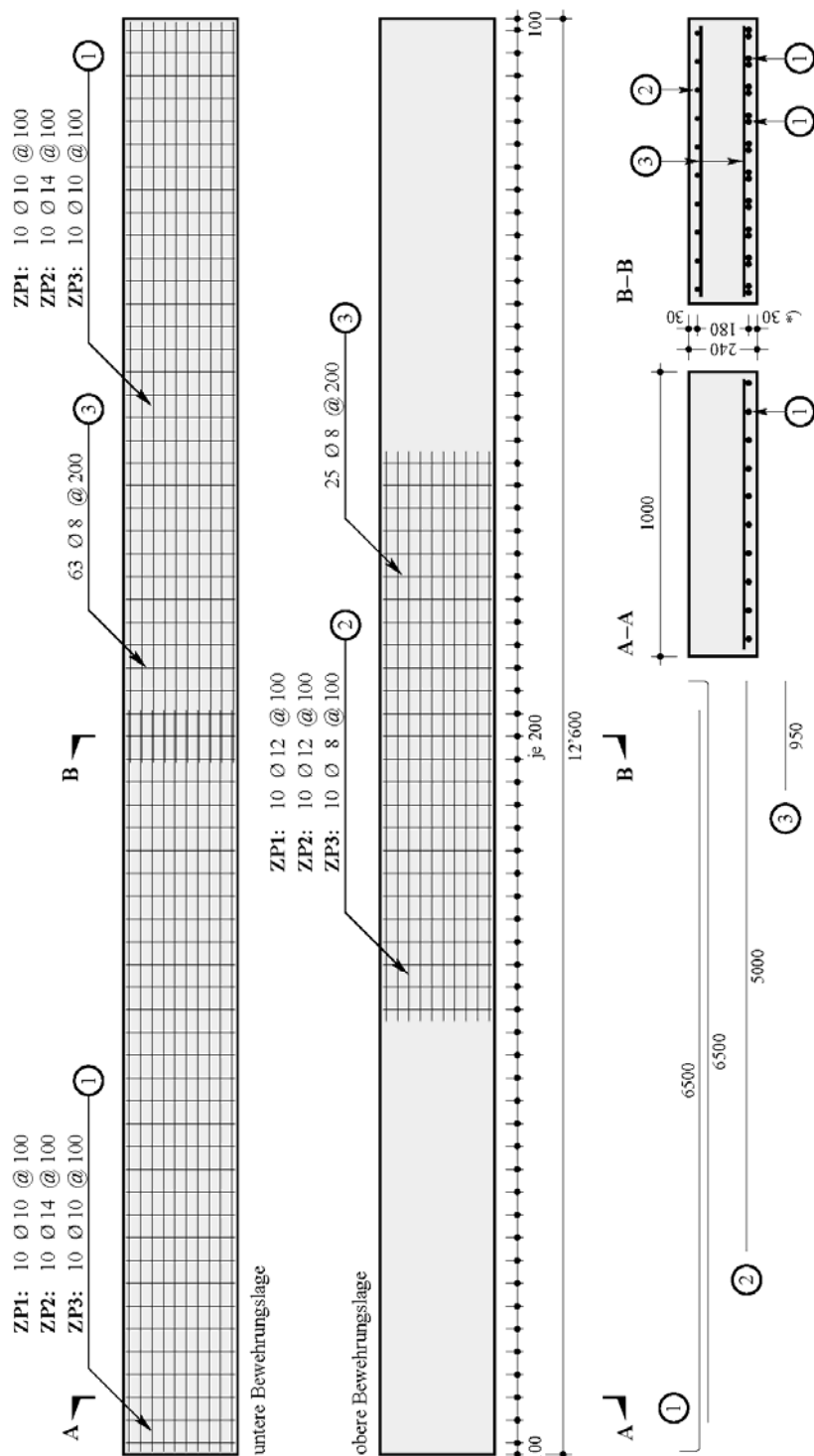


Bild A-12: Bewehrungsführung der Versuchskörper ZP1, ZP2, ZP3 (aus [2])

A6 Versuchskörper ZP1

Tabelle A-8: Werkstoffkennwerte der Versuchskörper ZP1 (aus [2])

Werkstoffkennwerte ZP1										
σ_c [MPa]	σ_{ct} [MPa]	ε_{cu} [‰]	E_c [GPa]	f_s [MPa]	f_{su} [MPa]	ε_{su} [‰]	E_s [GPa]	$\varnothing_{10}$ [mm]	$\varnothing_{12}$ [mm]	n_F / n_S [-]
49,3	3,2	-	33,6	566,3	584	26,6	214,6	10,01	11,98	10/10

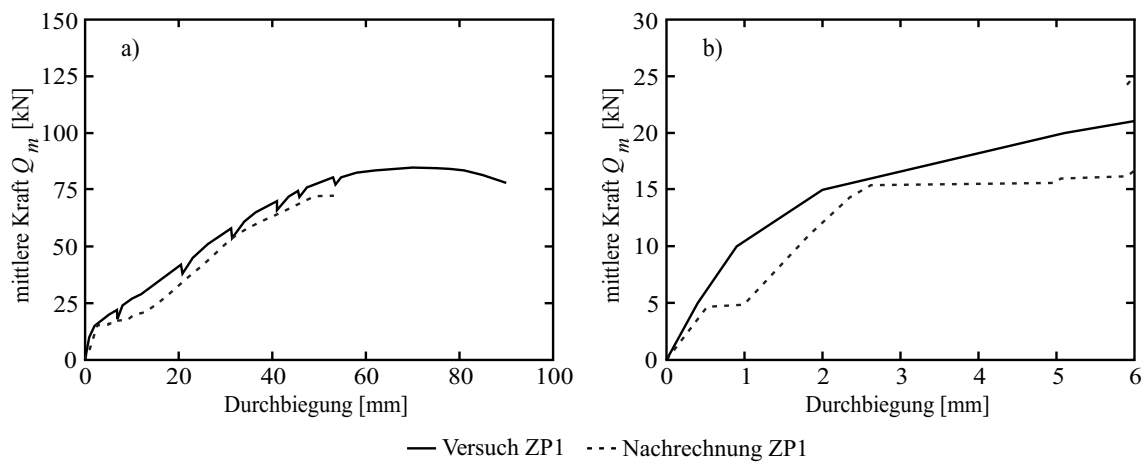


Bild A-13: Kraft-Durchbiegungs-Diagramme vom Zugversuch ZP1 aus [2] sowie Nachrechnung:
a) detaillierter und b) gesamter Verlauf

A7 Versuchskörper ZP2

Tabelle A-9: Werkstoffkennwerte der Versuchskörper ZP2 (aus [2])

Werkstoffkennwerte ZP2										
σ_c [MPa]	σ_{ct} [MPa]	ε_{cu} [‰]	E_c [GPa]	f_s [MPa]	f_{su} [MPa]	ε_{su} [‰]	E_s [GPa]	$\varnothing_{10}$ [mm]	$\varnothing_{12}$ [mm]	n_F / n_S [-]
51,2	3,3	-	31,0	566,3	584	26,4	214,6	14,02	11,98	10/10

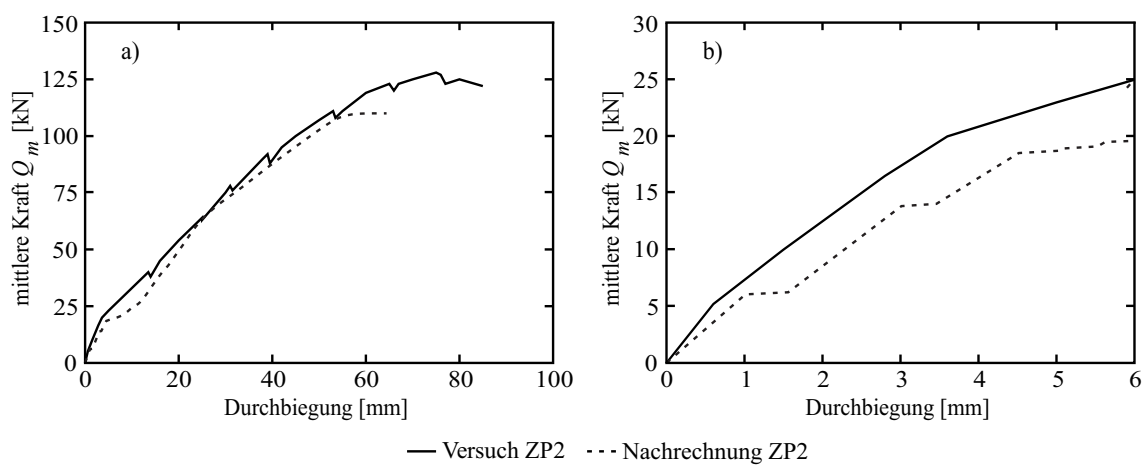


Bild A-14: Kraft-Durchbiegungs-Diagramme vom Zugversuch ZP2 aus [2] sowie Nachrechnung:
a) detaillierter und b) gesamter Verlauf

A8 Versuchskörper ZP3

Tabelle A-10: Werkstoffkennwerte der Versuchskörper ZP3 (aus [2])

Werkstoffkennwerte ZP3										
σ_c [MPa]	σ_{ct} [MPa]	ε_{cu} [‰]	E_c [GPa]	f_s [MPa]	f_{su} [MPa]	ε_{su} [‰]	E_s [GPa]	$\varnothing_{10}$ [mm]	$\varnothing_{12}$ [mm]	n_F / n_S [-]
50,2	4,0	-	32,6	566,3	584	26,4	214,6	10,01	7,98	10/10

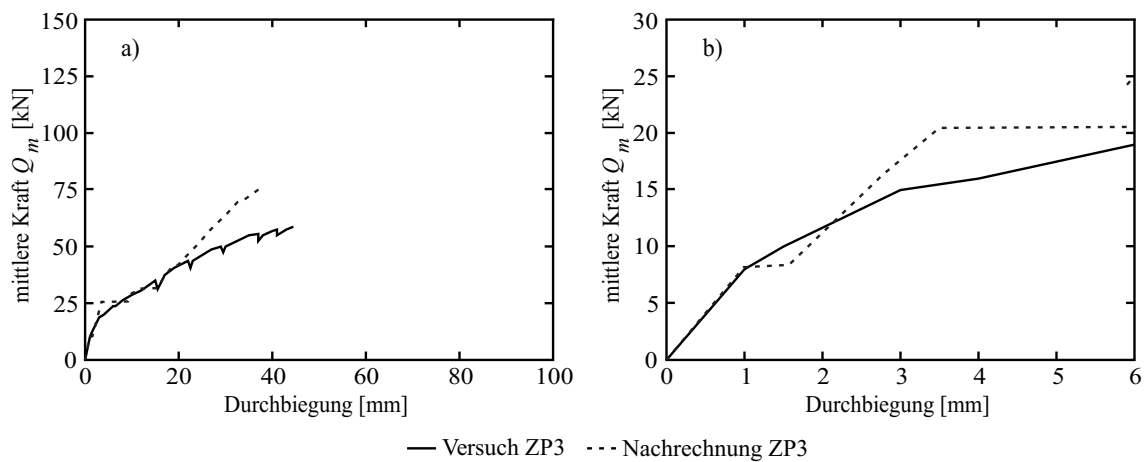


Bild A-15: Kraft-Durchbiegungs-Diagramme vom Zugversuch ZP3 aus [2] sowie Nachrechnung:
a) detaillierter und b) gesamter Verlauf

Anhang B

Bewehrungsmengen für zwei- und dreizellige Querschnitte für nichtlineare Nachrechnungen.

Tabelle B-1: Bewehrungsmengen im Feldbereich im zweizelligen Querschnitt

Bauteil	längs				quer			
	oben		unten		oben		unten	
	d_s	$a_{s,ges} / m$	d_s	$a_{s,ges} / m$	d_s	$a_{s,ges} / m$	d_s	$a_{s,ges} / m$
Kragplatte	14	6,2	14	6,2	20	22,4	14	6,2
Fahrbahnplatte	14	6,2	14	6,2	28	37,1	20	18,9
Bodenplatte	28	30,8	28	30,8	14	6,2	14	6,2
	vertikal				horizontal			
Steg	20	21,6	20	20,6	14	6,2	14	6,2

Tabelle B-2: Bewehrungsmengen im Stützbereich im zweizelligen Querschnitt

Bauteil	längs				quer			
	oben		unten		oben		unten	
	d_s	$a_{s,ges} / m$	d_s	$a_{s,ges} / m$	d_s	$a_{s,ges} / m$	d_s	$a_{s,ges} / m$
Kragplatte	20	21,5	20	21,5	20	22,4	14	6,2
Fahrbahnplatte	20	21,5	20	21,5	28	37,1	20	18,9
Bodenplatte	14	6,2	14	6,2	14	16,1	14	6,2
	vertikal				horizontal			
Steg	28	27,7	28	27,7	14	6,2	14	6,2

Tabelle B-3: Bewehrungsmengen im Feldbereich im dreizelligen Querschnitt

Bauteil	längs				quer			
	oben		unten		oben		unten	
	d_s	$a_{s,ges} / m$	d_s	$a_{s,ges} / m$	d_s	$a_{s,ges} / m$	d_s	$a_{s,ges} / m$
Kragplatte	14	6,2	14	6,2	20	22,4	14	6,2
Fahrbahnplatte	14	6,2	14	6,2	28	37,1	20	18,9
Bodenplatte	28	22,0	28	22,0	14	6,2	14	6,2
	vertikal				horizontal			
Steg	20	12,6	20	12,6	14	6,2	14	6,2

Tabelle B-4: Bewehrungsmengen im Stützbereich im dreizelligen Querschnitt

Bauteil	längs				quer			
	oben		unten		oben		unten	
	d_s	$a_{s,ges} / \text{m}$	d_s	$a_{s,ges} / \text{m}$	d_s	$a_{s,ges} / \text{m}$	d_s	$a_{s,ges} / \text{m}$
Kragplatte	20	16,8	20	16,8	20	22,4	14	6,2
Fahrbahnplatte	20	16,8	20	16,8	28	37,1	20	18,9
Bodenplatte	14	6,2	14	6,2	14	16,1	14	6,2
	vertikal				horizontal			
Steg	28	25,6	28	25,6	14	6,2	14	6,2

Anhang C

Die folgenden Abbildungen zeigen die Querkraften in Nachweisschnitten in Stegen sowie die dazugehörigen Auflagerreaktion unterhalb der Stege eines dreizelligen Querschnitts. Des Weiteren sind die Stahlspannungen der oberen Bewehrungslage in der Fahrbahnplatte bei verschiedenen Lasterhöhungsfaktoren dargestellt.

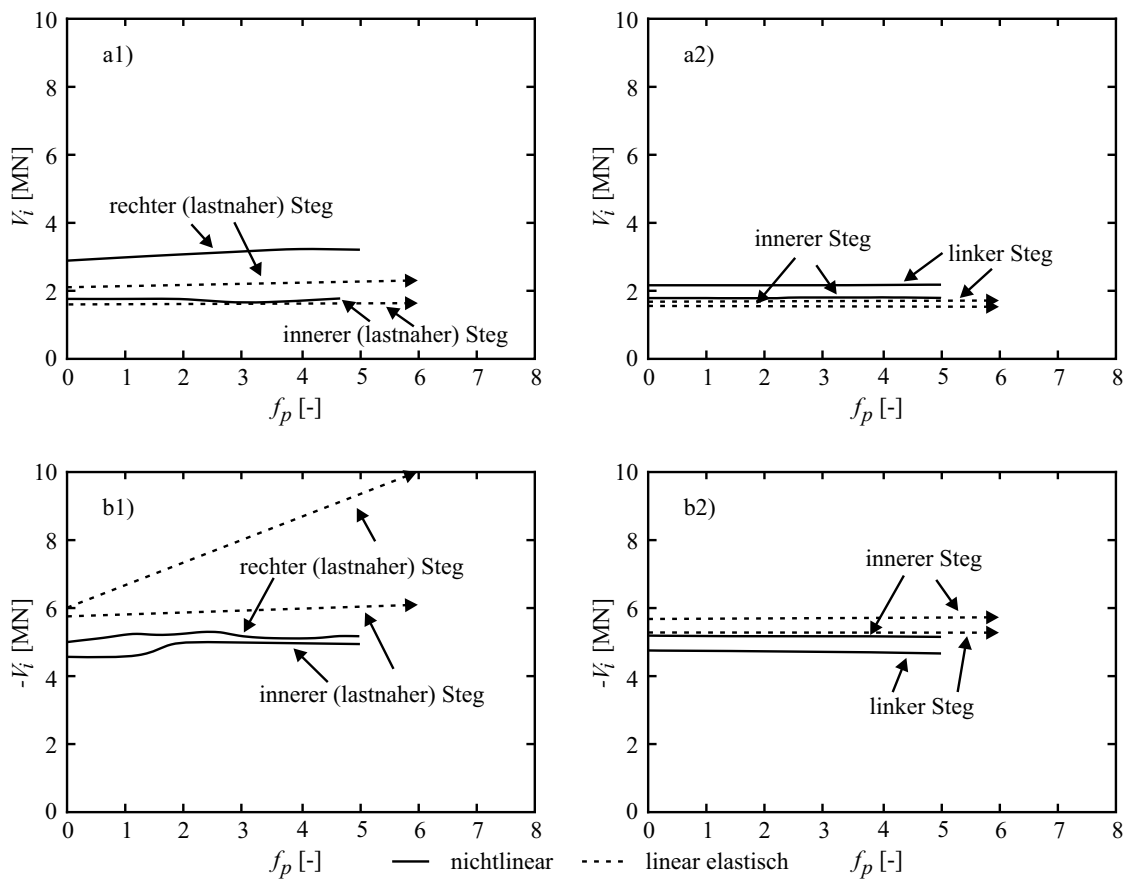


Bild C-1: Querkraften bei $1,0H$ vom Auflagerrand in einem Steg infolge inkrementeller Steigerung von Achslasten ($a_q/b = \max$, dreizelliger Querschnitt): Vergleich zwischen nichtlinearer und linear elastischer Berechnung: a) beim Endauflager, b) bei der Mittelstütze

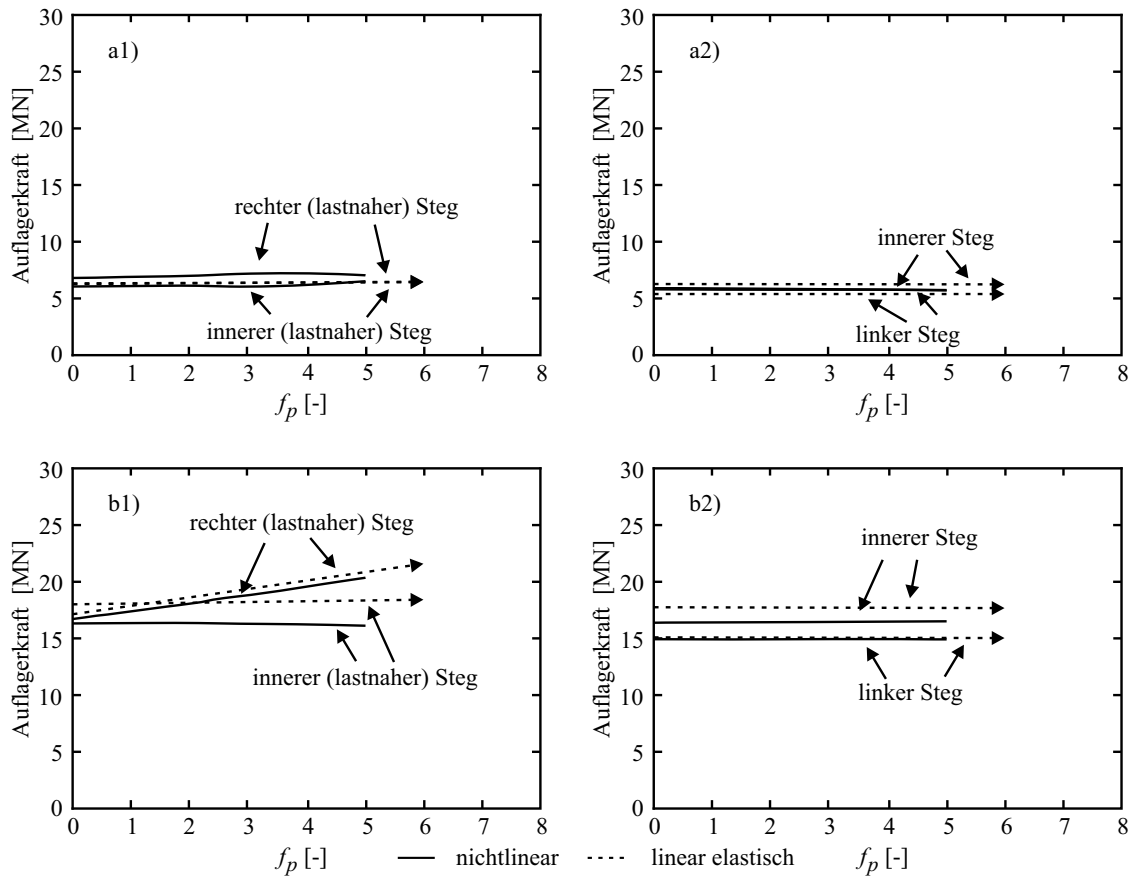


Bild C-2: Auflagerkräfte unter einem Steg infolge inkrementeller Steigerung von Achslasten ($a_q/b = \max$, dreizelliger Querschnitt): Vergleich zwischen nichtlinearer und linear elastischer Berechnung: a) beim Endauflager, b) bei der Mittelstütze

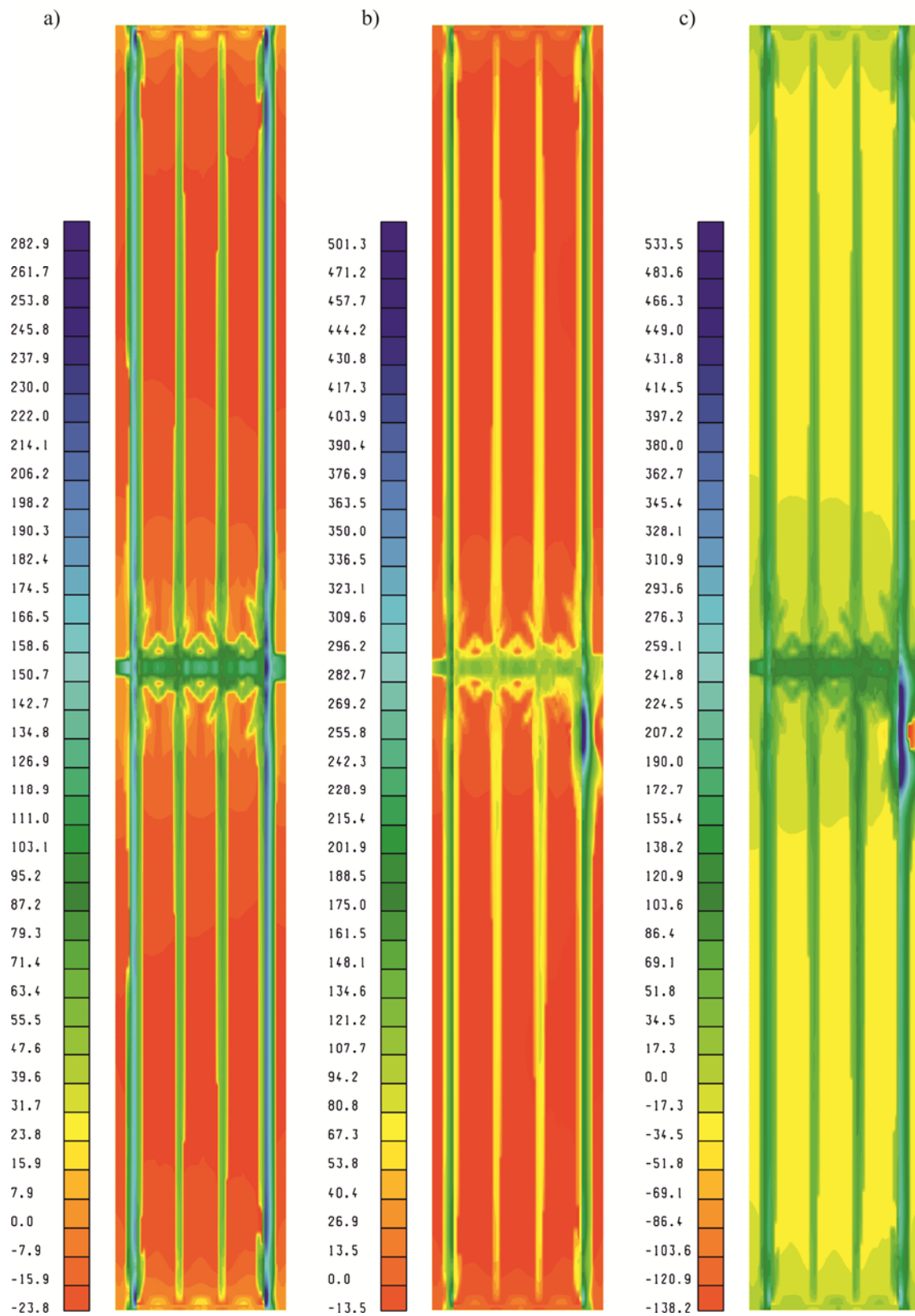


Bild C-3: Maximale Spannungen [MPa] in der Bewehrung auf der Plattenoberseite in x- und y-Richtung im dreizelligen Querschnitt infolge steigender Achslasten ($a_q/b = \max$) bei: a) $f_p = 0$, b) $f_p = 2.5$, c) $f_p = 5$

Anhang D

Folgend sind die Querkräfte in Nachweisschnitten bei unterschiedlichen Bügelbewehrungsgraden sowie vertikale Verschiebungen des äußeren Stegs in dreizelligen Brückenmodellen dargestellt.

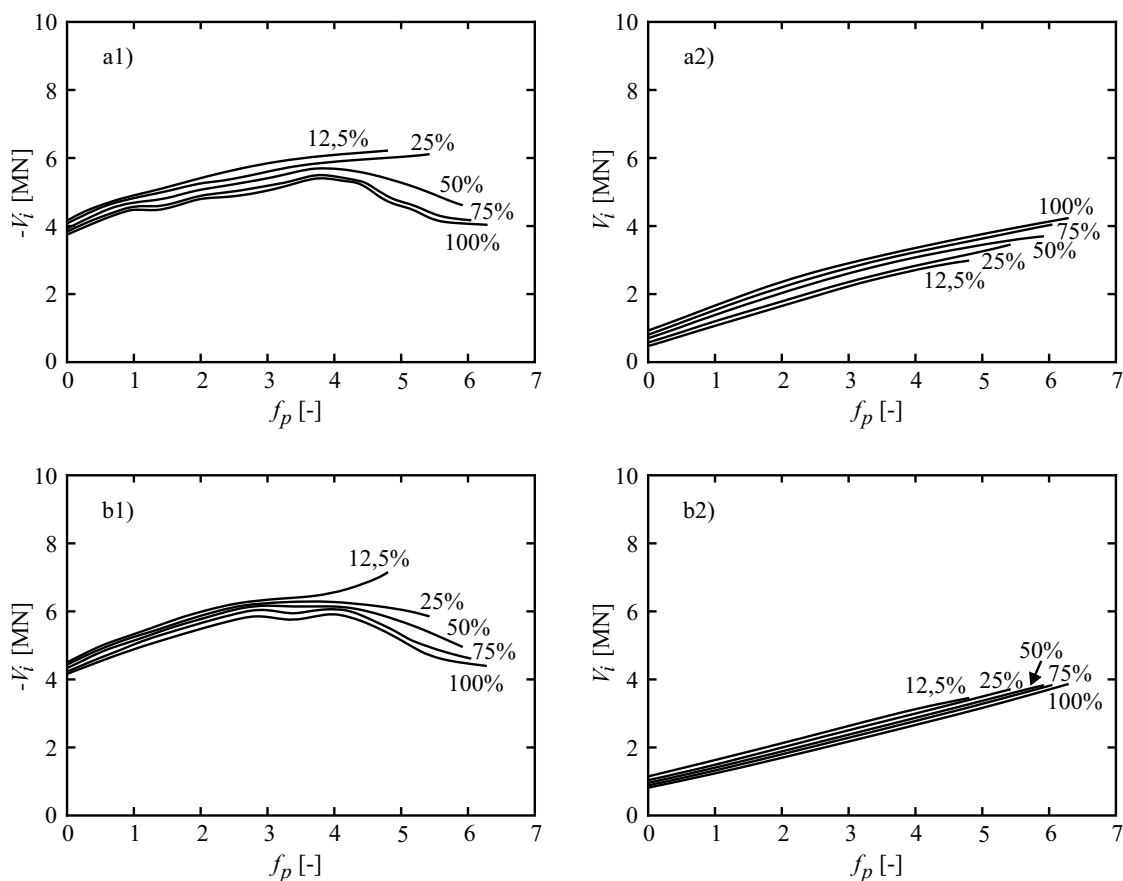


Bild D-1: Querkräfte im Nachweisschnitt des äußeren Stegs eines dreizelligen Querschnitts bei unterschiedlichen Bügelbewehrungsgehalten infolge steigender Nebenspurlasten: a) im äußeren Steg, b) im dem äußeren Steg benachbarten Steg; 1) bei der Mittelstütze, 2) beim Endauflager

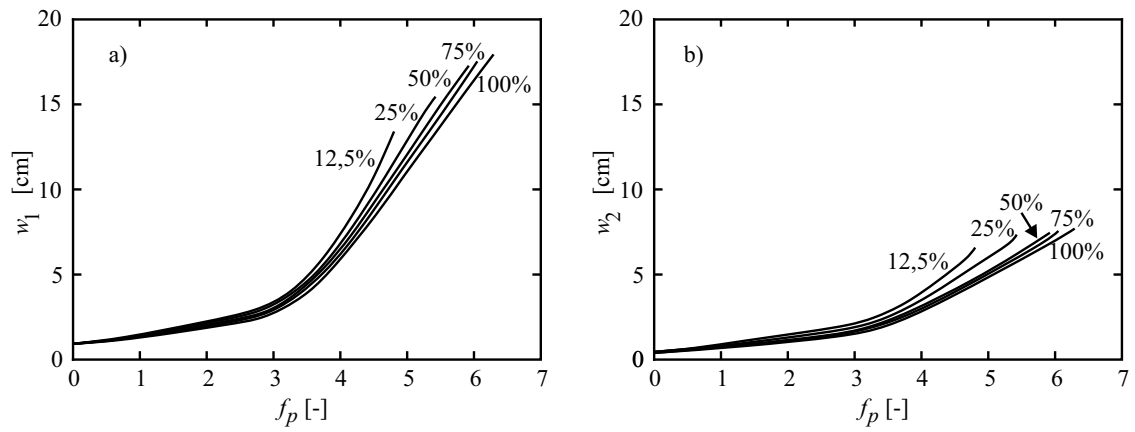


Bild D-2: Vertikale Verschiebungen des äußeren Stegs (Stegunterseiten) eines dreizelligen Querschnitts bei unterschiedlichen Bügelbewehrungsgehalten infolge steigender Nebenspurlasten: a) in Feldmitte, b) bei der Mittelstütze

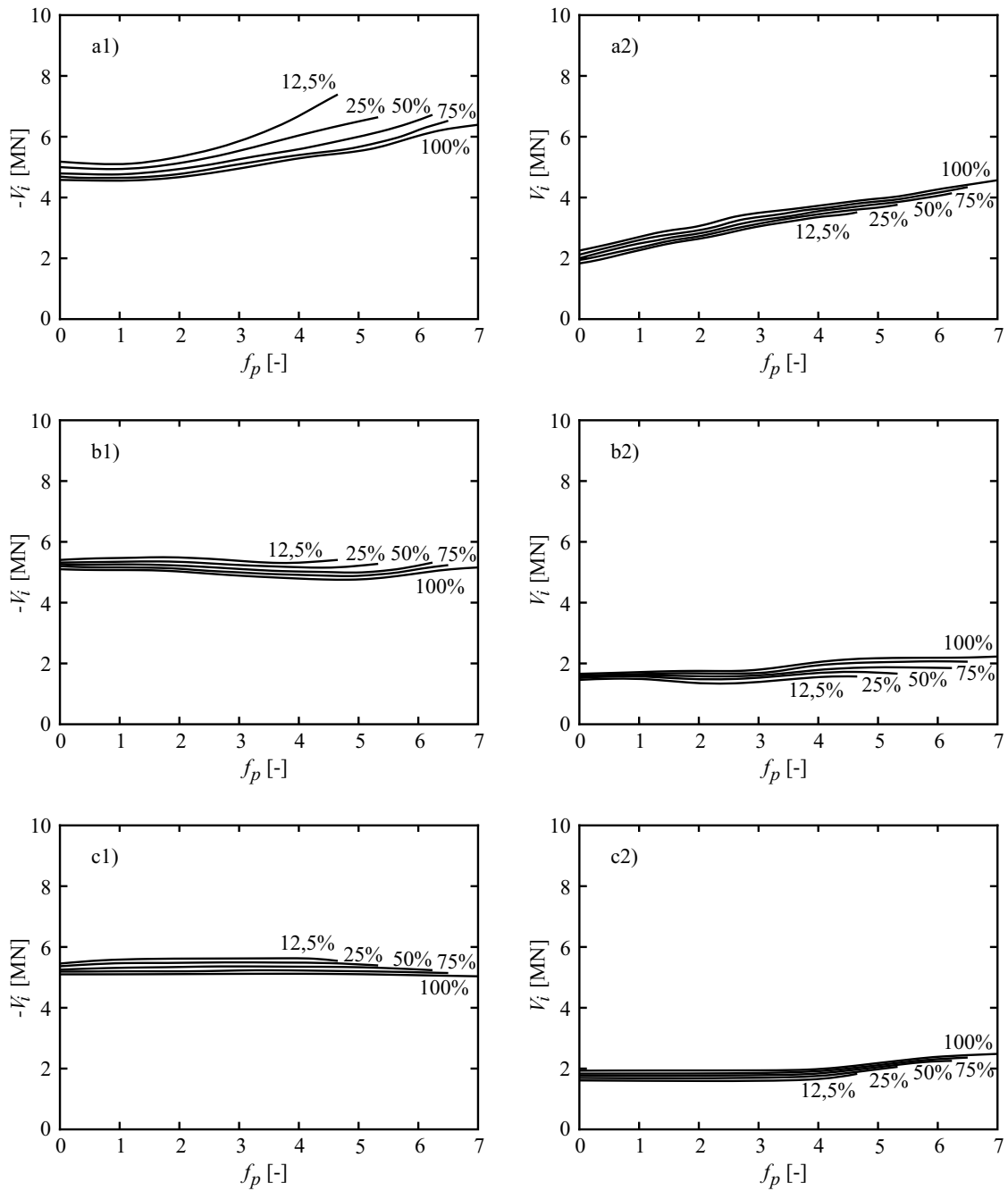


Bild D-3: Querkräfte im Nachweisschnitt des äußeren Stegs eines dreizelligen Querschnitts bei unterschiedlichen Bügelbewehrungsgehalten infolge steigender Hauptspurlasten: a) im äußeren (rechten, lastnahen) Steg, b) im inneren (lastnahen) Steg, c) im inneren Steg; 1) bei der Mittelstütze, 2) beim Endauflager

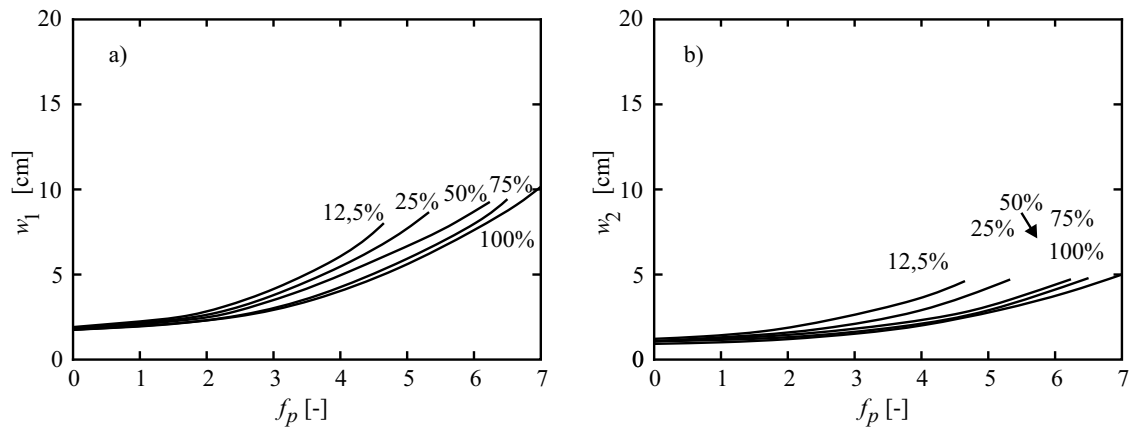


Bild D-4: Vertikale Verschiebungen des äußeren Stegs (Stegunterseiten) eines dreizelligen Querschnitts bei unterschiedlichen Bügelbewehrungsgehalten infolge steigender Hauptspurlasten: a) in Feldmitte, b) bei der Mittelstütze

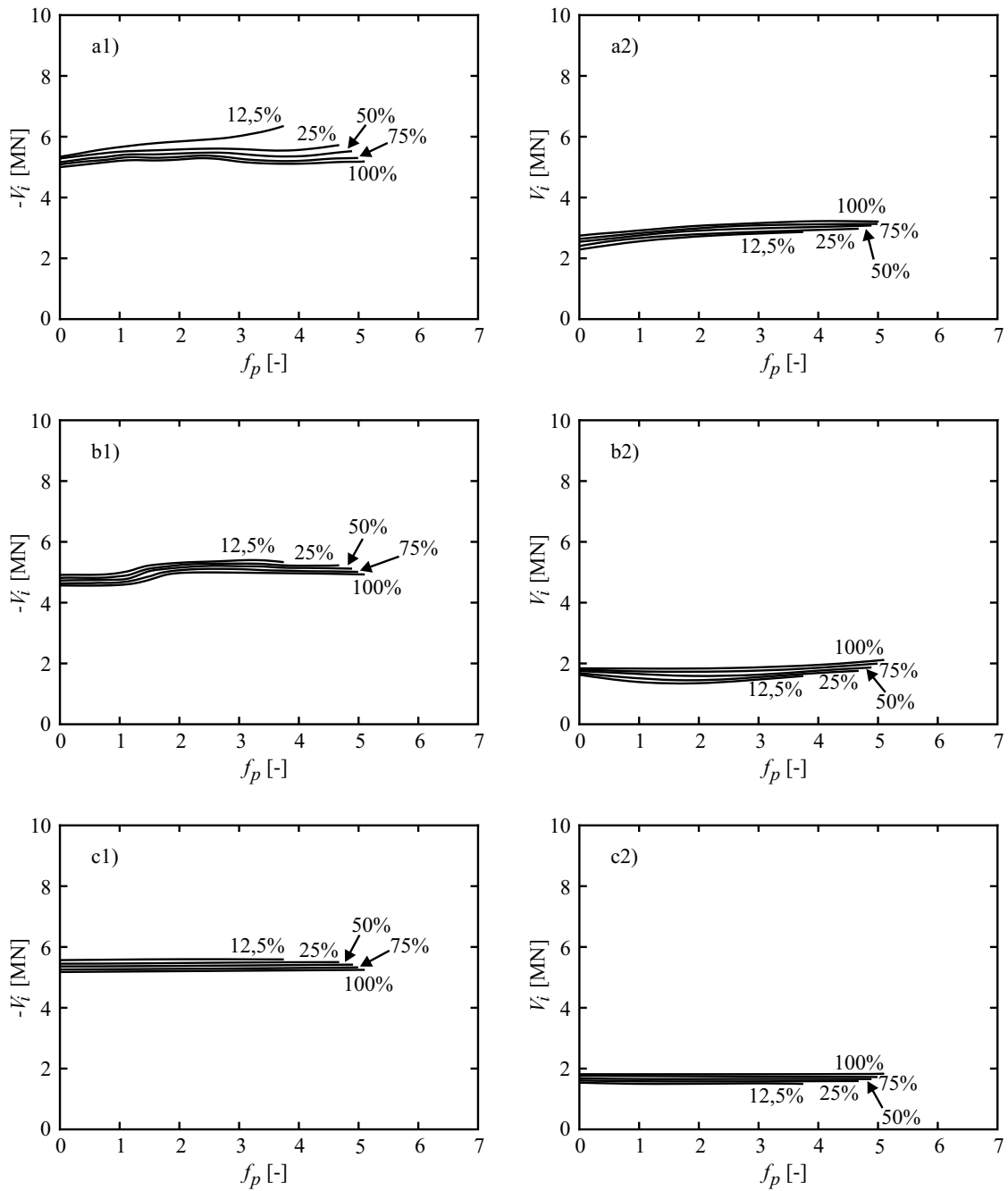


Bild D-5: Querkräfte im Nachweisschnitt des äußeren Stegs eines dreizelligen Querschnitts bei unterschiedlichen Bügelbewehrungsgehalten infolge steigender Achslasten: a) im äußeren Steg, b) im dem äußeren Steg benachbarten Steg, c) im weiteren Steg; 1) bei der Mittelstütze, 2) beim Endauflager

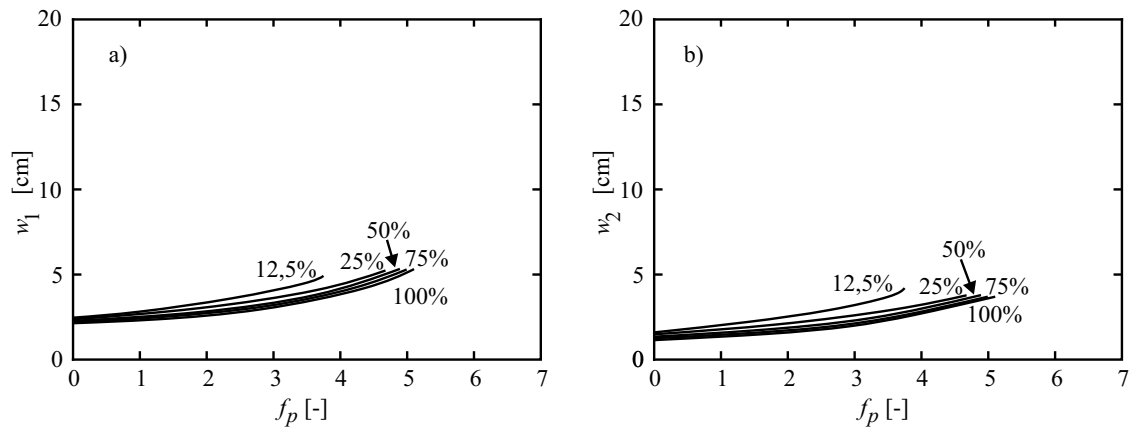


Bild D-6: Vertikale Verschiebungen des äußeren Stegs (Stegunterseiten) eines dreizelligen Querschnitts bei unterschiedlichen Bügelbewehrungsgehalten infolge steigender Achslasten: a) in Feldmitte, b) bei der Mittelstütze

In der Schriftenreihe des Instituts für Massivbau der Technischen Universität Hamburg-Harburg erschienene Titel

- Band 1: FEHSENFELD, C., 2008:
Zur Rissbildung und Mindestbewehrung in Stahlbetontragwerken
- Band 2: MÖBIUS, F., 2009:
Kraft-Verformungs-Verhalten von umschnürtem Stahlbeton
- Band 3: STERNBERG, A., 2009:
Brücken mit massiver Unterspannung
- Band 4: RAUCH, M., 2010:
Tragwerke aus ultrahochfestem Beton
- Band 5: ABERSPACH, L., 2010:
Zwangsbeanspruchungen und Rissbildung in fugenlosen Kaianlagen aus Stahlbeton
- Band 6: LATTE, S., 2011:
Zur Tragfähigkeit von Stahlbeton-Fahrbahnplatten ohne Querkraftbewehrung
- Band 7: VU, H. N., 2011:
Shear Design of Straight and Haunched Concrete Beams without Stirrups
- Band 8: VON BORSTEL, T., 2012:
Anpassungsfähige Hochhaustragwerke mit Diagrids
- Band 9: BORKOWSKI, G., 2014:
Beitrag zur rechnerischen Überprüfung von Betonhohlkastenbrücken

