



**Dr.-Ing. Fabian Kischkewitz**

**Ein Beitrag zur wirtschaftlichen  
Bemessung von Balkenbrücken  
in Verbundbauweise**

**Ein Beitrag zur wirtschaftlichen Bemessung von  
Balkenbrücken in Verbundbauweise**

**Dissertation**

zur

**Erlangung des Grades Doktor-Ingenieur (Dr.-Ing.)**

Fakultät für Architektur und Bauingenieurwesen

**Bergische Universität Wuppertal**

**Fabian Kischkewitz**

aus Mainz

2024

Veröffentlicht als Heft 30 in der Schriftenreihe des  
Instituts für Konstruktiven Ingenieurbau  
Fakultät 5, Abteilung Bauingenieurwesen  
Bergische Universität Wuppertal

### **Herausgeber**

Der Geschäftsführende Direktor  
Institut für Konstruktiven Ingenieurbau  
Bergische Universität Wuppertal

### **Fachgebiet**

Stahlbau und Verbundkonstruktionen  
Univ.-Prof. Dr.-Ing. Bernd Naujoks  
Fakultät 5, Abteilung Bauingenieurwesen  
Bergische Universität Wuppertal

### **Organisation und Verwaltung**

Institut für Konstruktiven Ingenieurbau  
Bergische Universität Wuppertal  
Pauluskirchstraße 11  
42285 Wuppertal  
Telefon: (0202) 439-4039

© **Dr.-Ing. Fabian Kischkewitz**

ISBN 978-3-940795-29-8

Alle Rechte, insbesondere das der Übersetzung in fremde Sprachen, vorbehalten. Mit Genehmigung des Autors ist es gestattet, dieses Heft ganz oder teilweise auf fotomechanischem Wege (Fotokopie, Mikrokopie) zu vervielfältigen.

## Vorwort

Die vorliegende Arbeit entstand während meiner Tätigkeit als wissenschaftlicher Mitarbeiter am Lehr- und Forschungsgebiet für Stahlbau und Verbundkonstruktionen der Bergischen Universität Wuppertal in den Jahren 2019 bis 2023.

Meinem Doktorvater Herrn Prof. Dr.-Ing. Bernd Naujoks möchte ich hier besonders für das entgegengebrachte Vertrauen, die langjährige Förderung und die stetige konstruktive Zusammenarbeit danken. Durch die großartige Betreuung und die fortwährende Unterstützung hat er maßgeblich zur Fertigstellung dieser Arbeit beigetragen.

Herrn Prof. Dr.-Ing. Mathias Clobes danke ich ganz herzlich für sein Interesse an meiner Arbeit und die Übernahme des Koreferats. Großer Dank gebührt auch den Herren Prof. Dr.-Ing. Steffen Anders für die Übernahme des Vorsitzes und Herrn Prof. Dr.-Ing. Jürgen Gerlach für das Mitwirken in meinem Promotionsverfahren. Dies ist neben dem „normalen“ Uni- und Arbeitsalltag keine Selbstverständlichkeit.

Zum Gelingen dieser Arbeit haben meine Kollegen und Kolleginnen vom Lehrstuhl und vom Institut für Konstruktiven Ingenieurbau einen großen Beitrag geleistet. Gerade die aufwendigen Monitoringmaßnahmen wären ohne diese Hilfe sicherlich nicht so erfolgreich umsetzbar gewesen. Hierfür danke ich ihnen recht herzlich. Ganz besonderer Dank gilt meinen beiden Kollegen am Lehrstuhl, Herrn Dr.-Ing Nick Blau und Herrn Niklas Ardelmann, für die zahlreichen konstruktiven Gespräche und die fachlichen, stets hilfreichen Diskussionen. Die Jahre am Lehrstuhl werden mir in schöner und freundschaftlicher Erinnerung bleiben.

Meiner Familie danke ich für die immer bedingungslose Unterstützung und Hilfsbereitschaft. Ohne sie wären die Umzüge, die Erschwernisse der Corona-Pandemie und die anderen Stolpersteine während dieser Zeit nicht machbar gewesen.

Schließlich möchte ich mich noch bei meinen Kindern Theo und Inga bedanken, welche mir jeden Tag vor Augen führen, was es abseits von Rissbreiten und lokalen Spannungsspitzen noch für wirklich erstaunliche Dinge in der Welt gibt. Den größten Dank schulde ich jedoch meiner geliebten Frau Lea, die dieses Abenteuer Wuppertal mit mir in Angriff genommen und mich bei der Umsetzung meines Ziels immer bedingungslos unterstützt hat. Nur durch ihre Kraft, Geduld und den Rückhalt während dieser Zeit konnte diese Arbeit überhaupt entstehen.

Mainz, im Oktober 2024

Fabian Kischkewitz

Tag der Einreichung: 17. Januar 2024

Tag der mündlichen Prüfung: 29. Mai 2024

Prüfungskommission: Prof. Dr.-Ing. Steffen Anders (Vorsitz)  
Prof. Dr.-Ing. Bernd Naujoks  
Prof. Dr.-Ing. Mathias Clobes  
Prof. Dr.-Ing. Jürgen Gerlach

## Kurzdarstellung

*Gegenstand des Promotionsvorhabens sind wissenschaftliche Untersuchungen zur Optimierung der rissverteilenden Bewehrung in Fahrbahnplatten von Balkenbrücken in Verbundbauweise unter Straßen-Verkehrsbelastung. Der hohe Bewehrungsgehalt solcher Fahrbahnplatten wird vorrangig bestimmt durch den Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit, spezieller dem Nachweis der Begrenzung der Rissbreiten. Diesem Nachweis liegen neben uneinheitlichen Ansätzen zur Berücksichtigung der Mitwirkung des Betons zwischen den Rissen, meist an separaten lokalen und globalen Modellen ermittelte Schnittgrößen zugrunde. Die erforderliche Überlagerung dieser Beanspruchungen erfolgt aktuell über den gleichen Ansatz wie bei reinen Stahlbrücken, hergeleitet für orthotrope Fahrbahnplatten. Ein Konstruktionstyp-stimmiges Überlagerungsmodell für diese an verschiedenen Modellen ermittelten Beanspruchungen liegt für besagte Verbundbalkenbrücken nicht vor. Es soll daher diese Berechnungslücke über die Ableitung eines wissenschaftlich abgesicherten, nicht-überkonservativen Überlagerungsmodells geschlossen werden. Hierfür wird zunächst die gängige Modellierungspraxis im Verbundbrückenbau analysiert. Über Vergleichsrechnungen werden erste Handlungsempfehlungen zur Modellbildung bei separater Berechnung des globalen und lokalen Tragverhaltens erarbeitet. Explizit eingegangen wird zudem auf die Abbildung der gerissenen Stahlbetonfahrbahnplatte im Bereich negativer Stützmomente sowie die Ansätze zur Berücksichtigung der Mitwirkung des Betons zwischen den Rissen (Tension-Stiffening). Anhand von zwei Monitoringmaßnahmen an realen Brückenbauwerken wird das Tragverhalten von Verbundbalkenbrücken untersucht und die numerischen Ansätze fundiert. Zur Ableitung eines neuen Überlagerungsmodells werden, aufbauend auf den vorherigen Untersuchungen, umfangreiche numerische Berechnungen an brückenbautypischen Tragwerks- und Querschnittsgestaltungen durchgeführt. Über den Abgleich zwischen den genauen Ergebnissen komplexer Gesamtmodelle und den obigen separaten globalen/lokalen Modellen, werden Einzelabhängigkeiten sowie maßgebende Parameter identifiziert und in die Überlagerungsvorschrift überführt.*

## Abstract

*The subject of the dissertation project is scientific research on optimizing the crack-distributing reinforcement in the concrete deck slabs of composite road bridges under traffic loads. The high level of reinforcement in such slabs is primarily determined by the serviceability limit state, specifically the verification of crack width limitation. This verification is based on internal stress resultants calculated generally using separate models for global and local analysis. In addition to inconsistent approaches for the integration of tension-stiffening-effects, a structurally consistent superposition-model for the loads obtained from different models is missing for the mentioned composite beam bridges. In the current situation the superposition-model derived for steel bridges with orthotropic decks is used for composite bridges as well, even though the load bearing behavior in the interesting support areas differ significantly. Therefore, one objective is to close this gap in calculation by deriving a scientifically validated, non to-conservative superposition model. Based on an inquiry of the current state of modelling composite bridges, continuative comparative calculations are carried out, resulting in guidance for the modelling of separate global and local analysis. Deeper examined is the consideration of the cracked concrete deck in areas with hogging moments and effective ways to consider the tension-stiffening-effects. Two monitoring projects were carried out, helping to analyze the load bearing behavior of said bridges and to verify the numerical approaches. The derivation of a new superposition-model is then based on extensive numerical studies on current bridge structures and cross-sections. Via comparison of the accurate results of comprehensive FE-models and results of the mentioned separate global and local models, dependencies on single parameters are identified and transferred to the new superposition-model for composite beam bridges.*

## Inhaltsverzeichnis

<b>1</b>	<b>Einführung</b> .....	<b>1</b>
1.1	Problemstellung und Motivation .....	1
1.2	Zielsetzung .....	3
1.3	Gliederung .....	4
<b>2</b>	<b>Stand der Technik und Normung</b> .....	<b>5</b>
2.1	Lasten und deren Überlagerung.....	5
2.1.1	Verkehrslastmodelle .....	6
2.1.2	Überlagerungsmodelle der Verkehrslasten .....	17
2.1.3	Auswertung Achslastmessstellen.....	21
2.2	Modellierung bei Brückenbauwerken in Verbundbauweise .....	23
2.2.1	Erfassung des Tragverhaltens längs (global) .....	24
2.2.2	Erfassung des Tragverhaltens quer (lokal).....	35
2.2.3	Modellierung Zustand II Bereich .....	40
2.2.4	Berücksichtigung von Tension-Stiffening-Effekten .....	46
<b>3</b>	<b>Untersuchungen zur Modellierung von Verbundbrücken</b> .....	<b>53</b>
3.1	Untersuchungen zur Erfassung des Tragverhalten längs (global) .....	53
3.2	Untersuchungen zur Erfassung des Tragverhaltens quer (lokal) .....	59
3.3	Untersuchungen zur Berücksichtigung des Tension-Stiffenings .....	65
3.4	Handlungsempfehlung auf Basis des aktuellen Standes der Technik.....	70
<b>4</b>	<b>Monitoringmaßnahmen</b> .....	<b>73</b>
4.1	Allgemeines .....	73
4.2	Monitoringmaßnahme Ganslandsiepen.....	73
4.2.1	Bauwerksbeschreibung.....	73
4.2.2	Messaufbau und Probelastung .....	74
4.2.3	Ergebnisse und Nachrechnung .....	76
4.2.4	Fazit Monitoring Ganslandsiepen.....	84
4.3	Monitoringmaßnahme Kreuz Leverkusen West.....	86
4.3.1	Bauwerksbeschreibung.....	86
4.3.2	Messaufbau und Probelastung .....	87
4.3.3	Ergebnisse und Nachrechnung .....	89
4.3.4	Fazit Monitoring Leverkusen .....	103
4.4	Zusammenfassung Monitoringmaßnahmen .....	105

---

<b>5</b>	<b>Numerische Untersuchungen zur Überlagerung .....</b>	<b>107</b>
5.1	Untersuchungen an Falwerk, Stabwerk und lokalem Plattensystem.....	107
5.1.1	Grundlegendes zur Modellbildung.....	107
5.1.2	Lastaufbringung .....	109
5.1.3	Untersuchte Modelle - Parameterbereiche.....	110
5.1.4	Ansatz und Ermittlung Steifigkeitskennwerte ZSII-Bereich.....	112
5.1.5	Auswertung.....	115
5.1.6	Erkenntnisse zum Tragverhalten in Längsrichtung.....	117
5.1.7	Erkenntnisse zum Tragverhalten in Querrichtung .....	118
5.2	Sensitivitätsanalysen .....	118
5.2.1	Einfluss abweichender Lagerung der Hauptträger .....	118
5.2.2	Einfluss Berücksichtigung Zustand II in Querrichtung .....	121
5.2.3	Einfluss abweichende Schubsteifigkeit .....	123
5.2.4	Sensitivitätsanalyse System D .....	124
<b>6</b>	<b>Ableitung eines Überlagerungsmodells .....</b>	<b>127</b>
6.1	Allgemeines .....	127
6.1.1	Anteil am globalen Modell ermittelter Spannung an Gesamtspannung .	128
6.1.2	Steifigkeitszustand lokales Modell.....	131
6.1.3	Lastmodell für die Überlagerung .....	131
6.2	Maßgebende Einzelabhängigkeiten .....	133
6.2.1	Systeme A und C.....	135
6.2.2	Systeme B und E .....	137
6.3	Ableitung Überlagerungsmodell Stützbereich.....	139
6.3.1	Systeme mit Stützquerträger.....	140
6.3.2	Systeme ohne Stützquerträger .....	142
6.3.3	Optimierung in Bezug auf die Anwenderfreundlichkeit .....	143
6.4	Hinweise zur Überlagerung Feldbereich .....	145
<b>7</b>	<b>Schlussbemerkung.....</b>	<b>147</b>
7.1	Zusammenfassung .....	147
7.2	Ausblick .....	150
	<b>Literaturverzeichnis.....</b>	<b>151</b>
	<b>Anhänge .....</b>	<b>159</b>

## Abkürzungs- und Symbolverzeichnis

### Abkürzungen

AA	Auflagerachse
BAB	Bundesautobahn
DMS	Dehnungsmessstreifen
DTSV	durchschnittlicher täglicher Schwerverkehr
EC 3-2	Eurocode 3-2, Deutsche Fassung als DIN EN 1993-2 veröffentlicht
EC 4-2	Eurocode 4-2, Deutsche Fassung als DIN EN 1994-2 veröffentlicht
erf.	erforderlich
FE(M)	Finite-Element (-Methode)
GZG	Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit – engl. SLS
GZT	Grenzzustand der Tragfähigkeit – engl. ULS
HT	Hauptträger
KBD	Kopfbolzendübel
LM 1	Lastmodell 1 (aus DIN FB 101 [25] oder DIN EN 1991-2 [26])
LS	Laststellung
MS	Messstelle
OK	Oberkante
QT	Querträger (real sowie als Element der Modellierung)
SLW	Schwerlastwagen
SLS	Serviceability limit state – deutsch GZG
SQT	Stützquerträger
SV-Anteil	Lkw mit/ohne Anhänger > 3,5 [t] zulässiges Gesamtgewicht, Sattelzüge und Busse
TS	Tension-Stiffening – Zugversteifung aufgrund der Mitwirkung des Betons zwischen den Rissen
TS	Tandemachse – Komponente des LM 1
UDL	gleichmäßig verteilte Flächenlast – Komponente des LM 1
UK	Unterkante
ULS	Ultimate limit state – deutsch GZT
zug	zugehörige
zul	zulässig
ZSI	Zustand I – Beton ungerissen

ZSII Zustand II – Beton gerissen

### Große lateinische Buchstaben

A	Querschnittsfläche
$A_a$	Querschnittsfläche des Baustahlquerschnitts im Verbundquerschnitt
$A_{c,eff}$	effektive Querschnittsfläche des Betonquerschnitts
$A_s$	Querschnittsfläche des Betonstahlquerschnitts im Verbundquerschnitt (Bewehrungsfläche)
$A_{s,id}$	fiktiv erhöhte Querschnittsfläche des Betonstahlquerschnitts im Verbundquerschnitt (Bewehrungsfläche) zur Berücksichtigung der Mitwirkung des Betons zwischen den Rissen
$A_v$	Auflagerkraft in vertikaler Richtung
$E_a$	Elastizitätsmodul des Baustahls
EA	Dehnsteifigkeit
$EA^I$	Dehnsteifigkeit mit Betonquerschnitt im Zustand I
$EA^{II}$	Dehnsteifigkeit mit Betonquerschnitt im Zustand II
$E_c$	Elastizitätsmodul des Betons
$E_{cm}$	mittlerer Elastizitätsmodul des Betons als Sekante
$E_{c,II}$	Effektiver E-Modul des Betons im Zustand II
$E_d$	Bemessungswert einer Einwirkung
$E_s$	Elastizitätsmodul des Betonstahl
$E_{st}$	Elastizitätsmodul des Gesamtstahlquerschnitts
EI	Biegesteifigkeit (korrespondierende Achse im Index)
$EI^I$	Biegesteifigkeit mit Betonquerschnitt im Zustand I
$EI^{II}$	Biegesteifigkeit mit Betonquerschnitt im Zustand II
G	Schubmodul
$GI_T$	St. Venant'scher Anteil der Torsionssteifigkeit
H	Gesamthöhe Verbundträger
I	Flächenträgheitsmoment 2. Grades
$I_{II,TS}$	Flächenträgheitsmoment 2. Grades des gerissenen Verbundquerschnitts unter Berücksichtigung des Tension-Stiffenings
$I_a$	Flächenträgheitsmoment 2. Grades des Baustahlquerschnitts
$I_c$	Flächenträgheitsmoment 2. Grades des Betonquerschnitts

$I_{z,id}$	ideeller Längsträger zur Abbildung der Querbiegesteifigkeit der Fahrbahnplatte
$L$	Stützweite, Spannweite
$L_Q$	Stützweite in Querrichtung (zwischen den Hauptträgern)
$M$	Biegemoment (ggf. ergänzt durch Index für betrachtete Achse)
$M_a$	Biegemoment im Baustahlquerschnitt (Teilschnittgrößenverfahren)
$M_F$	Feldmoment
$M_S$	Stützmoment Biegemoment im Betongurt (Teilschnittgrößenverfahren)
$N_a$	Normalkraft im Baustahlquerschnitt (Teilschnittgrößenverfahren)
$N_{cr}$	Normalkraft bei Erstrissbildung
$N_S$	Normalkraft im Betongurt (Teilschnittgrößenverfahren)
$Q_k$	veränderliche Einzellast (charakteristisch)
$Q_{zk}$	veränderliche Einzellast in vertikaler Richtung (charakteristisch)
$X / Y / Z$	Achsangaben – globales Achsensystem

### Kleine lateinische Buchstaben

$a$	Schwerachsenabstand Baustahl- zu Betonstahlquerschnitt
$a_s$	Bewehrungsfläche pro lfm
$b$	Breite Gesamtbreite
$c_{nom}$	Nennmaß der Betondeckung
$c_{uz(X)}$	Federsteifigkeit in z-Richtung an der Stelle X
$e_{(quer/Längs)}$	Abstand (ggf. ergänzt durch Index für Quer- bzw. Längsrichtung)
$f_{cm}$	Mittelwert der Zylinderdruckfestigkeit des Betons
$f_{ct,eff}$	effektive Betonzugfestigkeit
$f_{ctm}$	Mittelwert der zentrischen Zugfestigkeit des Betons
$h_{(C)}$	Plattendicke (ggf. mit Index „C“ – Quellenabhängig)
$m_{x/y}$	Plattenbiegemomente
$n_0$	Reduktionszahl im Gesamtquerschnittsverfahren (hier für kurzzeitige Belastung)
$n_{x/y/xy}$	Membrankräfte im Betongurt
$s_{r,max}$	maximaler Rissabstand bei abgeschlossener Rissbildung

$t_{O(G)}$	Blechdicke Obergurt Stahlträger - Quellenabhängig
$t_{U(G)}$	Blechdicke Untergurt Stahlträger - Quellenabhängig
$t_w$	Blechdicke Steg Stahlträger
$u_z$	Verformung in vertikaler Richtung
$V_{x/y}$	Plattenquerkräfte
$w_k$	charakteristische Rissbreite gemäß [38]
$w_{mess}$	gemessene Rissbreite an Oberfläche
$x / y / z$	Achsangaben – lokales Achsensystem
$z$	Abstand in vertikaler Richtung

### Häufig verwendete Indizes

a	Baustahl
c	Beton
bend	Biegung
d	Bemessungswert („design“) - Quellenabhängig Plattendicke (Quellenabhängig) = $h_c$
D	Druck
$d_1$	Achsabstand Bewehrungslage zum Plattenrand
dyn	dynamisch
eff	effektive Querschnittswerte
FBP	Fahrbahnplatte
Ed	Bemessungswert („design“) - Quellenabhängig
FE	FE-Modell
ges / Ges	Gesamt - Quellenabhängig
glob	Wert aus globaler Berechnung
GZG	Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit – engl. SLS
GZT	Grenzzustand der Tragfähigkeit – engl. ULS
i, j	Indexnummer
id	ideell – z.B. Modellelemente, fiktiv erhöhte Bewehrung
k	Charakteristischer Wert
loc / LOK	Wert aus lokaler Berechnung
max	Maximalwert
mem	Membran bzw. Scheibenkräfte

min	Minimalwert
o	obere Bewehrungslage
QR	Querrahmen
s	Betonstahl
S	an der Stützung (z.B. $M_s$ - Stützmoment)
st	Gesamtstahl (Betonstahl + Baustahl)
stat	statisch
SW	Stabwerk
T	Torsion
TS	Tandemachse – Komponente des LM 1
u	untere Bewehrungslage
UDL	gleichmäßig verteilte Flächenlast – Komponente des LM 1
x / y / z	Achsangaben – lokales Achsensystem
X / Y / Z	Achsangaben – globales Achsensystem
Z	Zug
1 / I	Zustand I – Beton ungerissen - Quellenabhängig
2 / II	Zustand II – Beton gerissen - Quellenabhängig

### Große griechische Buchstaben

$\Delta\varepsilon$	Schwingspiel Dehnung
$\Delta\sigma_s$	Zusatzspannung in der Bewehrung zur Berücksichtigung des Tension-Stiffening-Effekts
$\Delta\sigma$	Schwingspiel Spannung
$\Delta\psi_{loc}^{\lambda(GZT/GZG)}$	Abminderungsterm zur Berücksichtigung der Schlankheit
$\Delta\psi_{loc}^{L(GZT/GZG)}$	Abminderungsterm zur Berücksichtigung der Stützweite
$\Delta\psi_{loc}^{h(GZT/GZG)}$	Abminderungsterm zur Berücksichtigung der Plattendicke

### Kleine griechische Buchstaben

$\alpha$	Verhältniswert
$\alpha_{Q_i/q_i}$	Anpassungsfaktoren für einzelne Komponenten der Verkehrslastmodelle (z.B. gemäß DIN EN 1991-2 [26])
$\alpha^{id}$	Erhöhungsfaktor zur fiktiven Erhöhung der Bewehrungsfläche zur Berücksichtigung der Mitwirkung des Betons zwischen den Rissen

$\alpha_{st}$	Verhältniswert Verbundquerschnitt im ZS II zu Baustahlquerschnitt
$\beta_{Ziel}$	Zielzuverlässigkeit
$\gamma_{xy/yz/xz}$	Schubverzerrungen
$\gamma_{G/Q}$	Teilsicherheitsbeiwerte gemäß DIN EN 1990 [27] für ständige (G) oder vorübergehende Belastung (Q)
$\varepsilon_a$	Dehnung Baustahlquerschnitt in Schwerachse
$\varepsilon_{sm}$	Mittlere Dehnung
$\varepsilon_{x,y}$	Dehnungen
$\eta_{II}$	Abminderungswert zur Berücksichtigung der Rissbildung
$\kappa_{x,y,xy}$	Krümmungen
$\lambda$	Schlankheit
$\nu_{xy/yx}$	Querkontraktionszahl (mit Index in orthotroper Materialdefinition)
$\rho_{(s)}$	Bewehrungsgrad (ggf. mit Index „s“ – Quellenabhängig)
$\rho_{p,eff}$	effektiver Bewehrungsgrad - Quellenabhängig
$\sigma$	Spannung
$\sigma_{Ed}$	Bemessungsspannung
$\sigma_{glob,Ed}$	Bemessungsspannung aus globaler Berechnung
$\sigma_{loc,Ed}$	Bemessungsspannung aus lokaler Berechnung
$\sigma_{s(o/u)}$	Spannung des Betonstahls (ggf. ergänzt durch o = obere Bewehrungslage und u = untere Bewehrungslage)
$\sigma_{s,loc}$	Spannung des Betonstahls aus lokaler Berechnung
zul. $\sigma_s$	Zulässige Spannung im Bewehrungsstahl zur Beschränkung der Rissbreite
$\varphi$	Schwingbeiwert
$\psi$	Kombinationsbeiwert zur Überlagerung lokaler und globaler Beanspruchungen gemäß Anhang E aus [36]
$\psi_i$	Beiwerte zur Bildung der Bemessungskombinationen gemäß DIN EN 1990 [27]
$\psi_{loc}^{(GZT/GZG)}$	Kombinationsbeiwert zur Überlagerung lokaler und globaler Beanspruchungen (ggf. ergänzt für Bemessungskombination)
$\psi_{loc,Basis}^{(GZT/GZG)}$	Basiswert des Überlagerungsfaktors für lokale Beanspruchungen (ggf. ergänzt für Bemessungskombination)



# 1 Einführung

## 1.1 Problemstellung und Motivation

Der Bewehrungsgehalt in den Fahrbahnplatten von Verbundbrücken nach aktuellem Stand der Normung ist so hoch, dass er einen massiven Wettbewerbsnachteil gegenüber Spannbetonbrücken darstellt. Mit jeder neuen Normengeneration wurde der Bewehrungsgehalt kontinuierlich gesteigert, sodass er heute oftmals jenseits von  $300 \text{ kg/m}^3$  liegt. Systematische, die Lebensdauer reduzierende Risse über den zulässigen Wert der beschränkten Rissbreite hinaus, wurden bei Fahrbahnplatten von Verbundbrücken bisher nicht festgestellt. Dieser hohe Bewehrungsgehalt führt zu Problemen in der Ausführungsplanung, der Bauausführung und mit den damit verbundenen Verzögerungen zuletzt auch zu Nachteilen für die Allgemeinheit. Genauer lassen sich die Probleme in die folgenden drei Hauptgebiete unterteilen:

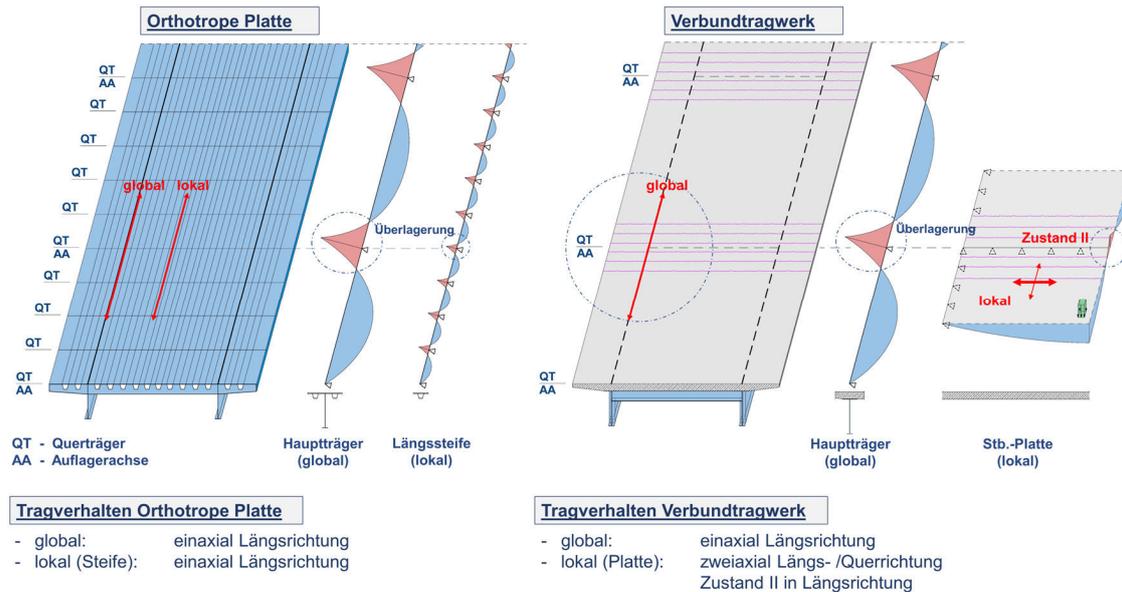
### Bauausführung:

Die hohen Bewehrungsgrade führen zu Problemen auf der Baustelle. Kombiniert mit den für die Schubsicherung erforderlichen Kopfbolzendübeln, Schubdübeln, Montagehilfen und eventuellen Fertigteilen, bewirken die vielen Bewehrungsstäbe eine deutlich erschwerte Einbaubarkeit, Kollisionen, Fehlstellen im Beton und eine Vielzahl an Diskontinuitätsbereichen. Die Konstruktion wird zunehmend „unsauber“. Zudem kommt es zu Verzögerungen (planerisch sowie ausführungsseitig), nicht selten zu Mehrmassen (gegenüber dem Amtsentwurf) und dadurch zu einer oftmals schon vor Baubeginn belasteten Atmosphäre im Projektteam. Die Wirtschaftlichkeit von Verbundbrücken leidet dadurch in solchem Maße, dass die gesamte Bauart an Attraktivität verliert und in der Entwurfsphase, entgegen der vorhandenen Vorteile, schlechter bewertet wird.

### Ausführungsplanung:

In der gängigen Berechnungspraxis werden Balkenbrücken in Verbundbauweise zumeist an separaten Modellen für die globale und lokale Tragwirkung berechnet und die Schnittgrößen bzw. Spannungen anschließend überlagert. Im aktuell gültigen EC 4-2 [38] wird für die Überlagerung von lokalen und globalen Beanspruchungen bei Fahrbahnplatten aus Stahlbeton auf den Anhang E des Eurocodes für reine Stahlbrücken EC 3-2 [36] verwiesen. Dieser wurde seinerzeit für orthotrope Fahrbahnplatten entwickelt und passt nicht zum Lastabtrag einer mehraxial abtragenden, gegebenenfalls gerissenen, Stahlbetonfahrbahnplatte (siehe Abb. 1.1).

Ein anderer Ansatz existiert nicht. Der Tragwerksplaner ist somit mit einer Situation konfrontiert, in der entweder den nicht stimmigen normativen Vorgaben gefolgt wird oder ein abweichender Ansatz entwickelt werden muss, welcher gegebenenfalls prüfseitig nicht akzeptiert wird. Das Risiko dafür und für daraus entstehende Verzögerungen obliegt dem Tragwerksplaner. Diese normative Lücke (bzw. Unstimmigkeit) führt zu Unsicherheiten und im Zweifel zu einer „sicherheitshalber“ erhöhten Bewehrung.



**Abb. 1.1:** Vergleich der Tragwirkungen einer orthotropen Platte gegenüber einem Verbundtragwerk

Die Berücksichtigung des Betons zwischen den Rissen führt gegenüber einer reinen Berechnung im Zustand II (im Stützbereich) zu einer Spannungserhöhung in der Bewehrung (HANSWILLE [59]). In der aktuellen Fassung des EC 4-2 [38], wie auch schon im Fachbericht 104 [42], kann dies durch einen pauschalen, lastunabhängigen Erhöhungsfaktor  $\Delta\sigma_s$  (nach [38] Gleichung (7.5)) berücksichtigt werden. Es gibt alternative Ansätze sowohl in der Literatur ([8], BODE [6], UNTERWEGER [99]) als auch in der aktuellen Normung (z.B. Berücksichtigung der versteifenden Wirkung des Betons zwischen den Rissen für Fahrbahnplatten von Stabbogenbrücken [38] Gleichung (5.6-1)). Mit diesen Ansätzen wird die Spannungserhöhung durch eine entsprechende Modellierung (fiktiv erhöhte Steifigkeit im gerissenen Stütz- bzw. Zugbereich) direkt und lastabhängig berechnet. Eine breite Auswertung von Ausführungsstatiken ergab ein sehr uneinheitliches Bild der Herangehensweise zur Berücksichtigung dieses Tension-Stiffening-Effektes. Alle oben aufgeführten Ansätze kommen in der heutigen Bemessungspraxis zur Anwendung. Es liegt bisher jedoch keine systematische Untersuchung über die unterschiedliche Spannungszunahme lastabhängiger Ansätze gegenüber dem Pauschalwert  $\Delta\sigma_s$  vor. Vereinzelt zeigen Untersuchungen die Möglichkeit einer deutlichen Reduktion von  $\Delta\sigma_s$ . Die Erarbeitung einer klaren Handlungsempfehlung für die Bemessungspraxis könnte hier zu einer wirtschaftlicheren Bemessung beitragen.

#### Allgemeinheit:

Hohe Bewehrungsgrade führen zu einer Bauzeitverlängerung. Dies geht einher mit einer Verlängerung der bauzeitlichen Verkehrsführung, welche aufgrund der Fahrbahnverengung unweigerlich mit einer Verkehrsverdichtung und letztendlich oftmals mit Staus einhergeht. Die Auswirkungen von Stauszenarien auf die Volkswirtschaft sind negativ und bekannt (KUHLMANN *et al.* [67]; ZINKE *et al.* [106]). Des Weiteren ist in Zeiten

einer Bewusstseinschärfung für die endlichen Ressourcen unserer Erde jedwede Anstrengung zu unternehmen, ebenjene Ressourcen effizient und gezielt einzusetzen. Der Anteil von Bewehrungsstahl an der Gesamtstahltonnage ist bei Verbundbrücken nicht mehr vernachlässigbar.

## 1.2 Zielsetzung

Die vorliegende Arbeit hat darauf aufbauend zum Ziel, durch die Erarbeitung klarer Handlungsempfehlungen und eines stimmigen Überlagerungsmodells, Planungssicherheit zu schaffen und dadurch eine wirtschaftlichere Bemessung von Straßenbrücken in Verbundbauweise zu ermöglichen. Klarer definiert, lassen sich die folgenden drei Hauptziele formulieren:

### Ziel 1:

Erarbeitung eindeutiger Empfehlungen zur separaten Modellbildung von Stahlbetonverbundbrücken unter Berücksichtigung des geänderten Lastabtrages infolge Rissbildung. Die Untersuchungen zu diesem Ziel erfolgen unter der *Arbeitshypothese - aus Monitoringmaßnahmen und begleitenden numerischen Nachrechnungen tiefere Erkenntnisse über das Tragverhalten der Brücke im Bereich zugbeanspruchter Stahlbetonfahrbahnplatten abzuleiten.*

### Ziel 2:

Ausarbeitung von Handlungsempfehlungen zur Berücksichtigung der Zusatzspannungen infolge Mitwirkung des Betons zwischen den Rissen bei den aktuellen Konstruktionstypen von Verbundbrücken. Die *Arbeitshypothese* zu diesem Ziel lautet – *die Berücksichtigung der last- und systemabhängigen, versteifenden Mitwirkung des Betons zwischen den Rissen bereits im Berechnungsmodell, kann zu einer wirtschaftlicheren Bemessung führen.*

### Ziel 3:

Ableitung eines Überlagerungsmodells für lokale Beanspruchungen (infolge Rad- und Achslast) und globale Beanspruchungen (infolge Haupttragwirkung am Gesamtsystem). Konkret sollen aus der parametrischen, numerischen Untersuchung gängiger Verbundbrückensysteme die maßgebenden Abminderungs- und Überlagerungsfaktoren herausgefiltert werden. Die Variation der entscheidenden Parameter und die Analyse der resultierenden Spannungszustände läuft unter der *Arbeitshypothese - bei Kenntnis der parameterabhängigen Spannungszustände unterschiedlicher Verbundbrückentypen, ein konstruktionstypisches Überlagerungsmodell zu entwickeln.*

### 1.3 Gliederung

Grundlage jeder Beurteilung oder Anpassung der Beanspruchungsermittlung sollte die genaue Kenntnis der berücksichtigten Lasten sein. Es wird daher zunächst in *Kapitel 2* ausführlich die Entwicklung, sowie der aktuelle Stand der Technik und Normung bezogen auf die anzusetzenden Verkehrslastmodelle und deren Überlagerung auf lokaler und globaler Ebene des Tragwerks dargelegt. Anschließend wird über die Auswertung einzelner, im Verkehrsnetz an prägnanter Stelle liegender, Achslastmessstellen der Bundesanstalt für Straßenwesen ein Bezug zwischen Lastmodell und realer Beanspruchung hergestellt. Weiterhin wird in diesem Kapitel die gängige Modellierungspraxis von Verbundbrücken aufgezeigt. Die verschiedenen Strategien werden bezüglich maßgebender Kriterien untersucht und bewertet. Explizit eingegangen wird auf die Abbildung des als gerissen einzustufenden Stützbereiches, sowie der Berücksichtigung des Tension-Stiffening-Effekts.

*Kapitel 3* befasst sich darauf aufbauend mit eigenen Untersuchungen zur Modellbildung des globalen und lokalen Tragverhaltens von Verbundbrücken. Beginnend mit den Modellierungsstrategien zur Ermittlung der globalen Beanspruchungen im Tragwerk, wird die Gleichwertigkeit der verschiedenen Ansätze anhand eines einfachen Beispiels analysiert und bewertet. Über eine Kleinstudie der lokalen Berechnungsstrategien werden anschließend die Leistungsfähigkeit sowie die Stimmigkeit bei der Interaktion zwischen globaler und lokaler Berechnung beurteilt. Anhand von Vergleichsrechnungen werden Aussagen zur Wirtschaftlichkeit der diversen Ansätze zur Berücksichtigung der Zugversteifung zwischen den Rissen getroffen. Abgeschlossen wird dieses Kapitel mit Handlungsempfehlungen zur Modellbildung.

Um nähere Erkenntnisse über den Tragwerkszustand und das Tragverhalten realer Bauwerke zu erlangen, wurden Monitoringmaßnahmen an zwei Brückenbauwerken durchgeführt. Die Beschreibung sowie die Auswertung der Maßnahmen, findet sich in *Kapitel 4*. Die daraus gewonnenen Erkenntnisse werden dargelegt und dienen über den Abgleich zwischen Realität und Modell zum einen zur Validierung der numerischen Modellbildung. Zum anderen liefern sie Hinweise für zukünftige Forschungsvorhaben, welche sich mit ähnlichen Themen befassen.

Die *Kapitel 5 und 6* beinhalten die numerischen Untersuchungen zu mehreren brückenbautypischen Tragwerks- und Querschnittsgestaltungen. Vorrangig von Interesse ist der maßgebend beanspruchte Stützbereich. Es wird gezeigt, dass die bisherige Überlagerung gemäß Anhang E [36] für Verbundbrücken zu nicht zutreffenden Ergebnissen führt. Ziel ist daher die Ableitung eines konstruktionstyp-stimmigen Überlagerungsmodells. Hierfür werden umfangreiche numerische Berechnungen am Gesamtmodell durchgeführt und mit den Ergebnissen separater globaler und lokaler Berechnungen verglichen. Über die Analyse der Einzelabhängigkeiten bei Variation bestimmter Parameter werden die maßgebenden und zu berücksichtigenden Einflussgrößen identifiziert und in eine Überlagerungsvorschrift übertragen. Abschließend werden Hinweise für eine Überlagerung im Feldbereich gegeben.

Die Arbeit wird in *Kapitel 7* mit einer Zusammenfassung der wesentlichen Erkenntnisse abgeschlossen. Es wird eine abschließende Handlungsempfehlung zur Berechnung von Balkenbrücken in Verbundbauweise ausgesprochen. Mit einem Ausblick auf weitere Fragestellungen und zu durchleuchtende Aspekte endet diese Ausarbeitung.

## 2 Stand der Technik und Normung

*In diesem Kapitel wird zunächst eine Übersicht über den derzeitigen Stand der Technik und der gültigen Normung hinsichtlich der anzusetzenden Verkehrslasten für Straßenbrücken und deren Überlagerung auf globaler und lokaler Ebene des Tragwerks geliefert. Über die Datenauswertung verschiedener Achslastmessstellen an deutschen Bundesautobahnen soll ein aktueller Bezug zwischen Lastmodell und realer Beanspruchung entstehen. Anschließend wird die gängige Modellierungspraxis von Verbundbrücken erläutert und bezüglich ihrer Unterschiede und Gemeinsamkeiten untersucht. Dieser Vergleich dient als Grundlage der numerischen Modellbildung der folgenden Kapitel.*

### 2.1 Lasten und deren Überlagerung

Eingeleitet werden soll dieser Abschnitt sinngemäß nach Professor Jörg Schneider (ETH Zürich) wonach im Konstruktiven Ingenieurbau normalerweise die Lastannahmen den Sicherheitsnachweis dominieren. Lasten und Einwirkungen sollten somit sinnvollerweise zutreffend erfasst werden (vgl. SCHNEIDER [93]). Demgegenüber steht die Komplexität der Aufgabe. So widmet Professor Mensinger „dem Problem der richtigen Last“ gar ein ganzes Kapitel seiner Dissertation (vgl. MENSINGER [75]).

Der auch heute noch gebräuchliche Begriff „Last“ beschreibt den Einfluss einer realen Zustandsgröße auf ein Bauwerk bzw. dessen Modell. Im heute gültigen Normenkontext wird stattdessen der Begriff „Einwirkung“ verwendet [27]. Gemäß RACKWITZ [85] werden unter „Einwirkungen alle Erscheinungen verstanden, die Spannungen oder andere Wirkungen im Bauwerk erzeugen“. Ist in dieser Schrift von „Lasten“ die Rede, ist dies dem Begriff der Einwirkung gleichzusetzen.

So wirken auf ein Brückentragwerk eine Vielzahl unterschiedlicher Lasten. Zwecks Kategorisierung (auch bezüglich notwendiger Überlagerungsvorschriften) wird im Allgemeinen zwischen „ständigen“, „vorübergehenden“ und „außergewöhnlichen“ Lasten unterschieden [27]. Für Tragwerke von Straßenbrücken ist ein Auszug der wichtigsten zu berücksichtigenden Lasten in Tabelle 2.1 aufgeführt (je nach Bauwerk können auch noch andere Einwirkungen zu berücksichtigen sein).

Nicht alle der aufgeführten Lasten sind gleichermaßen bedeutsam für ein Tragwerk. Die Priorisierung und Bewertung obliegt dem Tragwerksplaner. Eine maßgebliche und immer zu berücksichtigende, vorübergehende Belastung ist die Last aus Verkehr auf der Brücke. Je nach Tragwerk und Größe der Brücke ist der Anteil dieser Einwirkung an den Bemessungsschnittgrößen mehr oder minder gewichtig, jedoch meistens die maßgebende veränderliche Einwirkung (BRAML; KEUSER [11]).

Im Zuge dieser Arbeit wird sich auf die Lasten aus Verkehr bzw. deren Überlagerung konzentriert. Die anderen Einwirkungsarten werden als bekannt vorausgesetzt und hier nicht weiter beschrieben. Besonderheiten des Zwangslastfalls „Schwinden“ und deren Berücksichtigung werden im Kapitel zur Tragwerksmodellierung aufgezeigt.

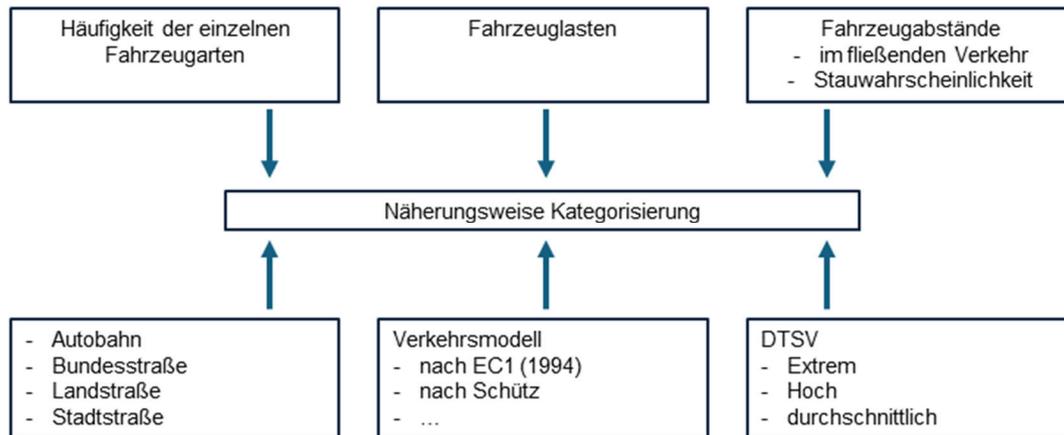
**Tab. 2.1:** Übersicht der zu berücksichtigenden Lasten bei Brückenbauwerken (Straße)

„Ständige“	„Vorübergehende“	„Außergewöhnliche“
Eigengewicht	Verkehrslasten Straße	Anpralllasten
Ausbaulemente	Verkehrslasten Rad- und Fußverkehr	Erdbeben
Vorspannmaßnahmen	Temperatureinwirkungen	
Bauwerksausstattung	Windeinwirkungen	
Mehreinbau (Belag)	Schneeeinwirkungen	
Baugrundbewegungen (Schwinden)	Lagerwechsel	
	Militärlasten	
	Widerstände aus Lagern und Ükos	
	Abfließen	
	Hydratationswärme	
	Bauzustände	

### 2.1.1 Verkehrslastmodelle

Straßenbrücken dienen der Überführung von Verkehr – also Kraftfahrzeugen – über Hindernisse (Flüsse, Täler, Verkehrswege). Die zulässigen Achs- und Gesamtgewichte sind auf Bundesebene durch die aktuell gültige Fassung der StVZO [13] in §34 geregelt. Derzeit sind dort das Gesamtgewicht auf 44 [t] und die Lasten für Einzel- bzw. Doppelachslast auf 11,5 bzw. 19 [t] begrenzt. Höhere Gesamt- bzw. Achslasten sind über Sonderzulassungen möglich. Dass es auch abseits der Sonderzulassungen zu einem gewissen Maße an Überladungen kommt, ist bekannt und wird von den Behörden (BAG/ BALM bzw. Polizei) entsprechend verfolgt und geahndet.

Eine reale Abbildung des Verkehrs auf einer Brücke ist aufgrund der Komplexität nicht möglich (RACKWITZ [85]). Zum einen ist sie nicht bekannt (Verkehrsmessungen können immer nur einen kleinen Zeitbereich abdecken) und zum anderen wäre eine solche Abbildung aufgrund des Rechenaufwandes nicht praktikabel. Sie sind abhängig von vielerlei Randbedingungen und Parametern. Gemäß GEIBLER [52] lässt sich zumindest der Straßenverkehr (als ein Teil des komplexen Sachverhaltes) analog Abb. 2.1 kategorisieren bzw. beurteilen.



**Abb. 2.1:** Kategorisierung der Straßenverkehrsbelastung aus GEIBLER [52]

Dass eine reine Erfassung der vertikalen Gewichte als Belastung für ein Brückenbauwerk jedoch i.A. nicht ausreichend ist, wurde früh erkannt. In PETERSEN; WERKLE [83] zeigt der historische Abriss der Lastentwicklung, dass dieser Umstand bereits 1847 in England erkannt wurde (dort jedoch für Eisenbahnbrücken). Vielmehr ist die dynamische Wirkung der Fahrzeugüberfahrt auf das Tragwerk ebenfalls zu erfassen. Maßgebend für die dynamischen Einwirkungen (im Sinne von Beanspruchungen im Tragwerk) sind neben den Eingangswerten aus Verkehr (siehe Abb. 2.1) jedoch vor allem die Tragwerkparameter Trägheit und Fahrbahnunebenheit, sowie die Schwingungskopplung zwischen Tragwerk und Fahrzeug (BOGATH; BERGMEISTER [7], MERZENICH; SEDLACEK [76]; SCHÜTZ [94]).

Es besteht zudem das Dilemma ein Brückenbauwerk auf eine Lebensdauer von 80 bis 100 Jahren auszulegen, die Lasten in der Zukunft jedoch nur vage prognostiziert werden können. Bekannt ist lediglich die bisherige Verkehrszunahme der letzten Jahrzehnte und ggf. die anstehenden Änderungen der nächsten vor uns liegenden Jahre. Die stetige Entwicklung des Straßenverkehrs (zulässige Gesamtgewichte, Fahrzeugtypen, Fahrzeugkollektive) kann nicht vorhergesehen werden, sondern lediglich über Prognoseszenarien angenähert werden (siehe z.B. die mittelfristigen Prognosen des BMVI (BMDV), vgl. [16]).

Es bedarf somit eines oder besser mehrerer, dem Zweck angepasster fiktiver Lastmodelle, welche einerseits die gleichen Beanspruchungen im Tragwerk hervorrufen wie der reale Verkehr, andererseits jedoch möglichst praktikabel in der Anwendung sind (FREUNDT *et al.* [49]). Sie bilden eine Art Umhüllende über die Ergebnisse aus einer Vielzahl von Verkehrs- und Brückenberechnungen (FREUNDT; BÖNING [48]). Zu unterscheiden ist hier nach UNTERWEGER [99] generell zwischen Lastmodellen für die Grenzzustände der Tragfähigkeit (GZT) und der Gebrauchstauglichkeit (GZG), welche die Extremwerte der auftretenden Belastungen abdecken müssen, und Lastmodellen für den Grenzzustand der Ermüdung, welche eine möglichst passende Schadensäquivalenz mit den Beanspruchungen der realen Fahrzeugkollektive gewährleisten sollen.

## Ein historischer Abriss der Lastmodelle

### DIN 1072

Nach den Lastschemata welche gegen Ende des 19. und Anfang des 20. Jahrhunderts galten (hier bildeten Fuhrwerke und Menschenansammlungen die maßgebende Belastung - vgl. *KEUSER* [64]) begann mit der ersten Ausgabe 1925 die Zeit der DIN 1072 (vgl. *EHMANN* [45]). Sowie in den Lastannahmen vor 1925 orientieren sich die Annahmen der ersten Ausgaben der DIN 1072 (bis inkl. 1941) noch an tatsächlichen Fahrzeuggewichten (vgl. z.B. [34]). Um der Erhöhung aus dynamischen Effekten Rechnung zu tragen, wurden in den jeweiligen werkstoffbezogenen Bemessungsnormen Schwingbeiwerte festgelegt (vgl. Stoßzahl in [22] oder [23]), mit welchen die Schnittgrößen zu multiplizieren waren. Die maßgeblichen Belastungen auf das Tragwerk wurden durch Ansatz des schwersten gemäß StVZO zulässigen, vorhandenen Fahrzeugs an schlimmster Stelle simuliert.

1952 wurde mit der neuen Ausgabe der DIN 1072 erstmals ein fiktives Lastmodell etabliert, welches nicht auf einem realen Fahrzeug (Achszahl, Achsgewichtsverteilung) beruhte, sondern „über den Rahmen der allgemein zugelassenen Fahrzeuge hinausgeht“ [29]. Es wurde ein 3-achsiger Schwerlastwagen (SLW) mit einer Gesamtlast von 60 [t] und zugehörigen Radlasten von 10 [t] definiert - und ergab so die bekannte Brückenklasse 60. An dieser Stelle sei jedoch angemerkt, dass der SLW 60 über Vergleichsrechnungen und Überlegungen zur Auftretenswahrscheinlichkeit aus einer Abfolge von zugelassenen (überladenen) realen Sattelschleppern entwickelt wurde (*EHMANN* [45]). Der Schwingbeiwert war nach wie vor in den werkstoffbezogenen Bemessungsnormen geregelt. Dies änderte sich 1967 mit Ausgabe der nächsten Revision der DIN 1072 [30]. Hier wurde vereinfachend werkstoffübergreifend der Schwingbeiwert für alle Bauarten in Abhängigkeit der Stützweite festgelegt (siehe auch Erläuterungen in [31]).

Die stetige Zunahme des Straßenverkehrs führte 1985 zu einer weiteren Verschärfung der anzusetzenden Lasten. Mit Einführung der neuen Ausgabe der DIN 1072 1985 wurde neben dem SLW 60 in der Hauptspur, ein weiterer SLW 30 in der Nebenspur eingeführt [33], um den steigenden Begegnungs- und Überholverkehr abzudecken [32] (siehe auch Erläuterungen in *LEHMANN; ADAM* [70]). Diese Lastannahme ist die Grundlage der bekannten Brückenklasse 60/30.

### ENV 1991-3

Ausgelöst durch die Römischen Verträge zur Beseitigung von Handelshemmnissen innerhalb Europas von 1975, wurde anschließend eine Vereinheitlichung der Bemessungsnormen in Europa angestrebt. Im Zuge der Entwicklung dieser Normen – der Eurocodes – wurde auch im Bereich der Lastannahmen für Straßenbrücken intensiv geforscht. Eurocode 1 Teil 3 [20] wurde 1995 veröffentlicht. Die Hintergründe auf welchen die dort eingeführten „Verkehrslasten auf Straßenbrücken“ beruhen sind ausführlich in *MERZENICH; SEDLACEK* [76] dargelegt. Mit den neuen Verkehrslastmodellen wurde seinerzeit eine gänzlich andere Herangehensweise zur Ableitung von Lastmodellen eingeführt.

Auf die Entwicklung dieses Lastmodells im Eurocode 1 Teil 3 [20] soll hier etwas genauer eingegangen werden, bilden Sie doch die Grundlage für unsere heute gültigen

Verkehrslastmodelle. Die Basis der neuen Lastmodelle bilden Verkehrsmessungen des aktuellen (bzw. damals aktuellen) Verkehrs. Umfangreiche Daten bei zwei Messstellen mit einem hohen Anteil an Schwerverkehr konnte man zum Beispiel bei Messungen in Auxerre (F) 1986 (DTSV = 2630 Fzg/24 h) und im Brohltal (BRD) 1984 (DTSV = 4793 Fzg/24 h) gewinnen (MERZENICH; SEDLACEK [76]). Der Auxerre-Verkehr mit seiner größten Häufigkeit an großen Achslasten und die Erkenntnisse der Brohltal-Messungen (Zusammensetzung des Schwerverkehrs, Gesamtgewichtsverteilung, Achsabstände) dienten dann als Ausgangsbasis für alle weiteren Untersuchungen (FREUNDT [46], MERZENICH; SEDLACEK [76]).

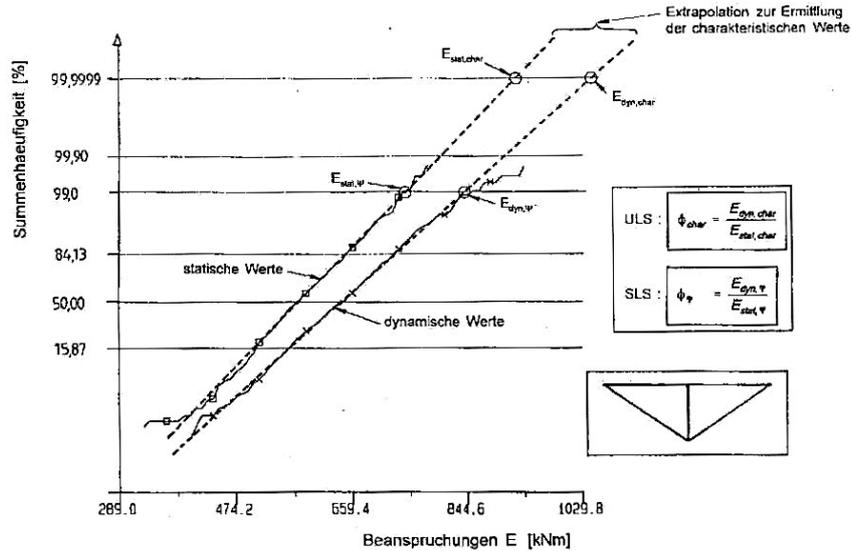
Aus den gewonnen Verkehrsdaten wurden unter Einbeziehung ungünstig wirkender Annahmen (z.B. reiner Lkw-Verkehr auf Spur 1 – Verkehr 1 gemäß MERZENICH; SEDLACEK [76]) zufallsbasierte Verkehrsbänder für die weiteren Untersuchungen erzeugt, welche über Simulationsprogramme zeitabhängig auf repräsentative Brückenmodelle angesetzt wurden. Unter Berücksichtigung der maßgebenden Einflussgrößen (dynamische Kenngrößen der Brücke, mechanische und dynamische Kenngrößen der Fahrzeuge, Kenngrößen der Fahrbahnbeschaffenheit) wurden somit die dynamischen Reaktionen der Brücken berechnet (MERZENICH; SEDLACEK [76]).

Die Brücke selbst wurde hierbei als ebenes Stabwerk mit linear-elastischem Materialverhalten modelliert. Die Fahrzeuge wurden zufällig als Schwingungssysteme bestehend aus verschiedenen Massekörpern, Feder-, Reibungs- und Dämpferelementen erzeugt (MERZENICH; SEDLACEK [76]). Auch das Unebenheitsprofil der Fahrbahnoberfläche wurde bei jeder Simulation zufallsbasiert neu erzeugt.

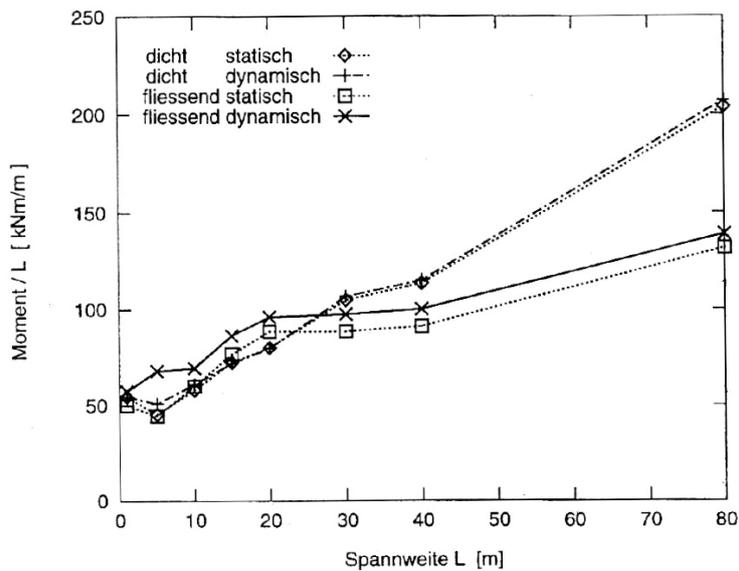
Generell lässt sich nach MERZENICH; SEDLACEK [76] die daran anschließende Ableitung eines Lastmodells wie folgt beschreiben:

- I. Jede Simulation führt zu einem Zeitverlauf der statischen und dynamischen Beanspruchungen
- II. Aus dem Zeitverlauf werden der maximale bzw. minimale statische und dynamische Wert ermittelt
- III. Abbildung der Summenhäufigkeit der ermittelten maximalen Beanspruchungen von 100 Simulationen
- IV. Extrapolation zu charakteristischem Wert (s. Abb. 2.2)
- V. Zusammenfassung der Ergebnisse aller Brückentypen je Spannweite L (s. Abb. 2.3)
- VI. Das Lastmodell soll auf der sicheren Seite dann eine Einhüllende der Werte liefern
- VII. Ableitung der Schwingbeiwerte (dynamische Erhöhungsfaktoren) (s. Abb. 2.4)

Der charakteristische Wert (gemäß [27]) zeichnet sich durch eine 1000-jährige Wiederkehrperiode aus. Mit anderen Worten der Wert der bei einer 10% Wahrscheinlichkeit einmal in der ausgelegten Nutzungsdauer von 100 Jahren überschritten wird. Oder anders: der 99,9 % Fraktilwert.

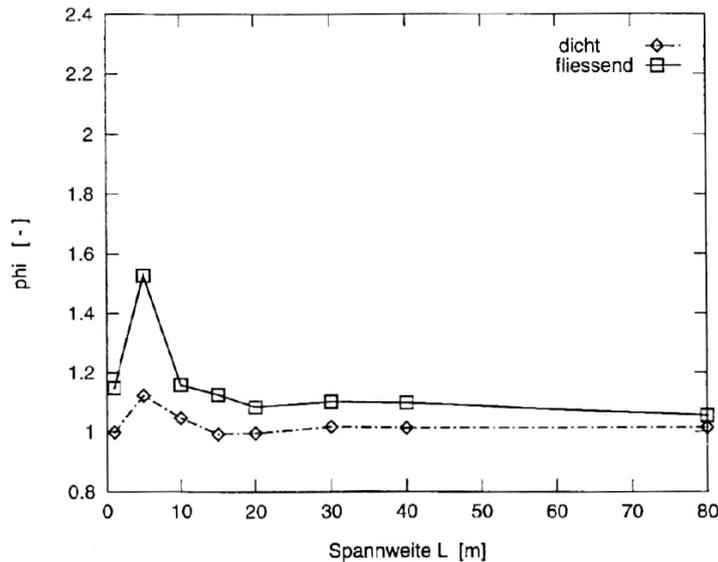


**Abb. 2.2:** Beispiel für die statische und dynamische Summenverteilung der Brückenbeanspruchung aus MERZENICH; SEDLACEK [76]



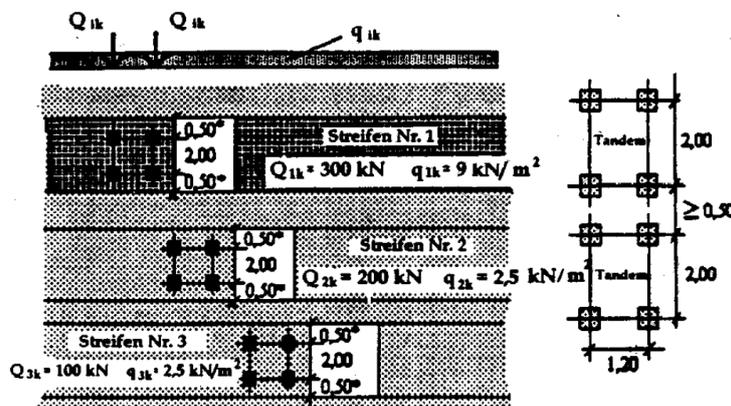
**Abb. 2.3:** Charakteristische Beanspruchungswerte für dichten und fließenden Verkehr; Belagsgüte „gut“ aus MERZENICH; SEDLACEK [76]

Auf einen interessanten Punkt soll an dieser Stelle hingewiesen werden: Bei Spannweiten ab ca. 30 m wird mit stetig zunehmender Deutlichkeit das Verkehrsszenario „dicht“ bzw. Stau maßgebend (s. Abb. 2.3). Der Schwingbeiwert bei dichtem Verkehr und Spannweiten über 30 m geht hingegen gegen 1,0 (siehe Abb. 2.4). Es ist somit von einer annähernd statischen Belastung auszugehen (vgl. auch Kap. 2.1.9 aus GEIBLER et al. [54]).



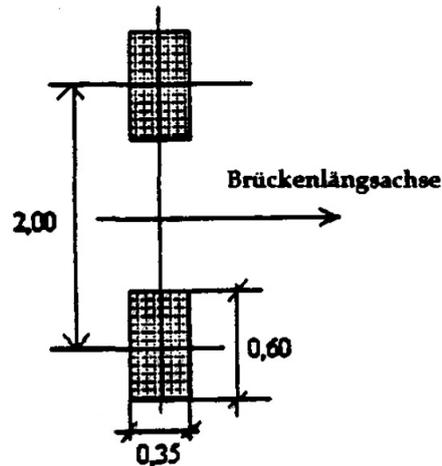
**Abb. 2.4:** Schwingbeiwerte  $\phi$  für dichten und fließenden Verkehr und die Belagsgüte gut aus MERZENICH; SEDLACEK [76]

Aus den oben aufgeführten Simulationen bzw. Berechnungen, wurde dann in Übereinstimmung mit den zeitgleich erzielten Forschungsergebnissen anderer Institutionen (SETRA, France; Universität Liege, Belgien; Universität Pisa, Italien) ein entsprechendes Lastmodell für globale Nachweise abgeleitet (s. Abb. 2.5). Dieses wurde neben dem objektiven, mathematischen Maßstab auch an subjektiven Kriterien (hier vor allem der Einfachheit der Handhabung) kalibriert. Es ergab sich ein „zufriedenstellender Kompromiss zwischen Realitätsnähe und Einfachheit“ (MERZENICH; SEDLACEK [76]).



**Abb. 2.5:** Lastmodell 1 für ULS und SLS-Nachweise aus [20]

Zugleich wurde aus den Auxerre-Messungen ebenfalls ein Lastmodell für lokale Nachweise abgeleitet. Über verschiedene Extrapolationsmethoden wurde ein charakteristischer Wert für die Einzelachse (Mittelwert) von  $Q = 270$  [kN] bei einer Wiederkehrperiode von 1000 – 2000 Jahren errechnet (MERZENICH; SEDLACEK [76]). Unter Anwendung eines Schwingbeiwertes von  $\phi = 1,49$  ergab sich die charakteristische Last der Einzelachse des Lastmodells 2 zu  $Q_k = 400$  [kN] (siehe Abb. 2.6 aus [20]).

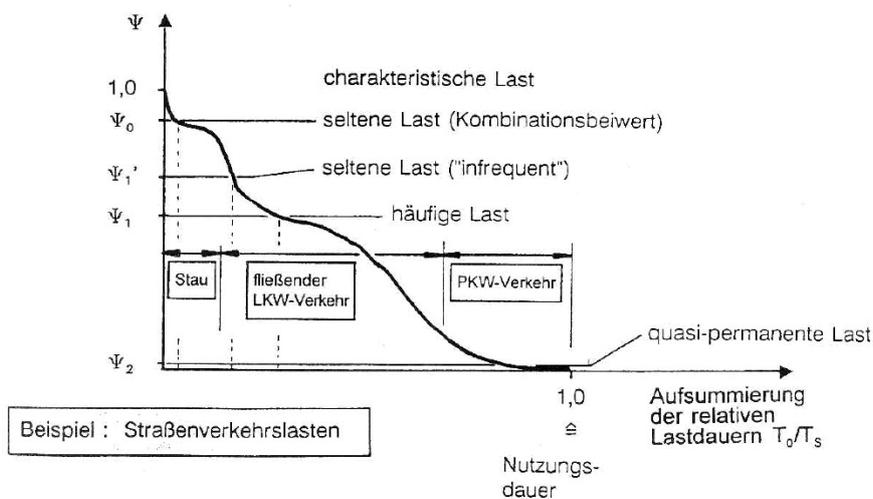


**Abb. 2.6:** Lastmodell 2 für lokale Nachweise aus [20]

Die oben aufgeführte Bestimmung der charakteristischen Beanspruchungswerte für den Tragfähigkeitsnachweis erfolgte unter der Prämisse auch die extremsten Situationen auf der sicheren Seite liegend abzudecken. Für die Nachweise der Gebrauchstauglichkeit bedarf es daher einer Anpassung unter realitätsnäheren Annahmen. Generell wird das über die Abminderung der charakteristischen Einwirkungswerte durch Abminderungsfaktoren  $\psi$  erzielt. Hier beispielhaft für die häufige Kombination nach [20] in Formel (2.1) aufgezeigt:

$$E_{\text{häufig}} = E_{\text{char}} \times \psi_1 \quad (2.1)$$

Der häufige Wert ist für eine Wiederkehrperiode von einmal pro Woche definiert. Eine grafische Darstellung der Vorgehensweise findet sich in Abb. 2.7. Generell wurden die  $\psi$ -Werte für die verschiedenen Einflussparameter in Abhängigkeit der betrachteten Wiederkehrperiode durch Parameterstudien gewonnen und zu einem Abminderungsfaktor je Bemessungssituation verrechnet.



**Abb. 2.7:** Graphische Interpretation der  $\psi$ -Werte aus MERZENICH; SEDLACEK [76]

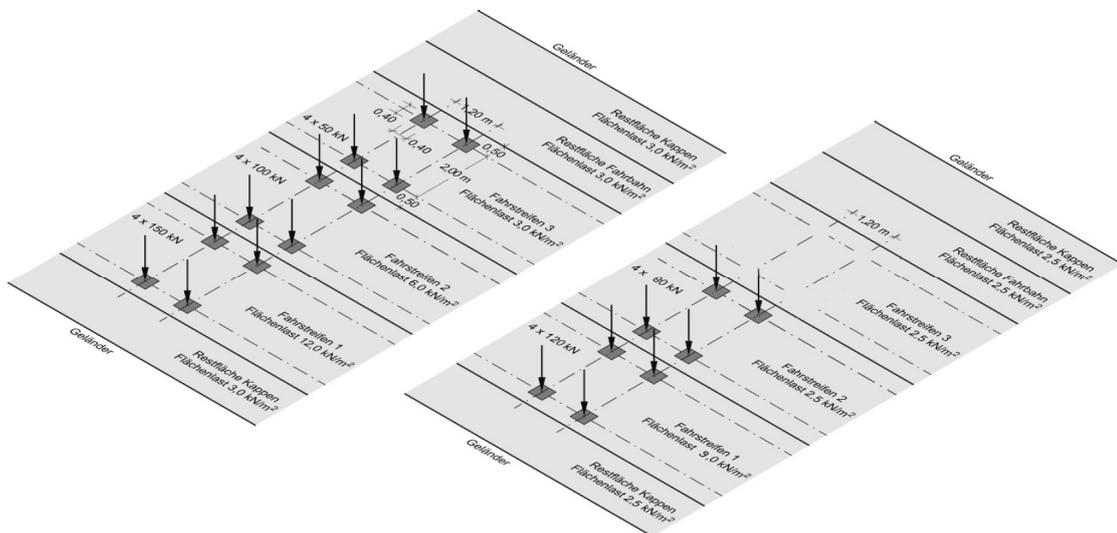
Über Zuverlässigkeitsuntersuchungen an ausgewählten, repräsentativen Stahlbrücken und einer Zielzuverlässigkeit von  $\beta_{\text{Ziel}} = 6,0$  (im Bezugszeitraum von 100 Jahren), wurde von MERZENICH; SEDLACEK [76] ein erforderlicher Teilsicherheitsbeiwert für das semi-probabilistischen Sicherheitskonzept der neuen Normenreihe (bsp. [20]) von  $\gamma_Q = 1,35$  errechnet.

Zusammenfassend lassen sich die folgenden Punkte festhalten:

- Die Herleitung basiert auf einer Nutzungsdauer von 100 Jahren
- Die charakteristischen Werte haben eine Wiederkehrperiode von 1000 Jahren
- Die charakteristischen Werte beinhalten die dynamischen Wirkungen
- Bei Spannweiten ab ca. 30 m ist das Verkehrsszenario „Stau“ maßgebend
- Das Lastmodell 1 wurde hergeleitet für globale statische Nachweise
- Das Lastmodell 2 ist anzuwenden für lokale Tragelemente

### DIN FB 101 - 2003

Als nationales Anwendungsdokument der europäischen Regelungen (s.o.) ersetzte der DIN Fachbericht 101 2003 [25] die bis dato gültige DIN 1072. Da allerdings der 99,9 %-Fraktilwert des charakteristischen Beanspruchungswertes in Deutschland als zu konservativ angesehen wurde (BRAML [10]) und auch nicht zu der Wiederkehrperiode von 50 Jahren bei den anderen veränderlichen Einwirkungen gepasst hätte (NOVAK; GABLER [80]), wurden die Beanspruchungen über Anpassungsfaktoren  $\alpha_{Qi}$  und  $\alpha_{qi}$  reduziert. Des Weiteren wurde die Doppelachse aus Fahrspur 3 komplett gestrichen. Das Lastmodell gemäß DIN FB 101 ist in Abb. 2.8 rechts zu sehen.



**Abb. 2.8:** In Deutschland gültiges Lastmodell 1 (links) aus NOVAK; LIPPERT [81] gemäß [26] und ehemaliges Lastmodell 1 aus [25]

Gegenüber DIN 1072 [32] wurde die Last des Schwerfahrzeugs zwar etwas reduziert, durch den zeit- und ortsgleichen Ansatz der Flächenlast ergeben sich jedoch etwas höhere Gesamt-Einwirkungen. Zudem ist die Tandemachse des LM 1 gemäß DIN FB 101 deutlich konzentrierter anzusetzen.

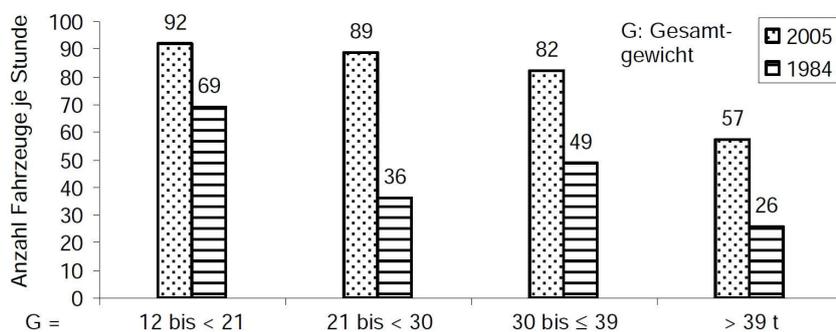
Das Lastmodell 2 für lokale Nachweise (siehe Abb. 2.6), z.B. Durchstanzen oder Bemessung von Stahlquerträgern, wurde gegenüber den Lasten aus [20] reduziert. Es ergab sich die Gesamtlast der Einzelachse zu  $\beta \cdot Q_{ak} = 0,8 \cdot 240 = 192$  [kN]. Des Weiteren wurde aus vereinheitlichenden Gründen die Radaufstandsfläche auf  $0,40 \times 0,40$  [m] angepasst (NOVAK; GABLER [80]). Gemäß GROßMANN; TIMM [57] ist für die Bemessung von Fahrbahnplatten jedoch nicht Lastmodell 2 sondern ebenfalls Lastmodell 1 zu verwenden.

Für den Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit wurden die Reduktionsfaktoren  $\psi_i$  festgesetzt. Beispielhaft für den häufigen Wert (maßgebend z.B. zur Berechnung der Rissbreite bei Fahrbahnplatten) der Tandemachse zu  $\psi_{1,TS} = 0,75$  und bei der gleichmäßig verteilten Last UDL zu  $\psi_{1,UDL} = 0,4$ .

Um eine Vereinheitlichung mit den anderen anzusetzenden veränderlichen Lasten zu erzielen, wurde der Teilsicherheitsbeiwert für die Verkehrslasten von  $\gamma_Q = 1,35$  auf  $\gamma_Q = 1,5$  erhöht.

### DIN EN 1991-2

Der Schwerverkehr hat in der Zeit zwischen 1984 (Messungen an der BAB 61 Brohltal – Teilgrundlage für bisherige Lastmodelle) und 2005 enorm zugenommen. So hat sich das Gesamtschwerverkehrsaufkommen von 4800 Fahrzeugen pro Tag in dieser Zeit verdoppelt FREUNDT; BÖNING [47]. Eine etwas dezidiertere Erfassung findet sich in Abb. 2.9 aus BUSCHMEYER et al. [17].



**Abb. 2.9:** Durchschnittliches Verkehrsaufkommen in 1984 und 2005 aus BUSCHMEYER et al. [17].

Um dem immer weiter steigenden Schwerverkehr Rechnung zu tragen, wurden von der Bundesanstalt für Straßenwesen – bast – seinerzeit entsprechende Forschungsaktivitäten vorangetrieben. Das Ergebnis auf Last- sowie Bemessungsseite findet sich unter anderem in [12].

Zur Überprüfung bzw. Anpassung der Lastmodelle wurden auf Basis von (seinerzeit) aktuellen Verkehrslastmessungen Prognoseszenarien entwickelt, welche die zukünftigen Entwicklungen des Güterverkehrs widerspiegeln könnten. Diese Szenarien bildeten dann die Grundlage für die zufallsbasierte Erzeugung von Verkehrsbändern, welche, angesetzt auf verschiedene repräsentative Brückentypen, wiederum zu Schnittgrößen-Zeitverläufen führten (FREUNDT; BÖNING [47]). Durch statistische Auswertungen konnten daraus die charakteristischen (gemäß [27] mit einer Wiederkehrperiode von 1-mal in 1000 Jahren) Werte der betrachteten Kenngröße

abgeleitet werden. Über die Anpassungswerte  $\alpha_{qi}$  und  $\alpha_{Qi}$ , aber auch durch die Ergänzung zusätzlicher Komponenten, wurde das Lastmodell des DIN Fachberichts entsprechend angepasst. Das so entwickelte, gegenwärtig gültige Lastmodell gemäß [26; 28] findet sich in Abb. 2.8 links.

An dieser Stelle scheint es angebracht, die einzelnen Prognoseszenarien aus *FREUNDT; BÖNING* [47], welche durch das angepasste Lastmodell abgebildet werden, aufzuführen:

Schwerverkehrsvariante A: gegenwärtiger Schwerverkehr

Schwerverkehrsvariante B: gegenwärtiger Schwerverkehr mit Einmischung von 0,5 % 72-t Mobilkran

Schwerverkehrsvariante C: künftiger Schwerverkehr – Steigerung DTSV um Faktor 2,5 auf 25000 Fahrzeuge/ Tag – (Verkehrszusammensetzung gemäß Variante B)

Schwerverkehrsvariante D: künftiger Schwerverkehr – Fahrzeugtyp 98 (Sattelschlepper, ca. 60 % Anteil am DTSV) mit 52 [t] Gesamtgewicht berücksichtigt

Schwerverkehrsvariante E: künftiger Schwerverkehr – Fahrzeugtyp 98 durch 60 [t] Gigaliner ersetzt

Schwerverkehrsvariante F: künftiger Schwerverkehr – Fahrzeugtyp 98 durch 65 [t] 6-Achser ersetzt

Schwerverkehrsvariante G: Auxerre-Verkehr mit gesteigertem DTSV-Aufkommen

Hinweis: Bei den Schwerverkehrsvarianten D bis F wird das Gesamtgewicht der Summe des Fahrzeugtyps 98 (bzw. dessen Ersatz) beibehalten (konstantes Transportvolumen), d.h. bei den schwereren Fahrzeugen reduziert sich somit die Anzahl der generierten Fahrzeuge.

Es zeigte sich in den Untersuchungen, dass bis auf das Schwerverkehrsszenario F alle Szenarien weitestgehend durch das angepasste Lastmodell 1 gemäß [26; 28] abgedeckt sind. Wir berücksichtigen somit in unseren Berechnungen (von Neubauten) bereits 60-t Gigaliner (geänderte Achsfolge) sowie 52-t Sattelschlepper (5-Achser).

Ein weiterer interessanter Aspekt der Ausführungen in *FREUNDT; BÖNING* [47] betrifft die Festlegung der Reduktionsfaktoren  $\psi_i$  für den Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit. Diese wurden in der Norm [27] wie seinerzeit im DIN Fachbericht 101 festgesetzt. Beispielhaft für den häufigen Wert der Tandemachse zu  $\psi_{1,TS} = 0,75$  und der gleichmäßig verteilten Last UDL zu  $\psi_{1,UDL} = 0,4$ . Die Ausführungen in *FREUNDT; BÖNING* [47] zeigen jedoch, dass die gewählten Reduktionsfaktoren bezogen auf die extremalen, zukünftigen (und somit hypothetischen) charakteristischen Einwirkungs-Werte eine gewisse Unschärfe zeigen. Bei einer gewichteten Ermittlung der Verkehrsprognoseszenarien ergäben sich passendere Werte für die Tandemachse zu  $\psi_{1,TS} = 0,85$  und bei der gleichmäßig verteilten Last UDL zu  $\psi_{1,UDL} = 0,2$ . Dies ist insofern interessant, da bei zunehmender Spannweite die UDL-Last bei der globalen Ermittlung der Schnittgrößen immer bedeutsamer wird und sich eine Reduktion des Abminderungsfaktors hier demnach deutlich bemerkbar machen würde.

Aufgrund der Verwendung des 99,9 %-Fraktilwertes und der damit einhergehenden Übersicherheiten bei der Bemessung aktueller Neubauten (*GEIBLER* [53]), wurde auf Bemessungsseite eine Reduktion der Sicherheit über eine Abminderung des Teilsicherheitsbeiwertes von  $\gamma_Q = 1,5$  auf  $\gamma_Q = 1,35$  eingeführt [27].

Mit der verbindlichen Einführung der Eurocodes 2012 wurde der DIN Fachbericht 101 durch die DIN EN 1991-2 [26] samt nationalem Anwendungsdokument [28] abgelöst. Nach dem Nationalen Anhang zur DIN EN 1991-2 [28] und Anlage 3 des Allgemeinen Rundschreibens des Bundesministeriums für Verkehr, Bau und Stadtentwicklung [14] ist das Lastmodell 2 (gedacht für lokale Nachweise) in Deutschland nicht anzuwenden. Vielmehr ist auch hier die Doppelachse des Lastmodells 1 gemäß [26] anzusetzen.

Im Rahmen dieser Arbeit spielt das obige Verkehrslastmodell gemäß Eurocode [26] die wesentliche Rolle, soll doch über Vergleichsrechnungen der Ansatz des Lastmodells 1 im globalen Modell sowie zeitgleich im lokalen Modell überprüft werden. Der Vollständigkeit halber wird an dieser Stelle jedoch kurz auf weitere Möglichkeiten der Verkehrslastmodellierung hingewiesen. Diese können zum Beispiel im Rahmen der Nachrechnungsrichtlinie [15] über die in Stufe 4 implementierten wissenschaftlichen Methoden (hierzu zählen auch probabilistische Verfahren) angewendet werden.

Beispielhaft sei hier auf das Verfahren nach *SCHMIDMEIER et al.* [91] hingewiesen. Dieses beurteilt anhand von Langzeitmessungen an vorher definierten kritischen Punkten des Tragwerks die Wirkung des tatsächlichen Verkehrs auf die Brücke. Anhand von Häufigkeits- und Extremwertverteilung können nach einer Datenaufbereitung, sowie der Berücksichtigung zukünftiger Verkehrsentwicklungen (Verkehrsprognose für die Restnutzungsdauer), die charakteristischen Beanspruchungen (1000-jährige Wiederkehrperiode) abgeleitet werden. Die so statistisch ausgewerteten Beanspruchungswerte, können dann direkt mit dem Ansatz des normativen Lastmodells verglichen werden. Über entsprechende Anpassungsfaktoren (weitere Reduktionsfaktoren  $\alpha_{\text{spur}}$ ,  $\alpha_{\text{temp}}$ ) können die Beanspruchungen aus dem Lastmodell 1 gemäß [26] zutreffend auf das zu betrachtende Bauwerk runterskaliert werden.

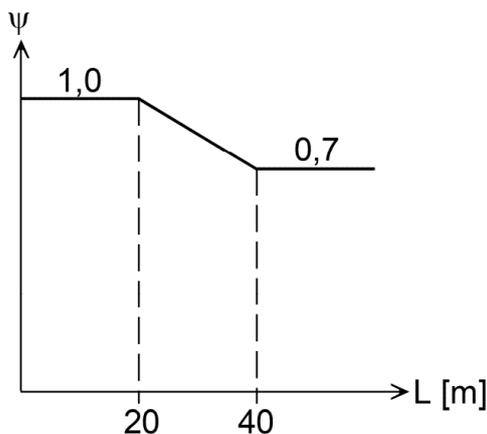
Eine weitere Möglichkeit liefert die Identifikation der aktuellen Verkehrsbelegung, genauer der Anzahl und der Zusammensetzung des Verkehrs, als Basis für objektspezifische Lastmodelle für einzelne Bestandsbrücken (siehe z.B. *FREUNDT et al.* [50] und *BÖNING* [9]). Die oben aufgeführten Herleitungen über die verwendeten Verkehrsdaten (bestimmter Autobahnen mit hoher Priorität im trans-europäischen Netz) und der erläuterten Prognoseszenarien, machen das aktuell gültige Lastmodell 1 zu konservativ für einzelne Bestandsbrücken mit nur noch eingeschränkt geforderter Restnutzungsdauer. Mit den objektspezifisch ermittelten Daten, können allerdings wie oben beschrieben Verkehrssimulationen (inklusive gewisser Prognoseszenarien für die Restnutzungsdauer) durchgeführt und darüber Beanspruchungs-Zeitverläufe generiert werden. Über die statistische Auswertung der Umhüllenden kann der charakteristische Wert der Beanspruchung ermittelt werden. Dieser wiederum dient dann zum Abgleich mit den nach Norm definierten Lastmodellen.

Auf die Besonderheiten der Lastmodelle zur Berücksichtigung des Grenzzustandes der Ermüdung soll an dieser Stelle nicht vertieft eingegangen werden. Grundlage dieser bilden jedoch ebenfalls die Verkehrsdaten der Messungen bei Auxerre. Die Kalibrierung der anzusetzenden Lastmodelle gemäß Eurocode [26] wurde dann so durchgeführt, das

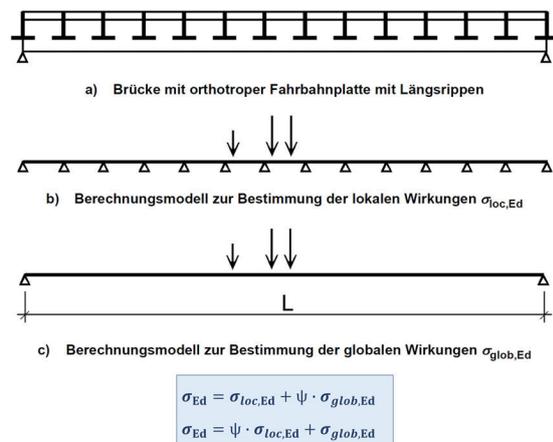
sich für bestimmte Details bestimmter Brückentragwerke die gleichen Schädigungen ergeben wie unter dem Auxerre-Verkehr. Es sei an dieser Stelle auf die stetige Forschung verwiesen, um die Zukunftssicherheit des anzusetzenden Lastmodells zu gewährleisten (siehe z.B. *GEIBLER et al.* [54]) oder für Nachrechnungen von Bestandsbrücken anzupassen (z.B. *MARZAHN et al.* [73]).

## 2.1.2 Überlagerungsmodelle der Verkehrslasten

Für die Bemessung von Stahlverbundbrücken gilt in Deutschland DIN EN 1994-2 [38] inklusive des zugehörigen Nationalen Anwendungsdokumentes DIN EN 1994-2/NA [39] mit den zugehörigen national festgelegten Parametern. Im entsprechenden Kapitel lautet es dort unter 5.4.4 (1) zur Kombination von lokalen und globalen Beanspruchungen: „Beanspruchungen aus lokalen Wirkungen und aus Haupttragwerkswirkung sind in der Regel unter Berücksichtigung eines Kombinationsbeiwertes zu überlagern“ [38]. In der Anmerkung, sowie im entsprechenden Absatz des Nationalen Anhangs wird auf die Regelungen für Brücken in Stahlbauweise gemäß DIN EN 1993-2 Anhang E [36] bzw. DIN EN 1993-2/NA [37] verwiesen. In diesem informativen Anhang E werden Kombinationsregeln zur Überlagerung der Spannungen in den Längsrippen orthotroper Fahrbahnplatten aus Stahl infolge lokaler Radlasten und den Spannungen infolge der auf die Brücke wirkenden globalen Verkehrslasten aufgeführt. Der Kombinationsbeiwert  $\psi$  liegt hierbei gemäß [36; 37] zwischen  $0,7 \leq \psi \leq 1,0$  (siehe auch Abb. 2.10).



**Abb. 2.10:** Kombinationsbeiwert in Abhängigkeit der Spannweite aus [36].



**Abb. 2.11:** Berechnungsmodell zur Berücksichtigung lokaler und globaler Wirkungen aus [36]

Schon im DIN-Fachbericht 103 [41] wurde unter 5.2.3.1 (2) auf die erforderliche Überlagerung von globalen und lokalen Spannungen bei orthotropen Fahrbahnplatten eingegangen. DIN EN 1993-2 Anhang E befasst sich nun mit eben diesen orthotropen Fahrbahnplatten aus Stahl und hier im Speziellen mit der oben genannten Überlagerung. Die Überlagerungsvorschrift beruht auf einer Wahrscheinlichkeitsbetrachtung der Zeitgleichheit lokaler und globaler Beanspruchungen (*GEIBLER et al.* [56]). Hierbei ist jedoch anzumerken, dass schon im Bericht zur Anpassung des DIN-Fachberichts 103 an die Eurocodes *KUHLMANN et al.* [68] unter 13.3 auf den zukünftigen Forschungsbedarf bezüglich einer zuverlässigen Berechnungsmethode bei den multiaxial beanspruchten

orthotropen Platten unter ermüdungswirksamen Lasten hingewiesen wird. „In diesem Zusammenhang muss auch ein geeignetes Lastmodell entwickelt werden, das eine sichere und gleichzeitig nicht über-konservative Erfassung der lokalen Beanspruchung erlaubt“ *KUHLMANN et al.* [68].

Eine orthotrope Fahrbahnplatte ist ein aus Fahrbahnblech, Längsrippen, Querträgern und Längsträgern bestehendes definiertes Trägerrostsystem. Es liegen in Quer- sowie in Längsrichtung unterschiedliche, diskrete Steifigkeiten vor. Eine Fahrbahnplatte aus Stahlbeton weist im Bereich eines unterstützenden Querträgers in der Stützenachse ein zweiachiales Tragverhalten auf. Auch hier liegen, unter Berücksichtigung der Rissbildung, unterschiedliche Steifigkeiten in Quer- und Längsrichtung vor (siehe Abb. 1.1).

Damit enden jedoch die Gemeinsamkeiten. Erfahren das Deckblech und die Längsrippen bei der orthotropen Platte Normalspannungen in selber Richtung sowohl aus der lokalen als auch der globalen Tragwirkung, ist das Tragverhalten einer (gerissenen) Stahlbetonfahrbahnplatte ungleich diffuser. Der Anteil der Querkraft, welcher aus einer lokalen Belastung in die jeweilige Richtung abgetragen wird, hängt maßgeblich vom Tragsystem (2- 3- oder 4-seitig gelagerte Platte im Stützbereich) sowie der Rissbildung, und der dadurch verbleibenden richtungsbezogenen Steifigkeit ab. Das Querkrafttragverhalten ist komplexer (Querkraftabtrag über Druckzone, Dübelwirkung der Längsbewehrung, Rissreibung sowie Schub- und Zugspannungen in der Rissprozesszone, Druckbögen an Auflagern z.B. *HENZE* [62]). Ein Vergleich mit einer orthotropen Platte scheint daher wenig sinnvoll.

Zusammenfassend bedeutet dies, dass in DIN EN 1994-2 nicht nur werkstoffübergreifend auf einen Passus zu orthotropen Fahrbahnplatten aus Stahl verwiesen wird, welche ein deutlich anderes Tragverhalten zeigen, sondern auch, dass dieser Passus selbst noch nicht abschließend durchleuchtet ist *KUHLMANN et al.* [68]. So ist es nicht nachvollziehbar, dass die lokale Tragwirkung einer quer einachsig oder zweiachsig spannenden Fahrbahnplatte aus Stahlbeton mit den gleichen Kombinationsbeiwerten gewichtet werden soll, wie eine orthotrope Fahrbahnplatte aus Stahl.

Die aktuelle Bemessungspraxis bestätigt diese Unsicherheit in Bezug auf die Überlagerung globaler und lokaler Belastungen. Anhand zahlreicher untersuchter statischer Berechnungen lässt sich ein uneinheitliches Bild diesbezüglich feststellen. Zwar wird in der Mehrzahl der Ansatz gemäß Anhang E [36] verwendet, doch es finden sich auch selbst entwickelte Überlagerungen. Teilweise wird die Interaktion auch gänzlich vernachlässigt. Es besteht daher dringender Untersuchungsbedarf, welcher mit dieser Thesis zum Teil gedeckt werden soll.

### Grundlegende Überlegung zum Zusammenwirken globaler und lokaler Beanspruchungen

An dieser Stelle sollen recht plakativ einige grundlegende Überlegungen zum Zusammenwirken lokaler und globaler Beanspruchungen aufgeführt werden.

Zunächst ist die maßgebende Bemessungssituation zu betrachten. Bei der Bemessung der Bewehrung über der Stützung an einem Zwischenaufleger ist meistens die Beschränkung der Rissbreite im GZG (häufige Kombination) maßgebend. Dies soll

durch einen Vergleich der Schnittgrößen mit den zulässigen Spannungen im Bewehrungsstahl im jeweiligen Zustand gezeigt werden.

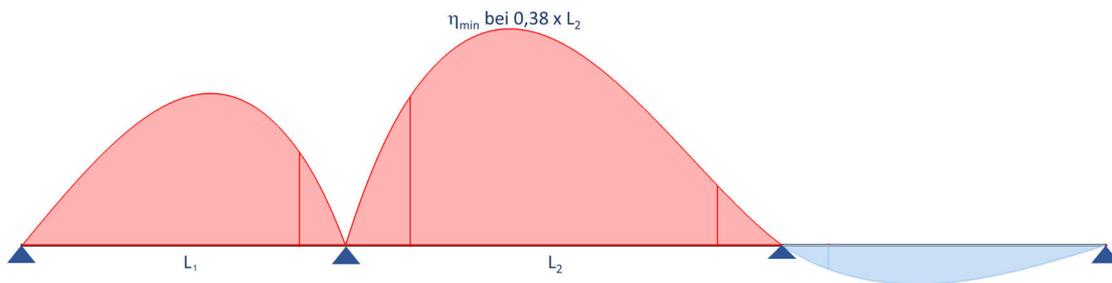
Ausgehend von einem üblichen Stababstand der Bewehrung im Stützbereich ist gemäß Tab. 7.2 aus [38] und einer zulässigen Rissbreite von  $w_k = 0,2$  [mm] eine Stahlspannung von  $\sigma_s = 240$  [MPa] zulässig. In *BAUER et al.* [4] liegt das Verhältnis von  $M_{s,GZT}$  zu  $M_{s,GZG}$  bei  $\eta = 6619 / 3929 = 1,68$ . Das Verhältnis der zulässigen Spannungen liegt bei  $\eta = 435 / 40 = 1,81$ . Dies bedeutet, dass die zulässige Spannung im Vergleich zur resultierenden Schnittgröße im GZG deutlich stärker abgemindert wird. Bei einer Bemessung im GZG gegen die zulässige Spannung anhand von Grenzdurchmessern Tab. 7.1 aus [38] oder bei geringeren zulässigen Rissbreiten (z.B.  $w_k = 0,15$  [mm]) fällt der Unterschied gegebenenfalls noch drastischer aus. Diese Beobachtung deckt sich mit den Erfahrungen bei Brückenneuplanungen diverser Größenordnung, bei denen für die notwendige Menge an Längsbewehrung stets der GZG maßgebend war. Die Untersuchungen und Ausarbeitungen der weiteren Thesis konzentrieren sich demnach auf den Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit, auch wenn der Grenzzustand der Tragfähigkeit natürlich nicht gänzlich außer Acht gelassen werden kann.

Zweitens soll ein Blick auf die jeweiligen Anteile der Verkehrslasten am Gesamtmoment des Brückenbauwerks eine Einordnung des Stellenwertes im Tragwerksnachweis verdeutlichen. In *BAUER et al.* [4] wird eine zweifeldrige Straßenbrücke in Verbundbauweise bemessen. Betrachten wir hier exemplarisch das Stützmoment am Zwischenaufleger. Der Anteil der Tandemachse des LM1 am Gesamtmoment beträgt im GZT  $\eta_{TS,GZT} = 1,35 \times 640,3 / 6619 = 13,1$  [%] und im GZG (häufige Kombination)  $\eta_{TS,GZG} = 0,75 \times 640,3 / 3929 = 12,2$  [%]. Der Anteil aus dem gesamten LM 1, einschließlich Flächenlast beträgt im GZT  $\eta_{LM1,GZT} = 1,35 \times (640,3 + 756,6) / 6619 = 28,5$  [%] und im GZG  $\eta_{LM1,GZG} = (0,75 \times 640,3 + 0,4 \times 756,6) / 3929 = 19,9$  [%]. Dieser Anteil am Gesamtmoment liegt zwar bei großen Talbrücken niedriger. Jedoch ist zu berücksichtigen, dass Verbundbrücken größerer Spannweiten selten mit Eigengewichtsverbund ausgeführt werden. Aus dem Konstruktionseigengewicht (bis auf die Anteile aus Kriechumlagerungen) resultieren demnach keine (oder eben nur geringe) Anteile an der Spannung in der Bewehrung im Stützbereich. Auswertungen von ausgeführten Brücken und deren geprüften statischen Berechnungen haben gezeigt, dass die Anteile aus Verkehr im GZG bis ca. 40 [%] an der Spannung in der (maßgebenden) oberen Lage ausmachen können. Dies zeigt die Bedeutung der Lasten aus Verkehr und das Potenzial möglicher Einsparungen.

Ergänzend soll an dritter Stelle die Betrachtung des Anteils der Spannung im Bewehrungsstahl aus der lokalen Plattenbeanspruchung  $\sigma_{s,loc}$  die Möglichkeiten zur Steigerung der Wirtschaftlichkeit betonen. Dieser Wert wurde anhand mehrerer geprüfter Brückenstatiken ausgewertet. Der Kombinationsbeiwert  $\psi$  (gemäß Anhang E aus [36]) lag hierbei zwischen 0,7 und 1,0. Der daraus resultierende Anteil an der gesamten Bewehrungsspannung  $\sigma_s$  lag für die untersuchten Brücken (für die maßgebende Lage) zwischen 16 und 30 [%]. Interessant ist zusätzlich der Anteil  $\Delta\sigma_s$ , welcher die Mitwirkung des Betons zwischen den Rissen im GZG berücksichtigt. Dieser lag bei den betrachteten Brücken zwischen 18 und 30 [%] der aufzunehmenden Spannung im Rissbreitennachweis. Zusammen kann der Anteil aus lokaler Tragwirkung und Mitwirkung des Betons zwischen den Rissen bei der Spannung in der Bewehrung

(maßgebende Lage) demnach Werte zwischen 34 und 60 [%] der aufnehmbaren Zugspannung ausmachen. Der möglichst wirtschaftlichen Berechnung dieser zwei Anteile sollte daher eine entsprechend große Relevanz zukommen.

Viertens gibt die Analyse der Einflusslinien bzw. -flächen der beteiligten Bauteile einen weiteren Anreiz für tiefere Untersuchungen zur Überlagerung globaler und lokaler Effekte. Eine exemplarische Einflusslinie für das Stützmoment am ersten Innenauflager eines dreifeldrigen Längsträgers unter Einzellast findet sich in Abb. 2.12. Hierbei wurde das mittlere Feld in Anlehnung an GEIBLER [53] mit einem Verhältnis von 1,4 : 1 zu den Randfeldern und der Stützquerschnitt über  $0,15 \times L$  mit einer reduzierten Steifigkeit von 75 [%] des Feldquerschnittes gewählt. Weiterhin wurden diverse Mehrfeldsysteme unter Variation der maßgebenden Parameter (Steifigkeit, Stützweitenverhältnis – 35 bis 90 m, Steifigkeitenverhältnis) untersucht. Es zeigt sich, dass das minimale Stützmoment bei einer Laststellung von  $0,32$  bis  $0,44 \times L$  vom 1. Mittelaullager auftritt. Die Einflussfaktoren nehmen zum Lager hin mehr oder minder steil ab. So liegt die Einflussordinate der Einzellast bei einem Abstand von  $0,05 \times L$  vom Auflager beispielsweise zwischen  $0,08$  und  $0,29$ . Im Abstand  $0,1 \times L$  liegt sie zwischen  $0,15$  und  $0,53$ .



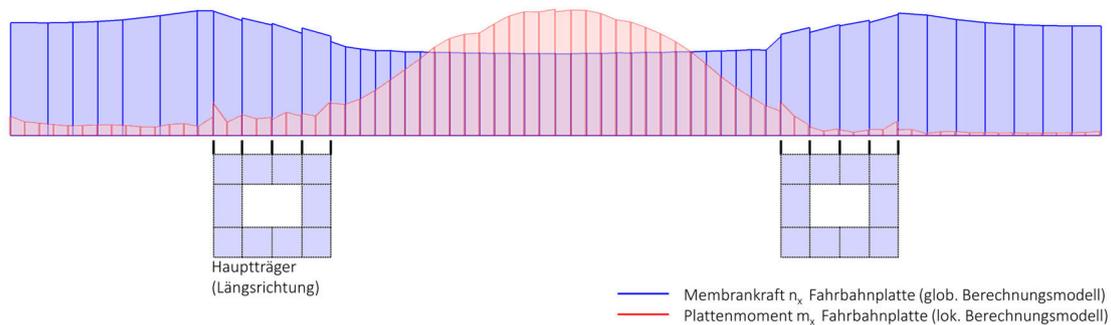
**Abb. 2.12:** Einflusslinie Stützmoment 3-Feldträger

Gemäß der Plattentafeln von STIGLAT; WIPPEL [95] liegt das minimale Stützmoment einer dreiseitig eingespannten Platte in Längsrichtung über einem stützenden Querträger bei einem Abstand der Einzellast zur Stützenachse von ca.  $0 - 0,3 \times$  der Plattenbreite. Dies deckt sich mit eigenen Auswertungen von Einflussflächen an dreiseitig gelagerten Platten. Es bedeutet demnach auch, dass sich die Einzellast zur Generierung des minimalen Stützmomentes sehr nah an der Stützenachse befinden muss. Gemäß 5.3.1 (5) in [35] ist ab einem Abstand der Einzellast vom Stützquerträger gleich dem Abstand der Hauptträger (-stege) von keinem zwei-axialen Lastabtrag mehr auszugehen.

Kombiniert man die Einflussfaktoren für Platte und Längsträger, erweisen sich die meisten hier untersuchten Konfigurationen als deutlich gutmütiger, als der in Abb. 2.10 gezeigte Kombinationswert vermuten lässt. So würde beispielsweise als Grenzwert eine Platte, mit einem Abstand der Längsträger von  $6,0$  m, und einer Spannweite des Haupttragwerks von  $35$  m bei einer Laststellung von  $0,3 \times$  Abstand Hauptträger =  $1,8$  m einen Grenzwert der Einflusslinie von  $0,28$  für die Haupttragwerkswirkung (globaler Lastabtrag, Stützmoment in Längsrichtung) liefern. Wie sich der Abminderungsbeiwert für die lokalen Spannungen aus der globalen Spannweite ableiten lässt, ist hingegen fraglich. Denn bei der Laststellung für das minimale, globale Stützmoment in

Längsrichtung  $M_{S,min}$  ist die lokale Beanspruchung der Platte über dem Stützquerträger in einem separaten lokalen Modell meist vernachlässigbar.

Abschließend sei noch auf die einzelnen Verteilungen der Schnittgrößen aus lokalem und globalem Lastabtrag hingewiesen. Die aus der lokalen Belastung (Rad- bzw. Achslast) resultierenden maßgebenden Biegemomente in Längsrichtung  $m_x$  erreichen ihr Minimum in der Mitte zwischen den Hauptträgern, da sich hier der Lastabtrag auf den Stützquerträger fokussiert und der Abtrag in Querrichtung minimiert ist (siehe Abb. 2.13). Beim globalen Lastabtrag jedoch konzentrieren sich die für die Spannung in der Bewehrung maßgebenden Membrankräfte in Längsrichtung  $n_x$ , aufgrund der Schubverzerrung breiter Gurte, auf die Bereiche um die Hauptträgerstege. Zur Brückenmitte hin ebbend die Membrankräfte daher mehr oder minder stark ab (Abb. 2.13).



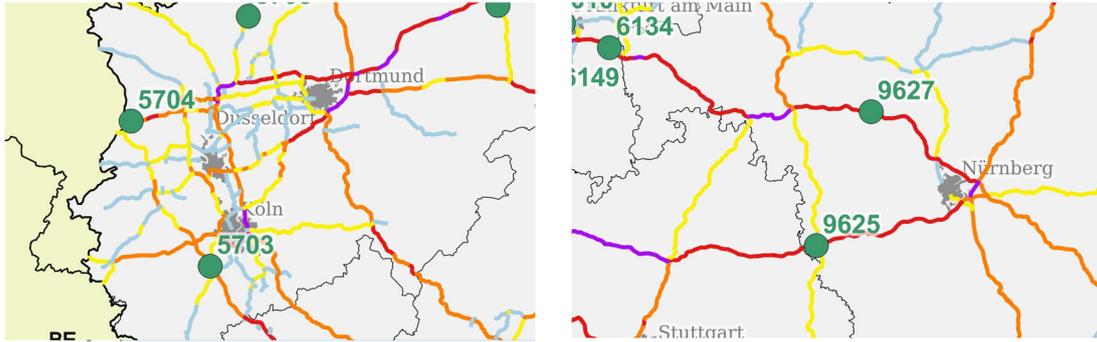
**Abb. 2.13:** Visualisierung lokaler Plattenbiegemomente  $m_x$  und globaler Membrankräfte  $n_x$

Die Maxima (bzw. Minima) der für die Bewehrungsspannung relevanten Schnittgrößen aus lokalem und globalem Lastabtrag liegen somit für eine Vielzahl von aktuell üblichen Brückenkonfigurationen nicht an der gleichen Stelle im Tragwerk!

Die oben teilweise recht plakativ aufgeführten Überlegungen unterstreichen den vorhandenen Forschungsbedarf auf diesem Gebiet des Verbundbrückenbaus. Die hier angefertigte Thesis soll diesen zum Teil decken und einen ersten Versuch unternehmen, über entsprechende Modellierungs- und Überlagerungsempfehlungen zu einer wirtschaftlicheren Bemessung beizutragen.

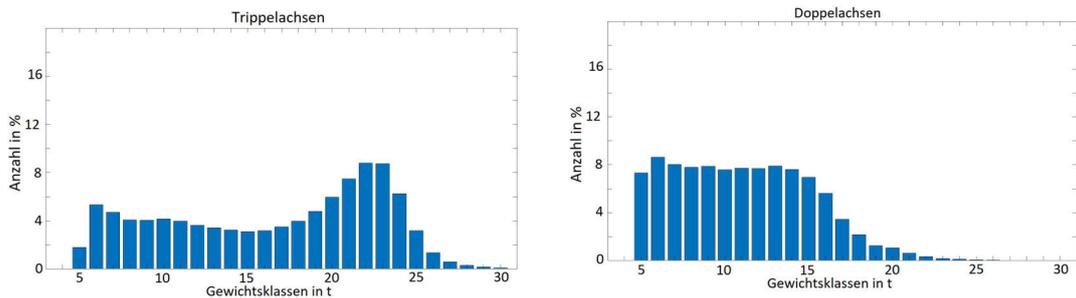
### 2.1.3 Auswertung Achslastmessstellen

Grundlage von Überlegungen zur Modellierung, zur Überlagerung globaler und lokaler Lastanteile und zu den Zusatzspannungen infolge Tension-Stiffening, bildet die Kenntnis der Spanne zwischen der auf den Straßen befindlichen Last (Achslasten) und den aktuell anzusetzenden Lastmodellen gemäß Eurocode [26; 28]. Da im direkten Zusammenhang mit Brückenbauwerken Achslastmessstellen meist nur angeordnet werden, wenn die Brückenbauwerke Defizite in der Tragfähigkeit aufweisen und somit meist einer Achslastbeschränkung unterliegen, liefern die dort angeordneten Messstellen in der Regel ein verfälschtes Bild. Die im Netz der deutschen Bundesautobahn verteilten Achslastmessstellen der Bundesanstalt für Straßenwesen (bast) sind für die generelle Beurteilung der auf den Autobahnen befindlichen Achslasten besser geeignet. Diese liegen planmäßig an Autobahnabschnitten ohne Gewichtsbeschränkungen. Beispielhaft wurde dies für die zwei repräsentativen Messstellen Bliesheim (5703) auf der BAB 1 und Schlüsselfeld (9627) auf der BAB 3 durchgeführt (siehe Abb. 2.14).

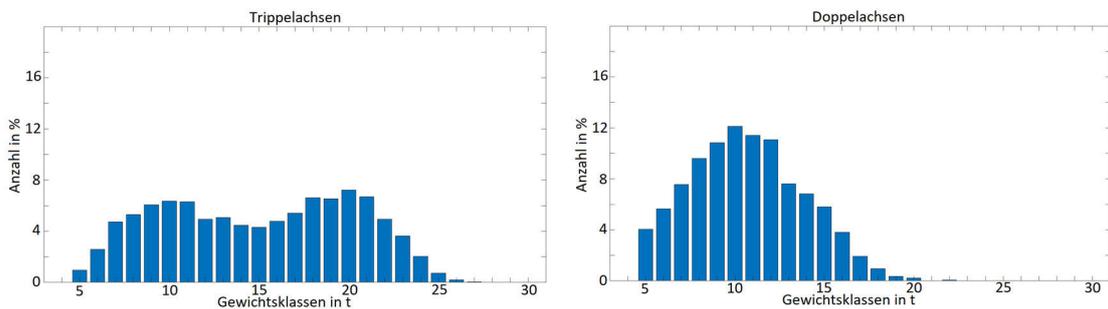


**Abb. 2.14:** Ausschnitte aus „tägliche Lastmenge je Richtung (in [t/24h]) Hochrechnung und Lagen der Achslastmessstellen“ – Karte der bast [3]

Das Verkehrsaufkommen bei der Messstelle Bliesheim betrug im Jahr 2015 85.500 [Kfz/24h] bei einem Schwerververkehrsanteil (SV) von 17,5 [%], und bei der Messstelle Schlüsselfeld 69.300 [Kfz/24h] bei einem SV-Anteil von 23,3 [%]. Nachfolgend werden die Ergebnisse der Messstelle Bliesheim (5703) über den Zeitraum Juni bis September 2017 und der Messstelle Schlüsselfeld (9627) über den Zeitraum Januar bis Mai 2017 aufgezeigt und ausgewertet. In den Abb. 2.15 und 2.16 sind die Verteilungen der Doppel- und Dreifachachsen beider Messstellen aufgeführt. Achsgewichte unter fünf Tonnen werden der Übersicht halber nicht in den Auswertungen dargestellt.



**Abb. 2.15:** Gewichtsverteilung bei Doppel- und Trippelachsen Messstelle Bliesheim



**Abb. 2.16:** Gewichtsverteilung bei Doppel- und Trippelachsen Messstelle Schlüsselfeld

Die Auswertung der 50, 95, 99 und 99,9%-Quantilwerte beider Messstellen ist in Abb. 2.17 aufgeführt.

Quantilwert [%]	50	95	99	99,9
Einzelachsen [kg]	6119	10287	12050	14106
Doppelachsen [kg]	9927	17210	20446	24309
Trippelachsen [kg]	17405	24199	26455	31404

Quantilwert [%]	50	95	99	99,9
Einzelachsen [kg]	5380	9410	11164	14061
Doppelachsen [kg]	9720	15540	17455	21379
Trippelachsen [kg]	14710	22390	24020	26060

**Abb. 2.17:** Quantilwerte bei Doppel- und Trippelachsen (Gesamtgewichte) der Messstellen Bliesheim (oben) und Schlüsselfeld (unten)

Die Quantilwerte der Messstelle Bliesheim liegen durchgängig über denen der Messstelle Schlüsselfeld. Dies ist wahrscheinlich zurückzuführen auf den grenzübergreifenden Verkehr zwischen den Niederlanden und der Metropolregion Ruhr bzw. Rheinland und der damit einhergehenden Priorität im transeuropäischen Raum.

Es zeigt sich, dass (ohne Berücksichtigung eines Schwingbeiwertes – Szenario „Stau“) der 99,9%-Quantilwert der Doppelachse (ca. 46 %) und selbst der 99,9%-Quantilwert der Dreifachachse (ca. 30 %) deutlich unter der gemäß der Norm anzusetzenden Last liegen (GZG:  $\psi_1 \times Q_{zk} = 0,75 \times 600 \text{ kN} = 450 \text{ kN}$  zzgl.  $0,4 \times 12 \text{ kN/m}^2$  UDL). Die dritte Achse liefert zur lokalen Beanspruchung an einem Stützquerträger bei heute üblichen Spannweiten bzw. Schlankheiten in Querrichtung aufgrund der Lage in der Einflussfläche jedoch nur einen reduzierten Beitrag.

Letztendlich bedeutet dies, dass auf Gebrauchslastniveau eine deutliche Reserve allein über die Höhe der anzusetzenden Last vorhanden ist. Die im weiteren Verlauf der Arbeit entwickelte Überlagerungsvorschrift sollte dies zwar nicht ausnutzen, jedoch zumindest berücksichtigen, um über-konservative Berechnungen zu vermeiden. An dieser Stelle soll jedoch ausdrücklich darauf hingewiesen werden, dass hier keinesfalls eine Reduktion der anzusetzenden Lasten propagiert werden soll. Dies ist weder in Bezug auf die prognostizierten Verkehrsentwicklungen sinnvoll, noch lassen die hier durchgeführten Untersuchungen dies überhaupt zu.

## 2.2 Modellierung bei Brückenbauwerken in Verbundbauweise

Eingeleitet werden soll dieser Abschnitt mit den Worten aus WERNER [102]: „Ein Modell ist eine spezielle Abbildung eines, i.A. komplexen, existierenden oder zu schaffenden Originals“. Dies beschreibt das Ziel der Modellbildung besonders treffend. Die herausfordernde Aufgabe des Ingenieurs besteht nun neben der Abstraktion eben jener komplexen Gesamtstrukturen in mechanische Modelle auch in der Filterung, welche Eigenschaften zur Beschreibung eines bestimmten Verhaltens erforderlich und somit möglichst genau im Modell abzubilden sind. Oder welche Eigenschaften über vereinfachte Annahmen berücksichtigt oder gar vernachlässigt werden können. So ist exemplarisch in der Regel die Farbe einer Brücke zur Beschreibung des eigentlichen Tragverhaltens nicht erforderlich, sondern wird nur über den vereinfachten Ansatz

entsprechender Lastannahmen berücksichtigt. Es ist klar festzuhalten, dass die allgemeine Ingenieuraufgabe in der Berufspraxis nicht zum Ziel hat, die Realität möglichst genau abzubilden, sondern sie durch Idealisierung und Reduktion dem (Berechnungs-)Ziel angepasst durch ein Ingenieurmodell (bzw. Technisches Modell) zu ersetzen (siehe auch *DUDDECK* [44]). In der für Brücken in Verbundbauweise maßgebenden Norm [38] heißt es hierzu im entsprechenden Abschnitt: „Das Modell muss das Verhalten von Querschnitten, Bauteilen, Verbindungen und Lagern ausreichend genau abbilden“. Es kann, und dies ist bei Balkenbrücken in Verbundbauweise aufgrund der Komplexität der Gesamtaufgabe meist der Fall, erforderlich sein, dieses Ziel durch die Splittung des Gesamtmodells in verschiedene (lokale) Modelle (Komponenten) zu erreichen (siehe *UNTERWEGER* [99]). Hierbei ist jedoch stets die Kompatibilität der einzelnen Modelle untereinander zu gewährleisten. Genau hier besteht nach Auffassung des Verfassers, und wie bereits in Abschnitt 2.1.2 erläutert, in der heutigen Berechnungs- und Bemessungspraxis im Verbundbrückenbau noch Potential zur Optimierung.

Als Grundlage für die nachfolgenden Kapitel sollen in den kommenden Unterabschnitten die verschiedenen, in der Bemessungspraxis üblichen Modelle, separat für globale und lokale Berechnungen, aufgeführt und erläutert werden. Besonders eingegangen wird unter anderem auf die Aspekte Leistungsfähigkeit, Fehleranfälligkeit sowie Prüfbarkeit. Zum Ende wird eine Empfehlung zur Modellierung von Balkenbrücken in Verbundbauweise ausgesprochen, um den Anwender die Modellfindung zu erleichtern.

### 2.2.1 Erfassung des Tragverhaltens längs (global)

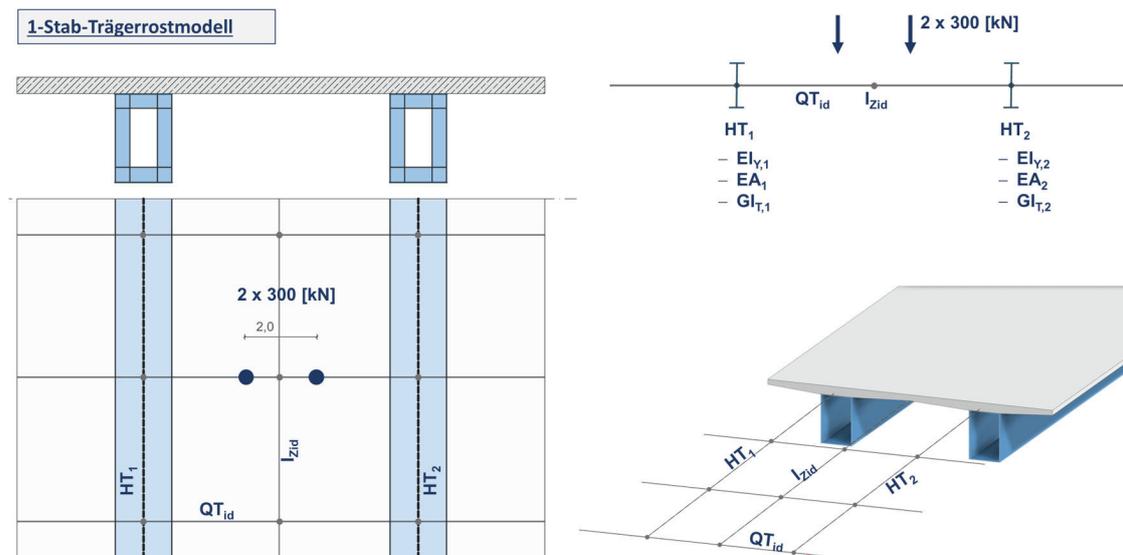
Zur Erfassung des globalen Tragverhaltens in Brückenlängsrichtung haben sich nach Auswertung vieler Statischer Berechnungen und Abfragen in Ingenieurbüros in der heutigen Ingenieurspraxis hauptsächlich vier verschiedene Modellierungsstrategien etabliert. Es sind dies die beiden gebräuchlichsten Stabwerksmodelle „1-Stab-Trägerrostmodell“ und „3-Stab-Trägerrostmodell“ auf Basis der Balkentheorie (siehe auch *GEIBLER* [53] und *SCHMITT* [92]). Das komplexe Gesamtmodell „Faltwerk“ mit Abstraktion aller maßgebenden Bauteile als Schalenelemente. Und eine Kombination aus Stab- und Schalenmodell, das „Stab-Plattensystem“. Im Folgenden werden die verschiedenen Modelle separat analysiert und bewertet. Allen Modellen gemein ist jedoch die Überführung der vorhandenen Tragwerksstruktur in uns bekannte Scheiben-, Platten-, Balken- und Schalenelemente, deren mathematisch-mechanische Berechnungsmodelle gelöst und somit gut verwendbar sind (*GARG* [51]).

#### 1-Stab-Trägerrostmodell

Die einfachste Variante der Tragwerksmodellierung besteht im 1-Stab-Trägerrostmodell. Hierbei werden den Hauptträgern (geschlossen oder offen, einer oder mehrere) entsprechende Querschnitte zugeordnet. Sie werden über Stabelemente (mit sechs Freiheitsgraden) zwischen vordefinierten Knoten modelliert. Die zugewiesenen Querschnitte entsprechen der Materialverteilung des Bauwerks und müssen somit im Falle eines Neubaus ggf. iterativ an die sich ergebenden Schnittgrößenverläufe angepasst werden. In den Auflagerbereichen werden aufgrund der erhöhten Beanspruchung und der gegebenenfalls reduzierten Beanspruchbarkeit der

Querschnitte (z.B. Beulverhalten schlanker Bleche) meist erhöhte Blechstärken notwendig.

Die Querschnitte werden analog dem Gesamtquerschnittsverfahren (*HÄNSEL* [58]) für Verbundquerschnitte eingegeben, d.h. es wird von einem starren Verbund zwischen Fahrbahnplatte und Stahlträger ausgegangen. Die Querschnitte erhalten die entsprechende Biegesteifigkeit  $EI_y$ , sowie die Dehnsteifigkeit  $EA$ . Aufgrund der unterschiedlichen Elastizitätsmoduln von Beton und Stahl werden die gesamten Querschnittswerte auf einen Referenz-E-Modul (meistens den des Stahls) normiert. Die geringere Steifigkeit der Fahrbahnplatte kann dann über eine entsprechende Abminderung der Breite im Verhältnis der E-Moduln inkludiert werden. In diesem Schritt können auch Schwind- und Kriecheinflüsse durch den Ansatz effektiver (abgeminderter) E-Moduln für den Beton berücksichtigt werden (vgl. *KINDMANN; XIA* [65]). Als Torsionssteifigkeit kann in den meisten kommerziellen Stabstatikprogrammen in dieser Systemidealisierung nur der St. Venant'sche Anteil  $GI_T$  zugeteilt werden. Idealerweise wird in der Mitte der Fahrbahnplatte in der Regel noch ein zusätzlicher Längsstab angeordnet, welcher die gesamte Biegesteifigkeit der Fahrbahnplatte in Brückenquerrichtung erhält und so den Lastabtrag für horizontale Lasten (z.B. Wind) realistisch erfasst. Abb. 2.18 zeigt die schematische Abbildung als 1-Stab-Trägerrostsystem.



**Abb. 2.18:** globale Modellbildung über 1-Stab-Trägerrostmodell – Hauptträger über einen Stab und Betonfahrbahnplatte über ideale Querträger abgebildet

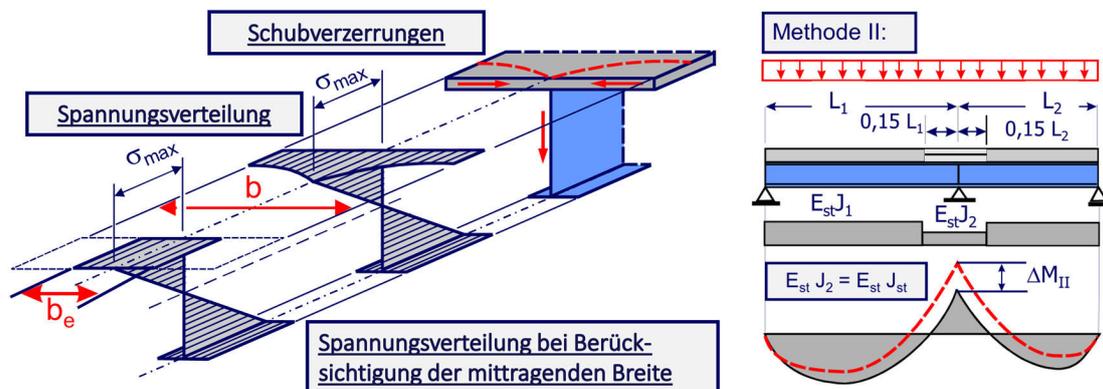
Zur Sicherstellung des Zusammenwirkens mehrerer Hauptträger werden diese in relativ engem Abstand über (ideelle) Querträger verbunden. Diese entsprechen den vorhandenen Stütz- oder Endquerträgern sowie der Fahrbahnplatte und werden dementsprechend mit Querschnittswerten versehen.

Gelagert wird die Stabstruktur an den Knoten über einfache Knotenlager, welche die (geplanten) Lagerungsbedingungen (Federsteifigkeiten, Einspannungen, Verschieblichkeiten) abbilden. An dieser Stelle sind verschiedene Verfeinerungsmöglichkeiten vorhanden, so kann z.B. der genaue Verschiebungsweg am Lager über angeschlossene

vertikale Exzenterstäbe auch direkt ermittelt werden, ohne die Verdrehung im Knoten umrechnen zu müssen (vgl. auch *UNTERWEGER* [99]).

Die Lastaufbringung erfolgt in diesem System in der Regel über Streckenlasten direkt auf die idealisierten Hauptträgerstäbe. Zur Untersuchung von Quertragwirkungen werden gegebenenfalls auch diskrete Lasten auf die ideellen Querträger angesetzt, siehe hierzu jedoch Kapitel 2.2.2. Die Schnittgrößenermittlung erfolgt für die Stäbe dieses Systems, auf Basis der Balkentheorie mit 6 Freiheitsgraden, es sind dies die Verschiebungen und Verdrehungen des Knotens bezogen auf die Stabachse. Folglich werden als Schnittgrößen die Biegemomente um die drei Hauptachsen (das Moment um die Trägerlängsachse ist als Torsionsmoment zu verstehen), sowie die Querkräfte in vertikaler und horizontaler Richtung sowie die Normalkraft entlang der Trägerachse ermittelt.

Der Eingabeaufwand für das 1-Stab-Trägerrostsystem ist gering und somit positiv zu werten. Lediglich die Querschnittsermittlung bedarf für das Gesamtquerschnittsverfahren einer vertieften Betrachtung. Es müssen für die Berechnung von Schnittgrößen und vor allem Verformungen wirklichkeitsnahe Annahmen zu den ansetzbaren Querschnittssteifigkeiten getroffen werden. Zum einen muss aufgrund der nicht abgebildeten Scheibenwirkung der Gurte eine Annahme bezüglich der Schubweichheit breiter Gurte und der damit einhergehenden linearen Veränderlichkeit der Normalspannungen über die Breite der Gurte festgelegt werden (siehe auch Abb. 2.13). Dies erfolgt in der Regel über das Prinzip der mittragenden Breite, bei dem die veränderliche Normalspannung über die Gurtbreite durch einen Block mit der konstanten maximalen Normalspannung im Obergurt unter Beibehaltung der resultierenden Normalkraft im Obergurt ersetzt wird (siehe Abb. 2.19 links).



**Abb. 2.19:** Berücksichtigung der Schubverzerrung breiter Gurte über Prinzip der mittragenden Breite (links) und vereinfachte Berücksichtigung der Bereiche mit FBP im Zustand II über Methode II (rechts) aus HANSWILLE; STRANGHÖNER [61]

Zum anderen muss bei der Ermittlung der zugewiesenen Querschnittssteifigkeiten die (wahrscheinliche) Rissbildung berücksichtigt werden. Dies kann gemäß aktuellem Stand der Technik und Normung [38] über verschiedene Möglichkeiten erfolgen, auf die hier jedoch nicht genauer eingegangen werden soll. Bei ähnlichen Stützweiten der Nachbarfelder kann für Berechnungen des Endzustandes mit einem vereinfachten Ansatz für den Grenzzustand der Tragfähigkeit und den Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit gerechnet werden. Hierbei wird der gerissene Bereich über 15 % der jeweiligen Feldlänge angesetzt (siehe Abb. 2.19 rechts). Weitere Erläuterungen

hierzu finden sich in Kapitel 2.2.3. Zusätzlich ist die versteifende Wirkung des Betons zwischen den Rissen bei der Bemessung zu berücksichtigen. Dies kann sowohl direkt bei der Schnittgrößenermittlung als auch über eine pauschale Zusatzspannung im Zuge der Nachweisführung geschehen. Näheres hierzu findet sich in Kapitel 2.2.4.

Da aufgrund der enormen Vereinfachung des Tragwerks auf einzelne Stäbe wenige Elemente notwendig sind, ist auch der Berechnungsaufwand als gering anzusehen. Dies ist positiv, bedeutet es doch ebenfalls einen geringen Zeitaufwand bei der Berechnung und eine schnelle Möglichkeit zur iterativen Berechnung und Anpassung bei Änderungen.

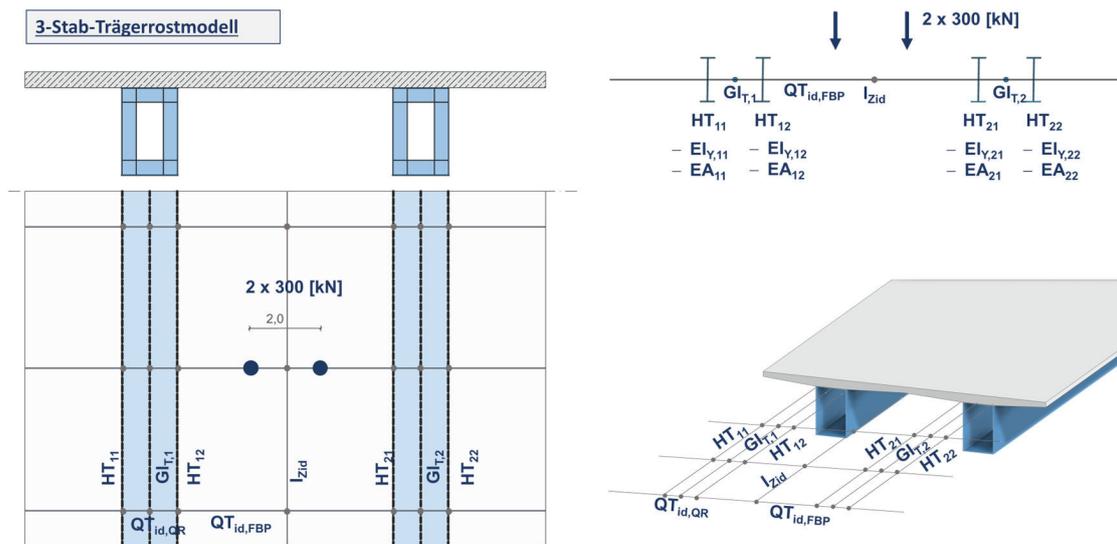
Die Genauigkeit der Abbildung ist gering. Hierdurch werden Effekte negiert, welche bei üblicher Ausführung stets vorhanden sind. So wird zum einen das Quersystem (z.B. in Hohlkastenquerschnitten) als starr angesehen. Die von der Steifigkeit der inneren Querrahmen oder Querverbänden abhängige Profilverformung des Querschnitts kann mit diesem Modell nicht erfasst werden, erzeugt jedoch bei asymmetrischer Laststellung auf dem Hohlkasten zusätzliche Normalspannungen. Auch die durch die Wölbkrafttorsion (vor allem bei offenen Profilen) erzeugten Zusatzspannungen können mit dem Gros der marktüblichen Programme nicht berechnet werden. Der Mangel an Genauigkeit geht somit einher mit einer Zunahme an erforderlichen Zusatzbetrachtungen zur Berücksichtigung ebengenannter Effekte. Dies ist als negativ zu beurteilen.

Positiv hingegen ist die Einfachheit des statischen Systems zu sehen. Es sinkt die Fehleranfälligkeit aufgrund der wenigen zu treffenden Annahmen und Diskretisierungen. Zusätzlich, und das ist in den Augen des Verfassers ein sehr wichtiges Merkmal, lassen sich die an diesem System ermittelten Schnittgrößen und Verformungen über die Vielzahl an hergeleiteten, vereinfachten analytischen Formeln sehr gut prüfen. Die Plausibilität kann schnell und effizient kontrolliert werden, und es können leicht aussagekräftige Plots der erzielten Ergebnisse erzeugt werden.

### 3-Stab-Trägerrostmodell

Das 3-Stab-Trägerrostmodell ist gegenüber dem 1-Stab-Trägerrostmodell das allgemeinere. Hierbei wird jeder geschlossene Querschnitt durch insgesamt drei Stäbe (bzw. Stabzüge) idealisiert (siehe auch GARG [51]). Es sind dies die zwei Querschnitte in Achse der Hauptträgerstege und ein mittig laufender Zentralstab (siehe Abb. 2.20). Die zwei Hauptträgerstäbe erhalten jeweils die hälftige Dehn- sowie Biegesteifigkeit -  $E A$  und  $E I_Y$  (bzw. effektive Biegesteifigkeit im Falle der Berücksichtigung von Schubverzerrungen) - des gesamten betrachteten Hauptträgers. Der Zentralstab erhält die St. Venant'sche Torsionssteifigkeit  $G I_T$  sowie die Biegesteifigkeit in Querrichtung  $E I_Z$  (siehe auch SCHMITT [92]). Die anderen Anteile werden in den jeweiligen Stabquerschnitten zu null gesetzt. Diese drei Stäbe werden über ideale Querträger gekoppelt, welche die Querrahmen- bzw. Querverbandssteifigkeit des Querschnittes abbilden. Liegen mehrere Hauptträger nebeneinander, werden diese über ideale Querträger gekoppelt, welche die Stütz- und Endquerträger bzw. die Fahrbahnplatte abbilden. Das so entstandene Trägerrostsystem ist in der Lage beliebige Brückengeometrien abzubilden.

Auch hier erfolgt die Querschnittseingabe als Gesamtquerschnitt, d.h. Betonfahrbahnplatte und Stahlträger werden in einem Querschnitt unter Annahme eines starren Verbundes zusammengefasst. Die zum 1-Stab-Trägerrostmodell gegebenen Erläuterungen bezüglich der Beeinträchtigung der Querschnittswerte durch die Schubverzerrungen breiter Gurte und der Rissbildung in der Fahrbahnplatte gelten hier analog. Sie sind daher ebenfalls über die gegebenen oder andere geeignete Ansätze zu berücksichtigen. Die versteifende Wirkung und damit einhergehende Umlagerung der Momente auf die Stützbereiche von Durchlaufträgern aufgrund der Mitwirkung des Betons zwischen den Rissen kann auch hier über die Anpassung der Querschnittswerte schon bei der Schnittgrößenermittlung berücksichtigt werden (siehe hierzu nähere Erläuterungen in Abschnitt 2.2.4).



**Abb. 2.20:** globale Modellbildung über 3-Stab-Trägerrostmodell – Hauptträger über drei Stäbe und Betonfahrbahnplatte über ideale Querträger abgebildet

Die Lagerung des Systems zur Berücksichtigung der verschiedenen teilweise oder ganz behinderten Freiheitsgrade erfolgt analog dem 1-Stab-Modell über diskrete Knotenlager an den vorher definierten Knoten. Soll ein geschlossener Hohlkasten ausschließlich über ein Knotenlager gelagert werden, so ist ein ausreichend steifer ideeller Querträger (innere Aussteifung) zu verwenden und ein mittig angeordnetes Knotenlager. Die Lasteingabe erfolgt analog dem 1-Stab-Modell meist als Strecken- oder Einzellasten auf den Hauptträgerstäben. Bei der Eingabe asymmetrischer Lastanteile sollte für die Eingabe eine Kombination aus vertikaler Last und Moment auf den zentralen Torsionsstab gewählt werden, um so die Beanspruchung der Queraussteifung richtig zu erfassen (SCHMITT [92]).

Die Schnittgrößenermittlung der einzelnen Tragelemente erfolgt auch hier auf Basis der Balkentheorie für Stabelemente mit 6 Freiheitsgraden. Anders als beim 1-Stab-Modell wird der Querschnitt in Querrichtung allerdings nicht als starr angenommen, sondern durch die eingegebene Schub- und Biegesteifigkeit des ideellen Querträgers gekoppelt. Es können somit die Auswirkungen der Profilverformung und der Wölbkrafttorsion über sich ergebende unterschiedliche Längsspannungen in den zwei Hauptträgerstäben berücksichtigt werden. Wichtig ist hierfür die realitätsnahe Ermittlung der Steifigkeit der ideellen Querträger (siehe auch UNTERWEGER [99]). Ansätze zur Berechnung der

Querrahmenbeanspruchung liefern u.a. *VOLKE* [100] und *UNTERWEGER* [98]. Tendenziell werden bei der hier gewählten Modellierungsstrategie die ermittelten Beanspruchungen für die idealisierten Hauptträger über- für die Querstäbe jedoch unterschätzt (*SCHMITT* [92]).

Der Eingabeaufwand ist gegenüber dem 1-Stab-Modell aufgrund der etwas feineren Diskretisierung und der zusätzlich zu ermittelnden Querschnittssteifigkeiten zwar etwas erhöht, er ist jedoch aufgrund der Elementierung über Stabelemente immer noch als relativ gering anzusehen. Hauptaugenmerk liegt auf der oben genannten wirklichkeitsnahen Bestimmung der Querrahmensteifigkeit für die Kopplung zwischen den aufgeteilten Hauptträgersträngen. Besonders bei im Grundriss stark gekrümmten Brücken kann es aufgrund einer falsch angesetzten Querrahmensteifigkeit zu deutlich abweichenden Ergebnissen gegenüber einer feineren Modellierung am Falwerk führen. Dies betrifft neben Lagerkräften auch die ermittelten Schnittgrößen und sollte gegebenenfalls über eine Sensitivitätsanalyse unter Variation der angesetzten Querrahmensteifigkeit überprüft werden. Der Berechnungsaufwand entspricht dem Eingabeaufwand und ist ebenfalls positiv zu bewerten.

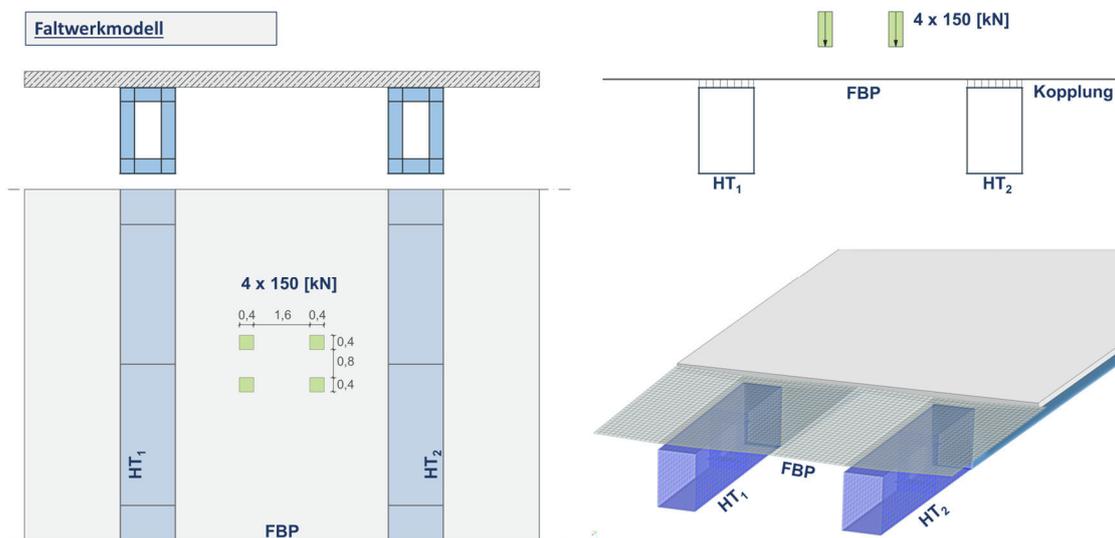
Die Fehleranfälligkeit einer solchen Modellierung ist als eher klein und somit positiv einzustufen. Neben den auch schon beim 1-Stab-Trägerrostmodell zu treffenden Annahmen bezüglich der anzusetzenden Querschnittssteifigkeiten besteht die größte Gefahr in einer oben genannten fehlerhaften Abschätzung der Steifigkeiten des ideellen Querträgers. Die Prüfbarkeit der Ergebnisse auf Plausibilität ist jedoch als gut einzustufen, liegen doch viele hergeleitete analytische Formeln vor, welche bei Balkentragwerken (überschlägige) Schnittgrößen- und Verformungsberechnungen zulassen.

Generell liegen Genauigkeit und Leistungsniveau auf einem mittleren Niveau. Durch die getrennte Abbildung der einzelnen Tragwerksteile und ihrer Steifigkeiten lässt sich das globale Tragverhalten solcher hohlkastenförmigen Querschnitte gut abbilden. Auch die antimetrisch wirkenden Lastanteile werden erfasst und führen zu unterschiedlichen Längsspannungen in den zwei idealisierten Hauptträgerstäben. Somit werden die Auswirkungen aus Profilverformung und der Wölbkrafttorsion annähernd erfasst (*UNTERWEGER* [99]). Aufgrund der Abbildung als ein Stabelement werden in den Längsträgergurten infolge der vertikalen Lastanteile (symmetrisch und antimetrisch) jedoch konstante Spannungen in Längsrichtung ermittelt. Dies stimmt mit den infolge Verwölbung auftretenden linearen Verläufen in Gurtquerrichtung nicht überein. Die Berücksichtigung ist jedoch üblicherweise aufgrund der meist geringen Anfälligkeit von Hohlkastenquerschnitten gegenüber Wölbkrafttorsion (sehr hohe St. Venant'sche Torsionssteifigkeit) ausreichend genau.

Einige Effekte, wie zum Beispiel das Längs- und Quertragverhalten der Fahrbahnplatte, oder realistische für den Grenzzustand der Ermüdung relevante Beanspruchungen in der Querrahmenecke, müssen über Zusatzbetrachtungen berücksichtigt werden. Auch die Ermittlung des Schubflusses in der Fuge zwischen Stahlträger und Stahlbetonfahrbahnplatte muss durch analytische Berechnungsansätze zusätzlich erfolgen. Aufgrund des etwas höheren Detaillierungsgrades sind jedoch weniger Zusatzbetrachtungen als bei einem 1-Stab-Trägerrostmodell notwendig.

### Faltwerkmodell

Eine genauere Möglichkeit zur Berechnung der Gesamtstruktur bietet heute die Modellbildung über die Finite-Element-Methode, kurz FEM, als Faltwerksmodell. Hierbei wird die Gesamtstruktur in beliebig viele Einzelteile zerlegt. Die Einzelemente können je nach Beanspruchungsart als Scheiben-, Platten oder Schalenelemente definiert werden. Gewisse stabförmige Bauteile (z.B. Fachwerkdiagonalen) können auch als Stab- bzw. Balkenelemente abstrahiert werden. Sind genauere Untersuchungen der Spannungen oder Dehnungen dicker oder auch unregelmäßig geformter Strukturteile notwendig, können diese als Volumenelemente abstrahiert werden (z.B. Gussknoten bei komplexen Fachwerksystemen). Die Dauer der EDV-gestützten numerischen Berechnung ist heute aufgrund der enorm wachsenden Rechnerleistungen (zumindest im Falle linear-elastischer Tragwerksanalysen) kein limitierender Faktor mehr. Die Überführung eines Querschnitts in ein FE-Faltwerkmodell ist in Abb. 2.21 exemplarisch für einen zwei-stegigen Plattenbalken mit Stahlhohlkästen gezeigt.



**Abb. 2.21:** globale Modellbildung über Faltwerkmodell – Hauptträger und Betonfahrbahnplatte über Schalenelemente abgebildet

Gegenstand der hier durchgeführten Untersuchungen sind Balkenbrücken in Verbundbauweise mit unten liegendem Stahlträger und oben liegender Stahlbetonfahrbahnplatte. Die Längs- und Querträger aus Stahl werden hierbei in der Regel als Schalenelemente abstrahiert. Auch die Betonfahrbahnplatte kann zweckmäßig mittels Schalenelementen definiert werden (vgl. WEYER; UHLENDAHL [103] oder GEIBLER [53]). Die Kopplung zwischen den Schalenelementen der Fahrbahnplatte und des Obergurtes kann über Balken- oder spezielle Koppelstäbe abgebildet werden, bei welchen über die Gelenkdefinitionen die Schub- oder Zugsteifigkeiten der Verbundfuge berücksichtigt werden können. Für die Abbildung eines starren Verbundes reicht die Definition der verschiedenen Rotationsmöglichkeiten als Gelenkdefinition in der Regel aus (siehe auch Abschnitt 5.1.1). Wichtig ist die möglichst reale Abbildung aller aussteifenden Elemente, da durch sie das Verhalten der abgebildeten Struktur maßgeblich beeinflusst wird. So sind z.B. die Auswirkungen der Profilverformung bei asymmetrischer Lastaufbringung nur richtig zu erfassen, wenn Querrahmen oder Querverbände wirklichkeitsnah definiert sind.

Ein wichtiger Punkt ist die korrekte Eingabe der Steifigkeit der Schalenelemente für die Abbildung der Stahlbetonfahrbahnplatte. Die Abnahme der Dehnsteifigkeit der Fahrbahnplatte aufgrund von Rissbildung ist zur korrekten Ermittlung der Schnittgrößen des globalen Systems zu berücksichtigen. Dies kann auf unterschiedliche Weise, z.B. über die Anpassung des gewählten E-Moduls oder die Reduktion der entsprechenden Terme der Steifigkeitsmatrix erfolgen. Näheres hierzu findet sich in Abschnitt 2.2.3.

Die Lasteingabe der Verkehrslasten erfolgt üblicherweise über Flächenlasten auf den Schalenelementen der Fahrbahnplatte. Es wird so ebenfalls das Längs- und Quertragverhalten der Platte untersucht. Die Lastausbreitung und Querschnittsaktivierung unter Einzellasten kann beurteilt werden. Gesonderte Überlegungen zur Lastausbreitung in der Betonplatte unter Einzellasten mittels analytischer Hilfsmittel (z.B. [21]) können somit entfallen.

Üblicherweise werden die FE-Berechnungen von Faltwerken im Verbundbrückenbau linear-elastisch durchgeführt. Dies ist insofern sinnvoll, da für eine nichtlineare Berechnung (zum Beispiel zur Berücksichtigung der Rissbildung) viele Annahmen getroffen werden müssen, welche zum Zeitpunkt der Berechnung noch nicht bekannt sein können (genaue Betonierfolge, genaue Betonmaterialkennwerte, genaue Zusammensetzung und somit zeitliche Entwicklung des Betons, Verzögerungen im Bauablauf etc.). Eine Vorgabe all dieser Parameter in der Berechnung würde einen zu großen Eingriff in die Ausführungsplanung bedeuten und somit die wirtschaftliche Ausführung behindern. Wird dennoch eine nichtlineare Berechnung ohne Kenntnis der entsprechenden Parameter durchgeführt, täuscht dies unter Umständen einen nicht vorhandenen Genauigkeitsgrad vor und ist somit nicht immer zielführend.

Auf die Definition der Lager und auf die exakte Eingabe der umgebenden Bauwerksgeometrie um die gelagerten Knoten herum (unter Berücksichtigung des lokalen Tragverhaltens) muss besonderes Augenmerk gerichtet werden. Eine einzelne Knotenlagerung ohne die Eingabe lastverteilender Elemente ist sicherlich nicht ausreichend, kommt es so doch zu singulären Effekten und einer zu starken Eindrückung und somit ggf. zur Umlagerung von Schnittgrößen im gesamten System. Auch die Eingabe unendlich starrer Schalenelemente kann ggf. zu mangelnder Kompatibilität im System führen. Es hat sich die Eingabe von Lager- und Keilplatten über recht dicke Schalenelemente als brauchbarer Weg erwiesen.

Zweifelsohne bietet die Finite-Element-Methode (FEM) die beste Möglichkeit, ein komplexes dreidimensionales Bauwerk in ein möglichst realistisches mechanisch-mathematisches Modell zu überführen. Hierbei können alle Bauwerksteile, Knoten- und Auflagerpunkte berücksichtigt und somit das Tragverhalten sehr wirklichkeitsnah und genau abgebildet werden. Das Material- und Verformungsverhalten der einzelnen Strukturteile wird gut abgebildet. Es erübrigen sich somit die in der Stabtheorie erforderlichen Annahmen zu nicht abbildbaren Effekten, z.B. zum Ansatz mittragender Breiten aufgrund der Schubverzerrungen in breiten Gurten. Aufgrund der Abbildung als geschlossenes Gesamtsystem erübrigt sich eine Teilung in verschiedene Submodelle (z.B. in globales und lokales Modell), und alle systembedingten Effekte, wie Profilverformung und Verwölbung, werden korrekt erfasst (*GARG* [51]). Das Leistungsvermögen ist daher als hoch und sehr gut einzustufen.

Aufgrund der bei korrekter Eingabe erzielbaren hohen Genauigkeit des Modells und der damit einhergehenden Möglichkeit der tiefgehenden Tragwerksanalyse am Modell können erforderliche Zusatzbetrachtungen minimiert werden. So kann z.B. der Kraftfluss in einer Rahmenecke und der damit einhergehende Spannungszustand deutlich gemacht und somit beurteilt werden und muss nicht an herausgelösten Einzelmodellen untersucht werden. Über die separate Modellierung der Fahrbahnplatte über Schalenelemente kann diese auch direkt mit den erzielten Membran- und Plattenschnittgrößen bemessen werden. Eine Umrechnung der Normalspannungen in Längsrichtung aus dem Stabwerksmodell und die Überlagerung mit den im lokalen Modell ermittelten Biegespannungen sind nicht erforderlich.

Der Eingabeaufwand eines in ausreichender Tiefe abgebildeten Gesamtmodells mittels der FE-Methode ist enorm. Die Konstruktion muss sehr genau abgebildet werden, um eine ausreichend reale Abbildung des Kraftflusses und des Tragverhaltens zu gewährleisten. Das bedeutet im Rückschluss, dass die eigentliche Konstruktion, auch der aussteifenden Bauteile, Rippen und Steifen schon bei der Berechnung bekannt sein oder überlegt werden sollten. Bei einer so genauen Berechnung sollten Modell und spätere Konstruktion sehr gut zusammenpassen, sonst wird eine Genauigkeit vorgetäuscht, welche so nicht vorhanden ist. Der Berechnungsaufwand für die numerische Lösung des Modells ist aufgrund der zahlreichen zu lösenden Gleichungen (abhängig vom Elementnetz und der angewandten Elementierung) zwar hoch, im Falle linear-elastischer Berechnungen jedoch auch in der EDV-Umgebung gängiger Ingenieurbüros tragbar. Nicht-lineare Berechnungen können jedoch einen enormen Zeit- bzw. Berechnungsaufwand erfordern.

Das Fehlerpotenzial bei einer solch aufwendigen Eingabe ist hoch, gemäß *GEIBLER* [53] sind Eingabefehler sogar kaum vermeidbar. Die Kopplungen zwischen den Knoten und auch die Netzführung sind von großer Bedeutung. Aufgrund der empfundenen hohen Genauigkeit und der intuitiven Eingabeform moderner Softwarelösungen werden einer FE-Modellierung auch Fähigkeiten unterstellt, welche nicht vorhanden sind. So ist z.B. die Berechnung von Diskontinuitätsbereichen im Stahlbetonbau nicht ohne weiteres möglich, schon gar nicht bei einer vereinfachten Abbildung durch Schalenelemente (z.B. Rahmenecke in einer Verbundrahmenbrücke). Diese Bereiche müssen über Zusatzbetrachtungen beurteilt werden (z.B. händische Stabwerksmodelle). Ein Versäumnis kann unter Umständen schwere Folgen nach sich ziehen, wie z.B. *SCHLAICH; REINECK* [90] zeigen.

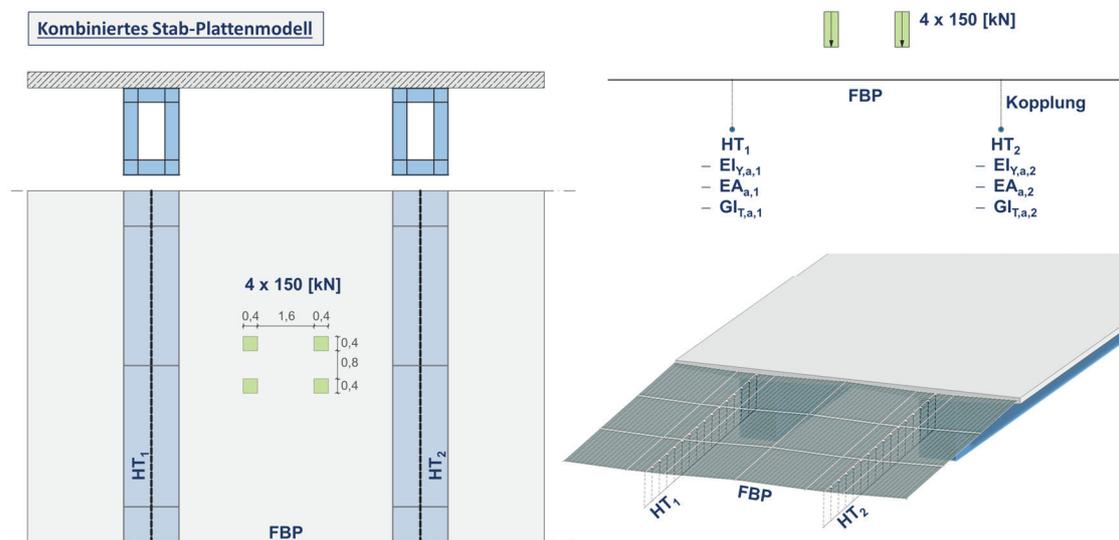
Durch die umfangreiche Abbildung ist es zudem schwer, aussagekräftige Ergebnisdarstellung zu generieren. Die Anschaulichkeit nimmt ab, und die Beurteilung aller Ergebnisse wird mit zunehmender Bauwerkskomplexität mühsam. Plausibilitätskontrollen sind in jedem Falle erforderlich, jedoch ist die Prüfbarkeit durch die oftmals schlechte Anschaulichkeit erschwert. Es scheint vermehrt der Fall zu sein, dass der Blick für das Wesentliche und das globale Tragverhalten verloren geht und sich in Detailbetrachtungen verrannt wird. Das Verständnis der Struktur ist jedoch essentiell für Wirtschaftlichkeit und Optimierung.

Der Verfasser teilt die in *GEIBLER* [53] geäußerte Meinung, dass die Verwendung solcher Stabwerksmodelle in der Regel vermeidbar ist. Zumindest was die Abbildung des Tragsystems als Ganzes angeht. Eine detaillierte Abbildung von Kleinbereichen ist

hiervon ausgenommen, so kann zum Beispiel die Abbildung von Durchdringungsbereichen oder Öffnungen zur Ermittlung ermüdungswirksamer Spannungsschwingspiele durchaus erforderlich sein.

### Kombiniertes Stab-Plattensystem

Eine Kombination aus Flächenelementen und Stabelementen bietet das kombinierte Stab-Plattenmodell (oder besser Stab-Schalenmodell). Hierbei wird die Stahlbetonfahrbahnplatte über Schalenelemente abstrahiert (analog Falterwerkmodell), der Stahlträger liegt als exzentrisches Stabelement in der Schwerachse des Stahlquerschnitts darunter (siehe Abb. 2.22 und SCHMITT [92]). Die Kopplung erfolgt entweder über die Definition von Kopplungsbedingungen oder über die Definition von Balkenstäben mit den entsprechenden Gelenksteifigkeiten. Es gelten die obigen Ausführungen zu den Stabmodellen sowie dem Falterwerkmodell.



**Abb. 2.22:** globale Modellbildung über Stab-Plattensystem – Hauptträger über einen exzentrischen Stab und Betonfahrbahnplatte über Schalenelemente abgebildet

Dem exzentrisch liegenden Stab wird der Querschnitt des reinen Stahlträgers zugewiesen. Die Schubverzerrungen bei breiten Gurten im Stahlträger sind durch den Ansatz mittragender Breiten zu berücksichtigen. Für die Stahlbetonfahrbahnplatte gilt dies nicht, hier wird die Schubverzerrung über die gewählten Schalenelemente direkt mit abgebildet. Die Lastaufbringung erfolgt analog dem Falterwerkmodell als Flächenlast auf den Schalenelementen der Stahlbetonfahrbahnplatte. Die Lagerung wird entsprechend den Ausführungen zum 1-Stab-Trägerrostmodell angesetzt, ggf. ergeben sich weitere zusätzliche Lagerungen für die Stahlbetonfahrbahnplatte.

Der Eingabeaufwand dieser Modellierungsvariante ist im Mittelfeld der hier aufgeführten Abbildungsstrategien anzusehen. Zwar wird durch die Abbildung der Fahrbahnplatte durch Schalenelemente die Ermittlung der mitragenden Breiten aufgrund von Schubverzerrungen umgangen, für die Stahlträger ist diese Abschätzung dennoch erforderlich. Zur Berücksichtigung der Rissbildung in der Stahlbetonplatte gelten die Ausführungen zum Falterwerk analog.

Über die eingegebenen Kopplungen in der Fuge zwischen Stahlträgerobergurt und Fahrbahnplatte, kann der Schubfluss in der Fuge direkt ermittelt werden und muss nicht separat aus der Querkraft bestimmt werden. Die Dimensionierung der Verbundmittel ist hierdurch erleichtert. Es ist allerdings von großer Bedeutung, die Kopplungen nicht zu weit gestaffelt zu setzen. Hierdurch ergeben sich sonst zu große Zwischenbiegemomente in der Fahrbahnplatte, welche über die Koppelstäbe ggf. weitergeleitet werden, so jedoch nicht vorhanden sind. Der Lastabtrag ist dann nicht realistisch abgebildet. Auch Genauigkeit und Leistungsvermögen liegen im mittleren Bereich. Aufgrund der 1-Stab-Modellierung des Stahlträgers werden jedoch auch hier die Effekte aus Wölbkrafttorsion und Profilverformung nicht richtig abgebildet. Es resultieren notwendige Zusatzbetrachtungen. Das lokale Tragverhalten der Stahlbetonfahrbahnplatte wird nur für offene Profile zutreffend ermittelt. Bei Stahlträgern mit nennenswerter Torsionssteifigkeit muss dies in der Kopplungsbedingung mit abgebildet werden, um die Einspannung der Fahrbahnplatte in die Stahlträger zu simulieren. Aufgrund der fehlenden Abstützung auf dem inneren Steg, wird dennoch bei Hohlkästen die Plattenstützweite in Querrichtung überschätzt.

Die Fehleranfälligkeit liegt über der einer 1-Stab-Modellierungsstrategie. Nicht nur die zuvor beschriebene Kopplung ist von großer Bedeutung, auch die Definition der Schalenelemente bzw. deren Steifigkeit zur Berücksichtigung des gerissenen Zustandes muss gut überlegt werden. Es gelten hierzu die Erläuterungen bezüglich des Falterkes.

Die Prüfbarkeit ist besser als beim Falterk, jedoch aufwändiger als bei den Stabwerksmodellen. Über die erzielten Stabschnittgrößen im exzentrisch angeordneten Stahlträger können die Gesamtschnittgrößen ermittelt werden. Die Plattenbiegemomente der Fahrbahnplatte sind hierfür jedoch zusätzlich zu integrieren und mit den anderen zu überlagern.

#### Zusammenfassung globale Tragwerksmodelle

Generell ist zusammenfassend festzuhalten, dass mit zunehmender Abbildung von Querschnitts- bzw. Tragwerksteilen der Eingabe- und Berechnungsaufwand sowie die Fehleranfälligkeit steigen. Gleichzeitig steigen Genauigkeit und Leistungsfähigkeit. Die Prüfbarkeit und die erforderlichen Zusatzbetrachtungen nehmen ab. Ein Versuch der Einordnung und Wertung ist in Abb. 2.23 abgebildet. Bei den Stabwerksmodellen ist das 3-Stab-Trägerrostmodell das allgemeinere und bietet sich somit als Modellierungsstrategie u.a. bei Hohlkästen an. Das 1-Stab-Trägerrostmodell bedarf aufgrund seiner enormen Vereinfachung (meistens) deutlich mehr Zusatzbetrachtungen. Das Falterkmodell ist aufgrund der hohen Genauigkeit und des damit einhergehenden großen Leistungsvermögens am besten geeignet, komplexe Tragwerksstrukturen abzubilden. Diese Modellierungsvariante wird daher auch oft als Referenzmodell hinzugezogen (vgl. Kapitel 4).

Modell	Eingabeaufwand	Berechnungsaufwand	Genauigkeit	Leistungsvermögen	Fehleranfälligkeit	Zusatzbetrachtungen	Prüfbarkeit
1-Stab-Trägerrost	Gering	Gering	Gering	Gering	Gering	Hoch	Hoch
3-Stab-Trägerrost							
Kombiniertes Stab-Plattensystem							
Faltwerk							

**Abb. 2.23:** Zusammenfassung globale Tragwerksmodelle und Bewertung maßgebender Kriterien (blau = positiv, rot = negativ)

## 2.2.2 Erfassung des Tragverhaltens quer (lokal)

Die zuvor beschriebenen Modellierungsvarianten dienen der Ermittlung des globalen Tragverhaltens (in Längsrichtung). Zur Erfassung des lokalen Tragverhaltens der Stahlbetonfahrbahnplatte ist in vielen Fällen (Stabwerksmodelle und Stab-Plattenkombination) eine separate Berechnung selbiger notwendig. Eine Auswertung vieler Statischer Berechnungen ausgeführter Brücken gibt Einsicht in den aktuellen Stand der Technik bei der Berechnung der lokalen Plattenschnittgrößen. Hierbei zeigte sich, dass die Herangehensweise unter den verschiedenen Planungsbüros (teilweise auch innerhalb der verschiedenen Planungsbüros) auch bei vergleichbaren gegebenen Randbedingungen durchaus uneinheitlich ist. Generell lassen sich zwei grobe Strategien feststellen, wobei sich die zweite hierbei wiederum in drei weitere Untervarianten unterteilen lässt. Es sind dies die zwei Hauptstrategien *Ermittlung der Plattenschnittgrößen (in Querrichtung) aus dem globalen Modell* und *Ermittlung der Plattenschnittgrößen am separaten Plattenmodell der Fahrbahnplatte*. Die Ermittlung der Plattenschnittgrößen am separaten Plattenmodell unterteilt sich wiederum in drei Varianten bei der Annahme der Lagerungen in Plattensystem mit *starrer Lagerung*, *elastischer Lagerung* und *Stablagerung*. Eine Überlagerung oder Durchführung mehrerer der genannten Strategien ist ebenfalls möglich. Auf die insgesamt vier Varianten soll im Folgenden genauer eingegangen werden.

### Ermittlung der Plattenschnittgrößen aus dem globalen Modell

Diese Variante ist in Abhängigkeit der gewählten Modellierungsstrategie für das globale Modell zu unterscheiden. Bei der Modellierungsvariante *Faltwerk* können die Plattenschnittgrößen direkt aus der Berechnung am Gesamtsystem entnommen werden. Es sind alle Effekte berücksichtigt und der lokale Lastabtrag wird realitätsnah abgebildet. Die Bemessung kann anhand der so ermittelten Schnittgrößen erfolgen. Auf eine Besonderheit ist an dieser Stelle jedoch hinzuweisen. Wenn die Modellierung des Gesamtsystems ausschließlich unter Berücksichtigung der Rissbildung im Stützbereich erfolgte (z.B. über eine Anpassung des E-Moduls), werden die Querkräfte aufgrund konzentrierter Einzellasten im Stützbereich zu gering ermittelt. Es werden zwar üblicherweise die Feldbereiche (ab ca.  $0,15 \cdot L$ ) ungerissen, d.h. ohne Abminderung der Steifigkeit, modelliert, hier werden aber aufgrund der Nachgiebigkeit der Längsträger unter Umständen kleinere Querkräfte ermittelt. Es sollte daher die Querkraft auch im

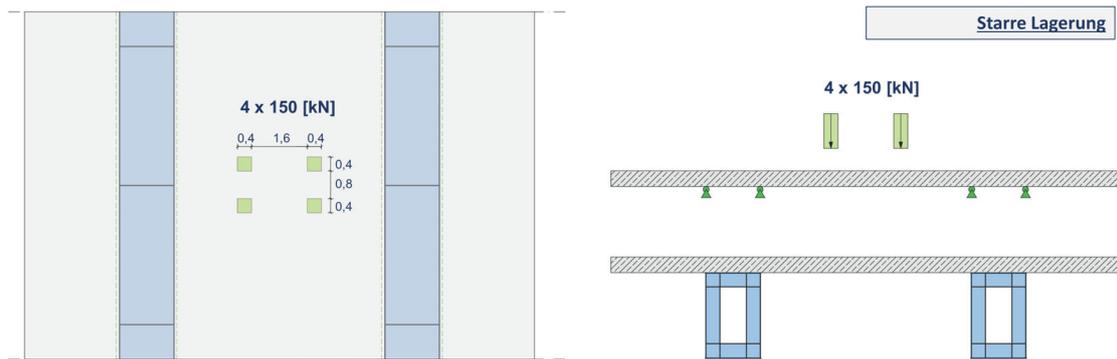
Stützbereich mittels einer Rechnung ohne Abminderung der Steifigkeit infolge Rissbildung erfolgen.

Auch bei der Modellierungsvariante *kombiniertes Stab-Plattensystem* wurden bei untersuchten Statischen Berechnungen die Plattenschnittgrößen aus dem globalen Modell entnommen. Bei offenen Längsträger-Querschnitten ist dies, unter Berücksichtigung der gegebenenfalls vorhanden Torsionssteifigkeit (z.B. durch Querverbände) durchaus möglich. Bei Hohlkastenquerschnitten wird aufgrund der üblicherweise in der Stahlträgermitte angeordneten Systemlinie jedoch die Abstützung der Fahrbahnplatte auf dem Innensteg nicht mit abgebildet. Auch die Schnittgrößenentnahme aus einem Plattenschnitt entlang des Innensteges liefert hier nicht zwangsläufig die korrekten (bzw. möglichst korrekten) Schnittgrößen zur Plattenbemessung. Entsprechende Vergleichsrechnungen finden sich in Abschnitt 3.2.

Im Falle einer globalen Modellierung als Stabwerksmodell können nicht alle erforderlichen Schnittgrößen für die Bemessung der Fahrbahnplatte aus diesem Modell gezogen werden. Das gesamte lokale Tragverhalten der Platte in Längsrichtung, hierzu gehört auch die Ausbreitung und daraus entstehende Biegemomente unter konzentrierten Einzellasten (Radlasten), sind naturgemäß nicht mit abgebildet. Auch die Plattenschnittgrößen in Querrichtung sind allenfalls überschlägig ermittelbar. Bei einer Lastaufbringung auf den ideellen Querträgern sind die entstehenden Biegemomente maßgeblich vom gewählten Abstand der ideellen Querträger und der Lastaufbringung selbst abhängig. Gleichzeitig müssten die so berechneten Schnittgrößen auf eine gewisse mittragende Breite umgerechnet werden (z.B. nach [21]). Diese Art der überschlägigen Ermittlung scheint in der heutigen Berechnungspraxis mit überall vorhandenen EDV-Kapazitäten nicht mehr zeitgemäß. Einzig die resultierenden Biegemomente der ideellen Querträger infolge der Querverteilung bei ungleicher Belastung der Längsträger sind nutzbar und je nach Modellierung des lokalen Plattensystems mit den dort ermittelten Beanspruchungen zu überlagern (siehe hierzu Kapitel 3). Eine separate Modellierung des Plattensystems ist in jedem Falle erforderlich. Erläuterungen zu den verschiedenen möglichen Modellierungsstrategien der lokalen Plattensysteme folgen in den nachfolgenden Abschnitten.

#### Lokales Plattensystem mit starrer Lagerung

Bei dieser Modellierungsstrategie wird ein ausreichend großer Abschnitt der Fahrbahnplatte herausgelöst und als FE-System mittels Plattenelementen abstrahiert. Aufgrund der reinen Biegeverformungen infolge vertikaler Lasten reicht diese Art der Elementdefinition aus. Sind allerdings nennenswerte Normalspannungen in der Platte vorhanden, zum Beispiel aufgrund schräger Stege, ist dies entsprechend zu berücksichtigen und eine Definition mittels Schalenelementen vorzusehen. Als Lagerung werden in allen Achsen mit stützenden Querschnittsteilen (Stege) starre Lagerungen in vertikaler Richtung vorgesehen (siehe Abbildung 2.24).



**Abb. 2.24:** lokale Modellbildung über Plattensystem mit starrer Lagerung auf den HT-Stegen

Aufgrund der durch die starren Lager resultierenden geringen Lastausbreitung in Längsrichtung kann der modellierte Abschnitt so klein gewählt werden, dass alle maßgeblichen Effekte mindestens einmal abgebildet sind. Dies schließt eine Auflagerung auf gegebenenfalls vorhandenen Tragelementen in Querrichtung (Stützquerträger, Feldquerträger, Endquerträger) ein. Die resultierenden Beanspruchungen können dann auf das gesamte Plattensystem angewandt werden.

Die Definition der Steifigkeit der Fahrbahnplattenelemente (Berücksichtigung der Rissbildung) kann analog den vorherigen Ausführungen zum Faltwerk erfolgen. Es sei an dieser Stelle jedoch angemerkt, dass ein lokales Modell mit Berücksichtigung der Rissbildung (und damit abgeminderter Steifigkeit) nicht alleinig ausreichend zur Berechnung der Plattenschnittgrößen ist. Vielmehr ist aufgrund diverser Faktoren immer auch (oder „nur“ – siehe Abschnitt 3.2) eine Berechnung mit den Steifigkeiten der ungerissenen Fahrbahnplatte erforderlich. Gründe hierfür sind unter anderem, dass eine Rissbildung lokal nicht sicher unterstellt werden kann, siehe hierzu Kapitel 4 – *Monitoringmaßnahmen*. Es würden somit im GZT, auch für durchaus spröde Versagensmechanismen – z.B. Versagen der Betondruckstrebe, unter Umständen zu geringe Bemessungsschnittgrößen ermittelt. Auch für weitere Versagensmodi im GZT, wie zum Beispiel der Nachweis der Schubkraftübertragung in gegebenenfalls vorhandenen Fugen oder der Nachweis der Spannung in der Bewehrung aufgrund von Biegemomenten, sollten die (erhöhten) Schnittgrößen einer Berechnung ohne Berücksichtigung der Rissbildung angesetzt werden. Des Weiteren sollten für die Nachweise der Betonspannungen im Grenzzustand der Ermüdung ebenfalls die ohne Berücksichtigung der Rissbildung ermittelten Schnittgrößen verwendet werden. Zusätzlich verbleiben die Feldbereiche oftmals im ungerissenen Zustand, was somit eine entsprechende realitätsnahe Modellierung erfordert.

Ein weiterer wesentlicher Vorteil einer Eingabe der ungerissenen Steifigkeit ist die geringe Fehleranfälligkeit. Der Betonfahrbahnplatte wird der normative (oder gegebenenfalls ermittelte) E-Modul des ungerissenen Stahlbetons zugewiesen. Das Verhalten des Materials wird als isotrop, linear eingestuft. Ein Eingriff in die Material- oder Steifigkeitsdefinition ist daher nicht notwendig. Eingabefehler sind hier entsprechend selten und die produzierten Ergebnisse durch Vergleichsrechnungen gut prüfbar.

Es ist aufgrund der vielen untersuchten statischen Berechnungen festzuhalten, dass die lokalen Modelle der Fahrbahnplatten heute üblicherweise im (treffenden) ungerissenen

Zustand erstellt werden. Durch diese Vorgehensweise werden die Schnittgrößen zur Plattenbemessung meist hinreichend genau erfasst.

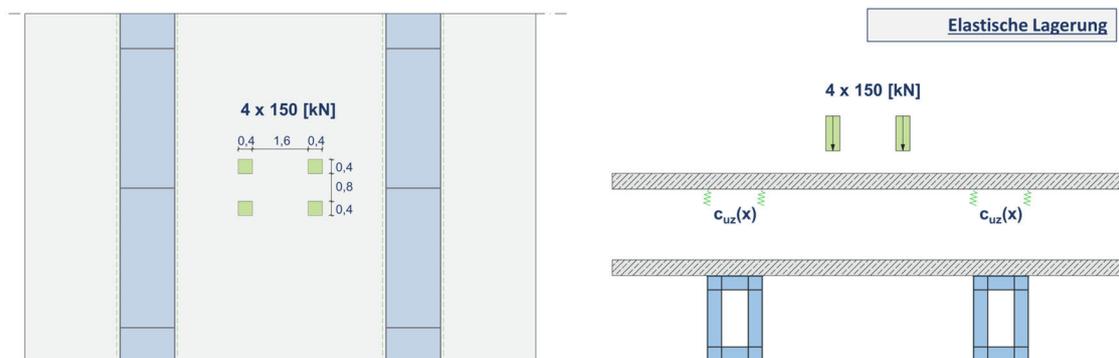
Die Eingabe der vertikalen Lasten kann entsprechend den Erläuterungen zum Fallwerk als Flächenlasten auf die Plattenelemente erfolgen. Eine Lastausbreitung infolge Fahrbahnbelag und Plattendicke kann berücksichtigt werden. Siehe hierzu jedoch die Erläuterungen zu aktuellen Forschungsvorhaben im Bereich der Querkrafttragfähigkeit (z.B. ADAM *et al.* [1]).

Der Eingabeaufwand dieser Variante ist gering. Die starren Lager erfordern keinerlei Zusatzberechnung zur Steifigkeitsabschätzung. Der Rechenaufwand bei linear, elastischer Berechnung ist entsprechend klein und maßgeblich von der gewählten Größe des abgebildeten Brückenabschnittes und den eingegebenen Laststellungen abhängig.

Aufgrund der hier abgebildeten in vertikaler Richtung starren Lager in den Stegachsen der Längsträger kann eine Querverteilung aufgrund unterschiedlich belasteter Längsträger nicht berechnet werden. Die alleinige Bemessung der Fahrbahnplatte auf Grundlage der in der lokalen Berechnung ermittelten Schnittgrößen in Querrichtung ist daher nicht ausreichend. Vielmehr muss hier eine Überlagerung mit den im globalen Modell ermittelten Schnittgrößen infolge ungleicher Belastung der Längsträger erfolgen. Auf die Stimmigkeit der Überlagerung so ermittelter Schnittgrößen wird in Kapitel 3 genauer eingegangen.

#### Lokales Plattensystem mit elastischer Lagerung

Alternativ zu den obigen Ausführungen kann die Lagerdefinition in den Achsen der stützenden Querschnittsteile auch elastisch, d.h. über Federkennlinien in vertikaler Richtung, erfolgen – siehe Abb. 2.25.



**Abb. 2.25:** lokale Modellbildung über Plattensystem mit elastischer Lagerung auf den HT-Stegen

Die so simulierte vertikale Verformung der Längsträger unter Last- ermöglicht einerseits die Berücksichtigung der Querverteilung bei ungleicher Belastung der Längsträger und andererseits eine realistischere Abbildung der Ausbreitung in Längsrichtung unter konzentrierten Einzellasten (Rad- und Achslasten).

Um die oben genannten Effekte möglichst wirklichkeitsnah zu erfassen, bedarf es der treffenden Ermittlung der anzusetzenden vertikalen Federsteifigkeiten. Diese können anhand eines Abgleichs mit dem globalen Modell so kalibriert und festgelegt werden, dass sich unter gleicher Last eine ähnliche Verformung in vertikaler Richtung einstellt.

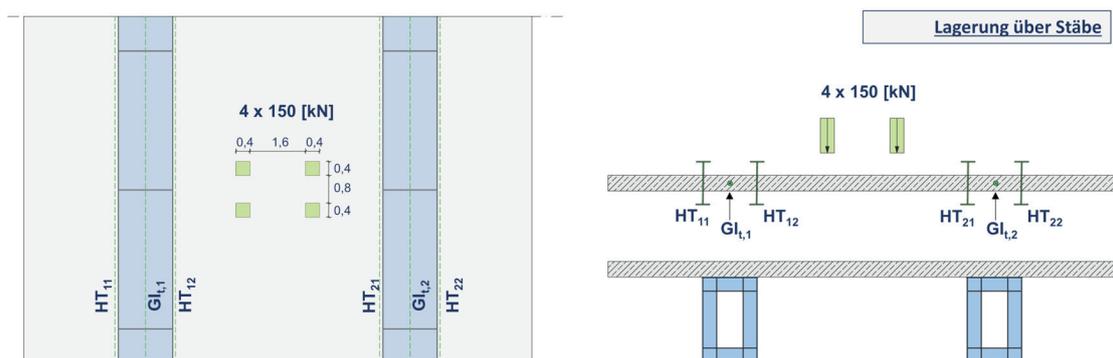
Bei richtiger Anwendung erübrigt sich somit eine Überlagerung mit den am globalen Modell ermittelten Biegemomenten der ideellen Querträger in Querrichtung infolge Querverteilung.

Die Ermittlung der anzusetzenden Federsteifigkeit der vertikalen Lager ist nicht trivial und bedarf üblicherweise mehrerer Iterationsschritte. Gleichzeitig kann es durch eine fehlerhafte Annahme der vertikalen Federsteifigkeit, durchaus zu einer lediglich scheinbar erhöhten Genauigkeit gegenüber der obigen Modellierungsvariante kommen. In jedem Falle ist die Fehleranfälligkeit eines solchen Modells bezogen auf die Modellierung von in vertikaler Richtung starren Auflagern erhöht.

Für die weiteren Aspekte dieser Modellierungsvariante gelten die Ausführungen zur starren Lagerung sinngemäß.

### Lokales Plattensystem auf Stabelementen

Eine weitere Möglichkeit der Lagerung des separaten lokalen Plattensystems zur Bestimmung der Bemessungsschnittgrößen der Fahrbahnplatte liegt in einer Lagerung auf Stäben (siehe u.a. *GEIBLER et al. [56]*). Hierbei wird im Falle von offenen Profilen jeweils ein Stab mit der Biegesteifigkeit des Gesamtquerschnitts in der Hauptträgerachse angeordnet. Die Abbildung im Falle von Hohlkästen ist in der aktuellen Bemessungspraxis uneinheitlicher. Es werden insgesamt bis zu drei Stäbe analog der Vorgehensweise beim 3-Stab-Trägerrostsystem angeordnet, d.h. jeweils ein Stab mit hälftiger Biegesteifigkeit des Gesamtquerschnitts in den Achsen der Hauptträgerstege und ein in der Achse des Hohlkastens angeordneter Stab mit der Torsionssteifigkeit des gesamten Hohlkastens. Eine schematische Übersicht ist in Abb. 2.26 gegeben. In einigen begutachteten Berechnungen wurden die Torsionsstäbe auch vereinfachend nicht berücksichtigt. Untersuchungen und der Versuch einer Einordnung der erforderlichen Abbildungsgenauigkeit dieser Modellierungsvariante werden daher in Kapitel 3.2 durchgeführt.



**Abb. 2.26:** lokale Modellbildung über Plattensystem mit Lagerung über Stäbe des idealisierten Haupttragwerks

Als Grenzen der so gewählten Abbildung bietet sich der Abstand der Momentennulldurchgänge des Durchlaufträgersystems in globaler Längsrichtung an. Im Allgemeinen ist somit eine Abbildung über 70 [%] der Feldlänge hinreichend genau. Die Lagerung der Stäbe erfolgt auf gelenkigen Punktlagern an den Stabenden. Entsprechende zusätzliche Lagerungsbedingungen, um das System nicht kinematisch

zu halten, können über Lager in den Symmetrieachsen oder über weiche Feder-Lager generiert werden. Die ideellen Torsionsstäbe sollten mit Gabellagern an den Stabenden versehen werden.

Alternativ kann auch ein ganzes Feld zwischen zwei benachbarten Pfeilern abgebildet werden. Im Falle eines vorhandenen Stützquerträgers in der Pfeilerachse kann am Modellende auch eine entsprechende querlaufende vertikale Lagerung (starr bzw. sehr steif) sowie eine Einspannung in Brückenlängsrichtung berücksichtigt werden. Bei dieser Art der Abbildung werden die Durchlaufträgereffekte mit simuliert und eine Versteifung im nahen Stützbereich mit einbezogen.

Als ergänzende Erläuterungen zur Last- und Elementeingabe dienen die obigen Ausführungen zur Plattenberechnung mit starren Lagern.

Der Eingabeaufwand einer solchen Modellierungsstrategie ist naturgemäß höher als bei den obigen Varianten. Es müssen neben den notwendigen Eingaben zur Plattendefinition (Materialien, Flächen, Elemente etc.) zusätzliche Stabzüge samt Stabdefinitionen (Elemente, Querschnitte, Materialien etc.) eingeführt werden. Allerdings sollten diese schon aus den globalen Stabwerksberechnungen (1-Stab- bzw. 3-Stab-Trägerrostsystem) bekannt sein. Mit dem Eingabeaufwand steigt die Fehleranfälligkeit entsprechend. Allerdings handelt es sich immer noch um vertraute Überlegungen der Abbildung und daher theoretisch leicht greifbare Eingaben.

Gegenüber der Variante mit elastischer Lagerung ist es vorteilhaft, dass die Federkennwerte der vertikalen Lager nicht iterativ bestimmt werden müssen, sondern die Nachgiebigkeit der Hauptträger über die Querschnittsdefinition direkt korrekt erfasst wird. Die oben genannten Effekte zur Lastausbreitung in Längsrichtung und zur Querverteilung bei ungleicher Belastung der Längsträger werden bei dieser Modellierungsstrategie sehr genau erfasst. Eine Überlagerung mit den am Stabwerksmodell ermittelten Biegemomenten der ideellen Querträger in Brückenquerrichtung ist daher nicht erforderlich. Weitere Untersuchungen zu dieser Art der separaten lokalen Modellierung finden sich in Kapitel 3.2.

### **2.2.3 Modellierung Zustand II Bereich**

#### Allgemeines

In Stahl-Verbundtragwerken werden die verschiedenen Baustoffe ihren Stärken entsprechend angeordnet. Es sind dies die große Duktilität und Streckgrenze des Baustahls und die hohe Druckfestigkeit des Stahlbetons. Daher wird bei Verbundbrücken der Stahlträger meist unten, hier herrscht im Feldbereich die größte Zugspannung, und die Stahlbetonfahrbahnplatte oberhalb des Stahlträgers, im Druckbereich, angeordnet. Gleichzeitig dient sie somit als Fahrbahn und Lastverteilungsebene für die konzentrierten Rad- und Achslasten. Bei statisch unbestimmten Durchlaufträgern ist es allerdings im Stützbereich unvermeidbar, dass sich die Spannungsverteilung gegenüber dem Feldbereich infolge Ausbau-, Verkehr- und Temperaturlasten sowie sekundärer Schwindefeffekte umkehrt. Es muss daher eine entsprechende Bewehrung zur Aufnahme der Zugkräfte im Stahlbetongurt angeordnet werden. Diese wird so dimensioniert, dass einerseits ein Fließen der Bewehrung bei

Rissbildung verhindert und andererseits die Rissbreite auf ein verträgliches Maß zur Wahrung der Dauerhaftigkeit begrenzt wird. Durch die Rissbildung wird jedoch die Dehn- und Biegesteifigkeit des Stahlbetongurtes verringert. Somit verringert sich auch die Gesamtbiegesteifigkeit des Verbundquerschnitts in den Bereichen mit Rissbildung.

Bei Balkenbrücken in Verbundbauweise handelt es sich üblicherweise um Durchlaufträgersysteme und damit um statisch unbestimmte Tragwerke. Auch die oftmals für Autobahn- oder Landstraßenquerungen verwendeten Verbundrahmenbrücken sind statisch unbestimmt. Demnach hat die Steifigkeit der Tragwerksstruktur Einfluss auf die Schnittgrößenverteilung. Getreu dem Motto „Steifigkeit zieht Last an“ erfolgt durch den Steifigkeitsabfall aufgrund der Rissbildung im Stützbereich eine nicht zu vernachlässigende Umlagerung der Schnittgrößen in die Felder. Die Stützmomente nehmen ab, die Feldmomente zu. Dieser Umstand ist bei der Berechnung statisch unbestimmter Verbundtragwerke zu berücksichtigen und wird demnach auch in ähnlicher Formulierung in der aktuell gültigen Bemessungsnorm für Verbundbrücken gefordert. So heißt es etwa in Abschnitt 5.2.1 (4) in [38]: „Bei der Bestimmung der Steifigkeiten des Tragwerks müssen die Einflüsse aus der Rissbildung ... berücksichtigt werden.“

Sofern keine genaueren Berechnungen (dies ist in der Norm [38] nicht weiter definiert) durchgeführt werden, kann die Rissbildung im Betongurt durch zweierlei Näherungsverfahren berücksichtigt werden. Zum einen ist dies das schon in Abschnitt 2.2.1 vorgestellte Verfahren für Durchlaufträger mit ähnlichen Spannweiten in angrenzenden Feldern (siehe Abb. 2.19 rechts). Hierbei wird um die betrachtete Stützung herum über eine Länge von 15 [%] der jeweiligen Feldlänge die Steifigkeit des gerissenen Querschnitts (ggf. unter Berücksichtigung des Tension-Stiffening-Effekts siehe Abschnitt 2.2.4) angesetzt. Gemäß *UNTERWEGER* [97] ist bei dieser Variante im Falle von Brücken kleiner Spannweiten eine leichte Unterschätzung der ermittelten Stützmomente zu beobachten.

Die zweite, allgemeinere Methode sieht einen Berechnungsablauf in zwei Schritten vor. Hierbei wird in einem ersten Schritt das System ohne Berücksichtigung der Rissbildung, also den Querschnittswerten des ungerissenen Zustandes I, berechnet und anschließend eine Spannungsauswertung durchgeführt. In den Bereichen, in welchen die Randspannung der Betonfahrbahnplatte (in der charakteristischen Kombination gemäß [27]) den zweifachen Wert der mittleren Zugfestigkeit ( $2 \cdot f_{ctm}$ ) überschreitet, werden dann in einer zweiten Systemberechnung die Querschnittswerte des gerissenen Zustand II Querschnittes (ggf. unter Berücksichtigung des Tension-Stiffening-Effekts siehe Abschnitt 2.2.4) angeordnet. Die mit der zweiten Berechnung ermittelten Schnittgrößen können dann als Grundlage für die Bemessungen des GZT und GZG dienen. Diese Variante ist ohne Einschränkung anwendbar, bedeutet allerdings einen dementsprechend größeren Arbeitsaufwand.

Auf die weiteren (vermeintlich) genaueren Möglichkeiten zur Berücksichtigung der Rissbildung bei der Systemberechnung von statisch unbestimmten Verbundbrücken soll an dieser Stelle nicht weiter eingegangen werden. Entsprechende Erläuterungen finden sich u.a. in *GEIBLER et al.* [56]. Einerseits erfordert eine genauere Abbildung auch gleichzeitig eine genauere Kenntnis aller Eingangswerte (tatsächliche Baugeschichte, tatsächliche Materialkennwerte bezogen auf Kriech- und Schwindeinflüsse,

Überfestigkeiten, Streuungen etc.). Andererseits sind die anzuwendenden Lastmodelle für Straßenbrücken derart kalibriert, dass an den maßgebenden Stellen (Feld- und Stützbereich) die Maximalwerte zwischen Simulation und Berechnung übereinstimmen (siehe Abschnitt 2.1.1). Dies muss somit nicht unbedingt auch für die Bereiche im Übergang zwischen Zustand I und II die zutreffende Beanspruchung abbilden (siehe auch *UNTERWEGER* [97]). Auch in *GEIBLER et al.* [56] wird aufgrund des hohen Aufwands auf eine Anwendung in Sonderfällen verwiesen.

#### Berücksichtigung gerissene Querschnittssteifigkeit

Bei Stabwerksmodellen werden die Querschnittswerte in der Regel über das Gesamtquerschnittsverfahren unter Annahme eines starren Verbundes ermittelt (siehe Abschnitt 2.2.1). Zur Berücksichtigung des gerissenen Querschnitts reicht es bei der Ermittlung der ideellen Gesamtquerschnittswerte aus, den Beitrag der Fahrbahnplatte,  $E_C \cdot A_{C,eff}$ , durch den Beitrag des reinen Bewehrungsstahls zu ersetzen,  $E_S \cdot A_S$ . Die bei der globalen Berechnung in der Regel vernachlässigbare Biegesteifigkeit des reinen Bewehrungsstahles kann durch die Eingabe der verschiedenen Bewehrungslagen Berücksichtigung finden. Meist wird jedoch vereinfachend die gesamte Bewehrungsmenge in ihrer Schwerachse im Betongurt eingegeben; dies ist als ausreichend genau einzustufen. Zur Berücksichtigung der versteifenden Wirkung des Betons zwischen den Rissen wird auf Abschnitt 2.2.4 verwiesen.

Die Berücksichtigung des gerissenen Stahlbetons in FE-Berechnungen ist sehr variabel und bedarf weiterer Erläuterungen. Generell soll auf die vielen auf Forschungsebene verbreiteten Varianten der nichtlinearen Berechnungen hier nicht eingegangen werden. Sie sind zur gezielten Untersuchung lokaler Effekte oder Nachrechnung von Versuchen bei Kenntnis aller Eingangsparameter und Randbedingungen sinnvoll und erforderlich. Zur Beurteilung des in diesem Beitrag untersuchten globalen Tragwerkverhaltens sind die nichtlinearen Methoden jedoch aufgrund der enormen Fülle an vorgegebenen oder bekannten Parametern nicht zielführend.

Im Falle der Definition über Schalenelemente kann die Berücksichtigung der Rissbildung unter anderem auf zwei Arten erfolgen: erstens über die Definition des zugewiesenen E-Moduls und zweitens über einen Eingriff in die zugrundeliegende Steifigkeitsmatrix der Schalenelemente. Auf beide Varianten soll nachfolgend vertieft eingegangen werden, beginnend mit der Berücksichtigung der Rissbildung über den E-Modul des Betons.

In Abb. 2.27 sind die Elastizitätsgesetze einer orthotropen und einer (als Spezialfall der Orthotropie zu sehenden) isotropen Materialdefinition aufgeführt.

Orthotrope Materialdefinition	Isotrope Materialdefinition
$\begin{pmatrix} \varepsilon_x \\ \varepsilon_y \\ \gamma_{xy} \\ \gamma_{yz} \\ \gamma_{xz} \end{pmatrix} = \begin{bmatrix} \frac{1}{E_x} & -\frac{\nu_{xy}}{E_x} & & & \\ -\frac{\nu_{yx}}{E_y} & \frac{1}{E_y} & & & \\ & & \frac{1}{G_{xy}} & & \\ & & & \frac{1}{G_{yz}} & \\ & & & & \frac{1}{G_{xz}} \end{bmatrix} \begin{pmatrix} \sigma_x \\ \sigma_y \\ \tau_{xy} \\ \tau_{yz} \\ \tau_{xz} \end{pmatrix}$	$\begin{pmatrix} \varepsilon_x \\ \varepsilon_y \\ \gamma_{xy} \\ \gamma_{yz} \\ \gamma_{xz} \end{pmatrix} = \begin{bmatrix} \frac{1}{E} & -\frac{\nu}{E} & & & \\ -\frac{\nu}{E} & \frac{1}{E} & & & \\ & & \frac{1}{G} & & \\ & & & \frac{1}{G} & \\ & & & & \frac{1}{G} \end{bmatrix} \begin{pmatrix} \sigma_x \\ \sigma_y \\ \tau_{xy} \\ \tau_{yz} \\ \tau_{xz} \end{pmatrix}$

**Abb. 2.27:** 2D-Elastizitätsgesetz orthotroper (links) und isotroper (rechts) Materialdefinition

Im Falle einer orthotropen Materialdefinition der Schalenelemente im Bereich des negativen Stützmomentes erfolgt die Berücksichtigung der Rissbildung über eine Abminderung des E-Moduls in globaler Längsrichtung - hier x-Richtung und somit  $E_x$  (vgl. auch WEYER; UHLENDAHL [103] dort jedoch mit anderer Nomenklatur bzw. Indikation). Dies stellt sicher, dass die Reduktion der Steifigkeit nur in der betroffenen Richtung berücksichtigt wird. Liegt hingegen eine isotrope Materialdefinition in dem betroffenen Bereich zugrunde, kann nur der E-Modul des Betons als Ganzes angepasst werden. Der Wert des abgeminderten E-Moduls für den Bereich mit Rissbildung  $E_{C,II}$  ist aus dem vorhandenen Bewehrungsgrad und dem Verhältnis der E-Moduln nach Formel (2.1) zu ermitteln (hier für Kurzzeitbelastungen - die unterschiedlichen Betrachtungszeitpunkte können über den Ansatz des effektiven E-Moduls des Betons berücksichtigt werden).

$$E_{C,II} = E_c \cdot \frac{E_s}{E_c} \cdot \frac{A_s}{A_c} = E_c \cdot n_0 \cdot \rho_s = E_c \cdot \eta_{II} \quad (2.1)$$

mit:

$E_{C,II}$	Ersatz E-Modul unter Berücksichtigung der Rissbildung
$E_c$	E-Modul Beton ohne Berücksichtigung der Rissbildung
$E_s$	E-Modul Stahl
$A_s$	Fläche Betonstahl als Bewehrung
$A_c$	Fläche Betongurt
$n_0 = E_s/E_c$	Reduktionszahl (Verhältnis der E-Moduln)
$\rho_s = A_s/A_c$	Bewehrungsgrad
$\eta_{II} = n_0 \cdot \rho_s$	Abminderungswert zur Berücksichtigung der Rissbildung (hier für kurzzeitige Belastung)

Auch wenn in einigen untersuchten Statischen Berechnungen eine isotrope Materialdefinition der Schalenelemente auch im Stützbereich bei Berücksichtigung der

Rissbildung verwendet wurden, ist an dieser Stelle davon abzuraten. Aufgrund der Rissbildung infolge globaler Tragwerkswirkung (meist quer zur Brückenlängsachse) wird primär der Lastabtrag in diese Längsrichtung beeinflusst. Die Querrichtung bleibt nahezu unverändert und übernimmt daher im Falle lokaler Einzellasten einen größeren Teil des Lastabtrages. Bei einer isotropen Materialdefinition kann dieser Aspekt nicht berücksichtigt werden, da die Steifigkeit in Querrichtung in gleichem Maße verringert wird. Das Verhalten der Fahrbahnplatte ist in diesem Bereich somit nicht treffend abgebildet. Aus dem Berechnungsmodell können daher auch nicht die korrekten Plattenschnittgrößen zur Bemessung der Fahrbahnplatte herausgezogen werden.

In WEYER; UHLENDAHL [103] wird zudem der Schubmodul in der betroffenen Richtung über die Abhängigkeit des Bewehrungsgrades und des Verhältnisses der E-Moduln abgemindert. Auch diese gezielte Reduktion des richtungsabhängigen Schubmoduls ist naturgemäß bei einer isotropen Abbildung nicht möglich. Tiefergehende Informationen zur Größe der Abminderung des Schubmoduls sind in Kapitel 5.1.4 zu finden.

Als alternative Möglichkeit der Berücksichtigung der Rissbildung bei der Definition von Flächenelementen soll an dieser Stelle der direkte Eingriff in die Steifigkeitsmatrix vorgestellt werden. Abb. 2.28 aus DLUBAL [43] zeigt die Definition der Steifigkeitsmatrix eines Flächenelementes des FE-Programms RFEM 5 der Firma Dlubal.

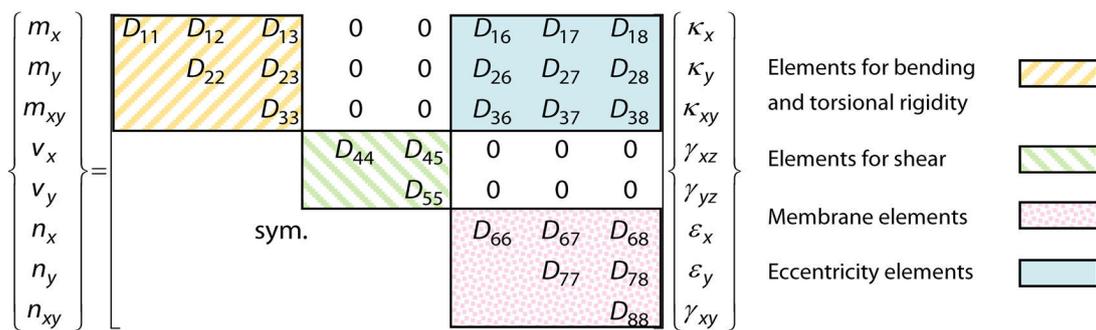


Abb. 2.28: Steifigkeitsmatrix eines RFEM5 Flächenelementes aus DLUBAL [43]

Die Zuordnung der einzelnen Komponenten ist über die farbliche Kennzeichnung greifbar. Es kann die Abminderung der Steifigkeit durch Rissbildung direkt in der Steifigkeitsmatrix für jedes Element berücksichtigt werden. Als großer Vorteil erlaubt dies eine getrennte Abminderung der Biege-, Schub- und Membransteifigkeiten. Über die unterschiedlichen Abminderungen können die Verhältnisse bei Rissbildung bzw. die verbleibende Steifigkeit realitätsnäher erfasst werden. Die erforderliche Abminderung der Dehnsteifigkeit der Betonscheibe auf den reinen Bewehrungsstahlquerschnitt ist nämlich unter Umständen ungleich der Abminderung der Eigenbiegesteifigkeit der Betonplatte auf die Biegesteifigkeit des Bewehrungsstahlquerschnitts wie die nachfolgenden Ausführungen beispielhaft zeigen sollen.

Bei getrennter Abminderung der Biege- und Membrananteile entspricht der gemäß Formel (2.1) ermittelte Abminderungswert  $\eta_{II}$  dem Abminderungswert für die Membrananteile der Steifigkeitsmatrix in die betroffene Richtung  $\eta_{II,mem}$ . Für die Eigenbiegesteifigkeit der Platte im gerissenen Zustand wird die Annahme getroffen, dass komplette Trennrisse im abgeschlossenen Rissbild vorliegen und demnach keine Betondruckzone

berücksichtigt. Der Abminderungswert  $\eta_{II,bend}$  zur Berücksichtigung der Rissbildung unter alleiniger Beachtung der Bewehrung ergibt sich (vereinfacht für ein symmetrisch bewehrtes Bauteil) gemäß Formel (2.2) und entsprechender Umformung zu:

$$\eta_{II,bend} \cdot E_C \cdot I_C = E_S \cdot \frac{1}{2} \cdot A_S \cdot \left( \frac{1}{2} \cdot h_C - d_1 \right)^2 \cdot 2 \quad (2.2)$$

$$\eta_{II,bend} = n_0 \cdot \rho_S \cdot \frac{12 \cdot \left( \frac{1}{2} h_C - d_1 \right)^2}{h_C^2}$$

mit:

$h_C$	Höhe der Fahrbahnplatte
$d_1$	Achsabstand der Bewehrungslage zum Plattenrand
$\eta_{II,bend}$	Abminderungswert Plattenbiegesteifigkeit unter Berücksichtigung der Rissbildung
$\eta_{II,mem}$	Abminderungswert Scheibendehnteifigkeit unter Berücksichtigung der Rissbildung

und somit

$$\eta_{II,bend} \neq \eta_{II,mem} \quad (2.3)$$

Aus diesem einfachen Beispiel ist ersichtlich, dass sich die Abminderungswerte für Biege- und Membrananteile durchaus unterscheiden können. Auch davon abweichende Abminderungen des Schubabtrages können auftreten.

Am Beispiel der Steifigkeitselemente  $D_{11}$  (Steifigkeitselement Plattentragverhalten) und  $D_{66}$  (Steifigkeitselement Scheibentragverhalten) – siehe Abb. 2.28, soll das Vorgehen weiter erläutert werden (vgl. DLUBAL [43] und MITTELSTEDT [77]). Steifigkeitselement  $D_{11}$  ergibt sich nach der Kirchhoff'schen Plattentheorie gemäß Formel (2.4) zu:

$$D_{11} = \frac{E_x \cdot d^3}{12 \cdot (1 - \nu_{xy} \cdot \nu_{yx})} \quad (2.4)$$

mit:

$d = h_C$	Höhe der Fahrbahnplatte
$\nu_{xy}, \nu_{yx}$	Querkontraktionszahlen
$E_x$	E-Modul Beton (in Brückenlängsrichtung)

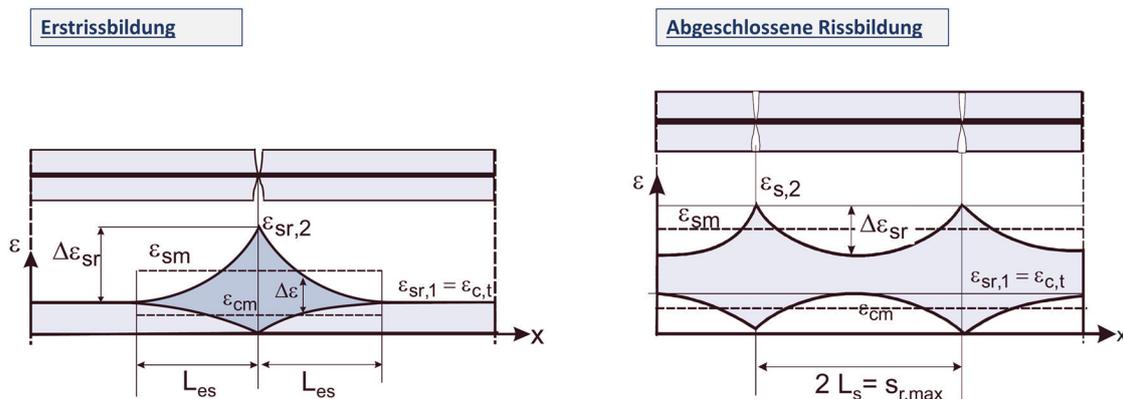
Steifigkeitselement  $D_{66}$  beschreibt einen Membran- bzw. Scheibentraganteil und ergibt sich für eine orthotrope Materialdefinition aus dem Hook'schen Gesetz zu:

$$D_{66} = \frac{E_x \cdot d}{(1 - \nu_{xy} \cdot \nu_{yx})} \quad (2.5)$$

Anhand dieser zwei beispielhaft aufgeführten Terme zeigt sich, dass eine gleiche Abminderung aller Steifigkeitsanteile (Biegung-, Schub- und Membransteifigkeit) auch über die Abminderung des E-Moduls (hier  $E_x$  in Brückenlängsrichtung) herbeigeführt werden kann. Die zwei Vorgehen sind in diesem Fall deckungsgleich. Trivial ist die Feststellung, dass eine getrennte Abminderung der einzelnen Steifigkeitsanteile über die alleinige Abminderung des E-Moduls in die betroffene Richtung nicht möglich ist.

## 2.2.4 Berücksichtigung von Tension-Stiffening-Effekten

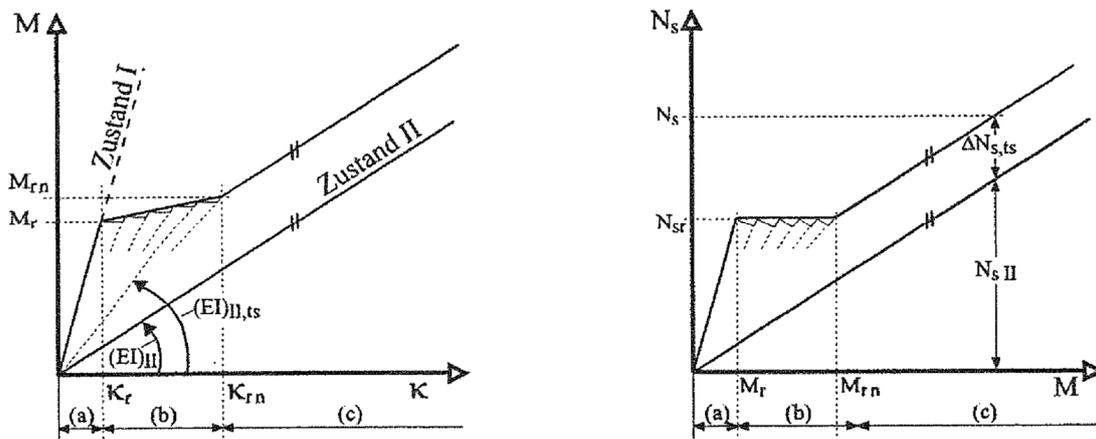
Ein Riss in einem bewehrten Betonbauteil entsteht, wenn durch die aufgebrachte Dehnung die Spannung im Querschnitt die Zugfestigkeit des Betons überschreitet. Im entstandenen Riss muss aus Gleichgewichtsgründen die freiwerdende Kraft allein durch die Bewehrung aufgenommen werden, die Bewehrung hat im Riss daher eine entsprechend größere Dehnung. Über den Verbund zwischen Bewehrungsstahl und Beton wird die Kraft im Riss über die entsprechende Einleitungslänge im angrenzenden Raum in den Beton eingeleitet, bis Bewehrungsstahl und Beton wieder die gleiche Dehnung aufweisen. Es wird in diesem Zustand von der Erstrissbildung gesprochen, siehe Abb. 2.29 links für die allgemeinen Zusammenhänge. Auf die näheren Eigenschaften des Verbundes, welcher sich im Grunde durch die drei Mechanismen Haftverbund, Scherverbund und Reibung beschreiben lässt, wird an dieser Stelle nicht weiter eingegangen. Stattdessen wird auf die einschlägige Literatur verwiesen, unter anderem ZILCH; ZEHETMAIER [105] oder KRIPS [66]. Bei weiterer Dehnungssteigerung entstehen fortschreitend Risse im Stahlbetonquerschnitt, wenn an anderen Stellen im Betonquerschnitt die Zugfestigkeit überschritten wird. Liegen die Risse letztendlich so nahe beieinander, dass die Kraft im Riss nicht mehr komplett über den Verbund in den Beton eingeleitet werden kann, und daher in keinem weiteren Querschnitt die Betonzugfestigkeit erreicht wird, wird dieser Zustand als abgeschlossene Rissbildung bezeichnet. Beton und Stahl weisen nun über die gesamte Länge einen Dehnungsunterschied auf, siehe Abb. 2.29 rechts für die allgemeinen Zusammenhänge.



**Abb. 2.29:** Dehnungsdiagramm bei Rissbildung aus HANSWILLE et al. [60] – Zustand der Erstrissbildung (links) – Zustand der abgeschlossenen Rissbildung (rechts)

Eine sehr detaillierte Zusammenstellung und Erläuterung der Zusammenhänge liefert MAGER [71] in seiner Dissertation zur Erfassung der Rissbreiten bei Verbundträgern mit Fertigteilen. An dieser Stelle wird nicht weiter auf die Hintergründe der Rissbildung eingegangen, sondern lediglich darauf hingewiesen, dass auch zu jetziger Zeit, gerade im Hinblick auf die Überarbeitungen der Eurocodes auch zu diesem Thema durchaus noch kontrovers weitergeforscht wird (siehe u.a. CALDENTY et al. [18]; TUE et al. [96], JOHNSON [63]). Es ist jedoch ersichtlich, dass im Bereich zwischen den Rissen auch im Zustand der abgeschlossenen Rissbildung noch Kräfte über die Verbundspannungen in den Beton eingeleitet werden. In diesen Bereichen verhält sich der Stahlbetonquerschnitt somit steifer als der reine Bewehrungsstahlquerschnitt. Integriert über eine bestimmte Länge des Trägers, resultiert daraus dementsprechend ebenfalls eine Erhöhung der Biegesteifigkeit des Verbundbauteils gegenüber dem reinen

Gesamtstahlquerschnitt, bestehend aus Baustahllängsträger und Bewehrungsstahl in der Fahrbahnplatte. Dieser Effekt wird Tension-Stiffening oder Zugversteifung aufgrund der Mitwirkung des Betons zwischen den Rissen genannt. Die Zusammenhänge zwischen Biegemoment, Teilschnittgröße  $N_s$  und Krümmung beim Verbundträger sind aus BODE [6] entnommen und in Abb. 2.30 abgebildet.



**Abb. 2.30:** Beziehungen zwischen Moment und Krümmung (links) sowie Teilschnittgröße  $N_s$  (Gurtkraft) und Biegemoment (rechts) beim Verbundträger aus BODE [6] nach ROIK; HANSWILLE [88] unter Berücksichtigung des Tension Stiffenings (Index „ts“)

Diese erhöhte Steifigkeit des Verbundträgers gegenüber dem reinen Zustand II Querschnitt im Bereich der wahrscheinlichen Rissbildung (Stützbereich) führt bei statisch unbestimmten Systemen zu einer geringeren Umlagerung der Biegemomente in den Feldbereich und somit zu einer gleichzeitig erhöhten Beanspruchung im Stützbereich. Im GZG muss die so erhöhte Spannung im Bewehrungsstahl gegenüber dem Ansatz ohne Berücksichtigung des Tension-Stiffening-Effektes beim Nachweis der Begrenzung der Rissbreite gemäß [38] berücksichtigt werden.

Die Berücksichtigung der Spannungserhöhung im Bewehrungsstahl im GZG kann generell auf zwei unterschiedliche Arten erfolgen. Erstens erlaubt die aktuelle Bemessungsnorm [38], sowie schon die Vorgängernorm [42], die Berücksichtigung über eine, hauptsächlich von der Betongüte und vom Bewehrungsgrad abhängige, pauschale Zusatzspannung  $\Delta\sigma_s$  auf die am reinen Gesamtstahlquerschnitt ermittelten Spannungen. Alternativ dazu existieren sowohl in der aktuellen Bemessungsnorm [38], als auch in diversen Literaturbeiträgen Verfahren, welche die Zugversteifung schon in der Systemberechnung bei der Ermittlung der Schnittgrößen berücksichtigen. Auf beide Arten der Berücksichtigung soll im Folgenden etwas genauer eingegangen werden.

#### Pauschale Zusatzspannung

Gemäß [38] darf die Zusatzspannung infolge der Mitwirkung des Betons zwischen den Rissen, als Aufschlag auf die unter Vernachlässigung der zugbeanspruchten Betonquerschnittsteilen ermittelten Betonstahlspannungen, gemäß Formel (2.6) berechnet werden.

$$\Delta\sigma_s = \frac{0,4 \cdot f_{ctm}}{\alpha_{st} \cdot \rho_s} \quad (2.6)$$

$$\alpha_{st} = \frac{A \cdot I}{A_a \cdot I_a} \quad (2.7)$$

mit:

$f_{ctm}$	Mittelwert der Betonzugfestigkeit
$\rho_s$	Bewehrungsgrad
$A, I$	Fläche und Flächenmoment zweiten Grades des Verbundquerschnitts unter Vernachlässigung der zugbeanspruchten Betonquerschnittsteile
$A_a, I_a$	Fläche und Flächenmoment zweiten Grades des Baustahlquerschnitts

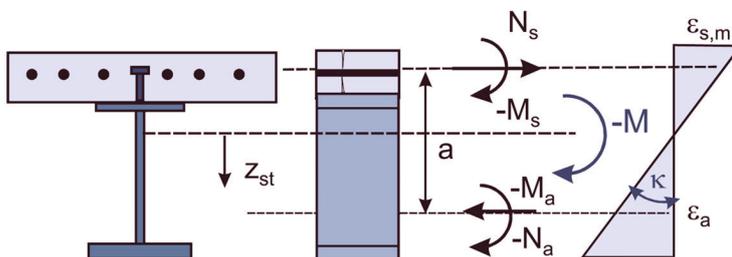
Dieser Ansatz der Zusatzspannung geht zurück auf ROIK; HANSWILLE [88], welche unter Idealisierung des Betongurtes als zentrisch gezogenen Stahlbetonzugstab die versteifende Wirkung über die Untersuchung der Teilschnittgrößen herausgearbeitet haben. In HANSWILLE [59] wurden die von Krips und Noakowski in den 80er Jahren (siehe z.B. KRIPS [66]; NOAKOWSKI [78]; NOAKOWSKI [79]) durchgeführten Untersuchungen auf Basis der Differentialgleichung des verschieblichen Verbundes für das Rissverhalten von Stahl- und Spannbetonbauteilen auf Verbundträger übertragen und um die abweichenden Eigenspannungszustände erweitert. Die Herleitung des Terms zur Zusatzspannung Formel (2.6) erfolgt erstens über die mittlere Dehnung im Betongurt (siehe Formel 2.8 – angepasst auf heute übliche Nomenklatur - und Bild 2.29 rechts).

$$\varepsilon_{sm} = \frac{N_s}{E_s \cdot A_s} - \frac{0,4 \cdot f_{ctm}}{\rho_s \cdot E_s} \quad (2.8)$$

mit:

$\varepsilon_{sm}$	Mittlere Dehnung (siehe Abb. 2.30 rechts)
$N_s$	Normalkraft im Gurt
$E_s = E_a$	E-Modul Betonstahl (vereinfacht= E-Modul Baustahl)
$A_s$	Fläche Betonstahl

Und zweitens über die Verträglichkeitsbedingungen der Teilschnittgrößen bei gleicher Krümmung im Stahl- und Verbundträger - siehe Formel (2.9) und Abb. 2.31.



**Abb. 2.31:** Zusammenhang Teilschnittgrößen, Krümmung und Dehnung am Verbundträger aus HANSWILLE et al. [60]

$$\varepsilon_{sm} + \frac{N_s}{E_a \cdot A_a} + \frac{N_s}{E_a \cdot I_a} \cdot a^2 = \frac{M}{E_a \cdot I_a} \cdot a \quad (2.9)$$

mit:

$a$	Schwerachsenabstand Baustahl- zu Betonstahlquerschnitt
-----	--

Übers Einsetzen von Formel (2.8) in Formel (2.9) und entsprechende Umformung ist der Term zur Berücksichtigung der pauschalen Zusatzspannung herauszuarbeiten. Das Gurtbiegemoment  $M_s$  wird aufgrund der auf den Gesamtquerschnitt bezogenen geringen Biegesteifigkeit vernachlässigt. Die genaue mathematische Herleitung nach *ROIK*; *HANSWILLE* [88] ist in Anhang A aufgeführt. Weitere wichtige Erkenntnisse und die Erarbeitung baupraktischer Bemessungsansätze zur Beurteilung der Rissbildung bei Verbundträgern finden sich u.a. in *MAURER* [74].

#### Verfahren mit Berücksichtigung bei der Schnittgrößenermittlung

Alternativ zu dem oben aufgeführten pauschalen Zusatzterm lässt sich der Effekt der Zugversteifung durch Mitwirken des Betons zwischen den Rissen auch direkt in der Schnittgrößenberechnung berücksichtigen. Hierfür wird bei der globalen Tragwerksberechnung die Steifigkeit im Stützbereich mit wahrscheinlicher Rissbildung gegenüber dem reinen Gesamtstahlquerschnitt fiktiv erhöht. Die Umlagerung der Biegemomente ins Feld reduziert sich, und es kommt zu der gewünschten wirklichkeitsnahen Erhöhung der Spannung in der Bewehrung des Stahlbetongurtes.

Gemäß *BODE* [6] ist dies zum Beispiel über die Berücksichtigung einer fiktiv erhöhten Bewehrungsfläche  $A_{s,id}$  gegenüber dem wirklich vorhandenen Bewehrungsbild  $A_s$  bei der Berechnung der Querschnittssteifigkeiten möglich. Formel (2.10) zeigt dies auf Basis von Formel (2.8).

$$\varepsilon_{sm} = \frac{N_S}{E_S \cdot A_s} - \frac{0,4 \cdot f_{ctm}}{\rho_S \cdot E_S} = \frac{N_S}{E_S \cdot A_{s,id}} \quad (2.10)$$

mit:

$A_{s,id}$  fiktiv erhöhte Bewehrungsfläche zur Berücksichtigung der Mitwirkung des Betons zwischen den Rissen

Die entsprechende fiktive Bewehrungsmenge  $A_{s,id}$  ergibt sich dann aus Formel (2.11).

$$A_{s,id} = \frac{A_s}{1 - \frac{0,4 \cdot f_{ctm}}{\rho_S \cdot \sigma_s}} \quad (2.11)$$

mit:

$\sigma_s$  Spannung im Bewehrungsstahl aus Berechnung mit Vernachlässigung der Betonquerschnittsteile unter Zug

In *ALBRECHT et al.* [2] liefern die Autoren noch einen Ansatz, den Verlust der Steifigkeitserhöhung aus Tension-Stiffening über die Lebensdauer zu berücksichtigen. Durch Kriechumlagerungen nimmt die versteifende Wirkung des Betons zwischen den Rissen ab, und es kommt zu einer Zunahme der Durchbiegungen. Die effektive Steifigkeit des Verbundquerschnittes liegt dann zwischen den Werten des reinen Zustand II Querschnittes und des Querschnittes unter Berücksichtigung des Tension-Stiffenings gemäß Formel (2.11).

Um eine iterative Berechnung der fiktiven Bewehrungsfläche zu umgehen, wurde in der Vergangenheit die damals gültige zulässige Spannung im Bewehrungsstahl zur Wahrung der Dauerhaftigkeit (d.h. zur Begrenzung der Rissbreite) als Grenzfall für  $\sigma_s$

eingesetzt (vgl. *BODE* [6] und *UNTERWEGER* [99] – mit zul.  $\sigma_s = 0,8 \cdot f_{sk} = 0,8 \cdot 500 = 400$  [MPa]). Dieser Ansatz wurde seinerzeit auch in den entsprechenden Bemessungsnormen eingeführt bzw. vorgeschlagen (z.B. [24] oder [82]). Die so ermittelten Zuschläge  $f^*$  auf die vorhandene Bewehrungsfläche lagen bei üblichen Brückenbauverhältnissen in einem Bereich zwischen 17 und 54 [%], wie Abb. 2.32 zeigt. Voraussetzung war eine entsprechend wirtschaftliche Auslegung der Bewehrung.

Beton-güte	$f_{ctm}$ [kN/cm <sup>2</sup> ]	Bewehrungs- gehalt $\rho$ [%]	$\sigma_s$	$f^*$	$\sigma_s$	$f^*$
C 30/37 ( $\approx$ B400)	0,29	1,0	$1,0 \cdot f_{yk}$	1,30	$0,8 \cdot f_{yk}$	1,41
		2,0		1,13		1,17
C 40/50 ( $\approx$ B500)	0,35	1,0		1,39		1,54
		2,0		1,16		1,21

Bewehrungsstahl:  $f_{yk} = 50 \text{ kN/cm}^2$

Zustand II\*

$A_s^* = f^* \cdot A_s$

**Abb. 2.32:** Erhöhungsfaktoren  $f^*$  zur Berechnung der ideellen Bewehrungsfläche bei Berücksichtigung der Mitwirkung des Betons zwischen den Rissen aus *UNTERWEGER* [97]

Heute ist der Ansatz einer Stahlspannung bis 80 [%] der Streckgrenze zur Wahrung der Dauerhaftigkeit nicht mehr Stand der Technik und Wissenschaft. Bei einer im Verbundbrückenbau (Straße) üblichen zulässigen Rissbreite von  $w_k = 0,2$  [mm] liegen die zulässigen Spannungen gemäß [38] deutlich niedriger, im Bereich zwischen zul.  $\sigma_s = 171$  [MPa] und 240 [MPa] – über Grenzdurchmesser für Bewehrungsstab mit Durchmesser  $d_s = 20$  [mm] und Stababstand der Bewehrung von  $s = 150$  [mm] aus [38] ermittelt.

Eine Anpassung des aufgeführten Konzepts auf die heutigen Erkenntnisse zur zulässigen Spannung im Bewehrungsstahl unter Berücksichtigung der Dauerhaftigkeit scheint möglich und wird in Kapitel 3 untersucht.

Ein beanspruchungsabhängiges Vorgehen zur Ermittlung der effektiven Steifigkeit des Verbundträgers unter Berücksichtigung des TS wurde deckungsgleich sowohl im seinerzeit gültigen Fachbericht 104 [40] als auch im Entwurf der Vorgängernorm DIN 18800-5 [24] vorgeschlagen und ist Formel (2.12) zu entnehmen.

$$E_a I_{2,ts} = \frac{E_a \cdot I_a}{1 - \frac{(N_s - N_{s,\varepsilon}) \cdot a}{M}} \quad (2.12)$$

mit:

$N_{s,\varepsilon}$	Normalkraft des Betongurtes infolge der primären Auswirkungen aus dem Schwinden
$M$	Biegemoment des Gesamtquerschnitts aus Berechnung mit den Biegesteifigkeiten des ungerissenen Querschnitts

Vereinfachend darf für den Zustand der abgeschlossenen Rissbildung (vgl. Bereich c in Abb. 2.30) die Normalkraft infolge der primären Auswirkungen des Schwindens  $N_{s,\varepsilon}$  zu Null gesetzt werden (vgl. *HANSWILLE*; *STRANGHÖNER* [61]). Der Erhöhungsfaktor ist dann

nur noch von dem Verhältnis Verbundmoment (Gurtkraft im Beton mal dem Abstand der Schwerelinien von Beton- und Baustahlquerschnitt) zu Gesamtmoment abhängig. Der große Nachteil dieser Berechnungsvariante liegt in dem erforderlichen iterativen Vorgehen, beginnend mit einer Berechnung am ungerissenen Zustand I Querschnitt, bis zur endgültigen Tragwerksidealisierung unter Berücksichtigung der effektiven Biegesteifigkeit im Stützbereich. Auf die nur scheinbar höhere Genauigkeit dieser Variante gegenüber einer nicht-beanspruchungsabhängigen Berechnung soll an dieser Stelle nicht erneut eingegangen, sondern auf Abschnitt 2.2.3 verwiesen werden.

In der aktuell gültigen Bemessungsnorm [38] ist im Abschnitt zu „Zugbeanspruchten Bauteilen in Verbundbrücken“ ein vereinfachtes, beanspruchungsunabhängiges Vorgehen zur Bestimmung der effektiven Dehnsteifigkeit des Betongurtes unter Berücksichtigung der Mitwirkung des Betons zwischen den Rissen gegeben. Es hat sich auf Basis vieler Vergleichsrechnungen gezeigt, dass bei Stabbogenbrücken auch im Grenzzustand der Tragfähigkeit, der Zustand der abgeschlossenen Rissbildung nicht erreicht wird, sondern der Zustand der sukzessiven Rissbildung vorliegt *HANSWILLE; STRANGHÖNER* [61]. Es wird daher vorgeschlagen, dass für den Betongurt zur Bestimmung der mittleren Dehnsteifigkeit der Mittelwert der Normalkraft zwischen Erstrissbildung und abgeschlossener Rissbildung (also bei ca.  $1,15 \cdot N_{cr}$ ) und die zugehörige Dehnung bei abgeschlossener Erstrissbildung verwendet werden (vgl. Ausführungen in *HANSWILLE; STRANGHÖNER* [61]). Die daraus ableitbare effektive Dehnsteifigkeit der Betonplatte unter Berücksichtigung des Tension-Stiffening-Effektes  $(E \cdot A_S)_{eff}$  ergibt sich dann gemäß Formel (2.13) zu:

$$(E \cdot A_S)_{eff} = \frac{E_S \cdot A_S}{1 - \frac{0,35}{(1 + n_0 \cdot \rho_S)}} \quad (2.13)$$

An dieser Stelle ist anzumerken, dass die hier aufgeführte Näherung auf der Annahme beruht, dass der Betongurt nicht den Zustand der abgeschlossenen Rissbildung erreicht. Dieser Umstand wurde in den erwähnten Begleitrechnungen jedoch bisher nur für Stabbogenbrücken ausreichend untersucht (vgl. *HANSWILLE; STRANGHÖNER* [61]). Allerdings ergibt sich durch diese Annahme eine leicht erhöhte effektive Dehnsteifigkeit des Betongurtes gegenüber der Annahme eines abgeschlossenen Rissbildes (bei  $N = 1,3 \cdot N_{cr}$ ). Die Annahme ist somit auch für Tragwerke im Zustand der abgeschlossenen Rissbildung als konservativ anzusehen.

Im Zuge der Begutachtung diverser Statischer Berechnungen wurde ein sehr uneinheitliches Bild der Berücksichtigung der Mitwirkung des Betons zwischen den Rissen festgestellt. Zwar lässt sich festhalten, dass die Mehrzahl die Variante mit der pauschalen Zusatzspannung verwendet. Doch im Grunde finden alle oben aufgeführten Verfahren, sowie die komplette Vernachlässigung dieses Effekts, Verwendung. Eine Untersuchung über die Auswirkungen der unterschiedlichen Verfahren findet sich in Kapitel 3.



### 3 Untersuchungen zur Modellierung von Verbundbrücken

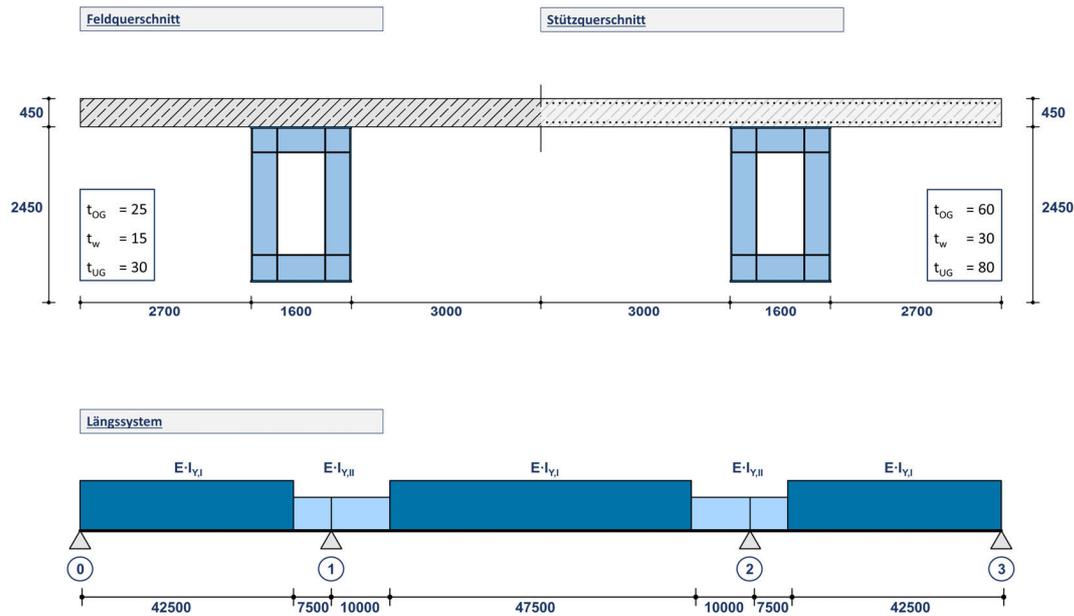
*Aufbauend auf dem in Kapitel 2 dargelegten Stand der Wissenschaft und Technik bezüglich der Modellierung von Balkenbrücken in Verbundbauweise, soll in diesem Kapitel zunächst die Gleichwertigkeit der Modellierungsstrategien zur Ermittlung der globalen Beanspruchung im Tragwerk anhand eines einfachen Beispiels untersucht werden. Anschließend werden mittels einer Kleinstudie der verschiedenen lokalen Berechnungsstrategien die Leistungsfähigkeit sowie die Stimmigkeit bei der Interaktion zwischen globaler und lokaler Berechnung beurteilt. Weiterführend werden anhand von Vergleichsrechnungen Aussagen über die Wirtschaftlichkeit der Berücksichtigung des versteifenden Effektes der Mitwirkung des Betons auf Zug zwischen den Rissen getroffen. Die Ergebnisse werden am Ende des Kapitels in Handlungsempfehlungen auf Basis des aktuellen Standes der Technik zusammengefasst.*

#### 3.1 Untersuchungen zur Erfassung des Tragverhalten längs (global)

Wie in Abschnitt 2.2.1 dargelegt, finden zur Modellierung des globalen Tragverhaltens von Balkenbrücken in Verbundbauweise heutzutage hauptsächlich die vier Modellierungsstrategien: 1-Stab-Trägerrost (Abb. 2.18), 3-Stab-Trägerrost (Abb. 2.20), Stab-Plattensystem (Abb. 2.22) und Faltwerksmodell (Abb. 2.21) Verwendung. Die generelle Anwendbarkeit aller vier Modellierungsstrategien ist in der Praxis und der Wissenschaft entsprechend belegt – sie können als validiert angesehen werden. Anhand einer einfachen Verbundbrücke mit Konfiguration der Randbedingungen (Querschnittstyp, Geometrie, Längssystem, Belastung etc.) im üblichen Anwendungsfeld soll die Übereinstimmung der verschiedenen Strategien eigens überprüft werden.

##### Längs- und Quersystem

Es handelt sich bei der modellierten Brücke um einen Dreifeldträger mit Feldlängen von 50 – 67,5 – 50 [m]. Dieses Stützweitenverhältnis erlaubt die Nutzung des vereinfachten Ansatzes zur Berücksichtigung der Rissbildung über jeweils 15 [%] der an die entsprechende Stütze anschließenden Felder. Als Referenz-Querschnitt dient ein untenliegender Zwillingshohlkasten mit oben liegender Stahlbetonfahrbahnplatte. Die Stahlhohlkästen sind 2450 [mm] hoch und 1600 [mm] breit. Die Blechdicken sind an den Feld- und Stützbereich angepasst. Die Fahrbahnplatte hat eine Höhe  $h_c$  von 450 [mm] und eine Gesamtbreite von  $b = 14600$  [mm]. Die Vergleichsrechnungen wurden sowohl ohne als auch mit Berücksichtigung der Rissbildung durchgeführt. Der Tension-Stiffening-Effekt wurde in dieser ersten Untersuchung nicht berücksichtigt, dies erfolgt anschließend in Kapitel 3.3. Alle weiteren Angaben zu Längs- und Quersystem sind Abb. 3.1 zu entnehmen. Untersucht wurde jeweils nur das System für kurzzeitige Lasten. Die Gesamtquerschnittswerte wurden entsprechend mit dem normativen E-Modul des Betons ohne Abminderung ermittelt.



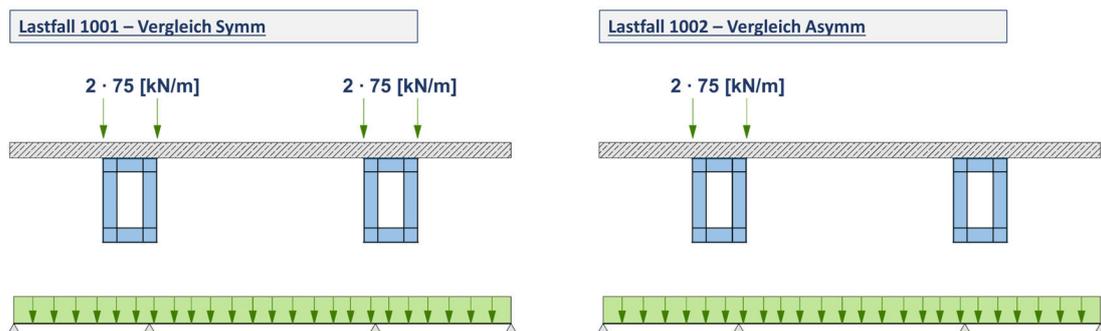
**Abb. 3.1:** Querschnitt und Längssystem der Brückenkonfiguration der Vergleichsrechnungen exemplarisch für Konfiguration A-506750 – Maße in [mm]

Für den Beton der Fahrbahnplatte wurde die im Verbundbrückenbau oft verwendete Betongüte C35/45 angenommen. Der Bewehrungsquerschnitt wurde in Längsrichtung oben und unten symmetrisch mit  $a_s = \varnothing 20 - 10$  gewählt, was einen durchaus realistischen Bewehrungsgrad von  $\rho_s = 0,014$  ergibt.

In der Stützenachse ist ein Querträger mit gleicher Bauhöhe wie die Längsträger angeordnet. Die Lagerung erfolgt im Falle der Stabelemente auf Knotenlagern, welche in Längs- und Querrichtung zwangungsfrei angeordnet sind. In vertikaler Richtung sind alle Lager als starr angenommen.

### Belastung

Als Belastung wurden zwei Referenzlastfälle jeweils als Gleichstreckenlasten über die gesamte Brückenlänge eingegeben. In Lastfall „1001 – Vergleich Symm“ wird hierbei eine Streckenlast von  $g = 150$  [kN/m] symmetrisch auf beiden Längsträgern aufgebracht. Bei „Lastfall 1002 – Vergleich Asymm“ abweichend davon nur auf Längsträger 1. Die Lastaufbringung ist beispielhaft für das 3-Stub-Trägerrostmodell in Abb. 3.2 gezeigt.



**Abb. 3.2:** Lastaufbringung der Vergleichsrechnungen – beispielhaft für Faltwerkmodell

Die Lastaufbringung erfolgte auch im Falle der Modellierung mit Flächenelementen über Linienlasten auf der Fahrbahnplatte in den Achsen der Trägermitte (1-Stab-Trägerrostsystem und Stab-Plattensystem) bzw. den Trägerstegen (3-Stab-Trägerrostsystem und Faltwerk).

### Ergebnisse

Generell bestätigen die durchgeführten Untersuchungen die Anwendbarkeit der vier Modellierungsvarianten für die hier gestellte Aufgabenstellung. Die Unterschiede liegen in Feinheiten, auf welche nachfolgend etwas dezidierter eingegangen werden soll. Aufgrund der Vergleichbarkeit der Ergebnisse wird sich bei deren Beschreibung auf die Vergleichsrechnungen mit Berücksichtigung der Rissbildung konzentriert.

In den nachfolgenden Tabellen werden die vertikalen Verformungen in Feldmitte  $u_z$  (in der HT-Achse), die Biegemomente in den Feld- und Stützbereichen  $M_F$  und  $M_S$  sowie die vertikalen Auflagerkräfte  $A_V$  jeweils für die zwei Hauptträgerstränge aufgeführt. Am Beispiel der Biegemomente soll die gewählte Nomenklatur kurz erläutert werden:

$M_{F,12}$  M (Biegemoment); F (Feldbereich); 1 (1. Hauptträger); 2 (2. Feld)

$M_{S,21}$  M(Biegemoment); S (Stützbereich); 2 (2. Hauptträger); 1 (1. Feld)

Nachfolgend sind die ermittelten Verformungen in Tab. 3.1 aufgeführt.

**Tab. 3.1:** Übersicht der in den Vergleichsuntersuchungen berechneten Verformungen

Lastfall: 1001 - Vergleich Symm	$u_{z,11}$	$u_{z,21}$	$u_{z,12}$	$u_{z,22}$
Modell	[mm]	[mm]	[mm]	[mm]
Einstab-Trägerrost (kurzzeit)	43,2	43,2	109	109
Dreistab-Trägerrost (kurzzeit)	43,2	43,2	108,9	108,9
Stab-Platte (kurzzeit)	43,4	43,4	109,8	109,8
Faltwerk komplett (kurzzeit)	44,2	44,2	110,7	110,7

Lastfall: 1002 - Vergleich Asymm	$u_{z,11}$	$u_{z,21}$	$u_{z,12}$	$u_{z,22}$
Modell	[mm]	[mm]	[mm]	[mm]
Einstab-Trägerrost (kurzzeit)	33,1	10,1	72,2	36,9
Dreistab-Trägerrost (kurzzeit)	33,8	9,4	75,3	33,5
Stab-Platte (kurzzeit)	33	10,4	74	35,8
Faltwerk komplett (kurzzeit)	33,1	9,2	72,7	37,9

Beim Vergleich der ermittelten Verformungen in den Feldmitten fällt auf, dass bei einer symmetrischen Belastung alle Modelle sehr nah beieinander liegen. 1-Stab-Trägerrost und 3-Stab-Trägerrost liefern die erwarteten gleichen Ergebnisse. Das Faltwerkmodell liefert insgesamt die größten Verformungen und ist daher als weichstes System zu werten. Dies resultiert sicherlich aus den berücksichtigten vertikalen Verformungen auf Querschnittsebene im Bereich der Lager. Durch die genaue Abbildung werden Schubverformungen und Stauchungen im Bereich der konzentrierten Lasteinleitung (auch wenn dieser Effekt aufgrund der gewählten Modellierung mittels Steifen und steifer Lastverteilungsplatten minimiert sein sollte) mitefasst. Das Stab-Plattensystem gliedert sich zwischen den anderen Systemen ein. Die Abweichung der anderen Modelle vom

sehr genauen Faltwerksmodell liegt bei kleiner drei Prozent und ist somit als sehr gering einzuordnen.

Die Betrachtung der Verformung bei asymmetrischer Belastung liefert tendenziell geringfügig größere Abweichungen. Hier stellt sich zum einen der zu erwartende Unterschied zwischen den Verformungen am 1-Stab-Trägerrost und 3-Stab-Trägerrost aufgrund der Berücksichtigung der unterschiedlichen Querverteilung ein. Die maximale Abweichung gegenüber den Verformungen am genaueren Faltwerksmodell liegt bei ca. 13 [%]. Dies ist als ausreichende Übereinstimmung zu werten, insbesondere wenn man alternativ die maßgebenden Verformungen am belasteten Hauptträger 1 beurteilt. Hier liegt die maximale Abweichung bei kleiner 4 [%].

Das Stab-Plattensystem ist bei der asymmetrischen Belastung zwischen Faltwerk und 3-Stab-Trägerrostmodell einzustufen. Betrachtet man nur den belasteten Hauptträger ist die maximale Abweichung mit ca. 2 [%] als sehr gut zu bewerten. Auch die Abweichung beim unbelasteten Hauptträger ist mit kleiner 6 [%] noch hinreichend genau. Es zeigte sich bei den Vergleichsrechnungen auch die hohe Anfälligkeit dieses Systems gegenüber der berücksichtigten Torsions- und Querbiegesteifigkeit.

Die in den Vergleichsrechnungen ermittelten Biegemomente der Längsträger sind in Tab. 3.2 aufgeführt. Die Biegemomente in Stützenachse 2 und in Feld 3 wurden aus Übersichts- und Symmetriegründen nicht mit abgebildet.

**Tab. 3.2:** Übersicht der in den Vergleichsuntersuchungen berechneten Biegemomente

Lastfall: 1001 - Vergleich Symm	$M_{F,11}$	$M_{F,21}$	$M_{S,11}$	$M_{S,21}$	$M_{F,12}$	$M_{F,22}$
Modell	[kNm]	[kNm]	[kNm]	[kNm]	[kNm]	[kNm]
Einstab-Trägerrost (kurzzeit)	23480	23480	-51997	-51997	32335	32335
Dreistab-Trägerrost (kurzzeit)	23480	23480	-51997	-51997	32336	32336
Stab-Platte (kurzzeit)	23510	23506	-51947	-51931	32455	32438
Faltwerk komplett (kurzzeit)	23455	23456	-52192	-51998	32119	32113

Lastfall: 1002 - Vergleich Asymm	$M_{F,11}$	$M_{F,21}$	$M_{S,11}$	$M_{S,21}$	$M_{F,12}$	$M_{F,22}$
Modell	[kNm]	[kNm]	[kNm]	[kNm]	[kNm]	[kNm]
Einstab-Trägerrost (kurzzeit)	16917	6745	-38355	-13641	20914	11455
Dreistab-Trägerrost (kurzzeit)	17231	6445	-39815	-12182	21745	10630
Stab-Platte (kurzzeit)	17196	6315	-40546	-11365	21958	10479
Faltwerk komplett (kurzzeit)	16560	6895	-38567	-13431	21096	11017

Die schon bei Analyse der Verformungen gezogenen Schlüsse treffen dementsprechend auch bei den ermittelten Biegemomenten zu. Die Abweichungen bei symmetrischer Belastung sind als gering einzustufen. Bei asymmetrischer Belastung sticht die Abweichung im belasteten Hauptträger 1 vom Stab-Plattensystem hervor. Es wird ein um ca. 5 [%] höheres Stützmoment an Stütze 1 gegenüber dem Faltwerksmodell ermittelt, was jedoch als hinreichend genau einzustufen ist. Tendenzuell werden die Biegemomente im Hauptträger 1 in den weniger feinen Modellen gegenüber dem Faltwerksmodell etwas überschätzt. Sie liegen daher auf der sicheren Seite. Lediglich das 1-Stab-Trägerrostmodell liegt an Stütze 1 geringfügig unter den am Faltwerkmodell ermittelten Schnittgrößen. Diese geringfügige Unterschreitung erscheint aus sicherheitstechnischer Sicht durchaus akzeptabel.

**Tab. 3.3:** Übersicht der in den Vergleichsuntersuchungen berechneten Auflagerkräfte

Lastfall: 1001 - Vergleich Symm	$A_{V,10}$	$A_{V,20}$	$A_{V,11}$	$A_{V,21}$	$A_{V,12}$	$A_{V,22}$	$A_{V,13}$	$A_{V,23}$
Modell	[kN]							
Einstab-Trägerrost (kurzzeit)	2691	2691	9872	9872	9872	9872	2691	2691
Dreistab-Trägerrost (kurzzeit)	2691	2691	9872	9872	9872	9872	2691	2691
Stab-Platte (kurzzeit)	2690	2695	9872	9869	9872	9867	2691	2694
Faltwerk komplett (kurzzeit)	2686	2685	9874	9876	9878	9880	2686	2684

Lastfall: 1002 - Vergleich Asymm	$A_{V,10}$	$A_{V,20}$	$A_{V,11}$	$A_{V,21}$	$A_{V,12}$	$A_{V,22}$	$A_{V,13}$	$A_{V,23}$
Modell	[kN]							
Einstab-Trägerrost (kurzzeit)	2941	-251	9614	258	9619	253	2950	-259
Dreistab-Trägerrost (kurzzeit)	2917	-226	9640	232	9645	227	2924	-233
Stab-Platte (kurzzeit)	2822	-129	9751	120	9752	118	2826	-134
Faltwerk komplett (kurzzeit)	2818	-131	9781	94	9748	131	2780	-94

Die in Tab. 3.3 aufgeführten Auflagerkräfte zeigen ein entsprechend ähnliches Bild. Bei symmetrischer Belastung liegen alle ermittelten Auflagerkräfte mit einer maximalen Abweichung von ca. 1 [%] eng beieinander. Bei asymmetrischer Belastung zeigen sich die Stabwerksmodelle etwas weicher in Querrichtung als das erstellte Faltsmodell. An den Mittelstützungen liegen die Auflagerkräfte im belasteten Hauptträger 1 hier daher etwas unter denen des Faltsmodells – ca. 2 [%]. Die relative Abweichung an Hauptträger 2 ist hier aufgrund der geringen Werte zwar sehr hoch, jedoch am nicht belasteten Hauptträger nicht maßgebend. Das Stab-Plattensystem zeigt generell eine sehr gute Übereinstimmung mit dem Faltsmodell. Die Summe der Auflagerlasten je Achse ist bei allen Systemen annähernd identisch.

Nachfolgend sind die ermittelten Spannungen im Stützbereich an Achse 1 in der oberen und unteren Bewehrungslage aufgeführt. Hierbei wurden die ermittelten Plattenschnittgrößen der Modelle mit Flächenelementen (Stab-Plattensystem und Faltsmodell) in einem ersten Schritt vereinfacht über die halbe Plattenbreite gemittelt. In einem zweiten Schritt wurden die Bereiche, über welche die Plattenschnittgrößen verschmiert wurden, auf einen Meter reduziert.

Die in Tab. 3.4 berechneten Spannungen in der oberen und unteren Bewehrungslage zeigen eine befriedigende Übereinstimmung zwischen den Stabwerksmodellen und der genauen Berechnung am Faltsmodell. Bei symmetrischer Belastung ergibt sich zwar eine etwas zu gering ermittelte Spannung (Abweichung ca. -11 [%]), diese ist aufgrund der entsprechend hohen Sicherheitszuschläge auf Last- und Systemseite jedoch noch akzeptabel. Bei asymmetrischer Belastung werden die Spannungen im belasteten Hauptträger gut getroffen, tendenziell sogar etwas überschätzt. Im nicht belasteten und somit nicht maßgebenden Hauptträger werden die Spannungen jedoch zu gering ermittelt (Abweichung ca. -32 [%]). Die Abweichung des Mittelwertes aus der Spannung in oberer und unterer Bewehrungslage (Gesamtzugspannung in der Bewehrung) liegt in den belasteten Hauptträgern bei ca. 6 [%].

**Tab. 3.4:** Übersicht der in den Vergleichsuntersuchungen ermittelten Spannungen im Bewehrungsstahl (Plattenschnittgrößen über halbe Plattenbreite gemittelt)

Lastfall: 1001 - Vergleich Symm	$\sigma_{so,11}$	$\sigma_{so,21}$	$\sigma_{su,11}$	$\sigma_{su,21}$
Modell	[N/mm <sup>2</sup> ]	[N/mm <sup>2</sup> ]	[N/mm <sup>2</sup> ]	[N/mm <sup>2</sup> ]
Einstab-Trägerrost (kurzzeit)	166,7	166,7	135,1	135,1
Dreistab-Trägerrost (kurzzeit)	166,7	166,7	135,1	135,1
Stab-Platte (kurzzeit)	196,8	196,8	118,5	118,5
Faltwerk komplett (kurzzeit)	187,7	187,7	132,8	132,8

Lastfall: 1002 - Vergleich Asymm	$\sigma_{so,11}$	$\sigma_{so,21}$	$\sigma_{su,11}$	$\sigma_{su,21}$
Modell	[N/mm <sup>2</sup> ]	[N/mm <sup>2</sup> ]	[N/mm <sup>2</sup> ]	[N/mm <sup>2</sup> ]
Einstab-Trägerrost (kurzzeit)	123	43,7	99,6	35,4
Dreistab-Trägerrost (kurzzeit)	127,7	39,1	103,4	31,4
Stab-Platte (kurzzeit)	142,1	54,8	64,0	55,4
Faltwerk komplett (kurzzeit)	122,9	64,4	87,1	46,1

Die am Stab-Plattensystem ermittelten Spannungen in der oberen Bewehrungslage liegen bei symmetrischer Belastung in beiden Hauptträgern und bei asymmetrischer Belastung im belasteten Hauptträger über den am Falwerk ermittelten Spannungen (Abweichung ca. +16 [%]). In der unteren Bewehrungslage werden die Spannungen bei symmetrischer Belastung in beiden Hauptträgern und bei asymmetrischer Belastung im belasteten Hauptträger jedoch unterschritten (Abweichung bis ca. -26 [%]). Die Abweichung des Mittelwertes aus der Spannung in oberer und unterer Bewehrungslage (Gesamtzugspannung in der Bewehrung) liegt in den belasteten Hauptträgern bei ca. 2 [%].

Setzt man bei der Ermittlung der Spannungen im Falwerksmodell in einem zweiten Schritt einen Glättungsbereich von einem Meter Plattenbreite, über den die Plattenschnittgrößen gemittelt werden an, liegen die so berechneten Bewehrungsspannungen höher. Beim symmetrischen Lastfall 1001 liegt die Bewehrungsspannung in der oberen Lage dann bei ca.  $\sigma_{so,11} = 199$  [N/mm<sup>2</sup>]. Beim asymmetrischen Lastfall 1002 bei  $\sigma_{so,11} = 146,6$  [N/mm<sup>2</sup>]. Diese Werte liegen bis ca. 16 [%] über den am Stabwerksmodell (3-Stab-Trägerrost) errechneten Werten.

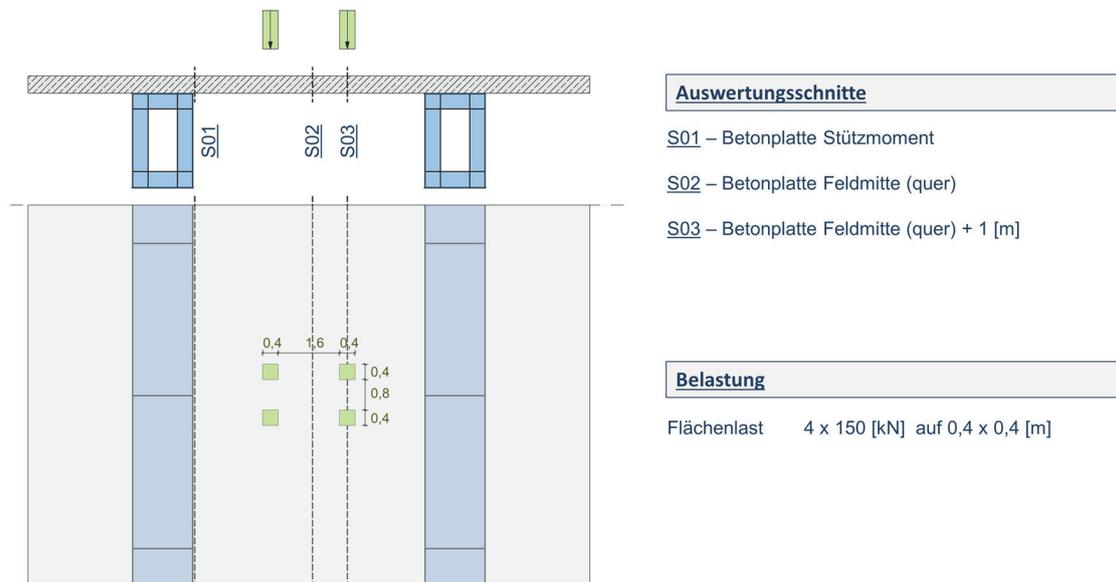
Abschließend lässt sich festhalten, dass alle Modellierungsvarianten geeignet sind, das globale Tragverhalten mit hinreichender Genauigkeit abzubilden. Die Modellierung als komplettes Gesamtmodell mittels Schalenelementen ist jedoch sehr aufwendig und für die allgemeine Bemessungspraxis nicht unbedingt geeignet (siehe Ausführungen in Kapitel 2). Gerade bezogen auf die Fehleranfälligkeit bei der Eingabe sind die Stabwerksmodelle dem Stab-Plattensystem aus Sicht des Verfassers vorzuziehen. Das 3-Stab-Trägerrostmodell ist hierbei das allgemeinere der beiden Stabwerksmodelle und somit für eine größere Anzahl an Aufgabenstellungen geeignet. Die Abweichung in den ermittelten Spannungen scheint aufgrund der vorhandenen Sicherheitsreserven noch akzeptabel, siehe auch die weiteren Ausführungen in Kapitel 5.

### 3.2 Untersuchungen zur Erfassung des Tragverhaltens quer (lokal)

Wie in Abschnitt 2.2.2 dargelegt, finden zur Modellierung des lokalen Tragverhaltens der Fahrbahnplatten von Balkenbrücken in Verbundbauweise heutzutage hauptsächlich die drei folgenden Modellierungsstrategien Anwendung: *Plattensystem mit starrer Lagerung*, *Plattensystem mit elastischer Lagerung* und *Plattensystem auf Stab-Lagerung*. Die generelle Anwendbarkeit aller drei Modellierungsstrategien ist in der Praxis und Wissenschaft entsprechend belegt – sie können als validiert angesehen werden. Allerdings ergab die Auswertung vieler geprüfter Statischer Berechnungen ein deutlich unterschiedliches Vorgehen bei der Berechnung und Bemessung der Fahrbahnplatte in Querrichtung. Anhand eigener Untersuchungen soll das stimmigste lokale Modell für den Feldbereich herausgefiltert und so eine Handlungsempfehlung für künftige Berechnungen von Balkenbrücken in Verbundbauweise erarbeitet werden.

#### Längs- und Quersystem

Als Vorgriff auf die numerischen Untersuchungen in Kapitel 5 werden als Referenzmodelle hier schon einige der dort betrachteten Konfigurationen gewählt. Zur Erläuterung der Nomenklatur und der entsprechenden Systemabmessungen siehe Abschnitt 5.1.3. Generell werden in den hier durchgeführten Untersuchungen sowohl die Biegemomente in Querrichtung aus den globalen Modellen (1-Stab-Trägerrost, 3-Stab-Trägerrost und Faltwerksmodell) als auch aus den lokalen Modellen (starre Lagerung, elastische Lagerung und Stab-Lagerung) ausgewertet. Als Referenz dienen jeweils die am genauen Faltwerksmodell ermittelten Biegemomente in Querrichtung ( $m_{yy}$ ), welche über einen Meter gemittelt wurden. Die Auswertungsschnitte sind in Brückenlängsrichtung entlang des inneren Trägersteiges, der Brückenmitte, sowie einen Meter neben der Brückenmitte angeordnet (siehe Abb. 3.3).



**Abb. 3.3:** Lastaufbringung und Auswertungsschnitte der Vergleichsrechnungen

Insgesamt werden die Untersuchungen an fünf Systemen durchgeführt. Es sind dies die Systeme: A-304530, A-506750, A-6510065\_B500, C-506750 und E-304530 – siehe Übersicht in Kapitel 5. Hierbei handelt es sich um das schon in Abschnitt 3.1 vorgestellte Tragsystem des Zwillingshohlkastens mit unterschiedlichen Stützweiten. Bei Modell A-

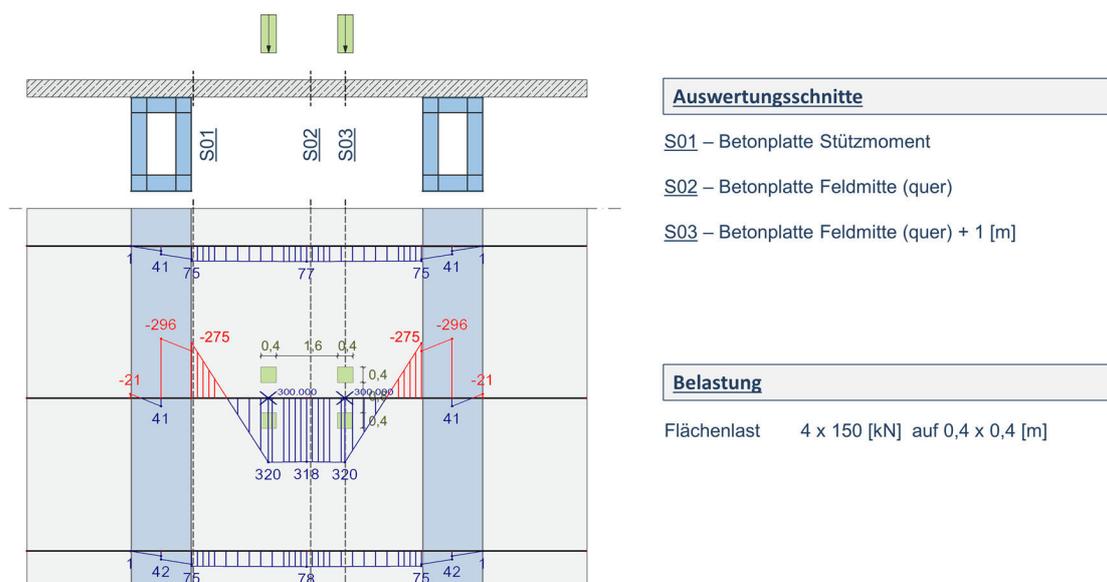
6510065\_B500 ist der Abstand zwischen den Hauptträgern auf 5 [m] verringert. Bei Modell C-506750 sind zusätzlich zu den vorhandenen Stützquerträgern regelmäßige Querträger in einem Abstand von 5 m angeordnet. Bei System E-304530 handelt es sich abweichend um Längsträger aus offenen Profilen, einem deutlich kleineren Abstand zwischen den Hauptträgern und einer reduzierten Fahrbahnplattenbreite. Bei diesem System weicht dementsprechend auch die Laststellung etwas ab. Die lokalen Plattensysteme bilden die Feldbereiche der Brückenkonfigurationen ab. Sie werden daher mit der Steifigkeit des ungerissenen Zustand I abgebildet.

### Belastung

Als Belastung wird bei allen Modellen mit Flächenelementen mittig zwischen den Brückenlängsträgern eine Doppelachse analog aktuellem Eurocode (siehe Abb. 2.8) angeordnet. Es ergibt sich somit eine Belastung aus 4 Einzellasten mit jeweils 150 [kN] und einer Aufstandsfläche von jeweils 0,4 x 0,4 [m]. Bei den Stabwerksmodellen werden die Lasten in Längsrichtung zusammengefasst und als entsprechende Einzellasten mit 300 [kN] zwischen den Brückenlängsträgern angeordnet. Bei den Stabwerksmodellen wird in einer zweiten verfeinerten Untersuchung (Kennzeichnung „verf“) noch der regelmäßige Abstand der ideellen Querträger von 5 auf 1 [m] verringert, um eine genauere Abbildung der Quermomente zu erzielen. Hier werden dann die drei betroffenen Querstäbe durch entsprechend aufgeteilte Einzellasten belastet. Siehe Abb. 3.3 für die generelle Anordnung des Referenzlastfalls.

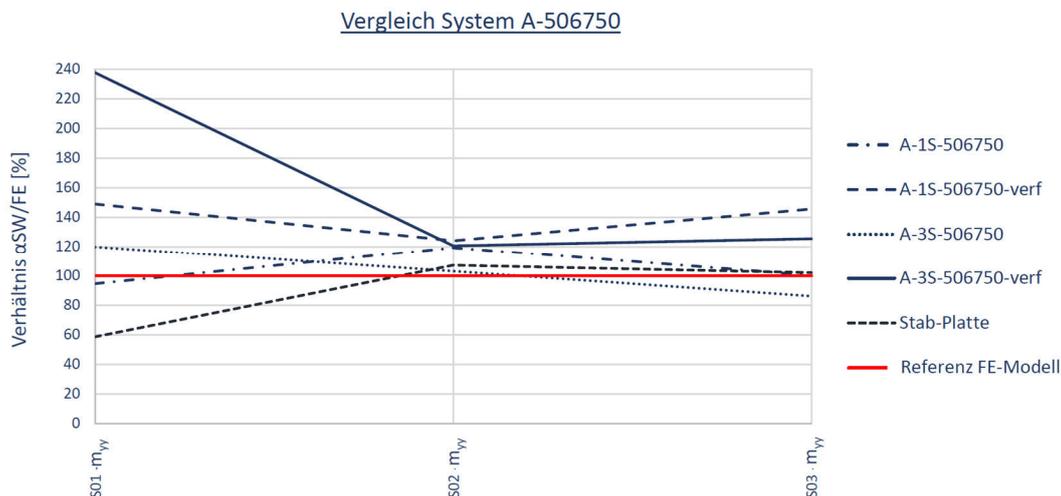
### Ergebnisse globale Berechnungsmodelle

Zunächst sollen die Ergebnisse aus den globalen Berechnungsmodellen betrachtet und verglichen werden. Hierbei werden die ermittelten Schnittgrößen aus den verschiedenen Stabwerkssystemen mit den Werten des Referenzmodells (Faltwerkmodell) abgeglichen. Exemplarisch für das Modell A-3S-506750 sind die ermittelten Quermomente  $M_y$  [kNm] in Abb. 3.4 aufgeführt und mit der allgemeinen Schnitt- und Geometrieabbildung aus Abb. 3.3 überlagert.



**Abb. 3.4:** Exemplarische Verteilung der Quermomente  $M_y$  [kNm] für das Modell A-3S-506750

In einem ersten Ansatz wird die ermittelte Schnittgröße auf die Breite des berücksichtigten ideellen Querträgers umgerechnet (hier 5 [m]), es ergibt sich das Stützmoment in Schnitt S01 dann zu  $m_y = -275/5 = 55$  [kNm/m]. Der gemittelte Wert des Quermomentes  $m_{yy}$  im Referenzmodell an Schnitt S01 ergibt sich zu  $m_{yy} = -45,7$  [kNm/m]. Somit liegt das Ergebnis des Stabwerkmodelles an dieser Stelle auf einem Niveau von ca. 120 [%] bezogen auf das ermittelte Biegemoment des Referenzmodells. Eine Verteilung auf eine gemäß [21] ermittelte alternative, kleinere mittragende Breite würde eine entsprechend größere Abweichung nach sich ziehen. Für die Momente in Feldmitte ergibt sich die mittragende Breite gemäß [21] zu annähernd  $b_m = 5$  [m], so dass der Ansatz hier übereinstimmt. In Abb. 3.5 ist exemplarisch für das System A-506750 das Verhältnis der ermittelten Biegemomente in Querrichtung aller untersuchten Modellierungsvarianten für alle drei Schnitte aufgeführt. Das Verhältnis  $\alpha_{SW/FE}$  bezeichnet hierbei das Verhältnis des am Stabwerksmodell ermittelten Momentes zum Referenzmodell (Faltwerksmodell) -  $\alpha_{SW/FE} = m_y^{SW} / m_{yy}^{FE}$ . Hinweis: es handelt sich hier nicht um lineare Funktionen, sondern lediglich um im Sinne der besseren Sichtbarkeit verbundene Punkte.



**Abb. 3.5:** Exemplarischer Vergleich der Querbiegemomente für Modell A-506750 zu Referenzmodell (Faltwerk) – Verhältnis in [%]

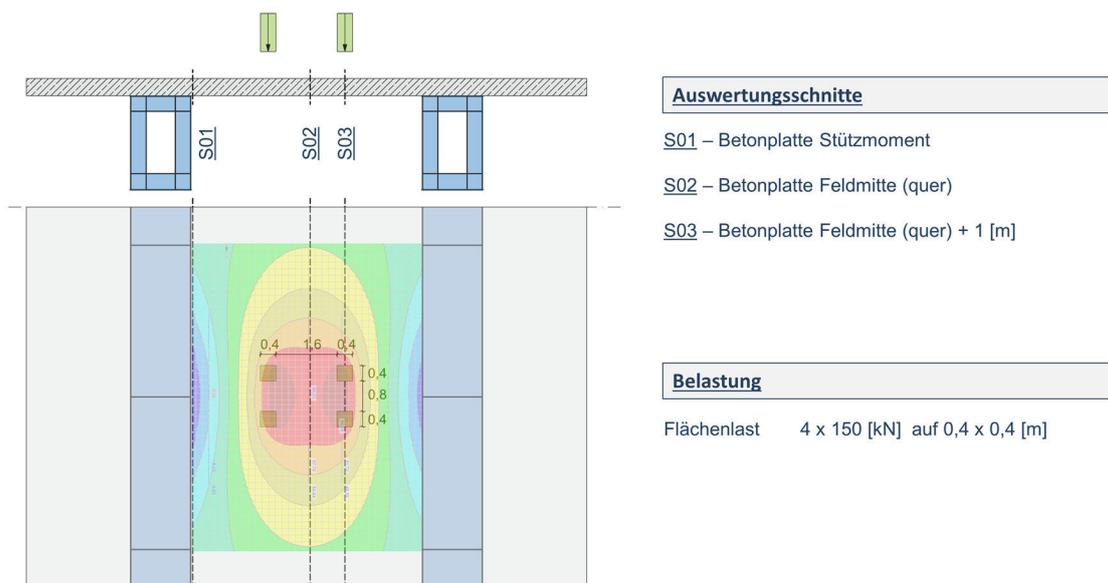
Es zeigt sich, dass die Abweichungen teilweise sehr deutlich sind. Hervorzuheben sind hier das Stab-Plattensystem, bei dem am Bemessungsschnitt S01 (Trägersteg) ein deutlich zu kleines Stützmoment ermittelt wird, und das 3-Stab-System mit verfeinerter Anordnung der ideellen Querträger (A-3S-506756-verb). Bei letztgenanntem System wird das Stützmoment deutlich zu hoch ermittelt. Unter den anderen Systemen stimmen die am 3-Stab-Trägerrost ermittelten Biegemomente in Querrichtung gut mit denen des Referenzmodells überein. Die Abweichung beträgt in diesem Fall max. die oben aufgeführten 20 [%]. Auch das 1-Stab-Trägerrostmodell liefert hier gute Ergebnisse.

In Anhang B ist je Schnitt ein weiteres Diagramm mit den Abweichungen zum Referenzmodell für alle fünf untersuchten Modelle aufgeführt. Es bestätigt sich das obige Bild. Das 3-Stab-Trägerrostmodell liefert für das Querbiegemoment die beste Übereinstimmung mit dem Faltwerksmodell. Auch hier können jedoch größere Abweichungen auftreten, welche eine Untersuchung am separaten lokalen Modell erforderlich machen. Eine Verfeinerung der ideellen Querträger führt zu einer

Verschlechterung der Übereinstimmung und ist auch aus ingenieurpraktischer Sicht nicht sinnvoll. Hier wird bei den gewählten Verteilungsansätzen auf die Stäbe (über Hebelarme) der belastete Stab mittig unter der Doppelachse zu ungünstig belastet und ein deutlich zu hohes Einspannmoment generiert. Festzuhalten ist, dass die Biegemomente infolge der Querverteilung zwar hinreichend genau erfasst werden, die lokalen Plattenmomente unter konzentrierten Einzellasten jedoch nicht ausreichend abgedeckt werden können.

### Ergebnisse lokale Berechnungsmodelle

Nachfolgend sollen die an den lokalen Modellen ermittelten Ergebnisse mit den Ergebnissen des Referenzmodells verglichen und beurteilt werden. Während vorrangig die Stabschnittgrößen der Trägerrostmodelle bewertet wurden, konzentrieren sich die nachfolgenden Ausführungen auf die separaten FE-Plattenmodelle (gemäß Abschnitt 2.2.2). Die Plattenbiegemomente werden hierbei auf einer Breite von 0,5 [m] gemittelt, um engbegrenzte, unrealistische Spitzenwerte auszuschließen. In Abb. 3.6 sind exemplarisch die Biegemomente  $m_{yy}$  in Querrichtung einer lokalen Plattenberechnung mit der allgemeinen Schnitt- und Geometrieabbildung überblendet.

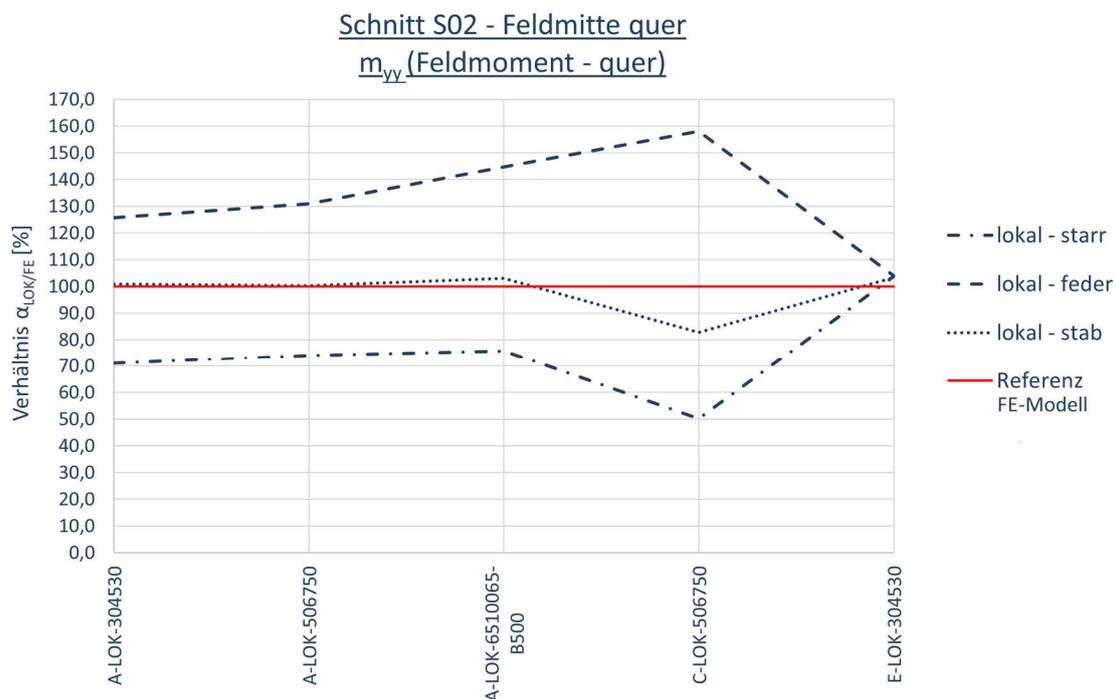


**Abb. 3.6:** Qualitative Verteilung der Plattenbiegemomente in Querrichtung  $m_{yy}$  [kNm/m] für das lokale Plattensystem mit starrer Lagerung

In den Abbildungen Abb. 3.7 und Abb. 3.8 werden nachfolgend einige ausgewählte Ergebnisse aufbereitet und beurteilt. Weitere Diagramme sind in Anhang B zu finden. Die Modellbezeichnungen finden sich in den Abb. 5.4 und 5.5. Im Unterschied zu den globalen Stabwerksmodellen lassen die separaten Modelle auch eine Beurteilung der Lastausbreitung unter konzentrierten Einzellasten in Längsrichtung zu. Analog dem obigen Diagramm wird jeweils das Verhältnis aus den im lokalen Modell ermittelten Biegemomenten im Vergleich zum Referenzmodell  $\alpha_{\text{LOK/FE}}$  in [%] schnittweise und richtungsbezogen (Biegemomente in Brückenquerrichtung  $m_{yy}$  [kNm/m], Biegemomente in Brückenlängsrichtung  $m_{xx}$  [kNm/m]) aufgeführt.

Abb. 3.7 zeigt exemplarisch an Schnitt S02 das Verhältnis  $\alpha_{\text{LOK/FE}}$  in [%] der Feldmomente in Querrichtung  $m_{yy}$  der untersuchten Systeme bezogen auf die im

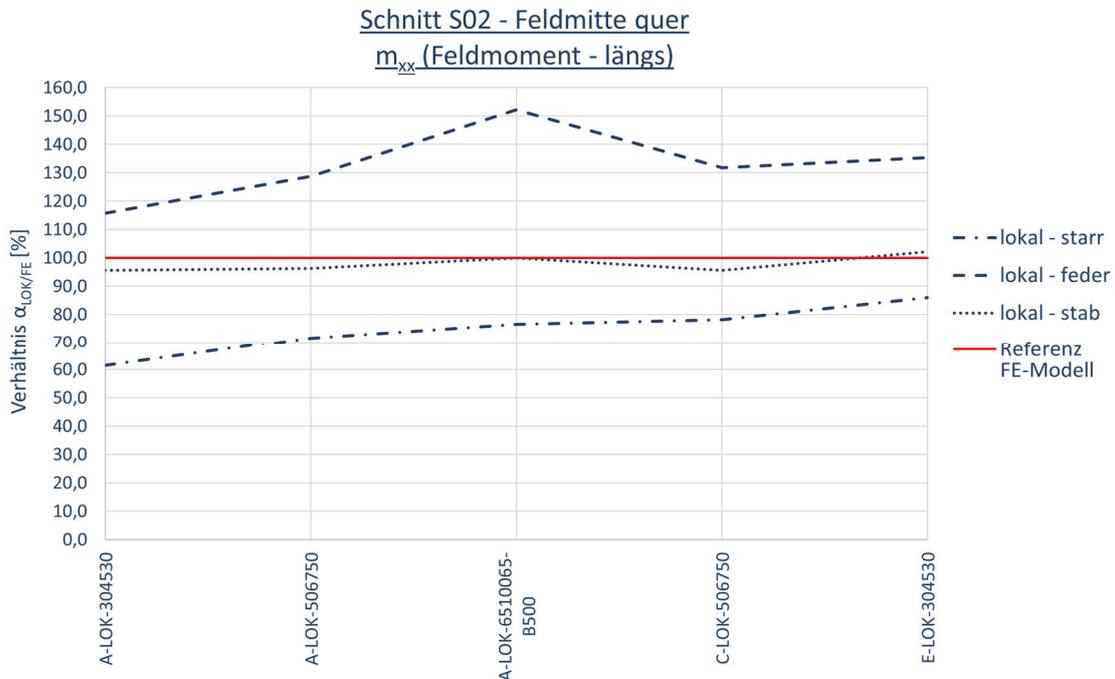
Referenzmodell (Faltwerk) ermittelten Schnittgrößen. Das System mit Lagerung auf Stäben trifft die Ergebnisse des Referenzmodells am besten. Die Modelle mit elastischer Lagerung überschätzen die Feldmomente bis zu ca. 60 [%], die Modelle mit starrer Lagerung unterschätzen die Feldmomente bis zu ca. 50 [%]. Diese Verteilung korrespondiert jedoch mit den Ergebnissen in Bild B.4 in Anhang B, dort werden die Stützmomente (Einspannmomente) an Schnitt S01 in Querrichtung dargestellt. Es zeigt sich die umgekehrte Situation, die Stützmomente  $m_{yy}$  in Querrichtung werden bei den Modellen mit starrer Lagerung überschätzt und bei den Modellen mit elastischer Lagerung unterschätzt. Das Gleichgewicht ist dementsprechend für den GZT hergestellt. Für den GZG bedeuten diese Abweichungen jedoch eine ungenaue Ermittlung der Spannungen in den Bewehrungslagen und damit unter Umständen eine ungenaue Voraussage der zu erwartenden Rissbreiten.



**Abb. 3.7:** Vergleich der lokal ermittelten Plattenbiegemomente in Querrichtung  $m_{yy}$  an Schnitt S02 gegenüber dem Referenzmodell

Die weiteren in Anhang B abgedruckten Diagramme bestätigen die obige Beurteilung des Lastabtrages in Querrichtung. Die Modellierungsstrategie mit einer Lagerung auf den Hauptträgerstegen als entsprechende Stabquerschnitte weist die geringsten Abweichungen auf und bildet somit das Tragverhalten in Querrichtung am genauesten ab. Die Übereinstimmung ist als gut einzustufen, eine Überlagerung mit den am globalen Modell ermittelten Biegemomenten in Querrichtung ist nicht erforderlich. Eine Modellierung mittels elastischer Lagerung weist die größten Abweichungen auf. Jedoch führt auch die Abbildung mit starrer Lagerung zu teilweise deutlich abweichenden Ergebnissen. Es zeigt sich auch, dass eine volle Überlagerung der am globalen Modell ermittelten Biegemomente in Querrichtung mit den am lokalen Modell mit starrer Lagerung ermittelten Biegemomenten in Querrichtung zu einer deutlichen Überschätzung führt.

Die lokale Abbildung der Fahrbahnplatte als Plattensystem mittels Flächenelementen ermöglicht auch eine Beurteilung der Lastausbreitung unter konzentrierten Einzellasten in Längsrichtung. Analog den obigen Ausführungen ist exemplarisch für den Schnitt S02 in Brückenmitte (Feldmitte zwischen den beiden Hauptträgern in Querrichtung) das Verhältnis der am lokalen Modell ermittelten Biegemomente in Brückenlängsrichtung  $m_{xx}$  zum Referenzmodell in Abb. 3.8 aufgeführt.



**Abb. 3.8:** Vergleich der lokal ermittelten Plattenbiegemomente in Längsrichtung  $m_{xx}$  an Schnitt S02 gegenüber dem Referenzmodell

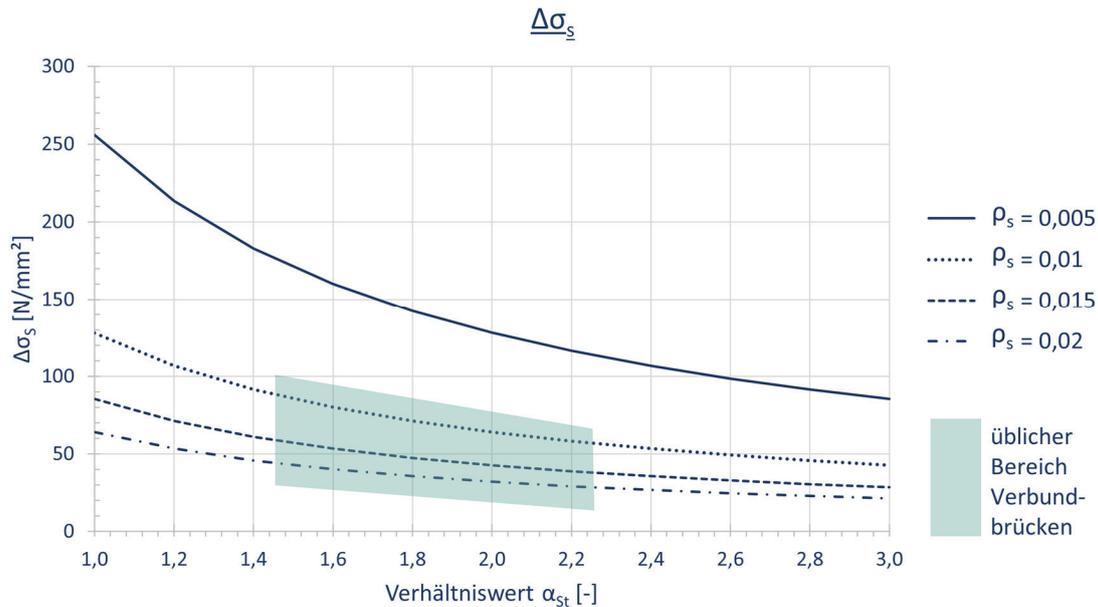
Es zeigt sich eine sehr gute Übereinstimmung zwischen dem Modell mit Stab-Lagerung und dem Referenzmodell. Dies wird auch am Schnitt S03 direkt unter der Einzellast (siehe Abb. B.6 in Anhang B) bestätigt. Die Systeme mit starrer und elastischer Lagerung weisen hier zum Teil deutliche Abweichungen bis ca. 50 [%] auf.

Zusätzlich sei an dieser Stelle auf eine Besonderheit bei Modell C-506750 hingewiesen. Dieses Modell bildet ein Tragsystem mit regelmäßigen Querträgern im Abstand von 5 [m] ab. Die in Abb. 3.8 aufgeführte leichte Unterschreitung des ermittelten Feldmomentes wird durch eine leichte Überschätzung der an den benachbarten Querträgern ermittelten Stützmomente in Längsrichtung ausgeglichen.

Abschließend lässt sich festhalten, dass das Modell mit Lagerung auf den Hauptträgerquerschnitten entsprechenden Stäben, das lokale Tragverhalten gut abbildet. Eine Überlagerung mit den am globalen Modell ermittelten Schnittgrößen ist in Querrichtung im Regelfall nicht erforderlich (eine Ausnahme bilden unter anderem Systeme mit geneigten Hauptträgerstegen).

### 3.3 Untersuchungen zur Berücksichtigung des Tension-Stiffenings

Der Effekt der Zugversteifung aufgrund der Mitwirkung des Betons zwischen den Rissen wurde in Abschnitt 2.2.4 erläutert. In diesem Abschnitt sollen darauf aufbauend einige Untersuchungen zur Berücksichtigung dieses Effektes durchgeführt werden, um abschließend eine Handlungsempfehlung für die tägliche Ingenieurspraxis zu liefern. Zur Einordnung dient Abb. 3.9. Hier ist die Entwicklung des gemäß Formel (2.6) berechneten pauschalen Zusatzterms  $\Delta\sigma_s$  in Abhängigkeit des Verhältniswertes Gesamtstahlquerschnitt zu Baustahlquerschnitt  $\alpha_{st}$  exemplarisch für verschiedene Bewehrungsgrade aufgeführt.



**Abb. 3.9:** Entwicklung des Zusatzterms  $\Delta\sigma_s$  [N/mm<sup>2</sup>] in Abhängigkeit des Verhältniswertes  $\alpha_{st}$  für verschiedene Bewehrungsgrade

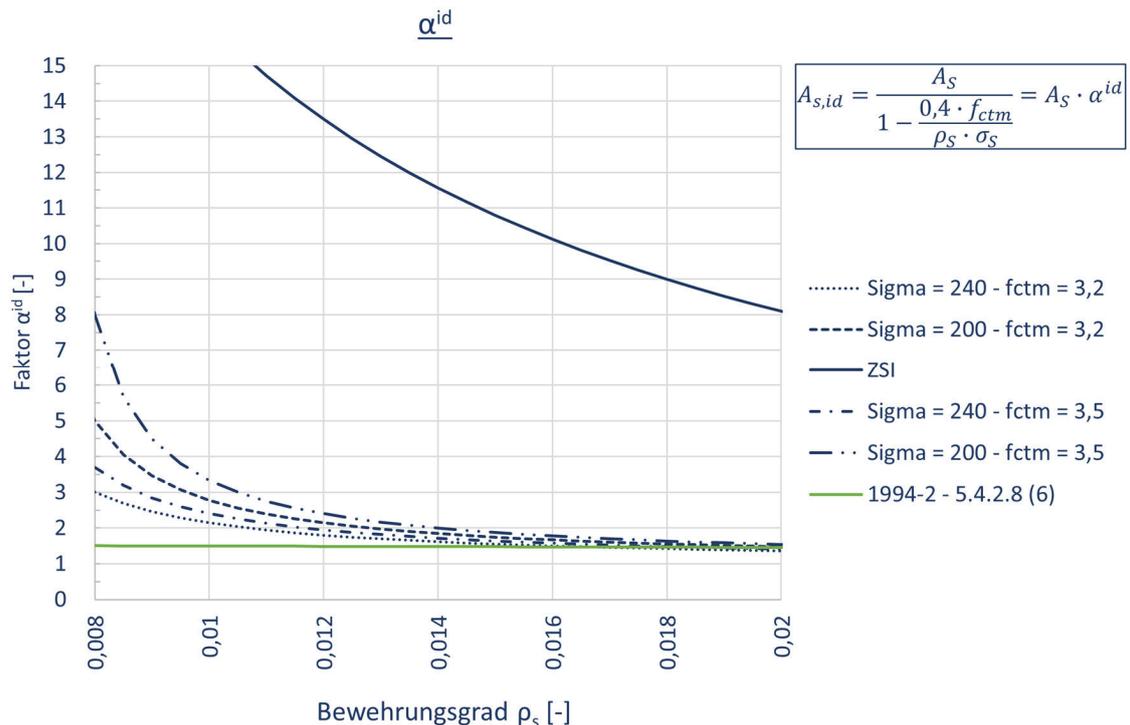
In aller Regel korrespondieren der Verhältniswert  $\alpha_{st}$  und der entsprechende Bewehrungsgrad  $\rho_s$  miteinander. Ein kleiner Bewehrungsgrad führt in aller Regel auch zu einem kleinen Verhältniswert. Gerade im Bereich kleiner Verhältniswerte ist die Formel sensibel und führt zu großen Zusatzspannungen  $\Delta\sigma_s$ . Aus der Analyse zahlreicher Statischer Berechnungen von Verbundbrücken, wurde der im Verbundbrückenbau übliche Bereich gezogen und im Diagramm grün schraffiert. Es ergeben sich durch die Berücksichtigung des Tension-Stiffenings über den pauschalen Zusatzterm berechnete Zusatzspannungen ca. bis  $\Delta\sigma_s = 100$  [MPa] (siehe auch HANSWILLE; STRANGHÖNER [61]). Berücksichtigt man für den Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit eine zulässige Rissbreite von  $w_k = 0,2$  [mm], ergeben sich gemäß [38] zulässige Bewehrungsstahlspannungen von ca. zul  $\sigma_s = 200 - 240$  [N/mm<sup>2</sup>] (in Abhängigkeit des Stabdurchmessers und des Stababstandes). Die oben aufgeführte Zusatzspannung infolge Tension-Stiffenings  $\Delta\sigma_s$  kann somit einen erheblichen Anteil der gesamten zulässigen Spannung ausmachen.

Untersuchungen, u.a. in REUEN [87], weisen eine gewisse Wirtschaftlichkeit der Verfahren mit Berücksichtigung der Mitwirkung des Betons zwischen den Rissen während der Schnittgrößenermittlung gegenüber der Verwendung des pauschalen Zusatzterms aus. Dies stimmt auch mit den Ergebnissen in GARG [51] überein, wo am

Beispiel eines typischen Brückenbauquerschnitts bei entsprechender Berücksichtigung des Tension-Stiffening-Effektes schon bei der Ermittlung der Schnittgrößen gegenüber einer Berechnung am reinen Zustand II Querschnitt, lediglich eine Zusatzspannung von  $\Delta\sigma_s = 10$  [N/mm<sup>2</sup>] ermittelt wurde. Diese geringe Zusatzspannung ist über Anwendung des pauschalen Zusatzterms für die üblichen Verbundbauquerschnitte im Grunde nicht zu erreichen (siehe Abb. 3.9).

Als Verfahren zur Berücksichtigung der Zugversteifung bieten sich nun einerseits das in [38] eingeführte Modell für Stab-Bogen-Brücken gemäß Formel (2.13) und das an heutige Verhältnisse angepasste Modell aus *BODE* [6] oder *UNTERWEGER* [97] gemäß Formel (2.11) an. In beiden Fällen wird die Bewehrung um ein fiktives Maß erhöht, um den Querschnitt im gerissenen Bereich steifer zu machen und so die Umlagerung in die Felder zu verringern. Hierfür wird die Bewehrung mit dem Erhöhungsfaktor  $\alpha^{id}$  (gewählte einheitliche Bezeichnung) multipliziert.

Aufgrund des Formelformats, mit alleiniger Berücksichtigung des Bewehrungsgrades und der Reduktionszahl, liefert Formel (2.13) eine sehr geringe Streubreite. In Abb. 3.10 ist dies an der annähernd horizontalen, grünen Kurve zu sehen. Die Betongüte hat aufgrund der geringen Steigerung zwischen den E-Moduln der im Verbundbrückenbau üblichen Betone nahezu keinen Einfluss. Es ergeben sich Erhöhungsfaktoren von  $\alpha^{id} = 1,44 - 1,52$  [-].



**Abb. 3.10:** Erhöhungsfaktor der Bewehrung  $\alpha^{id}$  zur Berücksichtigung des Tension-Stiffening-Effektes bei der Querschnittsermittlung

Unter der Annahme einer wirtschaftlichen Auslegung der Bewehrung im GZG wird Formel (2.11) unter Ansatz der zulässigen Bewehrungsspannung zur Beschränkung der Rissbreite von  $\text{zul } \sigma_s = 200 - 240$  [N/mm<sup>2</sup>] ausgewertet. Da die Formel von der, gegenüber dem E-Modul stärker variierenden Zugfestigkeit abhängt, wird diese zwischen  $f_{ctm} = 3,2$  und  $f_{ctm} = 3,5$  [N/mm<sup>2</sup>] variiert. Dies entspricht den Werten heute

gängiger Betone bei Verbundbrücken in Balkenbauweise. Die Auswertung ist ebenfalls in Abb. 3.10 zu sehen. Als Orientierungslinie ist zudem der Faktor des ungerissenen Zustandes I (ZSI) auf die Bewehrungsfläche eingetragen.

Es ist ersichtlich, dass gerade im Bereich kleiner Bewehrungsgrade  $\rho_s < 0,014$  [-] die an heutige Verhältnisse angepasste Formel (2.11) einen deutlich größeren Erhöhungsfaktor liefert. Dies korrespondiert qualitativ mit dem Verlauf des pauschalen Zusatzterms in Abb. 3.9. Im abgeschnittenen Bereich, bei sehr kleinen Bewehrungsgraden, kann es bei Formel (2.11) aufgrund der Subtraktion im Nenner zu einer mathematischen Fehlstelle bzw. zu unverhältnismäßig großen Erhöhungsfaktoren kommen. Es ist daher als oberer Grenzwert der Erhöhungsfaktor des ungerissenen Zustand I zu etablieren. Die Vernachlässigung des Bewehrungsstahls ist hier ausreichend genau. Die verwendete angepasste Formel ergibt sich dann zu:

$$A_{s,id} = \frac{A_s}{1 - \frac{0,4 \cdot f_{ctm}}{\rho_s \cdot \text{zul.} \sigma_s}} = A_s \cdot \alpha^{id} \quad (3.1)$$

mit:

zul. $\sigma_s$	zulässige Spannung im Bewehrungsstahl zur Beschränkung der Rissbreite gemäß [38]
$\alpha^{id} \leq A_c / A_s$	Erhöhungsfaktor der ideellen Bewehrung zur Berücksichtigung des Tension-Stiffenings; ungerissener Zustand I Querschnitt als Grenzwert

Die vergleichenden Untersuchungen zwischen pauschalem Zusatzterm und der Berücksichtigung des Tension-Stiffenings schon in der Schnittgrößenermittlung werden nun an verschiedenen der in Kapitel 5 dargelegten Konfigurationen durchgeführt. Generell werden zur Systemidealisation des globalen Tragverhaltens 3-Stub-Trägerrostmodelle gemäß Abschnitt 2.2.1 verwendet. Allen Berechnungen liegt die Annahme zugrunde, dass das Betoneigengewicht bei Betonage ausschließlich vom Baustahlquerschnitt aufgenommen wird. Baupraktisch bedeutet dies eine vorauslaufende Betonage der Felder mit Aussparung der Stützbereiche und ein nachfolgendes Betonieren der Stützbereiche. Als Spannungen in der Bewehrung infolge Langzeitlasten sind dann (fast) ausschließlich die Lasten des Ausbaus zu berücksichtigen. Es werden pro Konfiguration drei Systeme abgebildet: Kurzzeitlasten, Schwinden / Kriechen und Langzeitlasten. Hierbei werden jeweils die Reduktionsfaktoren und somit der Beitrag des Betongurtes am ideellen Gesamtquerschnitt variiert. Die Rissbildung wird im Stützbereich analog des vereinfachten Ansatzes gemäß [38] über jeweils 15 [%] der Feldlänge berücksichtigt. Die Spannungen werden für die häufige Einwirkungskombination ausgewertet (analog [39]).

Am Beispiel des Systems A-506750 soll das generelle Vorgehen bei den Vergleichsrechnungen dargestellt werden. Der Querschnitt ist in Abb. 3.1 dargestellt und mit seiner Geometrie innerhalb der üblichen Verhältnisse im Verbundbrückenbau zu sehen. Der Bewehrungsgrad sowie die Plattenschlankheit liegen ebenfalls im heute gängigen Bereich.

Es ergibt sich die zusätzliche Spannung aus dem Effekt der Zugversteifung gemäß Formel (2.6) zu:

$$\Delta\sigma_s = \frac{0,4 \cdot f_{ctm}}{\alpha_{st} \cdot \rho_s} = \frac{0,4 \cdot 3,2}{1,423 \cdot 0,014} = 64 \text{ [N/mm}^2\text{]} \quad (3.2)$$

$$\alpha_{st} = \frac{A \cdot I}{A_a \cdot I_a} = \frac{4085 \cdot 47375000}{3626 \cdot 37508400} = 1,423 \quad (3.3)$$

mit:

$f_{ctm} = 3,2 \text{ [N/mm}^2\text{]}$	Mittelwert der Betonzugfestigkeit C35/45 gemäß [35]
$\rho_s = 0,014 \text{ [-]}$	Bewehrungsgrad ( $\emptyset 20$ -10 oben/unten)
$A = 4085 \text{ [cm}^2\text{]}$	Fläche des Verbundquerschnitts unter Vernachlässigung der zugbeanspruchten Betonquerschnittsteile
$I = 47375000 \text{ [cm}^4\text{]}$	Flächenmoment zweiten Grades des Verbundquerschnitts unter Vernachlässigung der zugbeanspruchten Betonquerschnittsteile
$A_a = 3626 \text{ [cm}^2\text{]}$	Fläche des Baustahlquerschnitts
$I_a = 47375000 \text{ [cm}^4\text{]}$	Flächenmoment zweiten Grades des Baustahlquerschnitts

Die am Stabwerk ermittelte Spannungsverteilung ohne Berücksichtigung des Tension-Stiffening-Effekts, also unter Berücksichtigung des reinen Zustand II Querschnitts, ist in Abb. 3.11 oben für die häufige Einwirkungskombination zu finden. Es ergibt sich eine Spannung in der oberen Bewehrungslage von ca.  $\sigma_s = 109 \text{ [N/mm}^2\text{]}$ .

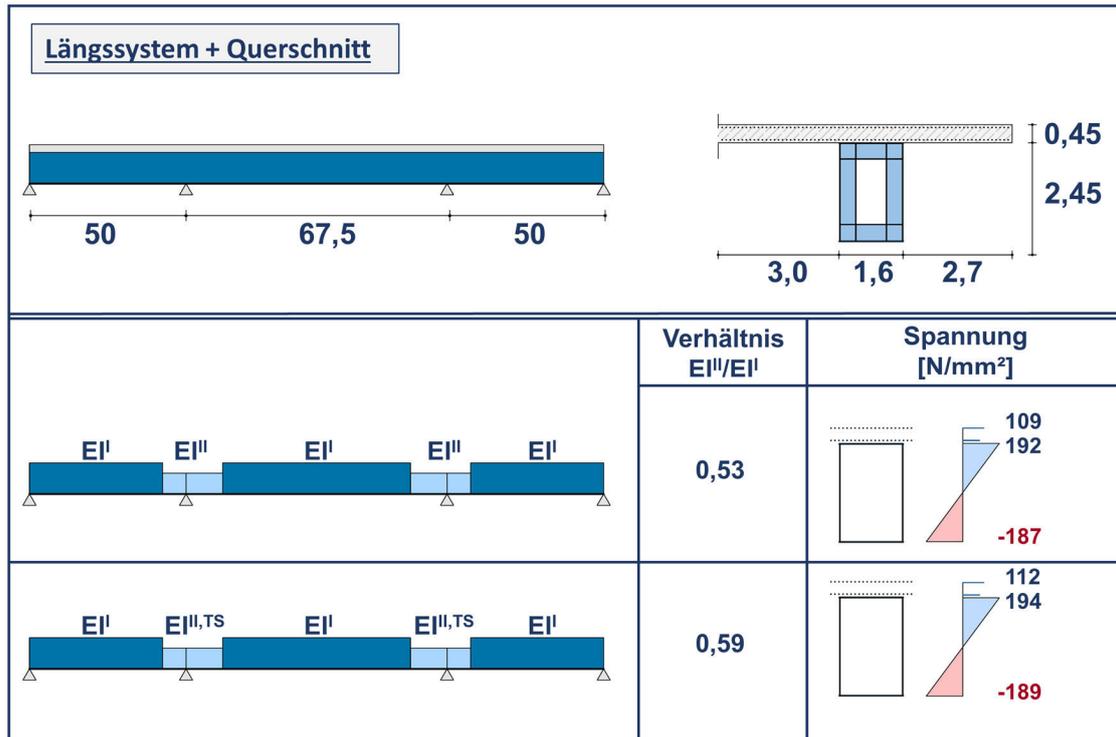
Zur Ermittlung der ideellen Querschnittsfläche zur Berücksichtigung des Tension-Stiffenings während der Schnittgrößenberechnung wird nun in einem ersten Schritt das Vorgehen gemäß *BODE* [6] mit der auf heutige Verhältnisse angepassten Formel (3.1) verfolgt. Es ergibt sich die ideelle Querschnittsfläche zu:

$$A_{s,id} = A_s \cdot \alpha^{id} = \frac{A_s}{1 - \frac{0,4 \cdot f_{ctm}}{\rho_s \cdot \text{zul.} \sigma_s}} = \frac{2 \cdot 31,4}{1 - \frac{0,4 \cdot 3,2}{0,014 \cdot 240}} = 62,8 \cdot 1,62 = 101,4 \text{ [cm}^2\text{/m]} \quad (3.4)$$

mit:

$A_s = 2 \cdot 31,4 \text{ [cm}^2\text{/m]}$	Bewehrungsfläche: $\emptyset 20$ -10 oben und unten
$\text{zul.} \sigma_s = 240 \text{ [N/mm}^2\text{]}$	zulässige Spannung im Bewehrungsstahl zur Beschränkung der Rissbreite gemäß [38] Tabelle 7.2 hier: Stababstand $a = 100 \text{ [mm]}$ , $w_k = 0,2 \text{ [mm]}$

Es ergibt sich unter Ansatz dieser ideellen Steifigkeit damit ein gegenüber dem reinen Zustand II Querschnitt um ca. 10 [%] erhöhtes Flächenträgheitsmoment zweiten Grades von  $I_{II,TS} = 52413255 \text{ [cm}^4\text{]}$ . Diese erhöhte ideelle Steifigkeit wird dann bei allen drei Tragwerksberechnungen (Kurzzeit, Kriechen/Schwinden und Langzeit) im Stützbereich zur Schnittgrößenermittlung angesetzt. Die mit den so ermittelten Schnittgrößen berechnete Spannungsverteilung ist in Abb. 3.11 unten zu sehen.



**Abb. 3.11:** Auswirkungen der Berücksichtigung des Tension-Stiffenings in der Spannungsermittlung über Erhöhungsfaktor der Bewehrung exemplarisch für Modell A-506750 (ohne Berücksichtigung TS oben – mit Berücksichtigung TS unten)

Es ist ersichtlich, dass die Spannungen durch die Berücksichtigung des Tension-Stiffenings über eine fiktiv erhöhte Bewehrung nur geringfügig steigen. Dies deckt sich mit den Ausführungen in GARG [51] und REUEN [87]. Aus der Differenz der beiden Berechnungsläufe lässt sich die Zusatzspannung infolge Tension-Stiffenings extrahieren:

$$\Delta\sigma_s = 112 - 109 = 3 \text{ [N/mm}^2\text{]}$$

Diese liegt somit um ein Vielfaches unter der gemäß Formel (3.2) errechneten Zusatzspannung von  $\Delta\sigma_s = 64 \text{ [N/mm}^2\text{]}$ . Eine Berücksichtigung der erhöhten Steifigkeit infolge der Mitwirkung des Betons zwischen den Rissen schon bei der Schnittgrößenermittlung ist hier somit die eindeutig wirtschaftlichere Vorgehensweise.

Zum weiteren Vergleich wird der Vollständigkeit halber noch der Erhöhungsfaktor gemäß [38] für Bauteile unter Zugbeanspruchung berechnet. Bei der hier vorliegenden Betongüte C35/45 und dem vorhandenen Bewehrungsgrad von  $\rho_s = 0,014 \text{ [-]}$  ergibt sich der Erhöhungsfaktor  $\alpha^{id}$  aus der umgeformten Formel (2.13) zu:

$$\alpha^{id} = \frac{1}{1 - \frac{0,35}{(1 + n_0 \cdot \rho_s)}} = \frac{1}{1 - \frac{0,35}{(1 + 6,18 \cdot 0,014)}} = 1,48 \quad (3.5)$$

Dieser Erhöhungsfaktor liegt unterhalb des Wertes aus der vorangehenden Berechnung mittels Formel (3.4). Die fiktive Steifigkeitserhöhung der Bewehrung würde somit geringer ausfallen und somit letztendlich zu einer noch geringeren Spannungserhöhung  $\Delta\sigma_s$  führen. Der Ansatz wird an dieser Stelle daher nicht weiterverfolgt.

**Tab. 3.5:** Auswirkung Tension-Stiffening: Vergleich pauschale Zusatzspannung gemäß Formel (2.6) und Berücksichtigung bei Schnittgrößenermittlung gemäß Formel (3.1)

System	Bewehrung	$\Delta\sigma_s$ [N/mm <sup>2</sup> ]		$\rho_s$ [-]	$\alpha_{st}$ [-]	$\alpha_{id,sa}$ [-]	$\alpha_{id,EN1994}$ [-]
		pauschal Formel (2.6)	Schnittgrößen Formel (3.1)	Bewehrungsgrad	Verhältniswert		
A-304530	16-15_ZSI	177,8	34,5	0,006	1,21		1,51
	16-10	109,1	18,1	0,009	1,31	2,50	1,50
	20-10	61,5	3,3	0,014	1,49	1,62	1,48
	25-10	33,2	4,6	0,022	1,77	1,32	1,45
A-304530-L18	20-10	65,3	2,5	0,014	1,40	1,62	1,48
A-304530-L30	20-10	56,9	6,2	0,014	1,61	1,62	1,48
506750	20-10	64,4	2,9	0,014	1,42	1,62	1,48
6510065	16-15_ZSI	188,0	28,7	0,006	1,14		1,51
	16-10	117,9	4,7	0,009	1,22	2,50	1,50
	20-10	68,6	2,5	0,014	1,34	1,62	1,48
	25-10	38,4	1,5	0,022	1,53	1,32	1,45
6510065-L18	20-10	71,3	2,0	0,014	1,28	1,62	1,48
6510065-L30	20-10	66,0	3,7	0,014	1,39	1,62	1,48

In Tabelle 3.5 sind die entsprechenden Ergebnisse des obigen Vergleichs auch für andere ausgewählte Konfigurationen aufgeführt. Variiert wurde hier als maßgebende Eingangsgröße hauptsächlich der Bewehrungsgrad. Die Konfiguration mit Bewehrungsstäben Ø16-15 oben und unten ist allerdings in der heutigen Brückenbaupraxis im Stützbereich üblicherweise nicht mehr ausreichend und ist vielmehr als untere Grenze zu verstehen. Bei dieser Konfiguration wurde die Zustand I Steifigkeit als Grenzwert genutzt. Da sich der Wert des Systems A-506750 zwischen den Ergebnissen der Systeme A-304530 und A-6510065 befindet, wurden hier keine weiteren Konfigurationen untersucht. Bei den Systemen A-304530 und A-6510065 wurde neben dem Bewehrungsgrad zusätzlich auch die Schlankheit variiert. Dies erlaubt Aussagen für den gesamten Bereich zwischen den untersuchten Konfigurationen.

Es ist klar ersichtlich, dass sich die am Beispiel von Konfiguration A-506750 gezogenen Rückschlüsse auch bei den anderen untersuchten Variationen bestätigen lassen. Selbst bei den geringsten möglichen Bewehrungsgraden liefert die Vorgehensweise mit Berücksichtigung der Zugversteifung schon in der Schnittgrößenermittlung die kleineren Zusatzspannungen gegenüber dem pauschalen Zusatzterm. Diese Vorgehensweise ist daher in jedem Falle als die wirtschaftlichere einzustufen.

### 3.4 Handlungsempfehlung auf Basis des aktuellen Standes der Technik

Aufbauend auf den Grundlagen des Kapitels 2.2 und den obigen Untersuchungen lassen sich klare Handlungsempfehlungen für die ingenieurtechnische Praxis bei der Modellierung von Balkenbrücken in Verbundbauweise entwickeln.

#### Erfassung des Tragverhaltens längs (global)

In aller Regel ist die Abbildung mittels Stabwerkmodellen hinreichend genau. Das 3-Stab-Trägerrostmodell ist hier das allgemeinere, und über die Berücksichtigung der

Querrahmensteifigkeit sind die Effekte der Profilverformung sowie näherungsweise der Wölbkrafttorsion für Hohlkastenquerschnitte mit abbildbar. Maßgebend für die korrekte Idealisierung ist die wirklichkeitsnahe Erfassung besagter Querrahmenbiegesteifigkeit. Unter Umständen reicht für einige annähernd steif ausgebildete Hohlkasten-Brücken, sowie für Brücken mit offenen Profilen, auch eine Modellierung mittels des 1-Stab-Trägerrostsystems aus. Die Übereinstimmung mit dem Faltwerksmodell ist als ausreichend genau einzustufen.

Eine Abbildung mittels des kombinierten Stab-Plattensystems liefert bis auf die automatisch korrekte Erfassung der Schubverzerrungen in der Stahlbetonfahrbahnplatte keine nennenswerten Vorteile. Auch die erzielten Plattenschnittgrößen differieren zum Teil deutlich von denen des Referenzmodells – eine alleinige Beurteilung des Platten-Tragverhaltens auf Basis der so ermittelten Beanspruchungen ist daher nicht empfehlenswert. Aufgrund der Modellierung des Stahlträgers als ein Stab (mit starrer Querschnittsdefinition) sind zudem Zusatzuntersuchungen zu den Effekten der Wölbkrafttorsion und der Profilverformung notwendig. Die Qualität der erzielten Ergebnisse hängt maßgeblich von der korrekten Erfassung der Kopplung zwischen Stahlträger und Fahrbahnplatte ab. Die Fehleranfälligkeit in der Definition der Flächenelemente ist bei Berücksichtigung der Rissbildung nennenswert.

Das Faltwerksmodell mit einer kompletten Abbildung aus Schalenelementen ist bei korrekter Eingabe als sehr genau einzustufen. Der enorme Eingabe- und Berechnungsaufwand sind jedoch in den allermeisten Fällen nicht gerechtfertigt. Zudem ist die Fehleranfälligkeit bei Element- und Kopplungsdefinitionen erheblich. Gerade die Erfassung der Rissbildung wird hier uneinheitlich gehandhabt und kann zu Differenzen zwischen verschiedenen Berechnungen führen. Die Prüffähigkeit ist aufgrund der Unübersichtlichkeit und der Komplexität erschwert. Um die Verwertbarkeit der Ergebnisse zu generieren, ist aufgrund der Vielzahl an Elementen ein großer Aufwand in die Nachbereitung zu investieren. Gerade bei ungeübten Ingenieuren kann es aufgrund dieser Faktoren zu unerkannten Fehlern in der Abbildung kommen. Für die Modellierung von Detail- und Sonderbereichen zur Analyse des Kraftflusses ist die Abbildung mittels Schalenelementen jedoch in jedem Falle von Vorteil.

#### Erfassung des Tragverhaltens quer (lokal)

Zur Beurteilung des Tragverhaltens der Stahlbetonfahrbahnplatte sind im Falle der Abbildung des globalen Modells mittels Stabwerksmodellen, lokale Zusatzbetrachtungen erforderlich. Dies erfolgt in aller Regel über zusätzliche Plattenberechnungen mittels der FE-Methode. Aufgrund der in Abschnitt 2.2.2 aufgeführten Erläuterungen sollten diese Zusatzberechnungen stets ohne Berücksichtigung der Rissbildung, d.h. im reinen Zustand I erfolgen. Für die Ermittlung der Plattenschnittgrößen zur Bemessung sind zwei Bereiche zu unterscheiden: der Stützbereich und der Feldbereich.

Aufgrund der geringen Verformungen ist der Stützbereich als Platte mit starrer Lagerung zu abstrahieren. Eine Abbildung von jeweils zweimal der lichten Plattenstützweite zwischen den Hauptträgern bzw. zwei bis drei Querrahmenabständen in Längsrichtung der jeweiligen Felder ist in der Regel ausreichend. Mit den in diesem Modell ermittelten Plattenschnittgrößen können alle Nachweise im GZT und GZG der Platte für diesen

Bereich durchgeführt werden. Die Querkraftnachweise der gesamten Platte sollten konservativ mit den an diesem Modell ermittelten Schnittgrößen erfolgen.

Aufgrund der Verformung der Längsträger ergeben sich für die Feldbereiche abweichende Randbedingungen. Um die Umlagerungen im System korrekt zu berücksichtigen, ist hier die Abbildung über eine Lagerung auf Stäben (gemäß Abb. 2.27 –  $l_y$  des Verbundträgers) die zutreffendste. In Längsrichtung sollte das Modell in etwa den Abstand der Momentennulldurchgänge (also in der Regel  $0,70 \cdot$  Stützweite) aufweisen. Mit den an diesem Modell ermittelten Biegemomenten können alle entsprechenden Nachweise der Platte für diesen Bereich durchgeführt werden. Für die Querkraft- und Schubnachweise sollten, auf der sicheren Seite, die am Modell mit starrer Lagerung ermittelten Schnittgrößen verwendet werden.

#### Berücksichtigung des Tension-Stiffening

Zur Erfassung der Effekte des Tension-Stiffening bei Stabwerksmodellen zur globalen Systemberechnung wird eine Berücksichtigung schon im Zuge der Schnittgrößenermittlung empfohlen. Hierbei ist in Abhängigkeit des Bewehrungsgrades die vorhandene (geplante) Bewehrung im Stützbereich über einen Erhöhungsfaktor  $\alpha^{id}$  auf ein fiktives Maß zu erhöhen. Als Grenzwert dient die Steifigkeit des ungerissenen Zustand I Querschnitts. Die so vergrößerte Steifigkeit kann dann bei der Ermittlung der Querschnittswerte berücksichtigt werden. Mit den so gesteigerten Beanspruchungen im Stützbereich kann anschließend die Berechnung der Spannungen auf Basis der tatsächlich vorhandenen (geplanten) Bewehrung erfolgen.

<b>Handlungsempfehlungen für Balkenbrücken in Verbundbauweise</b>
<b><u>Tragverhalten längs (global)</u></b>
<ul style="list-style-type: none"> <li>▪ Stabwerksmodell: 3-Stab-Trägerrostmodell (ggf. 1-Stab-Trägerrostmodell ausreichend)</li> </ul>
<b><u>Tragverhalten quer (lokal)</u></b>
<ul style="list-style-type: none"> <li>▪ Separate Plattenberechnung mittels FE</li> <li>▪ Plattenberechnung im ungerissenen Zustand I</li> <li>▪ Stützbereich als Platte mit starrer Lagerung</li> <li>▪ Feldbereich als Platte mit Stab-Lagerung</li> </ul>
<b><u>Berücksichtigung des Tension Stiffenings</u></b>
<ul style="list-style-type: none"> <li>▪ Berücksichtigung bei der Schnittgrößenermittlung über <math>\alpha^{id}</math> gemäß Formel (3.1)</li> </ul>

**Abb. 3.12:** Handlungsempfehlungen zur Modellierung von Balkenbrücken in Verbundbauweise

## 4 Monitoringmaßnahmen

*Nähere Erkenntnisse über das Tragverhalten realer Bauwerke lassen sich aus Monitoringmaßnahmen ziehen. Während der Forschungszeit wurden Messungen an zwei Brückenbauwerken durchgeführt. Die daraus gewonnenen Forschungsergebnisse sollen im folgenden Kapitel dargelegt werden, um sowohl die numerische Modellbildung zu fundieren als auch Hinweise für zukünftige Forschungsvorhaben zu liefern.*

### 4.1 Allgemeines

Dass sich nennenswerte Erkenntnisse über den Tragwerkszustand und das Tragverhalten von Strukturen aus der Analyse der am Bauwerk gemessenen Dehnungen bzw. Spannungen als Antwort auf eine aufgebrachte Belastung ableiten lassen, ist aus vielen Veröffentlichungen bekannt. Siehe hierzu unter anderem die Veröffentlichungen von ZILCH *et al.* [104], GEIBLER; GEBERT [55] oder MARX *et al.* [72], welche sich unter anderem mit Monitoringmaßnahmen an Brücken aus Beton, Stahl oder in Verbundbauweise beschäftigen. Dies wurde zur Analyse des globalen und lokalen Tragverhaltens im Rahmen der hier durchgeführten Forschung ebenfalls an zwei Brückenbauwerken durchgeführt. Auf die Eigenheiten der einzelnen Bauwerke und der Monitoringmaßnahmen wird in den nachfolgenden Abschnitten explizit eingegangen. Beiden gemein ist jedoch das generelle Vorgehen. Zunächst wurden Brückentypen identifiziert, welche sich aufgrund der Randbedingungen für Monitoringmaßnahmen eigneten. Hierzu zählen unter anderem der Konstruktionstyp des Bauwerks, die Möglichkeit zur Monitoringmaßnahme seitens der zuständigen Behörde, die Zugänglichkeit oder auch die Lage im Straßennetz. Nach den ersten Begehungen folgte dann die Installation der Messtechnik. Hierfür wurden Dehnungsmessstreifen (DMS) und Temperatursensoren an ausgewählten, für die gewünschten Rückschlüsse als zielführend identifizierten Stellen appliziert. Der generelle Aufbau bestand aus Messfühlern (DMS und Temperatursensoren), Messverstärkern, Messrechnern (zur begleitenden Visualisierung und zur Datenablage) sowie der erforderlichen Stromversorgung. Die anschließenden Messungen wurden über einen Zeitraum von ca. 2 bis 5 Wochen durchgeführt, um Einblicke in das Bauwerksverhalten unter Regelverkehr zu erlangen. Gegen Ende der Dauermessungen wurde jeweils eine Probelastung durchgeführt, um die Tragwerksantwort auf eine diskrete, bekannte Belastung zu erhalten. Die damit erhaltenen Ergebnisse dienten anschließend zum Abgleich mit den begleitenden numerischen Berechnungen.

### 4.2 Monitoringmaßnahme Ganslandsiepen

#### 4.2.1 Bauwerksbeschreibung

Bei der Talbrücke Ganslandsiepen handelt es sich um eine Autobahnbrücke der BAB 44 auf Höhe der Gemeinde Heiligenhaus, zwischen Düsseldorf und Velbert in Nordrhein-Westfalen. Gemäß der aktuell üblichen Bauweise besitzt sie einen getrennten Überbau je Richtungsfahrbahn, mit jeweils zwei Fahrspuren und einem Standstreifen. Die Brücke ist als dreifeldrige, semi-integrale Balkenbrücke in Verbundbauweise ausgeführt. Die

Stützweiten der Einzelfelder liegen bei 64 - 80 - 64 [m], womit sich eine Gesamtlänge von 208 [m] ergibt. Der betrachtete offene, trapezförmige Stahlhohlkasten mit oberliegender Betonfahrbahnplatte, hat eine Gesamtbauhöhe in der Überbau-Achse von ca. 4,10 [m]. Der Stahlhohlkasten ist monolithisch, über eine V-förmige Stützkonstruktion an die Mittelpfeiler angeschlossen. Die in Querrichtung gevoutete Fahrbahnplatte (Betongüte C35/45) besitzt über den Hauptträgerstegen eine Plattendicke von 500 [mm] und in der Überbauachse von 400 [mm]. Im Stützbereich der monolithischen angebundenen Pfeiler ist die Fahrbahnplatte zwischen den Hauptträgerstegen konstant 500 [mm] dick. Eine Bauwerksübersicht ist in Abb. 4.1 gegeben. Weitere Information zur Brücke finden sich unter anderem in LANGER [69] und BLAU; NAUJOKS [5].

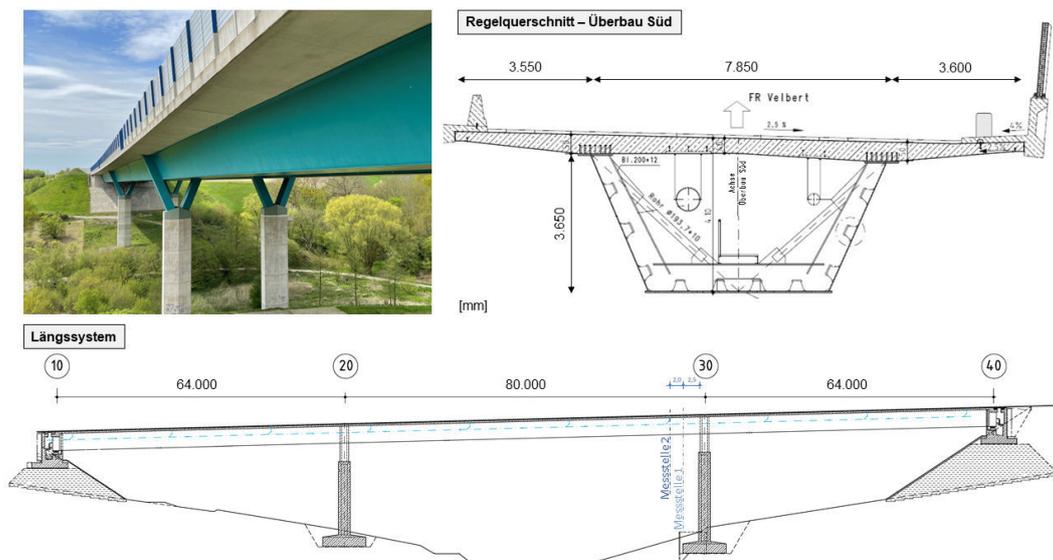
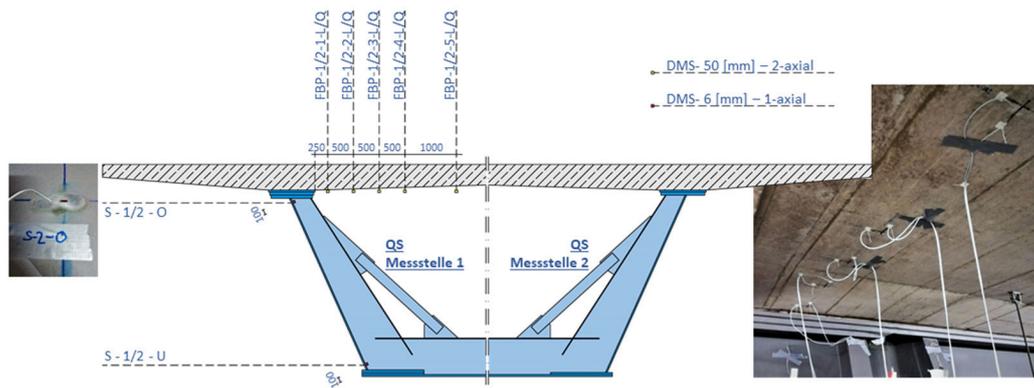


Abb. 4.1: Übersicht Talbrücke Ganslandsiepen nach BLAU; NAUJOKS [5].

#### 4.2.2 Messaufbau und Probelastung

Ziel der Monitoringmaßnahme war der Erkenntnisgewinn zum globalen und lokalen Tragverhalten von Verbundbalkenbrücken im Stützbereich. Die generelle Anordnung der Dehnungsmessstreifen (DMS) ist Abb. 4.2 zu entnehmen. Die aufgeführten DMS wurden an zwei Messstellen in Brückenlängsrichtung (Messstellen **1** und **2** – siehe Abb. 4.1) zur Aufnahme der Tragwerksantwort (hier Dehnungen) appliziert. Aufgrund der Erreichbarkeit wurden die DMS nur innenseitig und im Falle der Betonfahrbahnplatte unterseitig angebracht. Am Hauptträgersteg wurden jeweils zwei DMS zur Messung von Stahldehnungen in Brückenlängsrichtung mit großem vertikalem Abstand zueinander angeordnet, um so die Dehnungsverteilung über die Höhe des Querschnitts bestimmen zu können (Kürzel **S**). Diese Dehnungsverteilung lässt über die Lage des Nulldurchgangs Rückschlüsse auf den globalen Tragwerkszustand (Zustand I - Betonplatte ungerissen, Zustand II - Betonplatte gerissen) zu.

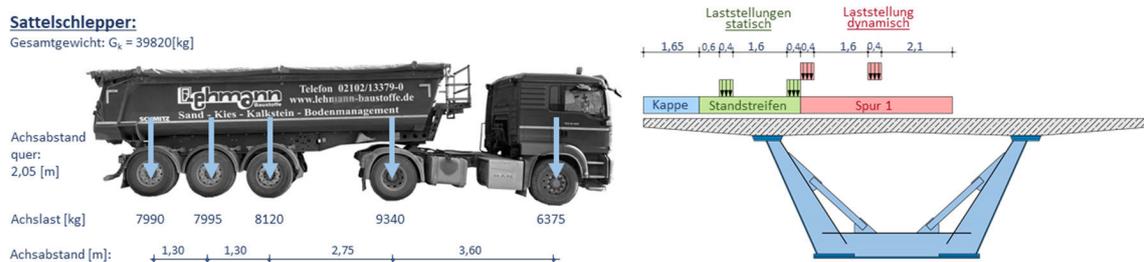


**Abb. 4.2:** Messplan Ganslandsiepen und Fotos der Applikation

An der Betonfahrbahnplatte wurden an beiden Messstellen jeweils fünf biaxiale DMS (Kürzel **FBP** - Längs- und **Q**uerrichtung) entsprechend der Angaben in Abb. 4.2 angeordnet. Diese Dehnungsmessstreifen dienen zur Aufnahme der Betondehnungen auf der Unterseite der Betonfahrbahnplatte, sowohl in Längs- als auch Querrichtung. Sie erlauben somit im Falle der DMS in Längsrichtung Rückschlüsse über die Mitwirkung der Betonplatte am globalen Lastabtrag sowie der lokalen Lastausbreitung (Radlast) und im Falle der DMS in Querrichtung über den lokalen Lastabtrag.

Das Mess-Set-up beinhaltete zudem entsprechende Messrechner sowie Messverstärker des Typs Quantum von HBM. Die Messrate betrug sowohl während der Dauermessung als auch der Probelastung 100 [Hz]. Eine kurze Fotodokumentation der Installation der Messeinrichtungen ist in Anhang C zu finden.

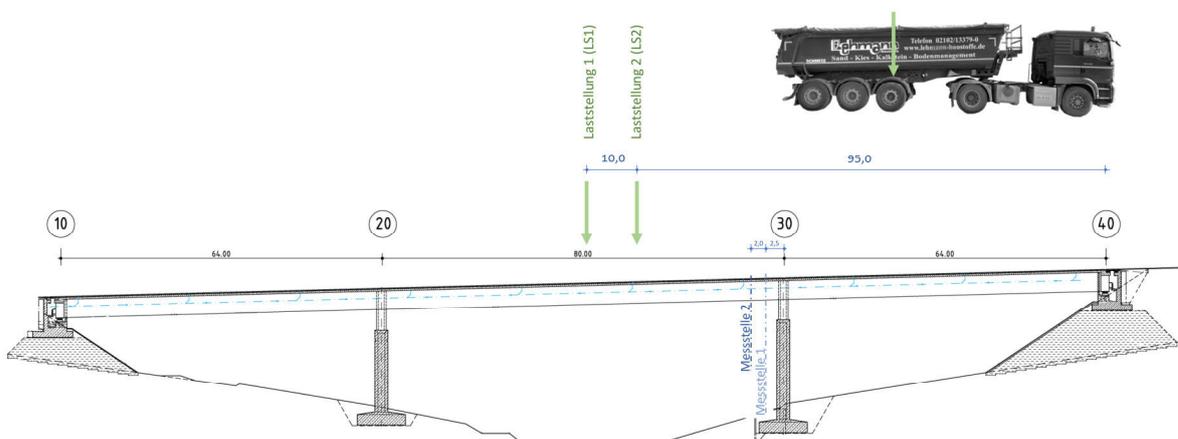
Aufgenommen wurden die Dehnungen als Tragwerksreaktion auf den Regelverkehr über den Zeitraum vom 04. April 2022 bis zum 03. Mai 2022. Da diese Dauermessung aufgrund der mangelnden Kenntnis der Verkehrszusammensetzung (Fahrzeuggesamtgewichte, Achslasten, Achsabstände, Lage in der Fahrspur, Geschwindigkeiten etc.) nur bedingt Aussagen über die entsprechende Tragwerksantwort zulassen, wurde am Ende des Messzeitraums eine Probelastung durchgeführt, um einen definierten Lastzustand zu untersuchen. Als Fahrzeug der Probelastung diente ein 5-achsiger Sattelschlepper (Fa. Lehmann Baustoffe in Anlehnung an Schwerfahrzeug Zeile 7 Tabelle 4.7 aus [26]) mit einem Gesamtgewicht von ca. 40 [t]. Zur möglichst genauen Abbildung der aufgebrachten Beanspruchung im vergleichenden FE-Modell, wurden alle Achsgewichte mittels mobiler Messplatten aufgenommen. Die Achsabstände in Längs- und Querrichtung sowie die Radaufstandsflächen wurden entsprechend vermessen – siehe Abb. 4.3.



**Abb. 4.3:** Sattelfahrzeug und Laststellungen Probelastung – TB Ganslandsiepen

Aus Gründen der Verkehrssicherheit (eine Sperrung der Autobahn im Zeitraum der Probelastung war nicht umsetzbar) wurden die Laststellungen in Spur 1 (siehe Abb. 4.3.) nur dynamisch - mit einer Fahrzeuggeschwindigkeit von ca. 48 [km/h] - abgefahren. Die geringe Oberflächenrauigkeit der neuen Fahrbahnoberfläche sowie die große Entfernung zur Übergangskonstruktion erlaubten jedoch bei konstanter, geringer Geschwindigkeit in Verbindung mit der relativ hohen Messrate dennoch eine genaue Messung ohne nennenswerten dynamischen Einfluss. Die Laststellungen auf dem Standstreifen erlaubten ein kurzes Anhalten für eine statische Messung. Auf das Ausbleiben einer Vermischung durch Parallelverkehr wurde entsprechend geachtet.

In Längsrichtung wurden die Laststellungen auf dem Standstreifen (statisch) so gewählt, dass sich zum einen global das größte Feldmoment (LS1) und zum anderen das größte Stützmoment über Pfeiler Achse 30 (LS2) einstellen (siehe Abb. 4.4). Die dynamische Überfahrt in Spur 1 wurde so durchgeführt, dass sich eine Radlast annähernd in Fahrbahnplattenmitte befand, um dadurch ein möglichst großes Feldmoment in Querrichtung zu erzeugen.



**Abb. 4.4:** Laststellungen LS1 und LS2 - Probelastung

### 4.2.3 Ergebnisse und Nachrechnung

Nachfolgend werden sowohl die numerische Modellbildung als auch die aufgenommenen Ergebnisse des Bauwerksmonitoring dargelegt. Anschließend werden die gemessenen und berechneten Ergebnisse miteinander verglichen, um einerseits die Qualität der numerischen Modellbildung einordnen und andererseits das Tragverhalten der Brücke genauer beurteilen zu können. Hinweis: Ist in den nachfolgenden Ausführungen von gemessenen Spannungen die Rede, so handelt es sich immer um die aus den gemessenen Dehnungen mittels dem entsprechenden E-Modul umgerechneten Spannungen. Es wird von einem linear elastischen Materialverhalten ausgegangen. Die Auswertung der Messdaten erfolgte mithilfe der Software DIAdem der Firma National Instruments.

### Numerische Modellbildung

Zur numerischen Simulation wurde das FE-Programm RFEM 5 des Softwareherstellers Dlubal verwendet. Die Struktur wurde hauptsächlich mittels 2D-Schalenelementen als Falwerk (siehe auch Kap. 2.2.1) diskretisiert. Lediglich die Stahlbetonpfeiler, welche aufgrund der semi-integralen Bauweise mit abgebildet wurden, sowie die Rohrdiagonalen des innenliegenden Verbandes wurden mit Balkenelementen idealisiert (siehe Abb. 4.5). Die Kennwerte der Federn für die Einspannung und Lagerung am Pfeilerfuß wurden der ursprünglichen Statischen Berechnung entnommen.

In der Verbundfuge erfolgte die Kopplung zwischen den Schalenelementen der Stahlbetonfahrbahnplatte und den Elementen des Stahlträgerobergurtes mittels sogenannter Starrstäbe, welche eine annähernd starre Verbindung der angrenzenden Knoten idealisieren. Die Anordnung der diskreten Starrstäbe erfolgte in Anlehnung an eine realistische Dübelverteilung mit einem Abstand von  $e_{\text{Längs}} = 200$  bis  $400$  [mm] in Längsrichtung und  $e_{\text{Quer}} = 200$  [mm] in Querrichtung. An der Schnittstelle Starrstab zu Stahlträgerobergurt wurde über Gelenkdefinitionen die Rotation um die lokalen Achsen  $x / y$  und  $z$  freigestellt.



**Abb. 4.5:** Numerische Modellbildung Gesamtsystem / Stützbereich – TB Ganslandsiepen

Bei der Nachrechnung wurden verschiedene Modelle zur Berücksichtigung der unterschiedlichen globalen Tragwerkszustände untersucht. So wurde unter anderem die Steifigkeit der Stahlbetonplatte im Stützbereich variiert, um einer etwaigen Rissbildung Rechnung zu tragen. Die Eingabe der Steifigkeit der gerissenen Fahrbahnplatte erfolgte über eine Abminderung der Membran- Biege- und Querkraftterme der entsprechenden Richtung in der Steifigkeitsmatrix der Schalenelemente des orthotropen Stützbereiches (vgl. Kap. 2.2).

In einem ersten Schritt erfolgte die grundlegende Verifizierung des numerischen Modells anhand eines Vergleiches mit den in der geprüften ursprünglichen statischen Berechnung gegebenen Ergebnissen. Zur Erfassung des globalen Tragverhaltens, wurde die Brücke dort als 3-Stab-Trägerrost-System (vgl. Kapitel 2.2.1) abgebildet. Das lokale Tragverhalten der Stahlbetonfahrbahnplatte wurde an einem separaten 2-D FE-Modell simuliert, mit Platten- bzw. Schalenelementen und starrer Lagerung in der Achse der Hauptträgerstege (vgl. Kap. 2.2.2).

Die Übereinstimmung der Ergebnisse aus ursprünglicher Berechnung und hier durchgeführter Nachrechnung ist für die untersuchten Lastfälle als gut einzustufen.

Beispielsweise unterscheiden sich die globalen Momente in Brückenlängsrichtung ( $M_y$ ) des Hauptträgers um weniger als 5 [%].

Die Eingabe der Belastung erfolgte über diskrete, freie Rechtecklasten mit einer quadratischen Aufstandsfläche von 400 x 400 [mm] je Rad. Die aufgebrachten Achslasten und -abstände sind Abb. 4.3 zu entnehmen.

### Ergebnisse Probelastung

Um die durch die DMS aufgenommenen Dehnungen in Spannungen umzurechnen, sind diese mit dem E-Modul des jeweiligen Applikation-Untergrundes zu multiplizieren. Stahl besitzt einen zeitlich konstanten E-Modul von  $E_a = 210.000$  [MPa] mit relativ geringen Streuungen. Die elastischen Verformungseigenschaften des Betons unterliegen jedoch einer zeitlichen Entwicklung. Da aus der unter Verkehr stehenden Brücke keine Probekörper zur Bestimmung des tatsächlich vorhandenen E-Moduls entnommen werden konnten, bleibt für die Berücksichtigung der zeitlichen Entwicklung des Materialparameters nur die Möglichkeit der Zuhilfenahme theoretischer Alterungs-Modelle. Naturgemäß müssen dadurch kleine Unsicherheiten und Abweichungen akzeptiert werden. Hier wird abweichend zum normativen E-Modul des verwendeten Betons der Betondruckfestigkeitsklasse C35/45 der gemäß begleitender Prüfung vorhandene E-Modul von  $E_{c(t=28d)} = 37.400$  [MPa] (Bestandsunterlagen) mit dem Ansatz aus dem Model Code 1990 [19] modifiziert. Es ergibt sich für den normal erhärtenden Zement der E-Modul des Betons nach 10 Jahren zu:

$$E_{c(t=10a)} = \sqrt{\beta_{cc}(t)} \cdot E_{c(t=28d)} = \sqrt{e^{s \cdot (1 - \sqrt{28/t})}} \cdot E_{c(t=28d)} = 41.918 [\text{MPa}] \quad (4.1)$$

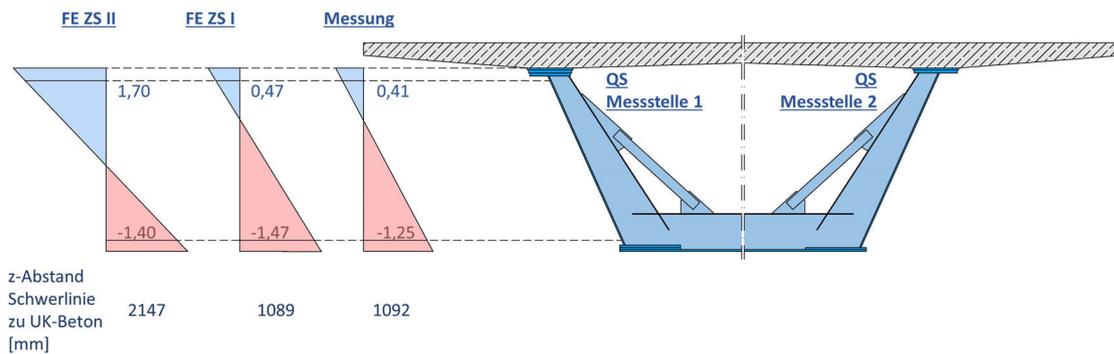
mit:

$E_{c(t=28d)}$	= 37.400 [MPa]	mittlerer E-Modul nach 28 Tagen
t	ca. 3650 Tage	Betonalter zum betrachteten Zeitpunkt
s	0,25	Koeffizient zur Berücksichtigung der Zementtyps

Da nun die Eingangswerte der Spannungsauswertung bekannt sind, werden nachfolgend einzelne, aussagekräftige Teilergebnisse aufgeführt.

Beginnend mit Erkenntnissen zum [globalen Tragwerkszustand](#) werden zunächst die Spannungen in Brückenlängsrichtung am Steg des Hauptträgers ausgewertet. Über einen Vergleich der Lage des Dehnungs- bzw. Spannungsnulldurchgangs zwischen Messung und numerischer Simulation lässt sich dem Tragwerk abschließend ein globaler Zustand (ZSI oder ZSII) zuordnen.

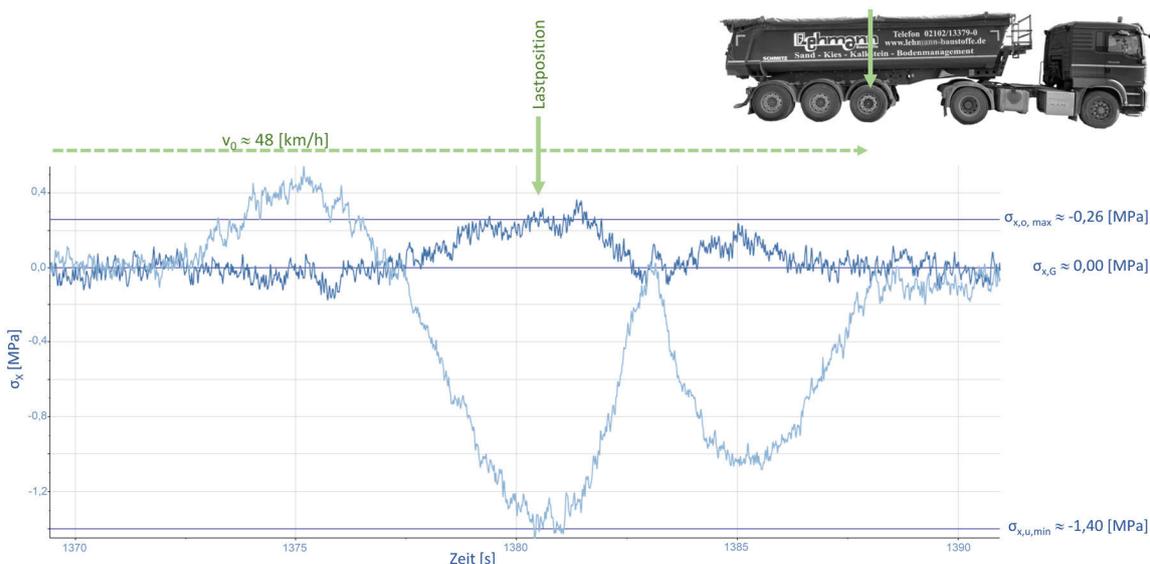
In Abb. 4.6 ist beispielhaft der Vergleich des gemessenen und numerisch berechneten Spannungsverlaufes bei der statischen Belastung für die Laststellung LS1 aufgeführt. Es zeigt sich sowohl eine gute Übereinstimmung bei der Lokalisierung der Lage des Spannungs- bzw. Dehnungsnulldurchgangs als auch bei den ermittelten Spannungswerten der Messung und der numerischen Berechnung ohne Berücksichtigung einer Rissbildung in der Fahrbahnplatte (FE ZS I).



**Abb. 4.6:** Gegenüberstellung gemessener und numerisch berechneter Spannungen [MPa] im HT-Steg während der statischen Belastung LS 1 auf dem Standstreifen im Zuge der Probelastung (Messstelle 1)

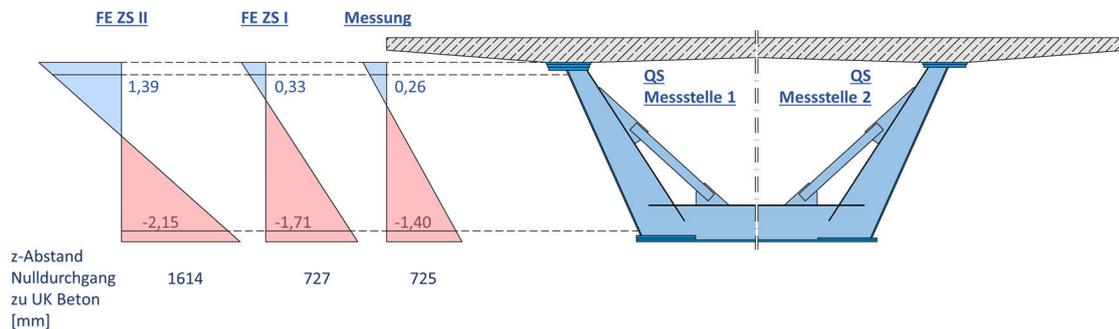
Der Vergleich mit den Berechnungsergebnissen einer numerischen Simulation mit Berücksichtigung einer gerissenen Stahlbetonplatte im Stützbereich (FE ZS II) zeigt hingegen eine deutliche Abweichung und eine markante Verlagerung des Spannungsnulldurchgangs nach unten. Dies ist plausibel, da durch die alleinige Berücksichtigung des Bewehrungsstahls die Fahrbahnplatte einen deutlich geringeren Beitrag zur Gesamtsteifigkeit liefert. Analytische Vergleichsrechnungen mit dem Gesamtquerschnittsverfahren bestätigen die ungefähre Lage beider FE-Rechnungen (analytisch: ZSI  $z_{OK,Stahl} = 979$  [mm]; ZSII  $z_{OK,Stahl} = 1971$  [mm]).

Die Auswertungen der dynamischen Überfahrt bestätigen die oben angegebenen Ergebnisse. So ist exemplarisch in Abb. 4.7 die gemessene Spannung an Messstelle 1 im HT-Steg oben und unten in Brückenlängsrichtung während der dynamischen Überfahrt der Probelastung aufgeführt. Aufgrund des Vorzeichenwechsels lässt sich auch hier festhalten, dass sich die Spannungs- bzw. Dehnungsnulllinie zwischen den beiden applizierten DMS am HT-Steg befindet. Weiterhin ist durch die geringeren Spannungsamplituden ersichtlich, dass sich die Spannungsnulllinie des Querschnitts deutlich näher am oberen DMS befindet.



**Abb. 4.7:** Gemessene Spannungen [MPa] im HT-Steg während der dynamischen Überfahrt im Zuge der Probelastung (Messstelle 1) – DMS S-1-o dunkel, S-1-u hell

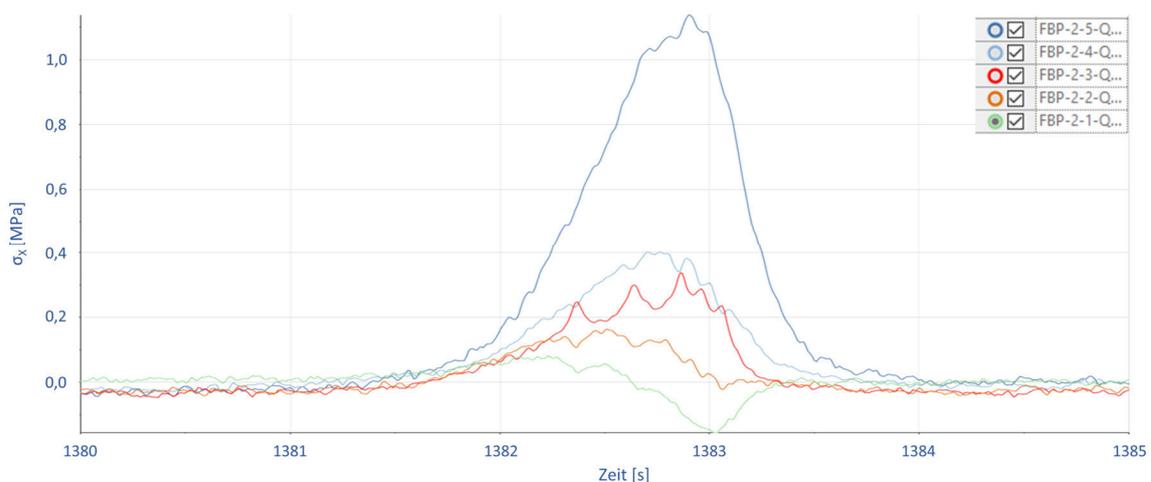
In Abb. 4.8 ist die Gegenüberstellung von gemessenem Spannungsverlauf und in der numerischen Simulation berechnetem Spannungsverlauf für die Zustände I und II – Stahlbetonplatte ungerissen und gerissen - dargestellt.



**Abb. 4.8:** Gegenüberstellung gemessene und numerisch berechnete Längsspannung [MPa] im HT-Stege während der dynamischen Überfahrt im Zuge der Probelastung (Messstelle 1)

Auch hier stimmt die Lage der Dehnungs- bzw. Spannungsnulllinie zwischen Messung und Rechnung mit ungerissener Fahrbahnplatte (FE ZS I) annähernd überein. Ferner entsprechen auch die im Zustand I ermittelten Spannungswerte aufgrund des generell als gering anzusehenden Spannungsniveaus zufriedenstellend den Messergebnissen. Die Ergebnisse der Berechnung mit berücksichtigter Rissbildung im Beton der Fahrbahnplatte weichen hiervon wieder erheblich ab. Es kann der Stahlbetonfahrbahnplatte in Längsrichtung somit eindeutig der Zustand I – ungerissen - zugeordnet werden.

Nachfolgend werden einige gewonnene Erkenntnisse zum [lokalen Tragwerksverhalten](#) aufgezeigt. Es lässt sich zunächst festhalten, dass die Übergänge der einzelnen Achsen in den Messergebnissen gut festzustellen sind (siehe Abb. 4.9). Hierfür ist es sinnvoll, einen Indikator-DMS (hier FBP-2-3-Q) auszuwählen und über die gegebene Zeitschiene die Ausschläge der anderen DMS zu erfassen.

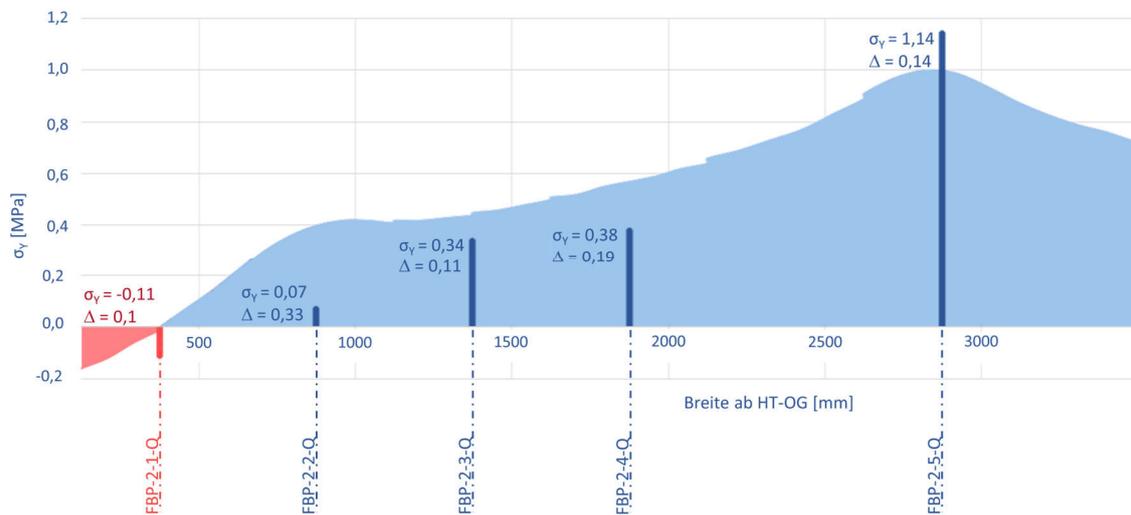


**Abb. 4.9:** Gemessene Spannungen [MPa] in Querrichtung während der dynamischen Überfahrt im Zuge der Probelastung (Messstelle 2)

Des Weiteren sind die Spannungsverläufe plausibel und erklärbar. Der direkt am Trägerobergurt applizierte DMS (FBP-2-1-Q) weist in Querrichtung eine Druckspannung

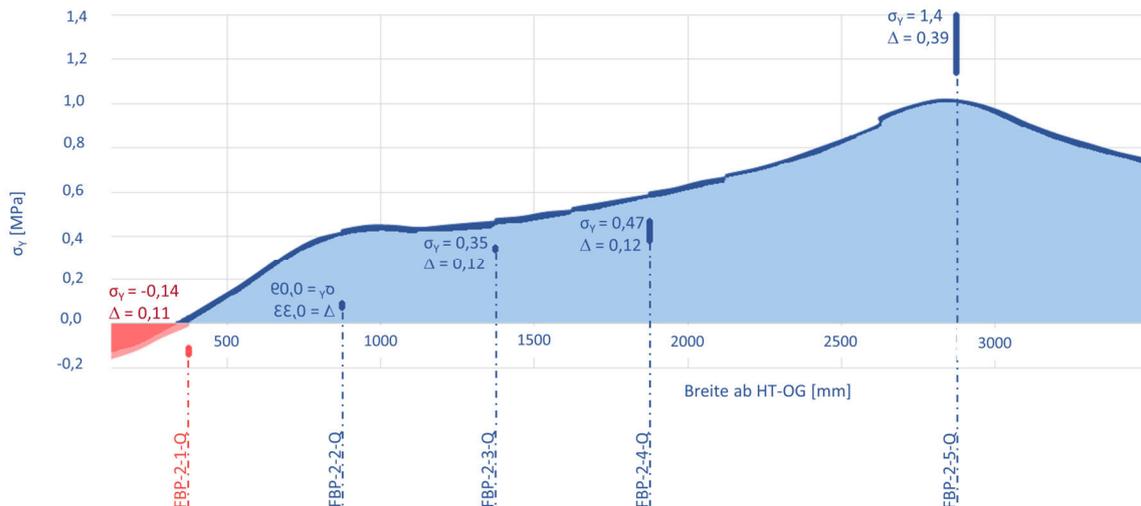
auf. Diese ist durch die Einspannwirkung in den Hauptträger (Ausbildung eines negativen Stützmomentes in Querrichtung – Druckzone unten) sowie die direkt einfallende Druckstrebe zu erklären. Die weiter in Richtung Brückenachse liegenden DMS weisen aufgrund des positiven Biegemomentes Zugspannungen an der Unterseite auf. Der annähernd in Feldmitte zwischen den HT-Stegen liegende und direkt befahrene DMS FBP-2-5-Q weist hierbei die betragsmäßig deutlich größten Werte auf. Generell sind alle gemessenen Spannungen jedoch als relativ gering zu bewerten.

Abb. 4.10 zeigt den Vergleich der aus den gemessenen Dehnungen umgerechneten Spannungen in Querrichtung  $\sigma_y$  bei der dynamischen Überfahrt am Messstelle 2 und der durch die numerische Simulation berechneten Werte. Hier wurde in einem ersten Schritt der normative E-Modul  $E_{cm} = 34.000$  [MPa] für die Umrechnung und die Berechnung im FE-Modell verwendet. Es zeigt sich eine qualitativ gute Übereinstimmung. Die kleinen absoluten Abweichungen führen jedoch aufgrund des generell geringen Spannungsniveaus zu relativ großen prozentualen Abweichungen.



**Abb. 4.10:** Gegenüberstellung umgerechneter, gemessener Spannungen [MPa] in Querrichtung auf UK Fahrbahnplatte während der dynamischen Überfahrt im Zuge der Probelastung (Messstelle 2) zu den Ergebnissen der numerischen Vergleichsrechnung ( $E_c = E_{cm} = 34.000$  [MPa])

Daran anschließend wurden sowohl die Umrechnung der gemessenen Dehnungen in Spannungen als auch die numerische Vergleichsrechnung mit dem an die aktuelle Lebensdauer angepassten E-Modul  $E_{c(t=10a)} = 41.918$  [MPa] durchgeführt. Die Gegenüberstellung ist in Abb 4.11 aufgeführt.



**Abb. 4.11:** Gegenüberstellung umgerechnete, gemessene Spannung [MPa] in Querrichtung auf UK Fahrbahnplatte während der dynamischen Überfahrt im Zuge der Probelastung (Messstelle 2) zu den Ergebnissen der numerischen Vergleichsrechnung ( $E_c = E_{c(t=10a)} = 41.918$  [MPa])

Die qualitative Übereinstimmung des Verlaufes der Querspannungen  $\sigma_y$  bleibt auch bei dieser Umrechnung existent. Die Abweichung der einzelnen Werte ändert sich geringfügig. Lediglich der direkt befahrene DMS FBP-2-5-Q weist nun eine deutlichere Diskrepanz auf. Dies erklärt sich, da die Anpassung des E-Moduls im numerischen Modell aufgrund des Gesamttragverhaltens aus Betonplatte und Stahlprofil nur eine geringfügige Änderung der ermittelten Spannungen zur Folge hat. Bei der Umrechnung der gemessenen Dehnung in einen entsprechenden Spannungswert geht der zeitlich bedingt erhöhte E-Modul jedoch linear ein. Die durchgeführte Erhöhung des E-Moduls von ca. 23% hat demnach auch eine Erhöhung der umgerechneten Spannung von 23% zur Folge.

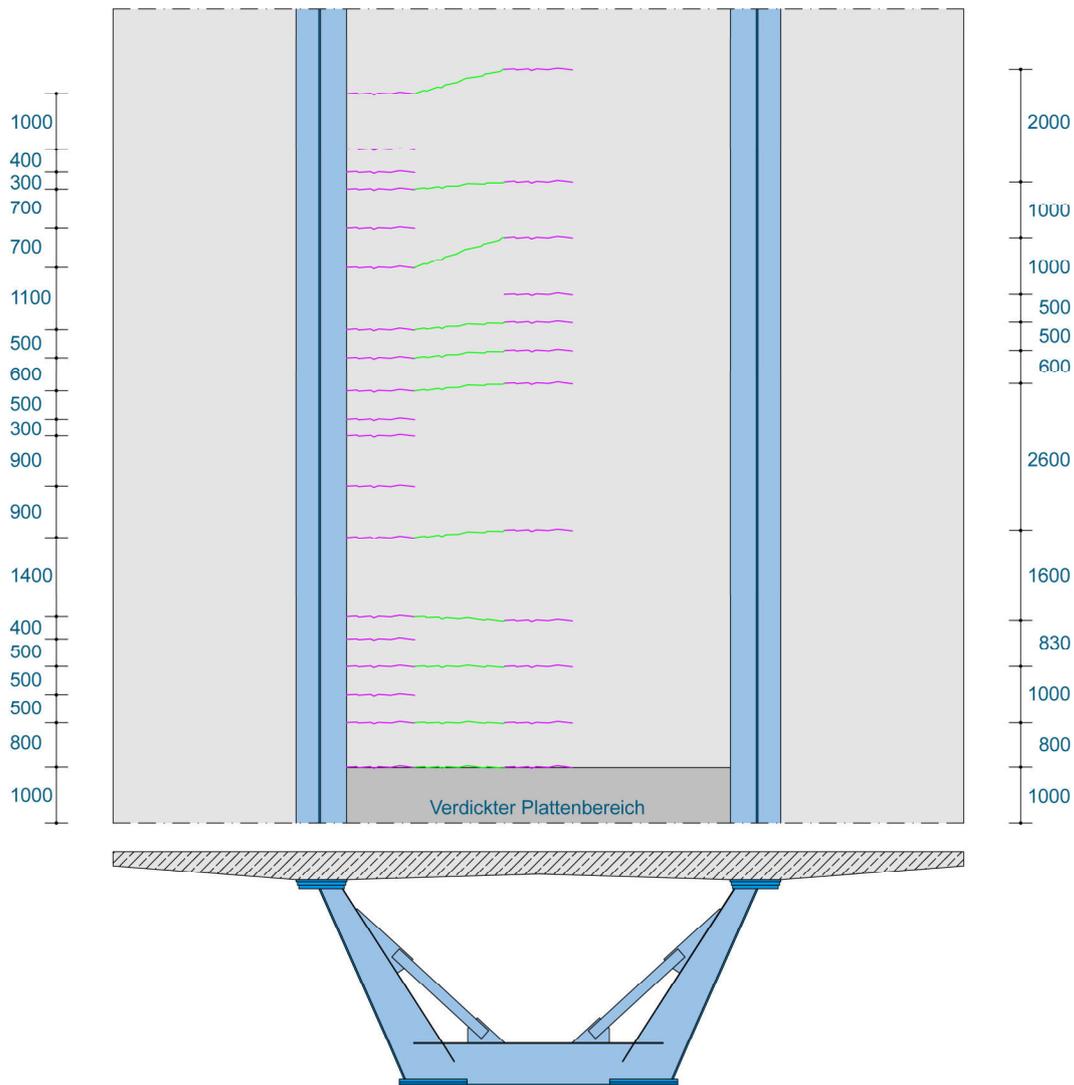
### Ergebnisse Dauermessung

Die Dauermessung lief über einen Zeitraum vom 04. April 2022 bis zum 03. Mai 2022. Die Verkehrszusammensetzung in dieser Zeit war unbekannt. Aufgrund einer defekten Erdung war die Dauermessung von einem sehr hohen Messrauschen begleitet. Durch die Anwendung von entsprechenden Filtern und Glättungsfunktionen im Post-Processing konnte zwar eine gewisse Verbesserung erreicht werden. In Kombination jedoch mit den oben bereits erwähnten sehr geringen Dehnungsausschlägen konnten leider keine befriedigenden, definitiven Aussagen aus der Dauermessung gezogen werden.

### Ergebnisse Analyse Rissbild

Um den globalen Tragwerkszustand weiter einordnen zu können, wurde zusätzlich eine genaue Aufnahme des Rissbildes im Messbereich (bis ca.  $0,15 \times L$  ins Feld) durchgeführt. Die Rissverteilung ist Abb. 4.12 zu entnehmen. Dort aufgetragen sind auf der linken Seite die Abstände der aufgenommenen Risse (pink) direkt am linken Hauptträgersteg und auf der rechten Seite die Abstände der aufgenommenen Risse

(pink) mittig zwischen den Hauptträgerstegen. Der Verlauf zwischen den Rissen ist in grün eingezeichnet.



**Abb. 4.12:** Rissbild Stützbereich - Achse 30 Richtung Achse 20 - Maße in [mm]

An erster Stelle ist festzustellen, dass die Breiten der aufgenommenen Risse durchweg sehr gering sind –  $w_{\text{mess}} \leq 0,1$  [mm]. Des Weiteren sind die Risse direkt am Hauptträgersteg deutlich feiner verteilt als diejenigen mittig zwischen den Stegen. Diese resultieren aus dem kraftschlüssigen Verbund mit dem Stahlträger, welcher eine direkte Behinderung für die Verformungsbestrebungen des Betons infolge Schwindens darstellt. Zur Beurteilung des globalen Tragwerkszustandes sind die Risse mittig in der Fahrbahnplatte besser geeignet, sind sie doch annähernd isoliert zurückzuführen auf die Mitwirkung der Fahrbahnplatte des Verbundträgers am globalen Abtrag der Beanspruchungen infolge Zwang und Last.

Über einen Vergleich der vorhandenen Rissabstände mit den rechnerischen maximalen Rissabständen im abgeschlossenen Rissbild, lässt sich der Zustand (I / II) der Fahrbahnplatte weiter beschreiben.

Aufbauend auf den Herleitungen von *REHM; MARTIN* [86] und *SCHIEBL* [89], lässt sich gemäß [35] der maximale Rissabstand bei abgeschlossenem Rissbild  $s_{r,max}$  vereinfacht wie folgt ermitteln:

$$s_{r,max} = \frac{\varnothing}{3,6 \cdot \rho_{p,eff}} \leq \frac{\sigma_s \cdot \varnothing}{3,6 \cdot f_{ct,eff}} \quad (4.2)$$

mit:

$f_{ct,eff}$	effektive Betonzugfestigkeit
$\rho_{p,eff}$	effektiver Bewehrungsgrad
$\varnothing$	Durchmesser Bewehrungsstab
$\sigma_s$	Spannung in der Bewehrung unter Annahme des gerissenen Querschnitts

Geht man bei der Spannung im Bewehrungsstahl von der gemäß Tab. 4.2 aus [38] zulässigen Spannung für einen Stababstand von  $s = 100$  [mm] von  $\sigma_s = 240$  [N/mm<sup>2</sup>] und der im Stützbereich verlegten Bewehrung aus, ergibt sich folgender Wert:

$$s_{r,max} = \frac{20}{3,6 \cdot 0,029} = 192 \leq \frac{240 \cdot 20}{3,6 \cdot 3,2} = 416,7 [mm] \quad (4.3)$$

Der gemessene Rissabstand  $s$  liegt im nahen Stützbereich zwischen  $s = 800$  und  $s = 2600$  [mm]. Im etwas entfernten Bereich lassen sich auch vereinzelt Rissabstände von  $s = 500$  [mm] messen. Diese Werte liegen deutlich über dem rechnerisch maximalen Rissabstand von ca.  $s_{r,max} = 192$  [mm]. Somit bekräftigt sich die Einordnung des Querschnitts in die Phase der Erstriss- bzw. fortschreitenden Erstrissbildung auch über die Analyse der Rissverteilung. Ein abgeschlossenes Rissbild ist nicht vorhanden.

#### 4.2.4 Fazit Monitoring Ganslandsiepen

Mit dem Bauwerk der Talbrücke Ganslandsiepen wurde ein verbreiteter Konstruktionstyp für Balkenbrücken in Verbundbauweise ausgewählt. Dieser verfügt über einen offenen einzelligen Stahlhohlkasten, welcher oben durch eine Stahlbetonfahrbahnplatte geschlossen wird und über Diagonalen ausgesteift ist. Dieser Konstruktionstyp verfügt hier und auch üblicherweise nicht über einen Stützquerträger am Pfeiler. Die Interaktion von lokalen Biegemomenten in der Fahrbahnplatte und der Mitwirkung der Fahrbahnplatte am globalen Lastabtrag im Stützbereich ist dementsprechend entschärft.

Aufgrund des Brückenalters (Fertigstellung 2015) war die Brücke bereits einigen Jahrestemperaturzyklen ausgesetzt. Des Weiteren sind die zeitlich nicht konstanten, aber mit zunehmendem Bauwerksalter deutlich abnehmenden Schwindeffekte größtenteils abgeklungen. Die Talbrücke Ganslandsiepen im Zuge der BAB 44 liegt jedoch nahe am Ende des bereits fertiggestellten Autobahnabschnittes. Schwerlastverkehr ist aufgrund des angrenzenden Gewerbegebietes zwar in gewissem Maße vorhanden, ein für Brücken maßgebendes Stauszenario konnte allerdings im Zuge der Dauermessung und bei entsprechenden Verkehrsbeobachtungen nicht festgestellt werden.

Über die gewählte Messanordnung an den Hauptträgerstegen, der dadurch identifizierten Lage der Dehnungsnulllinie und einer Analyse des Rissbildes konnten Erkenntnisse über das globale Tragverhalten und die Zuordnung eines Tragwerkszustandes (ZS I oder ZS II) gewonnen werden. Die Probelastung ist hierfür von entscheidender Bedeutung gewesen, da nur in diesem Zuge bei exakter Kenntnis der Belastung eine begleitende numerische Nachrechnung sinnvoll möglich war. Es ist festzuhalten, dass sich die Talbrücke Ganslandsiepen im Zustand der Erstrissbildung befindet. Ein abgeschlossenes Rissbild ist bei der Brücke auch nach 4 bzw. 7 Jahren der Verkehrs-, Schwind- und Temperaturbelastung nicht festzustellen.

Die Anordnung der Messmittel an der Fahrbahnplatte in biaxialer Richtung lieferte Einblicke in das lokale Tragverhalten der Stahlbetonfahrbahnplatte sowie den Beitrag selbiger zum globalen Lastabtrag. Die Brücke befand sich jedoch während der gesamten Monitoringszeit unter Betrieb. Eine Anordnung von DMS an der Fahrbahnoberseite war daher nicht möglich. Ein Spannungsgradient in der Fahrbahnplatte war dementsprechend messtechnisch nicht zu erfassen und konnte nur durch die begleitende numerische Simulation nachgewiesen werden.

Zusammenfassend lassen sich die folgenden wichtigen und eindeutigen Aussagen zu den Ergebnissen des Bauwerksmonitorings der Talbrücke Ganslandsiepen treffen:

- Die gewählte Messanordnung der Dehnungsmessstreifen ist für die Beurteilung der lokalen und globalen Beanspruchungen passend. Eine feinere Anordnung von Dehnungsmessstreifen an der Betonplatte im Bereich der direkten Befahrung ist jedoch sinnvoll.
- Der Talbrücke Ganslandsiepen ist, auch nach 4 bzw. 7 Jahren unter Verkehrs-, Schwind- und Temperaturbelastung, ein annähernd ungerissenes Tragverhalten (Zustand I) zuzuschreiben.
- Die Modellierungsstrategie für die numerische Nachrechnung ist für Brücken dieses Typus zutreffend.

Weiterführend lassen sich die folgenden Empfehlungen bzw. Rückschlüsse für künftige Monitoringmaßnahmen ableiten:

Eine Applikation von DMS an der Oberseite der Fahrbahnplatte (ggf. im Zuge einer Fahrbelagererneuerung) wäre sinnvoll. Auch eine Applikation von DMS an den Bewehrungsstäben von sich im Bau befindlichen Fahrbahnplatten würde tiefere Erkenntnisse über die Spannungen liefern. Für diese Art des Bauwerksmonitorings ist jedoch eine noch engere Zusammenarbeit mit der entsprechenden Straßenbauverwaltung sowie den durchführenden Firmen erforderlich. Zudem würden in der Fahrbahnplatte integrierte DMS die Messergebnisse unter Verkehrsbelastung im Endzustand erst nach einer entsprechend langen Zeitspanne liefern (restliche Bauzeit – Verkehrsfreigabe – Jahreszeitenzyklen – Abklingen der Schwindprozesse).

Bei der Monitoringmaßnahme Ganslandsiepen wurde, in Übereinstimmung mit anderen aktuell durchgeführten Monitoringmaßnahmen (z.B. *GEIBLER; GEBERT* [55]) festgestellt, dass Verbundbrücken auch nach einiger Zeit unter Verkehrs- und Temperaturbelastung noch ungerissen sein können. Um dennoch eine möglichst hohe Wahrscheinlichkeit der Rissbildung zu erhalten, sollten für

Monitoringmaßnahmen an Bauwerken dieser Kategorie Streckenabschnitte gewählt werden, bei denen mit einer gewissen Staubbildung zu rechnen ist. Für die Bemessung von Balkenbrücken in Verbundbauweise ist der Lastfall Verkehr (ggf. zuzüglich entsprechender Temperaturbelastungen) meist maßgebend, wobei hier ab einer entsprechenden Stützweite das Stauszenario entscheidend ist (siehe Kap. 2.1). Daher ist zudem die Nähe zu Schwerverkehrs-starken Ballungs-, Industrie- oder Gewerbegebieten sinnvoll, um entsprechend viele hohe Achslasten berücksichtigen zu können.

### 4.3 Monitoringmaßnahme Kreuz Leverkusen West

#### 4.3.1 Bauwerksbeschreibung

Eine weitere Monitoringmaßnahme wurde am Überführungsbauwerk BW 4907 903 (K33/34) am Autobahnkreuz Leverkusen-West (BAB 1 - BAB 59) durchgeführt. Das gesamte Autobahnkreuz sowie die anschließende Rheinbrücke Leverkusen der BAB 1 befanden sich zum Zeitpunkt der Maßnahme im Bauzustand. Im endgültigen Zustand überführt das Bauwerk den Verkehr der A1 (von Köln kommend) zweispurig auf die A59 Richtung Norden. Im Zeitraum während der Maßnahme wurde das Überführungsbauwerk einspurig in beide Richtungen befahren, wobei von der A1 kommend nur Gesamtgewichte unterhalb von 3,5 [t] zugelassen waren. Bei diesem Bauwerk handelt es sich um eine Balkenbrücke in Verbundbauweise mit konventioneller Lagerung und neun Feldern zur Überbrückung diverser Hindernisse (kreuzende Straßen, Brücken und Regenrückhaltebecken). Die Brücke ist mit einem einheitlichen Radius im Grundriss von  $R = 160$  [m] als stark gekrümmt einzustufen. Die Stützweiten der Einzelfelder liegen bei ca. 41 – 55,5 – 55,5 – 46,6 – 43,6 – 49,4 – 39,2 – 42 – 28,2 [m], womit sich eine Gesamtlänge von ca. 401 [m] ergibt. Eine Übersicht des Brückenbauwerks ist in Abb. 4.13 gegeben.

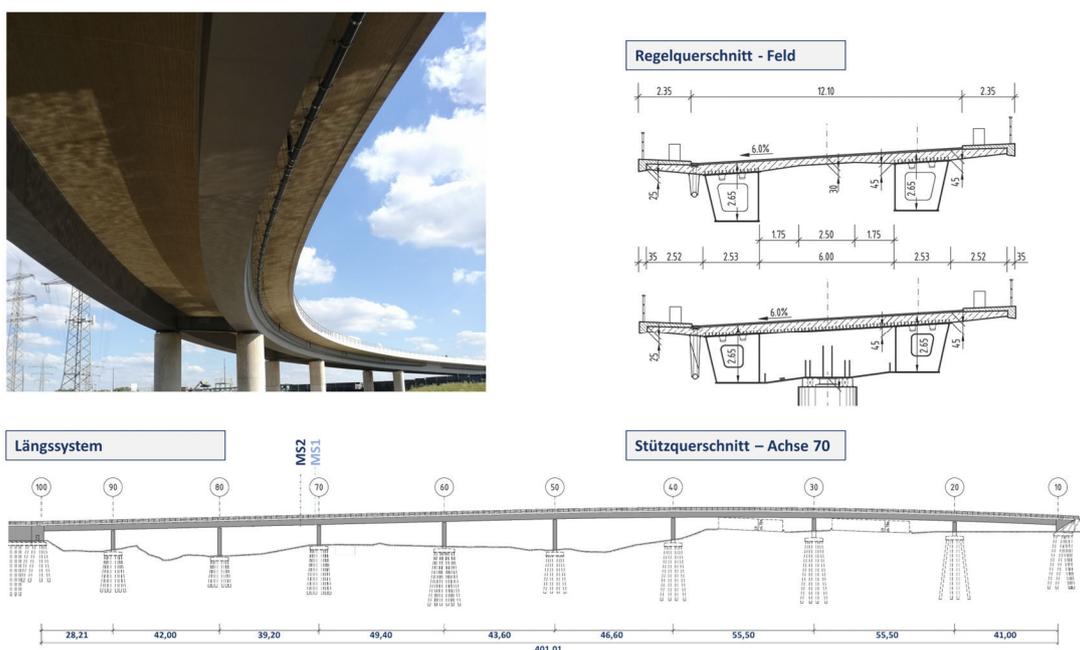


Abb. 4.13: Übersicht Brückenbauwerk K33/34 – bereinigter Auszug Entwurfsplan - Maße in [m]

Der Querschnitt besteht aus zwei getrennten, geschlossenen Stahlhohlkästen und einer oben aufliegenden monolithisch angebundenen Stahlbetonfahrbahnplatte (Betongüte C35/45). Die Gesamtbauhöhe des Querschnittes liegt in der Hauptträgerachse in der Regel bei 2,65 [m], wobei die Fahrbahnplattendicke  $h_c = 0,45$  [m] beträgt. Zu den Fahrbahnplattenrändern und in der Mitte zwischen den Hauptträgern ist die Platte gevoutet auf eine Dicke  $h_{c,Rand} = 0,25$  [m] bzw.  $h_{c,Mitte} = 0,3$  [m]. In den Achsen 20, 30, 40, 50 und 60 lagert die Brücke auf jeweils zwei Pfeilern auf. Die Zwillingshohlkästen sind in diesen Achsen mit einem Stützquerträger verbunden, welcher nicht mit der Stahlbetonfahrbahnplatte verbunden ist. In den Achsen 70, 80 und 90 lagert die Brücke auf einem mittigen Pfeiler auf. Hier ist der vorhandene Stützquerträger als Hohlkasten über die ganze Höhe ausgebildet und direkt mit der Fahrbahnplatte verbunden, was einen Querzug in der Fahrbahnplatte aufgrund des Stützmomentes zur Folge hat. Die Regelquerschnitte des Stütz- und Feldbereiches sind ebenfalls in Abb. 4.13 gegeben.

#### 4.3.2 Messaufbau und Probelastung

Auch bei dieser Maßnahme war das primäre Ziel über Dehnungsmessungen am Bauwerk Rückschlüsse auf die Tragwerksantwort zu lokalen und globalen Beanspruchungen zu erhalten. Da hier vor allem die Interaktion beider Beanspruchungen im Stützbereich von Interesse war, wurden die Messstellen im Bereich des direkt angeschlossenen Stützquerträgers bei Achse 70 eingerichtet – wobei Messstelle **01** nahe am Stützquerträger und Messstelle **02** im Abstand von 2,0 [m] weiter ins Feld Richtung Achse 80 liegt (siehe auch Abb. 4.13). Die generelle Anordnung und Bezeichnung der DMS ist Abb. 4.14 zu entnehmen.

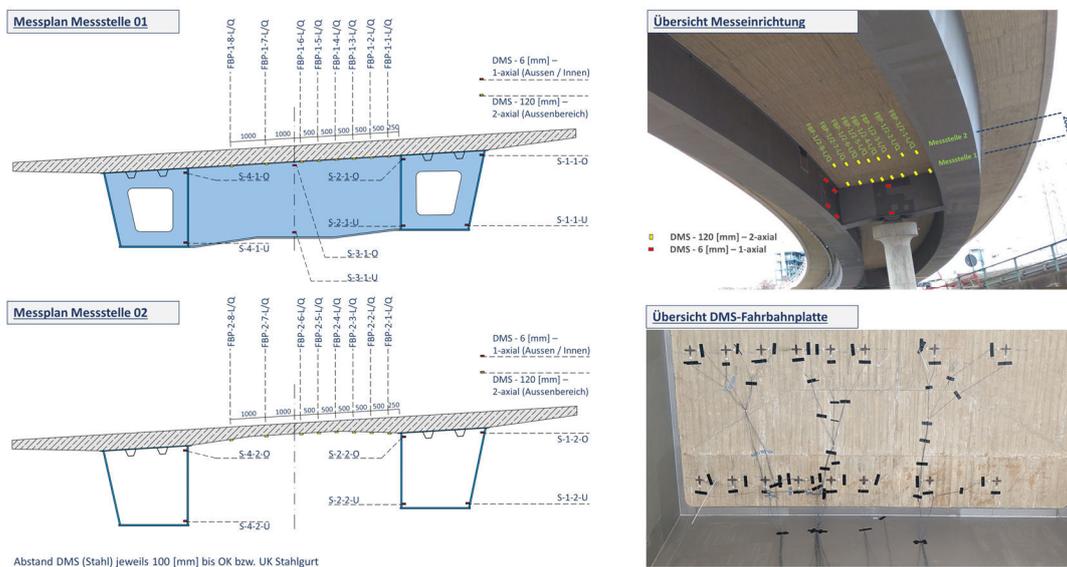


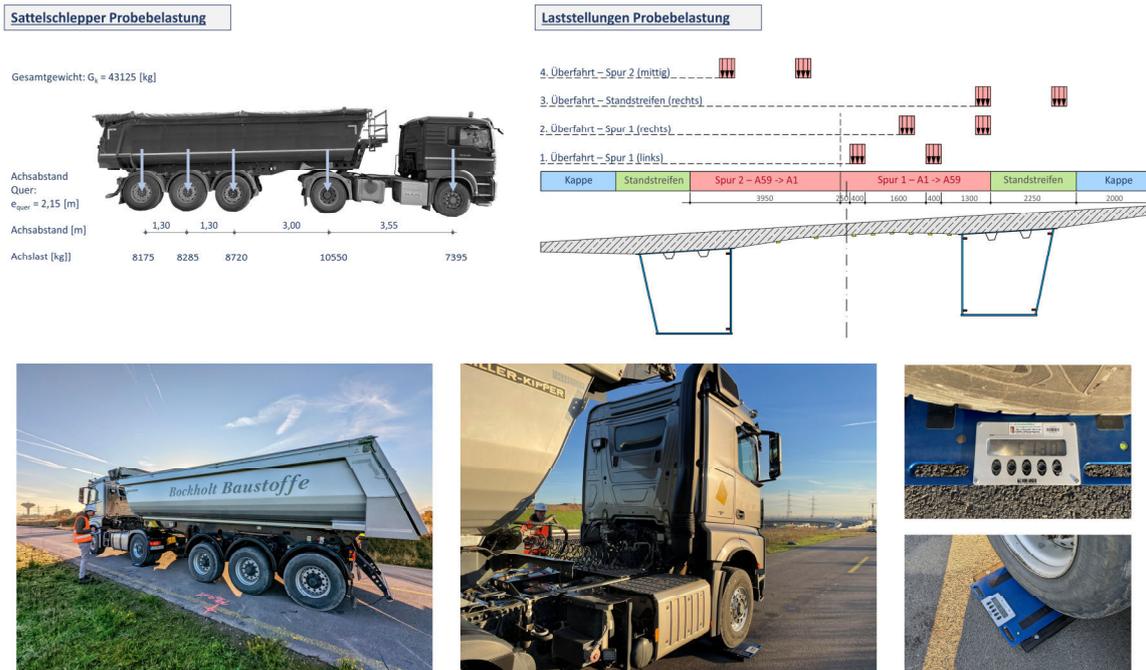
Abb. 4.14: Messplan Leverkusen Brückenbauwerk K33/34

Appliziert wurden die DMS auch bei dieser Maßnahme sowohl an der Fahrbahnplatte (Kürzel **FBP**) zur Betrachtung der Dehnungen im Stahlbeton, sowie am Steg der Stahlträger (Kürzel **S**) zur Untersuchung der Dehnungen im Stahl und zur Rückrechnung des Dehnungs- bzw. Spannungsverlaufs über die Trägerhöhe. Wiederrum wurden die DMS an der Fahrbahnplatte aufgrund der mangelnden Erreichbarkeit (neuer Fahrbahnbelag oberseitig existent) nur an der Plattenunterseite appliziert. Die DMS an

den Stahlträgern wurden in den Längsträgern innenseitig, mit großem vertikalem Abstand angebracht, um so besagte Dehnungsverteilung gut erfassen zu können. Am Stützquerträger wurden ebenfalls zwei DMS in Brückenquerrichtung mit ebenfalls großem vertikalem Abstand installiert, um auch bei diesem Querbalken die Dehnungs- bzw. Spannungsverteilung über die Höhe zu messen und so die numerische Begleitrechnung besser verifizieren zu können. Die Dehnungsverteilungen über die Trägerhöhe erlauben dann wie bereits erläutert über die Lage des Nulldurchgangs Rückschlüsse auf den globalen Tragwerkszustand. An der Betonfahrbahnplatte wurden an beiden Messstellen jeweils acht biaxiale DMS (Kürzel **FBP** - Längs- und Querrichtung – **1** bis **8**) entsprechend der Angaben in Abb. 4.14 angeordnet. Diese Dehnungsmessstreifen dienten auch hier zur Aufnahme der Betondehnungen infolge Last auf der Unterseite der Betonfahrbahnplatte. Sie gaben somit im Falle der DMS in Längsrichtung Informationen über die Mitwirkung der Betonplatte am globalen Lastabtrag sowie der lokalen Lastausbreitung (Radlast) und im Falle der DMS in Querrichtung über den lokalen Lastabtrag. Zusätzlich wurden Temperaturfühler zur Messung der Bauwerkstemperatur oben und unten innenseitig am Stahlhohlkasten appliziert. So konnten etwaige Einflüsse aus geänderter Temperatur bei den Umrechnungen der gemessenen Dehnungen berücksichtigt werden.

Das Mess-Set-up wurde analog der vorherigen Monitoringmaßnahme an der Talbrücke Ganslandsiepen aufgesetzt und beinhaltete entsprechende Messrechner, sowie Messverstärker des Typs Quantum von HBM. Die Messrate betrug sowohl während der Dauermessung als auch der Probelastung 100 [Hz]. Aufgrund der Zugänglichkeiten und der enormen Anzahl an aufgenommenen Signalen wurden 3 Messverstärker in einem witterungsbeständigen Schaltkasten am Pfeilerkopf im Außenbereich installiert. Die Messrechner und restlichen Messverstärker wurden im Inneren des äußeren Hohlkastens platziert. Ein Fotodokumentation der Installation ist Anhang D zu entnehmen.

Aufgenommen wurden die Dehnungen als Tragwerksreaktion auf den Regelverkehr über den Zeitraum vom 23. September 2022 bis zum 25. Oktober 2022 – in Summe 4,5 Wochen. Wobei hier, wie erwähnt, der Regelverkehr insoweit einzuschränken ist, dass nordwärts keine Fahrzeuge mit Gesamtgewichten über 3,5 [t] fahren durften. Da auch hier, wie bei der vorherigen Monitoringmaßnahme, die Dauermessung aufgrund der mangelnden Kenntnis der Verkehrszusammensetzung (Fahrzeuggesamtgewichte, Achslasten, Achsabstände, Lage in der Fahrspur, Geschwindigkeiten etc.) nur bedingt Aussagen über die entsprechende Tragwerksantwort zulässt, wurde ebenfalls am Ende des Messzeitraums eine Probelastung durchgeführt (19. Oktober 2022), um einen definierten Lastzustand zu untersuchen. Als Fahrzeug der Probelastung diente ein 5-achsiger Sattelschlepper (Fa. Bockholt in Anlehnung an Schwerfahrzeug Zeile 7 Tabelle 4.7 aus [26]) mit einem Gesamtgewicht von ca. 43 [t]. Insgesamt wurden vier Überfahrten (drei Richtung Norden und eine Richtung Süden) durchgeführt (siehe Abbildung 4.15). Zur möglichst genauen Abbildung der aufgetragenen Beanspruchung im vergleichenden FE-Modell, wurden alle Achsgewichte mittels mobiler Messplatten aufgenommen. Die Achsabstände in Längs- und Querrichtung wurden entsprechend vermessen – siehe Abbildung 4.15.



**Abb. 4.15:** Fahrzeug und Laststellungen Probelastung - Leverkusener Brückenbauwerk K33/34

Auch bei dieser Maßnahme war eine Sperrung der Autobahn im Zeitraum der Probelastung aufgrund der Wichtigkeit des Knotenpunktes nicht umsetzbar. Die Laststellungen wurden somit nur dynamisch überfahren. Aufgrund der generellen Geschwindigkeitsbegrenzung konnte die Brücke mit einer geringen Geschwindigkeit von ca. 40 [km/h] befahren werden. Auch hier erlaubten die geringe Oberflächenrauigkeit der neuen Fahrbahn, der große Abstand zur nächsten Übergangskonstruktion (in Achse 100) und die konstant gehaltene geringe Geschwindigkeit bei den Überfahrten in Verbindung mit der relativ hohen Messrate, eine ausreichend genaue Messung ohne nennenswerte dynamische Verfälschungen. Die Laststellungen in Querrichtung – sprich die Lage der Überfahrten in der jeweiligen Spur – wurden so gewählt, dass die einzelnen Räder zu Ausschlägen in verschiedenen direkt überfahrenen DMS an der Unterseite der Fahrbahnplatte führen sollten. Die Überfahrten 1 und 4 sollten dementsprechend zu den größten Feldmomenten in Querrichtung führen. Auf ein Ausbleiben der Vermischung durch Parallelverkehr wurde entsprechend geachtet.

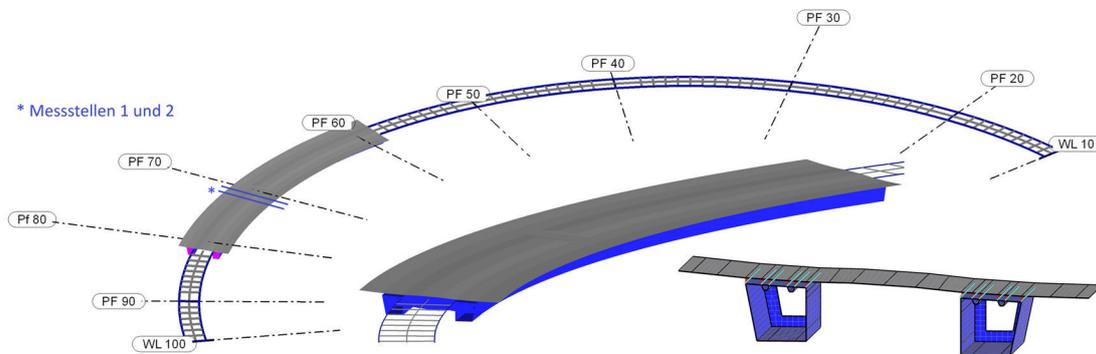
### 4.3.3 Ergebnisse und Nachrechnung

Nachfolgend wird zunächst die numerische Modellbildung der begleitenden Simulation erläutert. Anschließend werden die aufgenommenen Ergebnisse des Bauwerksmonitoring dargelegt. Darauf aufbauend werden die gemessenen und berechneten Ergebnisse miteinander verglichen, um Rückschlüsse auf das Tragverhalten der Brücke ziehen zu können. Abschließend können somit die Qualität der Modellbildung beurteilt und Lehren für zukünftige numerische Untersuchungen gezogen werden. Hinweis: Ist in den nachfolgenden Ausführungen von gemessenen Spannungen die Rede, so handelt es sich immer um die aus den gemessenen Dehnungen mittels dem entsprechenden E-Modul umgerechneten Spannungen. Die

Auswertung der Messdaten erfolgte mithilfe der Software DIAdem der Firma National Instruments.

### Numerische Modellbildung

Die numerischen Begleitrechnungen wurden mit dem FE-Softwarepaket RFEM 5 der Firma Dlubal durchgeführt. Aufgrund der beachtenswerten Länge des gesamten Brückenbauwerks wurde nicht die gesamte Struktur über 2D-Schalenelemente diskretisiert, sondern nur der interessante Bereich zwischen den Achsen 60 bis 80 (Messung an Achse 70) zuzüglich jeweils  $0,15 \times$  die Feldlänge in die Nachbarfelder. Die restliche Struktur wurde über Balkenelemente abgebildet, welche über entsprechende Kopplungen an den feiner diskretisierten Bereich angeschlossen sind. Die konventionellen Lager erlaubten eine isolierte Abbildung des Überbaus, ohne Berücksichtigung der Pfeiler. Die Kennwerte der Federn für die Lager unter Berücksichtigung der Pfeilersteifigkeiten wurden der ursprünglichen Statischen Berechnung entnommen.



**Abb. 4.16:** Numerische Modellbildung Gesamtsystem - Leverkusener Brückenbauwerk K33/34

In der Verbundfuge zwischen den Schalenelementen der Stahlbetonfahrbahnplatte und den Elementen des Stahlträgerobergurtes erfolgte die Kopplung mittels sogenannter Starrstäbe, welche eine annähernd starre Verbindung der angrenzenden Knoten idealisieren. Die Kopplung erfolgte in Anlehnung an eine realistische Dübelverteilung in einem Abstand von  $e_{\text{Längs}} = 200$  bis  $400$  [mm] in Längsrichtung und  $e_{\text{quer}} = 300$  bis  $600$  [mm] in Querrichtung. An der Schnittstelle Starrstab zu Stahlträgerobergurt wurde über Gelenkdefinitionen die Rotation um die lokalen Achsen  $y$  und  $z$  freigestellt. Diese Art der Idealisierung hatte sich bereits beim Monitoringvorhaben an der TB Ganslandsiepen als ausreichend genau herausgestellt und wurde im Zuge dieser numerischen Begleitrechnung erneut belegt.

Wie zuvor wurden für die Nachrechnung verschiedene Modelle zur Berücksichtigung der Rissbildung bei den unterschiedlichen globalen Tragwerkszuständen untersucht. Hierbei wurde die berücksichtigte Steifigkeit der Betonschalenelemente zwischen ungerissen und gerissen variiert. Aufgrund der Lagerung des Stützquerträgers auf einem mittigen Pfeiler und dem sich daraus ergebenden nennenswerten Stützmoment in Querrichtung, wurde zusätzlich der Zustand mit gerissener Fahrbahnplatte in Querrichtung untersucht. Die Eingabe der Steifigkeit der gerissenen Fahrbahnplatte erfolgte auch bei dieser Nachrechnung über eine Abminderung der Membran-, Biege- und Querkraftterme der entsprechenden Richtung in der Steifigkeitsmatrix der Schalenelemente des orthotropen Stützgebietes (vgl. Kap. 2.2.3).

Wiederum erfolgte die erste Verifizierung des numerischen Modells über einen Abgleich mit den Berechnungsergebnissen der ursprünglichen geprüften Statischen Berechnung. Das Brückenbauwerk wurde dort seinerzeit als Stab-Plattensystem (vgl. Kapitel 2.2.1) abgebildet, aus dem das globale sowie lokale Tragverhalten abgeleitet wurde. Aus den in Kapitel 2 gegebenen Gründen wird auf tieferegehende Abgleiche verzichtet. Lediglich die grundlegende Übereinstimmung der Ergebnisse des globalen Tragverhaltens wurde analysiert und als ausreichend gut eingestuft. Beispielsweise unterscheiden sich die globalen Auflagerlasten der verschiedenen Lager für die untersuchten Lastfälle weniger als 2,4 [%].

Die Eingabe der Lasten zur Abbildung der Probelastung erfolgte über diskrete, freie Rechtecklasten auf den Elementen der Fahrbahnplatte. Es wurde eine Aufstandsfläche von 400 x 400 [mm] je Rad angenommen, auf eine Lastausbreitung über Asphalt und Plattendicke wurde verzichtet. Die aufgebrachten Achslasten und -abstände sind Abb. 4.15 zu entnehmen.

### Ergebnisse Probelastung

Zur Umrechnung der gemessenen Dehnungen in Spannungswerte ist der E-Modul des vorliegenden Applikationsuntergrundes erforderlich. Der zeitlich konstante E-Modul des Stahls mit  $E_a = 210.000$  [MPa] kann mit geringen Streuungen als bekannt vorausgesetzt werden. Der E-Modul der Stahlbetonfahrbahnplatte (C35/45) wird analog Kapitel 4.2.3 auch bei dieser Monitoringmaßnahme über die Zuhilfenahme des theoretischen Alterungsmodells gemäß Model Code 1990 [19] berechnet. Der Wert des E-Moduls nach 28 Tagen geht jedoch nicht aus den Bestandsunterlagen hervor. Die gemäß begleitender Prüfung nach 28 Tagen vorhandene Druckfestigkeit lag bei  $f_{cm} = 57$  [MPa] (Bestandsunterlagen). Gemäß [35] 3.1.3 (Tab. 3.1) kann für eine quarzidhaltige Gesteinskörnung über die Korrelation von E-Modul und Druckfestigkeit der E-Modul berechnet werden:

$$E_{c(t=28d)} = 22.000 \cdot \left(\frac{f_{cm}}{10}\right)^{0,3} = 22.000 \cdot (57/10)^{0,3} = 37.084 \text{ [MPa]} \quad (4.4)$$

mit:

$$f_{cm(t=28d)} = 57 \text{ [MPa]} \quad \text{mittlere Betondruckfestigkeit nach 28 Tagen}$$

Der Wert des E-Moduls zum Zeitpunkt der Messungen (ca. 2,5 Jahre nach Betonage) ergibt sich unter Berücksichtigung des oben erwähnten Alterungsmodells zu:

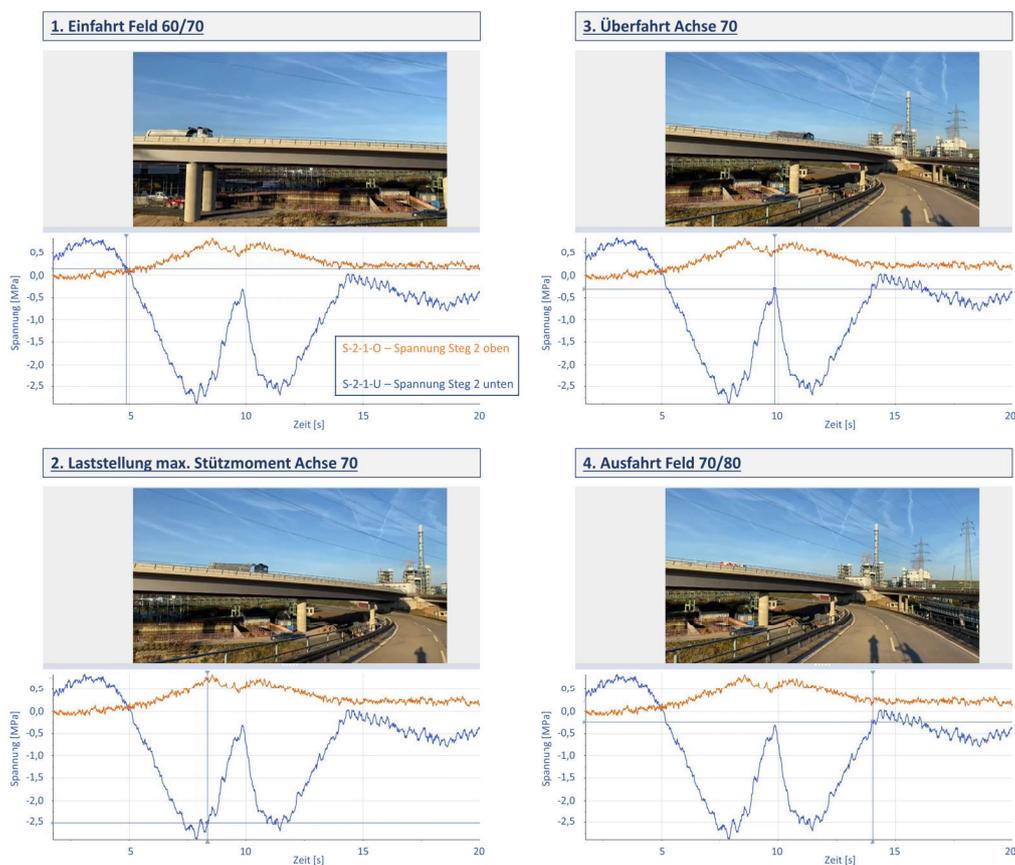
$$E_{c(t=2,5a)} = \sqrt{\beta_{cc}(t)} \cdot E_{c(t=28d)} = \sqrt{e^{0,25 \cdot (1 - \sqrt{28/900})}} \cdot 37.084 = 41.101 \text{ [MPa]} \quad (4.5)$$

Die Temperatur beim Einbau der DMS betrug am Steg oben  $T_{o,0} = \text{ca. } 13^\circ\text{C}$  und am Steg unten  $T_{u,0} = 12^\circ\text{C}$ . Zum Zeitpunkt der Probelastung betragen die Temperaturen  $T_{o,PB} = 14^\circ\text{C}$  und  $T_{u,PB} = 13^\circ\text{C}$ . Die Differenz zwischen oberer und unterer Temperatur lag demnach zum Zeitpunkt der Installation und zum Zeitpunkt der Probelastung bei  $\Delta T = 1$  [K]. Aufgrund des identischen Temperaturgradienten waren keine Spannungsänderung über den Querschnitt infolge Temperatur zu berücksichtigen. Die gemessenen Dehnungen konnten daher allein auf die Belastung infolge Verkehrs zurückgeführt werden. Auch die absolute Änderung der Temperatur um ca. 1 [K] war gering und konnte somit vernachlässigt werden.

Auf Basis der nun bekannten Eingangswerte für die Umrechnung der gemessenen Dehnungen in Spannungen, werden nachfolgend einzelne, interessante Teilergebnisse aufgeführt und beurteilt. Die Ausführungen zur linearen Abhängigkeit der Dehnungsmessungen und dem Fehler zwischen angesetzt und unbekanntem, tatsächlich vorhandenem E-Modul der Monitoringmaßnahme Ganslandsiepen gelten hier analog. Ausgehend vom angesetzten gealterten E-Modul beträgt die mögliche Abweichung hier  $< \pm 10$  [%].

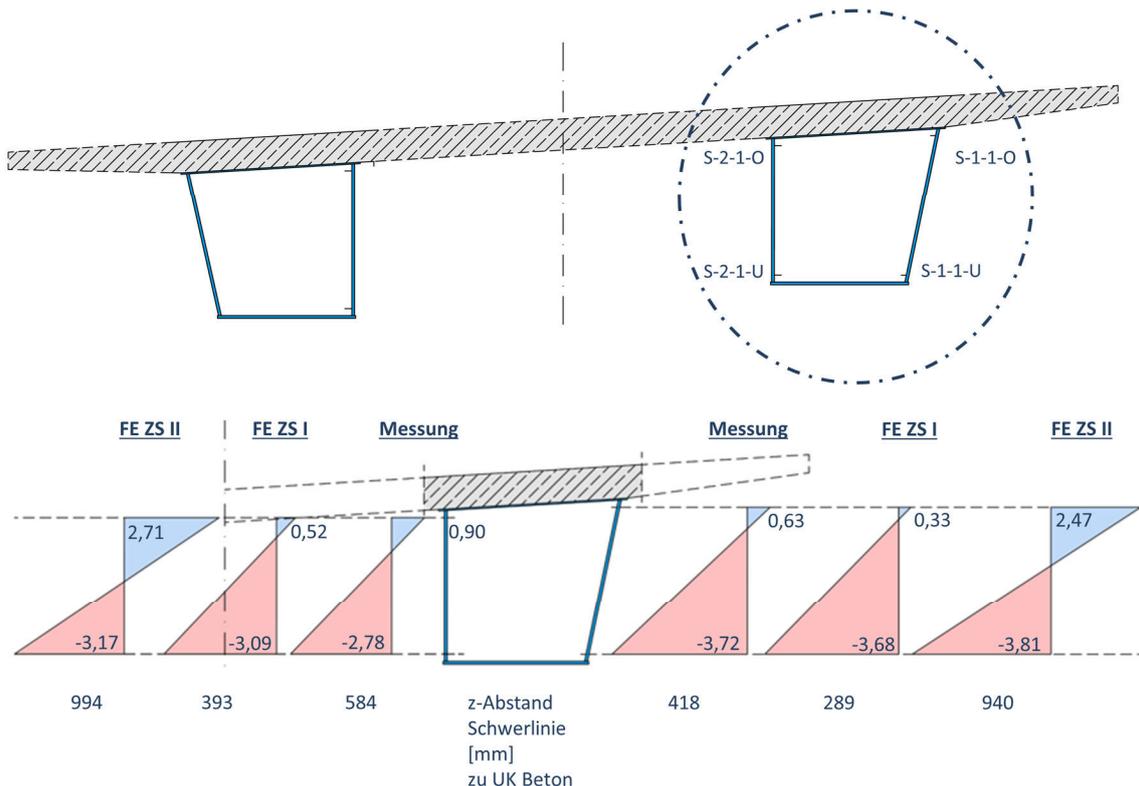
Wie bereits mehrfach erläutert, können Rückschlüsse auf den globalen Tragwerkszustand über die Auswertung der am Hauptträgersteg gemessenen Dehnungen bzw. Spannungen gezogen werden. Hierfür dient der Vergleich der Dehnungs- bzw. Spannungsverläufe über die Trägerhöhe zwischen Bauwerksmessung und numerischer Begleitrechnung und hier besonders die Lage des Nulldurchgangs. Aus diesen Erkenntnissen lässt sich das Tragwerk abschließend einem globalen Zustand (ZSI oder ZSII) zuordnen.

In Abb. 4.17 sind beispielhafte Auszüge aus der Synchronisation von Videoaufnahme und Bauwerksmessung bei Überfahrt 01 (Fahrt links in Spur 01 – Richtung Norden) aufgeführt. Der Graph zeigt die aus den gemessenen Dehnungen umgerechneten Spannungen im Hauptträgersteg **2** (innenseitig) an Messstelle **01** oben und unten (S-2-1-o/u) und die jeweils zugehörige Position des Fahrzeuges im Zuge der Probelastung. Gut zu erkennen ist die deutlich höhere Spannungsamplitude des unten am Steg angebrachten DMS. Die Spannungsnulllinie liegt demnach deutlich näher am Obergurt und somit im für Verbundträger sinnvollen Bereich.



**Abb. 4.17:** Auszug Synchronisation Video und Messung – Überfahrt 01 Messstelle 01 - Leverkusen Brückenbauwerk K33/34

Diese Messungen wurden an drei der vier Hohlkastenstege durchgeführt und ausgewertet. In Abb. 4.18 findet sich exemplarisch die Gegenüberstellung der gemessenen und numerisch berechneten Spannungen für Überfahrt 01 an Messstelle 01 des innenliegenden Steges 2 (Zeitpunkt: Achse 1 ca. 14 [m] vor Pfeiler Achse 70). Hier aufgeführt sind die Spannungswerte in Höhe der applizierten DMS sowie die Lage des Nulldurchgangs für die verschiedenen berechneten Tragwerkszustände (FE ZSI und FE ZSII). Eine Berechnung mit einer in Querrichtung gerissenen Fahrbahnplatte hatte keine nennenswerten Änderungen der Spannungsamplituden bzw. der Lage des Nulldurchgangs zur Folge.



**Abb. 4.18:** Gegenüberstellung gemessene und numerisch berechnete Spannung [MPa] in den HT-Stegen während der Probelastung - Überfahrt 01 Messstelle 01

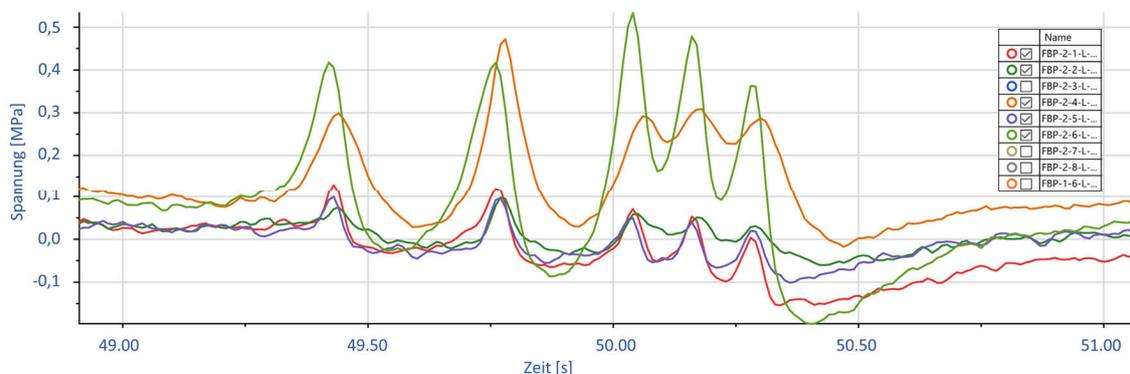
Es zeigt sich, dass sowohl die gemessenen bzw. umgerechneten Spannungsamplituden als auch die Lage des Nulldurchgangs zwischen den numerischen Berechnungen im Zustand I (FE ZSI) und Zustand II (FE ZSII) liegen. Der Nulldurchgang liegt jedoch deutlich näher an der z-Koordinate der ungerissenen Berechnung. Der Abstand zur Lage der Nulllinie bei Berücksichtigung einer vollen Rissbildung (Zustand II) ist groß, teilweise gar doppelt so groß. Dementsprechend groß sind auch die Unterschiede in den Spannungsamplituden am Steg oben. Die Spannungsamplituden am Steg unten zeigen bei allen Vergleichen eine gute Übereinstimmung. Analytische Vergleichsrechnungen mit Hilfe des Gesamtquerschnittsverfahren weisen eine gute bis befriedigende Übereinstimmung zu den mittels FE berechneten Lagen des Nulldurchgangs auf (exemplarisch: Querschnitt S-2-1 (Innensteg) analytisch ZSI  $z_{OK,Stahl} = 395$  [mm]; ZSII  $z_{OK,Stahl} = 1189$  [mm]).

Aufgrund der ausschließlich dynamisch durchgeführten Probelastung ist die Nachrechnung mit einer gewissen Ungenauigkeit behaftet. Primär betrifft dies die Lage

der Lastaufbringung innerhalb der Spur in Querrichtung. Auch wenn dies im Zuge der Probelastung bestmöglich während den einzelnen Überfahrten kontrolliert wurde, ist eine seitliche Verschiebung in kleinem Maße nicht auszuschließen. Auf die generellen Rückschlüsse, welche hier gezogen wurden, hat dies jedoch nur einen unbedeutenden Einfluss. Die Auswirkungen auf die lokalen Messungen an der Fahrbahnplatte werden an späterer Stelle genauer ausgeführt.

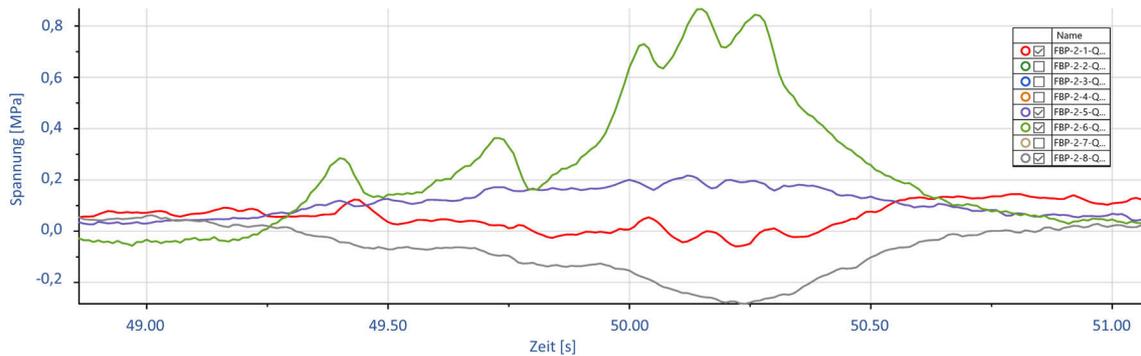
Auf Grundlage der durchgeführten Vergleiche und Einordnung des globalen Tragwerkszustandes lässt sich das Brückenbauwerk in das Stadium der Erstrissbildung bzw. fortschreitenden Erstrissbildung einordnen. Wegen der Nähe der Ergebnisse zu einer Berechnung ohne Berücksichtigung der Rissbildung scheint das Brückenbauwerk jedoch noch zu Beginn dieses Stadiums zu sein. Die Abweichungen zu einer Berechnung mit der Steifigkeit unter Berücksichtigung eines abgeschlossenen Rissbildes sind hingegen markant.

Zum lokalen Tragwerksverhalten werden nachfolgend einige interessante Teilergebnisse aufgeführt und näher erläutert. Auch bei dieser Monitoringmaßnahme bestätigte die Auswertung grundsätzlich die gewählte Anordnung und Auswahl der applizierten Messmittel. Die einzelnen Achsübergänge sind in den Graphen gut zu identifizieren (siehe z.B. Abb. 4.19). Auf die zwei Achsen des Zugfahrzeugs mit entsprechend großem zeitlichem Abstand folgt in annähernd gleichem Abstand die erste der drei Achsen des Aufliegers. In kürzerem Abstand folgen die Achsen zwei und drei des Aufliegers. Dies ist grundsätzlich plausibel und deckt sich mit den Achsabständen und der angesetzten Fahrgeschwindigkeit.



**Abb. 4.19:** Gemessene Spannung [MPa] an der Fahrbahnplatte in Längsrichtung während der dynamischen Überfahrt im Zuge der Probelastung – Überfahrt 01 Messstelle 02

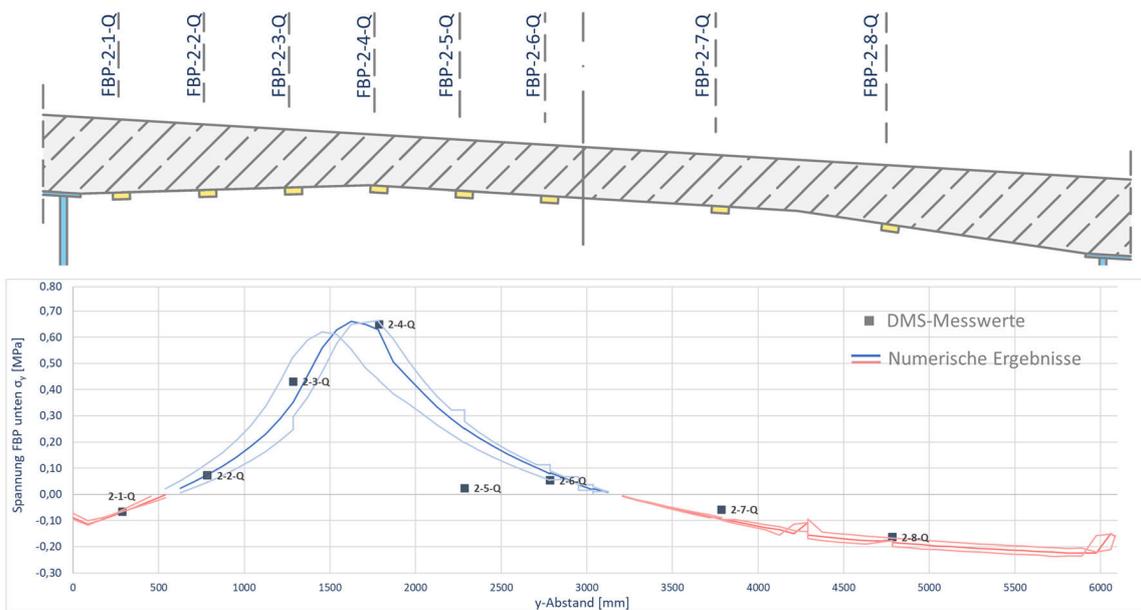
Auch die gemessenen deutlichsten Ausschläge bei Sensor FBP-2-6-L sind plausibel, da dieser DMS direkt befahren wird und annähernd in Plattenmitte liegt. Dass die auftretenden Verformungen und daher auch Dehnungen in der gemessenen unteren Randfaser des Betons hier am größten sein sollten, wird somit bestätigt. Die gemessenen Spannungen in Querrichtung sind ebenfalls als sinnvoll einzustufen. Abb. 4.20 zeigt am Beispiel der ersten Überfahrt die gemessenen Spannungen in Querrichtung ausgewählter DMS an der Messstelle 02.



**Abb. 4.20:** Gemessene Spannung [MPa] an der Fahrbahnplatte in Querrichtung während der dynamischen Überfahrt im Zuge der Probebelastung – Überfahrt 01 Messstelle 02

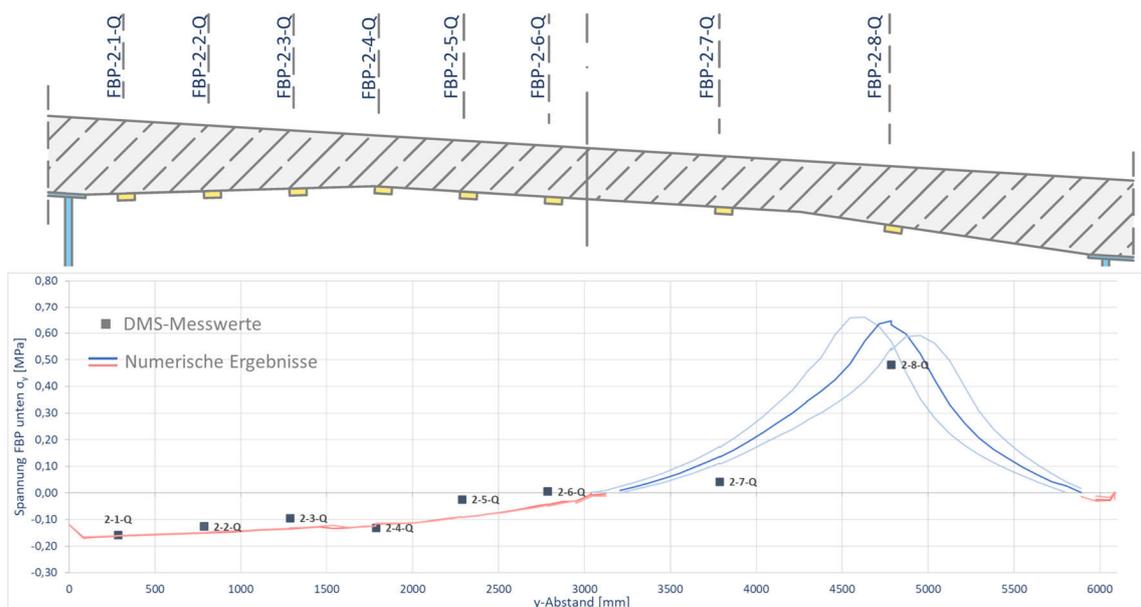
Der direkt befahrene DMS FBP-2-6-Q zeigt hier die deutlichsten Ausschläge. Auch der Absolutwert der gemessenen Spannung liegt hier am höchsten, was aus der Lage annähernd in Feldmitte zwischen den Hauptträgern resultiert. Die DMS FBP-2-8-Q und FBP-2-1-Q zeigen, ausgehend von einem entsprechenden Start-Niveau, eine negative Spannungsentwicklung, d.h. es kommt zu Druckspannungen auf der Unterseite der Fahrbahnplatte in Querrichtung. Dies ist ebenfalls folgerichtig, da sich die Fahrbahnplatte in gewissem Maße in die relativ torsionssteifen Hohlkastenträger einspannt und sich somit ein Stützmoment über den innenliegenden Hohlkastenstegen aufbaut. Generell sind die gemessenen Spannungen als vergleichsweise gering zu einzustufen.

In Abb. 4.21 ist die Gegenüberstellung der gemessenen Spannungen in Querrichtung an UK Fahrbahnplatte für die 2. Überfahrt an Messstelle 02 mit den in der numerischen Begleitrechnung ermittelten Spannungen aufgeführt (Zeitpunkt: Achse 3 annähernd auf Messstelle 02). Die Umrechnung der gemessenen Dehnungen in Spannungen und die FE-Rechnung erfolgten wie oben dargelegt mit dem E-Modul von  $E_{c(t=2,5a)} = 41.101$  [MPa]. Der Graph in Abb. 4.21 beinhaltet drei Kurven, zum Abgleich mit den Einzelmessungen. Bei den beiden schwächer dargestellten Kurven wurde die Lage der aufgebrachten Belastung (diskrete Radlasten) in Querrichtung um +/- 15 [cm] gegenüber der planmäßigen Spurlage (fett) variiert, um so die Ungenauigkeit bei der dynamischen Überfahrt einzugrenzen. Es zeigt sich an dieser Messstelle eine generell sehr gute Übereinstimmung, sowohl den prinzipiellen Verlauf als auch die absoluten Werte betreffend. Als Plausibilitätskontrolle dient DMS FBP-2-4-Q, dieser direkt überfahrene DMS zeigt den zutreffendermaßen deutlichsten Ausschlag. DMS FBP-2-5-Q ist als Ausreißer zu werten. Auf eine prozentuale Auswertung der Fehler wird an dieser Stelle verzichtet. Das generell sehr geringe Spannungsniveau führt zu überbewerteten relativen Abweichungen und ist daher wenig aussagekräftig.



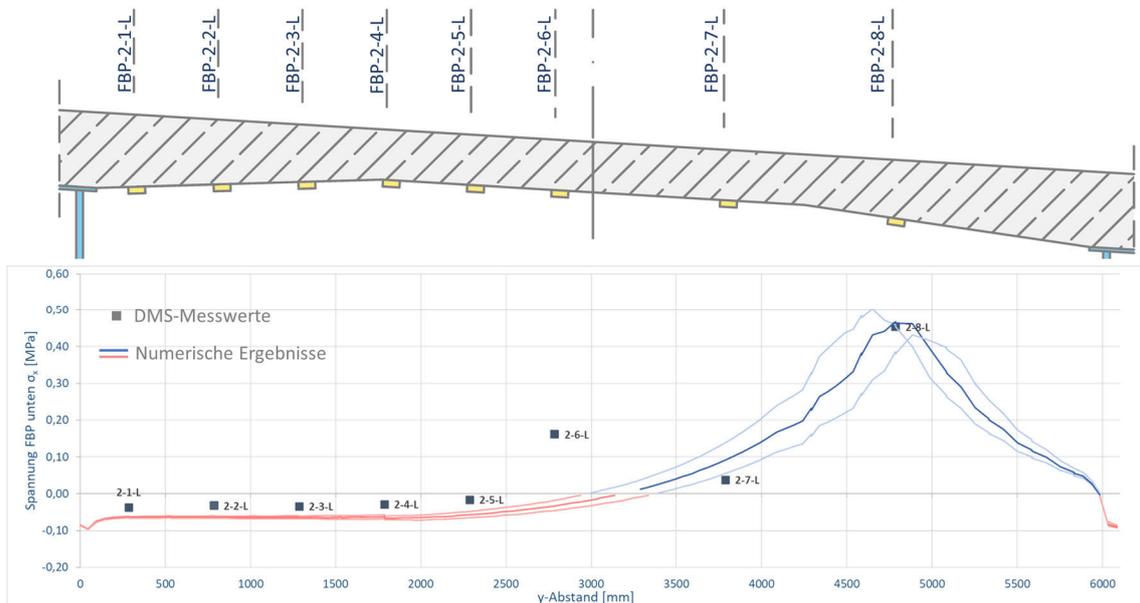
**Abb. 4.21:** Gegenüberstellung gemessener Spannungen  $\sigma_y$  [MPa] in Querrichtung auf UK Fahrbahnplatte und numerischer Nachrechnung – Überfahrt 02 Messstelle 02

Die guten Übereinstimmungen an Messstelle 02 bestätigen sich auch bei den weiteren Auswertungen. Abb. 4.22 zeigt die Gegenüberstellung der gemessenen Spannung in Querrichtung auf UK Fahrbahnplatte und der numerischen Nachrechnung für Überfahrt 04 in südliche Richtung (Zeitpunkt: Achse 2 annähernd auf Messstelle 02). Der direkt überfahrene DMS FBP-2-8-Q zeigt den erwartungsgemäß markantesten Ausschlag, die Plausibilität der Messung ist gegeben. Die Abweichung der Relativwerte fällt bei dieser Gegenüberstellung zwar etwas größer aus, aufgrund des generell geringen Spannungsniveaus kann die Übereinstimmung dennoch als gut eingestuft werden. Der Verlauf wird gut abgebildet.



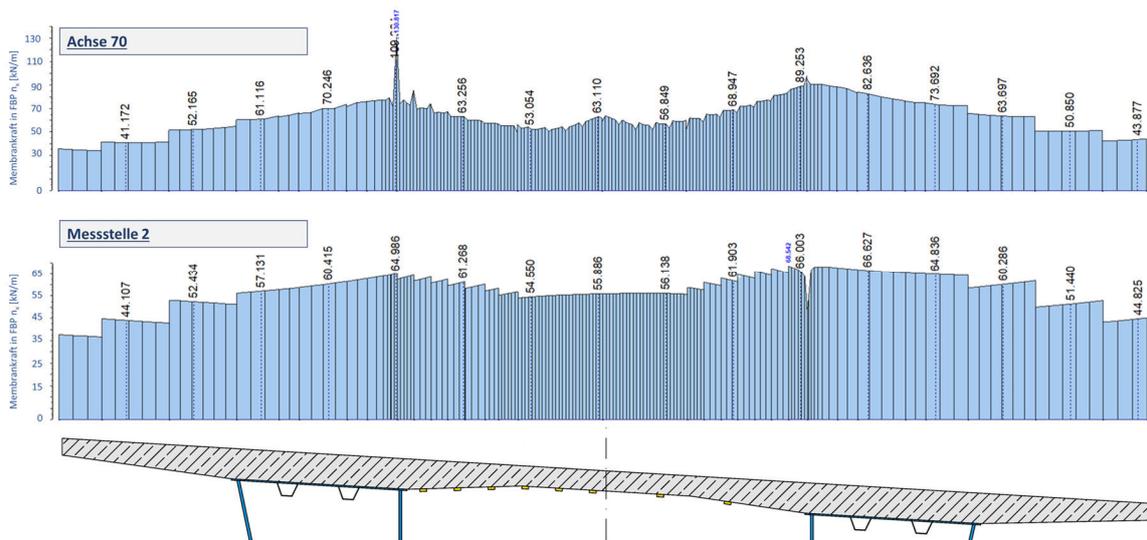
**Abb. 4.22:** Gegenüberstellung gemessener Spannungen  $\sigma_y$  [MPa] in Querrichtung auf UK Fahrbahnplatte und numerischer Nachrechnung – Überfahrt 04 Messstelle 02

Auch die Längsspannungen an UK Fahrbahnplatte lassen sich an Messstelle 02 gut abbilden. Abb. 4.23 zeigt exemplarisch den Vergleich der gemessenen Spannungen in Längsrichtung mit den im numerischen Modell berechneten Werten. Auch hier wird der Verlauf gut getroffen. Der Abgleich der Absolutwerte ist aufgrund des generell sehr geringen Spannungsniveaus bei den meisten DMS als gut einzustufen. Auf ein Ausweisen relativer Fehler wird aus den schon vorher erläuterten Gründen verzichtet.



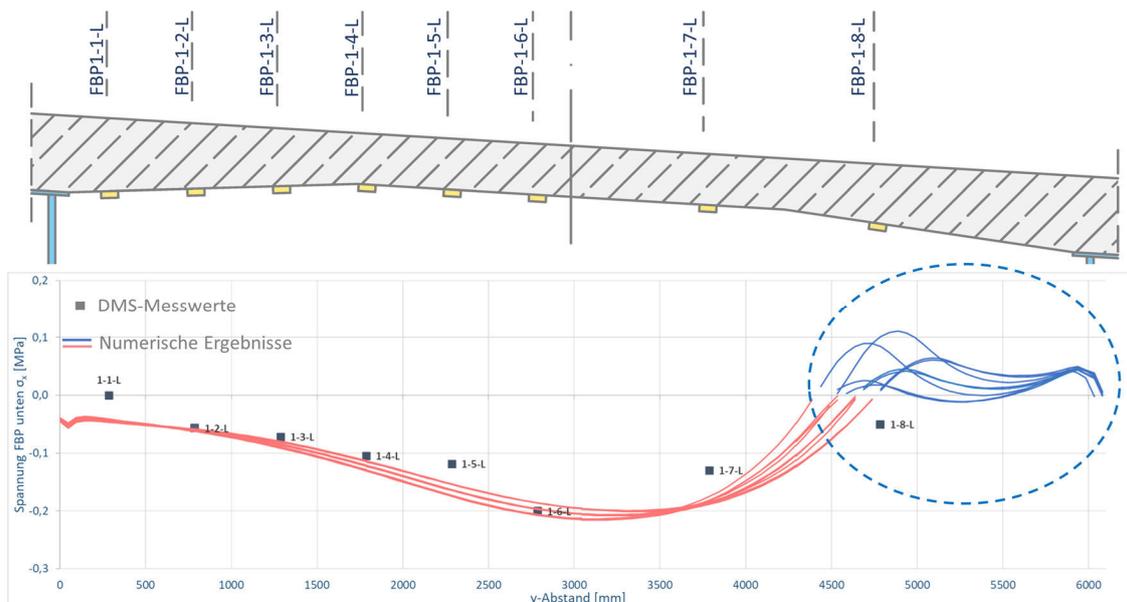
**Abb. 4.23:** Gegenüberstellung gemessener Spannungen  $\sigma_x$  [MPa] in Längsrichtung auf UK Fahrbahnplatte und numerischer Nachrechnung – Überfahrt 04 Messstelle 02

Bei Ansicht der Längsspannungen ist jedoch auf einen Umstand hinzuweisen: Die generell sehr geringen Spannungswerte, oftmals im Bereich weniger Zehntel eines Megapascals, lassen keine eindeutige Analyse des Beitrags der Stahlbetonplatte am globalen Lastabtrag anhand der Messwerte zu. Die Werte in diesem Bereich sind zwar als plausibel anzusehen (Vergleich Abschnitt globaler Lastabtrag), jedoch liegen zum einen Messungenauigkeiten und Messrauschen vor, welche die Werte in geringem Maße beeinflussen. Zum anderen überlagern sich hier zusätzlich die lokalen Effekte und weitere globale Effekte (z.B. starke Krümmung der Brücke, Wölbspennungen aus der nahe dem Auflager eingeleiteten exzentrischen Last), welche eine eindeutige Trennung lokaler und globaler Anteile ausschließt. Über das hier verifizierte und validierte FE-Modell lassen sich dennoch einige Erkenntnisse ableiten. Abb. 4.24 zeigt exemplarisch die mittels FEM berechnete Membrankraft in Längsrichtung  $n_x$  in den Schalenelementen der Fahrbahnplatte direkt in der Pfeiler Achse 70 und an Messstelle 02.



**Abb. 4.24:** Darstellung mittels FEM ermittelter Membrankräfte in Längsrichtung  $n_x$  [kN/m] an Pfeiler Achse 70 und Messstelle 2

Die Werte der Membrankräfte (allesamt im Zugbereich) sind an Pfeiler Achse 70 größer als an Messstelle 02, dies ist plausibel, baut sich hier doch das größte negative Stützmoment auf. Die Abnahme der Membrankraft hin zur Feldmitte aufgrund der Schubverzerrung ausgedehnter Gurte zwischen den Brückenlängsträgern ist deutlich zu erkennen. Das Verhältnis der Abnahme ist direkt an der Pfeiler Achse deutlich größer  $\Delta n_{x,70} \approx (89/63) - 1 = 41\%$  als an Messstelle 2  $\Delta n_{x,MS2} \approx (65/56) - 1 = 16\%$ . Die Spannungen resultierend aus lokalen Plattenbiegemomenten infolge Einzellasten, sind hingegen in der Mitte zwischen den beiden Hauptträgern am größten (siehe Abb. 4.25). Diese Darstellung bestätigt das wirtschaftliche Potential einer genaueren Untersuchung der Überlagerung am Stützquerträger gegenüber der bisherigen Überlagerungspraxis.



**Abb. 4.25:** Gegenüberstellung gemessener Spannungen  $\sigma_x$  [MPa] in Längsrichtung auf UK Fahrbahnplatte und numerischer Nachrechnung – Überfahrt 04 Messstelle 01

Auf einen weiteren Umstand soll an dieser Stelle ebenfalls hingewiesen werden: Wird der Verlauf der Spannungen an Messstelle 1 im Bereich der nicht direkt befahrenen DMS

noch relativ gut getroffen, so unterscheiden sich die an der Unterkante der Fahrbahn gemessenen Spannungen in Längsrichtung im Bereich der direkt überfahrenen DMS jedoch deutlich von den in der Numerik ermittelten Werten, siehe hierzu Abb. 4.25.

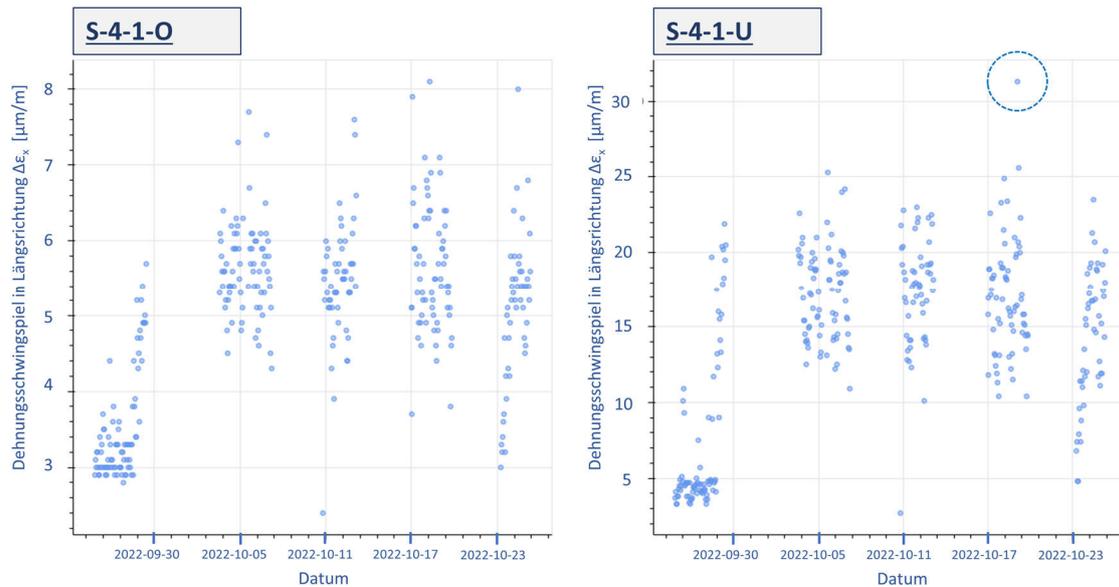
Um das Fehlerpotenzial der Laststellung in der Spur gegenüber der Probelastung weiter zu minimieren, wurden die Lasten im FE-Modell hier in einer feineren Abstufung in Querrichtung aufgebracht, daher ergeben sich die vielen aufgeführten Kurven. Im Bereich des direkt befahrenen DMS FBP-2-8-L wurden negative Spannungen (also Druck auf der Unterseite) gemessen. Im numerischen Schalenmodell ergeben sich in dieser Laststellung jedoch positive Spannungen (also Zugspannungen) auf der Unterseite. Diese Differenz resultiert aus der gewählten Modellierung. Die Stahlbetonfahrbahnplatte wurde aus Schalenelementen modelliert, welche an diskreten Punkten über Starrstäbe auf dem Stahlhohlkasten gelagert sind. Durch die aufgebrachte Last kommt es zu einer Biegeverformung der Schalenelemente, welche sich direkt unter der Last durch die ebengenannten Zugspannungen auf der Unterseite zeigt. In Wirklichkeit bauen sich hier aufgrund der Nähe zum Auflager unter anderem direkte Druckstreben zum Obergurt des Stützquerträgers auf, welche in den gemessenen Druckspannungen unterseitig der Fahrbahnplatte resultieren. Eine Abbildung über Volumenelemente, wie es auch bei den Untersuchungen zum Querkrafttragverhalten von Fahrbahnplatten bei Stahlbetonbrücken oft praktiziert wird (siehe u.a. *ADAM et al.* [1]) würde hier sicherlich eine bessere Übereinstimmung für diese spezielle Laststellung und Spannung liefern. Aufgrund des enormen Aufwandes auch in den vielen nachfolgenden numerischen Untersuchungen, hat sich der Verfasser dieser Arbeit jedoch gegen ein solches Modellierungsprinzip entschieden. Einerseits werden die mit Hilfe der hier verwendeten Modellierungsstrategie ermittelten Werte der Zugspannungen in Längsrichtung auf der maßgebenden Oberseite aufgrund des reinen Biegeabtrags überschätzt und liegen somit auf der sicheren Seite. Andererseits ist auch die Auswertung von Schalenelementen über Membrankräfte und Plattenbiegemomente deutlich einfacher und kann besser auf Plausibilität überprüft werden. Die durch die gewählte numerische Abbildung unterschätzten Druckspannungen auf der Unterseite direkt unterhalb der Last in Nähe zum Stützquerträger sind nicht weiter von Belang, da sie sich generell auf einem sehr unkritischen Niveau befinden (siehe auch Ausführungen zur Dauermessung).

### Ergebnisse Dauermessung

Um das generelle Beanspruchungsniveau der Brücke im Stützbereich beurteilen zu können, wurde die Dauermessung über ca. 4 Wochen ausgewertet. Die Messeinrichtungen wurden in diesem Zeitraum über die Baustromaggregate versorgt. Aufgrund des naheliegenden Industriegebietes scheint es jedoch zu unregelmäßigen Schwankungen der Stromverfügbarkeit gekommen zu sein. Dies führte zu kurzzeitigen Stromausfällen der Messverstärker, was wiederum ein Aussetzen der Messungen zur Folge hatte. Die Messungen mussten dann von Hand im Ableseturnus wieder gestartet werden. Dies erklärt die Bereiche ohne Messwerte in den nachfolgenden Grafiken. Messwerte wurden demnach an 19 Tagen aufgezeichnet, was nach Auffassung des Verfassers dennoch einen ausreichenden Zeitraum für die nachfolgenden Aussagen bietet. Die DMS selbst verfügen über eine eigene Temperaturkompensation, angepasst an den theoretischen Temperaturexpansionskoeffizienten des Untergrundmaterials. Da dieses Verhalten stark nicht-linear ist und die Temperaturkompensation auf eine

Referenztemperatur von ca. 20°C geeicht ist, verbleibt ein minimaler Restfehler, der jedoch als unkritisch gewertet wird.

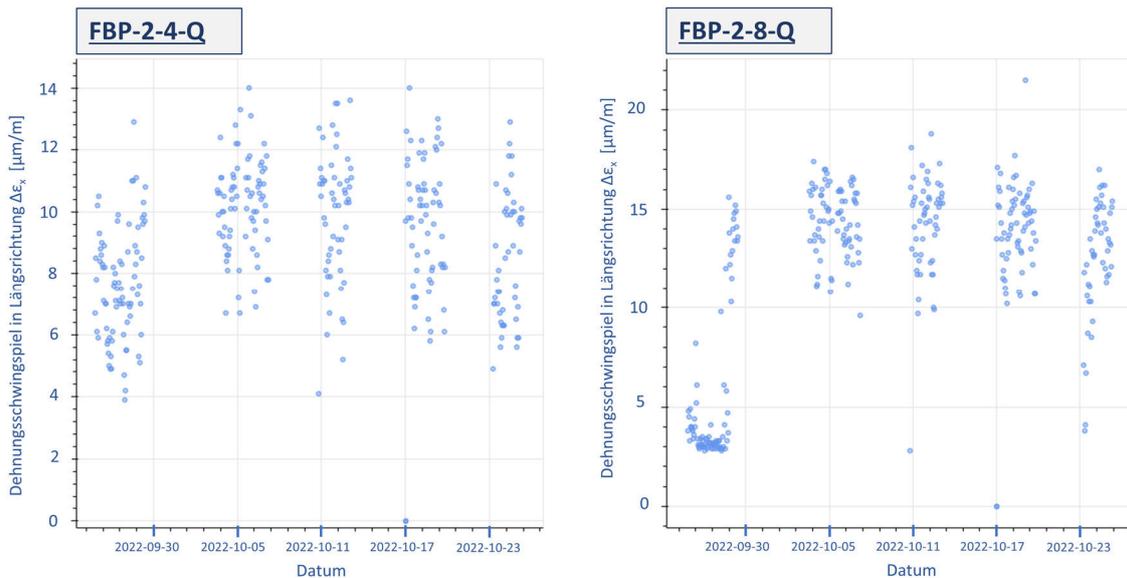
In Abb. 4.26 sind die gemessenen absoluten Dehnungsschwingspiele für die DMS am Steg des inneren Hohlkastens oben und unten an Messstelle 01 aus einer Rainflowanalyse aufgeführt. Die Schwingspiele können sowohl im Druck- als auch Zugbereich liegen. Erkennbar bestätigen die deutlich geringeren Ausschläge des DMS am Obergurt die im vorherigen Abschnitt erkannte Lage der Dehnungsnulllinie in Nähe zum Obergurt.



**Abb. 4.26:** Gemessene Dehnungsschwingspiele am Steg des inneren Hohlkastens (S-4-1-O/U) aus Rainflowanalyse in [ $\mu\text{m}/\text{m}$ ]

Für den DMS unten am Innensteg des äußeren Hohlkastens an Messstelle 01 (S-4-1-U) ergab sich ein maximal gemessenes Dehnungsschwingspiel von  $\Delta\epsilon_x = 31,3$  [ $\mu\text{m}/\text{m}$ ] am Tage der Probelastung. Umgerechnet in eine Spannung ergibt sich ein maximales Schwingspiel für diesen DMS von ca.  $\Delta\sigma_x = 6,6$  [MPa]. Genauer untersucht ergaben sich für diesen DMS eine maximal ermittelte Druckspannung von  $\sigma_{x,D} = -3,7$  [MPa] und eine maximale Zugspannung von  $\sigma_{x,Z} = 2,9$  [MPa]. Diese Spannungen sind als äußerst gering einzustufen.

Abb. 4.27 zeigt die gemessenen Dehnungsschwingspiele für zwei ausgewählte DMS an der Unterseite der Fahrbahnplatte in Querrichtung an Messstelle 02 (FBP-2-4-Q und FBP-2-8-Q). Auffällig ist das generell sehr geringe Niveau der Messwerte. Das maximal gemessene Dehnungsschwingspiel für DMS FBP-2-8-Q von  $\Delta\epsilon_y = 21,5$  [ $\mu\text{m}/\text{m}$ ] ergibt mit dem Umrechnungsfaktor  $E_{c(t=2,5a)} = 41.101$  [MPa] eine Spannungsschwingbreite von  $\Delta\sigma_y = 0,9$  [MPa].



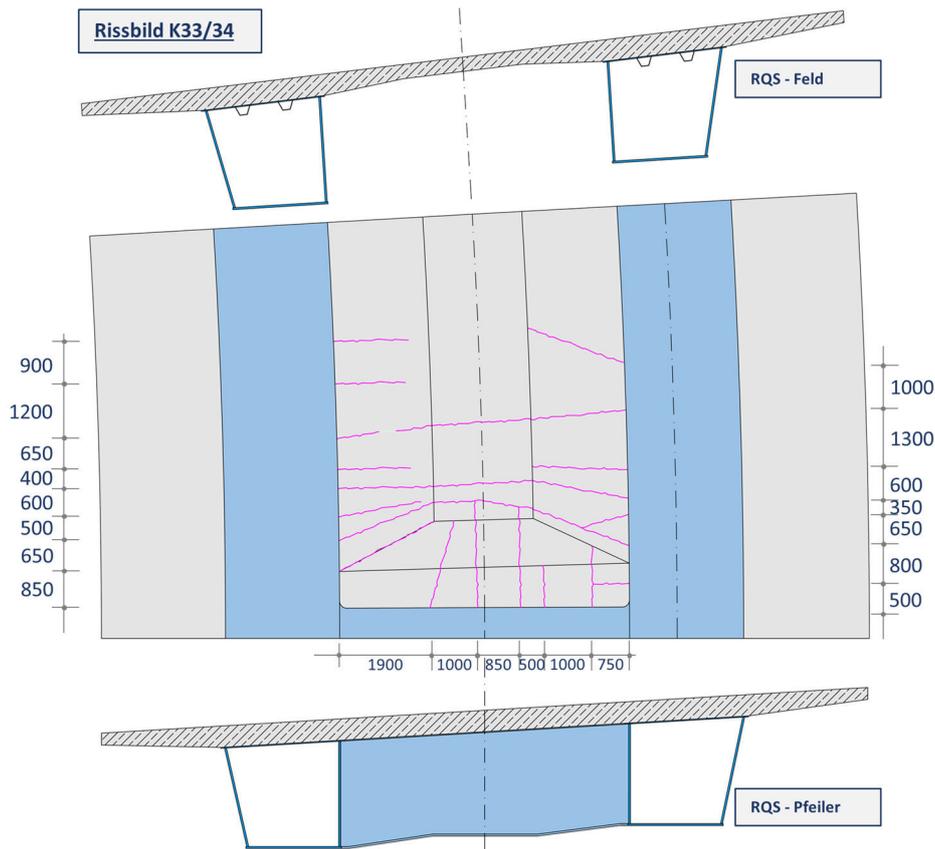
**Abb. 4.27:** Gemessene Dehnungsschwingspiele an ausgewählten DMS der Fahrbahnplatte aus Rainflowanalyse in [ $\mu\text{m}/\text{m}$ ]

Generell lagen alle im Zeitraum der Dauermessung gemessenen Spannungen im Druckbereich auf einem sehr geringen Niveau von  $\sigma_{c,D} < -1,1$  [MPa]. Im Zugbereich lagen alle gemessenen Spannungen im Bereich unter der Zugfestigkeit bei  $\sigma_{c,Z} < 2,5$  [MPa]. Dies bedeutet, dass auch direkt unter den hohen Achs- bzw. Radlasten die Zugfestigkeit des Betons nicht überschritten wurde.

#### Ergebnisse Analyse Rissbild

Analog dem Vorgehen bei der Monitoringmaßnahme an der Talbrücke Ganslandsiepen wurde auch bei der Monitoringmaßnahme Leverkusen eine genaue Aufnahme des Rissbildes im Messbereich (bis ca.  $0,15 \times L$  ins Feld) durchgeführt, um den globalen Tragwerkszustand weiter einordnen zu können. Die Rissverteilung ist Abb. 4.28 zu entnehmen. Dort aufgetragen sind alle aufgenommenen Risse (pink) und deren Abstände untereinander direkt an den Hauptträgerstegen und am Stützquerträger.

Auch hier ist festzustellen, dass die Breiten der aufgenommenen Risse durchweg sehr gering sind –  $w_{\text{mess}} \leq 0,1$  [mm]. Des Weiteren sind wie bei der Monitoringmaßnahme Ganslandsiepen die Risse direkt am Hauptträgersteg deutlich feiner verteilt als diejenigen mittig zwischen den Stegen. Die feineren Risse an den Stegen resultieren aus dem kraftschlüssigen Verbund mit dem Stahlträger, welcher eine direkte Behinderung für die Verformungsbestrebungen des Betons infolge Schwinden darstellt. Zur Beurteilung des globalen Tragwerkszustandes werden auch hier die Risse mittig in der Fahrbahnplatte herangezogen, sind sie doch annähernd isoliert zurückzuführen auf die Mitwirkung der Fahrbahnplatte des Verbundträgers am globalen Abtrag der Beanspruchungen infolge Zwang und Last.



**Abb. 4.28:** Rissbild Stützbereich - Achse 70 Richtung Achse 80 - Maße in [mm]

Vergleicht man die vorhandenen Rissabstände mit den rechnerischen maximalen Rissabständen im abgeschlossenen Rissbild, lässt sich der Fahrbahnplatte ein Zustand (I / II) zuordnen.

Aufbauend auf den Herleitungen von *REHM*; *MARTIN* [86] und *SCHIEBL* [89], ergibt sich der maximale Rissabstand  $s_{r,max}$  bei abgeschlossenem Rissbild gemäß [35] vereinfacht gemäß Formel (4.2).

Ausgehend von der für einen Stababstand von  $s = 100$  [mm] gemäß Tab. 4.2 [38] zulässigen Spannung im Bewehrungsstahl von  $\sigma_s = 240$  [N/mm<sup>2</sup>] ergibt sich für die Längsrichtung im Stützbereich folgender Wert:

$$s_{r,max} = \frac{20}{3,6 \cdot 0,014} = 397 \leq \frac{240 \cdot 20}{3,6 \cdot 3,2} = 416,7 [mm] \quad (4.6)$$

mit:

$f_{ct,eff} = 3,2$ [MPa]	effektive Betonzugfestigkeit
$\rho_{p,eff} = 0,014$ [-]	effektiver Bewehrungsgrad (2 Lagen $\varnothing 20$ -10)
$\varnothing = 20$ [mm]	Durchmesser Bewehrungsstab
$\sigma_s = 240$ [MPa]	Spannung in der Bewehrung unter Annahme des gerissenen Querschnitts (gem. Tab 4.2 aus [38])

Bei einer Berücksichtigung der zeitlichen Inkonsistenz und damit höher liegenden Zugfestigkeit von  $f_{ct,eff} = 4,0$  [MPa] ergäbe sich ein entsprechend kleinerer Wert von

$s_{r,max} = 332$  [mm]. Der gemessene Rissabstand  $s$  liegt im nahen Stützbereich teilweise deutlich darüber. Die vorherige Einordnung der Fahrbahnplatte in Längsrichtung in die Phase der Erstriss- bzw. fortschreitenden Erstrissbildung wird hierdurch bekräftigt. Ein abgeschlossenes Rissbild ist auch bei diesem Bauwerk nicht vorhanden.

In Querrichtung am Stützquerträger ergibt sich aufgrund des abweichenden Bewehrungsgehaltes folgender rechnerischer Wert für den maximalen Rissabstand:

$$s_{r,max} = \frac{20}{3,6 \cdot 0,017} = 327 \leq \frac{240 \cdot 20}{3,6 \cdot 3,2} = 416,7 [mm] \quad (4.7)$$

mit:

$$\rho_{p,eff} = 0,017 [-] \quad \text{effektiver Bewehrungsgrad}$$

Auch in diese Richtung liegen die gemessenen Rissabstände deutlich über dem rechnerischen Maximalabstand. Es liegt demnach in Querrichtung ebenfalls kein abgeschlossenes Rissbild vor.

#### 4.3.4 Fazit Monitoring Leverkusener Kreuz

Das Kreuzungsbauwerk K33/34 am Kreuz der BAB 1 und BAB 59 bei Leverkusen ist eine Stahlbetonverbundbalkenbrücke mit zwei geschlossenen Stahlhohlkästen als Längsträger. Die Auflagerung auf den konventionellen Lagern an den Pfeilern erfolgt immer über Stützquerträger. Diese sind in manchen Achsen nicht mit der Stahlbetonfahrbahnplatte verbunden. In der untersuchten Achse 70 liegt die Brücke allerdings über den an der Fahrbahnplatte monolithisch angeschlossenen Stützquerträger auf einem mittig angeordneten Pfeiler auf. In diesem Bereich ist die Interaktion von lokalen Biegemomenten aus Rad- bzw. Achslasten und der Mitwirkung der Fahrbahnplatte am globalen Lastabtrag daher von besonderer Bedeutung.

Mit einem Brückenalter (Fertigstellung Betonfahrbahnplatte) von ca. 2,5 Jahren war die Brücke bisher erst wenigen Jahrestemperaturzyklen ausgesetzt. Die zeitlich nicht konstanten aber mit steigendem Bauwerksalter zunehmend abflachenden Effekte aus Schwinden sollten jedoch zum größten Teil bereits abgeklungen sein. Das gesamte Autobahnkreuz Leverkusen-West in Kombination mit der neuen Rheinbrücke Leverkusen befand und befindet sich noch immer im Bau. Auf der untersuchten Brücke K33/34 war und ist immer noch kein Regelverkehr vorhanden. Die Brücke durfte im Zeitraum der Dauermessung von Schwerlastwagen nur in Richtung Süden (von A59 auf A1) befahren werden. Ein entsprechendes bemessungsrelevantes Stauszenario mit ggf. Schwerlastverkehr in beide Fahrrichtungen war demnach nicht möglich.

Im Grunde bestätigten sich die Erkenntnisse, welche auch schon bei der Monitoringmaßnahme an der Talbrücke Ganslandsiepen gewonnen werden konnten. Zur Einordnung des Tragwerkes in einen bestimmten Zustand der Rissbildung (ZSI oder ZSII) lieferte die gewählte Anordnung der DMS an den Stegen von Haupt- und Stützquerträger wertvolle Messwerte. Beim Abgleich der Ergebnisse der numerischen Begleitrechnungen und der Messdaten konnte eine gute Übereinstimmung festgestellt werden. Hierfür war die genaue Kenntnis der Belastung (Probebelastung) essentiell. Auch hier ist festzuhalten, dass die Brücke sich noch immer dem Zustand der Erstriss-

bzw. fortschreitenden Erstrissbildung zuordnen lässt. Ein abgeschlossenes Rissbild wurde bei der Brücke hingegen nicht festgestellt.

Die enorme Krümmung der Brücke im Grundriss ( $R = 160$  [m]) war bei der Auswertung bzw. dem Abgleich zwischen Numerik und Messung ein erschwerender Faktor. Durch besagte starke Krümmung überlagern sich zusätzliche Effekte aus Torsion mit dem globalen Längstragverhalten der Brücke. Gerade bei auflagenahen Laststellung direkt am mittigen Stützpfiler in Achse 70 sind die einzelnen Traganteile schwer auseinander zu dividieren. Auch der mittig angeordnete Pfeiler in Achse 70 trägt zu dem komplexen Spannungszustand (Stützmoment in Querrichtung) in diesem Bereich bei. Für etwaige weitere Monitoringmaßnahmen empfehlen sich daher Brücken mit einem simpleren Tragverhalten im Stützbereich.

Auch die feine Anordnung der biaxialen DMS an der Unterseite der Fahrbahnplatte war zielführend. So konnten die einzelnen Rad- bzw. Achslasten bei den dynamischen Überfahrten im Zuge der Probelastung sehr gut erfasst werden. Der Abgleich zwischen Numerik und Messung lieferte zufriedenstellende Ergebnisse. Hier sind allerdings aufgrund des sehr geringen Spannungsniveaus die qualitativen Abweichungen bzw. Übereinstimmungen aussagekräftiger als die Auswertung der relativen Fehler. Erklärungen für die Abweichungen sind die bei Messungen an einem solchen Bauwerk immer zu erwartenden Messungenauigkeiten wie z.B. DMS-Länge, Verklebung, Rauigkeit, Ausrichtungsungenauigkeiten, dyn. Erhöhungsfaktoren, genaue Lage Belastung dyn. Überfahrt, Messfehler. Direkt am Stützquerträger führt die gewählte Modellierungsstrategie mittels Schalenelementen bei der numerischen Nachrechnung für die maßgebenden Betonstahlspannungen der oberen Bewehrungslage in Längsrichtung zu überschätzten Ergebnissen. Diese liegen somit jedoch auf der sicheren Seite.

Zusammenfassend lassen sich auch hier die folgenden wichtigen und eindeutigen Schlüsse zu den Ergebnissen des Bauwerksmonitorings des Kreuzungsbauwerkes K33/34 – Kreuz Leverkusen West ziehen:

Die gewählte Messanordnung der Dehnungsmessstreifen ist für die Beurteilung der lokalen und globalen Beanspruchungen zielführend.

Das Kreuzungsbauwerk K33/34 ist nach ca. 2,5 Jahren unter Verkehrs-, Schwind- und Temperaturbelastung dem Zustand der Erstriss- bzw. fortschreitenden Erstrissbildung zuzuordnen. Das Tragverhalten entspricht in etwa dem ungerissenen Tragverhalten (ZSI).

Die Modellierungsstrategie für die numerische Nachrechnung ist für Brücken dieses Typus passend. Die ermittelten Spannungen in Längsrichtung der maßgebenden oberen Bewehrungslage werden direkt am Stützquerträger, jedoch auf der sicheren Seite liegend, überschätzt.

Die bereits im Abschnitt zur Monitoringmaßnahme Ganslandsiepen aufgeführten Empfehlungen wurden durch die hier durchgeführten Untersuchungen bestärkt und sind durch nachfolgende Rückschlüsse zu ergänzen:

Um die einzelnen Effekte im Stützbereich besser differenzieren zu können, empfehlen sich Brücken mit einem simplen Tragverhalten in diesem Bereich. Das

heißt, die Brücke sollte nicht stark gekrümmt sein und eine Lagerung unter den Hauptträgern aufweisen.

#### **4.4 Zusammenfassung Monitoringmaßnahmen**

Die in diesem Kapitel durchgeführten Untersuchungen an zwei ausgewählten Verbundbalkenbrücken lieferten weiterführende Einsichten in das Tragverhalten ebensolcher Konstruktionen. Es konnte festgestellt werden, dass beiden Brücken, obwohl teilweise schon über mehrere Jahre unter Verkehrsbelastung, ein annähernd dem ungerissenen Zustand (ZSI) gleichendes Tragverhalten zugeordnet werden kann. Dies wurde über Lage der Dehnungsnulllinie sowie einer Analyse des Rissbildes ermittelt. Die Anordnung der DMS an der Stahlbetonfahrbahnplatte lieferte Erkenntnisse sowohl über das lokale Tragverhalten der Platte im Stützbereich unter direkter Rad- bzw. Achslast als auch über den Beitrag am globalen Tragverhalten. Die in Kapitel 2.2 erwähnten Reserven bei der Überlagerung lokaler und globaler Beanspruchungen aufgrund gängiger Modellierungsvarianten konnten bestätigt werden.

Die Modellierungsstrategie zur numerischen Simulation am Gesamtmodell über eine Faltwerksberechnung mit Schalenelementen liefert passende Ergebnisse und ist somit zielführend für die weiteren numerischen Untersuchungen. Direkt neben dem Stützquerträger sind die im numerischen Modell ermittelten Spannungen in der maßgebenden oberen Bewehrungslage in Längsrichtung als konservativ anzusehen. Hier liegen demnach neben den in Kapitel 2.1.3 aufgeführten Reserven auf Lastseite weitere Sicherheitsreserven vor. Dies ist bei der Wertung des in Kapitel 6 abgeleiteten Überlagerungsmodells zu berücksichtigen.

Weiterhin konnten aus den durchgeführten Monitoringmaßnahmen wertvolle Erfahrungen gesammelt und entsprechende Empfehlungen bzw. Anregungen für künftige Monitoringmaßnahmen abgeleitet werden.



## 5 Numerische Untersuchungen zur Überlagerung

*Die Überlagerung von an separaten Modellen ermittelten globalen und lokalen Beanspruchungen ist ein zentrales Forschungsthema dieser Arbeit. Es wurden daher an zahlreichen Gesamtmodellen die Beanspruchungen resultierend aus den normativen Verkehrslastmodellen ermittelt und mit den Berechnungen an separaten Modellen abgeglichen. In diesem Abschnitt werden die Grundlagen der verwendeten Modellbildung sowie die Bandbreite des Parameterbereiches erläutert. Anschließend wird in mehreren Sensitivitätsanalysen auf verschiedene fragliche Punkte in der Modellbildung vertieft eingegangen. Dieses Kapitel bildet daher die Grundlage für die Ableitung eines Überlagerungsmodells im nachfolgenden Kapitel.*

### 5.1 Untersuchungen an Falwerk, Stabwerk und lokalem Plattensystem

Um die in Abschnitt 2.1.2. dargelegten Faktoren bei der Ermittlung der wirklichkeitsnahen Beanspruchungen infolge Verkehrslasten in den mehr-axial beanspruchten Stahl-Beton-Fahrbahnplatten von Balkenbrücken in Verbundbauweise zu berücksichtigen, sind Gesamtmodelle nach der Finite-Elemente-Methode erforderlich. Da eine komplette Abbildung der Brücken aufgrund der in Abschnitt 2.2.1 dargelegten Gründe jedoch in der Regel für die alltägliche Ingenieurspraxis ausscheidet, sind entsprechende separate Modelle für die Beurteilung des globalen und lokalen Tragverhaltens erforderlich und üblich (siehe Handlungsempfehlungen in Kapitel 3). In diesem Kapitel werden daher anhand zahlreicher Vergleichsrechnungen die Ergebnisse genauer FE-Gesamtmodelle (Falwerksmodelle) und der separaten Ersatzmodelle für globale und lokale Beanspruchungen (Stabwerksmodelle und lokale Plattensysteme) untersucht und bewertet. Hierbei wird zur besseren Zuordnung immer ein singulärer Parameter variiert und bewertet. Die numerische Berechnung der Schnittgrößen bzw. Beanspruchungen am Falwerkmodell (Gesamtmodell) gemäß Abschnitt 2.2.1 dient hierbei als Referenz, an der das im nächsten Kapitel abgeleitete Überlagerungsmodell kalibriert wird.

#### 5.1.1 Grundlegendes zur Modellbildung

Grundsätzlich werden die numerischen Modelle analog der in Abschnitt 2.2.1 dargelegten Hinweise entwickelt und mit dem FE-Programm RFEM 5.30 der Firma Dlubal berechnet. Für die Referenzfalwerksmodelle erfolgt eine alleinige Abbildung der Blech- sowie Stahlbetonbauteile über Vierecks-Flächenelemente mit 4 Knoten und 6 Freiheitsgraden je Knoten. Zur Kopplung der Schalenelemente von Stahlträgerobergurt und Stahlbetonfahrbahnplatte werden die Knoten der Flächen parallel übereinander angeordnet. Die eigentliche Kopplung erfolgt dann über vertikale Starrstäbe mit einem Längsabstand  $e_{x,KBD} = 200 - 400$  [mm] und einem Querabstand von  $e_{y,KBD} = 400$  [mm]. Über die Gelenkdefinitionen sind die Verschiebungen an beiden Seiten starr gekoppelt; die Verdrehungen einseitig freigestellt. Diese Definition in Anlehnung an GARG [51] bildet über die Vielzahl an Koppellementen eine starre Kopplung ab und ist gemäß den Erkenntnissen in Kapitel 4 zur Abbildung der Gesamtstruktur hinreichend genau.

Bei den Vergleichsrechnungen werden die globalen und die lokalen Beanspruchungen an separaten Modellen ermittelt. Zur Ermittlung der globalen Schnittgrößen werden hierbei 3-Stab-Trägerrostmodelle analog den Ausführungen in Abschnitt 2.2.1 genutzt. Die Ermittlung der lokalen Plattenschnittgrößen für den Stützbereich erfolgt an FE-Plattensystemen mit starrer Lagerung (analog Abschnitt 2.2.2.).

Die Blechdicken werden in Anlehnung an ausgeführte Brücken im üblichen Wertebereich gewählt. Abweichend zu einer generell häufigeren Materialabstufung realer Bauwerke wurde für die numerische Abbildung vereinfachend jeweils eine Blechdickenkonfiguration für den Feldbereich und eine Blechdickenkonfiguration für den Stützbereich gewählt. Die Blechdicken der Querrahmen zur Aussteifung der Stahlhohlkästen werden sinngemäß gewählt. Die Schotte bzw. Querrahmen sind in einem Regelabstand von  $e_{\text{Schotte}} = 5,0$  [m] angeordnet.

Die Modelle erfüllen die Anforderungen an den vereinfachten Ansatz zur Berücksichtigung der als gerissenen zu betrachtenden Bereiche gemäß [38]. Sie wurden somit jeweils über  $0,15 \cdot L$  der jeweiligen Feldweite als gerissen angesetzt. Der gewählte Ansatz wurde in den zugehörigen Begleitrechnungen überprüft. In Querrichtung wird die Brücke ungerissen modelliert. Die Anwendbarkeit dieses Ansatzes wird in einer späteren Sensitivitätsanalyse untersucht und bewertet.

Eine Übersicht der Modellierung ist in Abb. 5.1 zu finden.

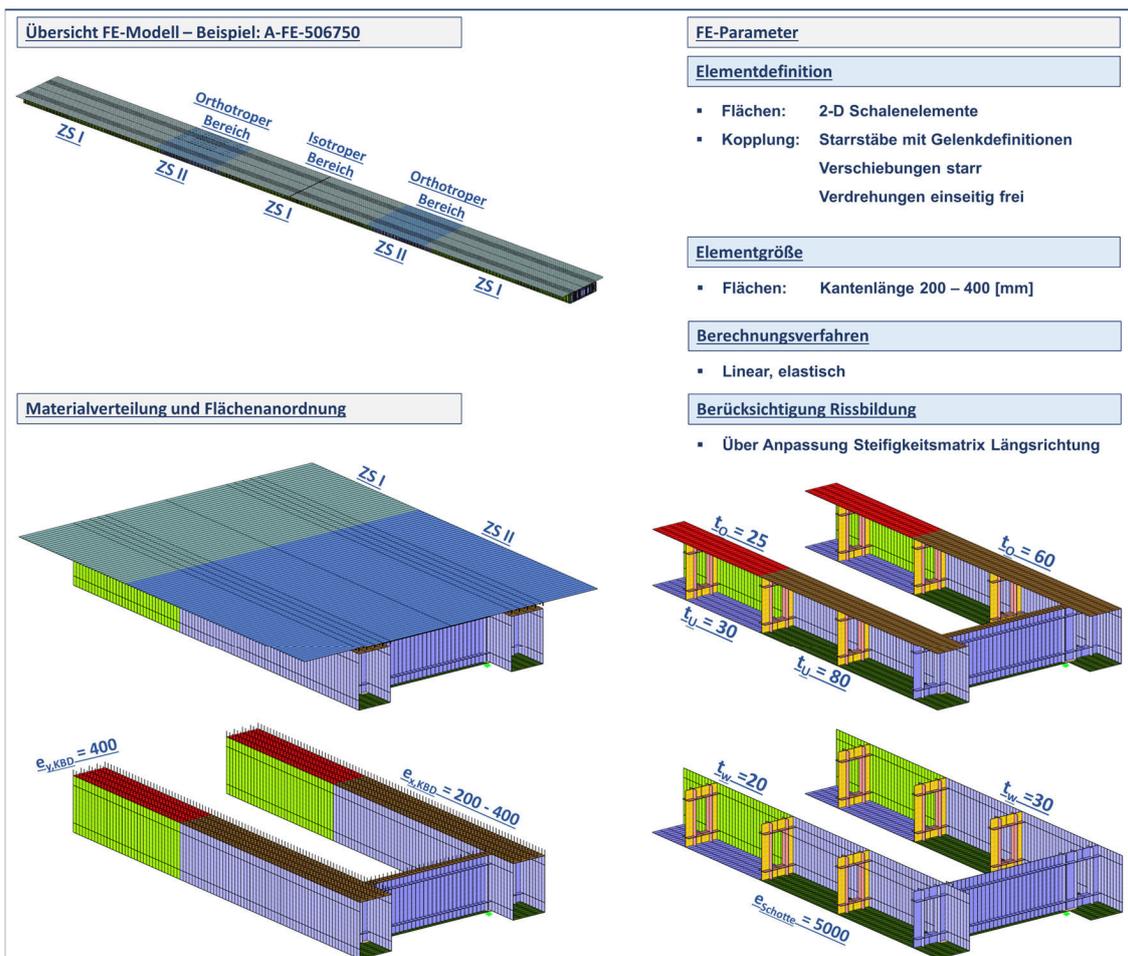
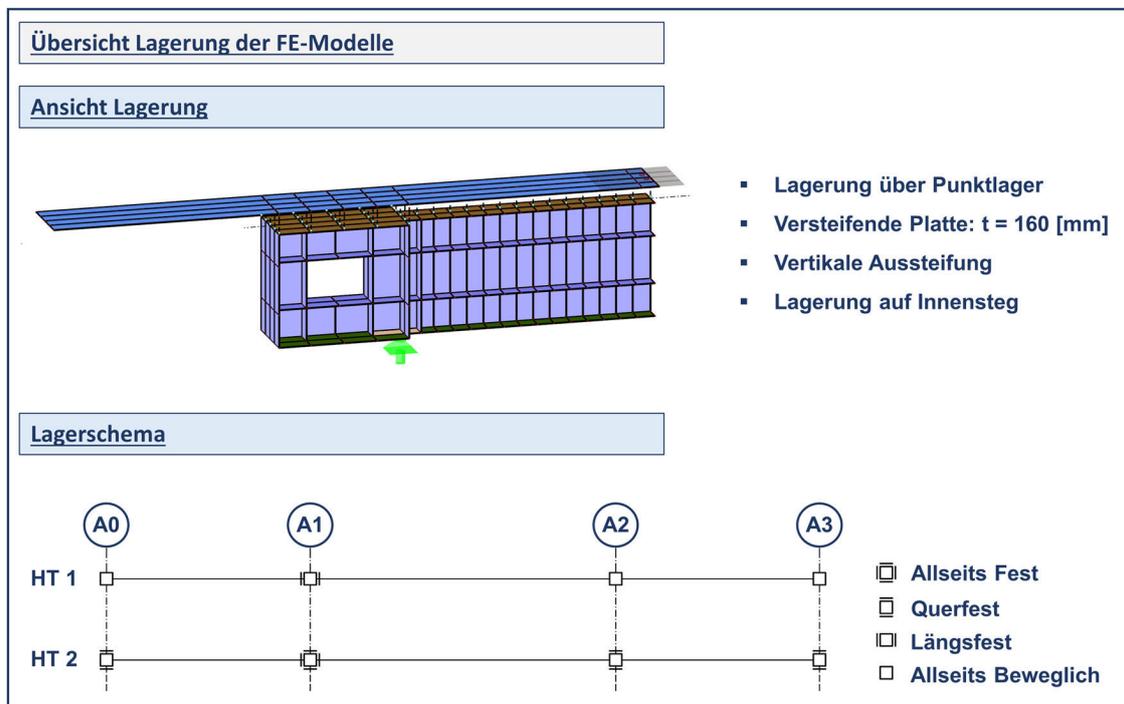


Abb. 5.1: Übersicht Eingabe FE-Modelle beispielhaft für A-FE-506750 – Maße in [mm]

Die Berechnung der Systeme erfolgt in allen Modellen linear elastisch.

Die Lagerung der Tragsysteme erfolgt im Falle der Konfigurationen mit Hohlkastenquerschnitt auf den Innenstegen, analog der üblichen Vorgehensweise beim Einschub von Talbrücken. Bei den Konfigurationen mit offenen Profilen liegt die Lagerachse in der Trägerachse. Generell ist hier anzumerken, dass die Lagerung der Brücken in der Realität vielseitig ist. Andere Varianten der Lagerungen werden im Nachgang über eine Sensitivitätsanalyse untersucht und bezüglich ihrer Auswirkungen auf die Berechnungsergebnisse beurteilt. Um eine punktuelle Eindrückung des gelagerten Knotens zu minimieren, wurde der Untergurt über eine Breite von  $b = 60$  [cm] mit einer größeren Dicke von  $t_{UG,Lager} = 160$  [mm] eingegeben. Diese Art der Versteifung ist bei einer FE-Rechnung verträglicher als eine starr definierte Platte und beeinflusst auch die Querschnittswerte in Längsrichtung nicht maßgebend. Der Lagerpunkt wird des Weiteren durch vertikale Steifen ( $t = 30$  [mm]) über die gesamte Trägerhöhe ausgesteift. Eine Übersicht über die Eingabe der Lagerung im FE-Modell ist in Abb. 5.2 zu finden.



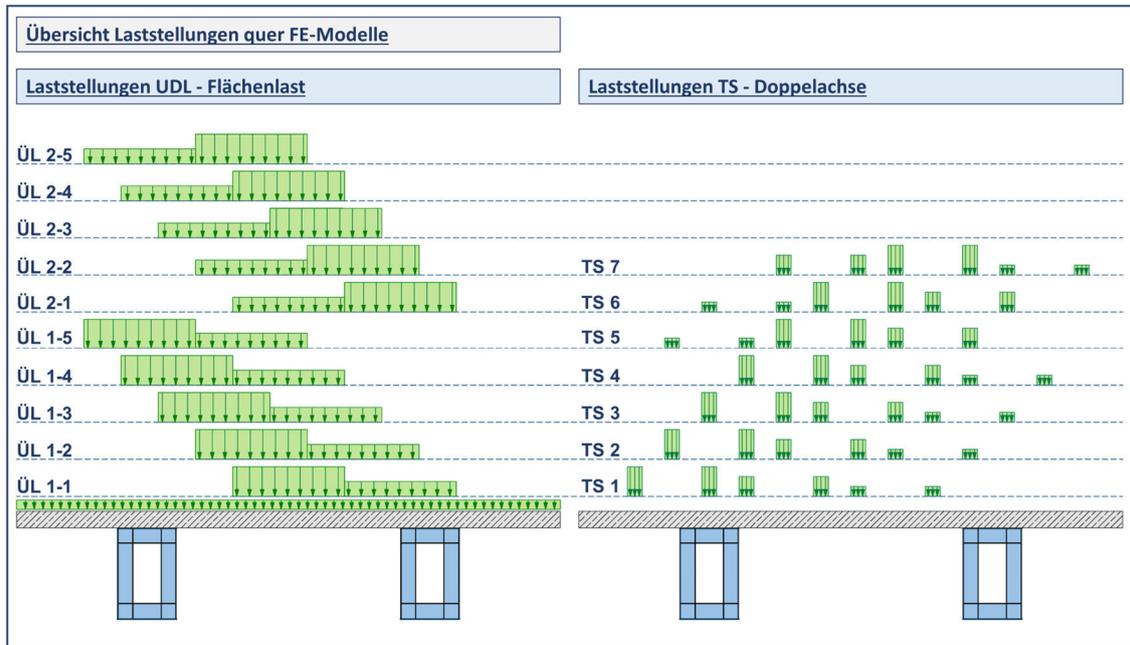
**Abb. 5.2:** Übersicht Eingabe Lagerung der FE-Modelle

Das Lagerschema der 3-feldrigen Brückentragsysteme ist für alle untersuchten Konfigurationen gleich und in Abb. 5.2 zu finden. Es wird eine statisch bestimmte Lagerung in der Draufsicht angestrebt. Die längsfeste Lagerung wird in der untersuchten Achse A1 angesetzt. Auch diese Annahme wird im Rahmen einer nachgeschalteten Sensitivitätsanalyse begutachtet und bezüglich ihres Einflusses auf die Berechnungsergebnisse bewertet.

### 5.1.2 Lastaufbringung

Die Untersuchungen zur Überlagerung der an separaten Modellen ermittelten Beanspruchungen konzentrieren sich auf die Belastungen infolge des Straßenverkehrs. Das entsprechende 2-komponentige Lastmodell gemäß [26] ist in Abschnitt 2.1.1

ausführlich beschrieben (siehe Abb. 2.8). Generell werden sowohl die gleichmäßig verteilte Flächenlast (UDL) als auch die Einzellasten der Tandemachse (TS) über Flächenlasten auf den Elementen der Stahlbetonfahrbahnplatte aufgebracht. Die Flächenlasten der Tandemachsen werden analog den Ausführungen in Abschnitt 2.1.1 mit Radaufstandsflächen von  $0,4 \cdot 0,4$  [m] eingegeben. Hierbei wird für beide Lastkomponenten die Hauptspur in Querrichtung auf dem Brückendeck variiert, um die maßgebenden Schnittgrößen der Platte bzw. Brücke zu generieren (siehe Abb. 5.3).



**Abb. 5.3:** Laststellungen in Querrichtung - FE-Modelle

In Längsrichtung wird die gleichmäßig verteilte Flächenlast lastfallweise über jeweils ein Viertel der Feldweite eingegeben. Dies ist zur Generierung der maßgebenden Beanspruchung sowohl im Stützbereich als auch am Feld ausreichend genau. Die Lastaufbringung der Tandemachse wird dagegen erheblich enger abgestuft. Die Schrittweite der Doppelachse liegt je nach Priorisierung des Bereiches zwischen 2,4 und 0,6 [m]. Gerade im interessanten Stützbereich ist dies erforderlich, um die maßgebende Laststellung im Modell zu erfassen. Die so generierte Lastfallzahl (bis zu deutlich über 820) bestätigt noch einmal die Aussage der mangelnden Anwendbarkeit von FE-Gesamtmodellen für die alltägliche Ingenieurpraxis.

### 5.1.3 Untersuchte Modelle - Parameterbereiche

Als Ausgangsmodell dient Modell A-FE-506750 gemäß Abb. 3.1. Von diesem Modell ausgehend werden die einzelnen nachfolgend erläuterten Parameter variiert – eine Übersicht ist in Abb. 5.5 zu finden. Diese Eingangskonfiguration bildet den gebräuchlichen Brückenquerschnitt „Zwillingshohlkasten“ ab. In Variante A besitzt er einzig in den Stützenachsen monolithisch verbundene Stützquerträger. In System C als zweite Variante sind darüber hinaus in einem Abstand von  $e_{QT} = 5$  [m] Regelquerträger, auf welchen die Fahrbahnplatte zusätzlich auflagert, angeordnet. System B ist identisch mit System A, jedoch ist hier der Stützquerträger nicht mit der Fahrbahnplatte verbunden. Diese drei Varianten sind ansonsten jeweils deckungsgleich. Die Wahl

dieser Varianten begründet sich im unterschiedlichen Lastabtrag im Stützbereich in Bezug auf die Interaktion der globalen und lokalen Beanspruchung. Variante C soll den Einfluss von Querträgern beleuchten. Des Weiteren wird auch eine Variante mit offenen Profilen (System E) in Anlehnung an *BAUER et al.* [4] untersucht. Eine Anpassung des gewählten Querschnitts von System A auf einen ein-zelligen Hohlkasten (System D) wurde für verschiedene Konfigurationen stichprobenhaft verglichen. Der Einfluss dieser Art der Querschnittsgestaltung auf die Allgemeingültigkeit der erzielten Ergebnisse wird in einer Sensitivitätsanalyse untersucht und bewertet.

Das Längssystem besteht im Falle aller untersuchten Modelle aus drei Feldern und dementsprechend vier Stützenachsen. Die Feldweiten sind jeweils in einem sinnvollen Verhältnis gewählt, so dass auch die vereinfachten Ansätze gemäß [38] zur Berücksichtigung der Rissbildung anwendbar sind. Die Stützweiten-Kombinationen (in [m]) liegen bei den Systemen A, B und C bei 30-45-30, 50-67-50 und 65-100-65. System E wird mit 15-25-15 und 30-45-30 untersucht. Der lichte Abstand zwischen den Hauptträgerinnenstegen liegt bei 6 [m] und wird im Rahmen der Untersuchungen auch auf 5 [m] reduziert. Bei System E liegt der lichte Abstand der Hauptträger standardmäßig bei 3 [m] und wird Zuge der Variantenuntersuchung auf 4 [m] erhöht.

Die Schlankheit des Referenzmodells in Längsrichtung liegt für die Systeme A, B und C bei ca.  $L/23$ . Sie wird im Rahmen der Parameterstudie auf  $L/18$  und  $L/30$  variiert. Bei System E werden die Schlankheiten  $L/19$  und  $L/30$  untersucht. Hiermit sind die gängigen Verhältnisse im Verbundbrückenbau abgedeckt.

Die Stahlbetonfahrbahnplatte wird bei den Systemen A, B und C analog den aktuellen Entwicklungen im Brückenbau standardmäßig mit  $h_c = 450$  [mm] (H45) angesetzt. Als Variation wird auch die Plattendicke  $h_c = 350$  [mm] (H35) betrachtet. Zusammen mit der reduzierten Breite in Querrichtung (B500) ergeben sich für den Feldbereich zwischen den Hauptträgerstegen Schlankheiten in Querrichtung von  $L_Q/11$ ,  $L_Q/13$  und  $L_Q/17$ . Dies deckt die aktuell üblichen Schlankheiten von Fahrbahnplatten weitestgehend ab. System E wird standardmäßig mit einer Plattendicke von  $h_c = 300$  [mm] untersucht. Dies entspricht einer Schlankheit in Querrichtung von  $L_Q/10$ . Im Falle des erhöhten lichten Abstands ergibt sich eine Schlankheit in Querrichtung von  $L_Q/13$ .

Für die Ausgangsversion wird eine durchaus übliche Bewehrungsfläche in Längsrichtung von  $\varnothing 20-10$  oben und unten angeordnet. Dies entspricht einem Bewehrungsgrad von ca. 0,014. Dieser wird in einer zweiten Variante auf  $\varnothing 16-10$  reduziert, was einem Bewehrungsgrad von ca. 0,009 entspricht. Bei der Fahrbahnplatte mit  $h_c = 350$  [mm] ergibt sich unter Ansatz der erstgenannten Bewehrungsfläche ein Bewehrungsgrad von ca. 0,018. Bei System E führt die gleiche angeordnete Bewehrungsfläche bei der Standardkonfiguration zu einem Bewehrungsgrad von 0,02. Dieser wird zudem in einer Variante mit 0,013 untersucht.



**Abb. 5.4:** Nomenklatur der gewählten Konfigurationen

Die Nomenklatur der untersuchten Konfigurationen ist in Abb. 5.4 gegeben. Wird der letzte Term des variierten Parameters freigehalten, handelt es sich um die jeweilige Referenzkonfiguration mit  $h_c = 450$  [mm], einem Bewehrungsgehalt von  $\rho_s = 0,014$  und einer Schlankheit in Längsrichtung von  $L/23$ .

Eine Übersicht der untersuchten Parameter und Modelle findet sich in Abb. 5.5.

System	A		B		C		E	
Beschreibung	Dual - SQT		Dual		Dual - QT		Offen	
Querschnitt Draufsicht								
Parameter Bereich	Schlankheit Längs: <input type="checkbox"/> L/18 <input type="checkbox"/> L/23 <input type="checkbox"/> L/30	Plattendicke: <input type="checkbox"/> H45 <input type="checkbox"/> H35	Schlankheit Platte quer: <input type="checkbox"/> 600/45 = 13,3 <input type="checkbox"/> 600/35 = 17,1 <input type="checkbox"/> 500/45 = 11,1		Bewehrungsgrad: <input type="checkbox"/> $\rho=62,4/(45*100) = 0,0139$ <input type="checkbox"/> $\rho=62,4/(35*100) = 0,0178$ <input type="checkbox"/> $\rho=40,2/(45*100) = 0,0089$		Schlankheit quer: <input type="checkbox"/> 300/30 = 10 <input type="checkbox"/> 400/30 = 13	Bewehrungsgrad: <input type="checkbox"/> $\rho=62,4/(30*100) = 0,02$ <input type="checkbox"/> $\rho=40,2/(30*100) = 0,013$
Stützweite Schlankheit Höhe							SW: 15 - 25 - 15 L/H = 25 / 1,3 = 19 H = 1,3 = 1,0 + 0,3 	
Parameter							<input type="checkbox"/> L/30	<input type="checkbox"/> L/13(quer) <input type="checkbox"/> $\rho=0,013$
Stützweite Schlankheit Höhe	SW: 30 - 45 - 30 L/H = 45 / 1,9 = 23,7 H = 1,9 = 1,45 + 0,45 		SW: 30 - 45 - 30 L/H = 45 / 1,9 = 23,7 H = 1,9 = 1,45 + 0,45 		SW: 30 - 45 - 30 L/H = 45 / 1,9 = 23,7 H = 1,9 = 1,45 + 0,45 		SW: 30 - 45 - 30 L/H = 45 / 2,2 = 20,5 H = 2,2 = 1,9 + 0,3 	
Parameter	<input type="checkbox"/> L/18 <input type="checkbox"/> L/30	<input type="checkbox"/> H35 <input type="checkbox"/> 500	<input type="checkbox"/> $\rho=0,0089$		<input type="checkbox"/> L/30	<input type="checkbox"/> L/13(quer) <input type="checkbox"/> $\rho=0,013$		
Stützweite Schlankheit Höhe	SW: 50 - 67,5 - 50 L/H = 67,5 / 2,9 = 23,3 H = 2,9 = 2,45 + 0,45 		SW: 50 - 67,5 - 50 L/H = 67,5 / 2,9 = 23,3 H = 2,9 = 2,45 + 0,45 		SW: 50 - 67,5 - 50 L/H = 67,5 / 2,9 = 23,3 H = 2,9 = 2,45 + 0,45 			
Parameter	<input type="checkbox"/> L/18 <input type="checkbox"/> L/30	<input type="checkbox"/> H35 <input type="checkbox"/> 500	<input type="checkbox"/> $\rho=0,0089$					
Stützweite Schlankheit Höhe	SW: 65 - 100 - 65 L/H = 100 / 4,2 = 23,8 H = 4,2 = 3,75 + 0,45 		SW: 65 - 100 - 65 L/H = 100 / 4,2 = 23,8 H = 4,2 = 3,75 + 0,45 		SW: 65 - 100 - 65 L/H = 100 / 4,2 = 23,8 H = 4,2 = 3,75 + 0,45 			
Parameter	<input type="checkbox"/> L/18 <input type="checkbox"/> L/30	<input type="checkbox"/> H35 <input type="checkbox"/> 500	<input type="checkbox"/> $\rho=0,0089$					
$\Sigma$ Varianten	18		18		18		8	

Abb. 5.5: Übersicht der variierten Parameter und Konfigurationen

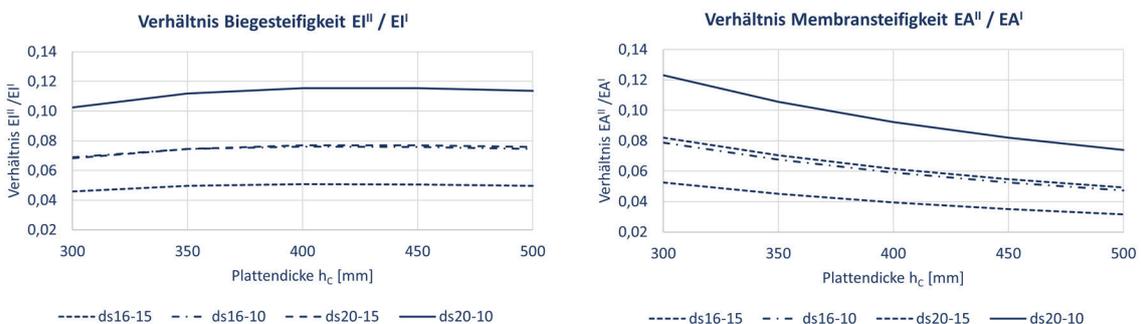
#### 5.1.4 Ansatz und Ermittlung Steifigkeitskennwerte ZSII-Bereich

Die Berechnung der Referenzmodelle erfolgt analog zu [38] unter Berücksichtigung eines gerissenen Stützgebietes sowohl für den Grenzzustand der Tragfähigkeit als auch für den hier im Fokus stehenden Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit. Die Länge des als gerissen betrachteten Bereichs wird, wie bereits erläutert, nach dem vereinfachten Verfahren zu  $0,15 \cdot L$  der jeweiligen Feldweite angesetzt und während der parallelen Berechnungen an den Stabwerksmodellen überprüft. Da der Fokus auf der Überlagerung der separat ermittelten Beanspruchungen liegt, wird der Effekt des Tension-Stiffenings generell nicht berücksichtigt.

Um eine Vergleichbarkeit des Tragwerksverhalten zu erzielen, muss die Querschnittssteifigkeit des Verbundquerschnitts im Faltenmodell sowie im Stabwerksmodell gleich gewählt werden. Im Stabwerksmodell wird die Querschnittssteifigkeit über das Gesamtquerschnittsverfahren ermittelt. Im gerissenen

Zustand II wird der Beton unter Zug vernachlässigt und nur die Bewehrung bei der Querschnittswerteermittlung berücksichtigt (vgl. Abschnitt 2.2.3).

Bei den Falterwerksmodellen wird die Abminderung der Steifigkeit im gerissenen Zustand II über den direkten Eingriff in die Steifigkeitsmatrix analog Abschnitt 2.2.3 realisiert. Das Material ist als orthotrop definiert und kann somit in Längsrichtung geschwächt werden, ohne die Steifigkeit in Querrichtung zu beeinflussen. Die Biege- und Membrananteile werden hierbei in Abhängigkeit des Steifigkeitsverhältnisses der Stahlbetonfahrbahnplatte von ZS II / ZS I unterschiedlich geschwächt. Eine Entwicklung der Verhältnisse von Biege- und Membransteifigkeit im ZS II zum ZS I ist in Abb. 5.6 aufgeführt. Das Verhältnis der Biegesteifigkeit ist für die im Verbundbrückenbau gängigen Plattendicken und Bewehrungsanordnungen aufgrund des zunehmenden Hebelarms mit steigender Plattendicke annähernd konstant. Im Gegensatz dazu sinkt das Verhältnis der Membransteifigkeit mit zunehmender Plattendicke erwartungsgemäß fortlaufend. Die Absolutwerte der Verhältnisse unterschieden sich, was die in Abschnitt 2.2.3 erforderliche separate Abminderung unterstreicht.

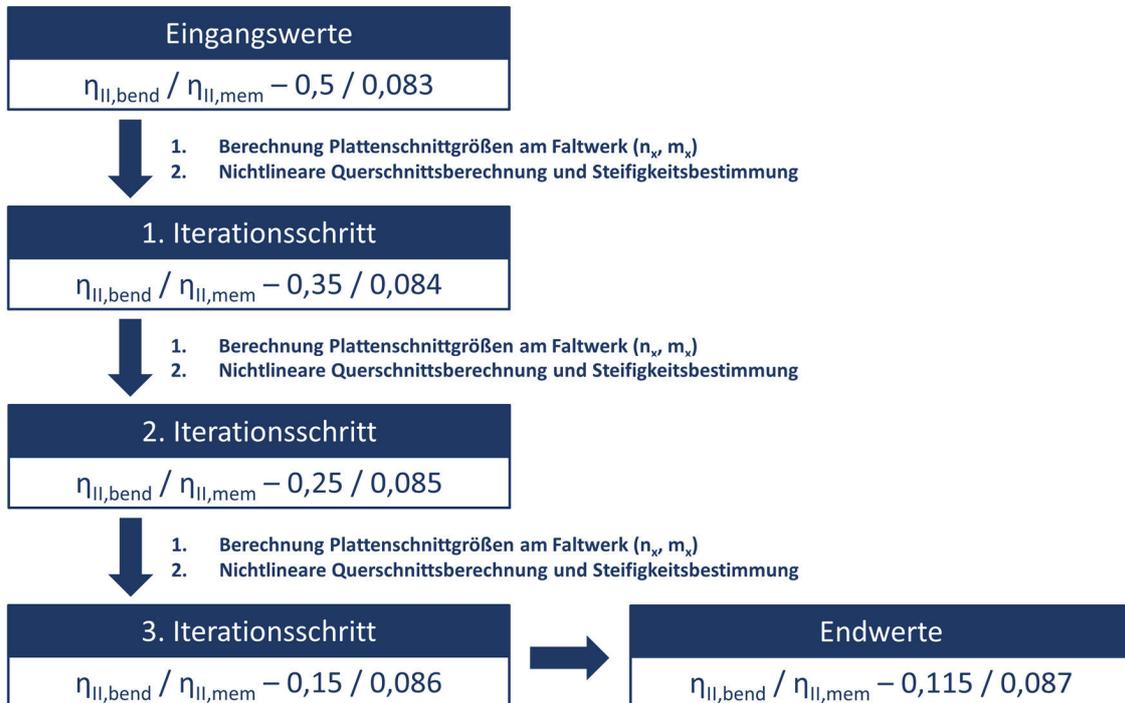


**Abb. 5.6:** Verhältnis der Biege- und Membransteifigkeit der Stahlbetonplatte im Zustand II gegenüber dem ungerissenen Zustand I ausgewählter Bewehrungsanordnungen

Bei der Ermittlung der obigen Steifigkeiten im Zustand II wird der Beton komplett vernachlässigt und nur der Bewehrungsstahl berücksichtigt. Die Berechnung beruht auf der Annahme einer symmetrischen Bewehrungsanordnung, einer Betondeckung von  $c_{nom} = 45$  [mm] auf die äußere Querbewehrung und einem Stabdurchmesser der außenliegenden Querbewehrung von  $\varnothing = 16$  [mm].

Der gewählte Ansatz wird in einem iterativen Vorgehen an System A-FE-506750 überprüft. Hierbei wird der Abminderungswert der Biegeelemente zunächst auf  $\eta_{II, bend} = 0,5$  [-] festgelegt, was der maximalen verbleibenden Biegesteifigkeit der Betonplatte im Zustand II unter Berücksichtigung einer Druckzone bei den im Verbundbrückenbau üblichen Verhältnissen entspricht. Um die Gesamtsteifigkeit des gerissenen Querschnittes gegenüber den Vergleichswerten des Gesamtquerschnittsverfahrens nicht überzubewerten, wird die Membransteifigkeit um einen geringfügig größeren Betrag abgemindert,  $\eta_{II, mem} = 0,083$  [-]. Mit diesen Eingangswerten erfolgt die Schnittgrößenermittlung am Gesamtmodell unter Verkehrsbelastung. Die so berechneten Plattenschnittgrößen (Membrankraft in Längsrichtung  $n_x$  und Plattenbiegemoment in Längsrichtung  $m_x$ ) dienen wiederum als Eingangswerte für eine nichtlineare Berechnung der Spannungen am bewehrten Stahlbetonquerschnitt mit dem Programm INCA2 (vgl. PFEIFFER [84]). Über die Spannungs- bzw. Dehnungsverteilung lässt sich die Höhe der Druckzone ermitteln. Mit der so ermittelten Druckzone wird die Steifigkeit des gerissenen Querschnitts erneut

berechnet und mit der Eingangsannahme verglichen. Die daraufhin erforderliche weitere Reduktion der Biegesteifigkeit im Zustand II wird in einer erneuten Berechnung berücksichtigt. Mit den so ermittelten Plattenschnittgrößen startet der Vorgang erneut. Der Ablauf der Iteration ist in Abb. 5.7 aufgeführt.



**Abb. 5.7:** Ablauf der Iteration zur Verifikation des gewählten Ansatzes der Abminderungswerte für Biege- und Membrananteile zur Berücksichtigung der Rissbildung im FE-Modell

Bei flächigen Lasten ist das Verhältnis aus Membrankraft  $n_x$  und Plattenbiegemoment  $m_x$  bei den hier gewählten Konfigurationen stets so, dass sich kleinere Druckzonen gegenüber den Lastfällen mit nennenswerten Punktlasten ergeben. Im Brückenbau liegen nennenswerte Einzellasten jedoch lediglich bei den Doppelachsen des Verkehrslastmodells vor. Die fortlaufende Reduktion der Biegeanteile in der Steifigkeitsmatrix führt jedoch zu einer Verringerung der Plattenbiegemomente  $m_x$  bei annähernder Konstanz der Membrankräfte  $n_x$  im Lastfall Verkehr. Die Druckzone nimmt daher stetig ab. Die nach dem 3. Iterationsschritt minimal verbleibende Druckzone kann unter der Berücksichtigung der sonstigen flächigen Beanspruchungen vernachlässigt werden. Vor allem die ständigen Lasten aus dem Ausbau sowie die Auswirkungen des primären und sekundären Schwindens rechtfertigen diese Annahme. Es ergeben sich dann die Endwerte für die separaten Abminderung analog den Steifigkeitsverhältnissen in Abb. 5.6.

Beispielhaft wird die Eingabe der modifizierten Steifigkeitsanteile an den in Kapitel 2.2.3 aufgeführten Termen zahlenmäßig erläutert - siehe Formeln (2.4) und (2.5). Der Wert eines modifizierten Biegeanteils gemäß der Kirchhoff'schen Plattentheorie ergibt sich exemplarisch für die hier betrachtete Konfiguration zu:

$$D_{11} = \frac{E_x \cdot d^3}{12 \cdot (1 - \nu_{xy} \cdot \nu_{yx})} = \frac{34000 \cdot 0,45^3}{12 \cdot (1 - 0,2^2)} \cdot 10^3 = 268945 [kNm] \quad (5.1)$$

$$D_{11,mod} = \eta_{II,bend} \cdot D_{11} = 0,115 \cdot 268945 = 30929 [kNm] \quad (5.2)$$

mit:

$d = h_c = 450$ [mm]	Höhe der Fahrbahnplatte
$\nu_{xy}, \nu_{yx} = 0,2$ [-]	Querkontraktionszahlen
$E_x = 34000$ [N/mm <sup>2</sup> ]	E-Modul Beton (in Brückenlängsrichtung)

Für das Membran- bzw. Scheibensteifigkeitselement  $D_{66}$  ergibt sich der modifizierte Wert entsprechend zu:

$$D_{66} = \frac{E_x \cdot d}{(1 - \nu_{xy} \cdot \nu_{yx})} = \frac{34000 \cdot 0,45}{(1 - 0,2^2)} \cdot 10^3 = 15937500 \text{ [kN/m]} \quad (5.3)$$

$$D_{66,mod} = \eta_{II,mem} \cdot D_{66} = 0,087 \cdot 15937500 = 1386563 \text{ [kN/m]} \quad (5.4)$$

Die Elemente der Schubsteifigkeit in der entsprechenden Richtung werden in Anlehnung an *PFEIFFER* [84] im gleichen Verhältnis wie die Biegeelemente abgemindert. Diese Näherung inkludiert zwar nicht die einzelnen Tragmechanismen des Querkraftabtrages wie Schubrissbildung oder Dübelwirkung der Bewehrung explizit, dennoch wird die Tendenz der Zunahme an Schubverformungen bei gerissenen Querschnitten einbezogen. Eine weitere Möglichkeit der Berechnung des abgeminderten Schubmoduls ergibt sich nach *WEYER; UHLENDAHL* [103] über eine Fachwerkanalogie. Mit den hier gewählten Parametern ergibt sich dort eine Abminderung des Schubmoduls für den reinen Beton auf ca. 0,15 [-]. Gegenüber der Annahme einer Abminderung analog der Biegeanteile auf 0,115 [-], wie oben aufgeführt, ist die Auswirkung gering. Die Auswirkungen einer abweichend angesetzten Schubsteifigkeit werden im Rahmen einer anschließenden Sensitivitätsanalyse weiter betrachtet.

### 5.1.5 Auswertung

Die Auswertung konzentriert sich auf die Beanspruchungsermittlung der Stahlbetonfahrbahnplatte infolge lokaler und globaler Verkehrsbelastung. Es wird hierfür vor allem der mehr-axial belastete Stützbereich an Achse A1 (siehe Abb. 5.2) untersucht. Eine kurze Analyse wird auch mittig in Feld 2 zwischen den Achsen A1 und A2 durchgeführt. In diesem Abschnitt wird zunächst auf die Auswertung am Stabwerk und bei der lokalen Plattenberechnung eingegangen. Anschließend wird die Auswertung des Faltwerkmodells und die Überlagerung der Ergebnisse vorgestellt. Die ermittelten Spannungswerte für das Gesamtmodell, das Stabwerksmodell und die lokalen Plattensysteme sind in Anhang F aufgeführt.

#### Auswertung Stabwerke und lokale Plattenberechnung

Die Spannungsberechnung mit den Ergebnissen der Stabwerksberechnung des Systems im Zustand II erfolgt auf übliche Weise mittels der Stabtheorie über die ermittelten Biegemomente des Stabes in Längsrichtung  $M_y$ , das Flächenträgheitsmoment 2. Grades  $I_{y,II}$  sowie über den Abstand zur Schwerachse des betrachteten Querschnittsteils  $z$  (hier der Bewehrungslagen), sodass sich eine Spannungsverteilung über den Gesamtquerschnitt ergibt (siehe exemplarisch Abb. 3.11). Die Spannungsermittlung erfolgt bei den Stabwerken für die jeweiligen Systeme

der Lastdauern (ständige Lasten, Schwinden & Kriechen, Kurzzeit). Die ermittelte maximale Spannung in der Bewehrung gilt modellbedingt für die gesamte Breite des eingegebenen Querschnitts. Es werden die Spannungen infolge des Verkehrs, getrennt für die Doppelachsen (TS) und die gleichmäßig verteilte Flächenlast (UDL) ausgegeben und der maßgebende Lastfall identifiziert.

Anhand einer zusätzlichen Berechnung am Tragwerksmodell im ungerissenen Zustand I wird die Annahme des als gerissen berücksichtigten Bereiches überprüft. Zusätzlich wird der Wert der pauschalen Zusatzspannung  $\Delta\sigma_s$  zur Berücksichtigung des Tension-Stiffenings gemäß Formel (2.6) berechnet.

Die Übersicht einer Auswertung ist exemplarisch für die Konfiguration A-506750 in Anhang E gegeben.

In den lokalen Plattenberechnungen im Zustand I und Zustand II werden modellbedingt nur Plattenbiegemomente (und keine Membrankräfte) ausgegeben. Für die Auswertung unter Verkehrslasten (getrennt für UDL und TS-Lasten) werden die Plattenbiegemomente über eine Breite von 1,0 [m] gemittelt. Die Umrechnung in Bewehrungsspannungen erfolgt für diese Systeme nach den gängigen Verfahren des Massivbaus unter Berücksichtigung einer Druckzone (z.B.  $\omega$ -Tafeln,  $k_d$ -Tafeln oder über den Ansatz eines quadratischen Polynoms bei Annahme einer rechteckigen Druckzone).

Die so ermittelten Spannungen aus Stabwerksmodell ZS II, lokalem Plattenmodell ZS I und lokalem Plattenmodell ZS II werden auf verschiedene Weisen überlagert:

- 1-I: Maximalwerte der Spannung aus Stabwerk ZS II mit (lastfall-) zugehöriger Spannung aus lokalem Plattenmodell ZS I
- 1-II: Maximalwerte der Spannung aus Stabwerk ZS II mit (lastfall-) zugehöriger Spannung aus lokalem Plattenmodell ZS II
- 2-I: Maximalwert der Spannung aus lokalem Plattenmodell ZS I und (lastfall-) zugehöriger Spannung aus Stabwerk
- 2-II: Maximalwert der Spannung aus lokalem Plattenmodell ZS II und (lastfall-) zugehöriger Spannung aus Stabwerk
- 3-I: Überlagerung gemäß Anhang E [36] mit Maximalwerten aus Stabwerk ZS II und lokalem Plattenmodell ZS I
- 3-II: Überlagerung gemäß Anhang E [36] mit Maximalwerten aus Stabwerk ZS II und lokalem Plattenmodell ZS II

Die Überlagerung erfolgt jeweils auf dem charakteristischen Niveau (Grundlage für den GZT) sowie der häufigen Kombination (Grundlage für den GZG).

#### Auswertung Gesamtmodell (Faltwerk)

Um in den orthotropen Bereichen der Faltwerksmodelle besser verwertbare Ergebnisse zu erzielen, werden hier nicht die ermittelten Spannungen aus der FE-Berechnung untersucht. Vielmehr werden in der Platte Ergebnisstäbe angeordnet, welche die ermittelten Plattenschnittgrößen (Membrankraft  $n_x$  und Plattenbiegemoment  $m_{xx}$ ) über einen frei wählbaren Integrationsbereich zu Stabschnittgrößen integrieren. Der Integrationsbereich wird hier auf eine Breite von einem Meter festgelegt. Bezogen auf die Regeldicke der Stahlbetonfahrbahnplatte von  $h_c = 450$  [mm] und nicht

berücksichtigter Lastausbreitungen über Belag und Plattendicke ist diese Mittelung ausreichend genau. Bei den Brückenkonfigurationen mit kleineren Abmessungen (System E) wird die Breite des Integrationsbereiches auf 0,5 [m] festgelegt. Aus den so ermittelten Plattenschnittgrößen bzw. Stabschnittgrößen werden die Spannungen in den einzelnen Bewehrungslagen errechnet. Die Berechnung der Spannungen am Falwerk erfolgt getrennt für die beiden Anteile des Verkehrslastmodells (gemäß [26]) – gleichmäßig verteilte Flächenlast (UDL) und Doppelachsen (TS).

Für die Berechnung der Spannungen am Falwerksgesamtmodell (hier sind globale und lokale Beanspruchungen enthalten) wird ausschließlich der Bewehrungsstahl herangezogen. Eine Druckzone wird aufgrund der vorhandenen Normalkraft planmäßig nicht angesetzt. Aufbauend auf den Erkenntnissen aus Abschnitt 5.1.4 passt dies zu den ermittelten Spannungsverhältnissen der betrachteten Stahlbetonfahrbahnplatten mit üblichen Verhältnissen. Grenzwertige Spannungssituationen (hohes Plattenbiegemoment  $m_{xx}$  und geringe Zugnormalkraft  $n_x$ ) werden parallel mit Inca2 nichtlinear berechnet und die Annahme so kontrolliert.

### 5.1.6 Erkenntnisse zum Tragverhalten in Längsrichtung

Aus den durchgeführten Berechnungen lassen sich einige Rückschlüsse über das Tragverhalten der abgebildeten Brücken in Längsrichtung ziehen. Eine Übersicht der ermittelten Spannungen ist in Anhang F aufgeführt.

1. Bei allen hier abgebildeten Brücken (auch denen mit geringerer Spannweite) ist die gleichmäßig verteilte Flächenlast UDL maßgebend gegenüber den Doppelachsen TS. Die Dominanz der UDL-Last nimmt mit steigender Spannweite zu. Dies deckt sich mit einfachen analytischen Vergleichsrechnungen.
2. Bei den meisten Konfigurationen führt die Laststellung für das global minimale Stützmoment an Achse A1 für UDL und TS zu den maßgebenden Maximalspannungen. Hauptsächlich die Konfigurationen mit dünner Fahrbahnplatte (H35) bilden hier die Ausnahme. Bei Ihnen führt die Kombination aus einer Laststellung für das minimale globale Stützmoment bei Achse A1 für die UDL-Last und die Laststellung für das minimale lokale Stützmoment aus TS zur maximalen Gesamtspannung.
3. Auch bei den Konfigurationen mit voller mittragender Breite gemäß [38] stellt sich eine entsprechende Schubverzerrung und somit eine Abnahme der Membrankräfte  $n_x$  in Richtung Brückenmitte hin gemäß Abb. 2.13 ein. Dies führt zusammen mit Punkt 2 dazu, dass in den meisten Fällen die maßgebenden Gesamtspannungen in den Bereichen direkt um die Hauptträger ermittelt werden. Lediglich bei 4 von 62 Konfigurationen (ausschließlich mit geringer Plattendicke – H35) ergibt sich das Maximum der Bewehrungsspannung im Feldbereich zwischen den Hauptträgern.
4. Auch in den Konfigurationen ohne Stützquerträger (Systeme B und E) ergibt sich die maßgebende maximale Bewehrungsspannung stets in der oberen Lage. Die globale Laststellung der Doppelachse TS führt somit zur maßgebenden Bewehrungsspannung.

5. Die auf Basis der am globalen Stabwerk ermittelten Schnittgrößen berechneten Spannungen decken einen Großteil der Spannung am Gesamtmodell unter Berücksichtigung lokaler und globaler Effekte bereits ab. Siehe hierzu Kapitel 6, Ableitung eines Überlagerungsmodells.

### 5.1.7 Erkenntnisse zum Tragverhalten in Querrichtung

Es ergeben sich hier wenige Erkenntnisse, welche vorher nicht schon bekannt waren bzw. vermutet wurden. Erwartungsgemäß unterscheiden sich die maßgebende Laststellung für das globale minimale Stützmoment und das lokale minimale Stützmoment, sowohl bei der gleichmäßig verteilten Flächenlast UDL als auch bei den Doppelachsen TS. Exemplarisch findet sich eine solche Auswertung für die Konfiguration A-506750 in Anhang E. Dies ist vorrangig für die Überlagerung der an unterschiedlichen Modellen ermittelten Beanspruchungen von Interesse.

Eine Anordnung der Doppelachse in der Brückenmitte zwischen den Hauptträgern zur Generierung der minimalen lokalen Plattenbiegemomente führt nur bei den Konfigurationen mit geringer Plattendicke (H35) zu den maßgebenden Bewehrungsspannungen in Längsrichtung. Dies ist bei der Ableitung eines Überlagerungsmodells zu berücksichtigen.

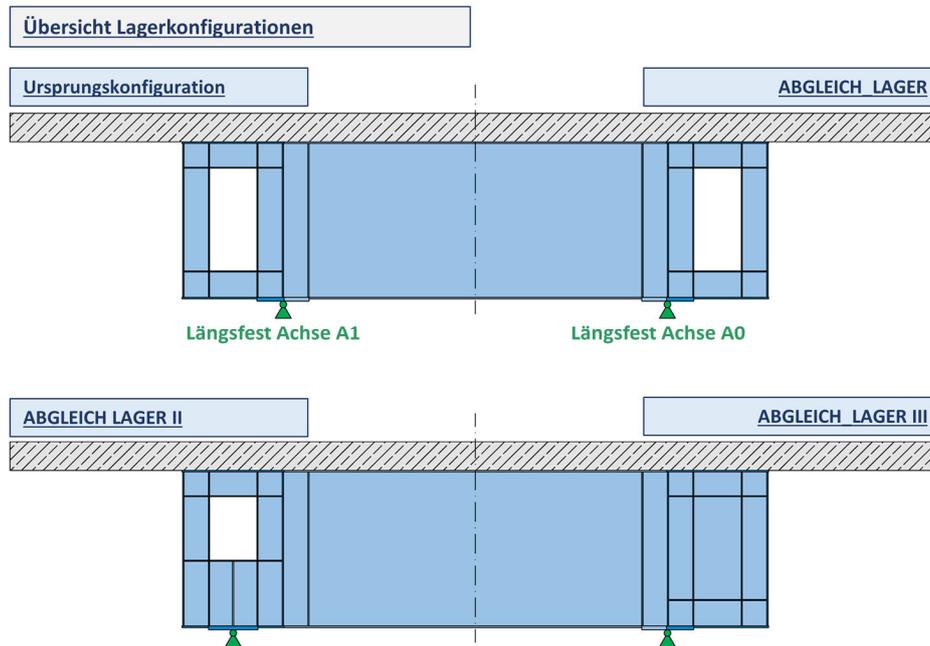
## 5.2 Sensitivitätsanalysen

Im vorliegenden Unterkapitel soll genauer auf den Einfluss der gewählten Ansätze einiger diskussionswürdiger Punkte der Modellierung eingegangen werden. Hierfür werden Sensitivitätsanalysen zur singulären Betrachtung der verschiedenen Punkte durchgeführt, bei denen einzelne Annahmen an stichprobenartig gewählten Konfigurationen variiert werden. Es sind dies die Modellierung der Lagerung, der Ansatz einer Rissbildung in Brückenquerrichtung, der Ansatz der abgeminderten Schubsteifigkeit im gerissenen Bereich und eine Betrachtung des abweichenden Systems D als einzelliger Hohlkasten. Als Ausgangsbasis dienen die in den Kapiteln 5 und 3 aufgeführten Definitionen und Annahmen. Nachfolgend sollen die Ergebnisse dieser Analysen sowie deren Auswirkungen beschrieben und bewertet werden.

### 5.2.1 Einfluss abweichender Lagerung der Hauptträger

Die Lagerung eines FE-Modells ist von unterschiedlicher Bedeutung. Tendenziell gilt: Je kleiner ein Modell ist, desto größer ist der Einfluss der genauen Lagermodellierung auf die Schnittgrößen- bzw. Verformungsermittlung. Bei den hier aufgestellten großformatigen Gesamtmodellen ist der Einfluss kleiner Abweichungen in der Lagerungsmodellierung daher vergleichsweise klein. Um den Einfluss im hier vorliegenden Anwendungsfall jedoch zu quantifizieren und anschließend bewerten zu können, wird eine Sensitivitätsanalyse unter Variation der gewählten Lagerungsmodellierung durchgeführt. Hierbei wird stichprobenartig die gewählte Lagerungsmodellierung abgeändert und die sich einstellenden Plattenschnittgrößen des

Gesamtsystems mit der Ausgangsvariante verglichen. Da die mögliche Modellierung dieses Bereichs so vielfältig wie in der Realität ist, wird sich auf drei abweichende Lagerungen konzentriert, welche einerseits realitätsnah sind und andererseits den Grenzfall einer sehr steifen Lagerung abdecken. Eine Übersicht der berücksichtigten Unterschiede ist in Abb. 5.8 gegeben.



**Abb. 5.8:** Übersicht der verschiedenen untersuchten Lagerungsmodellierungen

Im Zuge der ersten Variation (ABGLEICH\_LAGER) wird lediglich der Festpunkt der Brücke in Längsrichtung (x-Richtung) verschoben. Dieser wird von der Festhaltung in Achse A1 in der Ausgangskonfiguration an das Brückenende Achse A0 gelegt.

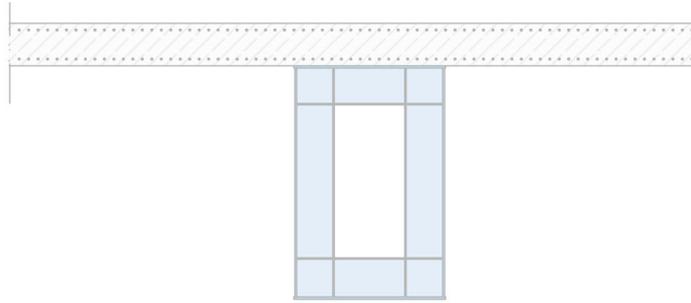
Bei der zweiten Variation (ABGLEICH\_LAGER\_II) handelt es sich um eine Verschiebung des vertikalen Lagers in die Achse der Hohlkästen. Die erforderliche Durchstiegsöffnung begehrbarer Hohlkästen wird bei der Modellbildung berücksichtigt. Der restliche Knotenpunkt ist durch Steifen entsprechend ausgesteift.

Die dritte Variation (ABGLEICH\_LAGER\_III) ist deckungsgleich mit der Ausgangskonfiguration – einzige Ausnahme bildet der Wegfall der Durchstiegsöffnung. Dadurch wird diese Variante aufgrund der durchgängigen Scheibe deutlich steifer. Diese Variante ist zwar unter Beachtung der erforderlichen Begehrbarkeit als weniger realitätsnah einzustufen, dient jedoch als Grenzbetrachtung.

### Ergebnisse

Generell ergibt sich durch die Variation der Achse der längsfesten Lagerung (ABGLEICH\_LAGER) keine nennenswerte Änderung der Plattenschnittgrößen im betrachteten Stützbereich der Achse A1. Das System und die Auswertung sind gegenüber dieser Annahme daher nicht sensibel. Eine Anpassung der Ergebnisse auf diese abweichende Lagerung ist daher nicht erforderlich.

Die Ergebnisse der weiteren untersuchten Lagerungsbedingungen finden sich in Abb. 5.9. Hier sind zum einen die Absolutwerte als auch die prozentualen Abweichungen bezogen auf die Ausgangskonfiguration aufgeführt.



Bewehrungsspannungen Ausgangskonfiguration A-FE-506750									
Stab-Nr.	14727	14728	14727	14726	14725	14724	14723	14722	
$\sigma_{s,o} =$	70,2	66,6	69,1	85,1	91,4	85,3	84,7	82,5	[MPa]
$\sigma_{s,u} =$	39,0	42,8	41,2	31,6	46,1	64,5	59,7	60,4	[MPa]

Bewehrungsspannungen Konfiguration A-FE-506750 – ABGLEICH LAGER II									
$\sigma_{s,o} =$	81,3	81,2	81,8	82,7	92,2	90,3	85,4	82,1	[MPa]
$\sigma_{s,u} =$	30,0	31,0	35,3	44,2	49,0	59,5	54,0	52,3	[MPa]

Spannungsdifferenz [MPa]

$\Delta\sigma_{s,o} =$	11,1	14,6	12,6	-2,5	0,8	4,9	0,7	-0,4	[MPa]
$\Delta\sigma_{s,u} =$	-9,0	-11,8	-6,0	12,6	2,8	-5,0	-5,7	-8,1	[MPa]

Spannungsdifferenz [%]

$\Delta\sigma_{s,o} =$	15,8	21,9	18,3	-2,9	0,9	5,8	0,8	-0,5	[%]
$\Delta\sigma_{s,u} =$	-23,0	-27,6	-14,5	40,0	6,2	-7,8	-9,6	-13,3	[%]

Bewehrungsspannungen Konfiguration A-FE-506750 – ABGLEICH LAGER III									
$\sigma_{s,o} =$	75,5	75,4	77,2	80,3	90,2	91,5	89,3	86,7	[MPa]
$\sigma_{s,u} =$	29,6	30,0	30,7	38,4	50,1	64,5	57,9	57,4	[MPa]

Spannungsdifferenz [MPa]

$\Delta\sigma_{s,o} =$	5,3	8,8	8,1	-4,8	-1,2	6,2	4,6	4,2	[MPa]
$\Delta\sigma_{s,u} =$	-9,4	-12,9	-10,5	6,8	4,0	0,0	-1,8	-3,0	[MPa]

Spannungsdifferenz [%]

$\Delta\sigma_{s,o} =$	7,5	13,3	11,7	-5,6	-1,3	7,2	5,4	5,1	[%]
$\Delta\sigma_{s,u} =$	-24,2	-30,0	-25,5	21,4	8,6	0,0	-3,0	-5,0	[%]

**Abb. 5.9:** Übersicht der resultierenden Bewehrungsspannungen der verschiedenen untersuchten Lagerungsmodellierungen

Es zeigt sich, dass die Anpassung der Lagerungsmodellierung einen nennenswerten Einfluss lediglich auf bestimmte Bereiche des Modells hat. Hier ist vor allem der Feldbereich zwischen den Hauptträgern zu nennen. Tendenziell ist (aufgrund des höheren Spannungsniveaus) die prozentuale Abweichung bei den Spannungen in der oberen Bewehrungslage geringer als in der unteren Lage.

Bei Variante II (ABGLEICH\_LAGER\_II) liegt die maximale prozentuale Abweichung in der oberen Lage bei ca. 22 [%]. In der unteren Lage reicht die Abweichung bis ca. 40 [%]. Dies erscheint im ersten Augenblick viel, ist jedoch zu relativieren. Diese größeren Abweichungen treten nicht an der Stelle der maßgebenden Beanspruchung auf. Dessen Lage ändert sich nicht. Es ergibt sich bei der maximalen Spannung in der oberen Bewehrungslage eine Änderung von <1 [%]. Da aus den bisherigen Auswertungen bekannt ist, dass die Lage der maßgebenden Beanspruchung nahezu bei allen

Konfigurationen an der obigen Stelle nahe des Hauptträgers liegt, ist nicht davon auszugehen, dass die hier untersuchte Änderung maßgeblichen Einfluss auf die ermittelten maximalen Beanspruchungen hat. Die Aussagekraft der abgeleiteten Erkenntnisse bleibt folglich erhalten.

Die Auswirkungen der dritten Lagerungsvariante sind ähnlich zu bewerten. Die Abweichungen reichen hier in der maßgebenden oberen Lage bis ca. 13,3 [%] – in der unteren Lage bis ca. 30 [%]. Bezüglich der maßgebenden maximalen Spannung lassen sich allerdings ähnliche Schlüsse wie in der vorherigen Variante ziehen. Die Abweichung bezogen auf die maßgebende Maximalspannung ist vernachlässigbar. Zwar ändert sich die Lage der maximalen Beanspruchung geringfügig nach außen, dies ist jedoch vor dem Hintergrund der gegenüber der Realität als zu steif anzusehenden Lagerung ebenfalls unerheblich. Die Aussagekraft der gezogenen Rückschlüsse bleibt somit auch unter Beachtung dieser Lagerungsbedingungen bestehen.

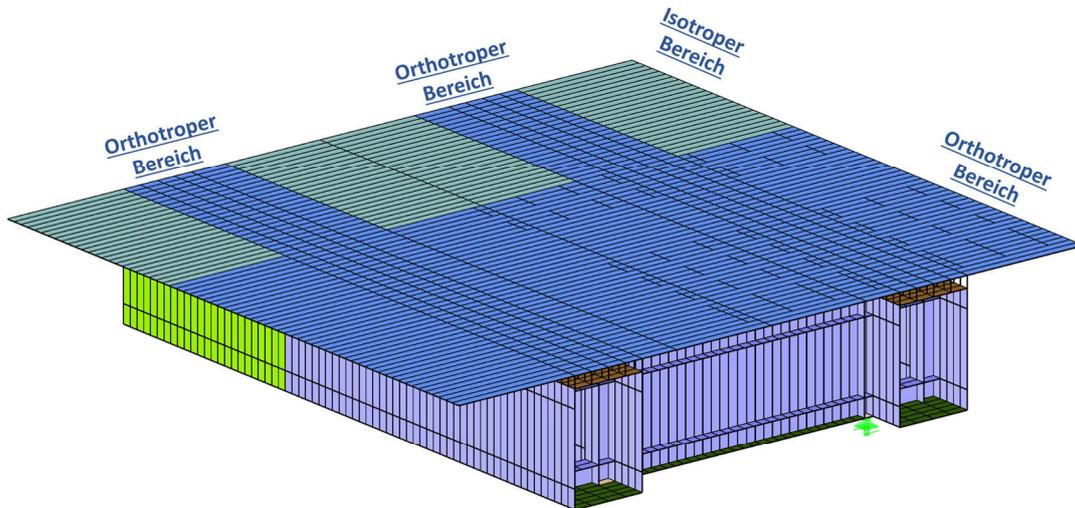
### 5.2.2 Einfluss Berücksichtigung Zustand II in Querrichtung

Diese Untersuchung soll das Erfordernis einer Berücksichtigung der Rissbildung in Querrichtung im numerischen Modell klären. In der allgemeinen numerischen Untersuchung ist keine Rissbildung in Querrichtung berücksichtigt. Über den Längsträgern kann es u.a. aufgrund der Größe der Kragarme und dort verorteter Ausbauten (Kappen, Gesimse, Lärmschutzwände, Schutzeinrichtungen etc.) jedoch zu Plattenbiegemomenten in Querrichtung  $m_{yy}$  kommen, welche die Rissmomente der Betonplatte überschreiten. Es wird daher in dieser Untersuchung ein zusätzlicher Streifen über den Längsträgern als gerissen in Querrichtung berücksichtigt. Aufgrund der mangelnden Zugnormalkraft (Membrankraft  $n_{yy}$ ) ist nicht von einer Trennrissbildung auszugehen (Systeme mit geneigten Stegen wären hier alternativ zu untersuchen). Der Ansatz der restlichen Biegesteifigkeit in Querrichtung wird daher vereinfachend mit 60 [%] beziffert. Abb. 5.10 zeigt eine Übersicht des so gebildeten Systems.

#### Ergebnisse

Die Auswirkungen der Berücksichtigung einer Rissbildung in Querrichtung sind bei den separaten Modellen zur Berechnung des lokalen Plattentragverhaltens vernachlässigbar. In Anhang G ist exemplarisch das interessante lokale Stützmoment in Brückenlängsrichtung  $m_{xx}$  über dem Stützquerträger für beide Varianten aufgeführt. Es ergeben sich hier beispielhaft Änderungen  $< 4$  [%].

### Berücksichtigung der Rissbildung in Querrichtung



### Ansätze

Verhältnis Biegesteifigkeit längs:  $I^{\parallel} / I^{\perp} = \alpha^{\parallel} = 0,115$

Verhältnis Biegesteifigkeit quer:  $I^{\parallel} / I^{\perp} = \alpha^{\perp} = 0,6$

Stützstreifen mit  $b_{ZSII} = 0,8 \text{ m}$  ( $0,15 \times L = 0,9 \text{ m}$ )

**Abb. 5.10:** Übersicht der berücksichtigten Rissbildung in Querrichtung

Auch bei der Ermittlung der Gesamtspannungen in den Bewehrungslagen in Längsrichtung ist eine Berücksichtigung der Rissbildung in Querrichtung vernachlässigbar. Abb. 5.11 zeigt exemplarisch die Änderung der Bewehrungsspannung anhand der Konfiguration A-FE-506750. Durch die Abminderung der Steifigkeit in Querrichtung ergibt sich ein minimal erhöhter Lastabtrag in Längsrichtung. Die Abweichung beträgt hier jedoch  $< 1 \text{ [\%]}$ . Die Aussagekraft der gezogenen Rückschlüsse ist daher nicht betroffen.

#### A-FE-506750-II

Ermittlung am Faltwerk (Berücksichtigung ZS II in Längsrichtung)

$$\sigma_{s^0, \text{Ges}} = \quad \quad \quad = 91,4 \text{ [N/mm}^2\text{]}$$

Ermittlung am Faltwerk (Berücksichtigung ZS II in Längsrichtung)

(Häufige Kombination gem. DIN EN 1990-2)

$$\sigma_{s^0, \text{Ges}} = 0,4 \times 74,3 + 0,75 \times 17,1 = 42,5 \text{ [N/mm}^2\text{]}$$

#### A-FE-506750-II ZSIIquer

Ermittlung am Faltwerk (Berücksichtigung ZS II in Längs- / Querrichtung)

$$\sigma_{s^0, \text{Ges}} = \quad \quad \quad = 90,6 \text{ [N/mm}^2\text{]}$$

Ermittlung am Faltwerk (Berücksichtigung ZS II in Längs- / Querrichtung)

(Häufige Kombination gem. DIN EN 1990-2)

$$\sigma_{s^0, \text{Ges}} = 0,4 \times 73,6 + 0,75 \times 16,9 = 42,1 \text{ [N/mm}^2\text{]}$$

**Abb. 5.11:** Änderung der Bewehrungsspannung bei Berücksichtigung der Rissbildung in Querrichtung – exemplarisch anhand Konfiguration A-FE-506750

### 5.2.3 Einfluss abweichende Schubsteifigkeit

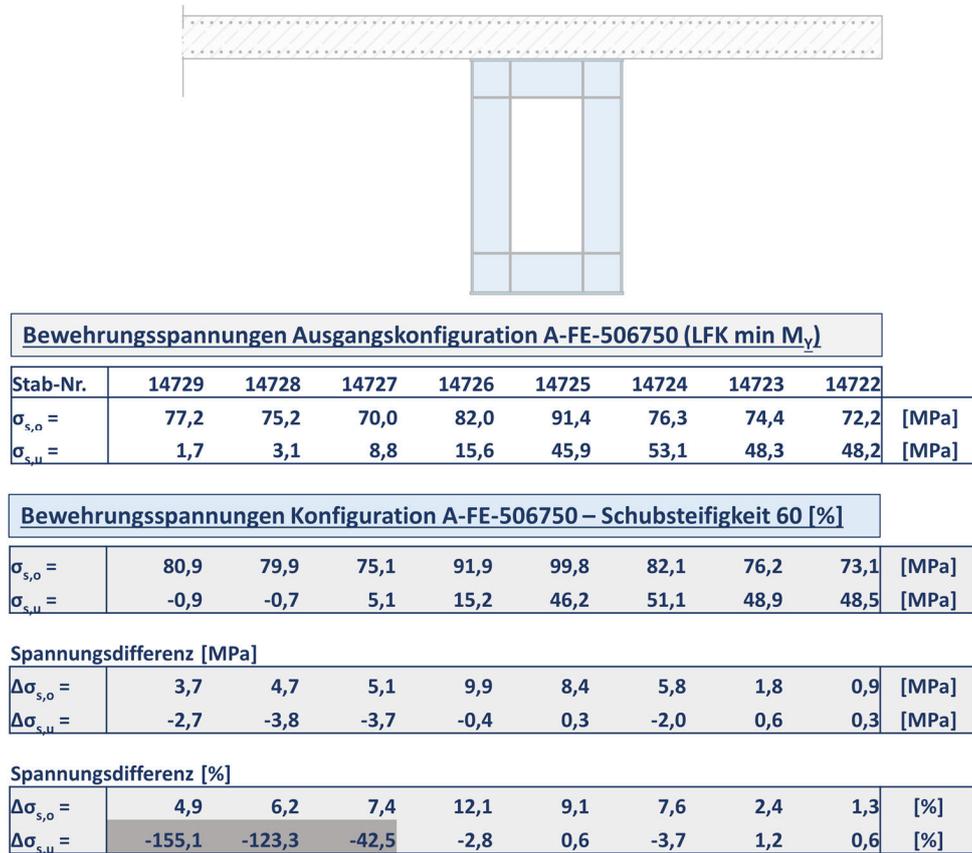
Die Schubsteifigkeit in Längsrichtung des als gerissen betrachteten Bereiches wurde bei den numerischen Untersuchungen in Anlehnung an *PFEIFFER* [84] und *WEYER; UHLENDAHL* [103] im gleichen Maße wie die Biegesteifigkeit abgemindert. Diese Annahmen begründen sich einerseits in der wahrscheinlichen Trennrissbildung aufgrund der hohen vorhandenen Normalkräfte in der Stahlbetonfahrbahnplatte infolge des globalen Lastabtrages. Andererseits liegen zahlenmäßige Ansätze für die restliche zu berücksichtigende Schubsteifigkeit des gerissenen Betongurtes einer Verbundkonstruktion aktuell nicht vor. Eine Variation des gewählten Ansatzes der Schubsteifigkeit kann daher bestenfalls als Indikator dienen, in welche Richtung sich die Ergebnisse bei belegbarer Anpassung entwickeln würden.

Für einen stichprobenartigen Abgleich verschiedener Konfigurationen wurde als Grenzwert eine restliche Schubsteifigkeit für den gerissenen Bereich von 60 [%] festgelegt. Es wird nochmals darauf hingewiesen, dass es sich hier um keinen belegbaren Ansatz aus der Literatur handelt, sondern lediglich um einen Indikator mit einem abgeschätzten Grenzwert.

#### Ergebnisse

Die Berücksichtigung einer abweichenden Schubsteifigkeit kann erwartungsgemäß einen nennenswerten Einfluss auf die Ergebnisse haben. Die Größe des Einflusses unterscheidet sich je nach Lage des betrachteten Plattenbereiches. Die Lage des maßgebenden Plattenbereiches ändert sich hingegen nicht, sondern verbleibt in der Regel in den Bereichen nahe des Hauptträgersteges. Eine Übersicht der Änderungen in der Bewehrungsspannung ist exemplarisch für Konfiguration A-FE-506750 in Abb. 5.12 aufgezeigt. Die maximale Änderung der Bewehrungsspannung in der maßgebenden oberen Lage liegt bei ca. 12 [%]. Der Maximalwert der Bewehrungsspannung ändert sich um ca. 9 [%]. Die dunkelgrau schraffierten prozentualen Abweichungen in der unteren Bewehrungslage sind aufgrund des geringen Spannungsniveaus als nicht aussagekräftig einzustufen. Die prozentualen Änderungen der Bewehrungsspannungen in der unteren Bewehrungslage in der dort maßgebenden Lastfallkombination „maximaler Zug in der Betonfahrbahnplatte“ fallen aufgrund des dann höheren Spannungsniveaus deutlich geringer und homogener aus.

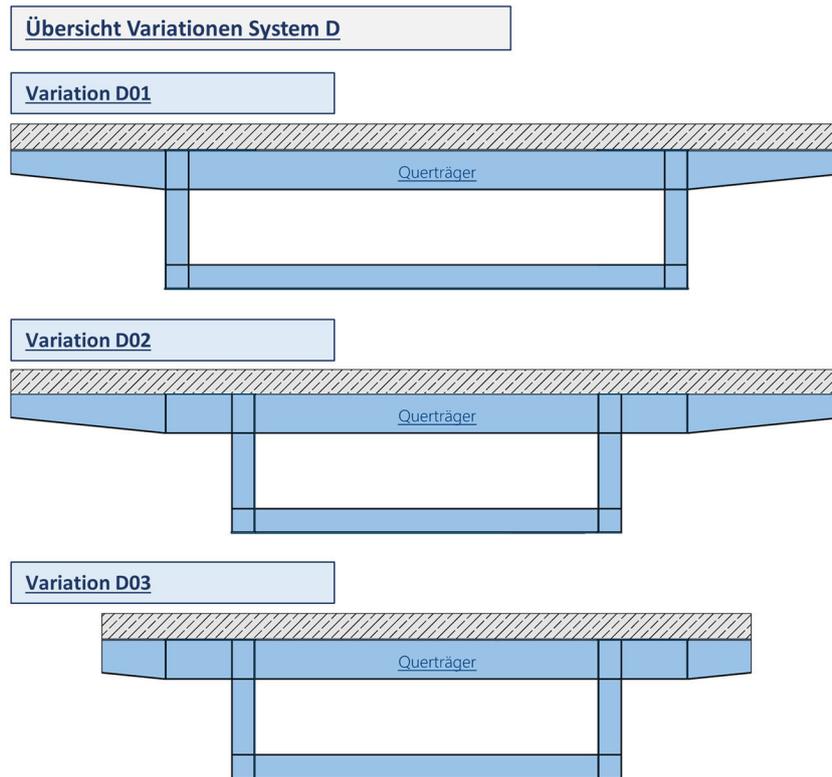
Die in Kapitel 6 abgeleiteten Überlagerungsvorschriften bauen auf den Ergebnissen der durchgeführten numerischen Berechnungen auf. Die mittels des gewählten Ansatzes der Schubsteifigkeit (Verringerung im gleichen Maßstab wie die Biegesteifigkeit) berechneten Spannungen am Gesamtmodell (Faltwerk) dienen als Referenzwerte zur Kalibrierung des Überlagerungsmodells bei separater globaler und lokaler Beanspruchung. Um die Überlagerungsvorschrift nun auf ein entsprechend höheres Sicherheitsniveau zu heben (und eine mögliche Unterschätzung der verbleibenden Schubsteifigkeit zu verhindern), wäre eine Anhebung der Referenzwerte des Faltwerkes über einen pauschalen Modellfaktor (z.B. 1,10 als Grenzwert) möglich. Die entsprechend erforderlichen Kombinationsbeiwerte  $\psi_{loc}$  (siehe Kapitel 6) würden dann etwas höher liegen. Aufgrund einer mangelnden wissenschaftlichen Basis des alternativen Ansatzes zur reduzierten Schubsteifigkeit wird hier jedoch vorerst auf eine pauschale Erhöhung verzichtet und stattdessen dieser Punkt als zu vertiefender Aspekt in den Ausblick mit aufgenommen.



**Abb. 5.12:** Änderung der Bewehrungsspannung bei Berücksichtigung einer Schubsteifigkeit von 60 [%] – exemplarisch anhand Konfiguration A-FE-506750

#### 5.2.4 Sensitivitätsanalyse System D

Die bisherigen Untersuchungen konzentrieren sich auf die Systeme der Zwillingshohlkästen (System A bis C) und das System mit zwei Hauptträgern aus offenen Profilen (System E). Um einen weiteren üblichen Brückenbauquerschnitt zu berücksichtigen, wird in diesem Abschnitt das Verhalten des Systems D im Vergleich zu den bisherigen Erkenntnissen des Systems C (mit Querträgern) analysiert. Es handelt sich hierbei um einen großen einzelligen Hohlkastenquerschnitt, bestehend aus dem Stahlträgertrug und der oben schließenden Stahlbetonfahrbahnplatte. Um eine Vergleichbarkeit mit den bisherigen Ergebnissen zu gewährleisten, wurden verschiedene Alternativausführungen betrachtet. Eine Übersicht ist in Abb. 5.13 gegeben.



**Abb. 5.13:** Übersicht betrachtete Alternativausführungen System D

Bei der ersten Variante D01 wurde der geschlossenen Hohlkasten durch Entfall der Innenstege und gleichzeitiger Verbindung der Untergurte hergestellt. Hierbei ist die Spannweite der Fahrbahnplatte und der Querträger entsprechend größer. Die Länge des Kragarms bleibt unverändert. System D02 wird über den Wegfall der Außenstege bei gleichzeitiger Verbindung der Untergurte modifiziert. Hier ändert sich dementsprechend die Stützweite der Querträger sowie der Fahrbahnplatte nicht. Die Kragarme erhalten eine größere Länge. System D03 ist nun analog System D02 zu sehen, jedoch sind die Kragarme auf das ursprüngliche Maß verkürzt. Das Flächenträgheitsmoment 2. Grades des Gesamtquerschnitts wird bei den untersuchten Varianten über Blechdickenanpassungen beibehalten.

### Ergebnisse

Bei Variante D01 bleiben die in den Bewehrungslagen ermittelten Spannungen infolge des globalen Lastabtrages annähernd gleich. Jedoch ist aufgrund der deutlich größeren Spannweite der Fahrbahnplatte zwischen den Hauptträgern und der geringeren Einspannung in die Hauptträger der lokale Lastabtrag beeinflusst. Aufgrund der Doppelachsen (TS) stellt sich hier für die lokalen Lastfälle ein größeres lokales Biegemoment in Brückenlängsrichtung mittig zwischen den Hauptträgern ein. Die Auswirkungen dieses Effekts sinken in gleichem Maße wie die Bedeutung der globalen Beanspruchungen zunimmt, d.h. bei kleinen Stützweiten ist die prozentuale Abweichung größer als bei großen Stützweiten. Bei kleinen Schlankheiten ist die Abweichung größer als bei großen Schlankheiten.

Die Systemvariationen D02 und D03 zeigen in der Ausgangskonfiguration deutlich ähnlicheres Verhalten bei globalem und lokalem Lastabtrag. Aufgrund des gleichen Stützweitenverhältnisses der Fahrbahnplatte hat der lokale Beanspruchungsanteil

keinen merklich größeren Einfluss. Die fehlende Einspannung in die torsionssteifen Hauptträger ist aufgrund der angeordneten Querträger nicht entscheidend. Die Abweichung der maximalen Bewehrungsspannungen ist bei beiden Variationen immer  $< 9$  [%].

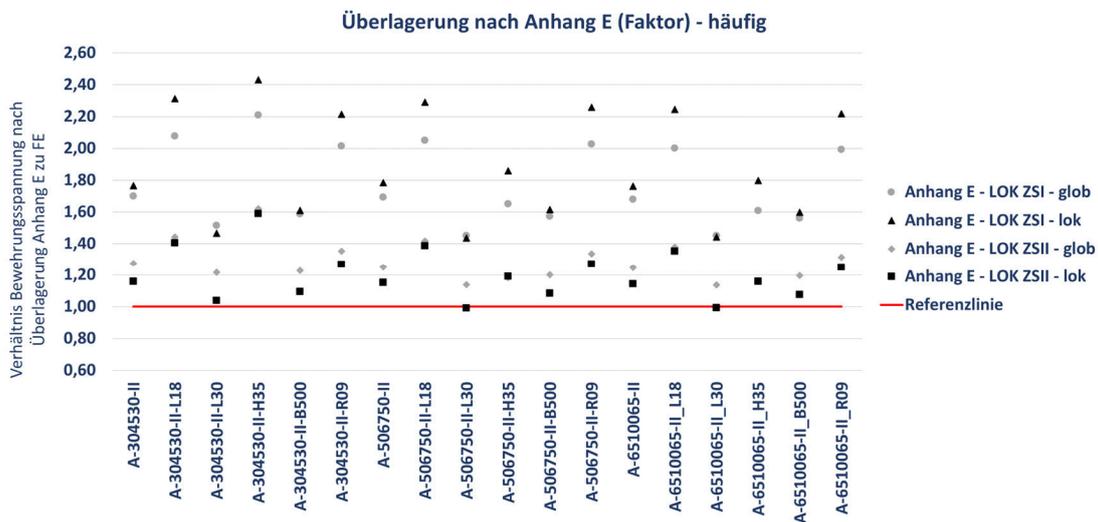
Aufgrund der durchgeführten Kleinstudie können die Aussagen der durchgeführten numerischen Untersuchungen auch bei einzelligen Hohlkästen mit Querträgern angewendet werden. Die ermittelte Abweichung ist nach Auffassung des Autors durch die vorhandenen Sicherheiten bei den angesetzten Lasten und des abgeleiteten Überlagerungsmodelles abgedeckt.

## 6 Ableitung eines Überlagerungsmodells

Auf Basis der numerischen Untersuchungen sowie der Erläuterungen der vorherigen Kapitel, werden in diesem Hauptabschnitt Modelle zur Überlagerung der an separaten Modellen ermittelten globalen und lokalen Beanspruchungen abgeleitet. Hierfür wird zunächst der Anteil, der am globalen Modell ermittelten Bewehrungsspannung an der Gesamtspannung untersucht. Die Wahl des zu nutzenden lokalen Modells sowie des zu verwendenden Lastmodells für die Überlagerung wird begründet. Abschließend wird ein konstruktionstyp-stimmiges Überlagerungsmodell entworfen, welches zum einen die Einzelabhängigkeiten der untersuchten Parameter nachvollziehbar berücksichtigt und zum anderen eine anwenderfreundliche Handhabung bietet.

### 6.1 Allgemeines

Eingeleitet werden soll dieser Abschnitt mit einem Abgleich der am Gesamtmodell (unter Berücksichtigung der Rissbildung) ermittelten maßgebenden Bewehrungsspannung mit den an separaten Modellen und dann gemäß Anhang E [36] überlagerten globalen und lokalen Beanspruchungen. Dies ist in Abb. 6.1 exemplarisch für die Modelle des Systems A aufgeführt. Eine Übersicht aller Modelle findet sich in Anhang H. Es ist für jedes Modell die Abweichung der jeweiligen Überlagerung bezogen auf das Gesamtmodell (hier für die häufige Kombination gemäß [27], d.h. Berücksichtigung der  $\psi$ -Werte für beide Komponenten des Lastmodells 1) aufgetragen. Die rote Referenzlinie bilden die Ergebnisse der als genau zu sehenden Faltwerksberechnungen.



**Abb. 6.1:** Übersicht der Abweichungen der ermittelten Bewehrungsspannungen und Überlagerung gemäß Anhang E [36] zum Gesamtmodell

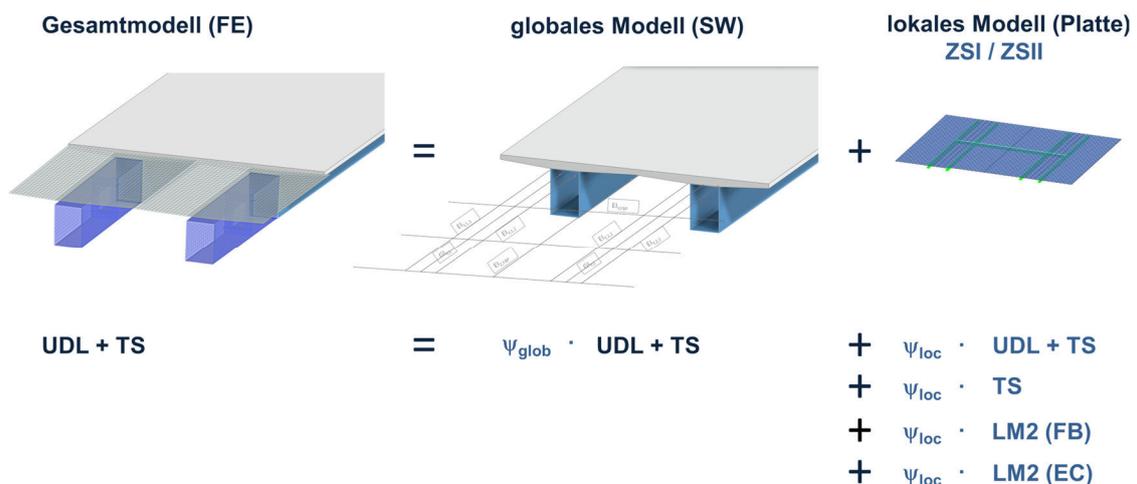
Die vier Überlagerungen gemäß Anhang E [36] sind in Anhang H erläutert. Gemäß Anhang E aus [36] wäre der jeweilige Maximalwert je Konfiguration maßgebend. Es ist jedoch klar ersichtlich, dass die mittels dieser Überlagerung erzielten Bewehrungsspannungen für die Systeme mit Stützquerträger deutlich von den Referenzwerten abweichen. Faktoren über 2,0 sind häufig. Der Wert von 1,40 wird nicht unterschritten. Das heißt, dass die so berücksichtigte Bewehrungsspannung im hier

vorliegenden Fall zwischen 40 und 140 [%] überschätzt wird. Die angestrebte Ableitung eines wirtschaftlicheren Überlagerungsmodells ist daher sinnvoll, spiegelt sich diese Überschätzung zwangsweise auch in der erforderlichen Bewehrungsmenge wider.

Um nun ein stimmigeres Überlagerungsmodell (siehe Abb. 6.2) ableiten zu können, sind einerseits die Einzelabhängigkeiten der Spannungsberechnung von den verschiedenen untersuchten Parametern zu berücksichtigen. Dies erfolgt im nachfolgenden Kapitel 6.2. Andererseits sind auch die Grundlagen zu schaffen, welche dem Überlagerungsmodell als Basis dienen. Diese Grundlagen können auf die folgenden drei zentralen Fragen reduziert werden:

1. Welches Modell ist bei der Überlagerung führend? global oder lokal?
2. Welches Plattenmodell sollte zur Berechnung der lokalen Schnittgrößen verwendet werden? Gerissen oder ungerissen?
3. Welches Lastmodell sollte zur Ermittlung der zu überlagernden lokalen Schnittgrößen benutzt werden?

In den nachfolgenden Unterabschnitten sollen diese Fragen aufbauend auf den numerischen Untersuchungen des vorangegangenen Kapitels sowie den Ausführungen der ersten Abschnitte geklärt werden. Alle zugrunde liegenden Spannungswerte und Überlagerungen sind in Anhang F aufgeführt.



**Abb. 6.2:** Übersicht Überlagerungsmodell – zu klärende Eingangsgrößen in mittelblau

### 6.1.1 Anteil am globalen Modell ermittelter Spannung an Gesamtspannung

In der bisherigen Überlagerung gemäß Anhang E aus [36] sind der Maximalwert der am lokalen oder globalen Modell ermittelten Spannung voll und der kleinere Anteil abgemindert zu berücksichtigen (siehe Abb. 2.11). Zielführender scheint es jedoch, als Basis und damit ohne Abminderung, das globale Modell zu nutzen. Jenes Modell ist zur Beurteilung des eigentlichen Zwecks einer Brücke bestimmt, nämlich der Überführung von Lasten über Hindernisse und maßgeblich für das Verständnis des Tragverhaltens der Gesamtstruktur. Ferner zeigen die Erkenntnisse aus Abschnitt 5.1.6, dass die globalen Beanspruchungen, bis auf wenige Ausnahmen, zu den maßgebenden Bewehrungsspannungen führen. Die nachfolgenden Auswertungen des Anteils der am

globalen Modell berechneten Spannung an der Gesamtspannung bekräftigen diesen Ansatz.

### Stützbereich

Für den maßgebenden Stützbereich ist der Anteil der am globalen Modell ermittelten Spannungen in den einzelnen Bewehrungslagen gegenüber der am Faltwerksmodell ermittelten Gesamtspannung in Abb. 6.3 aufgeführt. Die Referenzlinie bei 100 [%] bilden hierbei die Ergebnisse des Gesamtmodells. Die Werte sind sowohl für die charakteristische als auch häufige Situation aufgeführt. Zusätzlich sind die jeweiligen Mittel- und 5 % - Quantilwerte als Linien eingetragen.

Beginnend mit der Bewehrungsspannung in der unteren Lage (in Abb. 6.3 rechts) lässt sich festhalten, dass die am globalen Stabwerksmodell ermittelte Spannung die Spannung des Gesamtmodells nahezu in allen Fällen komplett abdeckt. Der Mittelwert liegt für beide Bemessungssituationen bei ca. 110 [%]. Der 5 % - Quantilwert liegt bei der charakteristischen Situation bei ca. 96 [%] und bei der häufigen Kombination bei ca. 97 [%]. Die einzelnen Ausreißer können im Sinne einer Überlagerung akzeptiert werden. Es wird daher vorgeschlagen, dass zur Ermittlung der Spannung in der unteren Bewehrungslage keine Überlagerung lokaler und globaler Beanspruchungen durchgeführt wird. Die Nutzung der in der globalen Berechnung ermittelten Bewehrungsspannung ist ausreichend. Dies gilt sowohl für Systeme mit als auch für Systeme ohne Stützquerträger.

Bei der Bewehrung in der oberen Lage ergibt sich ein etwas anderes Bild. Die am globalen Modell ermittelten Spannungen liegen nahezu allesamt unterhalb der am Gesamtmodell ermittelten Bewehrungsspannung. Das heißt, eine alleinige Betrachtung am globalen Modell ist nicht ausreichend. Jedoch ist der am globalen Modell ermittelte Anteil der Spannung konstant sehr hoch. Der Mittelwert über alle Systeme liegt bei ca. 88 [%], der 5 % - Quantilwert bei ca. 82 [%] – für beide Bemessungssituationen. Die Anteile der am lokalen Modell ermittelten Bewehrungsspannungen zeigen hingegen ein deutlich diffuseres Bild auf tendenziell geringerem Niveau. Es wird aufgrund des hohen Niveaus und der Homogenität vorgeschlagen, die Werte der globalen Berechnung ohne Abminderung in der neuen Überlagerung zu berücksichtigen – d.h. der Faktor  $\psi_{\text{glob}}$  gemäß Abb. 6.2 entfällt. Dies kann als erster wesentlicher Unterschied zur bisherigen Überlagerung gemäß Anhang E [36] festgehalten werden.

### Feldbereich

Eine analoge Auswertung für den Feldbereich, genauer die Feldmitte zwischen Achsen A1 und A2 und bei den Modellen C die Feldmitte zwischen den beiden benachbarten Querträgern, zeigt, dass der Anteil der am globalen Modell ermittelten Bewehrungsspannung in der oberen Lage die am Gesamtmodell ermittelte Bewehrungsspannung nahezu abdeckt. Abb. I.1 in Anhang I zeigt hier eine Übersicht ausgewählter Modelle. Der Mittelwert in der charakteristischen Kombination liegt bei 100,3 [%], der 5 % - Quantilwert bei 93,2 [%]. In der häufigen Bemessungssituation liegen die Werte ähnlich, bei einem Mittelwert von 101,1 [%] und einem 5 % - Quantilwert von 92,6 [%]. In Kombination mit dem sehr geringen absoluten Spannungslevel, in der charakteristischen Kombination aus Verkehr  $\sigma_{s,o} < 9$  [N/mm<sup>2</sup>], ist hier eine alleinige Betrachtung über das globale Modell ausreichend.

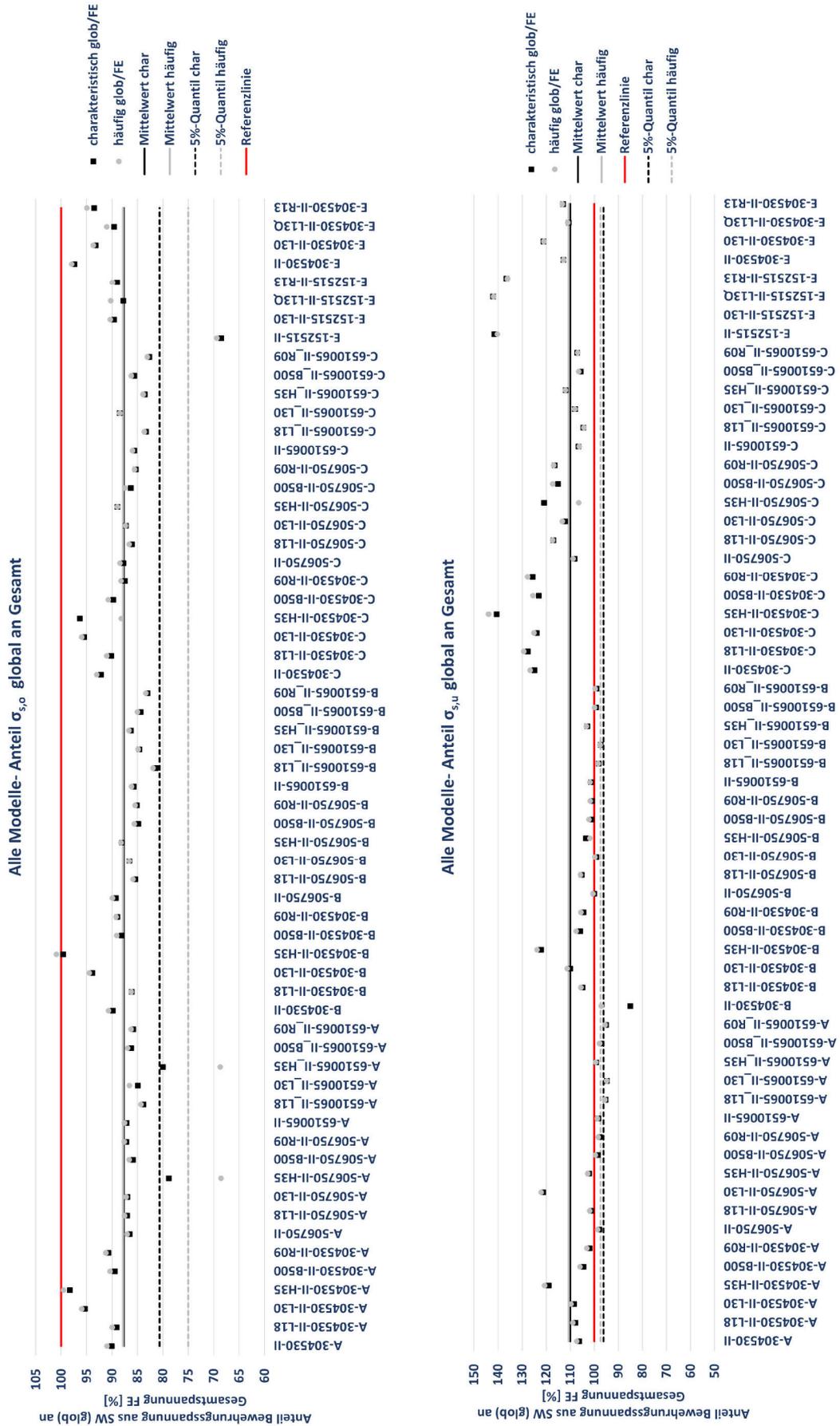


Abb. 6.3: Übersicht Anteil am globalen Modell ermittelter Spannung an Gesamtspannung [%] – links obere Lage, rechts untere Lage

In der unteren Bewehrungslage deckt die am globalen Modell ermittelte Bewehrungsspannung infolge der gleichmäßig verteilten Flächenlast (UDL) einen ähnlichen Anteil der Gesamtspannung ab. Jedoch differiert hier die am Gesamtmodell ermittelte Spannung infolge der Doppelachse (TS). Diese wird allerdings im Falle einer lokalen Plattenmodellierung mittels der empfohlenen Lagerung auf Stabquerschnitten gemäß Kapitel 3 im lokalen Modell annähernd korrekt ermittelt. Hier sollten daher die am globalen Modell ermittelten Spannungen aller Lastfälle (außer der Doppelachse TS) mit den am lokalen Modell mit Stab-Lagerung ermittelten Spannungen infolge TS addiert werden (unter Berücksichtigung der jeweiligen Bemessungssituation im GZG bzw. GZT).

### 6.1.2 Steifigkeitszustand lokales Modell

Die Antwort auf die Frage des zu berücksichtigenden Steifigkeitszustandes der Stahlbetonfahrbahnplatte bei der separaten lokalen Berechnung der Plattenschnittgrößen, lässt sich am besten aus der gängigen Ingenieurpraxis ableiten. Die Grundlagen sind im Kapitel 2.2.2 entsprechend aufgeführt. Bei separater Berechnung des globalen und lokalen Lastabtrages ist immer auch (oder nur) ein Modell der Fahrbahnplatte im ungerissen Zustand I zu generieren. Zusammenfassend können hierfür die folgenden Gründe aufgeführt werden:

- Rissbildung nicht immer sicher zu unterstellen (siehe Monitoringmaßnahmen)
- Spröde Versagensmechanismen (z.B. Betondruckstrebe) sonst gegebenenfalls unterschätzt
- Nachweise im GZT an Modell im ZSI erforderlich (z.B. Querkraftnachweise, Verbundsicherung, Bewehrungsspannungen etc.)
- Nachweise im Grenzzustand der Ermüdung sonst ggf. unterschätzt (z.B. Betonspannungen)
- Fehleranfälligkeit der Steifigkeitsdefinition gerissener Bereiche

Ein nur für die Überlagerung zu generierendes lokales Modell unter Berücksichtigung der Rissbildung stellt einen deutlichen Zusatzaufwand dar. Das Überlagerungsmodell wird daher auf Basis der Ergebnisse des lokalen Modells ohne Berücksichtigung der Rissbildung abgeleitet.

### 6.1.3 Lastmodell für die Überlagerung

Zur Entscheidung, welches Lastmodell für die neu abzuleitende Überlagerungsvorschrift bei der lokalen Plattenberechnung sinnvoll nutzbar ist, dient die nachfolgende Tabelle 6.1. Hier sind für die verschiedenen möglichen Lastmodelle die Vor- und Nachteile stichpunktartig aufgeführt.

Das Lastmodell der Doppelachsen (TS) gemäß [26] bietet die meisten Vorteile gegenüber den anderen Lastansätzen. Zwar wurde es ursprünglich für die globalen Nachweise hergeleitet (siehe Abschnitt 2.1.1) und bietet somit eine gewisse Unschärfe, was die Anwendbarkeit für lokale Nachweise angeht. Weiterhin führen die relativ hohen resultierenden Spannungen aus der lokalen Plattenberechnung zu kleinen erforderlichen Überlagerungsfaktoren  $\psi_{loc}$ , bei welchen dann etwaige Ungenauigkeiten anders ins

Gewicht fallen. Doch andererseits überwiegen die Vorteile deutlich. Zuvorderst bietet die vorhandene bauaufsichtliche Einführung die grundsätzliche Voraussetzung für eine zeitnahe Nutzung des Lastmodells. Auch liegt die Lastaufbringung über die Doppelachsen nahe an der Realität. Nicht bezogen auf das Lastniveau (dieses ist fiktiv erhöht – siehe Abschnitt 2.1) aber was die Geometrie der Achsen des vorrangigen Schwerverkehrs angeht. Den entscheidenden Vorteil bietet jedoch der Entfall des Zusatzaufwands, da dieses Lastmodell bereits in der lokalen Berechnung zur separaten Beurteilung der Fahrbahnplatte vorhanden ist. Das im folgenden abgeleitete Überlagerungsmodell wird daher auf eine Anwendung des Doppelachsenanteils (TS) des Lastmodells 1 gemäß [26] abgestimmt.

Die gleichmäßig verteilte Flächenlast (UDL) des Lastmodells 1 wird nicht bei der Entwicklung des Überlagerungsmodells berücksichtigt, da hierdurch lediglich das Spannungsniveau der lokalen Berechnung erhöht wird und sich dadurch kleinere Überlagerungsfaktoren  $\psi_{loc}$  ergeben würden.

**Tab. 6.1:** Übersicht Vor- und Nachteile möglicher Lastmodelle für Überlagerung

Lastmodell	Vorteile	Nachteile
<b>DIN EN 1991-2: UDL + TS</b>	<ul style="list-style-type: none"> <li>▪ Bauaufsichtlich eingeführt</li> <li>▪ dem Ingenieur bekannt</li> <li>▪ kein Zusatzaufwand d.h. bereits bei lokaler Berechnung vorhanden</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>▪ ursprüngliche Herleitung für globale Berechnung daher: irreführend</li> <li>▪ hohe Spannungen bei lokaler Berechnung → kleine Überlagerungsfaktoren</li> </ul>
<b>DIN EN 1991-2: TS</b>	<ul style="list-style-type: none"> <li>▪ Bauaufsichtlich eingeführt</li> <li>▪ dem Ingenieur bekannt</li> <li>▪ kein Zusatzaufwand d.h. bereits bei lokaler Berechnung vorhanden</li> <li>▪ Lastaufbringung eng an Realität (Geometrie – nicht Lastniveau)</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>▪ ursprüngliche Herleitung für globale Berechnung daher: irreführend</li> <li>▪ hohe Spannungen bei lokaler Berechnung → kleine Überlagerungsfaktoren</li> </ul>
<b>DIN FB 101 (2009): LM2</b>	<ul style="list-style-type: none"> <li>▪ speziell für lokale Nachweise hergeleitet</li> <li>▪ deutliche Abgrenzung des Anwendungszwecks (nur zur Überlagerung)</li> <li>▪ kleine Spannungen bei lokaler Berechnung → große Überlagerungsfaktoren</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>▪ nicht bauaufsichtlich eingeführt</li> <li>▪ hoher Zusatzaufwand da nicht bei lokaler Berechnung vorhanden</li> </ul>
<b>DIN EN 1991-2: LM2</b>	<ul style="list-style-type: none"> <li>▪ speziell für lokale Nachweise hergeleitet</li> <li>▪ deutliche Abgrenzung des Anwendungszwecks (nur zur Überlagerung)</li> <li>▪ kleine Spannungen bei lokaler Berechnung → große Überlagerungsfaktoren</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>▪ nicht bauaufsichtlich eingeführt bzw. über Nationalen Anhang ausgehebelt</li> <li>▪ hoher Zusatzaufwand da nicht bei lokaler Berechnung vorhanden</li> </ul>

## 6.2 Maßgebende Einzelabhängigkeiten

Zur vollständigen Überlagerungsvorschrift gemäß Abb. 6.2 fehlt noch der Überlagerungsfaktor  $\psi_{loc}$ . Dieser ist in Abhängigkeit der folgenden einzelnen variierten Parameter zu entwickeln: Schlankheit Verbundträger längs, Bewehrungsgrad, Schlankheit Platte quer, Stützweite und Plattendicke.

Generell wurde bei der Ermittlung von  $\psi_{loc}$  so vorgegangen, dass von der am Gesamtmodell ermittelten Bewehrungsspannung  $\sigma_{s,ges}$ , die am globalen Modell ermittelte Bewehrungsspannung  $\sigma_{s,glob}$  abgezogen wurde. Das Verhältnis dieser Differenz zur am lokalen Modell ermittelten Bewehrungsspannung  $\sigma_{s,loc}$  ergibt den Überlagerungsfaktor  $\psi_{loc}$  - gemäß Formel (6.1).

$$\psi_{loc} = \frac{\sigma_{s,ges} - \sigma_{s,glob}}{\sigma_{s,loc}} \quad (6.1)$$

mit:

$\psi_{loc}$	Überlagerungsfaktor für lokale Beanspruchungen
$\sigma_{s,ges}$	am Gesamtmodell ermittelte Bewehrungsspannung
$\sigma_{s,glob}$	am globalen Modell ermittelte Bewehrungsspannung
$\sigma_{s,loc}$	am lokalen Modell ermittelte Bewehrungsspannung

Die sich aus Formel (6.1) ergebenden Überlagerungsfaktoren sind für alle Konfigurationen in Abb. 6.4 aufgeführt. Hierbei wird für die charakteristische und die häufige Bemessungssituation unterschieden. Als Referenzlinie wird der Wert von 1,0 markiert – dies würde eine volle Überlagerung von globaler und lokaler Beanspruchung bedeuten. Die Systeme mit Stützquerträgern sind in den Diagrammen hellblau hinterlegt.

Als erstes ist das deutlich unterschiedliche Niveau des Überlagerungsfaktors der Systeme mit und ohne Stützquerträger zu erkennen. Bei den Systemen mit Stützquerträger – A und C – ist die Verteilung deutlich homogener und im Allgemeinen auf einem geringeren Niveau. Der Grenzwert bei der charakteristischen Bemessungssituation liegt bei max.  $\psi_{loc} = 0,38$  [-]. In der häufigen Kombination bei max.  $\psi_{loc} = 0,22$  [-]. Bei den Systemen ohne Stützquerträger – B und E - ist die Verteilung uneinheitlicher, der Überlagerungsfaktor tendenziell deutlich höher. Die Maximalwerte ergeben sich hier zu max.  $\psi_{loc} = 1,35$  [-] und max.  $\psi_{loc} = 0,62$  [-] in der häufigen Bemessungssituation. System E-152515 ist hierbei ausgeklammert, wie in Abschnitt 6.2.2 noch erläutert wird.

Zurückzuführen ist dies auf eine annähernd gleiche Gesamtspannung und den annähernd gleichen Anteil der am globalen Modell ermittelten Spannung  $\sigma_{s,glob}$  an der Gesamtspannung beider Systemtypen. Am separaten lokalen Modell wird im Falle der Systeme mit Stützquerträger jedoch eine deutlich größere Spannung  $\sigma_{s,loc}$  aufgrund des lokalen Stützmomentes in Längsrichtung ermittelt. Es ergibt sich demnach ein kleinerer Überlagerungsfaktor gemäß Formel (6.1).

Es ist daher sinnvoll, zwei unterschiedliche Überlagerungsvorschriften für die beiden Systeme mit und ohne Stützquerträger zu entwickeln. Dies wird im Folgenden getan und kann als der zweite große Unterschied zum bisherigen Überlagerungsmodell gemäß Anhang E [36] festgehalten werden.

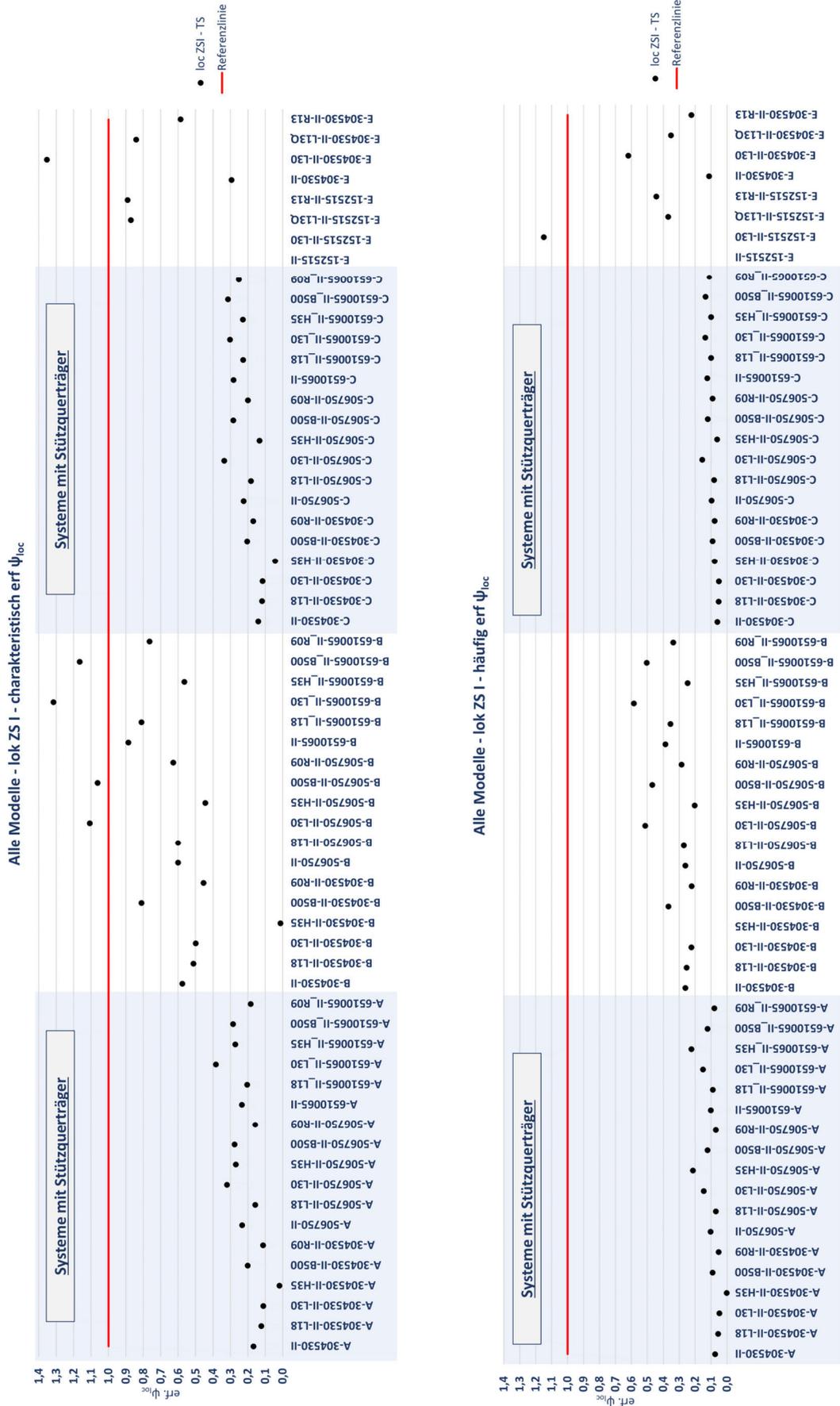


Abb. 6.4: Übersicht Überlagerungsfaktor  $\psi_{loc}$  für lokale Beanspruchungen – charakteristische und häufige Kombination

### 6.2.1 Systeme A und C

Im nachfolgenden Unterkapitel werden die Auswirkungen der einzelnen variierten Parameter jeweils getrennt für die zwei Bemessungssituationen - charakteristisch und häufig - in Diagrammen aufgetragen, siehe Abb. 6.5. Teilweise mag die Diagrammbildung mittels lediglich zwei variierten Werte vage anmuten, über die Anzahl an Systemen ist dennoch eine Aussage bezüglich des Einflusses möglich. Über die Bildung einer oberen umhüllenden Grenzlinie kann die Berücksichtigung des variierten Parameters konservativ stattfinden und bietet dennoch ein deutlich erhöhtes Maß an Wirtschaftlichkeit gegenüber den bisherigen Ansätzen. Am unteren Ende der Geraden, wird die Grenzlinie am letzten vorhandenen Wert horizontal abgeknickt, um ein entsprechendes Maß an Sicherheit zu erlangen. In der abgeleiteten Überlagerungsvorschrift wird dies über einen Grenzwert realisiert. Am oberen Ende der Geraden wird die vorhandene Steigung beibehalten und die Grenzlinie entsprechend weitergeführt. Die nachfolgenden Erläuterungen zu den dargestellten Einzelabhängigkeiten in Abb. 6.5 erfolgen in Reihenfolge der Diagramme von oben nach unten.

Die Schlankheit des Verbundträgers in Längsrichtung hat einen erkennbaren Einfluss auf den Überlagerungsfaktor  $\psi_{loc}$ . Mit steigender Schlankheit (d.h. geringerer Trägerhöhe bezogen auf die Stützweite) steigt der Wert des Überlagerungsfaktors an. Dies ist insofern plausibel, da der Anteil der am globalen Modell ermittelten Spannung  $\sigma_{s, glob}$  an der Gesamtspannung annähernd konstant ist. Das Spannungsniveau bei hoher Schlankheit liegt jedoch deutlich höher. Da bei der lokalen Plattenberechnung für alle Schlankheiten das gleiche separate Modell genutzt wird, ergibt sich auch die gleiche resultierende Spannung infolge lokaler Belastung  $\sigma_{s, loc}$ . Gemäß Formel (6.1) ergibt sich somit auch ein größerer Überlagerungsfaktor  $\psi_{loc}$  – anders ausgedrückt: Eine absolut gesehen größere Spannungsdifferenz muss durch die lokale Beanspruchung ausgeglichen werden. Für das neue Überlagerungsmodell wird eine bilineare Berücksichtigung vorgeschlagen.

Der nächste Parameter, der Bewehrungsgrad, hat erkennbar wenig Einfluss auf den Überlagerungsfaktor. Die Geraden verlaufen annähernd parallel, die Differenz des oberen Grenzwertes ist vernachlässigbar. Es wird daher vorgeschlagen, diesen Parameter in der neuen Überlagerungsvorschrift nicht explizit zu berücksichtigen.

Auch die Schlankheit der Platte in Querrichtung hat nur einen geringen Einfluss auf die sich ergebenden Überlagerungsfaktoren. Besonders bei der für die Bewehrungsdimensionierung meist maßgebenden häufigen Kombination verlaufen die Geraden annähernd horizontal. Dies liegt an den Ableitungen in Kapitel 5.1.6. Die maßgebenden Spannungen konzentrieren sich meist im Bereich direkt um die Hauptträger. Hier ist der Einfluss der lokalen Beanspruchung gering. Eine Änderung der Plattenschlankheit hat demnach auch nur geringe Auswirkungen. Es wird daher vorgeschlagen, auch diesen Parameter nicht explizit zu berücksichtigen.

Der Einfluss der Stützweite hingegen ist deutlich diffuser und kann nicht einheitlich beurteilt werden. Für die häufige Kombination, maßgebend für den GZG, kann jedoch mit ausreichender Genauigkeit und auf konservativer Seite eine Berücksichtigung vernachlässigt werden.

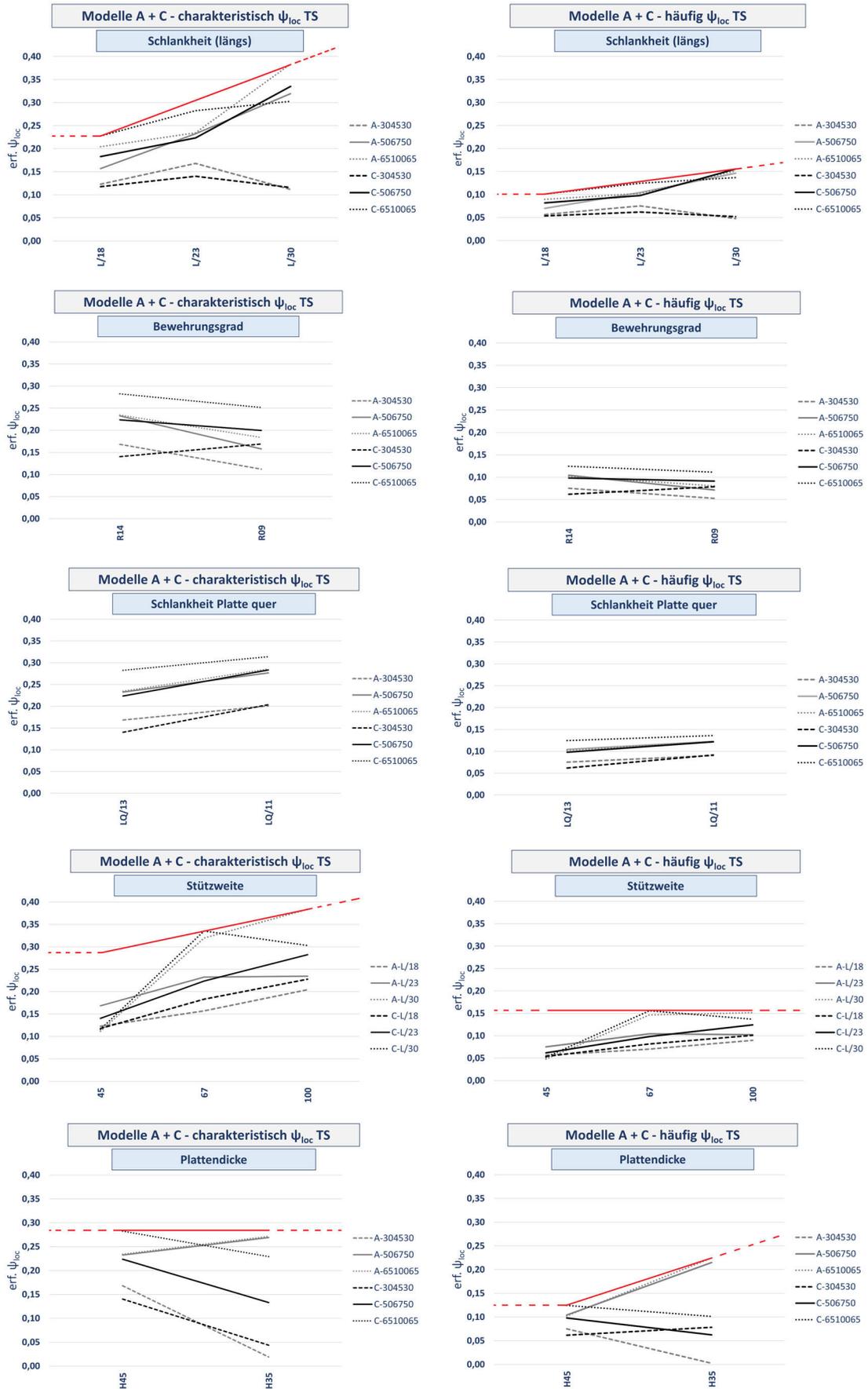


Abb. 6.5: Übersicht  $\psi_{loc}$  und der Einzelabhängigkeiten - Modelle A und C – Grenzlinie (rot)

Bei der charakteristischen Kombination ist jedoch eine deutliche Steigung zu erkennen – größere Stützweiten erfordern einen höheren Überlagerungsfaktor. Zu erklären ist dieser unterschiedliche Verlauf über die Kombinationsbeiwerte  $\psi$  gemäß [27] bei der Bildung der Bemessungssituationen. Die Flächenlast UDL hat einen überproportionalen Anstieg der Spannungen bei Steigerung der Stützweite zur Folge. Die Gesamtspannung der Bewehrung steigt daher tendenziell mit steigender Stützweite. Durch die deutliche Abminderung der gleichmäßig verteilten Flächenlast UDL auf 40 [%] in der häufigen Kombination fällt eine Steigerung der Stützweiten hier jedoch deutlich weniger ins Gewicht. Es gelten die weiteren Ausführungen bezüglich der Schlankheit in Längsrichtung analog. Bei der charakteristischen Kombination, Grundlage der GZT-Nachweise, sollte daher über eine obere Grenzlinie der variable Einfluss abgedeckt werden. Die Gerade wird über die zwei oberen Stützstellen bei den Stützweiten 67 [m] und 100 [m] gebildet. Am unteren Grenzwert wird die Gerade horizontal abgeknickt. Es wird somit eine bilineare Berücksichtigung vorgeschlagen.

Bezüglich der Plattendicke ist ein sehr inhomogener Verlauf festzustellen. Tendenziell wäre ein Verlauf von  $\psi_{loc}$  proportional zur Entwicklung der Plattendicke erwartbar – d.h. bei kleinerer Plattendicke sind aufgrund der deutlich größeren resultierenden lokalen Beanspruchungen auch nur kleinere Überlagerungsfaktoren notwendig. Diese Entwicklung wird allerdings von einigen Konfigurationen nicht bestätigt. Auf der sicheren Seite werden daher die obigen Grenzlinien definiert, um den Einfluss entsprechend abzudecken. Es ergeben sich eine bilineare Berücksichtigung für die häufige Kombination und eine Nichtberücksichtigung für die charakteristische Kombination. Hier macht sich vor allem die geringe Anzahl an ausgewerteten Plattendicken bemerkbar. Im Ausblick wird daher das Erfordernis weiterer Stützstellen zur Ableitung eines genaueren Parametereinflusses empfohlen.

### 6.2.2 Systeme B und E

Bei den Systemen ohne Stützquerträger ist die Ableitung der einzelnen Parameterabhängigkeiten komplexer (siehe Abb. 6.6). Das System E-152515 sticht durch ein sehr konträres Verhalten hervor und muss daher aus den kommenden Überlegungen ausgeschlossen werden (siehe Anhang J für beispielhafte Verläufe der Einzelabhängigkeiten unter Berücksichtigung von System E-152515). Dies ist jedoch aufgrund der geringen Brückenfläche dieser Brücken kleinerer Spannweite und der damit einhergehenden geringeren wirtschaftlichen Bedeutung akzeptabel.

Tendenziell liegen die Überlagerungsfaktoren höher als bei den Systemen mit Stützquerträger. Dies liegt an einem vergleichbaren Anteil der am globalen Modell ermittelten Spannungen  $\sigma_{s, glob}$  an den am Gesamtmodell ermittelten Spannungen. Diese konzentrieren sich auch bei den Systemen ohne Stützquerträger um die Hauptträger. Da aufgrund des fehlenden Stützquerträgers die negativen Plattenmomente in Brückenlängsrichtung (Zug auf der Oberseite) bei der lokalen Plattenberechnung deutlich kleiner ausfallen, liegt der Überlagerungsfaktor somit entsprechend höher.

Auch bei den Systemen ohne Stützquerträger hat die Schlankheit des Längssystems einen nennenswerten Einfluss auf den Überlagerungsfaktor. Die Ausführungen im vorherigen Unterabschnitt gelten hier analog. Es wird ebenfalls eine bilineare Berücksichtigung vorgeschlagen.

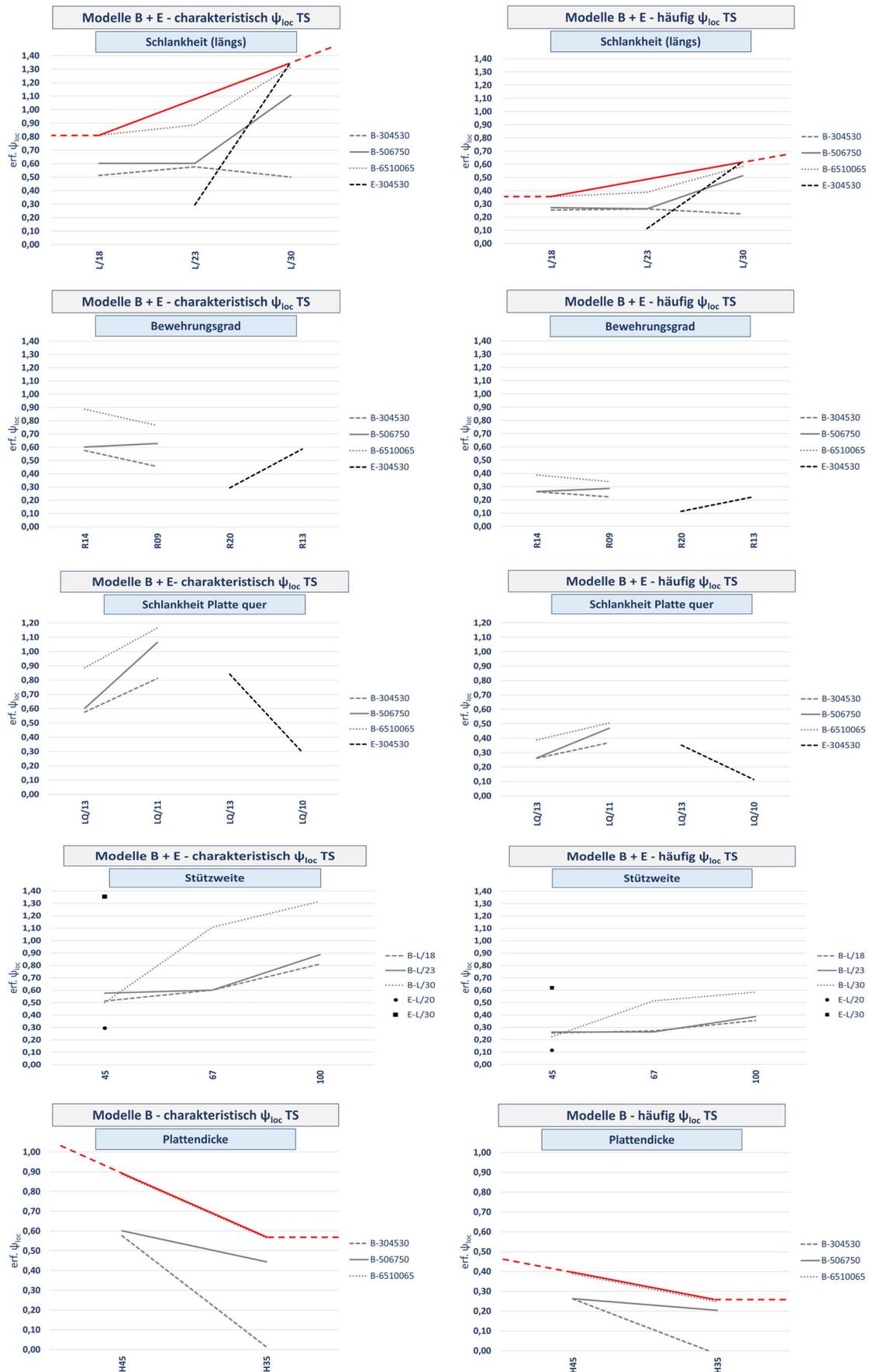


Abb. 6.6: Übersicht  $\psi_{loc}$  und der Einzelabhängigkeiten - Modelle B und E – Grenzlinie (rot)

Die Variation der Parameter Bewehrungsgrad und Schlankheit der Platte (quer) lassen keine Rückschlüsse zu. Die Kurven der System B und E verhalten sich hier gegenläufig. Aufgrund dieser mangelnden Gesetzmäßigkeit wird vorerst keine Berücksichtigung empfohlen. Diese Parameter bieten daher in zukünftigen Untersuchungen noch Potenzial zur Optimierung.

Die Stützweite bietet ebenfalls ein diffuseres Bild. Lässt sich für die Systeme B noch eine Abhängigkeit ähnlich den Systemen mit Stützquerträger erkennen, verlaufen die Systeme E wieder gegenläufig. Da der Maximalwert aus System E und B annähernd gleich ist, wird jedoch auch hier vorgeschlagen, diesen Parameter nicht explizit zu berücksichtigen.

Für die Plattendicke kann der schon in Abschnitt 6.2.1 vermutete Zusammenhang festgestellt werden. Bei kleinerer Plattendicke ergeben sich aufgrund der dann deutlich höheren lokalen Beanspruchungen kleinere Überlagerungsfaktoren. Dies ist plausibel und findet mittels eines bilinearen Ansatzes Einzug in das Überlagerungsmodell.

### 6.3 Ableitung Überlagerungsmodell Stützbereich

Bei der Ableitung des Überlagerungsmodells ist zu berücksichtigen, dass das generelle Niveau des durch das globale Modell abgedeckten Anteils an der gesamten Bewehrungsspannung sehr hoch liegt (siehe Abb. 6.3). Bis auf wenige Ausreißer immer jenseits der 80 – 85 [%] Marke. Etwaige Unschärfen oder konservative Festlegungen wirken sich daher nur auf die restlichen Prozente aus. Es kann somit von einem Überlagerungsmodell ausgegangen werden, welches eine entsprechende Sicherheit für den Nachweis garantiert.

Die allgemeinen Überlagerungsvorschriften ergeben sich dann gemäß den Formeln (6.2) und (6.3):

$$\sigma_s^{GZT} = \sigma_{s,glob}^{GZT} + \psi_{loc}^{GZT} \cdot \sigma_{s,loc}^{TS} \quad (6.2)$$

$$\sigma_s^{GZG} = \sigma_{s,glob}^{GZG} + \psi_{loc}^{GZG} \cdot \sigma_{s,loc}^{TS} \quad (6.3)$$

mit:

$\sigma_s^{GZT/GZG}$	Bemessungsspannung in der entsprechenden Kombination
$\sigma_{s,glob}^{GZT/GZG}$	Bemessungsspannung in der entsprechenden Kombination aus globalem Modell unter Berücksichtigung der entsprechenden $\psi$ -Werte nach [27]
$\sigma_{s,loc}^{TS}$	Bewehrungsspannung infolge Doppelachsen (TS) aus lokalem Modell
$\psi_{loc}^{GZT/GZG}$	Überlagerungsfaktor für lokale Beanspruchungen für die entsprechende Bemessungssituation

Generell werden vier Formeln zur Ermittlung des Überlagerungsfaktors für den Stützbereich abgeleitet. Unterschieden werden die Systeme mit und die Systeme ohne

Stützquerträger, sowie die charakteristische (Basis für GZT) und die häufige (maßgebend für GZG) Bemessungssituation.

Des Weiteren ist zu beachten, dass für die häufige Bemessungssituation (GZG) bei der Ermittlung der lokalen Beanspruchung für die Überlagerung, sowohl die gleichmäßig verteilte Flächenlast (UDL) als auch der Abminderungsfaktor  $\psi$  gemäß [27] nicht mehr zu berücksichtigen sind. Der Abminderungsfaktor  $\psi$  für die Doppelachse, ist bereits in dem für die häufige Bemessungssituation abgeleiteten Überlagerungsfaktor  $\psi_{loc}$  enthalten. Die globale Spannung in Längsrichtung  $\sigma_{s, glob}^{GZG}$  ist jedoch nach den üblichen Kombinationsregeln und unter Berücksichtigung der Abminderungsfaktoren gemäß [27] zu ermitteln.

Die Berechnung des Überlagerungsfaktors  $\psi_{loc}$  erfolgt nun gemäß der Formel (6.4). Hierbei wird ausgehend von dem identifizierten Basiswert (Maximalwert der berechneten Überlagerungsfaktoren) über Abminderungsterme der zu berücksichtigende Endwert berechnet. Eingang finden die in den vorherigen Unterabschnitten identifizierten Parameter Schlankheit (längs), Stützweite und Plattendicke. Gegebenenfalls fallen einige dieser Parameter bei den einzelnen Überlagerungen weg.

$$\psi_{loc}^{GZT/GZG} = \psi_{loc, Basis}^{GZT/GZG} - \Delta\psi_{loc}^{\lambda, GZT/GZG} - \Delta\psi_{loc}^{L, GZT/GZG} - \Delta\psi_{loc}^{h, GZT/GZG} \quad (6.4)$$

mit:

$\psi_{loc}^{GZT/GZG}$	Überlagerungsfaktor für lokale Beanspruchungen der entsprechenden Bemessungssituation
$\psi_{loc, Basis}^{GZT/GZG}$	Basiswert des Überlagerungsfaktors für lokale Beanspruchungen
$\Delta\psi_{loc}^{\lambda, GZT/GZG}$	Abminderungsterm zur Berücksichtigung der Schlankheit (längs)
$\Delta\psi_{loc}^{L, GZT/GZG}$	Abminderungsterm zur Berücksichtigung der Stützweite
$\Delta\psi_{loc}^{h, GZT/GZG}$	Abminderungsterm zur Berücksichtigung der Plattendicke

### 6.3.1 Systeme mit Stützquerträger

Formel (6.4) ergibt sich für die Systeme mit Stützquerträger zu Formeln (6.5) und (6.6).

$$\psi_{loc}^{GZT} = \psi_{loc, Basis}^{GZT} - \Delta\psi_{loc}^{\lambda, GZT} - \Delta\psi_{loc}^{L, GZT} \quad (6.5)$$

$$\psi_{loc}^{GZG} = \psi_{loc, Basis}^{GZG} - \Delta\psi_{loc}^{\lambda, GZG} - \Delta\psi_{loc}^{h, GZG} \quad (6.6)$$

Die Zusammenfassung sowie die Formel zur Ermittlung von  $\psi_{loc}$  für die Systeme mit Stützquerträger unter Berücksichtigung der im vorherigen Kapitel abgeleiteten Zusammenhänge ist in Abb. 6.7 aufgeführt.

Modelle A + C – Ermittlung $\psi_{loc}$		
Kombination	charakteristisch	häufig
Basiswert $\psi_{loc,Basis}^{GZT/GZG}$	0,38	0,22
Parameter	Berücksichtigung	
Schlankheit längs $\Delta\psi_{loc,\lambda,GZT/GZG}$	bilinear $0,0128 \cdot (30 - L/H)$	bilinear $0,0045 \cdot (30 - L/H)$
Bewehrungsgrad	ohne	ohne
Schlankheit quer	ohne	ohne
Stützweite $\Delta\psi_{loc,L,GZT/GZG}$	bilinear $0,0015 \cdot (100 - L)$	ohne
Plattendicke $\Delta\psi_{loc,h,GZT/GZG}$	ohne	bilinear $0,01 \cdot (h - 35)$

$\psi_{loc}^{GZT} = 0,38 - 0,0128 \cdot (30 - L/H) - 1,485 \cdot 10^{-3} \cdot (100 - L)$	L	Stützweite [m]
$\psi_{loc}^{GZG} = 0,22 - 4,5 \cdot 10^{-3} \cdot (30 - L/H) - 0,01 \cdot (h - 35)$	h	Plattendicke [cm]
	H	Verbundträgerhöhe [m]

$$\Delta\psi_{loc}^{\lambda,GZT} \leq 0,154$$

$$\Delta\psi_{loc}^{\lambda,GZG} \leq 0,054$$

$$\Delta\psi_{loc}^{L,GZT} \leq 0,082$$

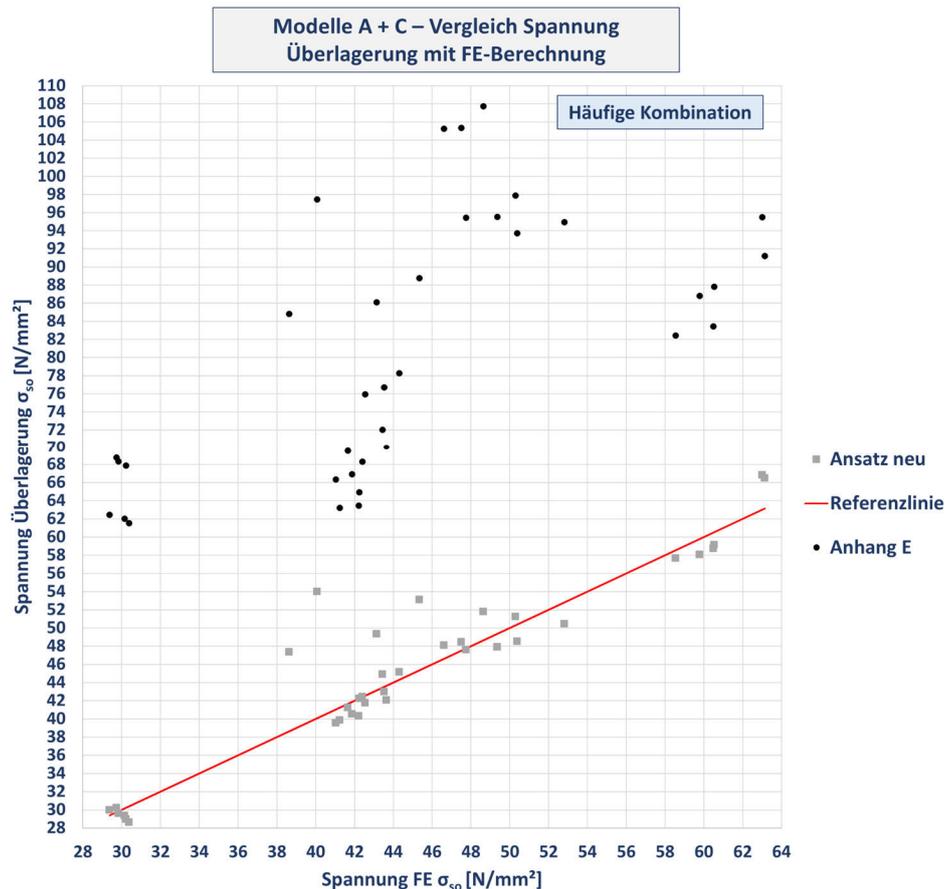
$$\Delta\psi_{loc}^{h,GZG} \leq 0,100$$

**Abb. 6.7:** Zusammenfassung Ermittlung Überlagerungsfaktor  $\psi_{loc}$  für Systeme mit SQT

Das Überlagerungsmodell für Systeme mit Stützquerträger ist durch den gewählten Parameterbereich für Stützweiten zwischen 45 und 100 [m] abgeleitet worden. Aufgrund der deutlich steigenden Bedeutung der gleichmäßig verteilten Flächenlasten (Ausbau, UDL etc.) bei steigender Stützweite, nimmt der Einfluss lokaler Beanspruchungen jedoch ab, vor allem im GZT. Aus sicherheitstechnischer Sicht scheint daher die Verwendung dieses Überlagerungsmodells auch für größere Stützweiten denkbar. Das Randfeld wurde mit einer Stützweite von 30 [m] gewählt. Legt man die gängige Momentenlinie zugrunde, kann von einem Momentennulldurchgang bei  $0,85 \cdot$  der Feldweite ausgegangen werden. Dies entspricht einer Innenfeldlänge von ca. 35 [m]. Es gelten daher die unteren Grenzstützweiten von 30 [m] für das Randfeld und 35 [m] für ein Innenfeld.

Die Ergebnisse mit der oben definierten Überlagerungsvorschrift treffen die genaueren Ergebnisse des Gesamtmodells deutlich besser als die bisherige Überlagerung gemäß Anhang E aus [36]. In Anhang K ist eine Gegenüberstellung der Ergebnisse für die zwei betrachteten Bemessungssituationen aufgeführt. Der Mittelwert liegt in der charakteristischen Kombination bei 1,032, der 5 [%] - Quantilwert bei 0,982. Für die häufige Kombination ergibt sich der Mittelwert zu 1,017 und der 5 [%] - Quantilwert zu 0,955. Die leichte Unterschreitung erscheint aufgrund der vorhandenen Reserven akzeptabel.

Deutlich wird die Verbesserung des neuen Ansatzes in Abb. 6.8. Hier ist auf der Y-Achse der berechnete Wert der Bewehrungsspannung mit der Überlagerung dem berechneten Wert des Gesamtmodells auf der X-Achse für die häufige Kombination gegenübergestellt. Die rote Linie bildet die 100 [%] Referenzlinie ab. Je näher also der Datenpunkt an der roten Linie liegt, desto besser ist die Übereinstimmung mit der Referenzberechnung am Gesamtmodell. Klar erkennbar liegen die Datenpunkte der neuen Überlagerung signifikant näher an der Referenzlinie. Bei den geringfügigen Unterschreitungen handelt es sich um maximal 3 [N/mm<sup>2</sup>].



**Abb. 6.8:** Vergleich mit Überlagerung berechnete Bewehrungsspannung  $\sigma_{so}$  [N/mm<sup>2</sup>] zu Gesamtmodell – Modelle A und C – häufige Kombination

### 6.3.2 Systeme ohne Stützquerträger

Formel (6.4) ergibt sich für die Systeme ohne Stützquerträger zu Formeln (6.7) und (6.8).

$$\psi_{loc}^{GZT} = \psi_{loc,Basis}^{GZT} - \Delta\psi_{loc}^{\lambda,GZT} - \Delta\psi_{loc}^{h,GZT} \quad (6.7)$$

$$\psi_{loc}^{GZG} = \psi_{loc,Basis}^{GZG} - \Delta\psi_{loc}^{\lambda,GZG} - \Delta\psi_{loc}^{h,GZG} \quad (6.8)$$

Die Zusammenfassung sowie die Formel zur Ermittlung von  $\psi_{loc}$  für die Systeme mit Stützquerträger unter Berücksichtigung der im vorherigen Kapitel abgeleiteten Zusammenhänge ist in Abb. 6.9 aufgeführt.

Durch den Entfall der Berücksichtigung des Systems E-152515 gelten für die Überlagerungsvorschrift bei Systemen ohne Stützquerträger die gleichen Grenzstützweiten wie bei Systemen mit Stützquerträger. Es sind dies die unteren Grenzstützweiten von 30 [m] für das Randfeld und 35 [m] für ein Innenfeld.

Die auf Basis der obigen Überlagerungsvorschrift erzielten Ergebnisse treffen die genaueren Ergebnisse des Gesamtmodells ähnlich der bisherige Überlagerung gemäß Anhang E aus [36]. Jedoch basieren die Ergebnisse nun auf einem konstruktionsstimmigeren Modell und einer nachvollziehbaren Grundlage. In Anhang K ist eine Gegenüberstellung der Ergebnisse für die zwei betrachteten Bemessungssituationen aufgeführt. Der Mittelwert liegt in der charakteristischen Kombination bei 1,044, der

5 [%] - Quantilwert bei 0,978. Für die häufige Kombination ergibt sich der Mittelwert zu 1,128 und der 5 [%] - Quantilwert zu 1,034. Die leichte Unterschreitung erscheint aufgrund der vorhandenen Reserven als akzeptabel.

Modelle B + E – Ermittlung $\psi_{loc}$		
Kombination	charakteristisch	häufig
Basiswert $\psi_{loc,Basis}^{GZT/GZG}$	1,35	0,62
Parameter		
	Berücksichtigung	
Schlankheit längs $\Delta\psi_{loc}^{\lambda,GZT/GZG}$	bilinear $0,045 \cdot (30 - L/H)$	bilinear $0,022 \cdot (30 - L/H)$
Bewehrungsgrad	ohne	ohne
Schlankheit quer	ohne	ohne
Stützweite	ohne	ohne
Plattendicke $\Delta\psi_{loc}^{h,GZT/GZG}$	bilinear $0,033 \cdot (45 - h)$	bilinear $0,014 \cdot (45 - h)$

$\Delta\psi_{loc}^{\lambda,GZT} \leq 0,54$
$\Delta\psi_{loc}^{\lambda,GZG} \leq 0,26$
$\Delta\psi_{loc}^{h,GZT} \leq 0,43$
$\Delta\psi_{loc}^{h,GZG} \leq 0,14$

$\psi_{loc}^{GZT} = 1,35 - 0,045 \cdot (30 - L/H) - 0,033 \cdot (45 - h)$	L Stützweite [m]
$\psi_{loc}^{GZG} = 0,62 - 0,022 \cdot (30 - L/H) - 0,014 \cdot (45 - h)$	h Plattendicke [cm]
	H Verbundträgerhöhe [m]

Abb. 6.9: Zusammenfassung Ermittlung Überlagerungsfaktor  $\psi_{loc}$  für Systeme ohne SQT

### 6.3.3 Optimierung in Bezug auf die Anwenderfreundlichkeit

Gleichungen mit vielen empirisch ermittelten Faktoren bieten immer das Risiko von Missinterpretation und berechtigtem Zweifel. Um dieses Fehlerpotenzial zu umgehen, wird im nachfolgenden eine Auswertung durchgeführt, welche zur Ermittlung des Überlagerungsfaktors  $\psi_{loc}$  nicht mehr die einzelnen Parameter, sondern nur den Basiswert berücksichtigt.

#### Systeme mit Stützquerträger

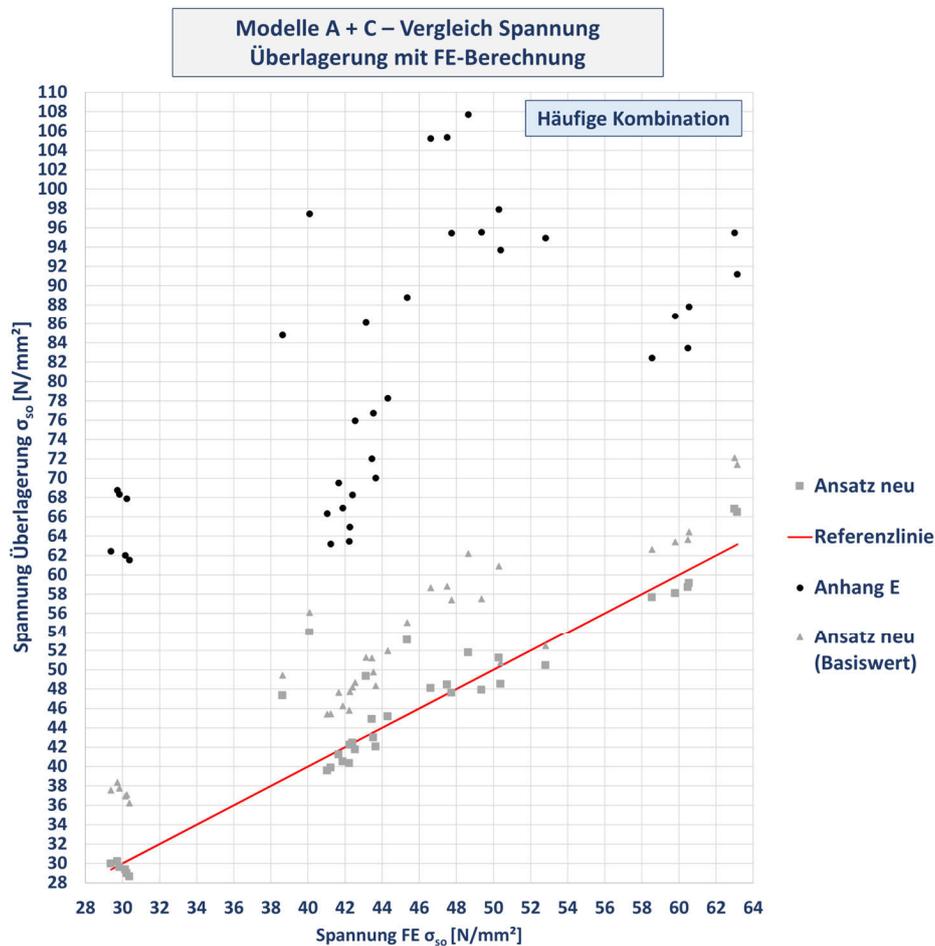
Die entsprechenden Überlagerungsvorschriften ergeben sich dann gemäß den Formeln (6.9) und (6.10) zu:

$$\sigma_s^{GZT} = \sigma_{s,glob}^{GZT} + 0,38 \cdot \sigma_{s,loc}^{TS} \tag{6.9}$$

$$\sigma_s^{GZG} = \sigma_{s,glob}^{GZG} + 0,22 \cdot \sigma_{s,loc}^{TS} \tag{6.10}$$

Abb. 6.10 zeigt exemplarisch die Korrelation zwischen den Bewehrungsspannungen des Gesamtmodells und der Überlagerungsvorschriften für die Systeme mit Stützquerträger in der häufigen Kombination. Es zeigt sich, dass die Überlagerung nur mittels des Basiswertes immer noch deutlich bessere Ergebnisse liefert als der bekannte Anhang E. Jedoch verliert die Überlagerung nur mittels des Basiswertes an Schärfe, was gleichbedeutend mit einem gewissen Verlust an Wirtschaftlichkeit ist. Allerdings wird mit dieser Variante auch die minimale Unsicherheit gegenüber der vorherigen Überlagerungsvorschrift ausgeräumt. In Anhang L ist eine Gegenüberstellung der Ergebnisse für die zwei betrachteten Bemessungssituationen aufgeführt. Der Mittelwert liegt nun in der charakteristischen Kombination bei 1,12, der 5 [%] - Quantilwert bei 1,00.

Für die häufige Kombination ergibt sich der Mittelwert zu 1,17 und der 5 [%] - Quantilwert zu 1,01.



**Abb. 6.10:** Vergleich mit Überlagerung (Basiswert) berechnete Bewehrungsspannung  $\sigma_{s0}$  [N/mm<sup>2</sup>] zu Gesamtmodell – Modelle A und C – häufige Kombination

### Systeme ohne Stützquerträger

Bei den Systemen ohne Stützquerträger ergeben sich die entsprechenden Überlagerungsvorschriften dann gemäß den Formeln (6.11) und (6.12) zu:

$$\sigma_s^{GZT} = \sigma_{s,glob}^{GZT} + 1,35 \cdot \sigma_{s,loc}^{TS} \quad (6.11)$$

$$\sigma_s^{GZG} = \sigma_{s,glob}^{GZG} + 0,62 \cdot \sigma_{s,loc}^{TS} \quad (6.12)$$

In Abb. L.2 ist eine Gegenüberstellung der Ergebnisse für die zwei betrachteten Bemessungssituationen aufgeführt. Der Mittelwert liegt in der charakteristischen Kombination bei 1,12, der 5 [%] - Quantilwert bei 1,01. Für die häufige Kombination ergibt sich der Mittelwert zu 1,20 und der 5 [%] - Quantilwert zu 1,07. Die Überlagerung nur mittels des Basiswertes liefert nun durchweg höhere Ergebnisse als der bekannte Anhang E [36]. Im Einzelfall reicht der Faktor gegenüber der genauen FE-Berechnung am Gesamtmodell nun bis ca. 1,48. Dies entspricht einer bis zu 50 [%]-igen Überschätzung der ermittelten Spannungen. Der Mittelwert in der meist maßgebenden

häufigen Kombination verschlechtert sich durch die Vereinfachung des Überlagerungsmodells gegenüber der FE-Rechnung um ca. 7 [%]. Dies bedeutet, dass zwar die Genauigkeit etwas abnimmt, mit 5 [%] - Quantilwerten von 1,01 und 1,07 jedoch immer noch eine vertretbare Abweichung vorhanden ist.

#### 6.4 Hinweise zur Überlagerung Feldbereich

Bei Systemen ohne Querträger deckt die am globalen Modell ermittelte Bewehrungsspannung  $\sigma_{s,o,glob}$  die am Gesamtmodell ermittelte Spannung in der oberen Lage annähernd komplett ab. Die kleine Unterschreitung des 5 [%] – Quantilwertes ist aufgrund des geringen Lastniveaus nachrangig. Eine Überlagerung von globaler und lokaler Beanspruchung ist hier nicht notwendig. Aufgrund des oftmals fehlenden Eigengewichtverbundes, der primären und sekundären Schwindauswirkungen, der Temperaturbeanspruchungen, sowie der Verkehrslaststellungen kann es auch im Mittelfeld zu resultierenden Zugspannungen in der Stahlbetonfahrbahnplatte kommen. Hier ist dann gemäß [38] auch eine entsprechende Mindestbewehrung erforderlich.

Wird, bei Systemen mit Querträgern, der Feldbereich bei separater Modellierung, wie in Kapitel 3 empfohlen, über ein Plattensystem mit Stablagerung abgebildet, werden die Bewehrungsspannungen in Längsrichtung infolge lokaler Radlasten sowohl in der unteren Lage zwischen den Querträgern als auch in der oberen Lage über den Querträgern ausreichend genau ermittelt. Das Spannungsniveau infolge Verkehrs aus der globalen Berechnung ist als gering einzustufen. Aufgrund der meist vorhandenen Mindestbewehrung (siehe obiger Hinweis), kann hier ein auf der sicheren Seite liegender Nachweis der Spannungen in beiden Bewehrungslagen über die einfache Addition der am lokalen Modell ermittelten Spannung infolge Verkehrs mit der am globalen Modell ermittelten Spannungen (infolge aller Lastfälle) erzielt werden, ohne sehr unwirtschaftlich zu sein.

Überlagerung globale und lokale Beanspruchungen im Feldbereich	
<ul style="list-style-type: none"> <li>▪ Bewehrungsspannung aus globaler Berechnung im GZT und GZG (entsprechende Kombinationsbildung gemäß EN 1990)</li> <li>▪ Bei Systemen ohne Querträger keine Überlagerung mit Bewehrungsspannung aus lokalem Modell für obere Lage erforderlich</li> <li>▪ Bei Systemen mit Querträgern und bei Systemen ohne Querträgern in der unteren Lage, Überlagerung mit Bewehrungsspannung infolge Verkehr (TS+UDL) aus lokalem Modell (bei lokalem Modell übliche Berücksichtigung von <math>\psi</math>-Beiwerten gemäß EN 1990)</li> </ul>	
<b>Systeme ohne Querträger</b>	<b>Systeme mit Querträger</b>
$\sigma_{s,o}^{GZT/GZG} = \sigma_{s,o,glob}^{GZT/GZG} \quad (6.13a)$	$\sigma_{s,o}^{GZT/GZG} = \sigma_{s,o,glob}^{GZT/GZG} + \sigma_{s,o,loc}^{GZT/GZG} \quad (6.14a)$
$\sigma_{s,u}^{GZT/GZG} = \sigma_{s,u,glob}^{GZT/GZG} + \sigma_{s,u,loc}^{GZT/GZG} \quad (6.13b)$	$\sigma_{s,u}^{GZT/GZG} = \sigma_{s,u,glob}^{GZT/GZG} + \sigma_{s,u,loc}^{GZT/GZG} \quad (6.14b)$

**Abb. 6.11:** Handlungsempfehlungen für die Überlagerung im Feldbereich



## 7 Schlussbemerkung

### 7.1 Zusammenfassung

Balkenbrücken in Stahlverbundbauweise bieten eine generell als wirtschaftlich anzusehende Möglichkeit der Überführung von Straßen über Hindernisse. Es werden die Vorteile beider Baustoffe, hohe Festigkeit und Duktilität des Stahls und hohe Druckfestigkeit des Betons, optimal verknüpft. Im Verhältnis zu den orthotropen Fahrbahnplatten reiner Stahlbrücken ist vor allem die deutlich höhere Robustheit von Stahlbetonfahrbahnplatten bezogen auf die ermüdungswirksamen hohen Einzellasten (Doppelachsen) zu nennen. In Bereichen negativer Momente, lokaler Plattenbiegemomente und durch die systembedingte Schwindbehinderung, treten Zugbeanspruchungen in den Fahrbahnplatten auf, welche durch Bewehrung abgedeckt werden müssen. Diese dient zum einen der Sicherstellung der Tragfähigkeit (Fließkriterium), zum anderen über die Begrenzung der Rissbreite der Sicherstellung der Dauerhaftigkeit. Dieser letztgenannte Nachweis bestimmt maßgeblich den Bewehrungsgehalt in Brückenlängsrichtung. Daher ist eine möglichst genaue Ermittlung des Beanspruchungsniveaus unbedingt erforderlich für die wirtschaftliche Auslegung der Bewehrung.

Um dies zu erreichen, wurden im Rahmen dieser Arbeit folgende fragliche Punkte untersucht:

Erstens die in der Brückenbaupraxis uneinheitliche Herangehensweise zur Modellbildung solcher Verbundbrücken. Zweitens zeigte sich, dass die Berücksichtigung des Tension-Stiffening-Effektes über den pauschalen Zusatzterm  $\Delta\sigma_s$  gemäß [38] einen enormen Anteil an der zulässigen Spannung im Bewehrungsstahl aufzehren kann, teilweise mehr als aus dem globalen Lastabtrag berechnet wurde. Und drittens die bisherige Überlagerungspraxis gemäß Anhang E [36], welche für orthotrope Fahrbahnplatten aus Stahl hergeleitet wurde, jedoch auch für die Bemessung der Stahlbetonfahrbahnplatten berücksichtigt wird.

Zur Beantwortung dieser drei Fragen wurden in Kapitel 2 zunächst die Grundlagen in Bezug auf die heute gültigen Lastannahmen und die Überlagerungen dargestellt. Über einen Abgleich mit den auf der Straße tatsächlich befindlichen Lasten, hierfür wurde eine Auswertung verschiedener Achslastmessstellen der bast vorgenommen, ergab sich eine deutliche Reserve des bei der Überlagerung anzusetzenden Lastmodells auf Gebrauchslastniveau. Diese Sicherheiten sollen nun nicht über die Reduktion von anzusetzenden Lasten aufgebraucht werden, bieten aber eine gewisse Freizügigkeit bei der Festlegung einzelner Ansätze des neuen Überlagerungsmodells.

Weiterhin wurde der heutige Stand der Technik und Praxis bei der Modellbildung von Brückenbauwerken zusammengetragen und bewertet. Es zeigte sich auch hier eine deutliche Vielfalt an Modellierungsstrategien für teilweise gleiche Fragestellungen. Darauf aufbauend wurden im anschließenden Kapitel 3 eigene Untersuchungen zur Erfassung des Tragverhaltens in Längs- und Querrichtung und zur Berücksichtigung des Tension-Stiffening-Effektes durchgeführt. Zusammengefasst wurden die Ergebnisse in eindeutigen Handlungsempfehlungen zur Modellbildung, welche auch in Abb. 7.1

aufgeführt sind. Es lässt sich resümieren, dass zur Abbildung des Tragverhaltens in Längsrichtung das 3-Stab-Trägerrostmodell hinreichend genau ist und ein gutes Verhältnis von Aufwand zu erzielten Ergebnissen liefert. Das Tragverhalten in Querrichtung, oder auch das lokale Tragverhalten, lässt sich gut über separate Plattensysteme abbilden. Hierfür ist im Stützbereich aufgrund der nahezu nicht vorhandenen Verformungen eine starre Lagerung passend. Für den Feldbereich bietet eine Lagerung mittels Stäben die genaueste Übereinstimmung mit dem Gesamtmodell. Es wird so auch die Lastausbreitung unter konzentrierten Einzellasten (Radlasten) in Längsrichtung gut abgebildet.

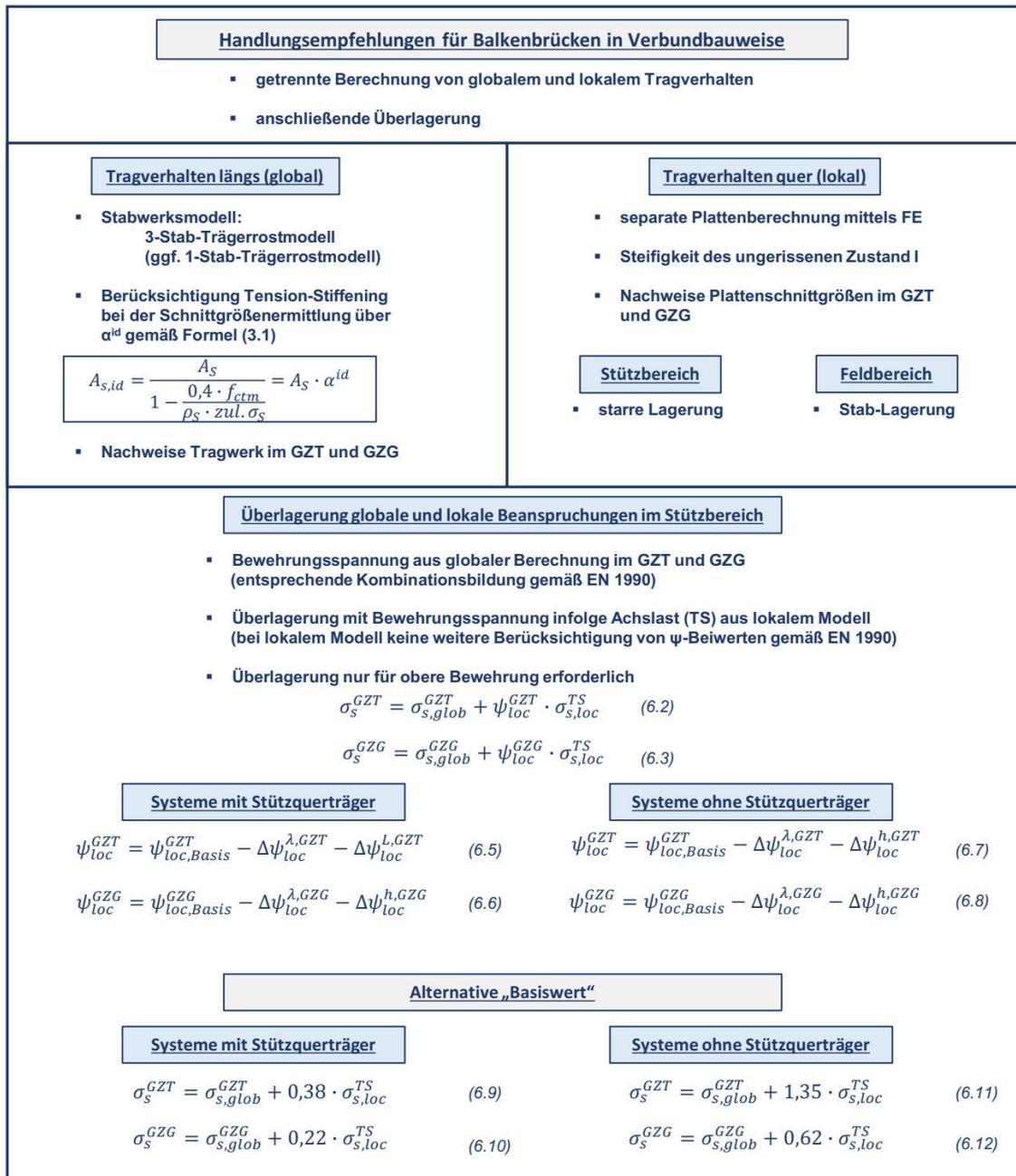
Weiterhin wurde aufgezeigt und somit Forschungsfrage zwei entsprechend beantwortet, dass eine Berücksichtigung des Tension-Stiffening-Effektes, durch Ansatz einer ideellen Bewehrungsfläche  $A_{s,id}$ , schon bei der Schnittgrößenermittlung gegenüber dem pauschalen Zusatzterm als deutlich wirtschaftlicher einzustufen ist. Hierfür wurden bestehende Ansätze aus der Literatur und vergangenen Normung an das heutige Sicherheitsniveau angepasst und bei verschiedenen Brückenberechnungen berücksichtigt. Generell wird über eine in Abhängigkeit der Bewehrungsverhältnisse fiktiv erhöhte Steifigkeit im Stützbereich die Schnittgrößenumlagerung aufgrund der Rissbildung in den Feldbereich begrenzt. Dies führt zu erhöhten Beanspruchungen im Stützbereich und berücksichtigt so die Zusatzspannungen infolge der Zugversteifung.

Kapitel 4 befasst sich mit den durchgeführten Monitoringmaßnahmen an zwei Balkenbrücken in Verbundbauweise. Diese waren ein einzelliger Brückenhohlkasten mit oben liegender Fahrbahn, Talbrücke Ganslandsiepen, und eine zweizellige Hohlkastenbrücke mit ebenfalls obenliegender Stahlbetonfahrbahnplatte, K33/34 Leverkusen. Es wurden Dehnungsmessstreifen an den Stahlträgern und Stahlbetonfahrbahnplatten appliziert und die Systemantwort der Brücke im Regelverkehr und bei einer gezielten Probelastung aufgezeichnet. Über die Analyse der gemessenen Dehnungen sowie der begleitenden Finite-Element-Berechnungen konnten Rückschlüsse auf den Tragwerkszustand und das Tragverhalten in Quer- und Längsrichtung gewonnen werden. Die gewählten Ansätze der numerischen Modellbildung konnten bestätigt werden und dienen somit als Grundlage für die numerischen Berechnungen in Kapitel 5. Mit den Erkenntnissen der Kapitel 2 und 3 wurde eine eindeutige Empfehlung zur korrekten Abbildung der Rissbildung in der Modellierung von Verbundbrücken erarbeitet.

Die Kapitel 5 und 6 befassen sich mit der letzten offenen Frage zur Ableitung eines konstruktionstyp-stimmigen Überlagerungsmodells für Verbundbrücken. Hierbei sind die Grundlagen der Parameterstudie bezogen auf die Modellbildung, die Lastaufbringung, die Lagerung und die gewählten Parameter in Kapitel 5 aufgezeigt. Anhand erster Auswertungen konnten allgemeine Aussagen zum Tragverhalten in Längs- und Querrichtung der untersuchten Brücken getroffen werden. Über Sensitivitätsanalysen wurden weiterhin verschiedene Ansätze untersucht und beurteilt.

Die Ableitung des abschließenden Überlagerungsmodells für den Stützbereich für Balkenbrücken in Verbundbauweise wurde schließlich in Kapitel 6 durchgeführt. Auf Basis einer Analyse der Abhängigkeit gegenüber einzelnen variierten Parametern konnten die maßgebenden Einflüsse herausgearbeitet und in der Überlagerungsvorschrift berücksichtigt werden. Zusammenfassend ergeben sich

verschiedene Überlagerungen für Modelle mit und für Modelle ohne Stützquerträger, jeweils für die unterschiedlichen maßgebenden Bemessungssituationen im GZG und GZT. Die endgültigen Überlagerungsvorschriften sind in Abb. 7.1 zusammengefasst. Die Ergebnisse zeigen gegenüber der bisherigen Überlagerung gemäß Anhang E [36] eine deutlich gesteigerte Übereinstimmung mit dem Gesamtmodell und basieren zudem auf einer Analyse des Tragverhaltens von Verbundbrücken. Für den Feldbereich werden weiterführende Hinweise gegeben. Auch diese letzte Forschungsfrage wurde somit beantwortet.



**Abb. 7.1:** Zusammenfassung der Handlungsempfehlungen für Balkenbrücken in Verbundbauweise

## 7.2 Ausblick

Durch die gewählten Brückenquerschnitte und variierten Parameter wurde versucht, ein möglichst breites Spektrum an heute üblichen Verbundbrückenkonfigurationen abzudecken. Naturgemäß sind die Querschnitte so mannigfaltig wie die Aufgabe der Brücke und können somit nicht alle Berücksichtigung in einer solchen Betrachtung finden. Es wurde sich daher bewusst auf wenige repräsentative Konfigurationen beschränkt, um die resultierenden Abhängigkeiten besser nachvollziehen zu können. Es ist jedoch auch klar festzuhalten, dass die Allgemeingültigkeit und damit letztendlich auch die Sicherheit der getroffenen Aussagen steigen, je breiter die Modellbasis der Untersuchungen ist. Es wird daher empfohlen, ggf. in der weiterführenden Forschung, zusätzliche Querschnittsgestaltungen zu untersuchen. Dies betrifft zuvorderst weitere offene Querschnitte im unteren Stützweiten-Bereich, sowie einzellige Hohlkästen. Auch eine größere Bandbreite der Plattendicken würde zusätzliche Qualität in die abgeleiteten Zusammenhänge bringen.

Für die Abminderung der Schubsteifigkeit im gerissenen Bereich wurden Annahmen auf Basis verschiedener Literaturquellen getroffen. Über eine Sensitivitätsanalyse wurde unter Berücksichtigung einer abgeschätzten Grenzsteifigkeit ein gewisser Einfluss der angesetzten Schubsteifigkeit auf die Berechnungsergebnisse konstatiert. Eine mögliche Anpassung des Überlagerungsmodells könnte auf Basis eines Modellfaktors unkompliziert erfolgen, hierzu fehlt allerdings die belastbare wissenschaftliche Grundlage, welche Schubsteifigkeit letztendlich angesetzt werden sollte. Forschung auf diesem Gebiet bietet die Möglichkeit etwaige Schwächen des Modells auszumerzen, bzw. die Wirtschaftlichkeit noch weiter zu steigern. Ein Sicherheitsrisiko liegt aufgrund der vorhandenen Reserven jedoch nicht vor.

Die durchgeführten Untersuchungen beschränken sich auf Brücken ohne nennenswerte Krümmung im Grundriss. Zwar wurden die Betrachtungen ausschließlich an Brückensystemen mit einem geraden Verlauf durchgeführt, doch eine Übertragung auf mäßig schwach gekrümmte Brücken scheint, vor allem in Bezug auf die vorhandenen last- und modellseitigen Sicherheiten, vertretbar. Nicht anwendbar sind die gezogenen Rückschlüsse allerdings auf im Grundriss stark gekrümmte Brücken. Diese weisen aufgrund der Kopplung von Biegung und Torsion ein anderes Tragverhalten auf (siehe auch *WEHNERT-BRIGDAR* [101]), welches die Lastverteilung und somit die resultierenden Spannungen beeinflusst. Dies hat sich durch die Monitoringmaßnahme am Kreuz Leverkusen bestätigt. Diese Brücken verschiedener Krümmungen könnten aber über eine Erweiterung der Parameterstudie berücksichtigt werden.

Aus den in Abschnitt 6.1.3 dargelegten Gründen, erfolgte die Ableitung des Überlagerungsmodells unter Berücksichtigung von am lokalen Modell ermittelten Spannungen infolge der Doppelachse (TS) des aktuellen Lastmodells. Weitere Untersuchungen zum gewählten Lastmodell unter Berücksichtigung von in situ gemessenen, wirklich resultierenden lokalen Spannungen infolge Radlasten, wären sinnvoll. Eine wirklichkeitsnähere Abbildung dieser Lasten könnte so den Genauigkeitsgrad der berechneten Spannungen erhöhen und bietet daher weiteres Optimierungspotenzial für die Überlagerung.

## Literaturverzeichnis

- [1] ADAM, V.; HARTEK, M.; HEGGER, J.; MAURER, R.; ROMBACH, G. A.; STAKALIES, E.; TECUSAN, R.; WENTZEK, L.; ZILCH, K. (2020): *Querkrafttragfähigkeit von Stahlbetonfahrbahnplatten ohne Querkraftbewehrung von Brücken im Bestand unter vorwiegend konzentrierten Radlasten* in: *Bauingenieur* 95(11), S. 419–429.
- [2] ALBRECHT, G.; RUTNER, M.; KURITA, A.; OHYAMA, O. (2004): *Modifikation des DIN-Fachberichtes 104 hinsichtlich der Berechnung des Langzeit-Tension Stiffening* in: *Stahlbau* 73(9), S. 648–655.
- [3] bast (2018) *Karte - tägliche Lastmenge je Richtung (Hochrechnung) und Lagen der Achslastmessstellen* [online]. Bundesanstalt für Straßenwesen. [https://www.bast.de/DE/Statistik/Achslast/Achslast\\_node.html](https://www.bast.de/DE/Statistik/Achslast/Achslast_node.html) [Zugriff am: 10. Jan. 2023].
- [4] BAUER, T.; MÜLLER, M.; HENSEL, T.; LEINWEBER, J.; LUBINSKI, S. (2019): *Verbundbrückenbau nach Eurocode*. 2. Aufl. Berlin: Beuth Verlag GmbH.
- [5] BLAU, N.; NAUJOKS, B. (2022): *Untersuchungen zur Steifigkeit von Querrahmenanschlüssen bei Verbundbrücken* in: *Stahlbau* 91(12), S. 784–792.
- [6] BODE, H. (1998): *Euro-Verbundbau – Konstruktion und Berechnung*. 2. Aufl. Düsseldorf: Werner Verlag.
- [7] BOGATH, J.; BERGMEISTER, K. (1999): *Neues Lastmodell für Straßenbrücken* in: *Bauingenieur* 74(6), S. 270–277.
- [8] DIN 18800-5: *Stahlbauten – Teil 5: Verbundtragwerke aus Stahl und Beton - Bemessung und Konstruktion*. 01-1999.
- [9] BÖNING (2013): *Entwicklung einer geschlossenen Vorgehensweise zur Ermittlung von Beanspruchungen von Brückenbauwerken infolge Straßenverkehr* [Dissertation]. Bauhaus Universität Weimar.
- [10] BRAML (2010): *Zur Beurteilung der Zuverlässigkeit von Massivbrücken auf Grundlage der Ergebnisse von Überprüfungen am Bauwerk* [Dissertation]. Universität der Bundeswehr München.
- [11] BRAML, T.; KEUSER, M. (2009): *Beurteilung der Tragfähigkeit von geschädigten Stahlbetonbrücken auf Grundlage der Ergebnisse einer Bauwerksprüfung* in: *Beton- und Stahlbetonbau* 104(5), S. 256–261. <https://doi.org/10.1002/best.200900670>
- [12] Bundesanstalt für Straßenwesen (2011): *Anpassung von DIN-Fachberichten "Brücken" an Eurocodes – Berichte der Bundesanstalt für Straßenwesen*. B 77.
- [13] Bundesministerium der Justiz und für Verbraucherschutz (26.04.2012): *Straßenverkehrs-Zulassungs-Ordnung – StVZO*.
- [14] Bundesministerium für Verkehr und digitale Infrastruktur (11-2012): *Allgemeines Rundschreiben Straßenbau Nr. 22/2012 – ARS 22/2012*.

- [15] Bundesministerium für Verkehr und digitale Infrastruktur (05-2011): *Richtlinie zur Nachrechnung von Straßenbrücken im Bestand – Nachrechnungsrichtlinie.*
- [16] Bundesministerium für Verkehr und digitale Infrastruktur (2014): *Verkehrverflechtungsprognose 2030 sowie Netzumlegungen auf die Verkehrsträger – Los 4: Netzumlegung Straßenverkehr - Ergebnisbericht.*
- [17] BUSCHMEYER, W.; SCHNELLENBACH-HELD, M.; LUBASCH, P. (2009): Teil 2: *Schwerlastverkehr auf Bundesfernstraßen – Erfassung, Erhaltungsbedarf für Brücken* in: Bundesanstalt für Straßenwesen [Hrsg.] *Auswirkungen des Schwerlastverkehrs auf die Brücken der Bundesfernstraßen: Berichte der Bundesanstalt für Straßenwesen.* Bergisch-Gladbach, S. 63–132.
- [18] CALDENTEY, A.; PEIRETTI, H.; IRIBARREN, J.; SOTO, A. (2013): *Cracking of RC members revisited: influence of cover,  $\phi$ /ps,ef and stirrup spacing - an experimental and theoretical study* in: *Structural Concrete* 14(1), S. 69–78.
- [19] MC 1990 (1991): *Model Code 1990.*
- [20] ENV 1991-3 (1995): *Eurocode 1 - Grundlagen der Tragwerksplanung und Einwirkungen auf Tragwerke – Teil 3: Verkehrslasten auf Brücken.*
- [21] DAfStb (2019): *Hilfsmittel zur Schnittgrößenermittlung und besonderen Detailnachweisen bei Stahlbetontragwerken.* Heft 631.
- [22] DIN 1073 (01-1928): *Berechnungsgrundlagen für eiserne Straßenbrücken.*
- [23] DIN 1075 (08-1930): *Berechnungsgrundlagen für massive Brücken.*
- [24] 18800-5 (1999): *E DIN 18800-5 - Stahlbauten – Teil 5: Verbundtragwerke aus Stahl und Beton.*
- [25] DIN FB 101 (2003): *Einwirkungen auf Brücken.*
- [26] DIN EN 1991-2 (12-2010): *Eurocode 1: Einwirkungen auf Tragwerke – Teil 2: Verkehrslasten auf Brücken.*
- [27] DIN EN 1990 (12-2010): *Eurocode: Grundlagen der Tragwerksplanung – Deutsche Fassung EN 1990:2002.* Berlin: Beuth Verlag GmbH.
- [28] DIN EN 1991-2/NA (08-2012): *Nationaler Anhang - Eurocode 1: Einwirkungen auf Tragwerke – Teil 2: Verkehrslasten auf Brücken.*
- [29] DIN 1072 (06-1952): *Straßen- und Wegbrücken – Lastannahmen.*
- [30] DIN 1072 (11-1967): *Straßen- und Wegbrücken – Lastannahmen.*
- [31] DIN 1072 - Beiblatt (11-1967): *Straßen- und Wegbrücken – Lastannahmen - Erläuterungen.*
- [32] DIN 1072 - Beiblatt 1 (12-1985): *Straßen- und Wegbrücken – Lastannahmen - Erläuterungen.*
- [33] DIN 1072 (12-1985): *Straßen- und Wegbrücken – Lastannahmen.*
- [34] DIN 1072 (10-1927): *Straßenbrücken – Belastungsannahmen.*

- [35] DIN EN 1992-1-1 (01/2011): *Eurocode 2: Bemessung und Konstruktion von Stahlbeton- und Spannbetontragwerken – Teil 1: Allgemeine Bemessungsregeln und Regeln für den Hochbau.*
- [36] DIN EN 1993-2 (12/2010): *Eurocode 3: Bemessung und Konstruktion von Stahlbauten – Teil 2: Stahlbrücken;*
- [37] DIN EN 1993-2/NA (10/2020): *Nationaler Anhang - National festgelegte Parameter - Eurocode 3: Bemessung und Konstruktion von Stahlbauten – Teil 2: Stahlbrücken.*
- [38] DIN EN 1994-2 (12/2010): *Eurocode 4: Bemessung und Konstruktion von Verbundtragwerken aus Stahl und Beton – Teil 2: Allgemeine Bemessungsregeln und Anwendungsregeln für Brücken.*
- [39] DIN EN 1994-2/NA (12/2010): *Nationaler Anhang - National festgelegte Parameter - Eurocode 4: Bemessung und Konstruktion von Verbundtragwerken aus Stahl und Beton – Teil 2: Allgemeine Bemessungsregeln und Anwendungsregeln für Brücken.*
- [40] DIN FB 104 (2002): *Verbundbrücken.*
- [41] DIN FB 103 (03/2009): *Stahlbrücken.*
- [42] DIN FB 104 (03/2009): *Verbundbrücken.*
- [43] DLUBAL, S. (2013): *Program RFEM 5 - Orthotropic Surfaces – Program Description.*
- [44] DUDDECK, H. (1983): *Die Ingenieuraufgabe, die Realität in ein Berechnungsmodell zu übersetzen* in: *Die Bautechnik* 60(7), S. 225–234.
- [45] EHMANN, R. (2018): *Verkehrslastmodelle für Brücken - Einführung* in: *Bundesanstalt für Wasserbau [Hrsg.]*, S. 38–42. Karlsruhe.
- [46] FREUNDT, U. (2015): *Verkehrslasten aus Straßenverkehr bei Bestandsbrücken.*
- [47] FREUNDT, U.; BÖNING, S. (2011): *Teil 1: Anpassung des DIN-Fachberichts 101 "Einwirkungen auf Brücken" an Eurocodes – Zukunftsfähiges Lastmodell für Straßenverkehrslasten* in: *bast [Hrsg.] Heft 77 - Anpassung von DIN-Fachberichten "Brücken" an Eurocodes.* Bergisch-Gladbach, S. 23–104.
- [48] FREUNDT, U.; BÖNING, S. (2018): *Verkehrslastmodelle für typische WSV-Brücken* in: *Bundesanstalt für Wasserbau [Hrsg.]*, S. 43–51. Karlsruhe.
- [49] FREUNDT, U.; BÖNING, S.; KASCHNER, R. (2011): *Straßenbrücken zwischen aktuellem und zukünftigem Verkehr – Straßenverkehrslasten nach DIN EN 1991-2/NA* in: *Stahlbetonbau* 106(11), S. 736–746.
- [50] FREUNDT, U.; BÖNING, S.; PELKE, E. (2021): *Verkehrsdatengestützte Ermittlung von objektspezifischen Lastmodelle für Bestandsbrücken* in: *Bautechnik* 98(10), S. 736–744.
- [51] GARG (2006): *Spannungszustände in Fahrbahnplatten weit gespannter Stahlverbundbrücken* [Dissertation]. Technische Universität Darmstadt.

- [52] GEIBLER (1995): *Beitrag zur probabilistischen Berechnung der Restnutzungsdauer stählerner Brücken* [Dissertation]. Technische Universität Dresden.
- [53] GEIBLER, K. (2014): *Handbuch Brückenbau – Entwurf, Konstruktion, Berechnung, Bewertung und Ertüchtigung*. Berlin: Wilhelm Ernst & Sohn; Ernst.
- [54] GEIBLER, K.; FREUNDT, U.; KRAUS, K.; BÖNING, S. (2018): *Zukunftssicherheit der Ermüdungslastmodelle nach DIN EN 1991-2 – FE 15.0629/2016/FRB - Schlussbericht*.
- [55] GEIBLER, K.; GEBERT, G. (2020): *Zu Entwurf, Konstruktion und Berechnungsspezifika von aktuellen Großbrücken in Stahlverbundbauweise* in: *Stahlbau* 89(2), S. 148–163.
- [56] GEIBLER, K.; MAGER, M.; RODEMANN, J. (2021): *Stahlverbundbrücken – Berechnung, Bemessung und Konstruktion* in: Kuhlmann, U. [Hrsg.] *Stahlbau Kalender 2021: Brücken - Neue Eurocode-Generation*. Ernst & Sohn, S. 739–928.
- [57] GROßMANN, F.; TIMM, G. (2010): *Einwirkungen auf Brücken* in: Bergmeister, K.; Fingerloos, F.; Wörner, J.-D. [Hrsg.] *Beton Kalender 2010: Brücken - Betonbau im Wasser*. Berlin: Ernst & Sohn, S. 33–123.
- [58] HÄNSEL (1975): *Praktische Berechnungsverfahren für Stahlträgerverbundkonstruktionen unter besonderer Berücksichtigung neuerer Erkenntnisse zum Betonzeitverhalten – Technisch-Wissenschaftliche Mitteilungen Nr. 75-2, KIB* [Dissertation]. Ruhr-Universität Bochum.
- [59] HANSWILLE (1986): *Zur Rißbreitenbeschränkung bei Verbundträgern* [Dissertation]. Ruhr-Universität Bochum. Institut für konstruktiven Ingenieurbau.
- [60] HANSWILLE, G.; SCHÄFER, M.; BERGMANN, M. (2020): *Eurocode 4 - DIN EN 1994-1-1 Bemessung und Konstruktion von Verbundtragwerken aus Stahl und Beton – Teil 1-1: Allgemeine Bemessungs- und Anwendungsregeln für den Hochbau*. Berlin: Beuth Verlag GmbH.
- [61] HANSWILLE, G.; STRANGHÖNER, N. (2003): *Leitfaden zum DIN-Fachbericht 104 "Verbundbrücken"*. Ernst & Sohn.
- [62] HENZE (2019): *Querkrafttragverhalten von Stahlbeton-Fahrbahnplatten* [Dissertation]. Technische Universität Hamburg.
- [63] JOHNSON, R. P. (2011): *Control of cracking in composite bridge decks in regions in biaxial tension* in: *Stahlbau* 80(12), S. 880–884.
- [64] KEUSER, M. (2014): *Einwirkungen auf Brücken* in: Mehlhorn, G.; Curbach, M. [Hrsg.] *Handbuch Brücken: Entwerfen, Konstruieren, Berechnen, Bauen und Erhalten*. 3. Aufl. Wiesbaden: Springer Vieweg, 687 - 703.
- [65] KINDMANN, R.; XIA, G. (2000): *Erweiterung der Berechnungsverfahren für Verbundträger* in: *Stahlbau* 69(3), 170 -.
- [66] KRIPS (1985): *Rißbreitenbeschränkung im Stahlbeton und Spannbeton* [Dissertation]. Technische Hochschule Darmstadt.
- [67] KUHLMANN, U.; BECK, T.; FISCHER, M.; FRIEDRICH, H.; KASCHNER, R.; MAIER, P.; MENSINGER, M.; PFAFFINGER, M.; SEDLBAUER, K.; UMMENHOFER, T.; ZINKE, T.

- (2011): *Ganzheitliche Bewertung von Stahl- und Verbundbrücken nach Kriterien der Nachhaltigkeit* in: *Stahlbau* 80(10), S. 703–710.  
<https://doi.org/10.1002/stab.201101474>
- [68] KUHLMANN, U.; RASCHE, C.; FROSCHEIMER, B.; EULER, M. (2011): *Anpassung des DIN-Fachberichts 103 "Stahlbrücken" an Eurocodes* in: bast [Hrsg.] *Heft 77 - Anpassung von DIN-Fachberichten "Brücken" an Eurocodes*. Bergisch-Gladbach, S. 235–346.
- [69] LANGER, S. (2013): *Talbrücke Ganslandsiepen - Fertigung und Montage einer semi-integralen Talbrücke* in: *Stahlbau* 82(10), S. 720–725.
- [70] LEHMANN, G.; ADAM, J. (1983): *Aktualisierung der Verkehrs-Regellasten für Straßenbrücken* in: *Straße und Autobahn*(9), S. 365–373.
- [71] MAGER (2018): *Zur Erfassung der Rissbreiten an durchlaufenden Stahlverbundträgern mit Teil- und Ganzfertigteilen* [Dissertation]. TU Berlin.
- [72] MARX, S.; KRONTAL, L.; TAMMS, K. (2015): *Monitoring von Brückenbauwerken als Werkzeug der Bauüberwachung* in: *Bautechnik* 92(2), S. 123–133.
- [73] MARZAHN, G.; KRAUS, K.; GEIBLER, K. (2022): *Neuregelung der Ermüdungslastmodelle für die Nachrechnung von Straßenbrücken* in: *Stahlbau* 91(2), S. 95–105.
- [74] MAURER (1992): *Grundlagen zur Bemessung des Betongurtes von Stahlverbundträgern* [Dissertation]. Technische Hochschule Darmstadt.
- [75] MENSINGER (2000): *Zum Ermüdungsverhalten von Kopfbolzendübeln im Verbundbau* [Dissertation]. Universität Kaiserslautern.
- [76] MERZENICH, G.; SEDLACEK, G. (08-1995): *Hintergrundbericht zum Eurocode 1 - Teil 3.2: "Verkehrslasten auf Straßenbrücken"*.
- [77] MITTELSTEDT, C. (2022): *Flächentragwerke – Scheiben, Platten, Schalen, geschichtete Strukturen*. Berlin: Springer Vieweg.
- [78] NOAKOWSKI, P. (1985): *Verbundorientierte, kontinuierliche Theorie zur Ermittlung der Rißbreite – Teil 2* in: *Beton- und Stahlbetonbau*(8), S. 215–221.
- [79] NOAKOWSKI, P. (1985): *Verbundorientierte, kontinuierliche Theorie zur Ermittlung der Rißbreite – Teil 1* in: *Beton- und Stahlbetonbau*(7), S. 185–190.
- [80] NOVAK, B.; GABLER, M. (2003): *Leitfaden zum DIN Fachbericht 101 Einwirkungen auf Brücken*. Berlin: Ernst & Sohn.
- [81] NOVAK, B.; LIPPERT, P. (2015): *Einwirkungen auf Brücken nach den Eurocodes* in: Bergmeister, K.; Fingerloos, F.; Wörner, J.-D. [Hrsg.] *Beton Kalender 2015: Bauen im Bestand - Brücken*. Berlin: Ernst & Sohn, S. 587–678.
- [82] Österreichische Vereinigung für Beton- und Bautechnik (2006): *Richtlinie Stahl-Beton-Verbundbrücken*.
- [83] PETERSEN, C.; WERKLE, H. (2018): *Dynamik der Baukonstruktionen*. 2. Aufl. Springer Vieweg.

- [84] PFEIFFER (2004): *Die nichtlineare Berechnung ebener Rahmen aus Stahl- oder Spannbeton mit Berücksichtigung der durch das Aufreißen bedingten Achsendehnung* [Dissertation]. TU Hamburg-Harburg.
- [85] RACKWITZ, R. (1996): *Einwirkungen auf Bauwerke* in: Mehlhorn, G. [Hrsg.] *Der Ingenieurbau - Grundwissen in 9 Bänden*. Berlin: Ernst & Sohn, S. 73–416.
- [86] REHM, G.; MARTIN, H. (1968): *Zur Frage der Rissbreitenbegrenzung im Stahlbetonbau* in: *Beton- und Stahlbetonbau* 63(8), S. 175–182.
- [87] REUEN (2021): *Untersuchungen zur Rissbreitenbegrenzung in Fahrbahnplatten von Verbundbrücken – unveröffentlicht* [Master-Thesis]. Bergische Universität Wuppertal.
- [88] ROIK, K.; HANSWILLE, G. (1991): *Rißbreitenbeschränkung bei Verbundträgern* in: *Stahlbau* 60(12), S. 371–378.
- [89] SCHIEBL, P. (1994): *Grundlagen der Neuregelung zur Begrenzung der Rißbreite* in: DAFStb [Hrsg.] *Heft 400*. 4. Aufl. Berlin: Beuth Verlag GmbH.
- [90] SCHLAICH, J.; REINECK, K.-H. (1993): *Die Ursache für den Totalverlust der Betonplattform Sleipner A* in: *Beton- und Stahlbetonbau* 88(1).
- [91] SCHMIDMEIER, M.; SCHÜTZ, K. G.; EHMANN, R.; WILLBERG, U. (2017): *Nachrechnung bestehender Straßenbrücken auf Grundlage messbasierter Lastmodelle* in: *Bauingenieur* 92(04), S. 174–178.
- [92] SCHMITT, V. (2002): *Verbundbrücken in der Praxis* in: Eibl, J. [Hrsg.] *Beton Kalender 2002*. Berlin: Wilhelm Ernst & Sohn, S. 273–335.
- [93] SCHNEIDER, J. (1999): *Zur Dominanz der Lastannahmen im Sicherheitsnachweis* in: ETH Zürich [Hrsg.] *Festschrift zum 60. Geburtstag von Prof. Dr. Edoardo Anderheggen*. Zürich: ETH-Zürich, S. 31–36.
- [94] SCHÜTZ (1991): *Verkehrslasten und deren Wirkung auf Straßenbrücken* [Habilitation]. Technische Universität München.
- [95] STIGLAT, K.; WIPPEL, H. (1983): *Platten*. 3. Aufl. Ernst & Sohn.
- [96] TUE, N. V.; FEHLING, E.; SCHLICKE, D.; KRENN, C. (2021): *Rissbreitennachweis und Mindestbewehrung nach EC2 - aktuelles Modell versus Vorschlag für die Revision* in: *Beton- und Stahlbetonbau* 116(1), S. 1–22.
- [97] UNTERWEGER (07 - 2001): *Globale Systemberechnung von Stahl- und Verbundbrücken – Leistungsfähigkeit einfacher Stabmodelle* [Habilitation]. Technische Universität Graz.
- [98] UNTERWEGER, H. (2003): *Aussteifungen in einzelligen Kastentragwerken des Brückenbaus – Beanspruchungsermittlung und praktische Auswirkungen* in: *Bauingenieur* 78, S. 466–472.
- [99] UNTERWEGER, H. (2007): *Globale Systemberechnung von Stahl- und Verbundbrücken – Modellierung und Leistungsfähigkeit verbesserter einfacher Stabmodelle*.

- [100] VOLKE, E. (2002): *Zur Aussteifung stählerner Kastenträger im Brückenbau* in: Bauingenieur 77, S. 117–125.
- [101] WEHNERT-BRIGDAR (2009): *Zum Tragverhalten im Grundriss gekrümmter Verbundträger* [Dissertation]. Ruhr-Universität Bochum.
- [102] WERNER, F. (2010): *Realität - Modell - Norm* in: Stahlbau 79(10), S. 711–719.
- [103] WEYER, U.; UHLENDAHL, J. (1995): *Projekt 196 - Verbundträger im Brückenbau – Rissesicherung schlaff bewehrter, durchlaufender Verbundbrücken*.
- [104] ZILCH, K.; WEIHER, H.; GLÄSER, C. (2009): *VII - Monitoring im Betonbau* in: Bergmeister, K.; Fingerloos, F.; Wörner, J.-D. [Hrsg.] *Beton Kalender 2009: Konstruktiver Hochbau - Aktuelle Massivbaunormen*. Berlin: Ernst & Sohn, S. 135–184.
- [105] ZILCH, K.; ZEHETMAIER, G. (2010): *Bemessung im konstruktiven Betonbau – Nach DIN 1045-1 (Fassung 2008) und EN 1992-1-1 (Eurocode 2)*. 2. Aufl. Berlin: Springer.
- [106] ZINKE, T.; DIEL, R.; MENSINGER, M.; UMMENHOFER, T. (2010): *Nachhaltigkeitsbewertung von Brückenbauwerken* in: Stahlbau 79(6), S. 448–455. <https://doi.org/10.1002/stab.201001332>



## Anhänge

## Anhang A Herleitung Pauschalwert $\Delta\sigma_s$

Die Herleitung des Pauschalwertes  $\Delta\sigma_s$  gemäß *ROIK; HANSWILLE* [88] basiert auf der entsprechenden Veröffentlichung und ist hier nur der Vollständigkeit halber aufgeführt. Damit die Vergleichbarkeit mit der Veröffentlichung besteht, bleiben die Formelnummerierung und Nomenklatur gleich.

### Ausgangsgleichungen

$$\text{Gl. (2)} \quad \varepsilon_{s,m} = \frac{N}{E_S \cdot A_S} - \frac{0,4 \cdot \beta_{bzw}}{\mu_z \cdot E_S} = \varepsilon_{sII} - \Delta\varepsilon_s$$

$$\text{Gl. (7)} \quad \varepsilon_{s,m} + \frac{N_S}{E_a \cdot A_a} + \frac{N_S}{E_a \cdot I_a} \cdot a^2 = \frac{M}{E_a \cdot I_a} \cdot a$$

### Einzeldefinitionen

$$z_{st} = \frac{A_a \cdot a}{A_a + A_S} \quad A_{st} = A_a + A_S$$

$$N_S = -N_a$$

$$I_{st} = I_a + \frac{A_S \cdot A_a}{A_a + A_S} \cdot a^2$$

$$E_S = E_a$$

$$\alpha_{st} = \frac{I_S \cdot A_{st}}{I_a \cdot A_a}$$

### Gl. (2) in Gl. (7)

$$\frac{N_S}{E_S \cdot A_S} - \frac{0,4 \cdot \beta_{bzw}}{\mu_z \cdot E_S} + \frac{N_S}{E_a \cdot A_a} + \frac{N_S}{E_a \cdot I_a} \cdot a^2 = \frac{M}{E_a \cdot I_a} \cdot a \quad \div E_a$$

$$\frac{N_S}{A_S} + \frac{N_S}{A_a} + \frac{N_S}{I_a} \cdot a^2 = \frac{M}{I_a} \cdot a + \frac{0,4 \cdot \beta_{bzw}}{\mu_z} \quad \cdot A_S$$

$$N_S + \frac{N_S \cdot A_S}{A_a} + \frac{N_S \cdot A_S}{I_a} \cdot a^2 = \frac{M \cdot A_S}{I_a} \cdot a + \frac{0,4 \cdot \beta_{bzw} \cdot A_S}{\mu_z}$$

$$N_S \left( 1 + \frac{A_S}{A_a} + \frac{A_S}{I_a} \cdot a^2 \right) = \frac{M \cdot A_S}{I_a} \cdot a + \frac{0,4 \cdot \beta_{bzw} \cdot A_S}{\mu_z}$$

$$N_S = \frac{M \cdot A_S}{I_a} \cdot a \cdot \left( 1 + \frac{A_S}{A_a} + \frac{A_S}{I_a} \cdot a^2 \right)^{-1} + \frac{0,4 \cdot \beta_{bzw} \cdot A_S}{\mu_z} \left( 1 + \frac{A_S}{A_a} + \frac{A_S}{I_a} \cdot a^2 \right)^{-1}$$

### Normalkraft ZS II - $N_s^{II}$

$$N_s^{II} = \frac{M \cdot A_S}{I_a} \cdot a \cdot \left( 1 + \frac{A_S}{A_a} + \frac{A_S}{I_a} \cdot a^2 \right)^{-1} \cdot \frac{A_a \cdot A_S + A_a}{A_a \cdot A_S + A_a} \quad \text{erweitert mit } \frac{A_a \cdot A_S + A_a}{A_a \cdot A_S + A_a}$$

$$N_s^{II} = \frac{M \cdot A_S}{I_a} \cdot z_{st} \cdot \left( 1 + \frac{A_S}{A_a} + \frac{A_S}{I_a} \cdot a^2 \right)^{-1} \cdot \frac{A_S + A_a}{A_a}$$

$$N_s^{II} = \frac{M \cdot A_S}{I_{st}} \cdot z_{st}$$

### Anteil $\Delta N_s$ aus TS

$$\Delta N_s = \frac{0,4 \cdot \beta_{bzw} \cdot A_S}{\mu_z} \left( 1 + \frac{A_S}{A_a} + \frac{A_S}{I_a} \cdot a^2 \right)^{-1}$$

$$\Delta N_s = \frac{0,4 \cdot \beta_{bzw} \cdot A_S}{\mu_z \cdot \alpha_{st}}$$

$$\Delta\sigma_s = \frac{0,4 \cdot \beta_{bzw}}{\mu_z \cdot \alpha_{st}}$$

### Nebenrechnung

$$\left( 1 + \frac{A_S}{A_a} + \frac{A_S}{I_a} \cdot a^2 \right)^{-1} = \left( \frac{I_{st} \cdot A_{st}}{I_a \cdot A_a} \right)^{-1} = \alpha_{st}^{-1}$$

$$1 + \frac{A_S}{A_a} + \frac{A_S}{I_a} \cdot a^2 = \frac{I_{st} \cdot A_{st}}{I_a \cdot A_a} \quad \cdot I_a \cdot A_a$$

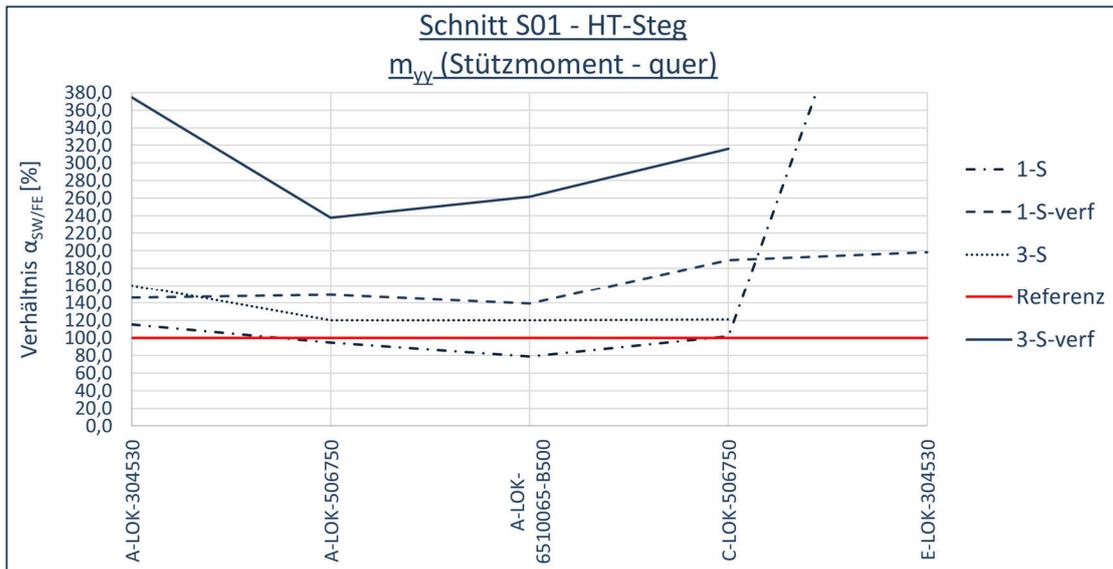
$$I_a \cdot A_a + I_a \cdot A_S + A_S \cdot a^2 \cdot A_a = I_{st} \cdot (A_S + A_a) \quad \div (A_S + A_a)$$

$$\frac{I_a \cdot A_a}{A_S + A_a} + \frac{I_a \cdot A_S}{A_S + A_a} + a^2 \cdot \frac{A_S \cdot A_a}{A_S + A_a} = I_{st}$$

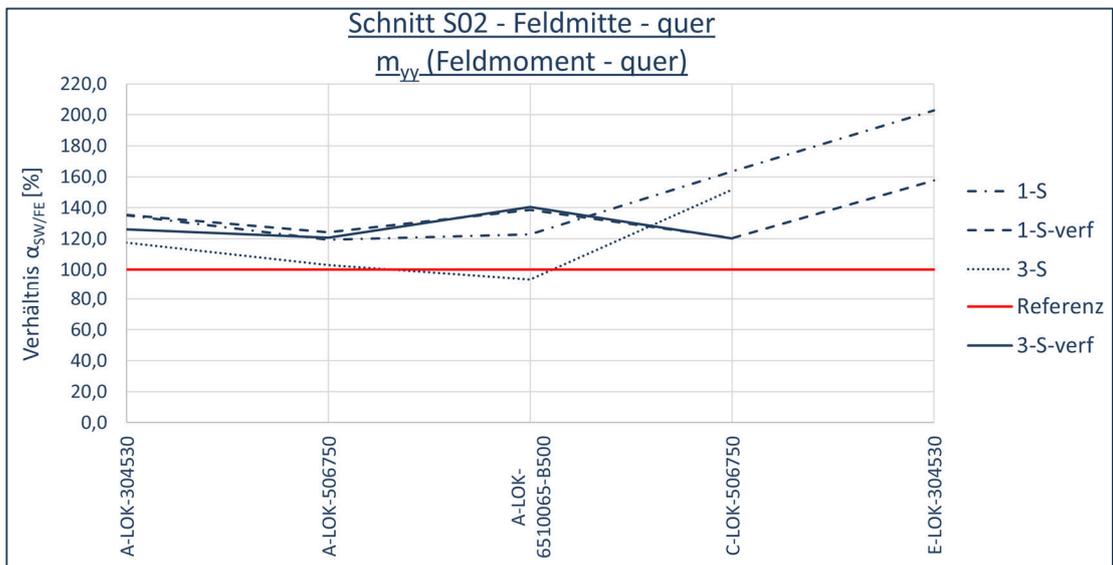
$$I_a + a^2 \cdot \frac{A_S \cdot A_a}{A_S + A_a} = I_{st}$$

## Anhang B Diagramme: Untersuchungen zur Erfassung des Tragverhaltens quer (lokal)

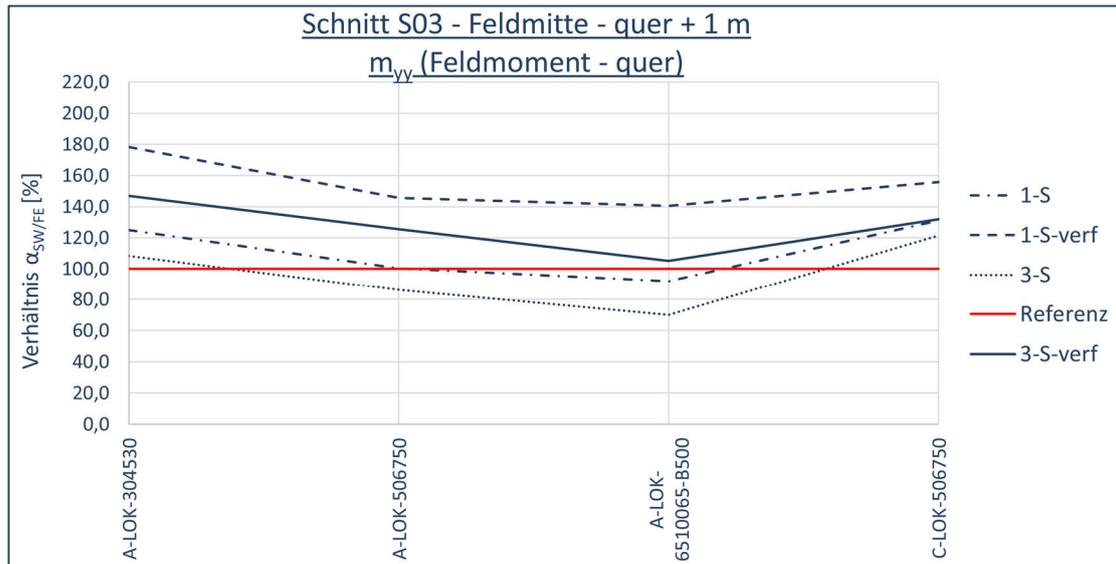
### Ergebnisse globale Berechnungsmodelle



**Abb. B.1:** Vergleich Querbiegemoment  $m_{yy}$  Schnitt S01 Stabwerksmodelle zu Referenzmodell (Faltwerk) – Verhältnis in [%]

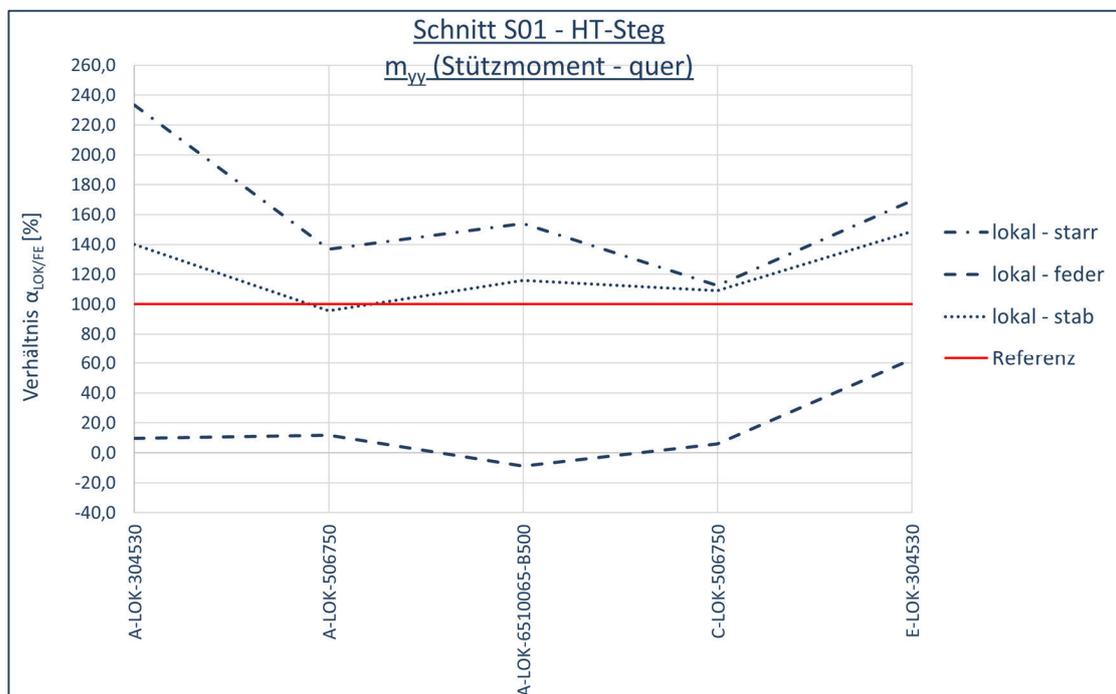


**Abb. B.2:** Vergleich Querbiegemoment  $m_{yy}$  Schnitt S02 Stabwerksmodelle zu Referenzmodell (Faltwerk) – Verhältnis in [%]

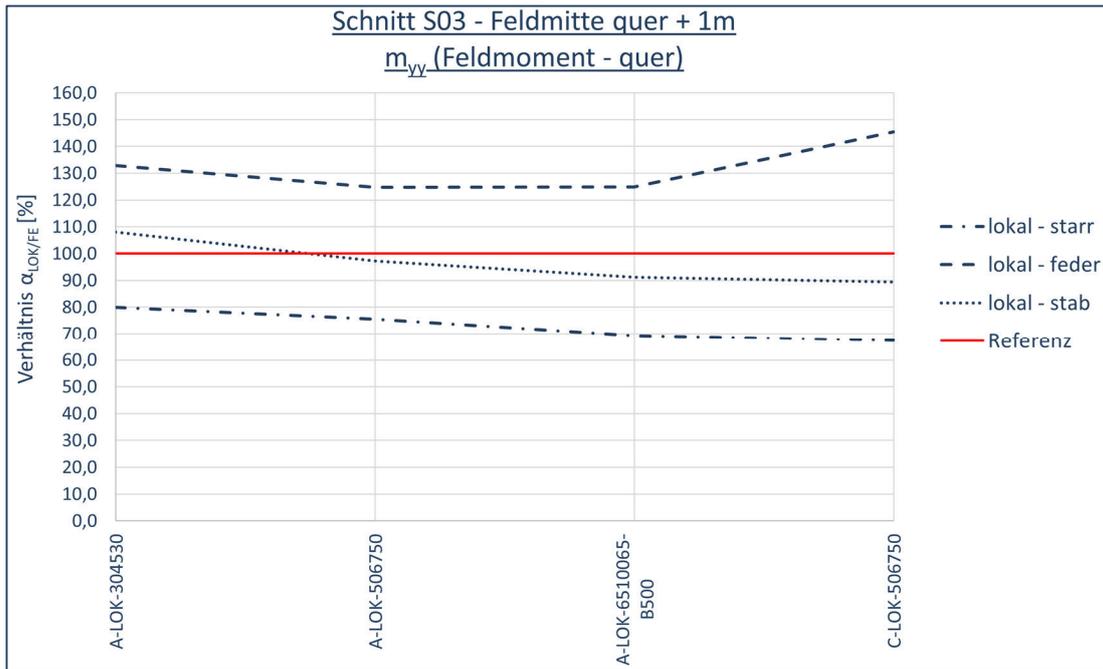


**Abb. B.3:** Vergleich Querbiegemoment  $m_{yy}$  Schnitt S03 Stabwerksmodelle zu Referenzmodell (Faltwerk) – Verhältnis in [%]

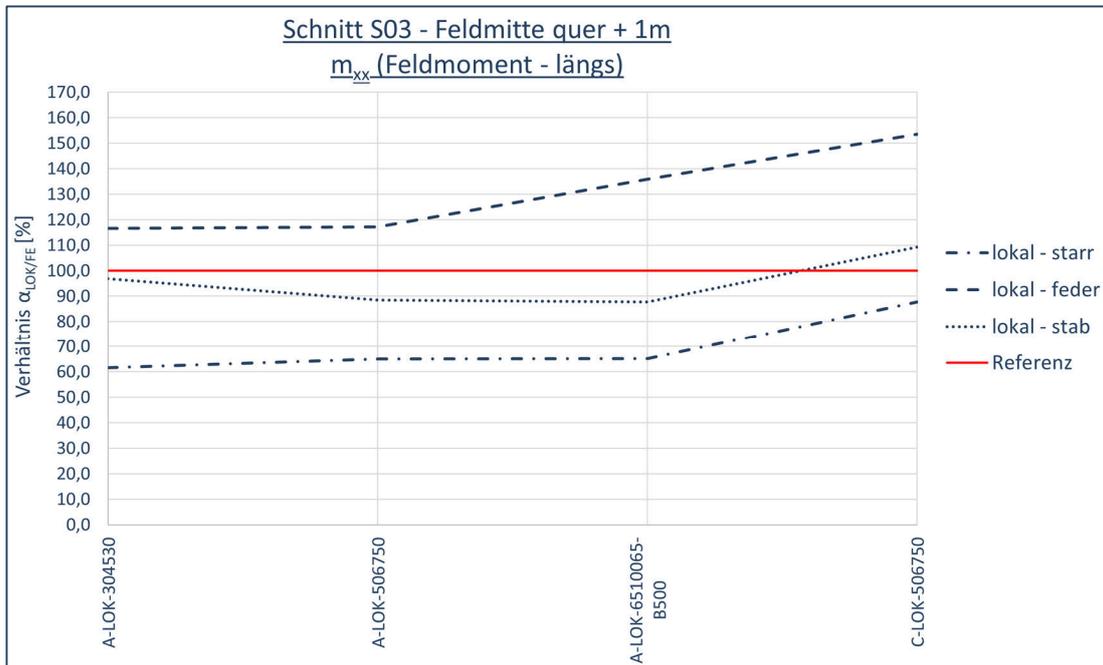
#### Ergebnisse lokale Berechnungsmodelle



**Abb. B.4:** Vergleich Querbiegemoment  $m_{yy}$  Schnitt S01 lokale Plattenmodelle zu Referenzmodell (Faltwerk) – Verhältnis in [%]



**Abb. B.5:** Vergleich Querbiegemoment  $m_{yy}$  Schnitt S03 lokale Plattenmodelle zu Referenzmodell (Faltwerk) – Verhältnis in [%]



**Abb. B.6:** Vergleich Längsbiegemoment  $m_{xx}$  Schnitt S03 lokale Plattenmodelle zu Referenzmodell (Faltwerk) – Verhältnis in [%]

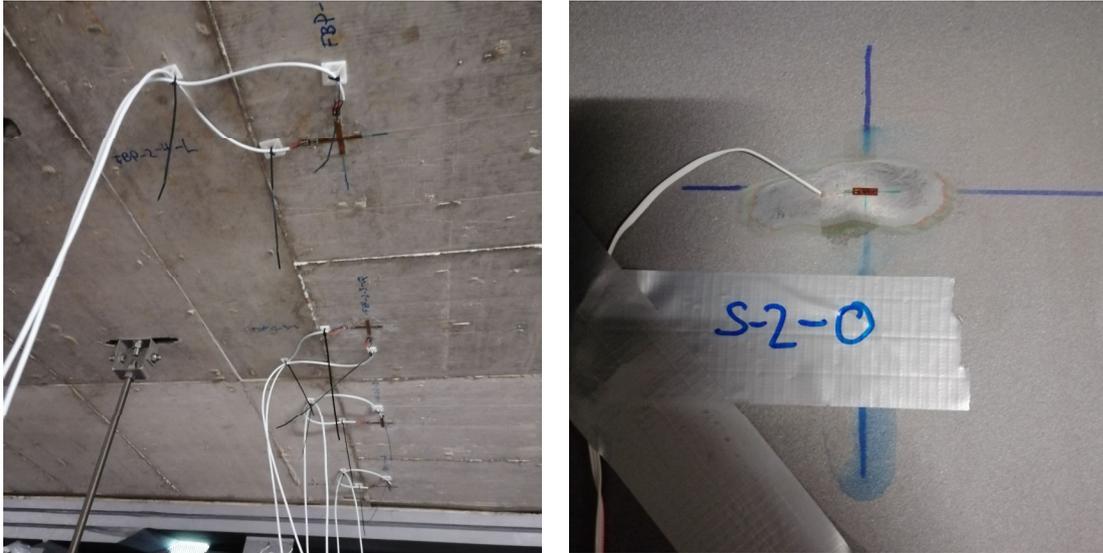
## Anhang C Fotodokumentation Messeinrichtung Monitoringmaßnahme Talbrücke Ganslandsiepen



*Abb. C.1: Ausrichtung mittels Laser und Oberflächenvorbereitung für anschließende Versiegelung und Applikation*



*Abb. C.2: Aufbringung konstanter Druck während Klebphase und fertiggestellter biaxialer DMS*



**Abb. C.3:** Auswahl fertiggestellter biaxialer DMS und beispielhaft installierter DMS am Stahlträgersteg (S-2-0)

## Anhang D Fotodokumentation Messeinrichtung Monitoringmaßnahme Brückenbauwerk Leverkusen – K33/34



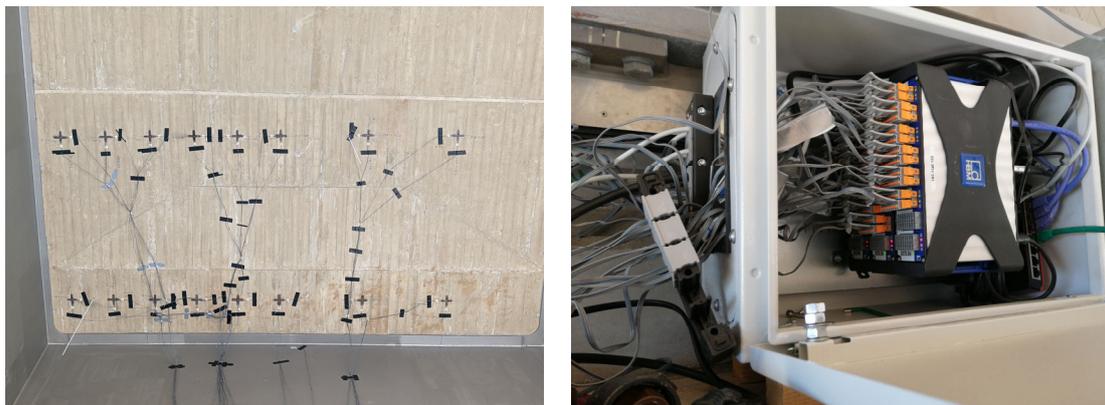
**Abb. D.1:** Ausrichtung mittels Laser und Oberflächenvorbereitung mit Versiegelung für anschließende Applikation



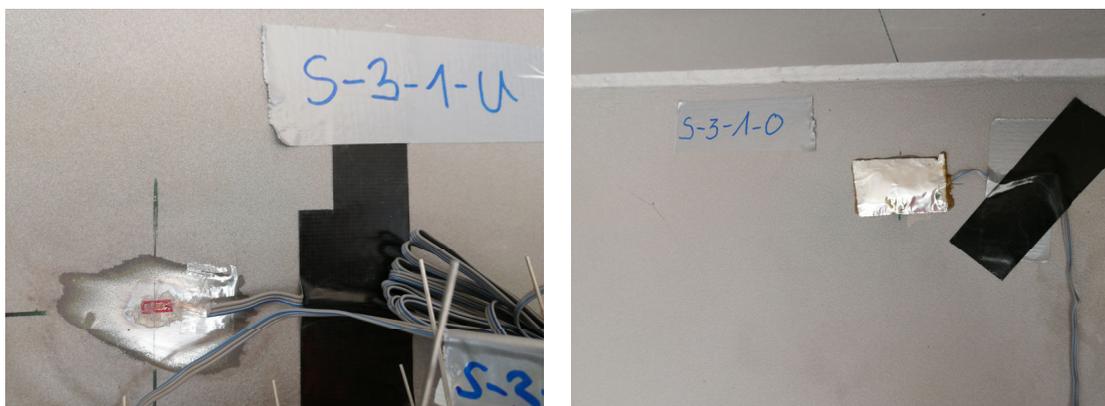
**Abb. D.2:** Aufbringung konstanter Druck während Klebphase über Hilfstraversen und Montagegestreben



**Abb. D.3:** Fertiggestellter biaxialer DMS und Übersicht DMS Fahrbahnplatte



**Abb. D.4:** Nahaufnahme fertiggestellte biaxiale DMS und Verkabelung an geschützten Messverstärkern



**Abb. D.5:** Beispielhaft installierter außenliegender DMS am SQT-Steg und Witterungsschutz

## Anhang E Exemplarische Übersicht der Auswertung A-506750

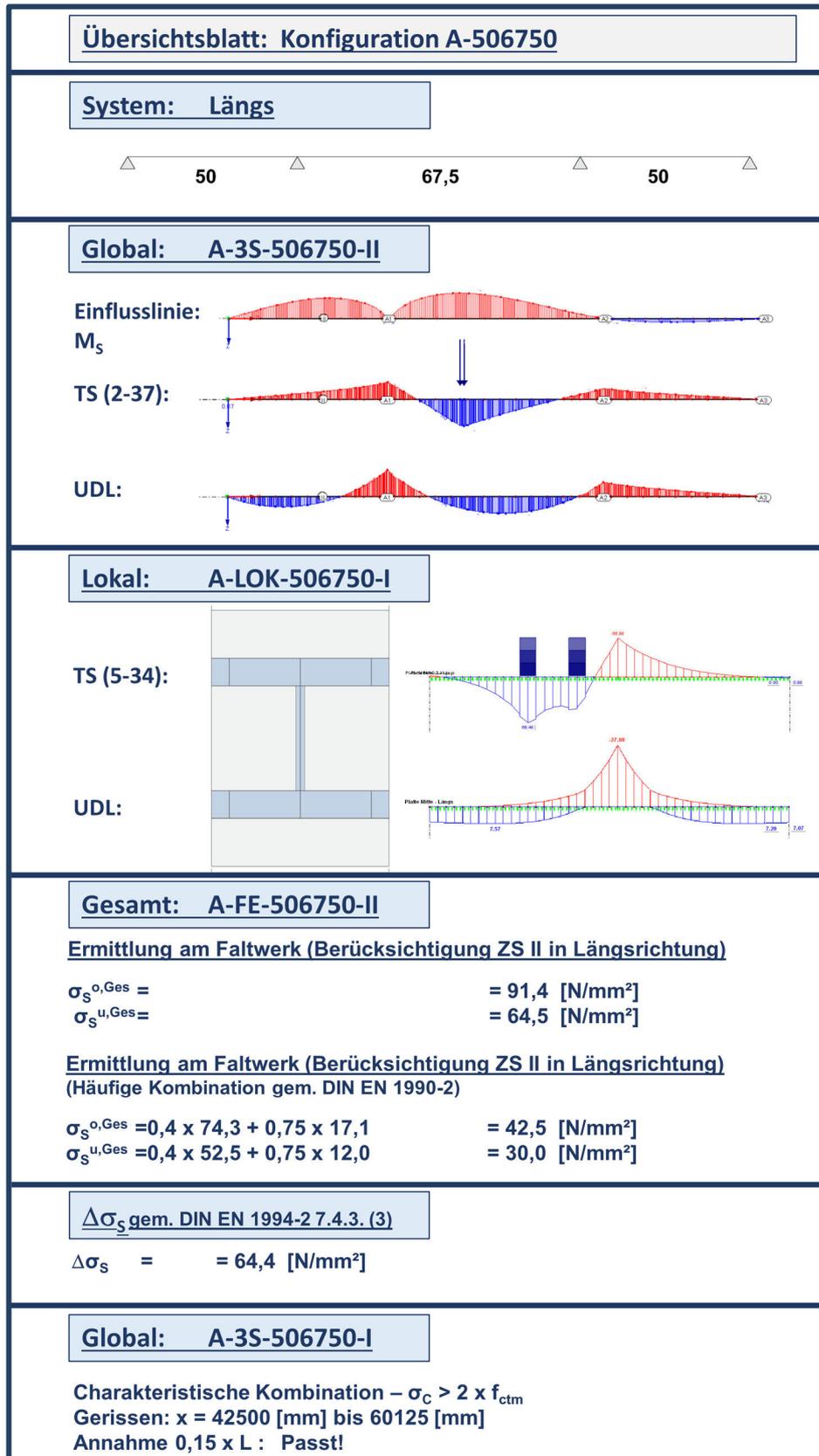
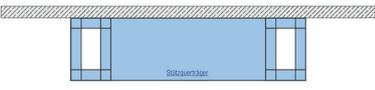
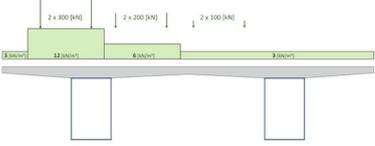
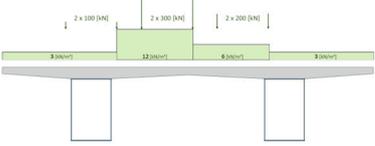
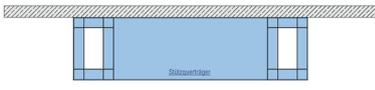
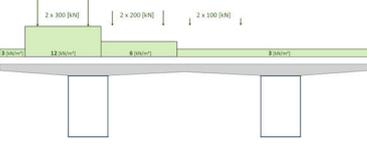


Abb. E.1: Exemplarische Übersicht Auswertung 01 - Konfiguration A-506750

<b>Übersichtsblatt: Konfiguration A-506750</b>		
<b>System: Quer</b>		
<b>Lokal: A-LOK-506750-I</b>	<b>Häufig (DIN EN 1990-2)</b> ( $\Psi_{1,UDL} = 0,40$ ; $\Psi_{1,TS} = 0,75$ )	
 <b>Maßgebende Laststellung – „Global“</b>	<b>Spannung <math>A_{S^{oben}}</math></b>	<b>Spannung <math>A_{S^{oben}}</math></b>
	$\sigma_{S^{TS,GLOB,max}} = 15,4 \text{ [N/mm}^2\text{]}$ $\sigma_{S^{UDL,GLOB,max}} = 63,7 \text{ [N/mm}^2\text{]}$  $\sigma_{S^{TS,LOK,zug}} = 0,0 \text{ [N/mm}^2\text{]}$ $\sigma_{S^{UDL,LOK,zug}} = 10,7 \text{ [N/mm}^2\text{]}$  $\sigma_{S^{Ges}} = 89,8 \text{ [N/mm}^2\text{]}$	$\sigma_{S^{TS,GLOB,max}} = 11,6 \text{ [N/mm}^2\text{]}$ $\sigma_{S^{UDL,GLOB,max}} = 25,5 \text{ [N/mm}^2\text{]}$  $\sigma_{S^{TS,LOK,zug}} = 0,0 \text{ [N/mm}^2\text{]}$ $\sigma_{S^{UDL,LOK,zug}} = 4,3 \text{ [N/mm}^2\text{]}$  $\sigma_{S^{Ges}} = 41,4 \text{ [N/mm}^2\text{]}$
 <b>Maßgebende Laststellung – „Lokal“</b>	<b>Häufig (DIN EN 1990-2)</b> ( $\Psi_{1,UDL} = 0,40$ ; $\Psi_{1,TS} = 0,75$ )	
	<b>Spannung <math>A_{S^{oben}}</math></b>	<b>Spannung <math>A_{S^{oben}}</math></b>
$\sigma_{S^{TS,GLOB,zug}} = 1,4 \text{ [N/mm}^2\text{]}$ $\sigma_{S^{UDL,GLOB,zug}} = 49,5 \text{ [N/mm}^2\text{]}$  $\sigma_{S^{TS,LOK,max}} = 52,9 \text{ [N/mm}^2\text{]}$ $\sigma_{S^{UDL,LOK,max}} = 25,9 \text{ [N/mm}^2\text{]}$  $\sigma_{S^{Ges}} = 129,7 \text{ [N/mm}^2\text{]}$	$\sigma_{S^{TS,GLOB,zug}} = 1,1 \text{ [N/mm}^2\text{]}$ $\sigma_{S^{UDL,GLOB,zug}} = 19,8 \text{ [N/mm}^2\text{]}$  $\sigma_{S^{TS,LOK,max}} = 39,7 \text{ [N/mm}^2\text{]}$ $\sigma_{S^{UDL,LOK,max}} = 10,4 \text{ [N/mm}^2\text{]}$  $\sigma_{S^{Ges}} = 71,0 \text{ [N/mm}^2\text{]}$	
<b>A-3S-506750-II und A-LOK-506750-I</b>		
<b>Überlagerung gemäß DIN EN 1993-2 Anhang E (E.2)</b>		
$\sigma_{S^{Ges}} = 15,4 + 63,7 + 0,7 \times (52,9 + 25,9) = 134,3 \text{ [N/mm}^2\text{]}$		
$\sigma_{S^{Ges}} = (15,4 + 63,7) \times 0,7 + 52,9 + 25,9 = 134,2 \text{ [N/mm}^2\text{]}$		
<b>Überlagerung gemäß DIN EN 1993-2 Anhang E (E.2)</b> (Häufige Kombination gem. DIN EN 1990-2)		
$\sigma_{S^{Ges}} = 11,6 + 25,5 + 0,7 \times (39,7 + 10,4) = 72,2 \text{ [N/mm}^2\text{]}$		
$\sigma_{S^{Ges}} = (11,6 + 25,5) \times 0,7 + 39,7 + 10,4 = 76,1 \text{ [N/mm}^2\text{]}$		

**Abb. E.2:** Exemplarische Übersicht Auswertung 02 - Konfiguration A-506750  
Überlagerungen Stabwerk ZSII mit lokalem Plattenmodell ZS I

<b>Übersichtsblatt: Konfiguration A-506750</b>		
<b>System: Quer</b>		
<b>Lokal: A-LOK-506750-II</b>	<b>Häufig (DIN EN 1990-2)</b> ( $\Psi_{1,UDL} = 0,40$ ; $\Psi_{1,TS} = 0,75$ )	
	<b>Spannung <math>A_S^{oben}</math></b>	<b>Spannung <math>A_S^{oben}</math></b>
<b>Maßgebende Laststellung – „Global“</b>	$\sigma_S^{TS,GLOB,max} = 15,4 \text{ [N/mm}^2\text{]}$ $\sigma_S^{UDL,GLOB,max} = 63,7 \text{ [N/mm}^2\text{]}$  $\sigma_S^{TS,LOK,zug} = 0,0 \text{ [N/mm}^2\text{]}$ $\sigma_S^{UDL,LOK,zug} = 3,9 \text{ [N/mm}^2\text{]}$  $\sigma_S^{Ges} = 83,0 \text{ [N/mm}^2\text{]}$	$\sigma_S^{TS,GLOB,max} = 11,6 \text{ [N/mm}^2\text{]}$ $\sigma_S^{UDL,GLOB,max} = 25,5 \text{ [N/mm}^2\text{]}$  $\sigma_S^{TS,LOK,zug} = 0,0 \text{ [N/mm}^2\text{]}$ $\sigma_S^{UDL,LOK,zug} = 1,6 \text{ [N/mm}^2\text{]}$  $\sigma_S^{Ges} = 38,7 \text{ [N/mm}^2\text{]}$
	<b>Häufig (DIN EN 1990-2)</b> ( $\Psi_{1,UDL} = 0,40$ ; $\Psi_{1,TS} = 0,75$ )	
<b>Maßgebende Laststellung – „Lokal“</b>	<b>Spannung <math>A_S^{oben}</math></b>	<b>Spannung <math>A_S^{oben}</math></b>
	$\sigma_S^{TS,GLOB,zug} = 1,4 \text{ [N/mm}^2\text{]}$ $\sigma_S^{UDL,GLOB,zug} = 49,5 \text{ [N/mm}^2\text{]}$  $\sigma_S^{TS,LOK,max} = 26,2 \text{ [N/mm}^2\text{]}$ $\sigma_S^{UDL,LOK,max} = 8,6 \text{ [N/mm}^2\text{]}$  $\sigma_S^{Ges} = 85,7 \text{ [N/mm}^2\text{]}$	$\sigma_S^{TS,GLOB,zug} = 1,1 \text{ [N/mm}^2\text{]}$ $\sigma_S^{UDL,GLOB,zug} = 19,8 \text{ [N/mm}^2\text{]}$  $\sigma_S^{TS,LOK,max} = 19,7 \text{ [N/mm}^2\text{]}$ $\sigma_S^{UDL,LOK,max} = 3,4 \text{ [N/mm}^2\text{]}$  $\sigma_S^{Ges} = 44,0 \text{ [N/mm}^2\text{]}$
<b>A-3S-506750-II und A-LOK-506750-II</b>		
<b>Überlagerung gemäß DIN EN 1993-2 Anhang E (E.2)</b>		
$\sigma_S^{Ges} = 15,4 + 63,7 + 0,7 \times (26,2 + 8,6) = 103,5 \text{ [N/mm}^2\text{]}$		
$\sigma_S^{Ges} = (15,4 + 63,7) \times 0,7 + 26,2 + 8,6 = 90,2 \text{ [N/mm}^2\text{]}$		
<b>Überlagerung gemäß DIN EN 1993-2 Anhang E (E.2)</b> (Häufige Kombination gem. DIN EN 1990-2)		
$\sigma_S^{Ges} = 11,6 + 25,5 + 0,7 \times (19,7 + 3,4) = 53,1 \text{ [N/mm}^2\text{]}$		
$\sigma_S^{Ges} = (11,6 + 25,5) \times 0,7 + 19,7 + 3,4 = 49,1 \text{ [N/mm}^2\text{]}$		

**Abb. E.3:** Exemplarische Übersicht Auswertung 03 - Konfiguration A-506750  
Überlagerungen Stabwerk ZSII mit lokalem Plattenmodell ZS II

## Anhang F Übersicht der berechneten Spannungen

Modell	System	Spannweite Randfeld	Spannweite Innenfeld	Zustand	HT-Höhe (Stahl)	Plattendicke
	[-]	[m]	[m]	[-]	[m]	[m]
<b>MODELL A - C</b>						
A-304530-II	A	30	45	II	1,45	0,45
A-304530-II-L18	A	30	45	II	2,05	0,45
A-304530-II-L30	A	30	45	II	1,05	0,45
A-304530-II-H35	A	30	45	II	1,55	0,35
A-304530-II-B500	A	30	45	II	1,45	0,45
A-304530-II-R09	A	30	45	II	1,45	0,45
A-506750-II	A	50	67,5	II	2,45	0,45
A-506750-II-L18	A	50	67,5	II	3,3	0,45
A-506750-II-L30	A	50	67,5	II	1,8	0,45
A-506750-II-H35	A	50	67,5	II	2,55	0,35
A-506750-II-B500	A	50	67,5	II	2,45	0,45
A-506750-II-R09	A	50	67,5	II	2,45	0,45
A-6510065-II	A	65	100	II	3,75	0,45
A-6510065-II_L18	A	65	100	II	5,15	0,45
A-6510065-II_L30	A	65	100	II	2,9	0,45
A-6510065-II_H35	A	65	100	II	3,85	0,35
A-6510065-II_B500	A	65	100	II	3,75	0,45
A-6510065-II_R09	A	65	100	II	3,75	0,45
C-304530-II	C	30	45	II	1,45	0,45
C-304530-II-L18	C	30	45	II	2,05	0,45
C-304530-II-L30	C	30	45	II	1,05	0,45
C-304530-II-H35	C	30	45	II	1,55	0,35
C-304530-II-B500	C	30	45	II	1,45	0,45
C-304530-II-R09	C	30	45	II	1,45	0,45
C-506750-II	C	50	67,5	II	2,45	0,45
C-506750-II-L18	C	50	67,5	II	3,3	0,45
C-506750-II-L30	C	50	67,5	II	1,8	0,45
C-506750-II-H35	C	50	67,5	II	2,55	0,35
C-506750-II-B500	C	50	67,5	II	2,45	0,45
C-506750-II-R09	C	50	67,5	II	2,45	0,45
C-6510065-II	C	65	100	II	3,75	0,45
C-6510065-II_L18	C	65	100	II	5,15	0,45
C-6510065-II_L30	C	65	100	II	2,9	0,45
C-6510065-II_H35	C	65	100	II	3,85	0,35
C-6510065-II_B500	C	65	100	II	3,75	0,45
C-6510065-II_R09	C	65	100	II	3,75	0,45
B-304530-II	B	30	45	II	1,45	0,45
B-304530-II-L18	B	30	45	II	2,05	0,45
B-304530-II-L30	B	30	45	II	1,05	0,45
B-304530-II-H35	B	30	45	II	1,55	0,35
B-304530-II-B500	B	30	45	II	1,45	0,45
B-304530-II-R09	B	30	45	II	1,45	0,45
B-506750-II	B	50	67,5	II	2,45	0,45
B-506750-II-L18	B	50	67,5	II	3,3	0,45
B-506750-II-L30	B	50	67,5	II	1,8	0,45
B-506750-II-H35	B	50	67,5	II	2,55	0,35
B-506750-II-B500	B	50	67,5	II	2,45	0,45
B-506750-II-R09	B	50	67,5	II	2,45	0,45
B-6510065-II	B	65	100	II	3,75	0,45
B-6510065-II_L18	B	65	100	II	5,15	0,45
B-6510065-II_L30	B	65	100	II	2,9	0,45
B-6510065-II_H35	B	65	100	II	3,85	0,35
B-6510065-II_B500	B	65	100	II	3,75	0,45
B-6510065-II_R09	B	65	100	II	3,75	0,45
<b>MODELL E</b>						
E-304530-II	E	30	45	II	1,9	0,3
E-304530-II-L30	E	30	45	II	1,2	0,3
E-304530-II-L13Q	E	30	45	II	1,9	0,3
E-304530-II-R13	E	30	45	II	1,9	0,3
E-152515-II	E	15	25	II	1	0,3
E-152515-II-L30	E	15	25	II	0,5	0,3
E-152515-II-L13Q	E	15	25	II	1	0,3
E-152515-II-R13	E	15	25	II	1	0,3

Abb. F.1: Übersicht Systemangaben Teil 1

Modell	Abstand Längsträger [m]	Schlankheit längs [-]	Schlankheit quer [-]	Bew-Grad [-]	$\Psi_{1, \text{SOB}}$ [-]	$\Psi_{1, \text{TS}}$ [-]	$\Psi$ - Anhang E [-]
<b>MODELL A - C</b>							
A-304530-II	6	23,7	13,3	0,0139	0,4	0,75	0,700
A-304530-II-L18	6	18,0	13,3	0,0139	0,4	0,75	0,700
A-304530-II-L30	6	30,0	13,3	0,0139	0,4	0,75	0,700
A-304530-II-H35	6	23,7	17,1	0,0178	0,4	0,75	0,700
A-304530-II-B500	5	23,7	11,1	0,0139	0,4	0,75	0,700
A-304530-II-R09	6	23,7	13,3	0,0089	0,4	0,75	0,700
A-506750-II	6	23,3	13,3	0,0139	0,4	0,75	0,700
A-506750-II-L18	6	18,0	13,3	0,0139	0,4	0,75	0,700
A-506750-II-L30	6	30,0	13,3	0,0139	0,4	0,75	0,700
A-506750-II-H35	6	23,3	17,1	0,0178	0,4	0,75	0,700
A-506750-II-B500	5	23,3	11,1	0,0139	0,4	0,75	0,700
A-506750-II-R09	6	23,3	13,3	0,0089	0,4	0,75	0,700
A-6510065-II	6	23,8	13,3	0,0139	0,4	0,75	0,700
A-6510065-II_L18	6	17,9	13,3	0,0139	0,4	0,75	0,700
A-6510065-II_L30	6	29,9	13,3	0,0139	0,4	0,75	0,700
A-6510065-II_H35	6	23,8	17,1	0,0179	0,4	0,75	0,700
A-6510065-II_B500	5	23,8	11,1	0,0179	0,4	0,75	0,700
A-6510065-II_R09	6	23,8	13,3	0,0089	0,4	0,75	0,700
C-304530-II	6	23,7	13,3	0,0139	0,4	0,75	0,700
C-304530-II-L18	6	18,0	13,3	0,0139	0,4	0,75	0,700
C-304530-II-L30	6	30,0	13,3	0,0139	0,4	0,75	0,700
C-304530-II-H35	6	23,7	17,1	0,0178	0,4	0,75	0,700
C-304530-II-B500	5	23,7	11,1	0,0139	0,4	0,75	0,700
C-304530-II-R09	6	23,7	13,3	0,0089	0,4	0,75	0,700
C-506750-II	6	23,3	13,3	0,0139	0,4	0,75	0,700
C-506750-II-L18	6	18,0	13,3	0,0139	0,4	0,75	0,700
C-506750-II-L30	6	30,0	13,3	0,0139	0,4	0,75	0,700
C-506750-II-H35	6	23,3	17,1	0,0178	0,4	0,75	0,700
C-506750-II-B500	5	23,3	11,1	0,0139	0,4	0,75	0,700
C-506750-II-R09	6	23,3	13,3	0,0089	0,4	0,75	0,700
C-6510065-II	6	23,8	13,3	0,0139	0,4	0,75	0,700
C-6510065-II_L18	6	17,9	13,3	0,0139	0,4	0,75	0,700
C-6510065-II_L30	6	29,9	13,3	0,0139	0,4	0,75	0,700
C-6510065-II_H35	6	23,8	17,1	0,0179	0,4	0,75	0,700
C-6510065-II_B500	5	23,8	11,1	0,0179	0,4	0,75	0,700
C-6510065-II_R09	6	23,8	13,3	0,0089	0,4	0,75	0,700
B-304530-II	6	23,7	13,3	0,0139	0,4	0,75	0,700
B-304530-II-L18	6	18,0	13,3	0,0139	0,4	0,75	0,700
B-304530-II-L30	6	30,0	13,3	0,0139	0,4	0,75	0,700
B-304530-II-H35	6	23,7	17,1	0,0178	0,4	0,75	0,700
B-304530-II-B500	5	23,7	11,1	0,0139	0,4	0,75	0,700
B-304530-II-R09	6	23,7	13,3	0,0089	0,4	0,75	0,700
B-506750-II	6	23,3	13,3	0,0139	0,4	0,75	0,700
B-506750-II-L18	6	18,0	13,3	0,0139	0,4	0,75	0,700
B-506750-II-L30	6	30,0	13,3	0,0139	0,4	0,75	0,700
B-506750-II-H35	6	23,3	17,1	0,0178	0,4	0,75	0,700
B-506750-II-B500	5	23,3	11,1	0,0139	0,4	0,75	0,700
B-506750-II-R09	6	23,3	13,3	0,0089	0,4	0,75	0,700
B-6510065-II	6	23,8	13,3	0,0139	0,4	0,75	0,700
B-6510065-II_L18	6	17,9	13,3	0,0139	0,4	0,75	0,700
B-6510065-II_L30	6	29,9	13,3	0,0139	0,4	0,75	0,700
B-6510065-II_H35	6	23,8	17,1	0,0179	0,4	0,75	0,700
B-6510065-II_B500	5	23,8	11,1	0,0179	0,4	0,75	0,700
B-6510065-II_R09	6	23,8	13,3	0,0089	0,4	0,75	0,700
<b>MODELL E</b>							
E-304530-II	3	20,5	10,0	0,0208	0,4	0,75	0,700
E-304530-II-L30	3	30,0	10,0	0,0208	0,4	0,75	0,700
E-304530-II-L13Q	4	20,5	13,3	0,2080	0,4	0,75	0,700
E-304530-II-R13	3	20,5	10,0	0,0134	0,4	0,75	0,700
E-152515-II	3	19,2	10,0	0,0208	0,4	0,75	0,925
E-152515-II-L30	3	31,3	10,0	0,0208	0,4	0,75	0,925
E-152515-II-L13Q	4	19,2	13,3	0,0208	0,4	0,75	0,925
E-152515-II-R13	3	19,2	10,0	0,0134	0,4	0,75	0,925

Abb. F.2: Übersicht Systemangaben Teil 2

Modell	FE-Gesamtmodell							
	UDL		TS		Charakteristisch		Häufig	
	$\sigma_{s,max}^o$	$\sigma_{s,max}^u$	$\sigma_{s,max}^o$	$\sigma_{s,max}^u$	$\sigma_{s,max}^o$	$\sigma_{s,max}^u$	$\sigma_{s,max}^o$	$\sigma_{s,max}^u$
	[N/mm <sup>2</sup> ]							
<b>MODELL A - C</b>								
A-304530-II	65,2	39	24,3	14,6	89,5	53,6	44,3	26,6
A-304530-II-L18	43,2	27,6	16,6	10,5	59,8	38,1	29,7	18,9
A-304530-II-L30	91,7	52,1	35,1	19,2	126,8	71,3	63,0	35,2
A-304530-II-H35	58,2	38,3	22,4	14,5	80,6	52,8	40,1	26,2
A-304530-II-B500	61,2	37,4	23,9	14,2	85,1	51,6	42,4	25,6
A-304530-II-R09	70,6	45,6	27,2	16,8	97,8	62,4	48,6	30,8
A-506750-II	74,3	52,5	17,1	12	91,4	64,5	42,5	30,0
A-506750-II-L18	51,9	37,5	12,1	8,7	64	46,2	29,8	21,5
A-506750-II-L30	105,4	56,8	24,5	12,7	129,9	69,5	60,5	32,2
A-506750-II-H35	56,6	50,5	37	11,6	93,6	62,1	50,4	28,9
A-506750-II-B500	71,1	49,8	16,8	11,5	87,9	61,3	41,0	28,5
A-506750-II-R09	81,1	58,7	18,9	13,3	100	72	46,6	33,5
A-6510065-II	82,2	62,4	14,2	10,8	96,4	73,2	43,5	33,1
A-6510065-II_L18	57	44,4	9,9	7,9	66,9	52,3	30,2	23,7
A-6510065-II_L30	117,6	84,5	17	14,8	134,6	99,3	59,8	44,9
A-6510065-II_H35	63,4	61,7	36,6	11	100	72,7	52,8	32,9
A-6510065-II_B500	79	60,2	13,7	10,5	92,7	70,7	41,9	32,0
A-6510065-II_R09	89,9	69,8	15,4	12,1	105,3	81,9	47,5	37,0
C-304530-II	63,8	33,6	23,9	12,2	87,7	45,8	43,4	22,6
C-304530-II-L18	42,7	23,5	16,4	8,7	59,1	32,2	29,4	15,9
C-304530-II-L30	91,3	45,4	35,5	17,1	126,8	62,5	63,1	31,0
C-304530-II-H35	47	33	35,4	11,8	82,4	44,8	45,4	22,1
C-304530-II-B500	61	32	23,8	11,8	84,8	43,8	42,3	21,7
C-304530-II-R09	73,6	37,4	27,8	13,3	101,4	50,7	50,3	24,9
C-506750-II	73,2	47,4	16,5	10,9	89,7	58,3	41,7	27,1
C-506750-II-L18	52,5	32,3	12,2	7,7	64,7	40	30,2	18,7
C-506750-II-L30	104,9	61,9	24,7	13,3	129,6	75,2	60,5	34,7
C-506750-II-H35	66,4	32,6	16,1	19,6	82,5	52,2	38,6	27,7
C-506750-II-B500	71,4	43,2	16,9	9,7	88,3	52,9	41,2	24,6
C-506750-II-R09	82,8	49	19,5	11,5	102,3	60,5	47,7	28,2
C-6510065-II	82,5	56,2	14,2	10,4	96,7	66,6	43,7	30,3
C-6510065-II_L18	57,2	40,2	10	7,5	67,2	47,7	30,4	21,7
C-6510065-II_L30	109,8	74,2	19,5	13,1	129,3	87,3	58,5	39,5
C-6510065-II_H35	81,4	54,5	14,1	9,8	95,5	64,3	43,1	29,2
C-6510065-II_B500	79,3	55,2	14	9,7	93,3	64,9	42,2	29,4
C-6510065-II_R09	93,2	61,5	16,1	11,3	109,3	72,8	49,4	33,1
B-304530-II	65,2	59,7	24,5	7,3	89,7	67	44,5	29,4
B-304530-II-L18	41,7	26,8	16,6	10,2	58,3	37	29,1	18,4
B-304530-II-L30	93,1	51,4	35,7	18,9	128,8	70,3	64,0	34,7
B-304530-II-H35	57,4	37,2	22,1	14,2	79,5	51,4	39,5	25,5
B-304530-II-B500	62,2	36,9	24,2	14	86,4	50,9	43,0	25,3
B-304530-II-R09	71,5	44,4	28,2	16,5	99,7	60,9	49,8	30,1
B-506750-II	72,2	51,4	16,4	11,8	88,6	63,2	41,2	29,4
B-506750-II-L18	52,8	36,1	12,4	8,4	65,2	44,5	30,4	20,7
B-506750-II-L30	105,6	69,4	24,9	15,6	130,5	85	60,9	39,5
B-506750-II-H35	67,7	47,8	16,1	13,4	83,8	61,2	39,2	29,2
B-506750-II-B500	72,1	48,5	16,9	11,2	89	59,7	41,5	27,8
B-506750-II-R09	83	56,8	19,4	12,9	102,4	69,7	47,8	32,4
B-6510065-II	83,6	60,5	14,4	10,5	98	71	44,2	32,1
B-6510065-II_L18	58,8	43,1	10,1	7,7	68,9	50,8	31,1	23,0
B-6510065-II_L30	115,2	82,5	19,9	14,2	135,1	96,7	61,0	43,7
B-6510065-II_H35	79	59,6	13,7	10,5	92,7	70,1	41,9	31,7
B-6510065-II_B500	80,6	58,7	14,1	10,4	94,7	69,1	42,8	31,3
B-6510065-II_R09	92,9	67,3	16	11,4	108,9	78,7	49,2	35,5
<b>MODELL E</b>								
E-304530-II	70,0	50,3	26,0	19,5	96,0	69,8	47,5	34,7
E-304530-II-L30	124,0	72,3	44,9	27,4	168,9	99,7	83,3	49,5
E-304530-II-L13Q	79,8	52,8	26,8	19,4	106,6	72,2	52,0	35,7
E-304530-II-R13	85,4	59,1	29,7	22,2	115,1	81,3	56,4	40,3
E-152515-II	68,1	22,8	46,7	18,0	114,8	40,8	62,3	22,6
E-152515-II-L30	112,5	35,1	75,4	27,2	187,9	62,3	101,6	34,4
E-152515-II-L13Q	58,6	24,6	35,6	18,1	94,2	42,7	50,1	23,4
E-152515-II-R13	61,2	29,1	42,5	22,0	103,7	51,1	56,4	28,1

Abb. F.3: Übersicht Spannungen aus Gesamtmodell

Modell	Stabwerk (ZSII)					
	UDL				UDL Anteil von FE	
	$\sigma^c_{s,max}$	$\sigma^u_{s,max}$	$\sigma^c_{s,zug}$	$\sigma^u_{s,zug}$	Anteil an $\sigma^c_{s,max,UDL}$	Anteil an $\sigma^u_{s,max,UDL}$
[N/mm <sup>2</sup> ]	[N/mm <sup>2</sup> ]	[N/mm <sup>2</sup> ]	[N/mm <sup>2</sup> ]	[%]	[%]	
<b>MODELL A - C</b>						
A-304530-II	57,5	40,7	43,7	0,0	88,2	104,4
A-304530-II-L18	37,8	29,2	29,0	0,0	87,5	105,8
A-304530-II-L30	86,3	55,2	69,4	0,0	94,1	106,0
A-304530-II-H35	55,7	44,2	38,9	0,0	95,7	115,4
A-304530-II-B500	53,5	37,9	41,5	0,0	87,4	101,3
A-304530-II-R09	63,3	45,4	48,2	0,0	89,7	99,6
A-506750-II	63,7	50,9	49,5	39,5	85,7	97,0
A-506750-II-L18	44,7	37,6	35,3	29,7	86,1	100,3
A-506750-II-L30	91,3	68,1	73,9	55,1	86,6	119,9
A-506750-II-H35	59,4	51,0	47,8	41,1	104,9	101,0
A-506750-II-B500	60,2	48,2	52,0	41,6	84,7	96,8
A-506750-II-R09	70,2	56,7	57,9	46,8	86,6	96,6
A-6510065-II	71,1	61,0	57,0	48,9	86,5	97,8
A-6510065-II_L18	47,4	42,2	37,5	33,4	83,2	95,0
A-6510065-II_L30	97,0	79,9	80,3	66,2	82,5	94,6
A-6510065-II_H35	67,7	61,1	54,3	49,0	106,8	99,0
A-6510065-II_B500	67,2	57,7	59,1	50,8	85,1	95,8
A-6510065-II_R09	76,6	66,1	61,7	53,2	85,2	94,7
C-304530-II	57,7	40,8	40,2	28,4	90,4	121,4
C-304530-II-L18	37,8	29,2	28,9	22,3	88,5	124,3
C-304530-II-L30	86,4	55,3	69,3	44,3	94,6	121,8
C-304530-II-H35	55,9	44,3	38,7	30,8	118,9	134,2
C-304530-II-B500	53,5	37,9	41,6	29,5	87,7	118,4
C-304530-II-R09	63,3	45,5	48,1	34,5	86,0	121,7
C-506750-II	63,4	50,8	57,0	37,7	86,6	107,2
C-506750-II-L18	44,7	37,6	35,2	29,6	85,1	116,4
C-506750-II-L30	91,4	68,1	78,2	58,3	87,1	110,0
C-506750-II-H35	59,1	50,8	45,5	39,1	89,0	155,8
C-506750-II-B500	60,3	48,2	52,8	42,2	84,5	111,6
C-506750-II-R09	70,3	56,8	57,8	46,7	84,9	115,9
C-6510065-II	70,2	60,2	56,7	48,6	85,1	107,1
C-6510065-II_L18	47,4	42,2	37,4	33,3	82,9	105,0
C-6510065-II_L30	97,1	80,0	80,2	66,1	88,4	107,8
C-6510065-II_H35	67,6	61,0	53,9	48,7	83,0	111,9
C-6510065-II_B500	67,2	57,7	59,1	50,8	84,7	104,5
C-6510065-II_R09	76,6	66,1	61,5	53,1	82,2	107,5
B-304530-II	57,5	40,7	43,6	30,9	88,2	68,2
B-304530-II-L18	35,8	27,7	27,2	21,0	85,9	103,4
B-304530-II-L30	86,3	55,2	69,4	44,4	92,7	107,4
B-304530-II-H35	55,7	44,2	38,9	30,9	97,0	118,8
B-304530-II-B500	53,5	37,9	41,5	29,4	86,0	102,7
B-304530-II-R09	63,3	45,4	48,2	34,6	88,5	102,3
B-506750-II	63,7	50,9	49,5	39,5	88,2	99,0
B-506750-II-L18	44,7	37,6	35,3	29,7	84,7	104,2
B-506750-II-L30	91,3	68,1	73,9	55,1	86,5	98,1
B-506750-II-H35	59,4	51,0	47,8	41,1	87,7	106,7
B-506750-II-B500	60,2	48,2	52,0	41,6	83,5	99,4
B-506750-II-R09	70,2	56,7	57,9	46,8	84,6	99,8
B-6510065-II	71,1	61,0	57,0	48,9	85,0	100,8
B-6510065-II_L18	47,4	42,2	37,5	33,4	80,6	97,9
B-6510065-II_L30	97,0	79,9	80,3	66,2	84,2	96,8
B-6510065-II_H35	67,7	61,1	54,3	49,0	85,7	102,5
B-6510065-II_B500	67,2	57,7	59,1	50,8	83,4	98,3
B-6510065-II_R09	76,6	66,1	61,7	53,2	82,5	98,2
<b>MODELL E</b>						
E-304530-II	67,4	56,8	51,8	43,6	96,3	112,9
E-304530-II-L30	114,4	87,8	92,5	71,0	92,3	121,4
E-304530-II-L13Q	69,3	58,0	51,6	43,2	86,8	109,8
E-304530-II-R13	77,5	66,2	59,6	50,9	90,7	112,0
E-152515-II	45,2	33,2	34,6	25,4	66,4	145,6
E-152515-II-L30	98,4	57,1	33,0	24,2	87,5	162,7
E-152515-II-L13Q	47,9	35,1	35,6	26,1	81,7	142,7
E-152515-II-R13	53,0	40,1	42,0	31,7	86,6	137,8

Abb. F.4: Übersicht Spannungen aus Stabwerksmodell ZSII - UDL

Modell	Stabwerk (ZSII)					
	TS				TS Anteil von FE	
	$\sigma_{s,max}^o$ [N/mm <sup>2</sup> ]	$\sigma_{s,max}^u$ [N/mm <sup>2</sup> ]	$\sigma_{s,zug,l}^o$ [N/mm <sup>2</sup> ]	$\sigma_{s,zug,l}^u$ [N/mm <sup>2</sup> ]	Anteil an $\sigma_{s,max,TS}^o$ [%]	Anteil an $\sigma_{s,max,TS}^u$ [%]
<b>MODELL A - C</b>						
A-304530-II	23,1	16,3	2,8	0,0	95,1	111,6
A-304530-II-L18	15,5	11,9	1,7	0,0	93,4	113,3
A-304530-II-L30	34,6	22,1	4,1	0,0	98,6	115,1
A-304530-II-H35	23,5	18,6	2,3	0,0	104,9	128,3
A-304530-II-B500	22,6	16,0	2,0	0,0	94,6	112,7
A-304530-II-R09	25,4	18,2	3,1	0,0	93,4	108,3
A-506750-II	15,4	12,3	1,4	1,1	90,1	102,5
A-506750-II-L18	11,0	9,2	1,0	0,8	90,9	105,7
A-506750-II-L30	21,7	16,2	2,1	1,6	88,6	127,6
A-506750-II-H35	14,4	12,4	1,3	1,1	38,9	106,9
A-506750-II-B500	15,3	12,2	0,7	0,6	91,1	106,1
A-506750-II-R09	17,0	13,7	0,9	0,7	89,9	103,0
A-6510065-II	12,9	11,0	0,7	0,6	90,8	101,9
A-6510065-II_L18	8,7	7,7	0,3	0,4	87,9	97,5
A-6510065-II_L30	17,3	14,2	1,0	0,9	101,8	95,9
A-6510065-II_H35	12,3	11,1	0,6	0,3	33,6	100,9
A-6510065-II_B500	12,7	10,9	0,7	0,3	92,7	103,8
A-6510065-II_R09	13,8	11,9	0,8	0,4	89,6	98,3
C-304530-II	23,1	16,4	1,7	1,2	96,7	134,4
C-304530-II-L18	15,5	11,9	1,8	1,4	94,5	136,8
C-304530-II-L30	34,7	22,2	4,2	2,7	97,7	129,8
C-304530-II-H35	23,5	18,7	2,6	2,1	66,4	158,5
C-304530-II-B500	22,6	16,0	3,4	2,4	95,0	135,6
C-304530-II-R09	25,4	18,2	3,3	2,3	91,4	136,8
C-506750-II	15,3	12,3	0,7	0,6	92,7	112,8
C-506750-II-L18	11,0	9,2	1,0	0,8	90,2	119,5
C-506750-II-L30	21,7	16,2	2,1	1,6	87,9	121,8
C-506750-II-H35	14,3	12,3	1,3	1,1	88,8	62,8
C-506750-II-B500	15,9	12,7	1,2	1,0	94,1	130,9
C-506750-II-R09	17,0	13,7	1,6	1,3	87,2	119,1
C-6510065-II	12,6	10,8	0,7	0,6	88,7	103,8
C-6510065-II_L18	8,6	7,7	0,5	0,4	86,0	102,7
C-6510065-II_L30	17,3	14,3	1,1	0,9	88,7	109,2
C-6510065-II_H35	12,2	11,0	0,7	0,6	86,5	112,2
C-6510065-II_B500	12,7	10,9	0,8	0,7	90,7	112,4
C-6510065-II_R09	13,8	11,9	0,8	0,7	85,7	105,3
B-304530-II	23,1	16,3	2,8	2,0	94,3	223,3
B-304530-II-L18	14,4	11,1	1,7	1,3	86,7	108,8
B-304530-II-L30	34,6	22,1	4,1	2,7	96,9	116,9
B-304530-II-H35	23,5	18,6	2,3	1,8	106,3	131,0
B-304530-II-B500	22,6	16,0	2,0	1,4	93,4	114,3
B-304530-II-R09	25,4	18,2	3,1	2,2	90,1	110,3
B-506750-II	15,4	12,3	1,4	1,1	93,9	104,2
B-506750-II-L18	11,0	9,2	1,0	0,8	88,7	109,5
B-506750-II-L30	21,7	16,2	2,1	1,6	87,1	103,8
B-506750-II-H35	14,4	12,4	1,3	1,1	89,4	92,5
B-506750-II-B500	15,3	12,2	0,7	0,6	90,5	108,9
B-506750-II-R09	17,0	13,7	0,9	0,7	87,6	106,2
B-6510065-II	12,9	11,0	0,7	0,6	89,6	104,8
B-6510065-II_L18	8,7	7,7	0,3	0,4	86,1	100,0
B-6510065-II_L30	17,3	14,2	1,0	0,9	86,9	100,0
B-6510065-II_H35	12,3	11,1	0,6	0,3	89,8	105,7
B-6510065-II_B500	12,7	10,9	0,7	0,3	90,1	104,8
B-6510065-II_R09	13,8	11,9	0,8	0,4	86,3	104,4
<b>MODELL E</b>						
E-304530-II	26,1	22,0	4,9	4,1	100,4	112,8
E-304530-II-L30	43,0	33,0	8,7	6,6	95,8	120,4
E-304530-II-L13Q	26,2	21,9	1,3	1,1	97,8	112,9
E-304530-II-R13	30,1	25,6	1,6	1,4	101,3	115,3
E-152515-II	33,5	24,6	12,6	1,5	71,7	136,7
E-152515-II-L30	69,9	40,6	12,0	8,8	92,7	149,3
E-152515-II-L13Q	34,8	25,6	3,5	2,6	97,8	141,4
E-152515-II-R13	39,3	29,7	15,3	11,5	92,5	135,0

Abb. F.5: Übersicht Spannungen aus Stabwerksmodell ZSII - TS

Modell	Stabwerk (ZSII)							
	Charakteristisch		charakteristisch Anteil von FE					
	$\sigma_{s,max}^o$ [N/mm <sup>2</sup> ]	$\sigma_{s,max}^u$ [N/mm <sup>2</sup> ]	Anteil an $\sigma_{s,max}^o$			Anteil an $\sigma_{s,max}^u$		
		[%]	Mittelwert	5%-Quantil	[%]	5%-Quantil	Mittelwert	
<b>MODELL A - C</b>								
A-304530-II	80,6	57,0	90,1	87,7	80,6	106,3	96,1	110,0
A-304530-II-L18	53,3	41,1	89,1	87,7	80,6	107,9	96,1	110,0
A-304530-II-L30	120,9	77,3	95,3	87,7	80,6	108,4	96,1	110,0
A-304530-II-H35	79,2	62,8	98,3	87,7	80,6	118,9	96,1	110,0
A-304530-II-B500	76,1	53,9	89,4	87,7	80,6	104,5	96,1	110,0
A-304530-II-R09	88,7	63,6	90,7	87,7	80,6	101,9	96,1	110,0
A-506750-II	79,1	63,2	86,5	87,7	80,6	98,0	96,1	110,0
A-506750-II-L18	55,7	46,8	87,0	87,7	80,6	101,3	96,1	110,0
A-506750-II-L30	113,0	84,3	87,0	87,7	80,6	121,3	96,1	110,0
A-506750-II-H35	73,8	63,4	78,8	87,7	80,6	102,1	96,1	110,0
A-506750-II-B500	75,5	60,4	85,9	87,7	80,6	98,5	96,1	110,0
A-506750-II-R09	87,2	70,4	87,2	87,7	80,6	97,8	96,1	110,0
A-6510065-II	84,0	72,0	87,1	87,7	80,6	98,4	96,1	110,0
A-6510065-II_L18	56,1	49,9	83,9	87,7	80,6	95,4	96,1	110,0
A-6510065-II_L30	114,3	94,1	84,9	87,7	80,6	94,8	96,1	110,0
A-6510065-II_H35	80,0	72,2	80,0	87,7	80,6	99,3	96,1	110,0
A-6510065-II_B500	79,9	68,6	86,2	87,7	80,6	97,0	96,1	110,0
A-6510065-II_R09	90,4	78,0	85,8	87,7	80,6	95,2	96,1	110,0
C-304530-II	80,8	57,2	92,1	87,7	80,6	124,9	96,1	110,0
C-304530-II-L18	53,3	41,1	90,2	87,7	80,6	127,6	96,1	110,0
C-304530-II-L30	121,1	77,5	95,5	87,7	80,6	124,0	96,1	110,0
C-304530-II-H35	79,4	63,0	96,4	87,7	80,6	140,6	96,1	110,0
C-304530-II-B500	76,1	53,9	89,7	87,7	80,6	123,1	96,1	110,0
C-304530-II-R09	88,7	63,7	87,5	87,7	80,6	125,6	96,1	110,0
C-506750-II	78,7	63,1	87,7	87,7	80,6	108,2	96,1	110,0
C-506750-II-L18	55,7	46,8	86,1	87,7	80,6	117,0	96,1	110,0
C-506750-II-L30	113,1	84,3	87,3	87,7	80,6	112,1	96,1	110,0
C-506750-II-H35	73,4	63,1	89,0	87,7	80,6	120,9	96,1	110,0
C-506750-II-B500	76,2	60,9	86,3	87,7	80,6	115,1	96,1	110,0
C-506750-II-R09	87,3	70,5	85,3	87,7	80,6	116,5	96,1	110,0
C-6510065-II	82,8	71,0	85,6	87,7	80,6	106,6	96,1	110,0
C-6510065-II_L18	56,0	49,9	83,3	87,7	80,6	104,6	96,1	110,0
C-6510065-II_L30	114,4	94,3	88,5	87,7	80,6	108,0	96,1	110,0
C-6510065-II_H35	79,8	72,0	83,6	87,7	80,6	112,0	96,1	110,0
C-6510065-II_B500	79,9	68,6	85,6	87,7	80,6	105,7	96,1	110,0
C-6510065-II_R09	90,4	78,0	82,7	87,7	80,6	107,1	96,1	110,0
B-304530-II	80,6	57,0	89,9	87,7	80,6	85,1	96,1	110,0
B-304530-II-L18	50,2	38,8	86,1	87,7	80,6	104,9	96,1	110,0
B-304530-II-L30	120,9	77,3	93,9	87,7	80,6	110,0	96,1	110,0
B-304530-II-H35	79,2	62,8	99,6	87,7	80,6	122,2	96,1	110,0
B-304530-II-B500	76,1	53,9	88,1	87,7	80,6	105,9	96,1	110,0
B-304530-II-R09	88,7	63,6	89,0	87,7	80,6	104,4	96,1	110,0
B-506750-II	79,1	63,2	89,3	87,7	80,6	100,0	96,1	110,0
B-506750-II-L18	55,7	46,8	85,4	87,7	80,6	105,2	96,1	110,0
B-506750-II-L30	113,0	84,3	86,6	87,7	80,6	99,2	96,1	110,0
B-506750-II-H35	73,8	63,4	88,1	87,7	80,6	103,6	96,1	110,0
B-506750-II-B500	75,5	60,4	84,8	87,7	80,6	101,2	96,1	110,0
B-506750-II-R09	87,2	70,4	85,2	87,7	80,6	101,0	96,1	110,0
B-6510065-II	84,0	72,0	85,7	87,7	80,6	101,4	96,1	110,0
B-6510065-II_L18	56,1	49,9	81,4	87,7	80,6	98,2	96,1	110,0
B-6510065-II_L30	114,3	94,1	84,6	87,7	80,6	97,3	96,1	110,0
B-6510065-II_H35	80,0	72,2	86,3	87,7	80,6	103,0	96,1	110,0
B-6510065-II_B500	79,9	68,6	84,4	87,7	80,6	99,3	96,1	110,0
B-6510065-II_R09	90,4	78,0	83,0	87,7	80,6	99,1	96,1	110,0
<b>MODELL E</b>								
E-304530-II	93,5	78,8	97,4	87,7	80,6	112,9	96,1	110,0
E-304530-II-L30	157,4	120,8	93,2	87,7	80,6	121,2	96,1	110,0
E-304530-II-L13Q	95,5	79,9	89,6	87,7	80,6	110,7	96,1	110,0
E-304530-II-R13	107,6	91,8	93,5	87,7	80,6	112,9	96,1	110,0
E-152515-II	78,7	57,8	68,6	87,7	80,6	141,7	96,1	110,0
E-152515-II-L30	168,3	97,7	89,6	87,7	80,6	156,8	96,1	110,0
E-152515-II-L13Q	82,7	60,7	87,8	87,7	80,6	142,2	96,1	110,0
E-152515-II-R13	92,3	69,8	89,0	87,7	80,6	136,6	96,1	110,0

Abb. F.6: Übersicht Spannungen aus Stabwerksmodell ZSII – charakteristische Kombination

Modell	Stabwerk (ZSII)							
	Häufig		häufig Anteil von FE					
	$\sigma_{s,max}^o$ [N/mm <sup>2</sup> ]	$\sigma_{s,max}^u$ [N/mm <sup>2</sup> ]	Anteil an $\sigma_{s,max}^o$			Anteil an $\sigma_{s,max}^u$		
			Mittelwert	5%-Fraktile		5%-Fraktile	Mittelwert	
<b>MODELL A - C</b>								
A-304530-II	40,3	28,5	91,0	87,8	75,0	107,4	97,3	110,6
A-304530-II-L18	26,7	20,6	90,0	87,8	75,0	108,9	97,3	110,6
A-304530-II-L30	60,5	38,7	96,0	87,8	75,0	109,7	97,3	110,6
A-304530-II-H35	39,9	31,6	99,6	87,8	75,0	120,7	97,3	110,6
A-304530-II-B500	38,4	27,2	90,4	87,8	75,0	106,1	97,3	110,6
A-304530-II-R09	44,4	31,8	91,2	87,8	75,0	103,1	97,3	110,6
A-506750-II	37,0	29,6	87,0	87,8	75,0	98,6	97,3	110,6
A-506750-II-L18	26,1	21,9	87,6	87,8	75,0	101,9	97,3	110,6
A-506750-II-L30	52,8	39,4	87,2	87,8	75,0	122,2	97,3	110,6
A-506750-II-H35	34,6	29,7	68,6	87,8	75,0	102,8	97,3	110,6
A-506750-II-B500	35,6	28,4	86,6	87,8	75,0	99,6	97,3	110,6
A-506750-II-R09	40,8	33,0	87,6	87,8	75,0	98,5	97,3	110,6
A-6510065-II	38,1	32,7	87,6	87,8	75,0	98,8	97,3	110,6
A-6510065-II_L18	25,5	22,7	84,3	87,8	75,0	95,7	97,3	110,6
A-6510065-II_L30	51,8	42,6	86,6	87,8	75,0	94,9	97,3	110,6
A-6510065-II_H35	36,3	32,8	68,7	87,8	75,0	99,5	97,3	110,6
A-6510065-II_B500	36,4	31,3	86,9	87,8	75,0	97,8	97,3	110,6
A-6510065-II_R09	41,0	35,4	86,3	87,8	75,0	95,6	97,3	110,6
C-304530-II	40,4	28,6	93,0	87,8	75,0	126,7	97,3	110,6
C-304530-II-L18	26,7	20,6	91,0	87,8	75,0	129,4	97,3	110,6
C-304530-II-L30	60,6	38,8	95,9	87,8	75,0	125,1	97,3	110,6
C-304530-II-H35	40,0	31,7	88,2	87,8	75,0	144,0	97,3	110,6
C-304530-II-B500	38,4	27,2	90,8	87,8	75,0	125,5	97,3	110,6
C-304530-II-R09	44,4	31,9	88,2	87,8	75,0	127,7	97,3	110,6
C-506750-II	36,8	29,5	88,4	87,8	75,0	108,9	97,3	110,6
C-506750-II-L18	26,1	21,9	86,7	87,8	75,0	117,4	97,3	110,6
C-506750-II-L30	52,8	39,4	87,4	87,8	75,0	113,4	97,3	110,6
C-506750-II-H35	34,4	29,5	88,9	87,8	75,0	106,5	97,3	110,6
C-506750-II-B500	36,0	28,8	87,4	87,8	75,0	117,3	97,3	110,6
C-506750-II-R09	40,9	33,0	85,6	87,8	75,0	116,9	97,3	110,6
C-6510065-II	37,5	32,2	86,0	87,8	75,0	106,3	97,3	110,6
C-6510065-II_L18	25,4	22,7	83,6	87,8	75,0	104,4	97,3	110,6
C-6510065-II_L30	51,8	42,7	88,5	87,8	75,0	108,2	97,3	110,6
C-6510065-II_H35	36,2	32,7	83,9	87,8	75,0	112,0	97,3	110,6
C-6510065-II_B500	36,4	31,3	86,2	87,8	75,0	106,5	97,3	110,6
C-6510065-II_R09	41,0	35,4	83,1	87,8	75,0	106,9	97,3	110,6
B-304530-II	40,3	28,5	90,7	87,8	75,0	97,1	97,3	110,6
B-304530-II-L18	25,1	19,4	86,2	87,8	75,0	105,6	97,3	110,6
B-304530-II-L30	60,5	38,7	94,5	87,8	75,0	111,3	97,3	110,6
B-304530-II-H35	39,9	31,6	100,9	87,8	75,0	123,9	97,3	110,6
B-304530-II-B500	38,4	27,2	89,1	87,8	75,0	107,5	97,3	110,6
B-304530-II-R09	44,4	31,8	89,2	87,8	75,0	105,6	97,3	110,6
B-506750-II	37,0	29,6	89,9	87,8	75,0	100,6	97,3	110,6
B-506750-II-L18	26,1	21,9	85,9	87,8	75,0	105,8	97,3	110,6
B-506750-II-L30	52,8	39,4	86,7	87,8	75,0	99,8	97,3	110,6
B-506750-II-H35	34,6	29,7	88,3	87,8	75,0	101,8	97,3	110,6
B-506750-II-B500	35,6	28,4	85,6	87,8	75,0	102,3	97,3	110,6
B-506750-II-R09	40,8	33,0	85,5	87,8	75,0	101,7	97,3	110,6
B-6510065-II	38,1	32,7	86,2	87,8	75,0	101,8	97,3	110,6
B-6510065-II_L18	25,5	22,7	82,0	87,8	75,0	98,4	97,3	110,6
B-6510065-II_L30	51,8	42,6	84,9	87,8	75,0	97,6	97,3	110,6
B-6510065-II_H35	36,3	32,8	86,7	87,8	75,0	103,3	97,3	110,6
B-6510065-II_B500	36,4	31,3	85,0	87,8	75,0	99,9	97,3	110,6
B-6510065-II_R09	41,0	35,4	83,4	87,8	75,0	99,7	97,3	110,6
<b>MODELL E</b>								
E-304530-II	46,5	39,2	98,0	87,8	75,0	112,9	97,3	110,6
E-304530-II-L30	78,0	59,9	93,7	87,8	75,0	121,0	97,3	110,6
E-304530-II-L13Q	47,4	39,6	91,1	87,8	75,0	111,1	97,3	110,6
E-304530-II-R13	53,6	45,7	94,9	87,8	75,0	113,4	97,3	110,6
E-152515-II	43,2	31,7	69,4	87,8	75,0	140,3	97,3	110,6
E-152515-II-L30	91,8	53,3	90,4	87,8	75,0	154,7	97,3	110,6
E-152515-II-L13Q	45,3	33,2	90,3	87,8	75,0	142,0	97,3	110,6
E-152515-II-R13	50,7	38,3	89,9	87,8	75,0	136,2	97,3	110,6

Abb. F.7: Übersicht Spannungen aus Stabwerksmodell ZSII – häufige Kombination

Modell	Lokal ZSI											
	UDL				UDL Anteil von FE UDL		TS				TS Anteil von FE TS	
	$\sigma_{s,max}^s$ [N/mm <sup>2</sup> ]	$\sigma_{s,max}^c$ [N/mm <sup>2</sup> ]	$\sigma_{s,zug}^s$ [N/mm <sup>2</sup> ]	$\sigma_{s,zug}^c$ [N/mm <sup>2</sup> ]	Anteil an $\sigma_{s,maxUDL}^s$ [%]	Anteil an $\sigma_{s,maxUDL}^c$ [%]	$\sigma_{s,max}^s$ [N/mm <sup>2</sup> ]	$\sigma_{s,max}^c$ [N/mm <sup>2</sup> ]	$\sigma_{s,zug}^s$ [N/mm <sup>2</sup> ]	$\sigma_{s,zug}^c$ [N/mm <sup>2</sup> ]	Anteil an $\sigma_{s,maxTS}^s$ [%]	Anteil an $\sigma_{s,maxTS}^c$ [%]
<b>MODELL A - C</b>												
A-304530-II	25,9	0,0	10,7	0,0	39,7	0,0	52,9	0,0	0,0	0,0	217,7	0,0
A-304530-II-L18	25,9	0,0	10,7	0,0	60,0	0,0	52,9	0,0	0,0	0,0	318,7	0,0
A-304530-II-L30	25,9	0,0	10,7	0,0	28,2	0,0	52,9	0,0	0,0	0,0	150,7	0,0
A-304530-II-H35	35,8	0,0	16,0	0,0	61,5	0,0	73,6	0,0	0,0	0,0	328,6	0,0
A-304530-II-B500	19,6	0,0	9,5	0,0	32,0	0,0	44,8	0,0	0,0	0,0	187,4	0,0
A-304530-II-R09	39,6	0,0	16,4	0,0	56,1	0,0	81,1	0,0	0,0	0,0	298,2	0,0
A-506750-II	25,9	0,0	10,7	0,0	34,9	0,0	52,9	0,0	0,0	0,0	309,4	0,0
A-506750-II-L18	25,9	0,0	10,7	0,0	49,9	0,0	52,9	0,0	0,0	0,0	437,2	0,0
A-506750-II-L30	25,9	0,0	10,7	0,0	24,6	0,0	52,9	0,0	0,0	0,0	215,9	0,0
A-506750-II-H35	35,8	0,0	16,0	0,0	63,3	0,0	73,6	0,0	0,0	0,0	198,9	0,0
A-506750-II-B500	19,6	0,0	9,5	0,0	27,6	0,0	44,8	0,0	0,0	0,0	266,7	0,0
A-506750-II-R09	39,6	0,0	16,4	0,0	48,8	0,0	81,1	0,0	0,0	0,0	429,1	0,0
A-6510065-II	25,9	0,0	10,7	0,0	31,5	0,0	52,9	0,0	0,0	0,0	372,5	0,0
A-6510065-II_L18	25,9	0,0	10,7	0,0	45,4	0,0	52,9	0,0	0,0	0,0	534,3	0,0
A-6510065-II_L30	25,9	0,0	10,7	0,0	22,0	0,0	52,9	0,0	0,0	0,0	311,2	0,0
A-6510065-II_H35	35,8	0,0	16,0	0,0	56,5	0,0	73,6	0,0	0,0	0,0	201,1	0,0
A-6510065-II_B500	19,6	0,0	9,5	0,0	24,8	0,0	44,8	0,0	0,0	0,0	327,0	0,0
A-6510065-II_R09	39,6	0,0	16,4	0,0	44,0	0,0	81,1	0,0	0,0	0,0	526,6	0,0
C-304530-II	17,1	1,3	9,2	0,2	26,8	3,9	49,2	4,3	0,0	0,0	205,9	35,2
C-304530-II-L18	17,1	1,3	9,2	0,2	40,0	5,5	49,2	4,3	0,0	0,0	300,0	49,4
C-304530-II-L30	17,1	1,3	9,2	0,2	18,7	2,9	49,2	4,3	0,0	0,0	138,6	25,1
C-304530-II-H35	23,5	1,9	12,7	0,3	50,0	5,8	68,5	6,9	0,0	0,0	193,5	58,5
C-304530-II-B500	14,9	1,1	9,2	0,2	24,4	3,4	42,7	4,3	0,0	0,0	179,4	36,4
C-304530-II-R09	26,1	2,0	14,0	0,3	35,5	5,3	75,2	6,5	0,0	0,0	270,5	48,9
C-506750-II	17,1	1,3	9,2	0,2	23,4	2,7	49,2	4,3	0,0	0,0	298,2	39,4
C-506750-II-L18	17,1	1,3	9,2	0,2	32,6	4,0	49,2	4,3	0,0	0,0	403,3	55,8
C-506750-II-L30	17,1	1,3	9,2	0,2	16,3	2,1	49,2	4,3	0,0	0,0	199,2	32,3
C-506750-II-H35	23,5	1,9	12,7	0,3	35,4	5,8	68,5	6,9	0,0	0,0	425,5	35,2
C-506750-II-B500	14,9	1,1	9,2	0,2	20,9	2,5	42,7	4,3	0,0	0,0	252,7	44,3
C-506750-II-R09	26,1	2,0	14,0	0,3	31,5	4,1	75,2	6,5	0,0	0,0	385,6	56,5
C-6510065-II	17,1	1,3	9,2	0,2	20,7	2,3	49,2	4,3	0,0	0,0	346,5	41,3
C-6510065-II_L18	17,1	1,3	9,2	0,2	29,9	3,2	49,2	4,3	0,0	0,0	492,0	57,3
C-6510065-II_L30	17,1	1,3	9,2	0,2	15,6	1,8	49,2	4,3	0,0	0,0	252,3	32,8
C-6510065-II_H35	23,5	1,9	12,7	0,3	28,9	3,5	68,5	6,9	0,0	0,0	485,8	70,4
C-6510065-II_B500	14,9	1,1	9,2	0,2	18,8	2,0	42,7	4,3	0,0	0,0	305,0	44,3
C-6510065-II_R09	26,1	2,0	14,0	0,3	28,0	3,3	75,2	6,5	0,0	0,0	467,1	57,5
B-304530-II	4,5	4,1	4,3	1,8	6,9	6,9	15,8	54,1	0,0	0,0	64,5	741,1
B-304530-II-L18	4,5	4,1	4,3	1,8	10,8	15,3	15,8	54,1	0,0	0,0	95,2	530,4
B-304530-II-L30	4,5	4,1	4,3	1,8	4,8	8,0	15,8	54,1	0,0	0,0	44,3	286,2
B-304530-II-H35	6,2	5,6	5,8	2,3	10,8	15,1	22,5	74,2	0,0	0,0	101,8	522,5
B-304530-II-B500	5,2	3,2	4,2	1,5	8,4	8,7	12,7	43,6	0,0	0,0	52,5	311,4
B-304530-II-R09	6,8	6,3	6,5	2,7	9,5	14,2	24,2	82,9	0,0	0,0	85,8	502,4
B-506750-II	4,5	4,1	4,3	1,8	6,2	8,0	15,8	54,1	0,0	0,0	96,3	458,5
B-506750-II-L18	4,5	4,1	4,3	1,8	8,5	11,4	15,8	54,1	0,0	0,0	127,4	644,0
B-506750-II-L30	4,5	4,1	4,3	1,8	4,3	5,9	15,8	54,1	0,0	0,0	63,5	346,8
B-506750-II-H35	6,2	5,6	5,8	2,3	9,2	11,7	22,5	74,2	0,0	0,0	139,8	553,7
B-506750-II-B500	5,2	3,2	4,2	1,5	7,2	6,6	12,7	43,6	0,0	0,0	75,1	389,3
B-506750-II-R09	6,8	6,3	6,5	2,7	8,2	11,1	24,2	82,9	0,0	0,0	124,7	642,6
B-6510065-II	4,5	4,1	4,3	1,8	5,4	6,8	15,8	54,1	0,0	0,0	109,7	515,2
B-6510065-II_L18	4,5	4,1	4,3	1,8	7,7	9,5	15,8	54,1	0,0	0,0	156,4	702,6
B-6510065-II_L30	4,5	4,1	4,3	1,8	3,9	5,0	15,8	54,1	0,0	0,0	79,4	381,0
B-6510065-II_H35	6,2	5,6	5,8	2,3	7,8	9,4	22,5	74,2	0,0	0,0	164,2	706,7
B-6510065-II_B500	5,2	3,2	4,2	1,5	6,5	5,5	12,7	43,6	0,0	0,0	90,1	419,2
B-6510065-II_R09	6,8	6,3	6,5	2,7	7,3	9,4	24,2	82,9	0,0	0,0	151,3	727,2
<b>MODELL E</b>												
E-304530-II	1,7	5,6	1,6	1,6	2,4	11,1	8,5	39,8	0,0	0,0	32,7	204,1
E-304530-II-L30	1,7	5,6	1,6	1,6	1,4	7,7	8,5	39,8	0,0	0,0	18,9	145,3
E-304530-II-L13Q	2,5	7,1	2,5	2,5	3,1	13,4	13,2	58,0	0,0	0,0	49,3	299,0
E-304530-II-R13	2,6	8,5	2,4	2,4	3,0	14,4	12,8	60,7	0,0	0,0	43,1	273,4
E-152515-II	1,7	5,6	1,6	1,6	2,5	24,6	8,5	39,8	0,0	0,0	18,2	221,1
E-152515-II-L30	1,7	5,6	1,6	1,6	1,5	16,0	8,5	39,8	0,0	0,0	11,3	146,3
E-152515-II-L13Q	2,5	7,1	2,5	2,5	4,3	28,9	13,2	58,0	0,0	0,0	37,1	320,4
E-152515-II-R13	2,6	8,5	2,4	2,4	4,2	29,2	12,8	60,7	0,0	0,0	30,1	275,9

Abb. F.8: Übersicht Spannungen aus lokalem Modell ZSI – UDL und TS

Modell	Lokal ZSII											
	UDL				UDL Anteil von FE		TS				TS Anteil von FE	
	$\sigma_{s,max}^U$ [N/mm <sup>2</sup> ]	$\sigma_{s,max}^L$ [N/mm <sup>2</sup> ]	$\sigma_{s,ZUE}^U$ [N/mm <sup>2</sup> ]	$\sigma_{s,ZUE}^L$ [N/mm <sup>2</sup> ]	Anteil an $\sigma_{s,max,UDL}^U$ [%]	Anteil an $\sigma_{s,max,UDL}^L$ [%]	$\sigma_{s,max}^U$ [N/mm <sup>2</sup> ]	$\sigma_{s,max}^L$ [N/mm <sup>2</sup> ]	$\sigma_{s,ZUE}^U$ [N/mm <sup>2</sup> ]	$\sigma_{s,ZUE}^L$ [N/mm <sup>2</sup> ]	Anteil an $\sigma_{s,max,TS}^U$ [%]	Anteil an $\sigma_{s,max,TS}^L$ [%]
<b>MODELL A - C</b>												
A-304530-II	8,6	0,0	3,9	0,0	13,2	0,0	26,2	0,0	0,0	0,0	107,8	0,0
A-304530-II-L18	8,6	0,0	3,9	0,0	19,9	0,0	26,2	0,0	0,0	0,0	157,8	0,0
A-304530-II-L30	8,6	0,0	3,9	0,0	9,4	0,0	26,2	0,0	0,0	0,0	74,6	0,0
A-304530-II-H35	13,2	0,0	6,1	0,0	22,7	0,0	40,7	0,0	0,0	0,0	181,7	0,0
A-304530-II-B500	6,2	0,0	3,1	0,0	10,1	0,0	22,8	0,0	0,0	0,0	95,4	0,0
A-304530-II-R09	10,3	0,0	4,8	0,0	14,6	0,0	35,4	0,0	0,0	0,0	130,1	0,0
A-506750-II	8,6	0,0	3,9	0,0	11,6	0,0	26,2	0,0	0,0	0,0	153,2	0,0
A-506750-II-L18	8,6	0,0	3,9	0,0	16,6	0,0	26,2	0,0	0,0	0,0	216,5	0,0
A-506750-II-L30	8,6	0,0	3,9	0,0	8,2	0,0	26,2	0,0	0,0	0,0	106,9	0,0
A-506750-II-H35	13,2	0,0	6,1	0,0	23,3	0,0	40,7	0,0	0,0	0,0	110,0	0,0
A-506750-II-B500	6,2	0,0	3,1	0,0	8,7	0,0	22,8	0,0	0,0	0,0	135,7	0,0
A-506750-II-R09	10,3	0,0	4,8	0,0	12,7	0,0	35,4	0,0	0,0	0,0	187,3	0,0
A-6510065-II	8,6	0,0	3,9	0,0	10,5	0,0	26,2	0,0	0,0	0,0	184,5	0,0
A-6510065-II_L18	8,6	0,0	3,9	0,0	15,1	0,0	26,2	0,0	0,0	0,0	264,6	0,0
A-6510065-II_L30	8,6	0,0	3,9	0,0	7,3	0,0	26,2	0,0	0,0	0,0	154,1	0,0
A-6510065-II_H35	13,2	0,0	6,1	0,0	20,8	0,0	40,7	0,0	0,0	0,0	111,2	0,0
A-6510065-II_B500	6,2	0,0	3,1	0,0	7,8	0,0	22,8	0,0	0,0	0,0	166,4	0,0
A-6510065-II_R09	10,3	0,0	4,8	0,0	11,5	0,0	35,4	0,0	0,0	0,0	229,9	0,0
C-304530-II	7,5	0,2	5,0	0,1	11,8	0,6	26,2	1,9	0,0	0,0	109,6	15,6
C-304530-II-L18	7,5	0,2	5,0	0,1	17,6	0,9	26,2	1,9	0,0	0,0	159,8	21,8
C-304530-II-L30	7,5	0,2	5,0	0,1	8,2	0,4	26,2	1,9	0,0	0,0	73,8	11,1
C-304530-II-H35	11,3	0,5	4,9	0,2	24,0	1,5	39,8	3,1	0,0	0,0	112,4	26,5
C-304530-II-B500	6,4	0,2	4,7	0,1	10,5	0,6	22,5	1,7	0,0	0,0	94,5	14,4
C-304530-II-R09	9,0	0,3	5,8	0,0	12,2	0,8	34,9	3,2	0,0	0,0	125,5	24,1
C-506750-II	7,5	0,2	5,0	0,1	10,2	0,4	26,2	1,9	0,0	0,0	158,8	17,4
C-506750-II-L18	7,5	0,2	5,0	0,1	14,3	0,6	26,2	1,9	0,0	0,0	214,8	24,7
C-506750-II-L30	7,5	0,2	5,0	0,1	7,1	0,3	26,2	1,9	0,0	0,0	106,1	14,3
C-506750-II-H35	11,3	0,5	4,9	0,2	17,0	1,5	39,8	3,1	0,0	0,0	247,2	15,8
C-506750-II-B500	6,4	0,2	4,7	0,1	9,0	0,5	22,5	1,7	0,0	0,0	133,1	17,5
C-506750-II-R09	9,0	0,3	5,8	0,0	10,9	0,6	34,9	3,2	0,0	0,0	179,0	27,8
C-6510065-II	7,5	0,2	5,0	0,1	9,1	0,4	26,2	1,9	0,0	0,0	184,5	18,3
C-6510065-II_L18	7,5	0,2	5,0	0,1	13,1	0,5	26,2	1,9	0,0	0,0	262,0	25,3
C-6510065-II_L30	7,5	0,2	5,0	0,1	6,8	0,3	26,2	1,9	0,0	0,0	134,4	14,5
C-6510065-II_H35	11,3	0,5	4,9	0,2	13,9	0,9	39,8	3,1	0,0	0,0	282,3	31,6
C-6510065-II_B500	6,4	0,2	4,7	0,1	8,1	0,4	22,5	1,7	0,0	0,0	160,7	17,5
C-6510065-II_R09	9,0	0,3	5,8	0,0	9,7	0,5	34,9	3,2	0,0	0,0	216,8	28,3
B-304530-II	0,9	0,7	0,7	0,2	1,4	1,2	5,8	17,7	0,0	0,0	23,7	242,5
B-304530-II-L18	0,9	0,7	0,7	0,2	2,2	2,6	5,8	17,7	0,0	0,0	34,9	173,5
B-304530-II-L30	0,9	0,7	0,7	0,2	1,0	1,4	5,8	17,7	0,0	0,0	16,2	93,7
B-304530-II-H35	1,2	1,1	1,1	0,3	2,1	3,0	8,9	25,9	0,0	0,0	40,3	182,4
B-304530-II-B500	0,9	0,7	0,7	0,2	1,4	1,9	5,0	14,5	0,0	0,0	20,7	103,6
B-304530-II-R09	1,1	1,1	0,8	0,2	1,5	2,5	8,4	21,8	0,0	0,0	29,8	132,1
B-506750-II	0,9	0,7	0,7	0,2	1,2	1,4	5,8	17,7	0,0	0,0	35,4	150,0
B-506750-II-L18	0,9	0,7	0,7	0,2	1,7	1,9	5,8	17,7	0,0	0,0	46,8	210,7
B-506750-II-L30	0,9	0,7	0,7	0,2	0,9	1,0	5,8	17,7	0,0	0,0	23,3	113,5
B-506750-II-H35	1,2	1,1	1,1	0,3	1,8	2,3	8,9	25,9	0,0	0,0	55,3	193,3
B-506750-II-B500	0,9	0,7	0,7	0,2	1,2	1,4	5,0	14,5	0,0	0,0	29,6	129,5
B-506750-II-R09	1,1	1,1	0,8	0,2	1,3	1,9	8,4	21,8	0,0	0,0	43,3	169,0
B-6510065-II	0,9	0,7	0,7	0,2	1,1	1,2	5,8	17,7	0,0	0,0	40,3	168,6
B-6510065-II_L18	0,9	0,7	0,7	0,2	1,5	1,6	5,8	17,7	0,0	0,0	57,4	229,9
B-6510065-II_L30	0,9	0,7	0,7	0,2	0,8	0,8	5,8	17,7	0,0	0,0	29,1	124,6
B-6510065-II_H35	1,2	1,1	1,1	0,3	1,5	1,8	8,9	25,9	0,0	0,0	65,0	246,7
B-6510065-II_B500	0,9	0,7	0,7	0,2	1,1	1,2	5,0	14,5	0,0	0,0	35,5	139,4
B-6510065-II_R09	1,1	1,1	0,8	0,2	1,2	1,6	8,4	21,8	0,0	0,0	52,5	191,2
<b>MODELL E</b>												
E-304530-II	0,6	1,4	0,4	0,4	0,9	2,8	3,0	18,5	0,0	0,0	11,5	94,9
E-304530-II-L30	0,6	1,4	0,4	0,4	0,5	1,9	3,0	18,5	0,0	0,0	6,7	67,5
E-304530-II-L13Q	0,6	1,0	0,6	0,6	0,8	1,9	3,6	18,1	0,0	0,0	13,4	93,3
E-304530-II-R13	0,9	0,9	0,3	0,3	1,1	1,5	6,0	17,3	0,0	0,0	20,2	77,9
E-152515-II	0,6	1,4	0,4	0,4	0,9	6,1	3,0	18,5	0,0	0,0	6,4	102,8
E-152515-II-L30	0,6	1,4	0,4	0,4	0,5	4,0	3,0	18,5	0,0	0,0	4,0	68,0
E-152515-II-L13Q	0,6	1,0	0,6	0,6	1,0	4,1	3,6	18,1	0,0	0,0	10,1	100,0
E-152515-II-R13	0,9	0,9	0,3	0,3	1,5	3,1	6,0	17,3	0,0	0,0	14,1	78,6

Abb. F.9: Übersicht Spannungen aus lokalem Modell ZSII – UDL und TS

Modell	Lokal ZSI				Lokal ZSII			
	charakteristisch Anteil von FE		häufig Anteil von FE		charakteristisch Anteil von FE		häufig Anteil von FE	
	Anteil an $\sigma_{s,max}^c$	Anteil an $\sigma_{s,max}^{II}$	Anteil an $\sigma_{s,max}^s$	Anteil an $\sigma_{s,max}^{II}$	Anteil an $\sigma_{s,max}^c$	Anteil an $\sigma_{s,max}^{II}$	Anteil an $\sigma_{s,max}^s$	Anteil an $\sigma_{s,max}^{II}$
	[%]	[%]	[%]	[%]	[%]	[%]	[%]	[%]
<b>MODELL A - C</b>								
A-304530-II	88,0	0,0	112,9	0,0	38,9	0,0	52,1	0,0
A-304530-II-L18	131,8	0,0	168,3	0,0	58,2	0,0	77,7	0,0
A-304530-II-L30	62,1	0,0	79,4	0,0	27,4	0,0	36,6	0,0
A-304530-II-H35	135,7	0,0	173,5	0,0	66,9	0,0	89,3	0,0
A-304530-II-B500	75,7	0,0	97,7	0,0	34,1	0,0	46,2	0,0
A-304530-II-R09	123,4	0,0	157,6	0,0	46,7	0,0	63,1	0,0
A-506750-II	86,2	0,0	117,6	0,0	38,1	0,0	54,3	0,0
A-506750-II-L18	123,1	0,0	167,7	0,0	54,4	0,0	77,4	0,0
A-506750-II-L30	60,7	0,0	82,7	0,0	26,8	0,0	38,1	0,0
A-506750-II-H35	116,9	0,0	138,0	0,0	57,6	0,0	71,1	0,0
A-506750-II-B500	73,3	0,0	101,0	0,0	33,0	0,0	47,7	0,0
A-506750-II-R09	120,7	0,0	164,5	0,0	45,7	0,0	65,8	0,0
A-6510065-II	81,7	0,0	114,9	0,0	36,1	0,0	53,0	0,0
A-6510065-II_L18	117,8	0,0	165,5	0,0	52,0	0,0	76,4	0,0
A-6510065-II_L30	58,5	0,0	83,7	0,0	25,9	0,0	38,6	0,0
A-6510065-II_H35	109,4	0,0	131,6	0,0	53,9	0,0	67,8	0,0
A-6510065-II_B500	69,5	0,0	99,0	0,0	31,3	0,0	46,8	0,0
A-6510065-II_R09	114,6	0,0	161,4	0,0	43,4	0,0	64,6	0,0
C-304530-II	75,6	12,2	100,7	17,6	38,4	4,6	52,1	6,6
C-304530-II-L18	112,2	17,4	148,9	25,0	57,0	6,5	77,1	9,3
C-304530-II-L30	52,3	9,0	69,3	12,9	26,6	3,4	35,9	4,8
C-304530-II-H35	111,7	19,6	134,0	28,4	62,0	8,0	75,8	11,5
C-304530-II-B500	67,9	12,3	89,9	17,7	34,1	4,3	46,0	6,2
C-304530-II-R09	99,9	16,8	132,9	24,3	43,3	6,9	59,2	9,9
C-506750-II	73,9	9,6	105,0	14,7	37,6	3,6	54,4	5,5
C-506750-II-L18	102,5	14,0	145,1	21,3	52,1	5,3	75,1	7,9
C-506750-II-L30	51,2	7,4	72,3	11,5	26,0	2,8	37,4	4,3
C-506750-II-H35	111,5	16,9	157,3	22,5	61,9	6,9	89,0	9,2
C-506750-II-B500	65,2	10,2	92,1	15,6	32,7	3,6	47,1	5,5
C-506750-II-R09	99,0	14,0	140,0	21,4	42,9	5,8	62,4	8,7
C-6510065-II	68,6	8,4	100,2	13,2	34,9	3,2	51,9	4,9
C-6510065-II_L18	98,7	11,7	144,0	18,4	50,1	4,4	74,6	6,8
C-6510065-II_L30	51,3	6,4	74,7	10,1	26,1	2,4	38,7	3,7
C-6510065-II_H35	96,3	13,7	140,9	21,5	53,5	5,6	79,7	8,7
C-6510065-II_B500	61,7	8,3	90,0	13,1	31,0	2,9	46,0	4,6
C-6510065-II_R09	92,7	11,7	135,4	18,3	40,2	4,8	60,3	7,5
B-304530-II	22,6	86,9	30,7	139,5	7,5	27,5	10,6	44,0
B-304530-II-L18	34,8	157,3	46,9	222,9	11,5	49,7	16,2	70,3
B-304530-II-L30	15,8	82,8	21,3	117,9	5,2	26,2	7,4	37,2
B-304530-II-H35	36,1	155,3	49,0	219,9	12,7	52,5	18,1	74,2
B-304530-II-B500	20,7	91,9	27,0	130,3	6,8	29,9	9,6	42,3
B-304530-II-R09	31,1	146,5	41,9	208,2	9,5	37,6	13,5	53,4
B-506750-II	22,9	92,1	33,1	139,2	7,6	29,1	11,4	43,9
B-506750-II-L18	31,1	130,8	44,9	197,4	10,3	41,3	15,5	62,3
B-506750-II-L30	15,6	68,5	22,4	103,8	5,1	21,6	7,7	32,7
B-506750-II-H35	34,2	130,4	49,4	192,5	12,1	44,1	18,3	65,0
B-506750-II-B500	20,1	78,4	28,0	118,4	6,6	25,5	9,9	38,4
B-506750-II-R09	30,3	128,0	43,7	193,7	9,3	32,9	14,1	49,7
B-6510065-II	20,7	82,0	30,9	127,7	6,8	25,9	10,6	40,3
B-6510065-II_L18	29,5	114,6	43,9	177,9	9,7	36,2	15,1	56,1
B-6510065-II_L30	15,0	60,2	22,4	93,8	5,0	19,0	7,7	29,6
B-6510065-II_H35	31,0	113,8	46,2	177,0	10,9	38,5	17,1	59,8
B-6510065-II_B500	18,9	67,7	27,1	105,2	6,2	22,0	9,6	34,1
B-6510065-II_R09	28,5	113,3	42,5	176,9	8,7	29,1	13,7	45,3
<b>MODELL E</b>								
E-304530-II	10,6	65,0	14,9	92,3	3,8	28,5	5,2	40,3
E-304530-II-L30	6,0	45,5	8,5	64,8	2,1	20,0	3,0	28,3
E-304530-II-L13Q	14,7	90,2	21,0	128,7	3,9	26,5	5,7	37,6
E-304530-II-R13	13,4	85,1	18,9	121,3	6,0	22,4	8,6	31,7
E-152515-II	8,9	111,3	11,3	181,3	3,1	48,8	4,0	80,3
E-152515-II-L30	5,4	72,9	6,9	119,1	1,9	31,9	2,5	52,7
E-152515-II-L13Q	16,7	152,5	21,7	251,9	4,5	44,7	5,9	74,7
E-152515-II-R13	14,9	135,4	18,9	222,2	6,7	35,6	8,6	59,3

**Abb. F.10:** Übersicht Spannungen aus lokalen Modellen – charakteristische und häufige Kombination – Anteil an FE-Gesamtmodell

Modell	SW + Lokal ZS I (Anhang E)								
	global + $\psi$ * lokal (char)								
	$\sigma_{s,max}^o$	$\sigma_{s,max}^i$	$\Delta\sigma_s^o$	$\Delta\sigma_s^i$	Anhang E/FE		$\Delta\sigma_s^o$	$\Delta\sigma_s^i$	
[N/mm <sup>2</sup> ]	[N/mm <sup>2</sup> ]	[N/mm <sup>2</sup> ]	[N/mm <sup>2</sup> ]	oben	Anhang E/FE unten	[-]	[-]	[%]	[%]
<b>MODELL A - C</b>									
A-304530-II	135,8	57,0	46,3	3,4	1,52	1,06	51,7	6,3	
A-304530-II-L18	108,5	41,1	48,7	3,0	1,81	1,08	81,4	7,9	
A-304530-II-L30	176,1	77,3	49,3	6,0	1,39	1,08	38,8	8,4	
A-304530-II-H35	155,8	62,8	75,2	10,0	1,93	1,19	93,3	18,9	
A-304530-II-B500	121,2	53,9	36,1	2,3	1,42	1,04	42,4	4,5	
A-304530-II-R09	173,2	63,6	75,4	1,2	1,77	1,02	77,1	1,9	
A-506750-II	134,3	63,2	42,9	-1,3	1,47	0,98	46,9	2,0	
A-506750-II-L18	110,9	46,8	46,9	0,6	1,73	1,01	73,2	1,3	
A-506750-II-L30	168,2	84,3	38,3	14,8	1,29	1,21	29,5	21,3	
A-506750-II-H35	150,4	63,4	56,8	1,3	1,61	1,02	60,7	2,1	
A-506750-II-B500	120,6	60,4	32,7	-0,9	1,37	0,99	37,2	1,5	
A-506750-II-R09	171,7	70,4	71,7	-1,6	1,72	0,98	71,7	2,2	
A-6510065-II	139,2	72,0	42,8	-1,2	1,44	0,98	44,4	1,6	
A-6510065-II_L18	111,3	49,9	44,4	-2,4	1,66	0,95	66,3	4,6	
A-6510065-II_L30	169,5	94,1	34,9	-5,2	1,26	0,95	25,9	5,2	
A-6510065-II_H35	156,6	72,2	56,6	-0,5	1,57	0,99	56,6	0,7	
A-6510065-II_B500	125,0	68,6	32,3	-2,1	1,35	0,97	34,8	3,0	
A-6510065-II_R09	174,9	78,0	69,6	-3,9	1,66	0,95	66,1	4,8	
C-304530-II	127,2	61,1	39,5	15,3	1,45	1,33	45,1	33,4	
C-304530-II-L18	99,7	45,0	40,6	12,8	1,69	1,40	68,7	39,8	
C-304530-II-L30	167,5	81,4	40,7	18,9	1,32	1,30	32,1	30,3	
C-304530-II-H35	143,8	69,2	61,4	24,4	1,75	1,54	74,5	54,4	
C-304530-II-B500	116,4	57,7	31,6	13,9	1,32	1,32	37,3	31,7	
C-304530-II-R09	159,6	69,7	58,2	19,0	1,57	1,37	57,4	37,4	
C-506750-II	125,1	67,0	35,4	8,7	1,39	1,15	39,5	15,0	
C-506750-II-L18	102,1	50,7	37,4	10,7	1,58	1,27	57,8	26,8	
C-506750-II-L30	159,5	88,2	29,9	13,0	1,23	1,17	23,1	17,3	
C-506750-II-H35	137,8	69,3	55,3	17,1	1,67	1,33	67,0	32,7	
C-506750-II-B500	116,5	64,7	28,2	11,8	1,32	1,22	32,0	22,3	
C-506750-II-R09	158,2	76,5	55,9	16,0	1,55	1,26	54,7	26,4	
C-6510065-II	129,2	74,9	32,5	8,3	1,34	1,12	33,6	12,5	
C-6510065-II_L18	102,4	53,8	35,2	6,1	1,52	1,13	52,4	12,8	
C-6510065-II_L30	160,8	98,2	31,5	10,9	1,24	1,13	24,4	12,5	
C-6510065-II_H35	144,2	78,2	48,7	13,9	1,51	1,22	51,0	21,6	
C-6510065-II_B500	120,2	72,4	26,9	7,5	1,29	1,12	28,9	11,5	
C-6510065-II_R09	161,3	84,0	52,0	11,2	1,48	1,15	47,6	15,3	
B-304530-II	94,8	97,7	5,1	30,7	1,06	1,46	5,7	45,9	
B-304530-II-L18	64,4	79,5	6,1	42,5	1,10	2,15	10,5	115,0	
B-304530-II-L30	135,1	118,0	6,3	47,7	1,05	1,68	4,9	67,9	
B-304530-II-H35	99,3	118,7	19,8	67,3	1,25	2,31	24,9	130,9	
B-304530-II-B500	88,6	86,7	2,2	35,8	1,03	1,70	2,6	70,3	
B-304530-II-R09	110,4	126,0	10,7	65,1	1,11	2,07	10,7	107,0	
B-506750-II	93,3	103,9	4,7	40,7	1,05	1,64	5,3	64,5	
B-506750-II-L18	69,9	87,5	4,7	43,0	1,07	1,97	7,2	96,7	
B-506750-II-L30	127,2	125,0	-3,3	40,0	0,97	1,47	2,5	47,1	
B-506750-II-H35	93,9	119,3	10,1	58,1	1,12	1,95	12,0	94,9	
B-506750-II-B500	88,0	93,2	-1,0	33,5	0,99	1,56	1,1	56,0	
B-506750-II-R09	108,9	132,8	6,5	63,1	1,06	1,91	6,3	90,6	
B-6510065-II	98,2	112,7	0,2	41,7	1,00	1,59	0,2	58,8	
B-6510065-II_L18	70,3	90,6	1,4	39,8	1,02	1,78	2,0	78,4	
B-6510065-II_L30	128,5	134,8	-6,6	38,1	0,95	1,39	4,9	39,4	
B-6510065-II_H35	100,1	128,1	7,4	58,0	1,08	1,83	8,0	82,7	
B-6510065-II_B500	92,4	101,4	-2,3	32,3	0,98	1,47	2,4	46,7	
B-6510065-II_R09	112,1	140,4	3,2	61,7	1,03	1,78	2,9	78,4	
<b>MODELL E</b>									
E-304530-II	100,6	110,6	4,6	40,8	1,05	1,58	4,8	58,4	
E-304530-II-L30	164,5	152,6	-4,4	52,9	0,97	1,53	2,6	53,0	
E-304530-II-L13Q	106,5	125,5	-0,1	53,3	1,00	1,74	0,1	73,8	
E-304530-II-R13	118,4	140,2	3,3	58,9	1,03	1,72	2,8	72,5	
E-152515-II	88,1	99,8	-26,7	59,0	0,77	2,45	23,2	144,6	
E-152515-II-L30	177,7	139,7	-10,2	77,4	0,95	2,24	5,4	124,2	
E-152515-II-L13Q	97,2	120,9	3,0	78,2	1,03	2,83	3,2	183,2	
E-152515-II-R13	106,5	133,8	2,8	82,7	1,03	2,62	2,7	161,9	

Abb. F.11: Übersicht Spannungen aus Überlagerung gemäß Anhang E – Teil 01

Modell	SW + Lokal ZS I (Anhang E)							
	global + $\psi$ * lokal (häufig)							
	$\sigma_{s,max}^o$	$\sigma_{s,max}^u$	$\Delta\sigma_s^o$	$\Delta\sigma_s^u$	Anhang E/FE oben	Anhang E/FE unten	$\Delta\sigma_s^o$	$\Delta\sigma_s^u$
[N/mm <sup>2</sup> ]	[N/mm <sup>2</sup> ]	[N/mm <sup>2</sup> ]	[N/mm <sup>2</sup> ]	[-]	[-]	[%]	[%]	
<b>MODELL A - C</b>								
A-304530-II	75,3	28,5	31,0	2,0	1,70	1,07	70,1	7,4
A-304530-II-L18	61,8	20,6	32,0	1,7	2,08	1,09	107,8	8,9
A-304530-II-L30	95,5	38,7	32,5	3,4	1,52	1,10	51,6	9,7
A-304530-II-H35	88,6	31,6	48,5	5,4	2,21	1,21	121,0	20,8
A-304530-II-B500	67,4	27,2	25,0	1,6	1,59	1,06	58,8	6,1
A-304530-II-R09	98,0	31,8	49,4	1,0	2,02	1,03	101,6	3,2
A-506750-II	72,1	29,6	29,5	-0,4	1,69	0,99	69,4	1,4
A-506750-II-L18	61,2	21,9	31,3	0,4	2,05	1,02	105,0	1,9
A-506750-II-L30	87,8	39,4	27,3	7,1	1,45	1,22	45,1	22,2
A-506750-II-H35	83,2	29,7	32,8	0,8	1,65	1,03	65,2	2,8
A-506750-II-B500	64,6	28,4	23,5	-0,1	1,57	1,00	57,3	0,4
A-506750-II-R09	94,5	33,0	47,9	-0,5	2,03	0,99	102,7	1,5
A-6510065-II	73,1	32,7	29,6	-0,4	1,68	0,99	68,0	1,2
A-6510065-II_L18	60,5	22,7	30,3	-1,0	2,00	0,96	100,2	4,3
A-6510065-II_L30	86,8	42,6	27,0	-2,3	1,45	0,95	45,2	5,1
A-6510065-II_H35	85,0	32,8	32,2	-0,2	1,61	1,00	60,9	0,5
A-6510065-II_B500	65,4	31,3	23,5	-0,7	1,56	0,98	56,2	2,2
A-6510065-II_R09	94,7	35,4	47,1	-1,6	1,99	0,96	99,2	4,4
C-304530-II	71,0	31,2	27,6	8,7	1,63	1,38	63,5	38,3
C-304530-II-L18	57,4	23,2	28,0	7,3	1,95	1,46	95,2	45,8
C-304530-II-L30	91,2	41,4	28,1	10,4	1,44	1,34	44,4	33,6
C-304530-II-H35	82,5	35,9	37,2	13,8	1,82	1,63	82,0	62,8
C-304530-II-B500	64,9	29,7	22,7	8,1	1,54	1,37	53,7	37,3
C-304530-II-R09	91,2	35,8	40,9	10,9	1,81	1,44	81,3	43,7
C-506750-II	67,5	32,2	25,8	5,0	1,62	1,19	61,9	18,5
C-506750-II-L18	56,7	24,6	26,6	5,9	1,88	1,31	88,2	31,4
C-506750-II-L30	83,5	42,0	23,0	7,3	1,38	1,21	38,0	20,9
C-506750-II-H35	76,9	33,7	38,3	6,0	1,99	1,21	99,1	21,5
C-506750-II-B500	62,6	31,4	21,4	6,8	1,52	1,28	51,9	27,8
C-506750-II-R09	87,7	37,0	39,9	8,7	1,84	1,31	83,6	31,0
C-6510065-II	68,1	34,8	24,5	4,5	1,56	1,15	56,1	14,9
C-6510065-II_L18	56,0	25,3	25,6	3,6	1,84	1,16	84,4	16,5
C-6510065-II_L30	82,4	45,3	23,9	5,8	1,41	1,15	40,8	14,8
C-6510065-II_H35	78,7	36,8	35,6	7,7	1,83	1,26	82,5	26,3
C-6510065-II_B500	63,0	33,8	20,8	4,5	1,49	1,15	49,2	15,2
C-6510065-II_R09	87,8	39,3	38,4	6,3	1,78	1,19	77,9	18,9
B-304530-II	49,9	58,1	5,4	28,7	1,12	1,98	12,2	97,8
B-304530-II-L18	34,7	49,0	5,5	30,6	1,19	2,66	19,0	166,5
B-304530-II-L30	70,0	68,2	6,0	33,5	1,09	1,96	9,4	96,4
B-304530-II-H35	53,5	72,2	13,9	46,6	1,35	2,83	35,2	182,6
B-304530-II-B500	46,5	50,9	3,4	25,7	1,08	2,02	8,0	101,7
B-304530-II-R09	59,0	77,1	9,2	47,0	1,19	2,56	18,6	155,8
B-506750-II	46,6	59,1	5,4	29,7	1,13	2,01	13,1	101,1
B-506750-II-L18	35,7	51,5	5,3	30,8	1,17	2,48	17,3	148,3
B-506750-II-L30	62,4	68,9	1,4	29,5	1,02	1,75	2,4	74,7
B-506750-II-H35	48,1	70,2	9,0	41,1	1,23	2,41	22,9	140,7
B-506750-II-B500	43,7	52,2	2,2	24,4	1,05	1,88	5,2	87,8
B-506750-II-R09	55,4	78,2	7,7	45,8	1,16	2,42	16,1	141,5
B-6510065-II	47,7	62,2	3,4	30,1	1,08	1,94	7,8	93,9
B-6510065-II_L18	35,0	52,2	3,9	29,2	1,13	2,27	12,7	126,8
B-6510065-II_L30	61,3	72,2	0,3	28,5	1,01	1,65	0,5	65,3
B-6510065-II_H35	49,9	73,3	8,0	41,6	1,19	2,31	19,1	131,1
B-6510065-II_B500	44,5	55,0	1,7	23,8	1,04	1,76	4,0	76,0
B-6510065-II_R09	55,6	80,7	6,4	45,2	1,13	2,27	13,1	127,4
<b>MODELL E</b>								
E-304530-II	51,5	61,7	4,0	26,9	1,08	1,78	8,4	77,5
E-304530-II-L30	82,9	82,3	-0,3	32,9	1,00	1,66	0,4	66,4
E-304530-II-L13Q	55,0	72,1	3,0	36,4	1,06	2,02	5,7	102,0
E-304530-II-R13	61,0	79,9	4,6	39,6	1,08	2,0	8,1	98,4
E-152515-II	49,7	61,4	-12,5	38,8	0,80	2,71	20,1	171,5
E-152515-II-L30	98,3	83,0	-3,2	48,5	0,97	2,41	3,2	140,9
E-152515-II-L13Q	55,3	76,1	5,2	52,7	1,10	3,25	10,4	225,0
E-152515-II-R13	60,5	83,6	4,2	55,4	1,07	2,97	7,4	197,0

Abb. F.12: Übersicht Spannungen aus Überlagerung gemäß Anhang E – Teil 02

Modell	SW + Lokal ZS I (Anhang E)							
	ψ*global + lokal (char)							
	σ <sup>o,max</sup> [N/mm <sup>2</sup> ]	σ <sup>u,max</sup> [N/mm <sup>2</sup> ]	Δσ <sup>o</sup> [N/mm <sup>2</sup> ]	Δσ <sup>u</sup> [N/mm <sup>2</sup> ]	Anhang E/FE oben [-]	Anhang E/FE unten [-]	Δσ <sup>o</sup> [%]	Δσ <sup>u</sup> [%]
<b>MODELL A - C</b>								
A-304530-II	135,2	39,9	45,7	-13,7	1,51	0,74	51,1	25,6
A-304530-II-L18	116,1	28,8	56,3	-9,3	1,94	0,76	94,2	24,5
A-304530-II-L30	163,4	54,1	36,6	-17,2	1,29	0,76	28,9	24,1
A-304530-II-H35	164,8	44,0	84,2	-8,8	2,05	0,83	104,5	16,7
A-304530-II-B500	117,7	37,7	32,6	-13,9	1,38	0,73	38,3	26,9
A-304530-II-R09	182,8	44,5	85,0	-17,9	1,87	0,71	86,9	28,6
A-506750-II	134,2	44,2	42,8	-20,3	1,47	0,69	46,8	31,4
A-506750-II-L18	117,8	32,8	53,8	-13,4	1,84	0,71	84,0	29,1
A-506750-II-L30	157,9	59,0	28,0	-10,5	1,22	0,85	21,6	15,1
A-506750-II-H35	161,1	44,4	67,5	-17,7	1,72	0,71	72,1	28,5
A-506750-II-B500	117,3	42,3	29,4	-19,0	1,33	0,69	33,4	31,0
A-506750-II-R09	181,7	49,3	81,7	-22,7	1,82	0,68	81,7	31,6
A-6510065-II	137,6	50,4	41,2	-22,8	1,43	0,69	42,7	31,1
A-6510065-II_L18	118,1	34,9	51,2	-17,4	1,76	0,67	76,5	33,2
A-6510065-II_L30	158,8	65,9	24,2	-33,4	1,18	0,66	18,0	33,7
A-6510065-II_H35	165,4	50,5	65,4	-22,2	1,65	0,70	65,4	30,5
A-6510065-II_B500	120,3	48,0	27,6	-22,7	1,30	0,68	29,8	32,1
A-6510065-II_R09	184,0	54,6	78,7	-27,3	1,75	0,67	74,7	33,3
C-304530-II	122,9	45,6	35,2	-0,2	1,40	1,00	40,1	0,3
C-304530-II-L18	103,6	34,4	44,5	2,2	1,75	1,07	75,3	6,7
C-304530-II-L30	151,1	59,9	24,3	-2,7	1,19	0,96	19,1	4,2
C-304530-II-H35	147,6	52,9	65,2	8,1	1,79	1,18	79,1	18,1
C-304530-II-B500	110,9	43,1	26,1	-0,7	1,31	0,98	30,7	1,5
C-304530-II-R09	163,4	53,1	62,0	2,4	1,61	1,05	61,1	4,7
C-506750-II	121,4	49,8	31,7	-8,5	1,35	0,85	35,3	14,6
C-506750-II-L18	105,3	38,4	40,6	-1,6	1,63	0,96	62,7	4,1
C-506750-II-L30	145,5	64,6	15,9	-10,6	1,12	0,86	12,2	14,1
C-506750-II-H35	143,4	53,0	60,9	0,8	1,74	1,01	73,8	1,5
C-506750-II-B500	110,9	48,0	22,6	-4,9	1,26	0,91	25,6	9,2
C-506750-II-R09	162,4	57,9	60,1	-2,7	1,59	0,96	58,8	4,4
C-6510065-II	124,3	55,3	27,6	-11,3	1,29	0,83	28,5	17,0
C-6510065-II_L18	105,5	40,5	38,3	-7,2	1,57	0,85	57,0	15,0
C-6510065-II_L30	146,4	71,6	17,1	-15,7	1,13	0,82	13,2	18,0
C-6510065-II_H35	147,9	59,2	52,4	-5,1	1,55	0,92	54,8	7,9
C-6510065-II_B500	113,5	53,4	20,2	-11,5	1,22	0,82	21,7	17,7
C-6510065-II_R09	164,6	63,1	55,3	-9,7	1,51	0,87	50,6	13,3
B-304530-II	76,7	98,1	-13,0	31,1	0,86	1,46	14,5	46,4
B-304530-II-L18	55,4	85,4	-2,9	48,4	0,95	2,31	4,9	130,7
B-304530-II-L30	104,9	112,3	-23,9	42,0	0,81	1,60	18,5	59,8
B-304530-II-H35	84,1	123,8	4,6	72,4	1,06	2,41	5,8	140,8
B-304530-II-B500	71,2	84,5	-15,2	33,6	0,82	1,66	17,6	66,1
B-304530-II-R09	93,1	133,7	-6,6	72,8	0,93	2,20	6,6	119,6
B-506750-II	75,7	102,4	-12,9	39,2	0,85	1,62	14,6	62,1
B-506750-II-L18	59,3	91,0	-5,9	46,5	0,91	2,04	9,1	104,4
B-506750-II-L30	99,4	117,2	-31,1	32,2	0,76	1,38	23,8	37,9
B-506750-II-H35	80,4	124,2	-3,4	63,0	0,96	2,03	4,1	102,9
B-506750-II-B500	70,8	89,1	-18,3	29,4	0,79	1,49	20,5	49,2
B-506750-II-R09	92,0	138,5	-10,4	68,8	0,90	1,99	10,1	98,7
B-6510065-II	79,1	108,6	-18,9	37,6	0,81	1,53	19,3	53,0
B-6510065-II_L18	59,6	93,1	-9,3	42,3	0,86	1,83	13,5	83,3
B-6510065-II_L30	100,3	124,1	-34,8	27,4	0,74	1,28	25,8	28,3
B-6510065-II_H35	84,7	130,3	-8,0	60,2	0,91	1,86	8,6	85,9
B-6510065-II_B500	73,8	94,8	-20,9	25,7	0,78	1,37	22,0	37,2
B-6510065-II_R09	94,3	143,8	-14,6	65,1	0,87	1,83	13,4	82,7
<b>MODELL E</b>								
E-304530-II	75,7	100,6	-20,4	30,8	0,79	1,44	21,2	44,1
E-304530-II-L30	120,4	130,0	-48,5	30,3	0,71	1,30	28,7	30,4
E-304530-II-L13Q	82,6	121,0	-24,1	48,8	0,77	1,68	22,6	67,6
E-304530-II-R13	90,7	133,5	-24,4	52,2	0,79	1,64	21,2	64,2
E-152515-II	83,0	98,9	-31,8	58,1	0,72	2,42	27,7	142,3
E-152515-II-L30	165,9	135,8	-22,0	73,5	0,88	2,18	11,7	117,9
E-152515-II-L13Q	92,2	121,2	-2,0	78,5	0,98	2,84	2,1	184,0
E-152515-II-R13	100,8	133,8	-2,9	82,7	0,97	2,62	2,8	161,8

Abb. F.13: Übersicht Spannungen aus Überlagerung gemäß Anhang E – Teil 03

Modell	SW + Lokal ZS I (Anhang E)							
	$\psi$ * global + lokal (häufig)							
	$\sigma_{s,max}^o$	$\sigma_{s,max}^u$	$\Delta\sigma_s^o$	$\Delta\sigma_s^u$	Anhang E/FE oben	Anhang E/FE unten	$\Delta\sigma_s^o$	$\Delta\sigma_s^u$
[N/mm <sup>2</sup> ]	[N/mm <sup>2</sup> ]	[N/mm <sup>2</sup> ]	[N/mm <sup>2</sup> ]	[-]	[-]	[%]	[%]	
<b>MODELL A - C</b>								
A-304530-II	78,3	20,0	34,0	-6,6	1,77	0,75	76,6	24,8
A-304530-II-L18	68,8	14,4	39,0	-4,5	2,31	0,76	131,3	23,7
A-304530-II-L30	92,4	27,1	29,4	-8,2	1,47	0,77	46,6	23,2
A-304530-II-H35	97,5	22,1	57,4	-4,1	2,43	0,85	143,1	15,5
A-304530-II-B500	68,3	19,0	25,9	-6,6	1,61	0,74	61,0	25,8
A-304530-II-R09	107,7	22,3	59,1	-8,6	2,21	0,72	121,5	27,8
A-506750-II	76,0	20,7	33,4	-9,3	1,79	0,69	78,5	31,0
A-506750-II-L18	68,3	15,4	38,5	-6,2	2,29	0,71	129,0	28,6
A-506750-II-L30	87,0	27,6	26,5	-4,7	1,44	0,86	43,7	14,5
A-506750-II-H35	93,7	20,8	43,3	-8,1	1,86	0,72	86,0	28,1
A-506750-II-B500	66,3	19,9	25,3	-8,6	1,62	0,70	61,6	30,3
A-506750-II-R09	105,2	23,1	58,6	-10,4	2,26	0,69	125,8	31,0
A-6510065-II	76,7	22,9	33,2	-10,2	1,76	0,69	76,2	30,9
A-6510065-II_L18	67,9	15,9	37,6	-7,8	2,25	0,67	124,6	33,0
A-6510065-II_L30	86,3	29,8	26,5	-15,1	1,44	0,66	44,3	33,6
A-6510065-II_H35	94,9	22,9	42,1	-10,0	1,80	0,70	79,8	30,3
A-6510065-II_B500	66,9	21,9	25,0	-10,1	1,60	0,68	59,8	31,5
A-6510065-II_R09	105,4	24,8	57,8	-12,2	2,22	0,67	121,8	33,1
C-304530-II	72,0	23,8	28,6	1,2	1,66	1,05	65,8	5,3
C-304530-II-L18	62,5	18,2	33,1	2,2	2,13	1,14	112,6	14,1
C-304530-II-L30	86,1	30,9	23,0	-0,1	1,36	1,00	36,4	0,3
C-304530-II-H35	88,8	28,2	43,4	6,1	1,96	1,28	95,7	27,7
C-304530-II-B500	64,8	22,7	22,6	1,0	1,53	1,05	53,4	4,7
C-304530-II-R09	97,9	28,0	47,6	3,0	1,95	1,12	94,7	12,2
C-506750-II	69,5	24,4	27,9	-2,7	1,67	0,90	66,9	10,0
C-506750-II-L18	62,0	19,1	31,9	0,4	2,06	1,02	105,7	2,2
C-506750-II-L30	80,7	31,3	20,2	-3,4	1,33	0,90	33,5	9,8
C-506750-II-H35	84,8	26,6	46,2	-1,1	2,20	0,96	119,6	4,1
C-506750-II-B500	63,2	23,8	22,0	-0,7	1,53	0,97	53,3	3,0
C-506750-II-R09	95,4	28,8	47,7	0,5	2,00	1,02	99,9	1,9
C-6510065-II	70,0	26,3	26,4	-4,0	1,60	0,87	60,4	13,2
C-6510065-II_L18	61,5	19,6	31,1	-2,1	2,03	0,90	102,5	9,7
C-6510065-II_L30	80,0	33,7	21,5	-5,9	1,37	0,85	36,7	14,8
C-6510065-II_H35	86,1	28,8	43,0	-0,4	2,00	0,99	99,6	1,2
C-6510065-II_B500	63,5	25,5	21,2	-3,8	1,50	0,87	50,3	13,0
C-6510065-II_R09	95,5	30,4	46,2	-2,6	1,94	0,92	93,6	8,0
B-304530-II	41,9	62,2	-2,6	32,8	0,94	2,12	5,8	111,8
B-304530-II-L18	31,2	55,8	2,1	37,4	1,07	3,04	7,2	203,7
B-304530-II-L30	56,0	69,3	-8,0	34,5	0,87	1,99	12,6	99,4
B-304530-II-H35	47,3	80,0	7,8	54,5	1,20	3,13	19,6	213,5
B-304530-II-B500	38,5	53,0	-4,6	27,7	0,89	2,10	10,6	109,8
B-304530-II-R09	51,9	87,0	2,2	56,8	1,04	2,89	4,4	188,6
B-506750-II	39,6	62,9	-1,6	33,5	0,96	2,14	3,9	114,0
B-506750-II-L18	31,9	57,6	1,5	36,8	1,05	2,78	5,0	177,6
B-506750-II-L30	50,6	69,8	-10,3	30,3	0,83	1,77	16,9	76,9
B-506750-II-H35	43,5	78,7	4,4	49,5	1,11	2,70	11,2	169,7
B-506750-II-B500	36,5	53,9	-5,0	26,1	0,88	1,94	12,1	93,8
B-506750-II-R09	49,5	87,8	1,7	55,4	1,04	2,71	3,6	170,9
B-6510065-II	40,3	65,1	-3,9	33,0	0,91	2,03	8,8	102,9
B-6510065-II_L18	31,5	58,1	0,4	35,1	1,01	2,52	1,3	152,3
B-6510065-II_L30	49,9	72,0	-11,1	28,4	0,82	1,65	18,2	65,0
B-6510065-II_H35	44,8	80,8	2,9	49,1	1,07	2,55	6,9	154,8
B-6510065-II_B500	37,1	55,9	-5,7	24,6	0,87	1,79	13,4	78,6
B-6510065-II_R09	49,6	89,5	0,4	54,0	1,01	2,52	0,8	152,2
<b>MODELL E</b>								
E-304530-II	39,6	59,5	-7,9	24,8	0,83	1,71	16,6	71,4
E-304530-II-L30	61,7	74,0	-21,6	24,5	0,74	1,50	26,0	49,6
E-304530-II-L13Q	44,1	74,1	-8,0	38,4	0,85	2,08	15,3	107,7
E-304530-II-R13	48,1	80,9	-8,3	40,6	0,85	2,01	14,7	100,8
E-152515-II	47,0	61,4	-15,2	38,8	0,76	2,72	24,5	171,6
E-152515-II-L30	92,0	81,4	-9,6	46,9	0,91	2,36	9,4	136,3
E-152515-II-L13Q	52,8	77,1	2,6	53,7	1,05	3,29	5,2	229,2
E-152515-II-R13	57,5	84,4	1,2	56,2	1,02	3,00	2,1	199,8

Abb. F.14: Übersicht Spannungen aus Überlagerung gemäß Anhang E – Teil 04

Modell	Stabwerk + Lokal ZS I (charakteristisch)									
	char. SW (max) + max Lokal (TS)									
	$\sigma_{s,max}^o$ [N/mm <sup>2</sup> ]	$\sigma_{s,max}^u$ [N/mm <sup>2</sup> ]	$\Delta\sigma_s^o$ [N/mm <sup>2</sup> ]	$\Delta\sigma_s^u$ [N/mm <sup>2</sup> ]	$\Delta\sigma_s^o$ [%]	$\Delta\sigma_s^u$ [%]	erf $\psi_{loc} \sigma_s^o$ [-]	Verhältnis zu FE $\sigma_{s,max}^o$ [%]	Verhältnis zu FE $\sigma_{s,max}^u$ [%]	
<b>MODELL A - C</b>										
A-304530-II	133,5	57,0	44,0	3,4	49,2	6,3	0,168	149,2	106,3	
A-304530-II-L18	106,2	41,1	46,4	3,0	77,6	7,9	0,123	177,6	107,9	
A-304530-II-L30	173,8	77,3	47,0	6,0	37,1	8,4	0,112	137,1	108,4	
A-304530-II-H35	152,8	62,8	72,2	10,0	89,6	18,9	0,019	189,6	118,9	
A-304530-II-B500	120,9	53,9	35,8	2,3	42,1	4,5	0,201	142,1	104,5	
A-304530-II-R09	169,8	63,6	72,0	1,2	73,6	1,9	0,112	173,6	101,9	
A-506750-II	132,0	63,2	40,6	-1,3	44,4	2,0	0,233	144,4	98,0	
A-506750-II-L18	108,6	46,8	44,6	0,6	69,7	1,3	0,157	169,7	101,3	
A-506750-II-L30	165,9	84,3	36,0	14,8	27,7	21,3	0,319	127,7	121,3	
A-506750-II-H35	147,4	63,4	53,8	1,3	57,5	2,1	0,269	157,5	102,1	
A-506750-II-B500	120,3	60,4	32,4	-0,9	36,9	1,5	0,277	136,9	98,5	
A-506750-II-R09	168,3	70,4	68,3	-1,6	68,3	2,2	0,158	168,3	97,8	
A-6510065-II	136,9	72,0	40,5	-1,2	42,0	1,6	0,234	142,0	98,4	
A-6510065-II_L18	109,0	49,9	42,1	-2,4	62,9	4,6	0,204	162,9	95,4	
A-6510065-II_L30	167,2	94,1	32,6	-5,2	24,2	5,2	0,384	124,2	94,8	
A-6510065-II_H35	153,6	72,2	53,6	-0,5	53,6	0,7	0,272	153,6	99,3	
A-6510065-II_B500	124,7	68,6	32,0	-2,1	34,5	3,0	0,286	134,5	97,0	
A-6510065-II_R09	171,5	78,0	66,2	-3,9	62,9	4,8	0,184	162,9	95,2	
C-304530-II	130,0	61,5	42,3	15,7	48,2	34,3	0,140	148,2	134,3	
C-304530-II-L18	102,5	45,4	43,4	13,2	73,4	41,0	0,118	173,4	141,0	
C-304530-II-L30	170,3	81,8	43,5	19,3	34,3	30,9	0,116	134,3	130,9	
C-304530-II-H35	147,9	69,9	65,5	25,1	79,5	56,0	0,044	179,5	156,0	
C-304530-II-B500	118,8	58,2	34,0	14,4	40,1	32,9	0,204	140,1	132,9	
C-304530-II-R09	163,9	70,2	62,5	19,5	61,6	38,5	0,169	161,6	138,5	
C-506750-II	127,9	67,4	38,2	9,1	42,6	15,6	0,224	142,6	115,6	
C-506750-II-L18	104,9	51,1	40,2	11,1	62,1	27,8	0,183	162,1	127,8	
C-506750-II-L30	162,3	88,6	32,7	13,4	25,2	17,8	0,335	125,2	117,8	
C-506750-II-H35	141,9	70,0	59,4	17,8	72,0	34,1	0,133	172,0	134,1	
C-506750-II-B500	118,9	65,2	30,6	12,3	34,7	23,3	0,283	134,7	123,3	
C-506750-II-R09	162,5	77,0	60,2	16,5	58,8	27,3	0,199	158,8	127,3	
C-6510065-II	132,0	75,3	35,3	8,7	36,5	13,1	0,283	136,5	113,1	
C-6510065-II_L18	105,2	54,2	38,0	6,5	56,5	13,6	0,228	156,5	113,6	
C-6510065-II_L30	163,6	98,6	34,3	11,3	26,5	12,9	0,303	126,5	112,9	
C-6510065-II_H35	148,3	78,9	52,8	14,6	55,3	22,7	0,229	155,3	122,7	
C-6510065-II_B500	122,6	72,9	29,3	8,0	31,4	12,3	0,314	131,4	112,3	
C-6510065-II_R09	165,6	84,5	56,3	11,7	51,5	16,1	0,251	151,5	116,1	
B-304530-II	96,4	111,1	6,7	44,1	7,5	65,8	0,576	107,5	165,8	
B-304530-II-L18	66,0	92,9	7,7	55,9	13,2	151,1	0,513	113,2	251,1	
B-304530-II-L30	136,7	131,4	7,9	61,1	6,1	86,9	0,500	106,1	186,9	
B-304530-II-H35	101,7	137,0	22,2	85,6	27,9	166,5	0,013	127,9	266,5	
B-304530-II-B500	88,8	97,5	2,4	46,6	2,8	91,6	0,811	102,8	191,6	
B-304530-II-R09	112,9	146,5	13,2	85,6	13,2	140,6	0,455	113,2	240,6	
B-506750-II	94,9	117,3	6,3	54,1	7,1	85,6	0,601	107,1	185,6	
B-506750-II-L18	71,5	100,9	6,3	56,4	9,7	126,7	0,601	109,7	226,7	
B-506750-II-L30	128,8	138,4	-1,7	53,4	1,3	62,8	1,108	98,7	162,8	
B-506750-II-H35	96,3	137,6	12,5	76,4	14,9	124,8	0,444	114,9	224,8	
B-506750-II-B500	88,2	104,0	-0,8	44,3	0,9	74,2	1,063	99,1	174,2	
B-506750-II-R09	111,4	153,3	9,0	83,6	8,8	119,9	0,628	108,8	219,9	
B-6510065-II	99,8	126,1	1,8	55,1	1,8	77,6	0,886	101,8	177,6	
B-6510065-II_L18	71,9	104,0	3,0	53,2	4,4	104,7	0,810	104,4	204,7	
B-6510065-II_L30	130,1	148,2	-5,0	51,5	3,7	53,3	1,316	96,3	153,3	
B-6510065-II_H35	102,5	146,4	9,8	76,3	10,6	108,8	0,564	110,6	208,8	
B-6510065-II_B500	92,6	112,2	-2,1	43,1	2,2	62,4	1,165	97,8	162,4	
B-6510065-II_R09	114,6	160,9	5,7	82,2	5,2	104,4	0,764	105,2	204,4	
<b>MODELL E</b>										
E-304530-II	102,0	118,6	6,0	48,8	6,3	69,9	0,294	106,3	169,9	
E-304530-II-L30	165,9	160,6	-3,0	60,9	1,8	61,1	1,353	98,2	161,1	
E-304530-II-L13Q	108,7	137,9	2,1	65,7	2,0	91,0	0,841	102,0	191,0	
E-304530-II-R13	120,4	152,5	5,3	71,2	4,6	87,6	0,586	104,6	187,6	
E-152515-II	87,2	97,6	-27,6	56,8	24,0	139,2	4,247	76,0	239,2	
E-152515-II-L30	176,8	137,5	-11,1	75,2	5,9	120,7	2,306	94,1	220,7	
E-152515-II-L13Q	95,9	118,7	1,7	76,0	1,8	178,0	0,871	101,8	278,0	
E-152515-II-R13	105,1	130,5	1,4	79,4	1,4	155,4	0,891	101,4	255,4	

Abb. F.15: Übersicht Spannungen aus Überlagerung Stabwerk und Lokal ZSI – charakteristische Kombination

Modell	Stabwerk + Lokal ZS I (häufig)									
	häufig SW (max) + max Lokal (TS)									
	$\sigma_{s,max}^o$ [N/mm <sup>2</sup> ]	$\sigma_{s,max}^u$ [N/mm <sup>2</sup> ]	$\Delta\sigma_{s,max}^o$ [N/mm <sup>2</sup> ]	$\Delta\sigma_{s,max}^u$ [N/mm <sup>2</sup> ]	$\Delta\sigma_{s,max}^o$ [%]	$\Delta\sigma_{s,max}^u$ [%]	erf $\psi_{loc} \sigma_{s,max}^o$ [-]	Verhältnis zu FE $\sigma_{s,max}^o$ [%]	Verhältnis zu FE $\sigma_{s,max}^u$ [%]	
<b>MODELL A - C</b>										
A-304530-II	93,2	28,5	48,9	2,0	110,4	7,4	0,075	210,4	107,4	
A-304530-II-L18	79,6	20,6	49,9	1,7	167,9	8,9	0,056	267,9	108,9	
A-304530-II-L30	113,4	38,7	50,4	3,4	79,9	9,7	0,048	179,9	109,7	
A-304530-II-H35	113,5	31,6	73,4	5,4	183,2	20,8	0,002	283,2	120,8	
A-304530-II-B500	83,2	27,2	40,7	1,6	96,1	6,1	0,091	196,1	106,1	
A-304530-II-R09	125,5	31,8	76,8	1,0	158,0	3,1	0,053	258,0	103,1	
A-506750-II	89,9	29,6	47,4	-0,4	111,4	1,4	0,104	211,4	98,6	
A-506750-II-L18	79,0	21,9	49,2	0,4	164,9	1,9	0,070	264,9	101,9	
A-506750-II-L30	105,7	39,4	45,2	7,1	74,6	22,2	0,146	174,6	122,2	
A-506750-II-H35	108,2	29,7	57,8	0,8	114,6	2,8	0,215	214,6	102,8	
A-506750-II-B500	80,4	28,4	39,3	-0,1	95,8	0,4	0,122	195,8	99,6	
A-506750-II-R09	121,9	33,0	75,3	-0,5	161,6	1,5	0,071	261,6	98,5	
A-6510065-II	91,0	32,7	47,5	-0,4	109,1	1,2	0,102	209,1	98,8	
A-6510065-II-L18	78,4	22,7	48,2	-1,0	159,3	4,3	0,090	259,3	95,7	
A-6510065-II-L30	104,7	42,6	44,9	-2,3	75,1	5,1	0,152	175,1	94,9	
A-6510065-II-H35	109,9	32,8	57,1	-0,2	108,1	0,5	0,224	208,1	99,5	
A-6510065-II-B500	81,2	31,3	39,3	-0,7	93,9	2,2	0,122	193,9	97,8	
A-6510065-II-R09	122,1	35,4	74,6	-1,6	157,0	4,4	0,080	257,0	95,6	
C-304530-II	89,6	32,9	46,2	10,3	106,2	45,7	0,062	206,2	145,7	
C-304530-II-L18	75,9	24,9	46,6	9,0	158,5	56,4	0,054	258,5	156,4	
C-304530-II-L30	109,8	43,1	46,6	12,1	73,9	39,0	0,052	173,9	139,0	
C-304530-II-H35	108,5	38,6	63,1	16,6	139,2	75,3	0,078	239,2	175,3	
C-304530-II-B500	81,1	31,5	38,8	9,8	91,8	45,3	0,091	191,8	145,3	
C-304530-II-R09	119,6	38,4	69,3	13,4	137,8	53,8	0,079	237,8	153,8	
C-506750-II	86,0	33,8	44,4	6,7	106,5	24,7	0,098	206,5	124,7	
C-506750-II-L18	75,3	26,2	45,2	7,5	149,9	40,4	0,082	249,9	140,4	
C-506750-II-L30	102,0	43,7	41,6	9,0	68,7	25,8	0,155	168,7	125,8	
C-506750-II-H35	102,9	36,4	64,2	8,7	166,2	31,4	0,062	266,2	131,4	
C-506750-II-B500	78,7	33,1	37,5	8,6	91,0	34,8	0,122	191,0	134,8	
C-506750-II-R09	116,1	39,5	68,3	11,3	143,1	39,9	0,091	243,1	139,9	
C-6510065-II	86,7	36,5	43,1	6,2	98,7	20,5	0,124	198,7	120,5	
C-6510065-II-L18	74,6	27,0	44,2	5,3	145,6	24,2	0,101	245,6	124,2	
C-6510065-II-L30	101,0	47,0	42,5	7,5	72,5	19,0	0,137	172,5	119,0	
C-6510065-II-H35	104,7	39,6	61,6	10,4	142,7	35,7	0,101	242,7	135,7	
C-6510065-II-B500	79,1	35,6	36,9	6,2	87,4	21,1	0,136	187,4	121,1	
C-6510065-II-R09	116,2	41,9	66,8	8,8	135,4	26,6	0,111	235,4	126,6	
B-304530-II	56,1	82,6	11,7	53,3	26,3	181,4	0,261	126,3	281,4	
B-304530-II-L18	40,9	73,5	11,8	55,1	40,5	300,1	0,254	140,5	400,1	
B-304530-II-L30	76,3	92,8	12,3	58,0	19,1	167,0	0,224	119,1	267,0	
B-304530-II-H35	62,4	105,8	22,9	80,3	57,8	314,5	-0,016	157,8	414,5	
B-304530-II-B500	51,1	70,8	8,0	45,5	18,6	180,1	0,369	118,6	280,1	
B-304530-II-R09	68,6	114,7	18,8	84,6	37,8	280,7	0,222	137,8	380,7	
B-506750-II	52,8	83,7	11,7	54,3	28,3	184,5	0,263	128,3	284,5	
B-506750-II-L18	41,9	76,0	11,5	55,3	37,8	266,6	0,272	137,8	366,6	
B-506750-II-L30	68,6	93,5	7,7	54,0	12,6	136,9	0,514	112,6	236,9	
B-506750-II-H35	57,1	103,9	17,9	74,7	45,7	256,2	0,204	145,7	356,2	
B-506750-II-B500	48,3	72,0	6,7	44,2	16,2	159,1	0,469	116,2	259,1	
B-506750-II-R09	65,0	115,9	17,3	83,5	36,2	257,6	0,286	136,2	357,6	
B-6510065-II	53,9	86,8	9,7	54,7	21,9	170,5	0,388	121,9	270,5	
B-6510065-II-L18	41,3	76,8	10,2	53,7	32,8	233,5	0,355	132,8	333,5	
B-6510065-II-L30	67,6	96,7	6,6	53,1	10,8	121,6	0,584	110,8	221,6	
B-6510065-II-H35	58,8	107,0	16,9	75,3	40,4	237,3	0,248	140,4	337,3	
B-6510065-II-B500	49,1	74,9	6,3	43,6	14,7	139,3	0,505	114,7	239,3	
B-6510065-II-R09	65,2	118,3	16,0	82,8	32,6	233,4	0,338	132,6	333,4	
<b>MODELL E</b>										
E-304530-II	55,0	79,0	7,5	44,3	15,9	127,4	0,114	115,9	227,4	
E-304530-II-L30	86,5	99,7	3,2	50,2	3,9	101,5	0,619	103,9	201,5	
E-304530-II-L13Q	60,6	97,6	8,5	62,0	16,4	173,7	0,352	116,4	273,7	
E-304530-II-R13	66,4	106,4	9,9	66,1	17,6	164,0	0,223	117,6	264,0	
E-152515-II	51,7	71,5	-10,6	48,9	17,0	216,2	2,242	83,0	316,2	
E-152515-II-L30	100,3	93,1	-1,3	58,7	1,2	170,3	1,149	98,8	270,3	
E-152515-II-L13Q	58,5	91,2	8,3	67,8	16,6	289,7	0,370	116,6	389,7	
E-152515-II-R13	63,5	99,0	7,1	70,9	12,6	251,9	0,444	112,6	351,9	

Abb. F.16: Übersicht Spannungen aus Überlagerung Stabwerk und Lokal ZSI – häufige Kombination

## Anhang G Sensitivitätsanalyse Zustand II in Querrichtung

## Berücksichtigung der Rissbildung in Querrichtung - LOKAL

Ohne Berücksichtigung

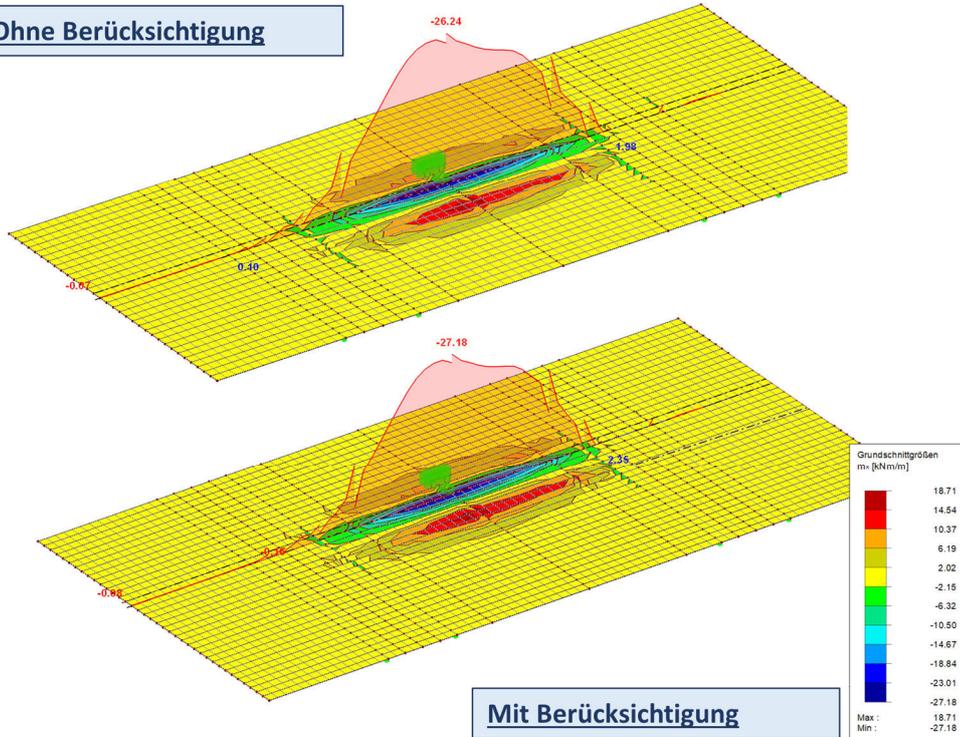


Abb. G.1: Exemplarische Gegenüberstellung des lokalen Plattenmoments in Längsrichtung  $m_{xx}$  – ohne und mit Berücksichtigung der Rissbildung in Querrichtung

## Anhang H Übersicht Überlagerungen gemäß Anhang E zu Gesamtmodell

Überlagerungen		
LOK ZSI - glob:	lokales System ZS I	$\sigma_{Ed} = \psi \cdot \sigma_{loc,Ed} + \sigma_{glob,Ed}$
LOK ZSI - lok:	lokales System ZS I	$\sigma_{Ed} = \sigma_{loc,Ed} + \psi \cdot \sigma_{glob,Ed}$
LOK ZSII - glob:	lokales System ZS II	$\sigma_{Ed} = \psi \cdot \sigma_{loc,Ed} + \sigma_{glob,Ed}$
LOK ZSII - lok:	lokales System ZS II	$\sigma_{Ed} = \sigma_{loc,Ed} + \psi \cdot \sigma_{glob,Ed}$

Abb. H.1: Berücksichtigte Überlagerungen gemäß Anhang E

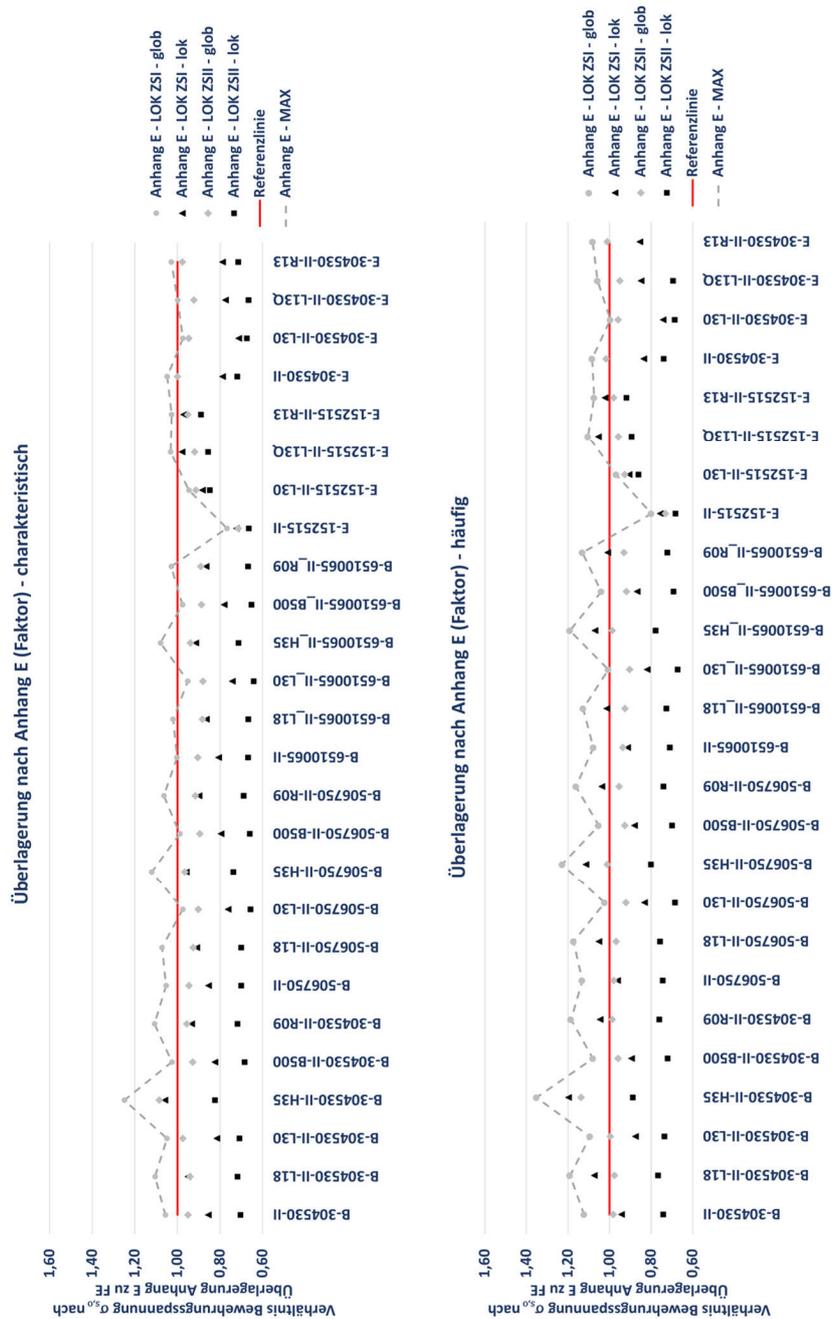
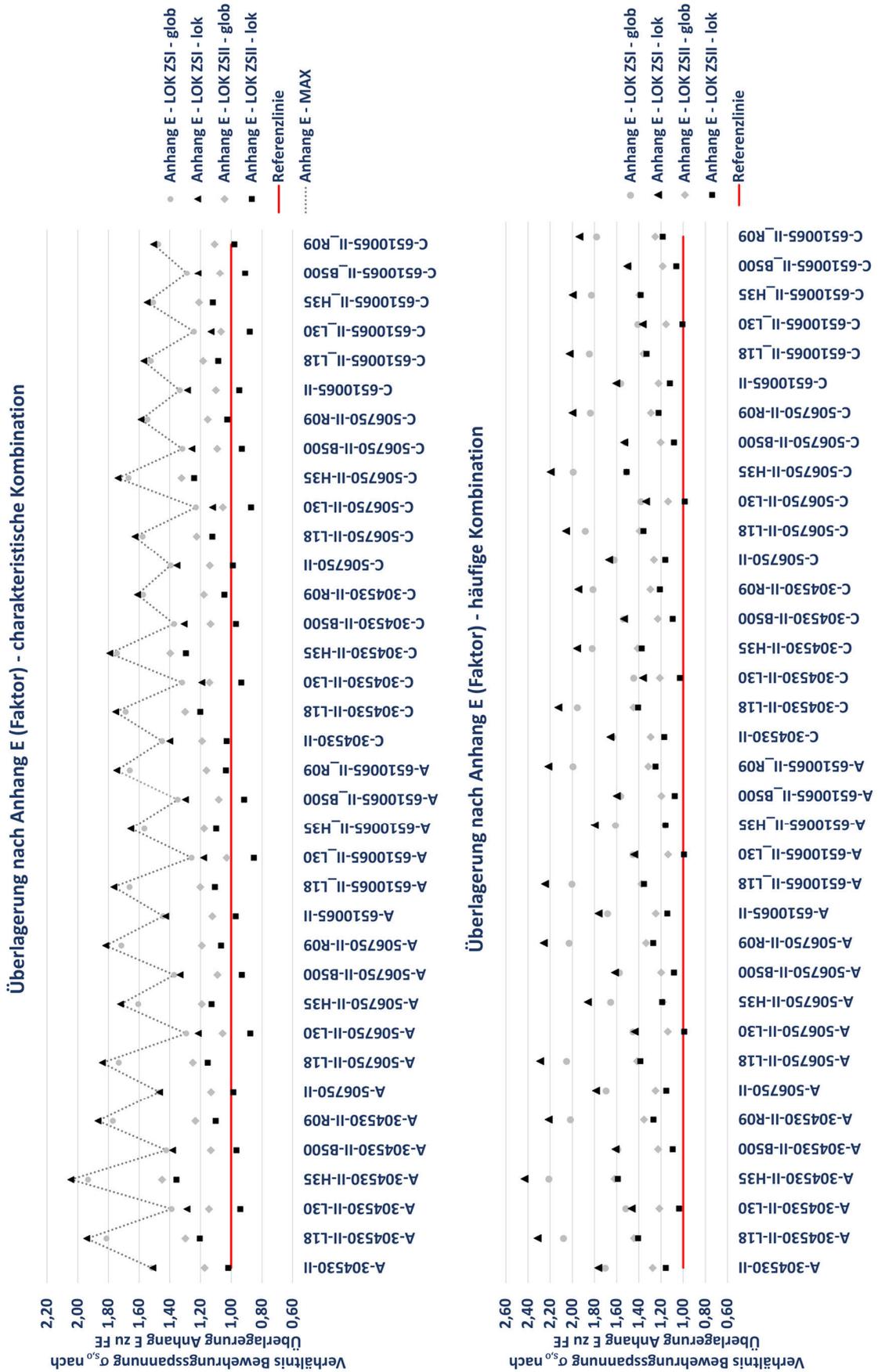


Abb. H.2: Übersicht der Abweichungen der ermittelten Bewehrungsspannungen  $\sigma_{s,0}$  und Überlagerung gemäß Anhang E zum Gesamtmodell -Systeme B und E



**Abb. H.3:** Übersicht der Abweichungen der ermittelten Bewehrungsspannungen  $\sigma_{s,0}$  und Überlagerung gemäß Anhang E zum Gesamtmodell - Systeme A und C

## Anhang I Übersicht Anteil am globalen Modell ermittelter Spannung an Gesamtspannung - Feldbereich

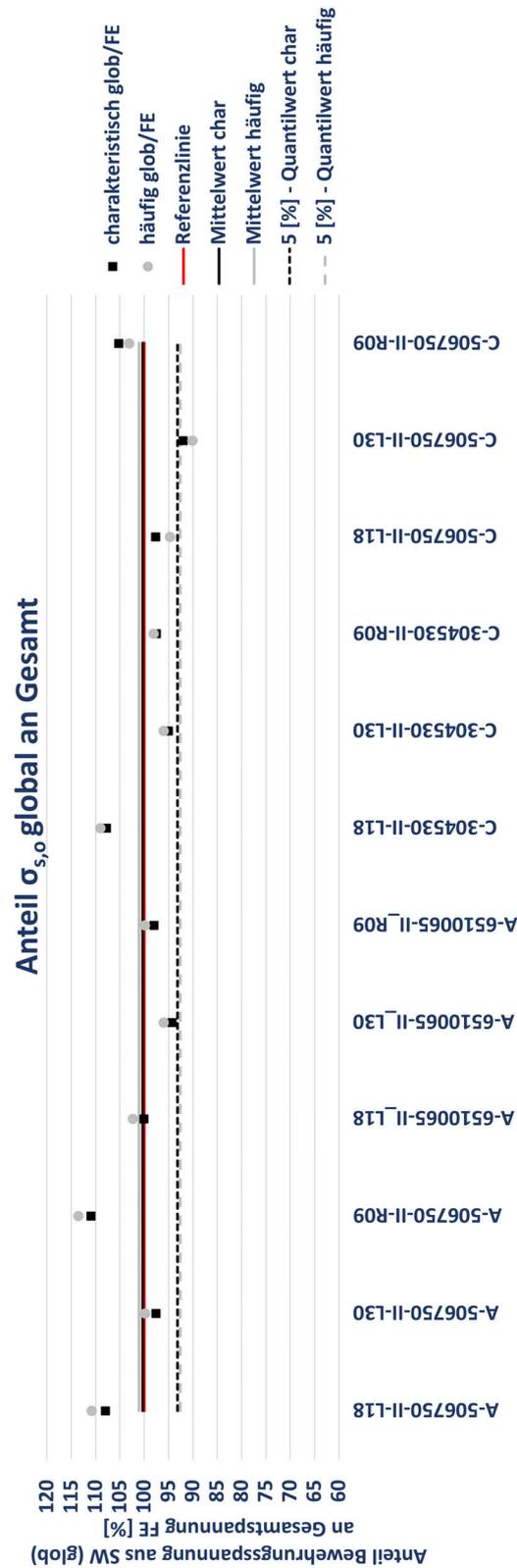
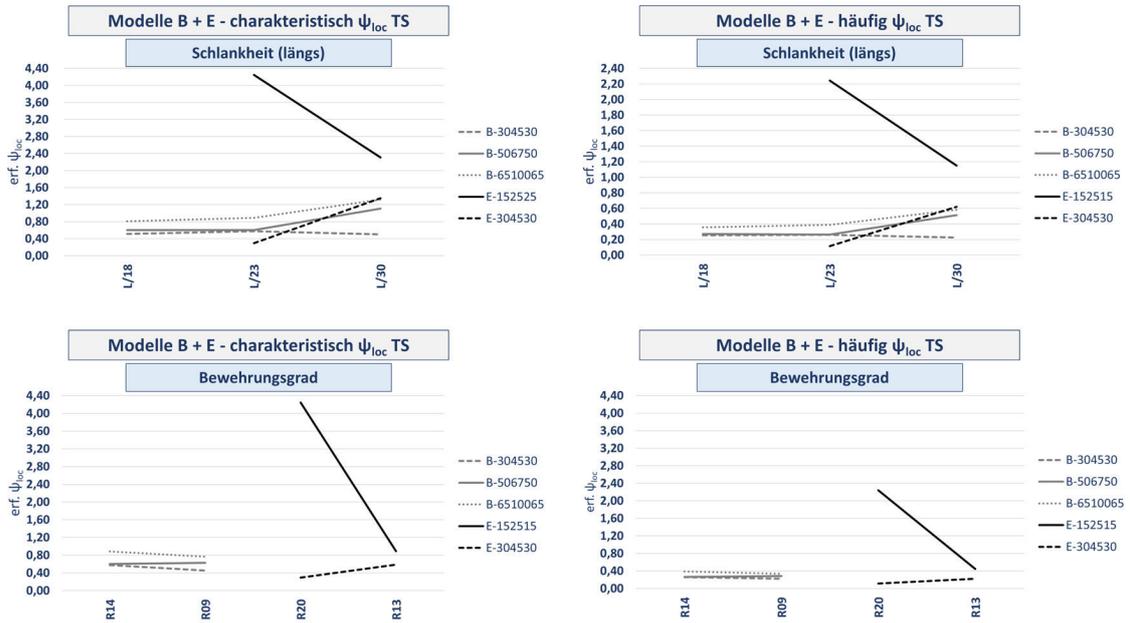


Abb. I.1: Übersicht Anteil am globalen Modell ermittelter Spannung  $\sigma_{s,o, glob}$  an Gesamtspannung – obere Lage – ausgewählte Modelle

## Anhang J Beispielhafte Einzelabhängigkeit unter Berücksichtigung von System E-152515



**Abb. J.1:** Exemplarische Darstellung  $\psi_{loc}$  und der Einzelabhängigkeiten - Modelle B und E - unter Berücksichtigung E-152515

## Anhang K Vergleich neue Überlagerung zu Überlagerung gemäß Anhang E und zu Gesamtmodell

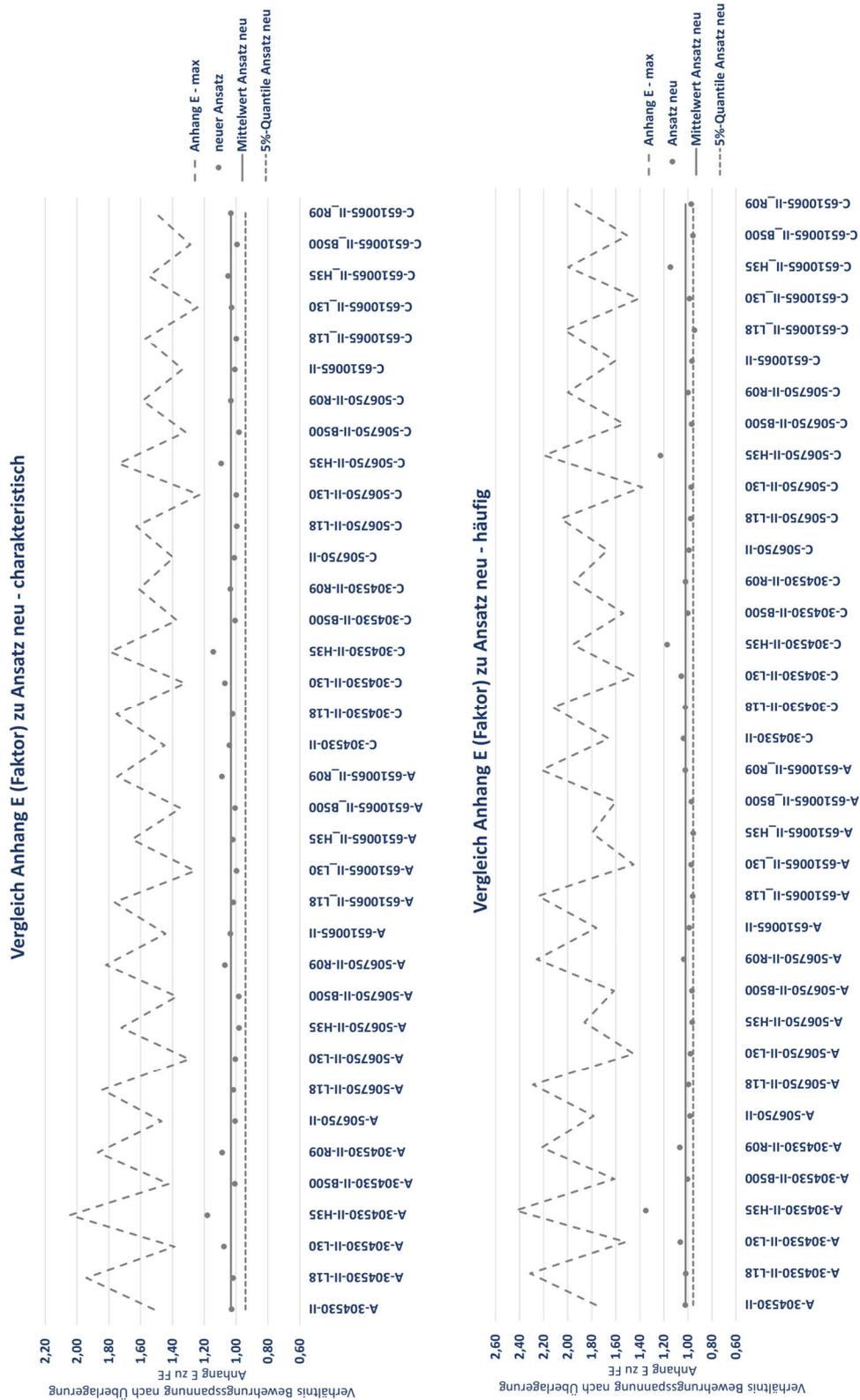
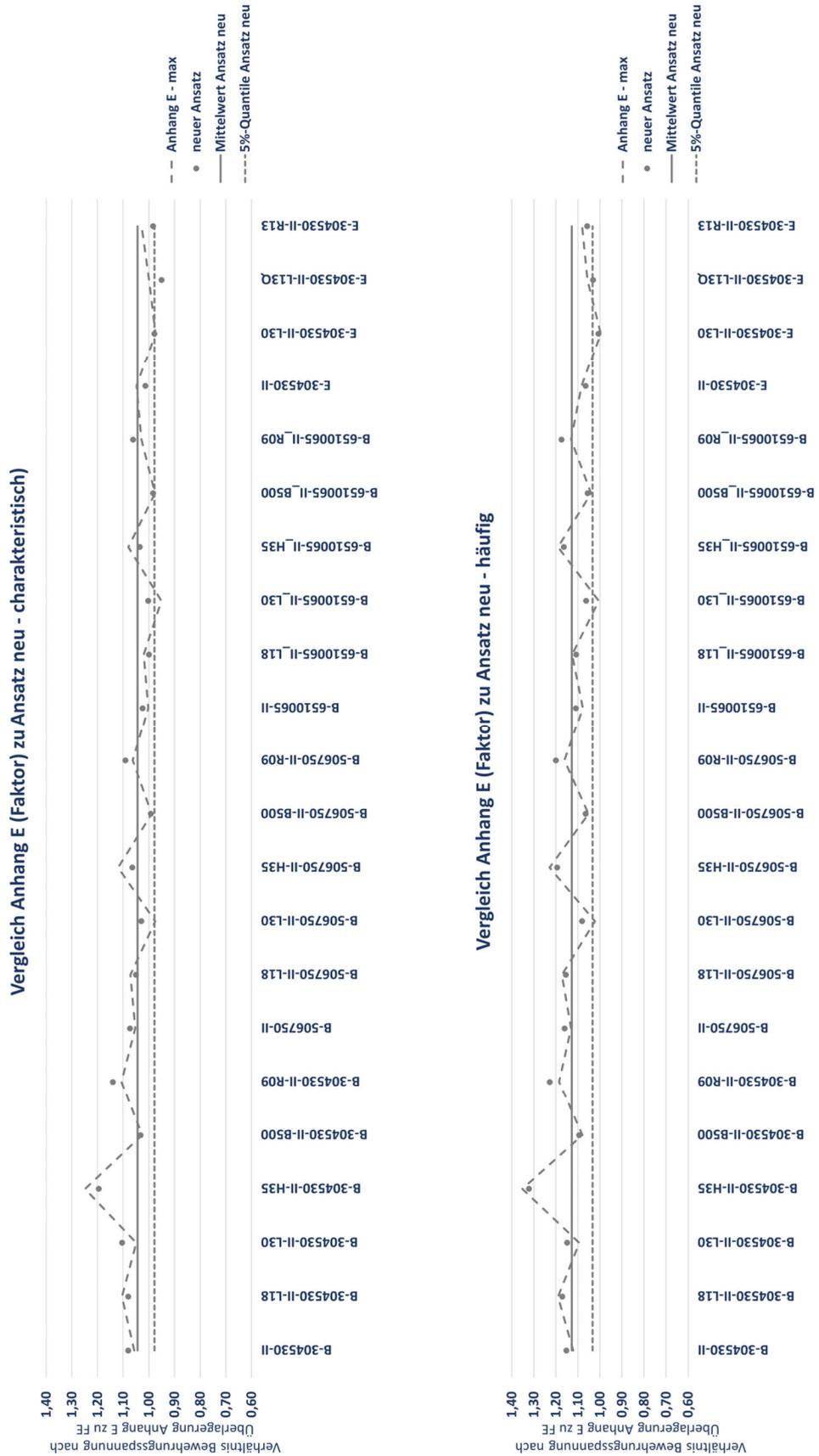
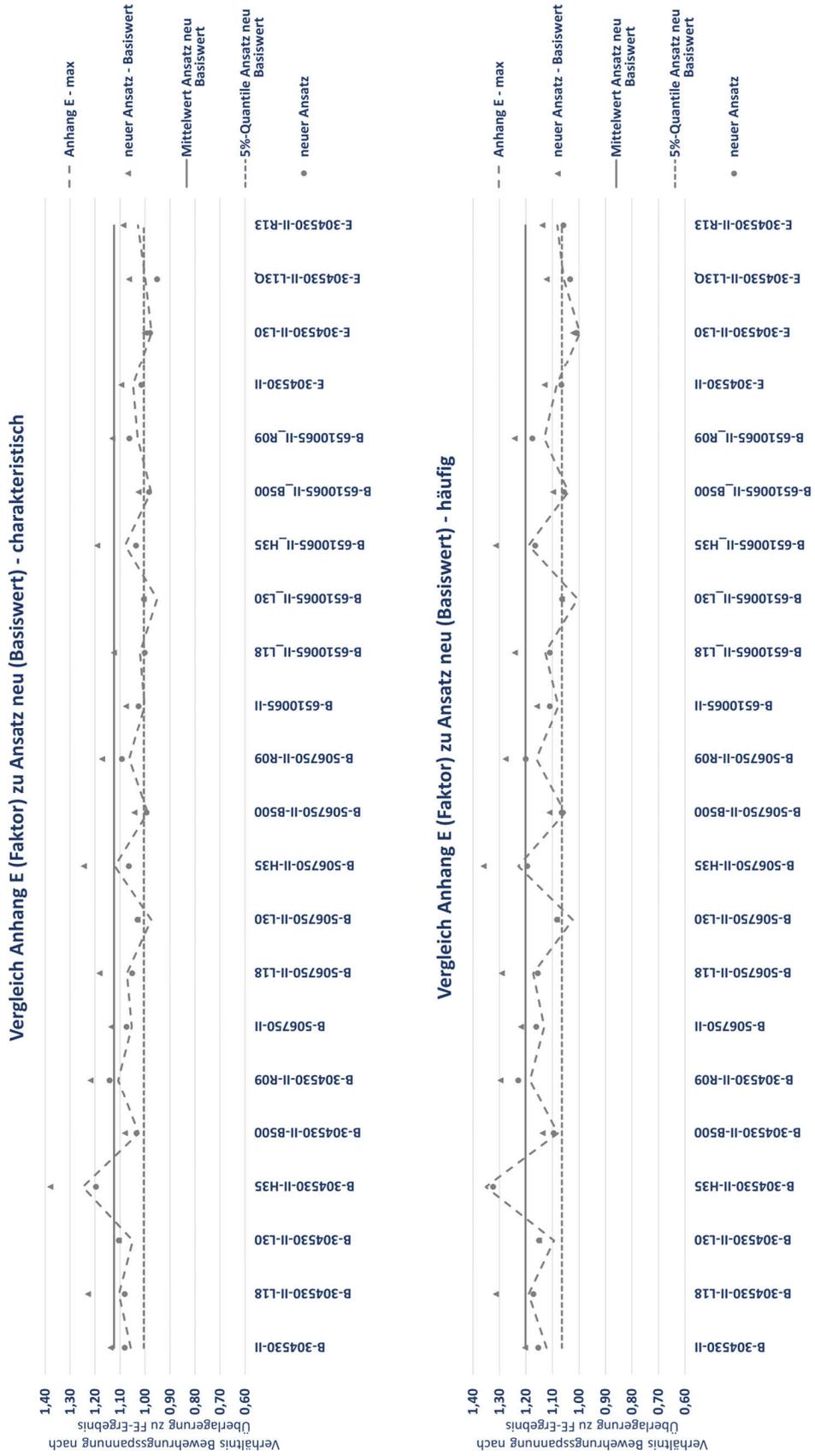


Abb. K.1: Vergleich Bewehrungsspannung nach neuem Ansatz zu Anhang E und Gesamtmodell – Modelle A + C – links charakteristische – rechts häufige Kombination



**Abb. K.2:** Vergleich Bewehrungsspannung nach neuem Ansatz zu Anhang E und Gesamtmodell – Modelle B + E – links charakteristische – rechts häufige Kombination





**Abb. L.2:** Vergleich Bewehrungsspannung nach neuem Ansatz (Basiswert) zu Anhang E und Gesamtmodell – Modelle B + E – links charakteristische – rechts häufige Kombination

## **Anhang M Lebenslauf**

Zum Schutz personenbezogener Daten ist der Lebenslauf in der digitalen Version der Dissertation nicht enthalten.





# **Berichte aus dem Konstruktiven Ingenieurbau**

**Bergische Universität Wuppertal**

---

- Heft 1      Andres, M.: Zum Stabilitätsnachweis von Schalentragerwerken aus Hochleistungsbeton, 2004; ISBN 978-3-940795-00-7
- Heft 2      Wörmann, R.: Zur Erfassung hygrothermischer Einflüsse auf das nicht-lineare Trag- und Schädigungsverhalten von Stahlbetonflächentragerwerken, 2004; ISBN 978-3-940795-01-4
- Heft 3      Piel, W.: Zur Erhöhung der Durchstanztragfähigkeit von Flachdecken mit Stahlverbundsystemen, 2004; ISBN 978-3-940795-02-1
- Heft 4      Mahran, E.: Finite-Infinite-Elemente-Modellierung zur Simulation der Boden-Bauwerk-Flüssigkeit-Interaktion unter dynamischer Anregung, 2004; ISBN 978-3-940795-03-8
- Heft 5      Eusani, R.: Zur numerischen Zeitbereichssimulation der Aeroelastischen Instabilität bei Seilbrücken, 2005; ISBN 978-3-940795-04-5
- Heft 6      Stracke, J.: Flachdecken aus Konstruktions - Leichtbeton, 2005; ISBN 978-3-940795-05-2
- Heft 7      Hanswille, G., Porsch, M., Üstündağ, C.: Versuchsbericht SFB 398 - Projekt C8 -Teil 1, 2007; ISBN 978-3-940795-06-9
- Heft 8      Schäfer, M.: Zum Tragverhalten von Flachdecken mit integrierten hohlkastenförmigen Stahlprofilen, 2007; ISBN 978-3-940795-07-6
- Heft 9      Üstündağ, C.: Beitrag zur Bemessung von Verbundträgern unter ermüdungswirksamen Beanspruchungen, 2007; ISBN 978-3-940795-08-3
- Heft 10     Hanswille, G., Porsch, M.: Versuchsbericht über die Durchführung von 36 Push-Out-Versuchen; ISBN 978-3-940795-09-0
- Heft 11     Hanswille, G., Porsch, M.: Metallurgische Untersuchungen an Schweißnahtverbindungen, 2008; ISBN 978-3-940795-10-6
- Heft 12     Jamali, N.: On the Numerical Simulation of Friction-Isolated Structures, 2008; ISBN 978-3-940795-11-3
- Heft 13     Lippes, M.: Zur Bemessung von Hohlprofil – Verbundstützen aus hochfesten Stählen und Betonen, 2008; ISBN 978-3-940795-12-0
- Heft 14     Mihajlov, V.: Numerical Model for Spatial Steel and Composite Frame-Structures Exposed to Fire and Elevated Temperatures, 2009; ISBN 978-3-940795-13-7

# **Berichte aus dem Konstruktiven Ingenieurbau**

**Bergische Universität Wuppertal**

---

- Heft 15 Neuhaus, C.: Zur Identifikation selbsterregter aeroelastischer Kräfte im Zeitbereich, 2010; ISBN 978-3-940795-14-4
- Heft 16 Stopp, K.: Trag- und Verformungsverhalten großflächig gegründeter Stahlbetontragwerke unter Berücksichtigung der Boden-Bauwerk-Interaktion, 2010; ISBN 978-3-940795-15-1
- Heft 17 Porsch, M.: Modellierung von Schädigungsmechanismen zur Beurteilung der Lebensdauer von Verbundkonstruktionen aus Stahl und Beton, 2010; ISBN 978-3-940795-16-8
- Heft 18 Mannsfeld, T.: Tragverhalten von Stahlbetonflächentragwerken unter Berücksichtigung der temperaturbedingten Nichtlinearitäten im Brandfall, 2011; ISBN 978-3-940795-17-5
- Heft 19 Gelien, M.: Ein Beitrag zur Bemessung von Stahlbetonstützen im Brandfall, 2011; ISBN 978-3-940795-18-2
- Heft 20 Festschrift Gerhard Hanswille, 2011; ISBN 978-3-940795-19-9
- Heft 21 Bergmann, M.: Zur Bemessung von Hohlprofilverbundstützen im Brandfall; ISBN 978-3-940795-20-5
- Heft 22 Peter, C.: Tragverhalten von Verkehrstunneln im Brandfall mit einer Innenschale aus PP-Faserbeton, ISBN 978-3-940795-21-2
- Heft 23 Chanou, M.: Zum Tragverhalten von Hohlprofil-Verbundstützen mit Mehrkernquerschnitten, ISBN 978-3-940795-22-9
- Heft 24 Menkenhagen, Philipp: Beitrag zum Tragverhalten des Lasteinleitungsbereichs von Hohlprofil-Verbundstützen unter Berücksichtigung der Verformungseigenschaften von Schubringen, 2019; ISBN 978-3-940795-23-6
- Heft 25 Zwolinski, Stefan: Ermittlung der Grünzugfestigkeit erdfeuchter Zementleimgemische als Grundlage für die Optimierung der Produktion von sofort entschalteten Betonwaren, 2018; ISBN 978-3-940795-24-3
- Heft 26 Dollase, André: Mikrowellenverfahren zur Untersuchung des Erhärtungs- und Trocknungsverhaltens von zementgebundenen Baustoffen, 2019; ISBN 978-3-940795-25-0
- Heft 27 Loh, Lutz: Zum Torsionstragverhalten vorgespannter Segmenttürme -Ein Nachweismodell für überdrückte und klaffende Segmentfugen mit Kreisringquerschnitt, 2023; ISBN 978-3-940795-26-7

# **Berichte aus dem Konstruktiven Ingenieurbau**

Bergische Universität Wuppertal

---

- Heft 28      Blau, Nick: Untersuchungen zur Ermüdungssicherheit von Querrahmenanschlüssen bei Verbundbrücken, 2024, ISBN 978-3-940795-27-4
- Heft 29      Schönfeld, Larissa: Einfluss von Imperfektionen auf die numerische Traglastbestimmung ausgesteifter Beulfelder; ISBN: 978-3-940795-28-1
- Heft 30      Kischkewitz, Fabian: Ein Beitrag zur wirtschaftlichen Bemessung von Balkenbrücken in Verbundbauweise; ISBN: 978-3-94095-29-8