

Diploma Thesis

Research on the main and transversal load-bearing effect of the SCSC-Plate as deck slab of a trough bridge

submitted in satisfaction of the requirements for the degree of
Diplom-Ingenieur
of the TU Wien, Faculty of Civil Engineering

Diplomarbeit

Untersuchung der Haupt- und Quertragwirkung einer Trogbücke mit SCSC-Fahrbahnplatte

ausgeführt zum Zwecke der Erlangung des akademischen Grades eines
Diplom-Ingenieurs
eingereicht an der Technischen Universität Wien, Fakultät für Bauingenieurwesen

von

Martin Schuster, BSc

Matr.Nr.: 11705996

unter der Anleitung von

Univ. Prof. Dipl.-Ing. Dr.techn. **Josef Fink**

Dipl.-Ing. Dr.techn. **Patrik Takács** (IWE)

Institut für Tragkonstruktionen
Forschungsbereich Stahlbau
Technische Universität Wien
Karlsplatz 13/E212-01, 1040 Wien, Österreich

Wien, im Februar 2024

Kurzfassung

Gegenstand dieser Diplomarbeit ist die SCSC-Platte (Steel-Concrete-Steel-Composite-Plate), die am Institut für Tragkonstruktionen – Forschungsbereich Stahlbau der Technischen Universität Wien entwickelt wird. Die SCSC-Platte soll als Alternative zur Grobblechplatte im Bereich des Eisenbahnbrückenbaus mit kurzen Spannweiten dienen und dementsprechend als Fahrbahndeck von Trogbriicken und als Plattenbrücke Anwendung finden. Diese Diplomarbeit beschäftigt sich mit der Quertragwirkung der SCSC-Platte als Teil einer Trogbriicke unter gleichzeitigem Einfluss der Haupttragwirkung.

Die beiden Anwendungsfälle unterscheiden sich hauptsächlich darin, dass im Fall der Trogbriicke die SCSC-Platte als Untergurt des Hauptträgers fungiert und dadurch einer Zugbeanspruchung in Briickenlängsrichtung ausgesetzt ist. Diese Zugbeanspruchung hat nicht nur Auswirkungen auf die Kraftflüsse innerhalb der Platte, sondern verlangt auch eine detaillierte Beschreibung des Materialverhaltens von Beton und Hauptbewehrung unter Zugspannungen.

Der erste Abschnitt dieser Arbeit widmet sich einer Kurzzusammenfassung der bisherigen Forschungen an der SCSC-Platte. Im zweiten Abschnitt werden einige Grundlagen zur SCSC-Platte wiederholt, bevor die Bezeichnungen der einzelnen Tragwirkungen definiert werden. Diese Bezeichnungen sollen auch für zukünftige Forschungsarbeiten verwendet werden, um Missverständnissen vorzubeugen. Auf Grundlage dieser Begriffsdefinitionen werden die Einwirkungen auf die Hauptbewehrung beschrieben. Der zweite Abschnitt endet mit der Vorstellung einer neuen Ausführungsvariante des Übergangs der SCSC-Platte zum Hauptträgersteg, die die Vorteile von früheren Ausführungsvarianten vereinen soll, ohne dabei deren Nachteile zu haben.

Das dritte Kapitel widmet sich zur Gänze der Beschreibung eines Finite-Elemente-Modells, anhand dessen die SCSC-Platte untersucht werden kann. Ähnliche Finite-Elemente-Modelle existieren zwar bereits aus vorangegangenen Arbeiten, anhand der Beschreibung des Modells dieser Diplomarbeit können allerdings sämtliche aktuellen Erkenntnisse bezüglich Materialeigenschaften, Geometrie, Randbedingungen, Belastung und Belastungsgeschichte vereinigt dokumentiert werden.

Um die Richtigkeit der Ergebnisse des beschriebenen Modells zu überprüfen, wird eine Reihe von Plausibilisierungsvergleichen angeführt, bevor im vierten Abschnitt eine Modellbildung für die Tragwirkung der SCSC-Platte in Querrichtung vorgestellt wird. Das Ergebnis ist eine relativ einfache Beschreibung des komplexen Tragverhaltens der SCSC-Platte über eine überschaubare Anzahl an ingenieurmäßigen Tragwirkungen.

Im letzten Abschnitt dieser Diplomarbeit wird das Modell zunächst einer Parameterstudie unterworfen, bevor ermüdungswirksame Spannungsschwingbreiten für die Hauptbewehrungsstäbe ermittelt werden. Die erste Erkenntnis der Parameterstudie ist, dass Hauptbewehrungsstäbe mit einem Durchmesser von 30 mm zu bevorzugen sind. Weiters konnte der positive Einfluss der Haupttragwirkung auf die Durchbiegung und Dübelkräfte beobachtet werden, sowie die vereinfachte Modellierungsvariante der Hauptbewehrungsstäbe als eindimensionale Linielemente für zukünftige Forschungen ausgeschlossen werden. Im Rahmen der Ermittlung der Spannungsschwingbreiten konnte die Quertragwirkung als ermüdungskritische Tragwirkung für die Hauptbewehrung identifiziert werden.

Abschließend wird eine Zusammenfassung der Ergebnisse angeführt und ein Ausblick auf weitere sinnvolle Forschungsarbeiten gegeben.

Abstract

Subject of this master thesis is the SCSC-Plate (Steel-Concrete-Steel-Composite-Plate), which is being developed at the Institute of Structural Engineering – Research Unit Steel Structures of the TU Wien. The SCSC-Plate should serve as an alternative for very thick steel plates for short-span railway bridges and therefore find usage as a deck slab of trough bridges and as a plate bridge. This thesis deals with the investigation of the transversal load-bearing behaviour as a deck slab of a trough bridge whilst simultaneously taking the longitudinal load-bearing behaviour into account.

The main difference between the two cases of usage is the fact that the SCSC-Plate as part of a trough bridge functions as the main girder's bottom flange and is therefore exposed to a tensile force in the longitudinal direction of the bridge. This tensile force doesn't just influence the flow of force in the slab but also demands a detailed description of the material behavior under tensile stresses.

The first section of this master thesis devotes itself to briefly summarize the previous research on the SCSC-Plate. A few basics of the SCSC-Plate will be repeated in the second section, before the designations of the individual load-bearing effects are defined. These designations should be used in future researches to avoid any misunderstandings. The effects on the main reinforcements are described on the basis of these designations. The second section ends with the presentation of a new design version of the transition between the SCSC-Plate and the main girder, which should combine the benefits of previous design versions without having their disadvantages.

The third section devotes itself to the description of a finite-element-model, with which the SCSC-Plate can be studied. Similar finite-element-models do already exist from previous theses, but all the current findings regarding material properties, geometry, boundary conditions, loading and load history can be collectively documented by means of the description of the model of this master thesis.

To see if the results of the model can be trusted, a few plausibility checks are made before a modelling method of the transversal load-bearing behaviour of the SCSC-Plate is presented in the fourth section. The result is a relatively simple description of the complex load-bearing behaviour of the SCSC-Plate by means of a manageable amount of engineer-like load-bearing behaviours.

In the last section of this master thesis the model is subjected to a parameter study before fatigue relevant stress ranges for the main reinforcement bars are calculated. The first finding of this parameter study is that main reinforcement bars with a diameter of 30 mm are the most advantageous. Furthermore the positive effect of the longitudinal load-bearing behavior on the deflection and dowel forces can be observed and the modelling version of the main reinforcement as one dimensional beam-elements can be discarded for future researches. In the course of the calculation of the stress ranges, the transversal load-bearing behavior was identified as the critical load-bearing behaviour for the fatigue strength verification of the main reinforcements.

Finally the last section consists of a summary of all relevant results as well as an outlook on further useful researches.

Inhaltsverzeichnis

1	Einleitung	8
1.1	Problemstellung	8
1.2	Forschungsstand	9
1.3	Zielsetzung	15
2	Grundlagen	16
2.1	Tragmechanismus der SCSC-Platte	16
2.2	Konstruktion der SCSC-Platte im Regelbereich	18
2.3	Anwendungsgebiete der SCSC-Platte	19
2.4	Definition der Tragwirkungen	21
2.5	Einwirkungen auf die Hauptbewehrung	22
2.6	Motivation zur Modellierung eines neuen Randbereichs	24
3	FE-Modellierung	31
3.1	Motivation	31
3.1.1	Unterschiede zwischen Modell Egly und dem aktuellen Quermodell	31
3.2	Vorgehensweise bei der Modellierung des Quermodells	37
3.2.1	Partübersicht	37
3.2.2	Assemblierung	42
3.2.3	Material	49
3.2.4	Lastaufstellung	56
3.2.5	Randbedingungen	62
3.2.6	Steps und Amplituden	65
3.2.7	Laststeigerungsfaktoren	71
3.2.8	Ergänzungen zu den Randbedingungen	85
3.2.9	Querzug	93
3.2.10	Finite Elemente Netz	98
3.2.11	Berechnung	101
3.3	Modellplausibilisierung	101
4	Modellbildung für die Tragwirkung der SCSC-Platte parallel zu den Dübelleisten	113
4.1	Teilquerschnitte der Modellbildung	114
4.2	Tragwirkungen	118
4.3	Berechnungsmethode zur Modellbildung	126
4.4	Berechnung der Biegemomentenanteile der einzelnen Tragwirkungen	129
4.5	Plausibilisierung der Modellbildung	132
4.6	Gleichgewichtsbetrachtungen	134
5	Parameterstudie	137
5.1	Modelle der Parameterstudie	137
5.2	Auswertung des Basismodells	139
5.2.1	Arbeitslinie	140
5.2.2	Dübelkräfte	141

5.2.3	Bewehrungskräfte	149
5.2.4	Hauptdruckspannungen im Betonkern	156
5.2.5	Vertikale Verformung im Lastniveau SLS	159
5.3	Vergleiche	161
5.3.1	Vergleiche M1C-M1A-M1B	161
5.3.2	Vergleiche M1C-M2-M3: Einfluss der Haupttragwirkung	168
5.3.3	Vergleiche M1C-M4A-M4B: Einfluss der Tragwirkung parallel zu den Dübelleisten	179
5.3.4	Vergleiche M1C-M5: Einfluss der Art der Längsbewehrungsmodellierung	187
5.3.5	Vergleiche M1C-M6-M7-M8: Einfluss der Bewehrung	194
5.4	Spannungsschwingbreiten	202
6	Zusammenfassung und Ausblick	217
6.1	Zusammenfassung	217
6.2	Ausblick	219
A	Anhang	222

Kapitel 1

Einleitung

1.1 Problemstellung

Viele Eisenbahnbrücken aus dem frühen 20. Jahrhundert nähern sich ihrer geplanten Lebensdauer oder haben diese bereits überschritten. Es besteht daher vermehrt die Notwendigkeit von Komplettsanierungen oder Ersatzneubauten. Die meisten dieser Brücken wurden, dem damaligen Stand der Technik entsprechend, mit offenen Fahrbahnen ausgeführt, das heißt, dass die Brückenhölzer (Schwellen) direkt auf der tragenden Stahlkonstruktion aufliegen. Diese Brückenbauweise führt zu extrem niedrigen Bauhöhen zwischen Schwellenoberkante (bzw. Schienenoberkante) und darunter liegendem Lichtraum. Da moderne Brücken den jetzigen Anforderungen an Lärmentwicklung, Instandhaltungsaufwand und Reisendenkomfort entsprechen müssen, ist diese Konstruktionsweise nicht mehr zulässig [20]. Mögliche Ausführungsformen nach dem heutigen Stand der Technik sind entweder ein Schottertrog mit circa 55 cm Höhe oder eine feste Fahrbahn. Da aber durch die offene Bauweise der Bestandsbrücken Randbedingungen für die Konstruktionsunterkante (KUK) bzw. die Schwellenoberkante (SOK) vorgegeben sind, müssen Lösungen gefunden werden, diese einzuhalten. Herrmann zeigt in seiner Dissertation [13] Möglichkeiten des Brückenersatzneubaus unter Berücksichtigung der genannten Randbedingungen (siehe Abb. 1.1)

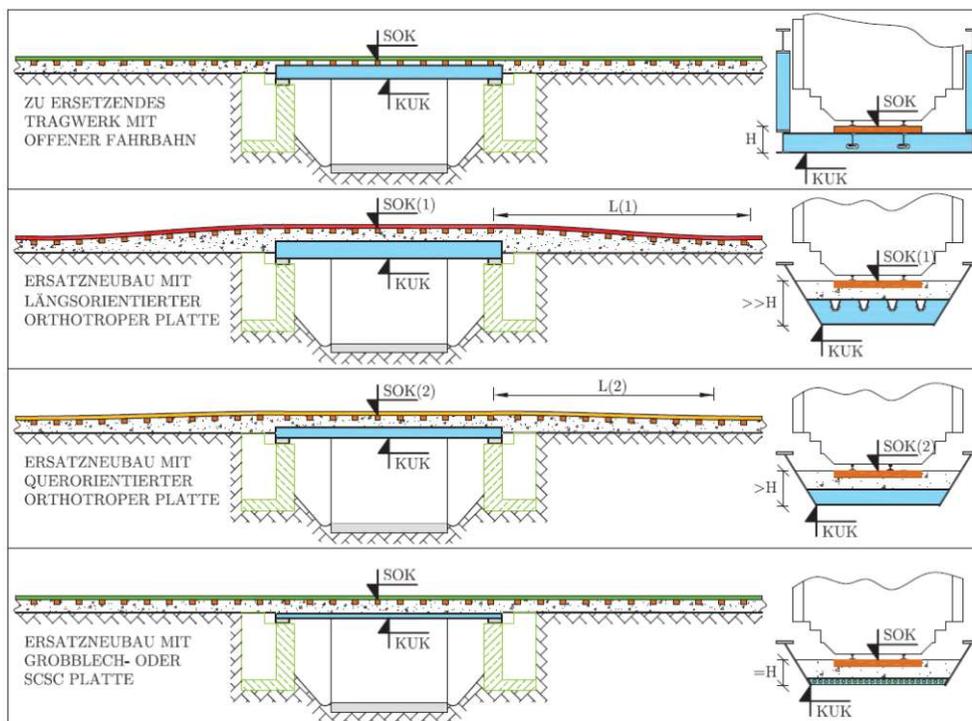


Abb. 1.1: Möglichkeiten der Brückenersatzbauten nach Herrmann [13]

Die in den ersten drei Darstellungen in Abb. 1.1 angedeutete Änderung der Gleislage ist allerdings mit erheblichem wirtschaftlichem Aufwand verbunden und vor allem für Brücken mit kleinen Spannweiten ökonomisch bedenklich.

Ein Lösungsansatz für Trogbriicken kleiner Stützweiten bis ca. 25 m wurde am Institut für Tragkonstruktionen - Forschungsbereich Stahlbau für die Österreichischen Bundesbahnen (ÖBB) entwickelt und beinhaltet als Fahrbahnplatte ein Grobblech mit 120 mm Dicke. Der Vorteil dieser Variante ist das Reduzieren der Konstruktionshöhe auf das absolute Minimum. Allerdings haben Grobbleche dieser Dicke auch einige Nachteile, wie mangelnde Verfügbarkeit bei geringer Bestelltonnage, ein, im Vergleich zu anderen Bauweisen, hohes Eigengewicht und technologisch herausfordernde Schweißstöße.

Um diese Nachteile zu umgehen, wurde eine Alternative zu Grobblechplatten gesucht, die, bei vergleichbaren Tragfähigkeitseigenschaften, eine ähnlich geringe Konstruktionshöhe zulässt. Da bei Biegemomentenbeanspruchung die Querschnittsbereiche um den Schwerpunkt kaum ausgenutzt sind, bietet es sich an, diese Bereiche durch einen billigen Werkstoff wie Beton zu ersetzen. Es muss hierbei aber darauf geachtet werden, dass die außen liegenden Bleche schubfest miteinander verbunden werden. Aus diesen Überlegungen entstand am Institut für Tragkonstruktionen - Forschungsbereich Stahlbau die, in dieser Diplomarbeit, behandelte *Steel-Concrete-Steel-Composite*, kurz SCSC-Platte.

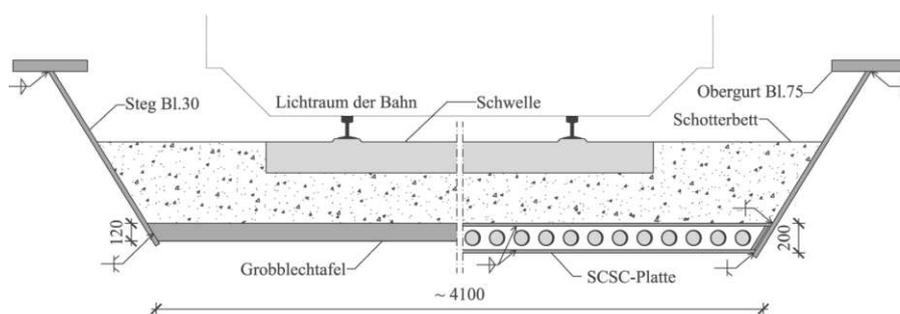


Abb. 1.2: Vergleich von Trogbriickenquerschnitten; links: Regelquerschnitt mit Grobblechplatte; rechts: Regelquerschnitt mit SCSC-Platte aus [23]

1.2 Forschungsstand

Die Forschung an der SCSC-Platte begann mit der Dissertation von Paul Herrmann [13] in der erstmals die Konstruktion und das Tragverhalten beschreibt. Aufbauend auf einer Beschreibung der Grundgedanken zur Schubübertragung zwischen den außenliegenden Stahlblechen, definiert er die Aufgaben jedes Bauteils und konstruiert diese dementsprechend. Im Detail beschäftigt er sich dabei mit den unterschiedlichen Geometrievarianten der Dübelleisten (siehe Abb. 1.3). Dabei stellte sich heraus, dass die Dübelleiste vom *TYP C* die besten Ergebnisse bezüglich Tragverhalten und Duktilität liefert.

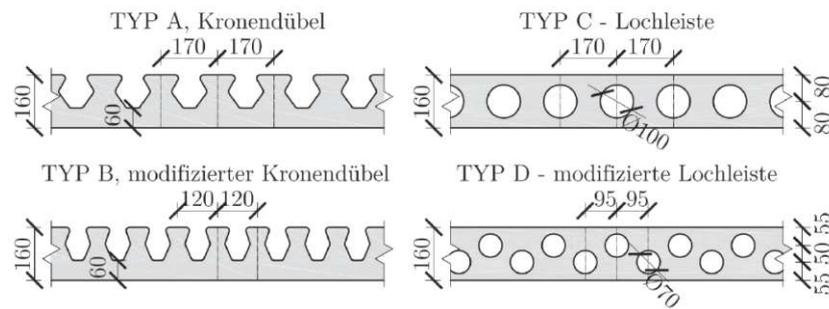


Abb. 1.3: Untersuchte Dübelleistengeometrien aus [13]

Herrmann beschäftigt sich zu Beginn seiner Dissertation sowohl mit der Herstellung und Montage als auch mit der Wirtschaftlichkeit der SCSC-Platte. Er vergleicht dabei vor allem die Herstellungskosten aber auch Konstruktionshöhe sowie Gewicht der SCSC-Platte mit üblichen Querschnittsvarianten des Brückenbaus. Der Kostenvergleich wird dabei normiert auf die Herstellungskosten eines Querschnitts mit querorientierter orthotroper Platte, die in Tab. 1.1 somit mit 100% bezeichnet werden.

Tab. 1.1: Vergleich der Brückenquerschnitte, adaptiert nach [13]

Var.	QS-Bezeichnung	$h_{\text{Konstr.}}$ in mm	Gewicht in kg/m^2	norm. HK in %
1	orthotrope Platte mit Trapezrippen	750	300	102,9
2	orthotrope Platte mit Flachstahlrippen	615	320	124,5
3	querorientierte orthotrope Platte	400	355	100
4	Grobblechplatte	120	942	192,2
5	Verbundplatte mit Querträgern	650	854	48,1
6	Verbundplatte mit Blech	365	1040	50,1
7	Stahlbetonplatte	450	1240	47,1
8	SCSC-Platte	200	745	82,9

Eine wichtige Erkenntnis aus diesem Vergleich ist, dass die SCSC-Platte relativ zur Grobblechplatte bei beinahe gleicher Konstruktionshöhe nur etwa halb so teuer ist. Dieser Umstand kann als Daseinsberechtigung der intensiven Forschung an der SCSC-Platte interpretiert werden. Herrmann beschäftigt sich außerdem mit Versuchskörperauswertungen von Vierpunkt-Biegeversuchen und dem Vergleich der Ergebnisse mit Finite-Elemente-Berechnungen. Aufbauend auf diesen Versuchen diskutiert er am Ende seiner Arbeit noch drei verschiedene Ingenieurmodelle zur einfacheren Berechnung des Trag- sowie Verformungsverhaltens der SCSC-Platte.

Fortgeführt wurde die Forschung von Marlene Steurer im Rahmen der „Verkehrsinfrastrukturforschung 2012“ (Endbericht vom Mai 2017 [21]). Hier wurde vor allem die Tragfähigkeit einer SCSC-Platte als Einfeldträger mit circa 4,0 m Spannweite und einer Plattenbreite von 3,0 m anhand von Versuchen untersucht. Begleitet wurden diese durch eine Finite-Elemente-Berechnung. Der Versuchsaufbau ist in Abb. 1.5.b zu sehen. Ergebnis dieser Versuche war unter anderem die Erkenntnis, dass die SCSC-Platte sehr duktil versagt, die Tragfähigkeit ungefähr beim Lastniveau $3,4 \cdot ULS$ erreicht ist und die Steifigkeit ausgesprochen hoch ist. Die Versuche wurden mit

unterschiedlichen Dübelleistenanordnung (äquidistante Verteilung und eng nebeneinander, siehe Abb. 1.4) durchgeführt. Der gleichmäßige Dübelleistenabstand von 500 mm hat sich dabei als beste Variante herausgestellt. Zusätzlich dazu wurden statische Ausziehversuche durchgeführt (siehe Abb. 1.5.a), die eine maximale Schubkraft pro Betondübel von 470 kN ergaben.

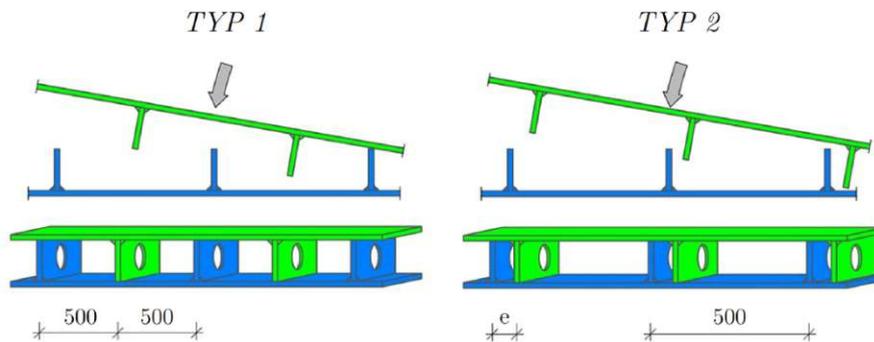


Abb. 1.4: Dübelausteilung in [21] aus [23]

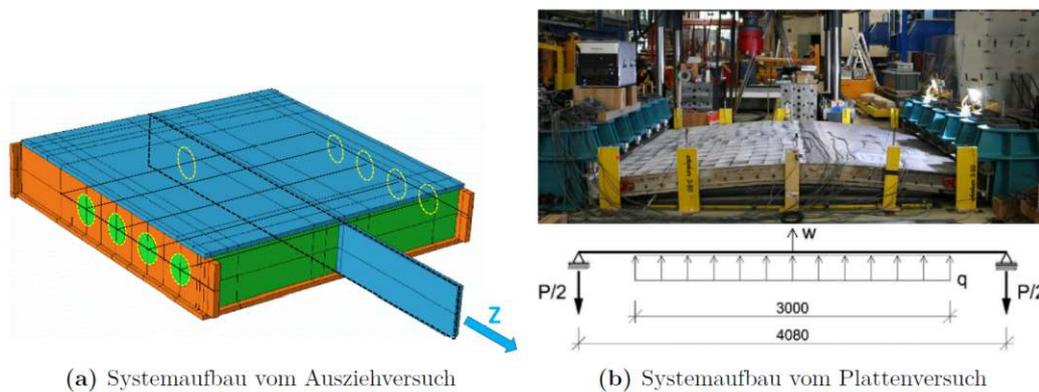


Abb. 1.5: Darstellung der Versuche von Steuerer und Fink aus [21]

Im Zuge der Begleitung der Versuchsergebnisse durch FE-Berechnungen wurde das Programm *Abaqus* [2] vorgestellt sowie grundsätzliche Erläuterungen zur Finite-Elemente-Methode angeführt. Die von Herrmann vorgeschlagenen Ingenieurmodelle wurden von Steuerer mit den Versuchsergebnissen und der FE-Berechnung verglichen. Ergebnis dieses Vergleichs war, dass die Ingenieurmodelle die realistischeren FE-Untersuchungen nicht mit ausreichender Genauigkeit abbilden können. Daraufhin wurden Verbesserungsvorschläge für die Ingenieurmodelle angeführt.

Takács hat sich in seiner Dissertation [23] mit dem Ermüdungsverhalten der SCSC-Platte beschäftigt. Er hat dabei einen $1,0\text{ m}$ langen Streifen aus dem Regelbereich einer Trogbücke mit 20 m Spannweite untersucht (siehe Abb. 1.6). Einflüsse aus der Haupttragwirkung, also Zug aus dem Längsmoment, hat er dabei nicht berücksichtigt. Die Untersuchungen wurden mit dem Finite-Elemente-Programm *Abaqus* durchgeführt. Die, in seiner Dissertation angeführten, Definitionen bezüglich der Modellierung und vor allem des Finite-Elemente-Netzes bilden die Grundlage für die *Abaqus*-Modellierung dieser Diplomarbeit.

Takács hat die Lochdübelleisten als relevantes Bauteil für den Ermüdungsnachweis identifiziert

und mit Hilfe des Kerbdehnungskonzeptes eine Lebensdauerberechnung dieser durchgeführt. Er hat dabei zahlreiche Einflüsse auf den Ermüdungsnachweis im Rahmen einer Parameterstudie berücksichtigt und erhält als Ergebnis seiner Arbeit Wöhlerlinien analog zum Ermüdungskonzept der ÖNORM EN 1993-1-9 [9]. Mit diesen führt er exemplarisch einen Ermüdungsnachweis für die SCSC-Platte.

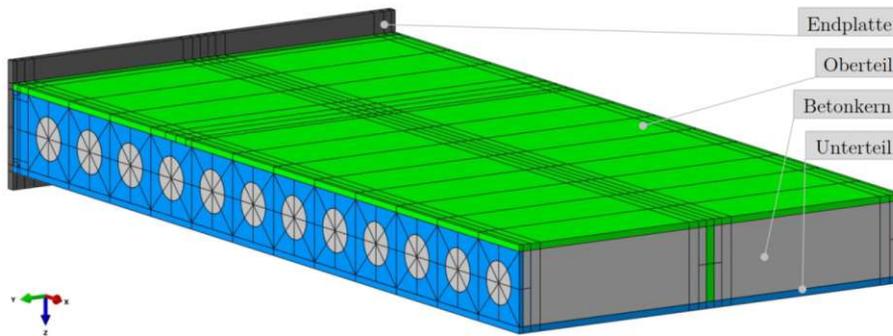


Abb. 1.6: Von Takács untersuchtes *Abaqus*-Modell aus [23]

Palotás stellt in seiner Dissertation [18] weitere Überlegungen zum Tragverhalten der SCSC-Platte an. Er konzentrierte sich dabei auf die Kraftableitung innerhalb des Betonkerns zufolge vertikaler Querlasten und entwickelt dabei ein Kraftmodell im Sinne eines *Sprengwerkes*. Eine Prinzipskizze und das statische Modell zum Tragmechanismus *Sprengwerk* sind in Abb. 1.7 bzw. 1.8 dargestellt.

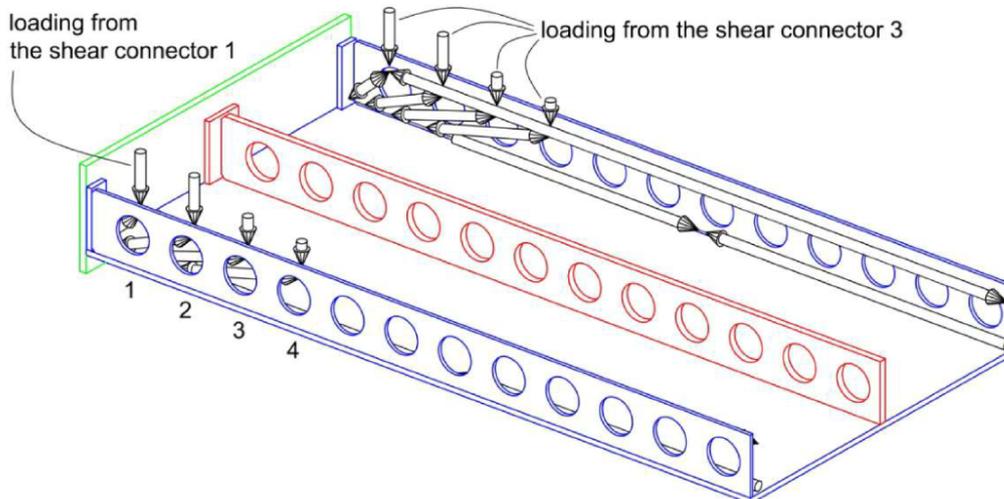


Abb. 1.7: Dreidimensionale Darstellung des Tragmechanismus *Sprengwerk* aus [18]

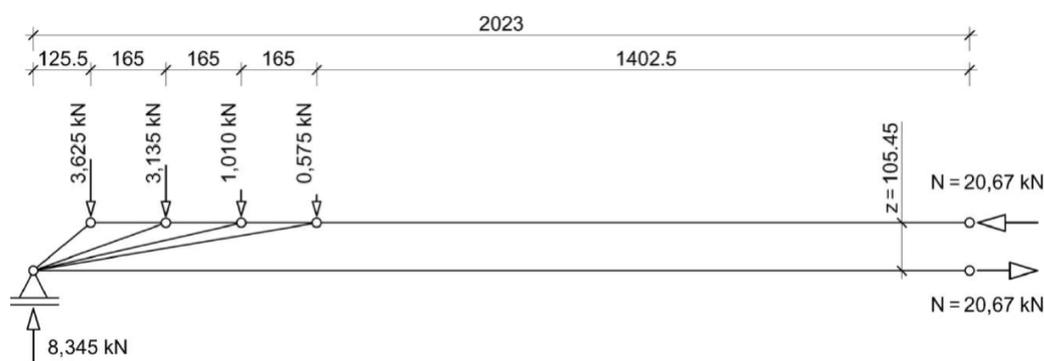


Abb. 1.8: Statisches Modell des Tragmechanismus *Sprengwerk* aus [18]

Palotás entwickelt in seiner Dissertation ebenfalls ein, von ihm als *spring framework model* bezeichnetes, Ingenieurmodell, das die zeitaufwändige *Abaqus*-Berechnung durch eine einfachere *Matlab*-Berechnung ersetzen soll. Grundgedanke ist es, die SCSC-Platte als Stab-Feder-System abzubilden. Die Federsteifigkeiten der Federn, die den Betonkern abbilden sollen, werden aus Laborversuchen gewonnen. Ein Vergleich der Ergebnisse des Ingenieurmodells mit FE-Berechnungen hat gezeigt, dass das *spring framework model* unter statischen Belastungen durchaus realistische Ergebnisse liefert. Am Ende der Arbeit wird allerdings erklärt, dass das Modell noch nicht soweit ist, eine FE-Berechnung zu ersetzen. Dazu sind beispielsweise noch Erweiterungen bezüglich der Längstragwirkung notwendig. Als Längstragwirkung wurde im Rahmen der bisherigen Untersuchungen die Tragwirkung parallel zur Brückenachse benannt.

Ein weiterer Teil seiner Dissertation widmet sich der Beschäftigung mit zyklischer Belastung innerhalb seines entwickelten Modells. Er diskutiert dabei den Effekt der bei Entlastung des Modells zu einem kleinen Spalt zwischen Betondübel und Dübelleiste führt. Daraus folgt, dass bei Wiederbelastung Deck- und Bodenblech nicht als schubsteifer Querschnitt wirken, bis der Spalt wieder geschlossen ist. Palotás bezeichnet diesen Effekt als *inelastic slip*. Das führt zu einer Erhöhung der vertikalen Verschiebung in Plattenmitte um 25% und kann somit nicht vernachlässigt werden.

Relevante Diplomarbeiten

Hestmann und Hasenbichler beschäftigen sich in ihrer Diplomarbeit [12] mit der Längstragwirkung der SCSC-Platte als Teil einer Trogbrücke. Sie entwickelten mehrere Ersatzmodelle für die SCSC-Platte anhand derer sie die Einflüsse von u.A. Dübelleistenabständen, Bewehrung oder Kopfbolzendübel untersuchten. Außerdem wurde die Biegesteifigkeit der Ersatzmodelle in Tragwerkslängsrichtung abgeschätzt. Erwähnenswert ist dabei, dass eine Stabbewehrung bei der jeweils ein Stab pro Betondübel vorhanden ist, die besten Ergebnisse bezüglich der Biegesteifigkeit liefert.

Holyevác hat sich in seiner Diplomarbeit [14] auf die Quertragwirkung der SCSC-Platte unter Berücksichtigung der Längstragwirkung konzentriert. Er entwickelte dabei mehrere *Abaqus*-Modelle, die sich dabei in der Bewehrungsführung und dem Einfluss der Längstragwirkung unterscheiden, für den ersten Versuchskörper eines Biaxialversuchs. Er legt dabei besonderen Wert auf die Plausibilität der FE-Berechnung (z.B. Analyse von Energie- und Verformungskurven). Es ist vor allem zu erwähnen, dass seine Berechnungen gezeigt haben, dass die Modelle mit Längsbewehrung zwar eine verminderte Anfangssteifigkeit aufweisen, in späteren Belastungsphasen aber ihre positive Wirkung entfalten (höhere Duktilität, Rissbreitenverkleinerung und rissverteilende Wirkung in

die Kammern).

Kneidinger beschäftigt sich in ihrer Diplomarbeit [15] mit der in der Ingenieurpraxis anwendbaren Modellierung der SCSC-Platte als Fahrbahnplatte einer Trogbücke mit der kommerziell verfügbaren Software *RFEM* [3]. Dabei legt sie zunächst sämtliche Randbedingungen für die Modellierung fest und entwickelt anschließend zwei Modellierungsansätze. Wobei in einem Modell Quer- und Längstragverhalten getrennt voneinander betrachtet werden, im anderen Modell wird die Trogbücke als Gesamtes betrachtet. Herausforderung dabei ist es, die viel komplexere *Abaqus*-Modellierung in ein praxistaugliches Modell zu wandeln, das ausreichend genaue Ergebnisse liefert. Kneidinger hat es geschafft ein *RFEM*-Modell zu entwickeln, das plausible Resultate bezüglich der Quertragwirkung liefert. Eine genaue Beurteilung der Richtigkeit ist erst durch das Vorhandensein eines äquivalenten *Abaqus*-Modells möglich, das zur damaligen Zeit noch nicht vorhanden war.

Egly hat sich in seiner Diplomarbeit [4] mit der Quertragwirkung der SCSC-Platte als Teil einer Trogbücke beschäftigt. Er hat dabei umfangreiche FE-Analysen mit dem Programm *Abaqus* durchgeführt, mit dem Hintergedanken die verschiedenen Einflüsse wie Bewehrung, Längstragwirkung, Materialeigenschaften (Querdehnung) und zusätzliche Schweißnähte auf das Tragverhalten der SCSC-Platte zu untersuchen. Dazu wurden einige *Abaqus*-Modelle eines 2,0 m langen Ausschnitts aus der Tragwerksmitte einer circa 26,0 m langen Trogbücke als Einfeldträger erstellt (siehe Abb. 1.9).

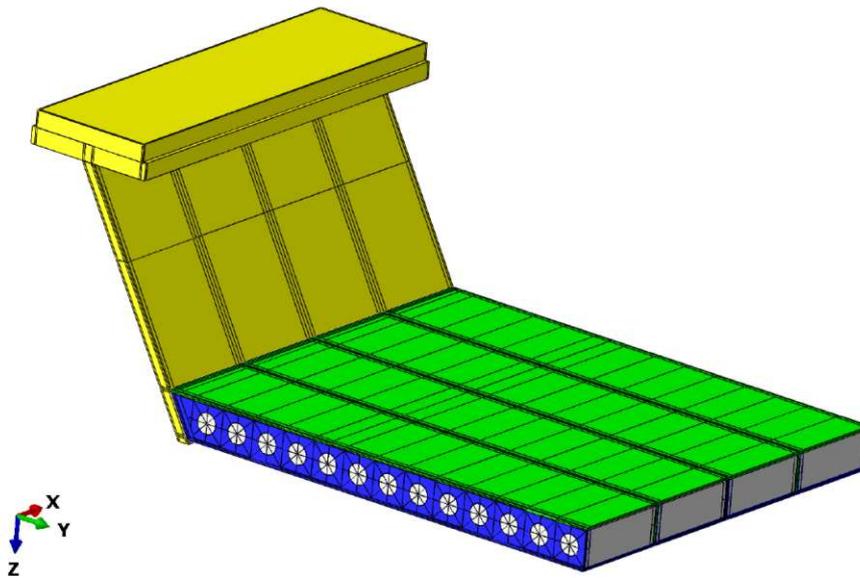


Abb. 1.9: Übersicht über den modellierten Trogbückenausschnitt in [4]

Egly hat seine Untersuchungen vor allem auf den Vergleich von Arbeitslinien, Teilschnittgrößen in Plattenmitte, Dübelkräfte, Hauptdruckspannungen im Betonkern und der Biegesteifigkeit in Querrichtung gestützt. Um die Einflüsse der Längstragwirkung berücksichtigen zu können, musste Egly noch auf Daten eines *RFEM*-Modells der gesamten Trogbücke zurückgreifen. Dieser Umstand hatte zur Folge, dass sich vor allem bei der Auswertung der Arbeitslinien unplausible und somit unzufriedenstellende Ergebnisse ergaben. Diese Ungenauigkeiten sollen im Rahmen dieser Diplomarbeit ausgebessert werden. Seine Modellierung in *Abaqus* sowie Lastannahmen bilden die Grundlage für diese Diplomarbeit.

1.3 Zielsetzung

Aufbauend vor allem auf den Dissertationen von Herrmann [13] und Takács [23] und der Diplomarbeit von Egly [4] setzt sich diese Diplomarbeit die Bearbeitung folgender Aufgaben als Ziel:

1. Die Hauptaufgabe dieser Diplomarbeit ist die Untersuchung der Quertragwirkung der SCSC-Platte, unter gleichzeitiger Wirkung der Haupttragwirkung, aufbauen auf den Dissertationen von Herrmann [13] und Takács [23] und der Diplomarbeit von Egly [4]
2. Modelloptimierung im Vergleich zu den Ergebnissen der Diplomarbeit von Egly anhand der aktuellen Erkenntnisse. Dazu zählt unter anderem die Optimierung des Übergangs der SCSC-Platte zum Hauptträgersteg (im Folgenden als *Randbereich* bezeichnet). Anlass zur Optimierung geben die, von Takács in seiner Dissertation [23] auftretenden, Spannungsspitzen im Deck- bzw. Bodenblech und die entstehenden Schweißeigenstressungen, die in der Modellbildung nach Egly [4] auftreten würden.
3. Entwicklung einer ingenieurmäßigen Modellbildung für die Tragwirkung parallel zu den Dübelleisten (Beschreibung der Tragwirkungen siehe Kap. 2.4) zur Erklärung des Tragmechanismus bei Berücksichtigung der Einflüsse der Haupttragwirkung.
4. Das Modell soll im letzten Schritt einer Parameterstudie unterworfen werden, um die Auswirkungen von Änderungen einzelner Randbedingungen (unter anderem: Belastung, Materialeigenschaften, Bewehrung, etc.) zu untersuchen. Anhand dieser Erkenntnisse sollen Rückschlüsse auf den Tragmechanismus geschlossen werden, um das Verständnis der Lastabtragung der SCSC-Platte zu verbessern.

Kapitel 2

Grundlagen

2.1 Tragmechanismus der SCSC-Platte

Wie in Abb. 2.1 zu sehen ist, besteht die SCSC-Platte aus zwei außen liegenden Blechen mit dazwischen liegendem Betonkern, sowie Lochdübelleisten, die wechselweise am oberen bzw. unteren Blech angeschweißt sind. Der Grundgedanke der Lastabtragung in Querrichtung besteht darin, dass sich zur Schubübertragung zwischen den äußeren Blechen horizontal liegende, diagonale Betondruckstreben zwischen benachbarten Lochdübelleisten bilden (siehe rote Pfeile in Abb. 2.1) und so die vertikalen Querlasten bis zu den Hauptträgerstegen geleitet werden. Die Hauptaufgabe des Betons ist somit die schubfeste Verdübelung der außen liegenden Stahlbleche, da auf Grund der begrenzten Platzverhältnisse kein beidseitiges Anschweißen der Lochdübelleisten möglich ist. Im Vergleich der SCSC-Platte mit einem geschweißten I-Träger, übernimmt der Betonkern sozusagen die Aufgabe der Halskehlnähte [13].

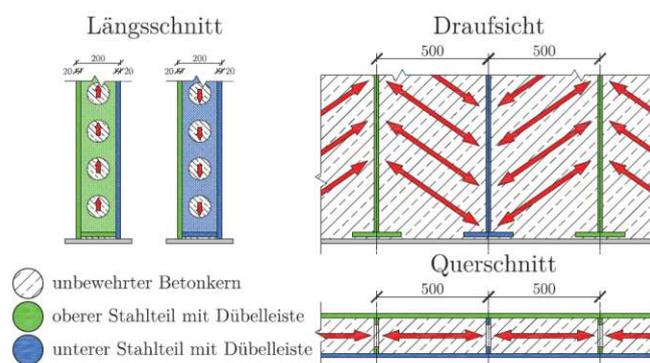


Abb. 2.1: Veranschaulichung der Betonkernverdübelung aus [13]

Herrmann hat in seiner Dissertation [13] die grundlegenden Abmessungen auf einem Vergleich der Momententragfähigkeit zwischen der SCSC-Platte und einer Grobblechplatte mit 120 mm Dicke begründet. Er fordert eine äquivalente plastische Momententragfähigkeit zwischen diesen beiden Querschnittstypen und setzt einen idealen Zweipunktquerschnitt und somit einen starren Verbund zwischen den beiden außen liegenden Stahlblechen voraus (siehe Abb. 2.2).

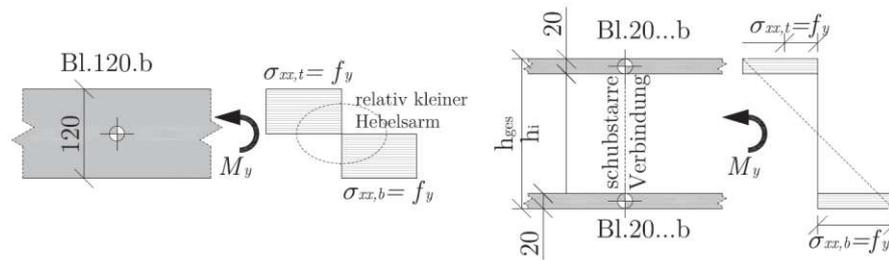


Abb. 2.2: Vergleich der plastischen Biegespannungen [13]

Der Betonkern wird hier vernachlässigt. Diese Vereinfachung kann zwar nicht zur tatsächlichen Beschreibung des Tragmechanismus herangezogen werden, ist aber laut [13] ausreichend für eine Abschätzung der Geometrie.

Mit den gegebenen Abmessungen der Grobblechplatte und dem Ansetzen einer Einheitsbreite für den SCSC-Plattenstreifen kann die erforderliche Bauhöhe des Zweipunktquerschnittes unter der Forderung eines identen plastischen Widerstandsmomentes wie folgt berechnet werden [13]:

$$M_{y,pl,Rd} = \frac{t_{GB}^2}{4} \cdot f_y = \frac{120^2}{4} \cdot f_y \quad \text{für die Grobblechplatte} \quad (2.1)$$

$$M_{y,pl,Rd} = t_{DB/BB} \cdot \left(h_i + \frac{t_{DB} + t_{BB}}{2} \right) \cdot f_y = 20 \cdot (h_i + 20) \cdot f_y \quad \text{für den Zweipunktquerschnitt} \quad (2.2)$$

Wobei t_{GB} für die Dicke des Grobblechs und $t_{DB/BB}$ für jene des Deck- bzw. Bodenblechs steht. Das Gleichsetzen dieser beiden Ausdrücke und Auflösen nach h_i führt auf:

$$h_i = 160 \text{ mm} \quad \text{bzw.} \quad h_{ges} = 200 \text{ mm}$$

In dieser Herleitung der Plattengeometrie wurden die Blechstärken noch mit 20 mm angenommen. Weitere Überlegungen in [22] führten auf die, in dieser Arbeit verwendete, Deck- und Bodenblechdicke von 15 mm .

Zusätzlich zur Lastabtragung in Querrichtung dient die SCSC-Platte als Untergurt für die Lastabtragung der Trogbrücke in Tragwerkslängsrichtung. Bei positiver Momentenbeanspruchung, die beim Einsatz der Trogbrücke als Einfeldträger vorhanden ist, liegt die SCSC-Platte zur Gänze in der Zugzone (siehe Abb. 2.3). Die Auswirkungen der Zugspannungen bzw. die daraus resultierenden Risse im Beton, waren schon Teil der Untersuchungen von Hasenbichler und Hestmann [12] sowie von Egly [4] und werden auch in dieser Arbeit behandelt. Da die Zugspannungen im Betonkern zufolge der Haupttragwirkung die maximal aufnehmbaren Betonzugspannungen bei weitem überschreiten, wird eine schlaife Bewehrung im Betonkern vorgesehen. Diese besteht aus einer Kombination aus Längs- und Querbügeln sowie einer in Brückenlängsrichtung verlaufenden Stabbewehrung, die durch die Löcher der Lochdübelleisten geführt wird (siehe Abb. 3.7). In den bisherigen Untersuchungen wurde die Haupttragwirkung der Trogbrücke über eine aufgebraachte Zugspannung in der Platte berücksichtigt. Im Zuge dieser Arbeit wird diese Überlegung erweitert, indem nicht nur eine Zugspannung auf die Platte aufgebracht wird, sondern eine, zum Längsmoment arbeitskonjugierte, Querschnittsverdrehung auf den Querschnitt eingepreßt wird.

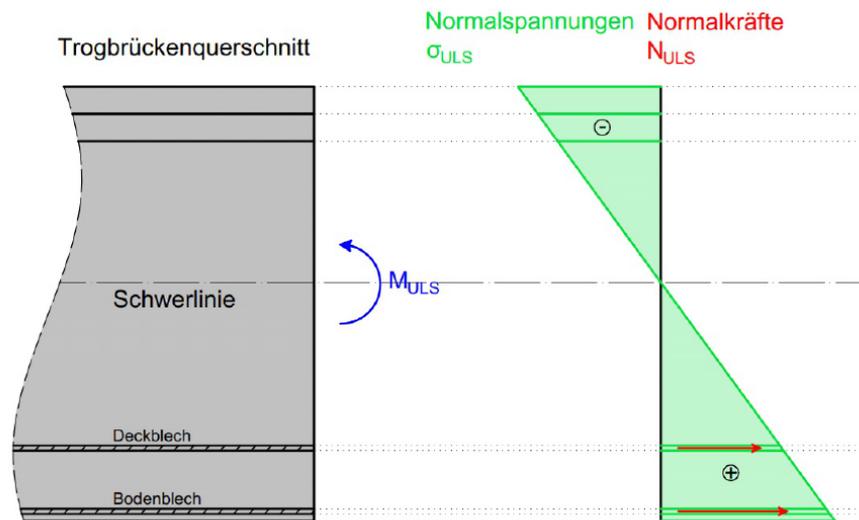


Abb. 2.3: Veranschaulichung des Normalspannungsverlaufs zufolge M_{ULS} in Tragwerksmitte sowie der Normalkräfte in Deck- und Bodenblech aus [12]

2.2 Konstruktion der SCSC-Platte im Regelbereich

Wie bereits erwähnt, besteht die SCSC-Platte aus den zwei außen liegenden Stahlblechen, an die wechselweise Lochdübelleisten angeschweißt sind und dem Betonkern. Die Produktionsschritte zur Herstellung der SCSC-Platte mit unbewehrtem Betonkern sind in Abb. 2.4 schematisch dargestellt.

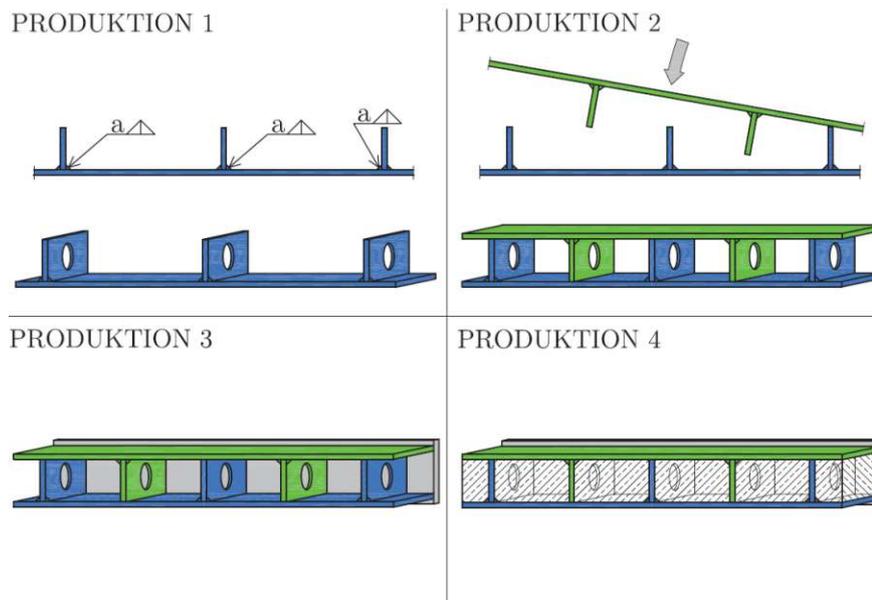


Abb. 2.4: Schematischer Überblick über die Produktionsschritte zur Herstellung der SCSC-Platte aus [13] (Prinzipdarstellung noch ohne Bewehrung)

Zunächst werden die Lochdübelleisten mittels Kehlnähten an das horizontal liegende Bodenblech

(in Abb. 2.4 blau dargestellt) und Deckblech (in Abb. 2.4 grün dargestellt) angeschweißt. Im Anschluss werden die beiden Bleche kammartig ineinander gelegt und achsrecht ausgerichtet. Danach wird das Endblech an das Deck- und Bodenblech angeschweißt, sodass noch ausreichend Betonieröffnungen frei bleiben. Im letzten Schritt wird der so entstandene Stahlkasten mit Beton gefüllt [13].

Diese schematische Ausführung der Produktionsschritte soll nur der Übersichtlichkeit dienen.

2.3 Anwendungsgebiete der SCSC-Platte

Die Anwendungsgebiete der SCSC-Platte lässt sich in zwei Kategorien einteilen:

Anwendungsfall 1: Ersatzneubauten von alten Eisenbahnbrücken in Trogbrückenbauweise mit offener Fahrbahn und Spannweiten von 10 – 26 m

Anwendungsfall 2: Einsatz als Plattenbrücke mit Spannweiten um 5 m

In den Abb. 2.5 und 2.6 ist eine axonometrische Ansicht und ein Querschnitt der SCSC-Platte als Teil einer Trogbrücke im Sinne einer Übersicht dargestellt. Die Abb. 2.7 bis 2.9 sollen einen Überblick über den Anwendungsfall als Plattenbrücke liefern. In dieser Diplomarbeit wird ausschließlich der Anwendungsfall Trogbrücke behandelt.

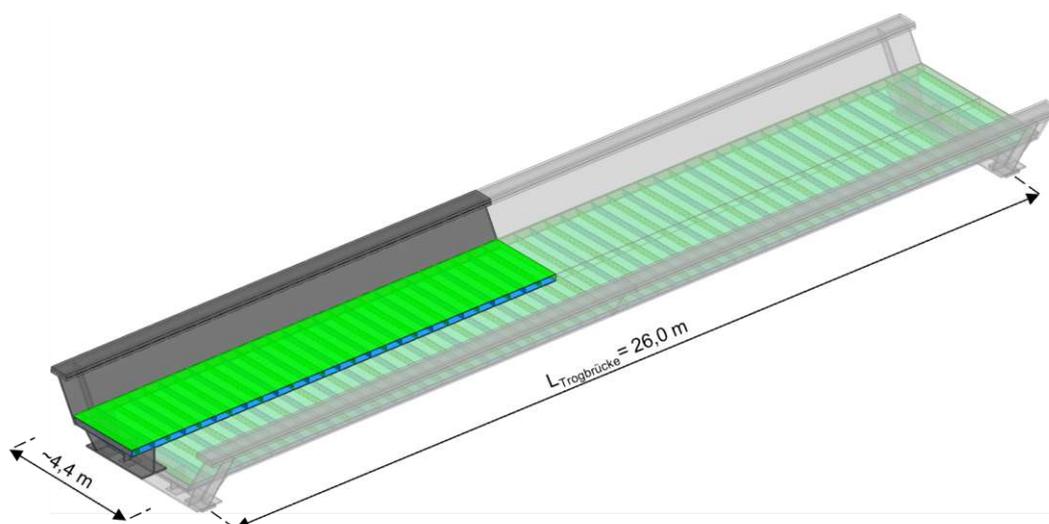


Abb. 2.5: Axonometrische Ansicht der SCSC-Platte als Teil einer Trogbrücke aus [24]

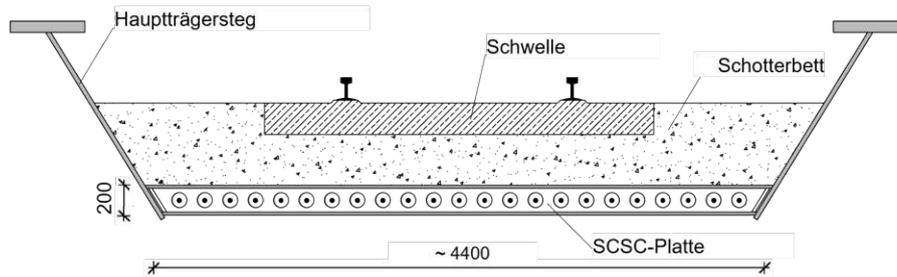


Abb. 2.6: Querschnitt der SCSC-Platte als Teil einer Trogbücke aus [24]

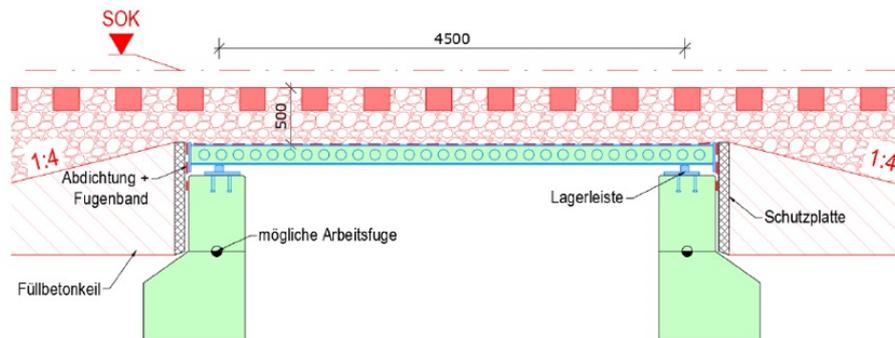


Abb. 2.7: Übersicht der SCSC-Platte als Teil einer Plattenbrücke aus [24]

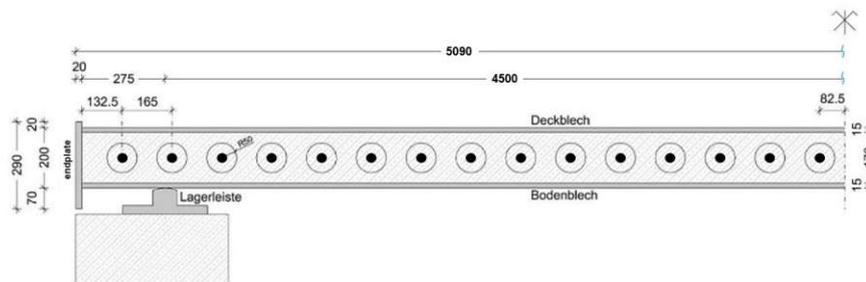


Abb. 2.8: Längsschnitt der SCSC-Platte als Teil einer Plattenbrücke aus [24]

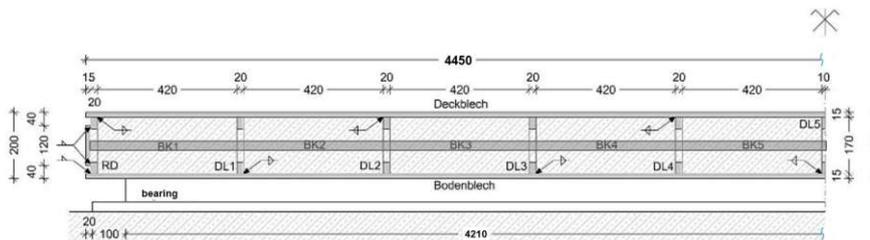


Abb. 2.9: Querschnitt der SCSC-Platte als Teil einer Plattenbrücke aus [24]

2.4 Definition der Tragwirkungen

Auf den bisherigen Seiten wurden die Tragwirkungen der SCSC-Platte als Teil einer Trogbücke bereits mehrfach angesprochen. Um Missverständnissen bei der Verwendung der Begriffe Längstragwirkung und Quertragwirkung vorzubeugen, widmet sich dieser Abschnitt der eindeutigen Definition der einzelnen Tragwirkungen. Die Beanspruchungen auf die Trogbücke können grundsätzlich in drei Tragwirkungen unterteilt werden:

Haupttragwirkung (HTW) Als Haupttragwirkung wird die Momenten- bzw. Querkraftbeanspruchung zufolge der globalen Wirkung der Trogbücke als Einfeldträger verstanden.

Tragwirkung parallel zu den Dübelleisten (TW paDL) Da die Dübelleisten im Anwendungsfall Trogbücke um 90° zur Tragwerksachse angeordnet sind, entspricht die Tragwirkung parallel zu den Dübelleisten der Quertragwirkung. Also dem Kraftfluss der Feldbelastung in Richtung der Hauptträgerstege.

Tragwirkung quer zu den Dübelleisten (TW queDL) Innerhalb der SCSC-Platte gibt es neben den Kraftflüssen in Richtung des Hauptträgersteiges (TW paDL) auch Kraftflüsse zwischen den Dübelleisten, also in Tragwerkslängsrichtung (vor allem über schräg vertikal verlaufende Druckdiagonalen im Betonkern). Diese Kraftflüsse werden als Tragwirkung quer zu den Dübelleisten bezeichnet. Palotas hat sich in seiner Dissertation näher mit dieser Tragwirkung beschäftigt (siehe [18]). In den Untersuchungen dieser Diplomarbeit wird die TW queDL nicht berücksichtigt.

Diese Tragwirkungen sind in der Realität, im Anwendungsfall Trogbücke, aneinander gekoppelt und können nicht unabhängig voneinander auftreten. Diese Unterteilung dient nur dem Verständnis und der einfacheren Beschreibung. In Abb. 2.10 sind die Tragwirkungen visuell dargestellt. Die Abbildung ist bereits ein Vorgriff auf den behandelten Brückenausschnitt dieser Diplomarbeit.

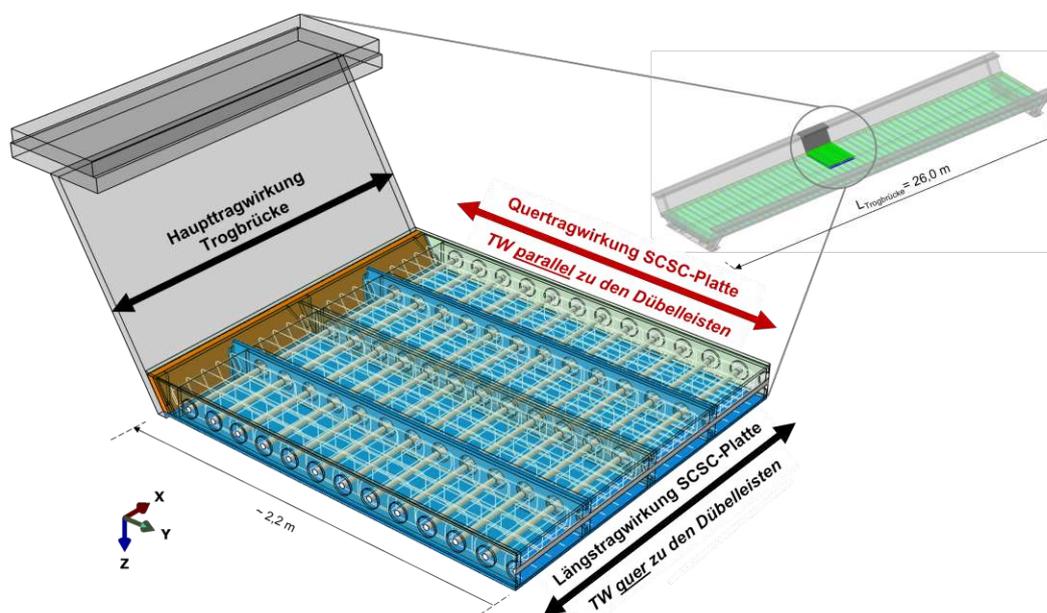


Abb. 2.10: Übersicht über die einzelnen Tragwirkungen im Anwendungsfall Trogbücke

2.5 Einwirkungen auf die Hauptbewehrung

Die Hauptbewehrung ist, wie sich später herausstellen wird, einer der bemessungsrelevantesten Teile der gesamten Brückenkonstruktion. Es ist daher von großer Bedeutung, die Einflüsse auf die Hauptbewehrung zu verstehen. In dieser Diplomarbeit werden folgende Einflüsse auf die Hauptbewehrung besprochen:

1. **Dehnung zufolge Haupttragwirkung** Die Haupteinwirkung auf die Bewehrung ist die Längsdehnung zufolge globalem Moment aus der Haupttragwirkung.
2. **Dehnung zufolge TW paDL** Auch aus der Tragwirkung parallel zu den Dübelleisten entsteht eine Beanspruchung der Hauptbewehrung in Längsrichtung. In Abb. 2.11 ist die Verschiebung eines Hauptbewehrungsstabes in Querrichtung grafisch dargestellt (gewählt wurde beispielhaft jener in Hauptträgerstegnähe). Es wird hier nicht näher auf Details eingegangen, da an dieser Stelle lediglich der qualitative Verlauf von Interesse ist. In dieser Abbildung ist ebenfalls die Position der Dübelleisten zur besseren Orientierung angedeutet. Mit grünen und blauen Pfeilen ist dabei die Relativverschiebung der Dübelleisten zueinander symbolisiert. Die Verschiebung der Hauptbewehrung in Querrichtung hat eine Längenänderung und somit eine Längsdehnung in Richtung der Tragwerksachse zur Folge. Diese Verschiebung kann grundsätzlich in zwei Anteile aufgeteilt werden:
 - 2a. „Globale“ Verschiebung in Querrichtung zufolge Relativverschiebung der Dübelleisten zueinander: Die oben angeschweißten Dübelleisten bewegen sich relativ zu den unten angeschweißten in Richtung des Hauptträgersteges. Die unten angeschweißten Dübelleisten bewegen sich hingegen in Richtung Plattenmitte. Grund dafür ist die Momentenbeanspruchung der Tragwirkung parallel zu den Dübelleisten.
 - 2b. „Lokale“ Verschiebung in Querrichtung zufolge Dübelkräfte: Die Momentenbeanspruchung der Tragwirkung parallel zu den Dübelleisten hat Dübelkräfte zur Folge. Diese Dübelkräfte und der Umstand, dass der Betonkern einer endlich steifen Bettung entspricht, führen zu lokalen Biegeverformungen der Hauptbewehrungsstäbe. Je mehr Steifigkeit der Betonkern, durch zum Beispiel Risse, verliert, desto mehr Betonfläche wird benötigt, um den Dübelkraftdruck aufnehmen zu können. Je breiter wiederum diese Fläche wird, desto größer wird das lokale Moment und damit die Biegeverformungen der Bewehrung. In Abb. 2.12 ist dieser Umstand grafisch dargestellt. Die Breite b symbolisiert dabei die beschriebene Betonfläche.
3. **Dehnung zufolge Kammerversdrehung** Der Begriff Kammerversdrehung ist nicht selbsterklärend. Gemeint ist damit, dass zur Erhaltung des Momentengleichgewichts im herausgelösten Betonkern einer Kammer, Kräfte in der Bewehrung vorhanden sein müssen. In Abb. 2.13 ist dieser Umstand grafisch dargestellt. Schneidet man den Betonkern einer Kammer gedanklich heraus und setzt die frei werdenden Dübelkräfte als Schnittkräfte an (Druckspannungen im Randbereich zum Hauptträgersteg und in Plattenmitte werden vernachlässigt), wird deutlich, dass zum Erhalt des Momentengleichgewichts zusätzliche Bewehrungskräfte (in der Abbildung rot dargestellt) wirken müssen. Diese zusätzlichen Bewehrungskräfte führen auf der rechten Seite zu einer Erhöhung und auf der linken Seite zu einer Reduktion der Bewehrungskräfte.
4. **Biegemoment zufolge Dübelkräften** Aus der Tragwirkung parallel zu den Dübelleisten entstehen Dübelkräfte. Diese Dübelkräfte verursachen die vorher erwähnten Biegeverformungen. Diese Biegeverformungen haben allerdings nicht nur eine Längsdehnung, sondern vor allem Biegemomente in der Hauptbewehrung zur Folge.

5. Dehnung zufolge TW queDL Auch durch die Tragwirkung quer zu den Dübelleisten entstehen Beanspruchungen auf die Hauptbewehrung. Diese werden in dieser Diplomarbeit allerdings nicht behandelt.

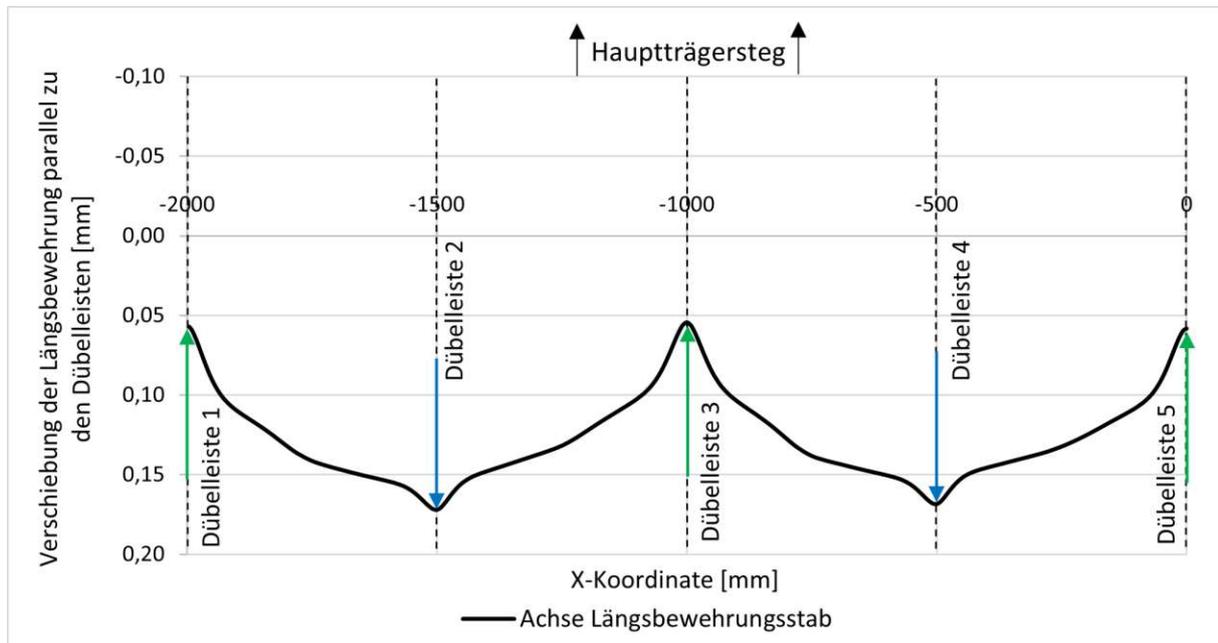


Abb. 2.11: Verschiebung der Längsbewehrung parallel zu den Dübelleisten (Definition der Dübelleistenbezeichnung siehe Kap. 5)

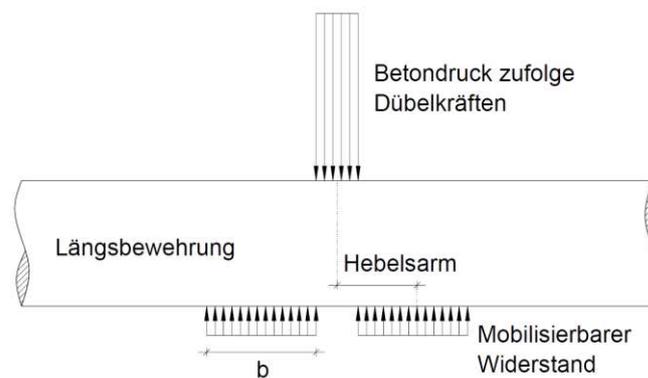


Abb. 2.12: Einfluss der Dübelkräfte und Betonsteifigkeit auf die lokalen Biegeverformungen der Bewehrungsstäbe

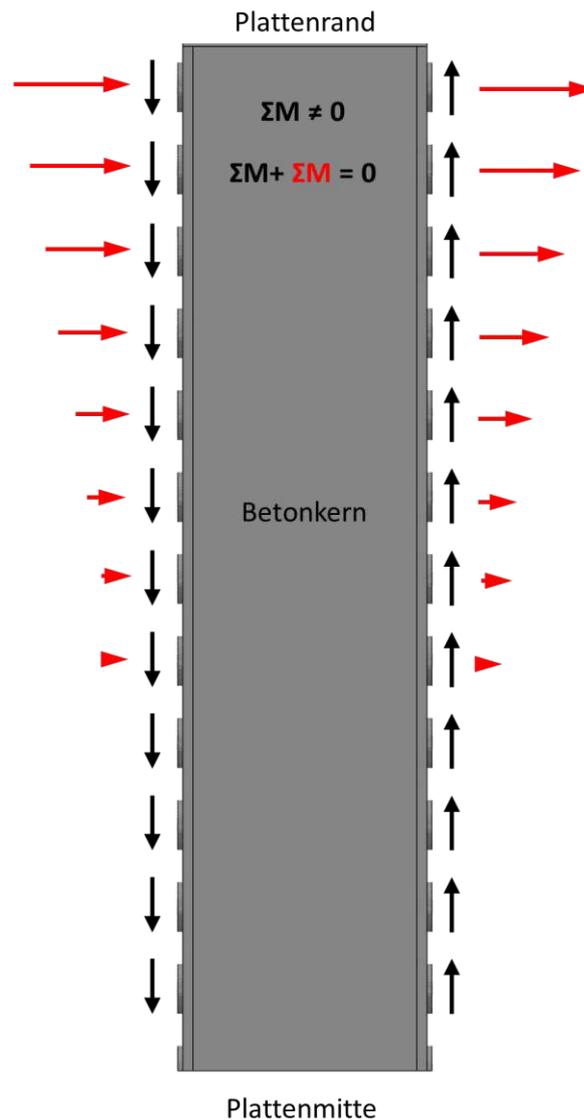


Abb. 2.13: Skizze zur Veranschaulichung des Effektes der Kammerversdrehung

2.6 Motivation zur Modellierung eines neuen Randbereichs

In den bisherigen Forschungen sind vor allem zwei Ausführungsvarianten für den Randbereich vertreten. In der ersten Variante (im Folgenden mit *Typ 1* bezeichnet) werden die Dübelleisten bis zu den Enden des Deck- bzw. Bodenbleches geführt. Zwischen den Dübelleisten werden die Endbleche passgenau eingefügt und sowohl mit den Dübelleisten als auch mit dem Deck- bzw. Bodenblech mit einer einseitigen Kehlnaht verschweißt (siehe Abb. 2.14). Es besteht die Möglichkeit die Dübelleiste an der gegenüberliegenden Seite der planmäßigen Schweißnaht circa 400 mm anzuschweißen. Die Auswirkungen dieser zusätzlichen Schweißnaht wurden bereits in der Diplomarbeit von Egly [4] untersucht und sind nicht Teil dieser Diplomarbeit.

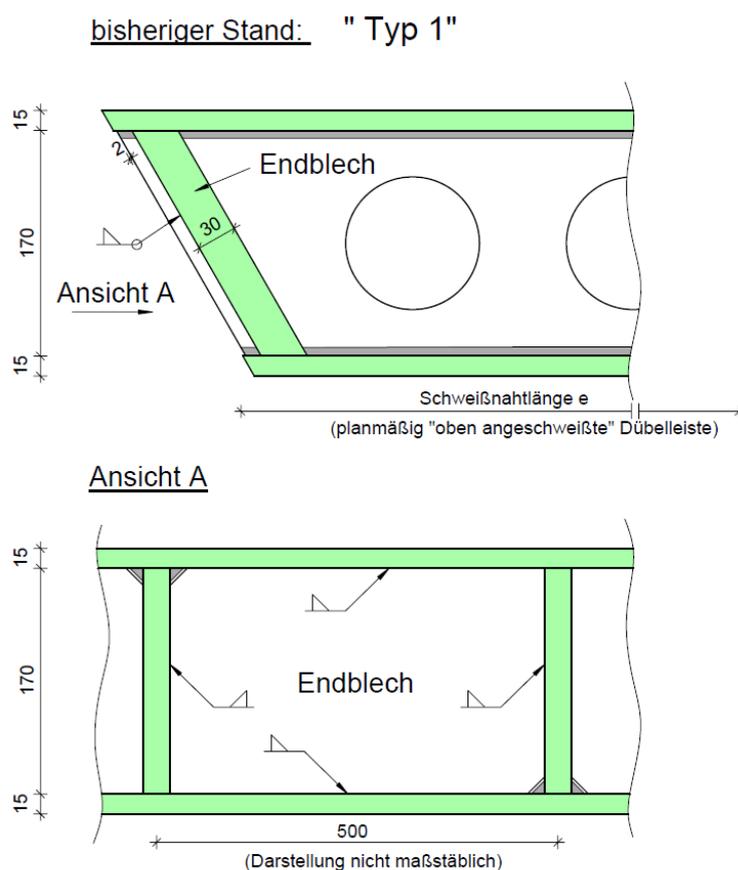


Abb. 2.14: Skizze der Ausführungsvariante Typ 1 (zusätzliche Schweißnähte in der Ansicht nicht dargestellt) aus [11]

Vorteil dieser Variante ist die saubere und klare „Aufhängung“ der, von den Dübelleisten zum Hauptträgersteg geführten, Querkraft. Da die Dübelleisten mit den Endblechen verschweißt werden, kann die Querkraft über ebendiese verteilt werden und so an den Hauptträgersteg weitergeleitet werden. Es entstehen keine lokalen Schubspannungskonzentrationen.

Diese Ausführungsvariante bringt allerdings auch einige Nachteile mit sich:

1. Die vertikal laufenden Kehlnähte werden aus der Mitwirkung der Platte an der Haupttragwirkung auf Zug beansprucht. Diesem Detail ordnet die ÖNORM EN 1993-1-9 [9] einen sehr ungünstigen Kerbfall (KF 36) zu.
2. Da über die Tragwerkslänge sehr viele Endbleche eingepasst und verschweißt werden müssen, entstehen hohe Schweißbeigenspannungen und in weiterer Folge Zugkräfte in Tragwerks-längsrichtung.

An den Enden der zusätzlichen Schweißnähte (falls diese vorhanden sind) entstehen, unabhängig von der Ausführungsvariante des Randbereichs, Spannungsspitzen.

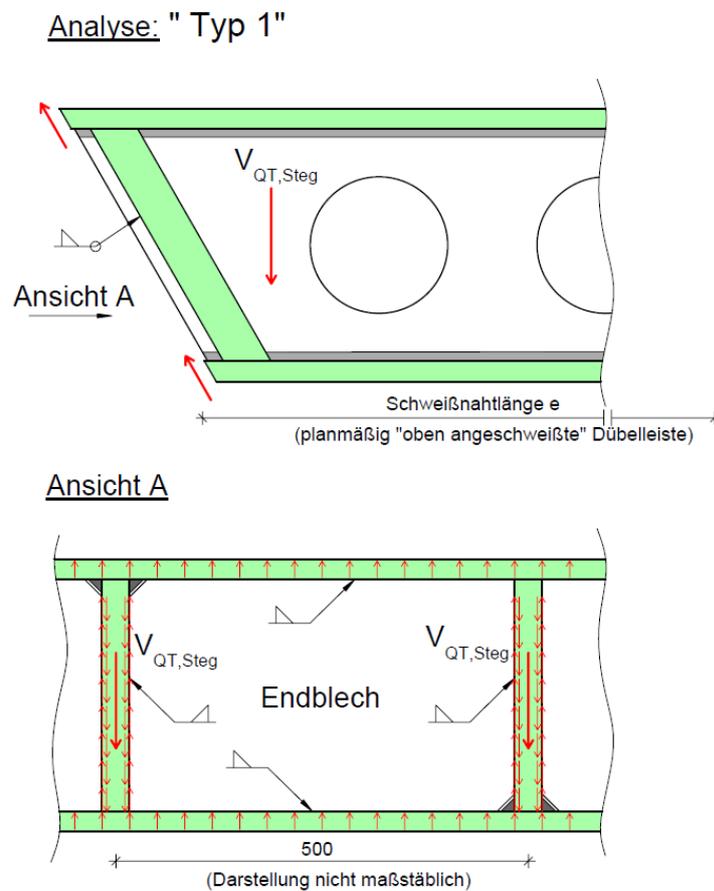


Abb. 2.15: Skizze zur Analyse der Ausführungsvariante Typ 1 (zusätzliche Schweißnähte in der Ansicht nicht dargestellt) aus [11]

Die zweite Ausführungsvariante (*Typ 2*) sieht statt der einzelnen Endbleche zwischen den Dübelleisten ein langes Endblech über die Länge eines gesamten Montageabschnittes vor. Vorteil dieser Variante ist, dass sämtliche vertikal laufenden Schweißnähte nur mehr als konstruktive Schweißnähte (zwischen den einzelnen Montageabschnitten) angesehen werden können und daher im Gegensatz zu *Typ 1* kein Kerbfall 36 im Regelbereich mehr vorliegt. Die Dübelleisten werden hier nicht mehr bis zum Ende des Deck- bzw. Bodenblechs geführt (siehe Abb. 2.16). Auch hier ist das Führen einer zusätzlichen Schweißnaht an der planmäßig nicht in voller Länge angeschweißten Seite der Dübelleiste analog zu *Typ 1* möglich.

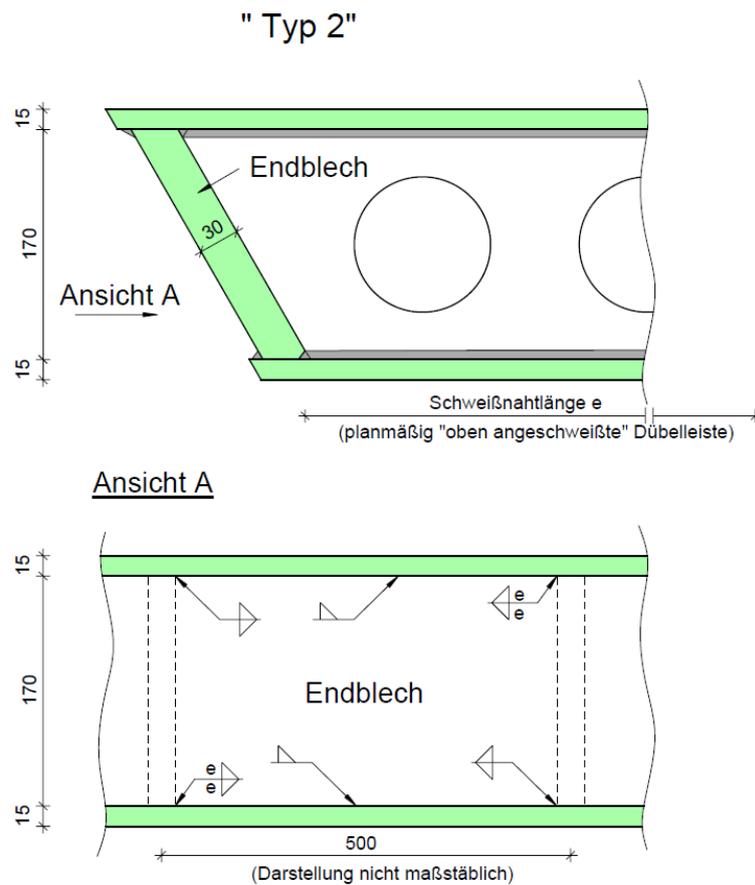


Abb. 2.16: Skizze der Ausführungsvariante Typ 2 aus [11]

Doch auch diese Ausführungsvariante bringt einige Nachteile mit sich:

1. Da keine Verbindung zwischen den Dübelleisten und dem Endblech besteht, kann die Querkraft nicht auf ebendiese „aufgehängt“ werden.
2. Die Querkräfte werden dadurch nur indirekt und lokal über das Deck- bzw. Bodenblech in den Hauptträgersteg geleitet. Durch diese lokale Krafteinleitung sind Spannungsspitzen zu erwarten (siehe Abb. 2.17).

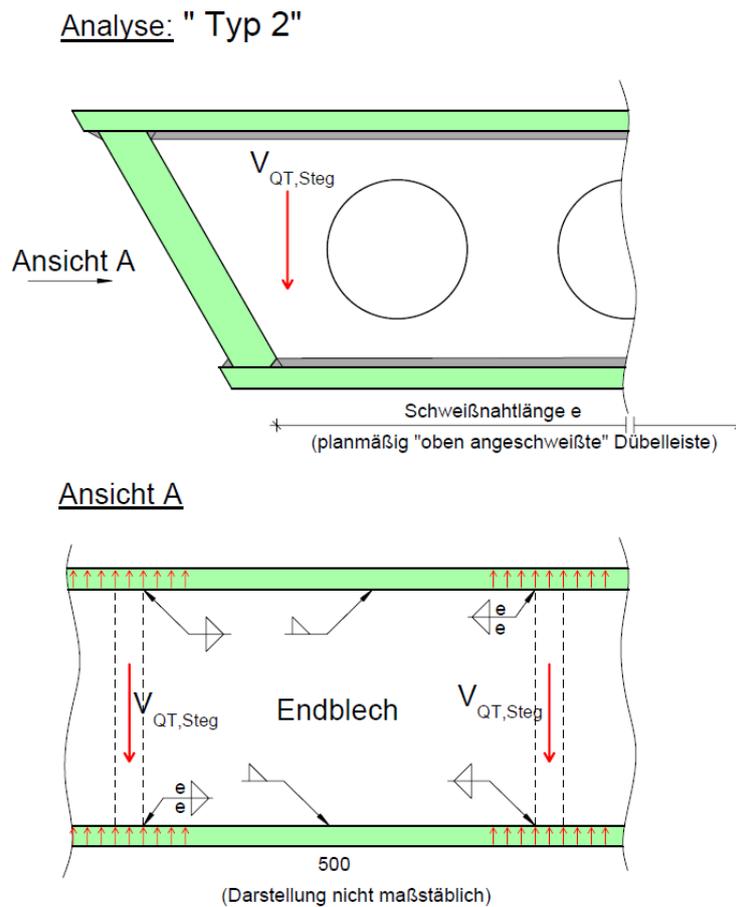


Abb. 2.17: Skizze zur Analyse der Ausführungsvariante Typ 2 aus [11]

Durch das Kombinieren der beiden Varianten zu einer neuen Ausführungsvariante (*Typ 3*) können die jeweiligen Vorteile genutzt werden und die Nachteile im selben Atemzug umgangen werden. Im *Typ 3* werden die Schweißzugspannungen, die durch das Einpassen von vielen einzelnen Endblechen entstehen, vermieden, indem wie bei *Typ 2* ein Endblech über einen gesamten Montageabschnitt geführt wird. Die lokalen Spannungen durch die fehlende „Aufhängung“ im *Typ 2* werden durch zusätzliche Endsteifen, die mit der Stirnseite der Dübelleisten, sowie mit dem Deck- bzw. Bodenblech verschweißt werden, vermieden. Die Querkraft kann dadurch auf die Endsteife „aufgehängt“ und über die Endsteifenbreite verteilt an das Deck- bzw. Bodenblech und in weiterer Folge an den Hauptträgersteg weitergeleitet werden. Die Querkraftübertragung über die Endsteifen hat weiters zur Folge, dass in dieser Ausführungsvariante kein Kerbfall 36 im Regelbereich vorliegt.

Um ausreichend Platz zum Führen der, nicht über die gesamte Breite durchgehenden, Schweißnähte zu haben, werden die Endsteifen nicht über die gesamte Plattendicke durchgezogen. Ein weiterer Grund für den Freischnitt ist, dass dadurch Zwangsspannungen aus der Relativverschiebung zwischen Deck- und Bodenblech reduziert werden können. In Abb. 2.18 ist die Grundidee der Ausführungsvariante *Typ 3* zu sehen, in den Abb. 2.19 bis 2.21 ist jene Randbereichsgeometrie abgebildet, die auch für die späteren Berechnungen herangezogen wurde. Hier wurden alle Schweißnähte so dargestellt wie sie in der *Abaqus*-Berechnung berücksichtigt wurden. Dazu muss gesagt werden, dass die Ermittlung der genauen Schweißnahtgeometrien nicht Teil dieser Diplomarbeit ist und somit die in den oben erwähnten Abbildungen dargestellten Schweißnähte mit hoher Wahrscheinlichkeit noch nicht optimal sind.

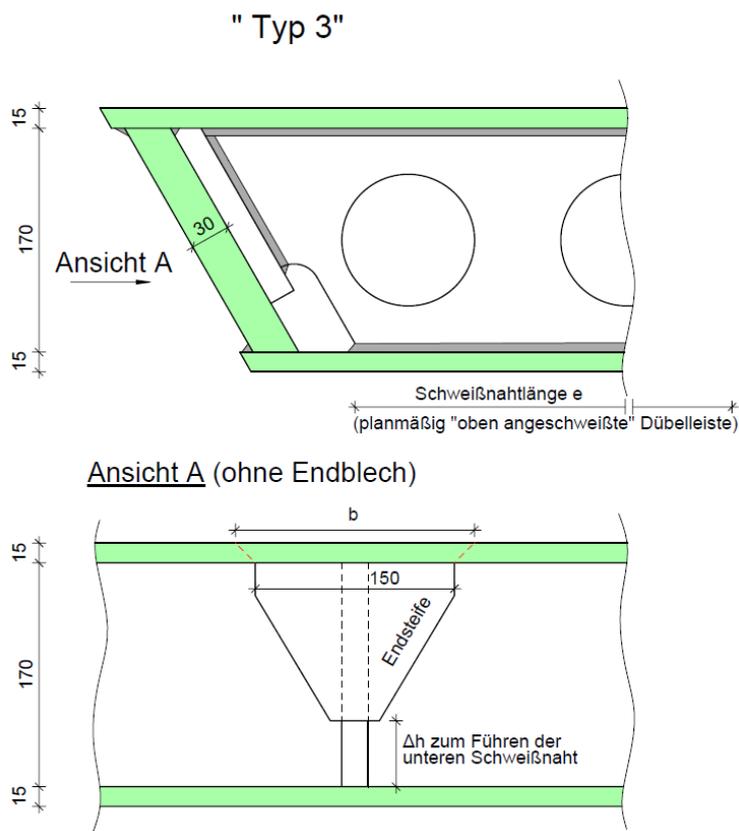


Abb. 2.18: Sehr vereinfachte Prinzipskizze der Ausführungsvariante Typ 3 aus [11]

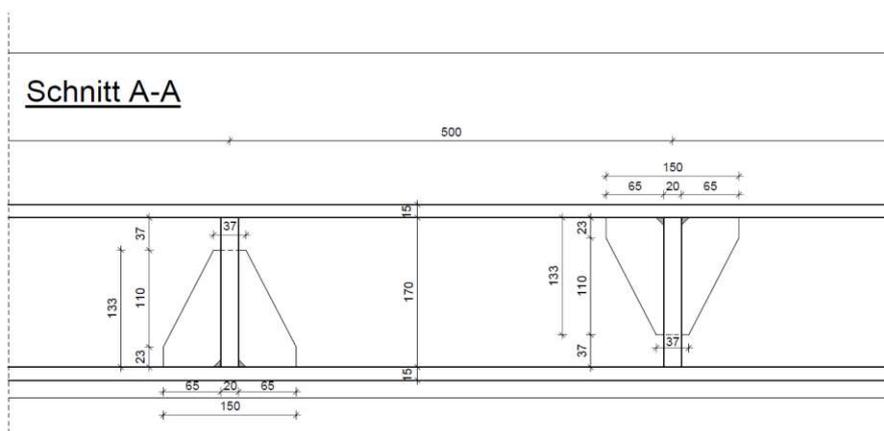


Abb. 2.19: Längsschnitt der Ausführungsvariante Typ 3

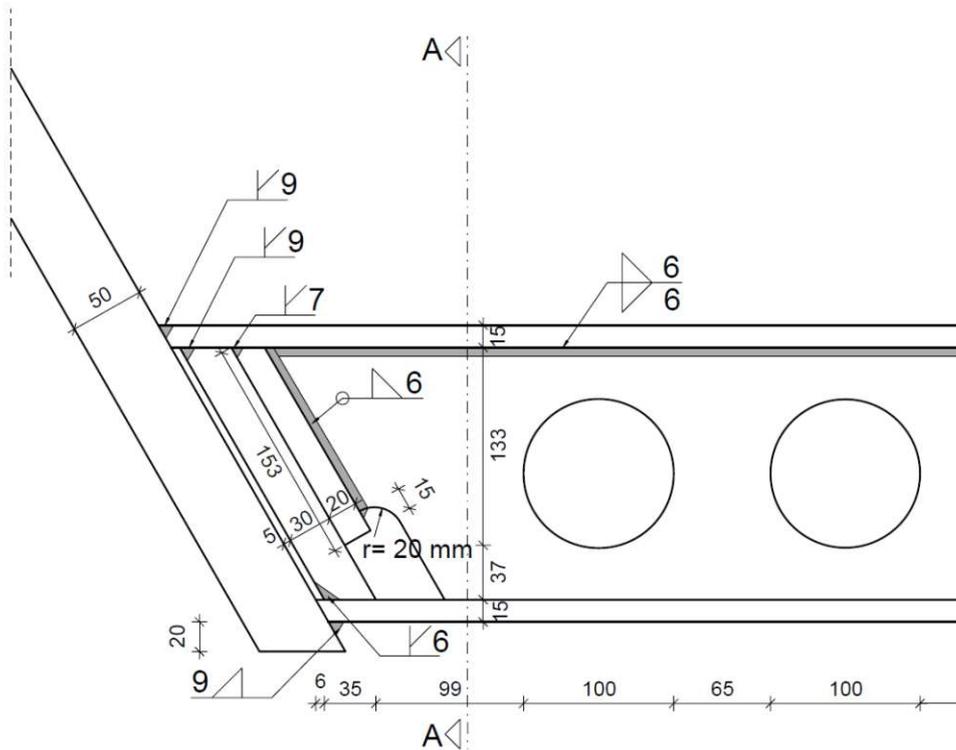


Abb. 2.20: Detail der Ausführungsvariante Typ 3 (oben angeschweißte Dübelleiste)

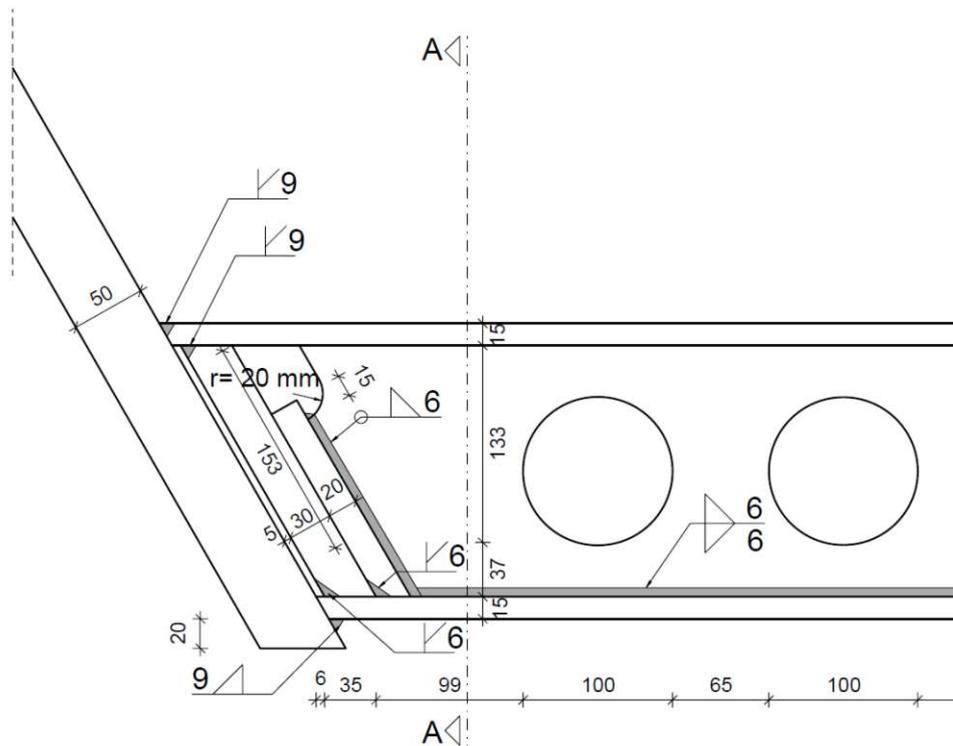


Abb. 2.21: Detail der Ausführungsvariante Typ 3 (unten angeschweißte Dübelleiste)

Kapitel 3

FE-Modellierung

3.1 Motivation

Wie bereits erwähnt, baut diese Diplomarbeit unter anderem auf der Diplomarbeit von Egly [4] auf. Dabei bildet die Finite-Elemente Modellierung von Herrn Egly die Grundlage der FE-Modellierung dieser Diplomarbeit. Um nicht alle Modellierungsschritte des Egly-Modells wiederholen zu müssen, werden hier nur die Unterschiede zwischen der „alten“ und der in dieser Diplomarbeit behandelten aktuellen Modellierung angeführt. Die „alte“ Modellierung wird dabei als *Modell Egly* bezeichnet, die aktuelle als *Quermodell*.

Im Anschluss daran wird nur mehr die aktuelle Modellierung im Finite-Elemente-Programm Abaqus/CAE 2019 von Dassault Systèmes [2] detailliert beschrieben. Dazu sei erwähnt, dass auf Grund der Komplexität der Randbereichsgeometrie der aktuellen Modellvariante für einige Schritte das CAD-Programm Allplan 2021 [17] verwendet wurde. Diese Art der Geometriemodellierung wird in späteren Abschnitten dieses Kapitels noch diskutiert.

3.1.1 Unterschiede zwischen Modell Egly und dem aktuellen Quermodell

- Das Modellierungskonzept im *Modell Egly* war es, ein Gesamtmodell der Trogbrücke im Finite-Elemente-Programm *RFEM* 5.25 von Dlubal [3] zu erstellen, aus diesem Gesamtmodell einen $2,0\text{ m}$ Streifen in Plattenmitte herauszuschneiden in dem die gleichen Schnittgrößen resultieren und diesen Ausschnitt in *Abaqus* mit genauerer Geometrie nachzumodellieren (siehe Abb. 3.1). Das Modellierungskonzept des *Quermodells* hingegen ist es, die Randbedingungen für den $2,0\text{ m}$ Brückenausschnitt aus einem *Abaqus* Modell zu entnehmen, das ein Viertel der Brücke abbildet. Da das *Viertelbrückenmodell* [24] viel genauer ist als das frühere *RFEM* Modell, können die Randbedingungen (Obergurterverformung, Längsverformung und Querzug) viel genauer auf den Brückenausschnitt angesetzt werden (siehe Abb. 3.2).
- Anstelle einer konstanten Längsdehnung im *Modell Egly* wird im *Quermodell* eine Längsverformung in Form einer Biegeverformung aufgebracht. Da die Trogbrücke in Realität einer Momentenbeanspruchung ausgesetzt ist, ist das Aufbringen einer Biegeverformung zu bevorzugen.
- Die Längsdehnung im *Modell Egly* wurde in einem ersten separaten Berechnungsschritt bis zum Lastniveau $1 \cdot ULS$ aufgebracht. Danach wurde im zweiten Belastungsschritt die Querbelastung bis zum Lastniveau $2 \cdot ULS$ aufgebracht ohne dabei die Längsdehnung mitzusteigern. Im *Quermodell* wird die Längsverformung gleichzeitig mit der Querbelastung aufgebracht und analog zur Querbelastung gesteigert. Das heißt, die Betondübel sind nicht schon vor dem Aufbringen der Querbelastung auf Grund der Zugspannungen beschädigt. Die Dübelkräfte sollten dadurch realitätsnäher berechnet werden können.

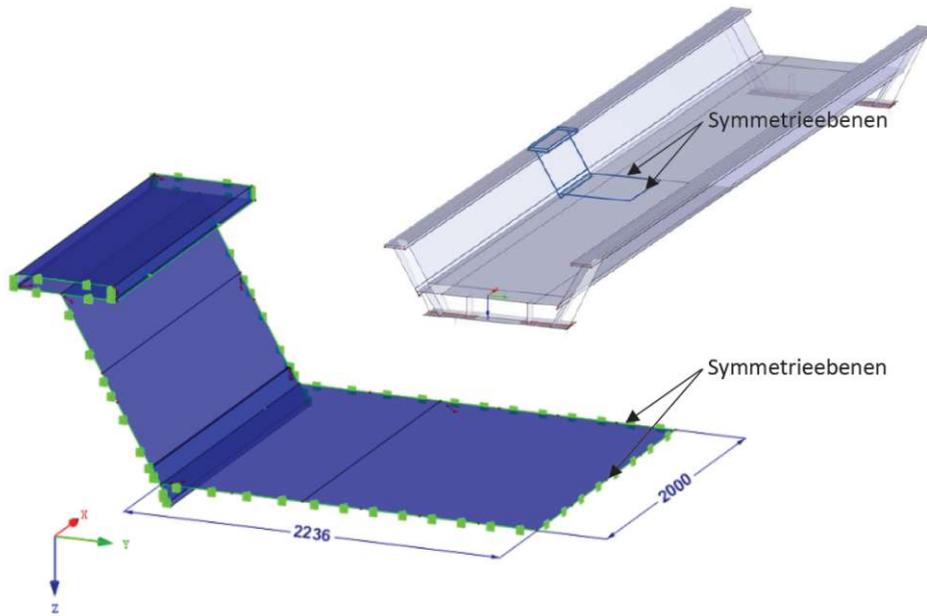


Abb. 3.1: Ersatzmodell der Trogbücke in RFEM aus [4]

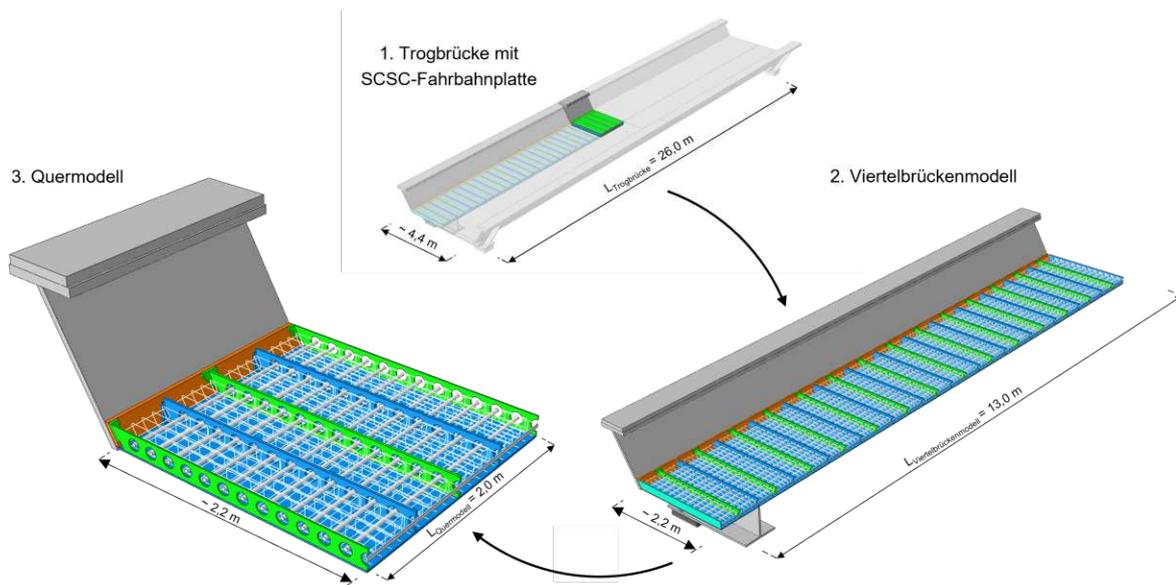


Abb. 3.2: Modellierungskonzept des *Querschnitts* aus [24]

- Die Randbereichsgeometrie vom *Typ 1* im *Modell Egly* ändert sich im *Quermodell* zu *Typ 3* (siehe Abb. 3.3 bzw. 3.4). Durch die geänderte Randbereichsgeometrie ändert sich auch die Dübelanordnung. Im *Quermodell* wurde die Dübelanordnung so verschoben, dass die Plattenmitte genau mit einer Dübelmitte zusammenfällt. Im *Modell Egly* hat die Tragwerksachse noch den Mittelpunkt zwischen zwei Dübeln geschnitten (siehe Abb. 3.5).
- Die Hauptbewehrung im *Modell Egly* ist als eindimensionales Stabelement (*beam*-Element) modelliert. Mit dieser Modellierungsart können Normalkräfte und Querkkräfte ausgelesen werden. Im *Quermodell* ist die Hauptbewehrung hingegen als dreidimensionaler Körper (*solid*-Element) modelliert, an dem Normal- und Querkkräfte aber auch Biegemomente abgelesen werden können. Um aussagekräftige Daten für Nachweise berechnen zu können, ist die Modellierung als *solid*-Elemente daher die einzig sinnvolle Variante. Der Durchmesser der Hauptbewehrung ist im *Quermodell* nicht mehr 20 mm sondern 30 mm .
- Zusätzlich zu Modellierungsart und Durchmesser der Hauptbewehrung hat sich auch die Bewehrungsführung der Bügelbewehrung geändert. Im *Quermodell* wurde dabei die Bewehrungsführung an die geänderte Randbereichsgeometrie sowie Dübelanordnung angepasst. Das führt unter anderem dazu, dass der Hauptbewehrungsstab in Plattenmitte genau in der Hälfte geteilt wird und daher auch nur als halber Bewehrungsstab modelliert wird. Zusätzlich dazu gibt es eine grundlegende Änderung, die alle Bügel betrifft: Aus fertigungstechnischen Gründen wurde die Betondeckung zum Deckblech von 20 mm auf 30 mm erhöht. Dadurch verbessert sich die Auffüllbarkeit des Hohlraums, weil der Beton so besser am Deckblech entlanggleiten kann. Da die Mindestbetondeckung von 20 mm zum Bodenblech weiterhin eingehalten werden muss, ist eine Reduktion der Bügelhöhe um 10 mm erforderlich. Die Bewehrungsführung des *Modell Egly* ist aus Übersichtlichkeitsgründen in Abb. 3.6 noch einmal angeführt, jene des aktuellen *Quermodells* in Abb. 3.7.
- Die Belastungsgeschichte des *Quermodells* wurden derart geändert, dass sämtliche relevanten Lastniveaus bis zum Erreichen des Lastniveaus $2 \cdot ULS$ ausgewertet werden können. Im *Modell Egly* konnten hingegen die Lastniveaus FLS sowie SLS nicht ausgewertet werden.
- Die Schotterbetthöhe wird wie im *Modell Egly* auch im *Quermodell* mit 500 mm berücksichtigt, wobei das Schotterbett im *Quermodell* mit einer um 30% erhöhten Belastung in Rechnung gestellt wird. Das heißt: Das Eigengewicht des Schotterbettes wurde zwar um 30% erhöht, die Lastverteilungsfläche für Gleis- und Verkehrslasten wurde allerdings, auf der sicheren Seite befindlich, mit der geometrischen Schotterbetthöhe von 500 mm berechnet.
- Das Materialmodell des Betons wurde an den aktuellen Wissensstand angepasst (siehe Kap. 3.2.3).
- Die Berechnung des *Abaqus*-Modells wurde auf einem anderen Hochleistungsserver (*VSC-5*) [25] durchgeführt. Das führt dazu, dass der *mass-scaling-factor* des *Quermodells* deutlich reduziert werden konnte (von 100 im *Modell Egly* auf 1). Dies entspricht dem zehnfachen Berechnungsaufwand und führt dementsprechend zu deutlich genaueren und somit plausibleren Ergebnissen.

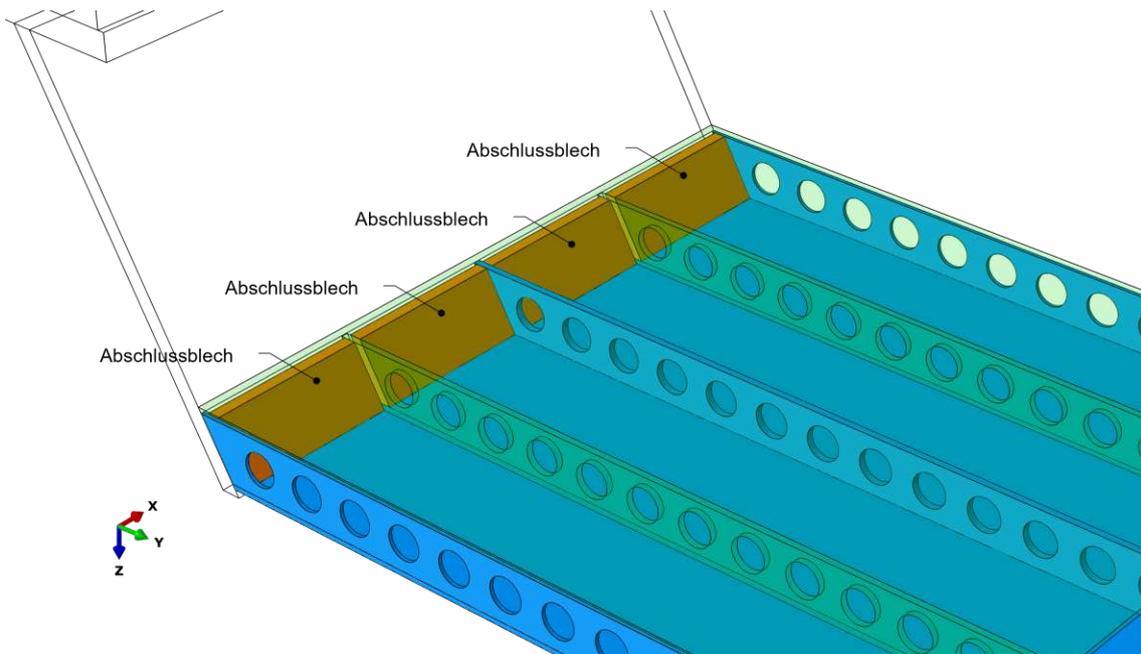


Abb. 3.3: Randbereich im *Modell Egly*

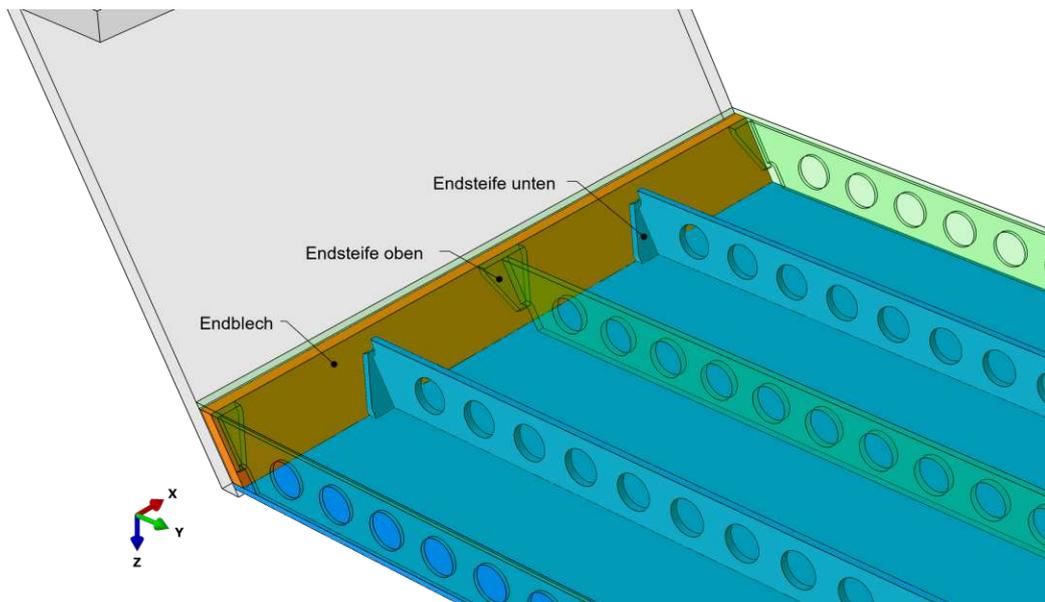


Abb. 3.4: Randbereich des *Quermodells*

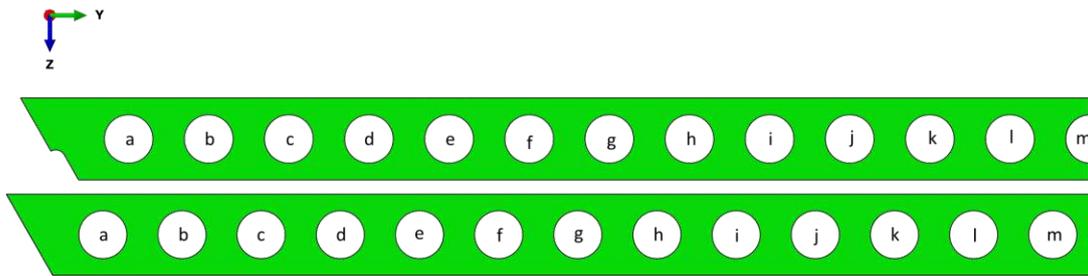


Abb. 3.5: Unterschiedliche Dübelanordnung in den beiden Modellen (oben *Quermodell* unten *Modell Egly*)

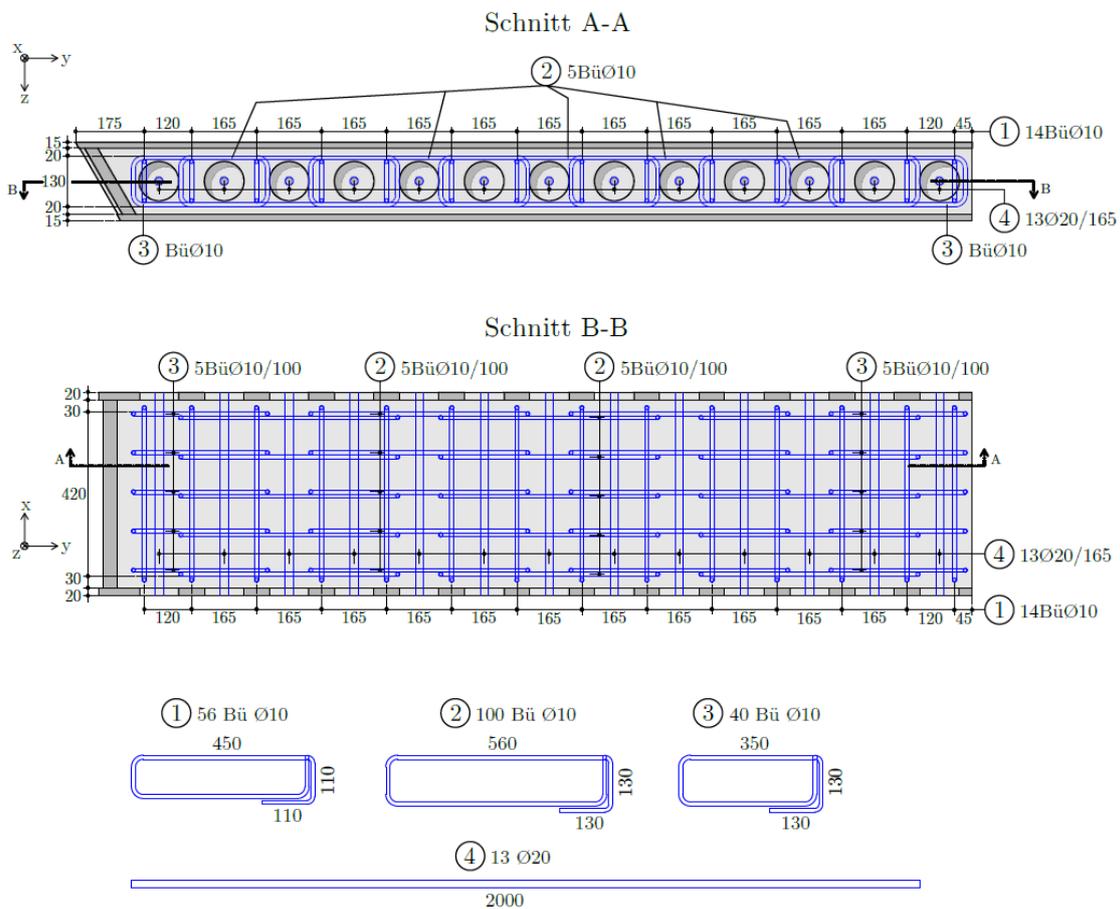


Abb. 3.6: Bewehrungsskizze des *Modell Egly* aus [4]

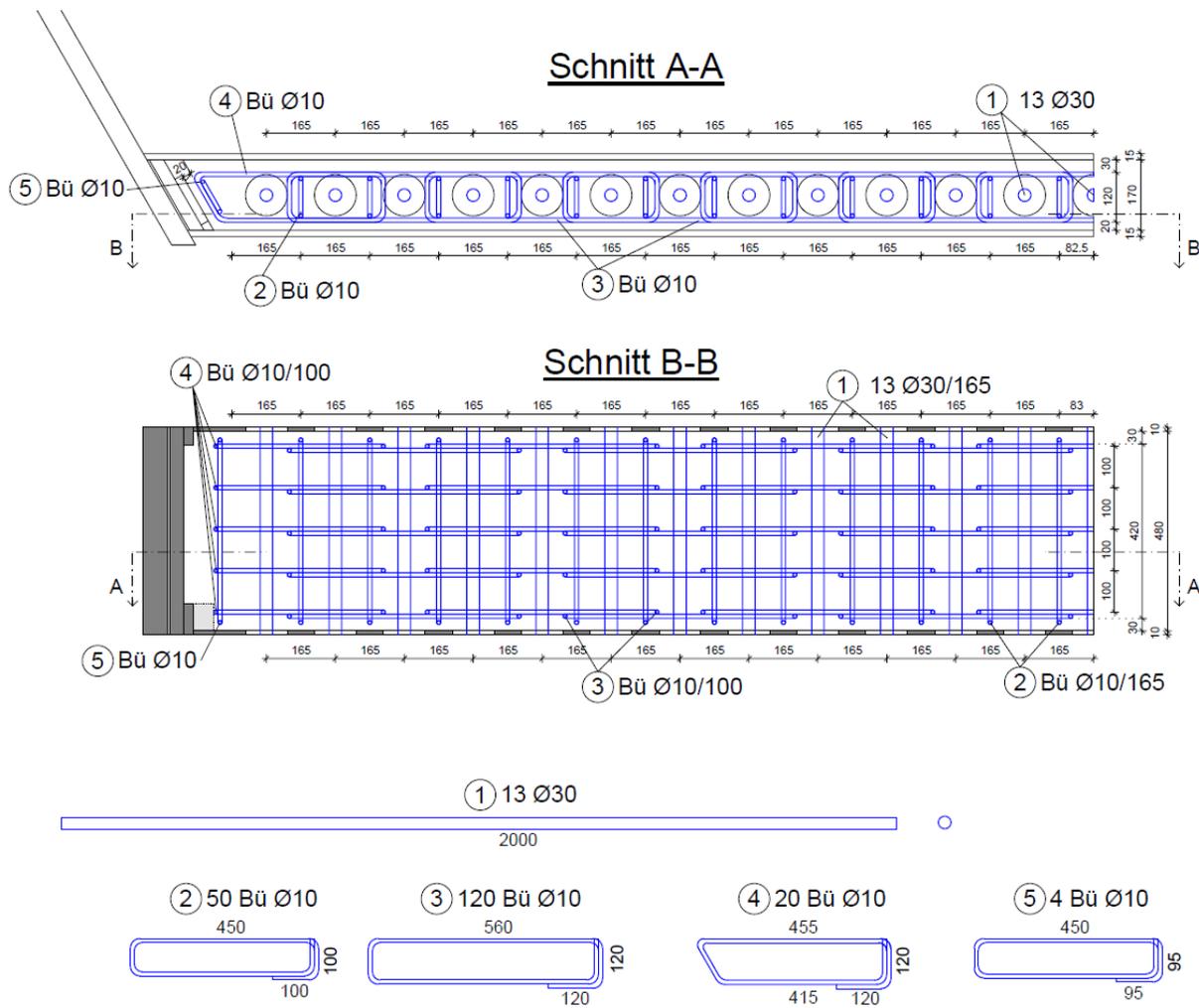


Abb. 3.7: Aktualisierte Bewehrungsführung

3.2 Vorgehensweise bei der Modellierung des Quermodells

Die Erstellung eines Modells in *Abaqus* ist deutlich aufwendiger als bei den praxisnahen Finite-Elemente-Programmen wie z. B. *RFEM*. Dieser Aufwand wird allerdings durch eine viel feinere und relativitätsnähere Modellierung und bessere Anpassbarkeit an die Problemstellung gerechtfertigt.

Grundsätzlich beginnt jede Modellierung in *Abaqus* damit, die Geometrie zu erstellen. Es wird allerdings nicht das Modell als Ganzes erzeugt, sondern dieses wird in einzelne, in sich geschlossene, Teilobjekte, die sogenannten *parts*, zerlegt. Bei einfachen Geometrien können diese *parts* z. B. aus einer 2D Skizze extrudiert werden. In dieser Arbeit wurden allerdings einige der aufwendigeren *parts* aus dem CAD-Programm *Allplan* exportiert, dazu später mehr. Nach der Erstellung der *parts* werden diesen die Material- bzw. Querschnittseigenschaften zugewiesen. Die *parts* werden im nächsten Schritt im *Assembly*-Modul zur Gesamtgeometrie zusammengefügt. Dabei müssen den einzelnen Kontaktflächen zwischen den *parts* Zwischenbindungseigenschaften (*interactions* bzw. *constraints*) zugewiesen werden. Durch diese kann unterschieden werden ob sich zwei *parts* lediglich berühren oder zum Beispiel über eine Schweißnaht miteinander verbunden sind.

Im nächsten Schritt werden die geometrischen Randbedingungen (*boundary conditions*) definiert. Diese können entweder manuell eingegeben werden oder aus einer programmseitig vordefinierten Auswahl (z. B. Symmetrierandbedingungen) ausgewählt werden. Dazu zählen auch die eingepprägten Verformungen zufolge der Haupttragwirkung.

Die Belastungsart kann ebenfalls aus einer programmseitig vordefinierten Auswahl gewählt werden. Die wichtigste Belastungsart dieser Diplomarbeit ist die *surface traction*, die vergleichbar ist mit einer Flächenbelastung aus der Baustatik. Die zeitliche Veränderung der Magnitude der Belastung wird über *amplitudes* definiert, die Reihenfolge der Belastungsaufbringung über *steps*. Bevor Berechnungen an dem erstellten Modell durchgeführt werden können, muss den einzelnen *parts* noch ein Finite-Elemente-Netz, ein sogenanntes *mesh*, zugewiesen werden. *Abaqus* bietet auch hier wieder die Möglichkeit, diesen Arbeitsschritt zu vereinfachen und das *mesh* automatisch zu erzeugen. Da die Netzgröße nicht an allen Stellen des Modells gleich fein sein muss und ein feines Netz über das gesamte Modell den Rechenzeitaufwand explodieren lassen würde, wurde die Definition des Netzes manuell durchgeführt.

Die folgenden Unterkapitel widmen sich der detaillierten Beschreibung der oben erwähnten Vorgehensweise.

3.2.1 Partübersicht

Der Aufbau bzw. das Ergebnis der Assemblierung der *parts* des *Quermodells* ist in Abb. 3.8 zu sehen, der Randbereich ist in Abb. 3.9 noch einmal dargestellt.

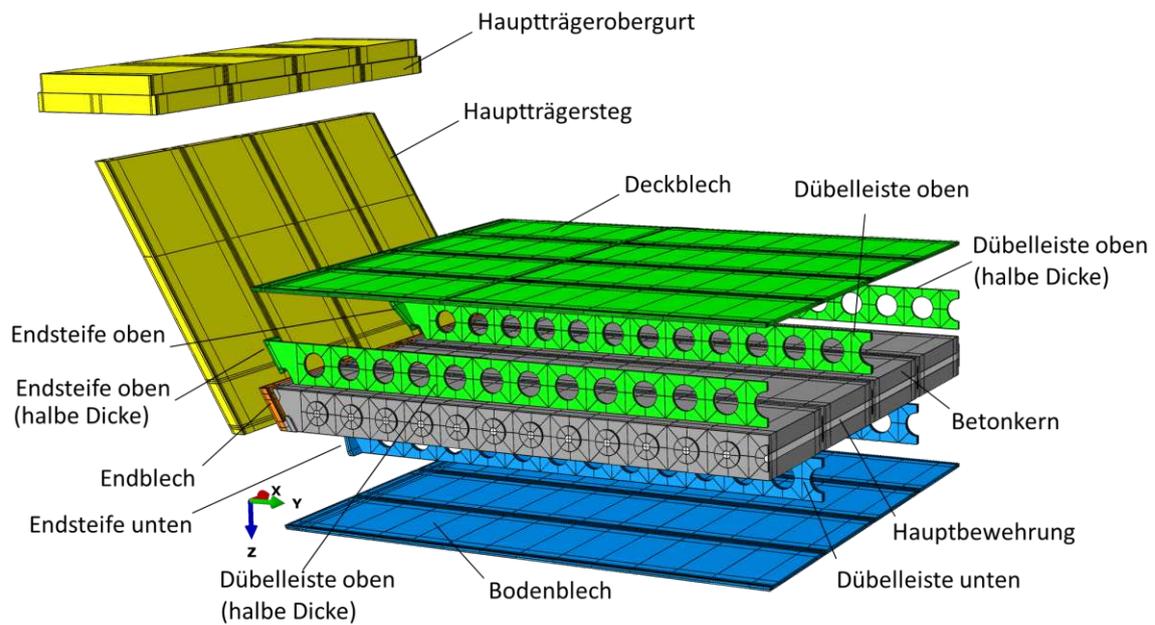


Abb. 3.8: Assemblierungsübersicht

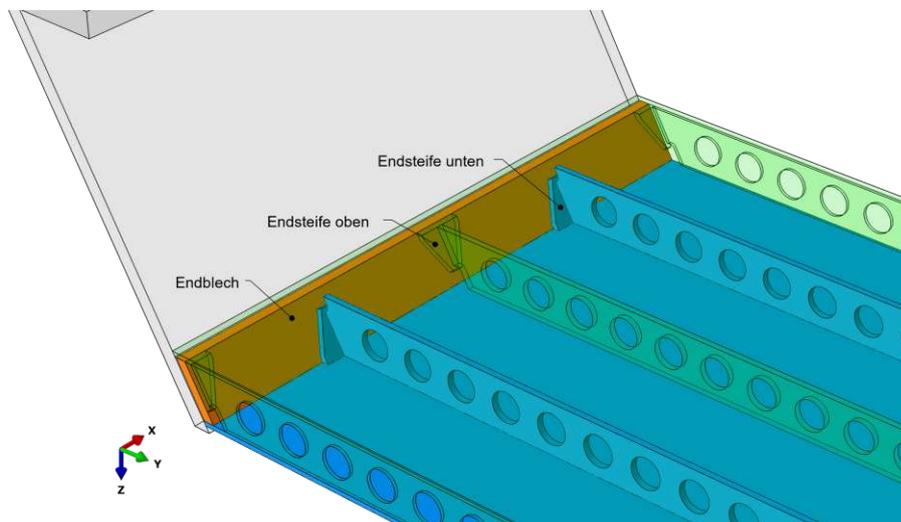


Abb. 3.9: Randbereich des *Quermodells*

In Abb. 3.10 ist der Betonkern im Randbereich des *Quermodells* hervorgehoben. Die Trennung des Betonkerns im Randbereich von jenem im Feldbereich und die Aufteilung des Betonkerns im Randbereich wiederum in zwei Teile (deshalb die farbige Trennung der beiden *parts* in Abb. 3.10) hat programmtechnische Gründe. Bei der Definition des Finite-Elemente-Netzes in *Abaqus* ist es notwendig den *parts* an Stellen mit Kanten in der Querschnittsberandung durchgehende Trennflächen, sogenannte *partitions*, zuzuweisen.

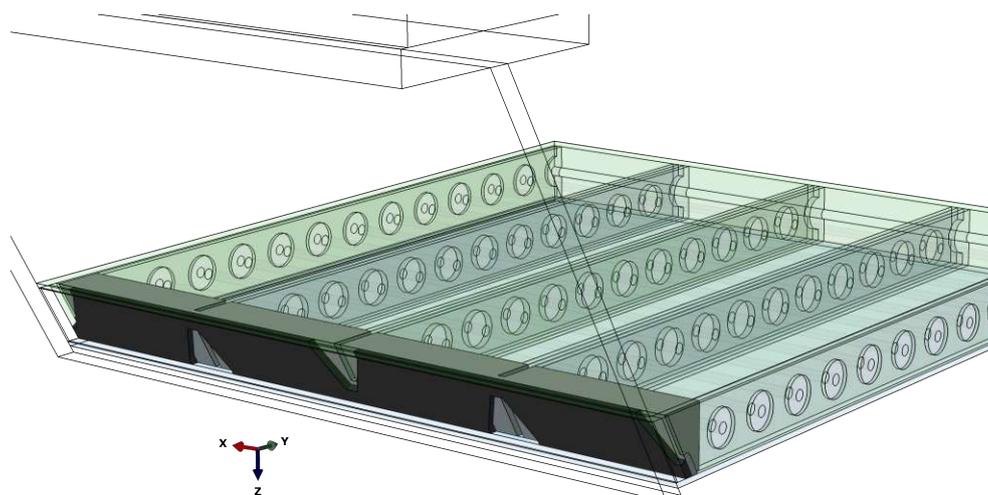


Abb. 3.10: Betonkern im Randbereich des *Quermodells*

Durch die Umschließung der Endsteifen durch den Betonkern, entstehen gezwungenermaßen Ausschnitte der Form der Endsteifen im Betonkern und diese bringen Kanten in der Querschnittsberandung mit sich. Würde man nun die Betonkerne nicht voneinander trennen, würden sich diese Kanten als Trennfläche durch den gesamten Betonkern ziehen und eine sinnvolle Einteilung des Finite-Elemente-Netzes beinahe unmöglich machen. Aus diesem Grund wurde der äußerste Randbereich des Betonkerns (in Abb. 3.10 dunkelgrau dargestellt) als eigener *part* modelliert. Eine ähnliche Problemstellung hat die Ausrundung des Betonkerns im Bereich der Dübelleisten zufolge. Auch hier muss die Kante der Querschnittsberandung des Ausrundungsbereichs durch den gesamten *part* gezogen werden. In Kombination mit den *partitions* zufolge der Endsteifen würde das die Definition des Finite-Elemente-Netzes unmöglich machen. Ein weiterer Grund für die Aufteilung des Betonkerns im Randbereich in zwei *parts*.

Der Grund der Abspaltung des Randbereichs von den restlichen Betonkernen im Feld ist rein zeitökonomischer Natur. Hätte sich im Laufe der Modellierung die Geometrie der Endsteife geändert, hätten alle Betonkerne neu modelliert werden müssen. Dieser Zeitaufwand kann durch die Trennung der *parts* minimiert werden.

Import der Randbereichs-parts aus CAD-Programm

Wie bereits erwähnt, wurden die *parts* des Randbereichs (Endsteifen und Betonkern im Randbereich) nicht in *Abaqus* selbst modelliert sondern aus dem CAD-Programm *Allplan* exportiert. Grund dafür ist die einfachere Modellierung komplexerer Geometrien in CAD-Programmen und die Neugier, ob ein solcher Datenaustausch mit den erwähnten Programmen möglich und sinnvoll ist.

Grundsätzlich wurde das gesamte *Quermodell* im CAD-Programm *Allplan* modelliert, da ursprünglich geplant war, alle *parts* zu exportieren. Da allerdings beim Exportieren bzw. Importieren runder Geometrien programmbedingte Hilfspunkte entstehen, die eine saubere Einteilung des Finite-Elemente Netzes erschweren bzw. unmöglich machen, wurde der Versuch des Datenaustausches zwischen *Allplan* und *Abaqus* auf die erwähnten Randparts beschränkt.

Eine weitere Hürde stellte der Umstand dar, dass sich die möglichen Exportdatentypen in *Allplan* und Importdatentypen in *Abaqus* nicht überschneiden. Es ist daher notwendig, ein Übersetzungsprogramm für beide Dateitypen zwischen Export und Import zu schalten. Als

Übersetzungsprogramm wurde hier die freie Software *FreeCAD* verwendet. Aus *Allplan* kann eine .ifc Datei exportiert werden und in *FreeCAD* in eine .step Datei umgewandelt werden, die wiederum von *Abaqus* gelesen werden kann. Aufgrund der Umständlichkeit dieses Export-Import Vorgangs kann diese Modellierungsvariante nicht als sinnvoll oder zeitsparend angesehen werden und genügt daher nur der Befriedigung der reinen Neugier. Es wird für zukünftige Forschungen daher eine vollständige Modellierung in *Abaqus* empfohlen.

Die restlichen *parts* wurden in *Abaqus* selbst erstellt. Die genaue programminterne Vorgehensweise ist sehr simpel und dementsprechend nicht erwähnenswert.

Bewehrungsmodellierung

Die Bewehrung kann grundsätzlich in eine Längsbewehrung und eine Bügelbewehrung unterteilt werden. Die Bügelbewehrung wird dabei wie schon bei früheren Arbeiten als *beam*-Elemente modelliert. Das ist eine programminterne Einstellung, bei der die Bewehrungsstäbe linienförmig modelliert werden und die Stabsteifigkeiten manuell eingegeben werden müssen. Die Querschnittsfläche wird nur für Darstellungszwecke angegeben. Das Zusammenwirken zwischen Bewehrung und Beton wird über eine *embedded region* sichergestellt, wobei die Bewehrungsstäbe als ein *set* zusammengefasst werden und über den *embedded region* Befehl kraftschlüssig mit dem Beton verbunden werden.

Die Längsbewehrungsstäbe werden als *solid*-Elemente modelliert. Das heißt, die Längsbewehrungsstäbe sind tatsächliche dreidimensionale Körper. Da der Längsbewehrungsquerschnitt ohne Rippen modelliert wird, müssen den Kontaktflächen zwischen Bewehrungsstahl und Beton Verbundeigenschaften zugewiesen werden. Der Verbund wird über *tie-constraints* sichergestellt. Es wird also ein kraft- und formschlüssiger Verbund angenommen. Es wird jeweils ein Längsbewehrungsstab pro Betondübel modelliert und die Bügelbewehrung sowohl quer als auch längs zur Brückenachse ausgeteilt (siehe Abb. 3.12)

Um die Längsbewehrungsstäbe einfügen zu können, müssen zylinderförmige Löcher mit dem selben Durchmesser wie die Bewehrungsstäbe aus den Betonelementen herausgeschnitten werden. In Abb. 3.11 sind nur die *solid* Längsbewehrungsstäbe sowie die Betondübel des *Basismodells* zur besseren Übersichtlichkeit dargestellt. Hier sind auch die zylinderförmigen Ausschnitte in den Betondübeln zu erkennen.

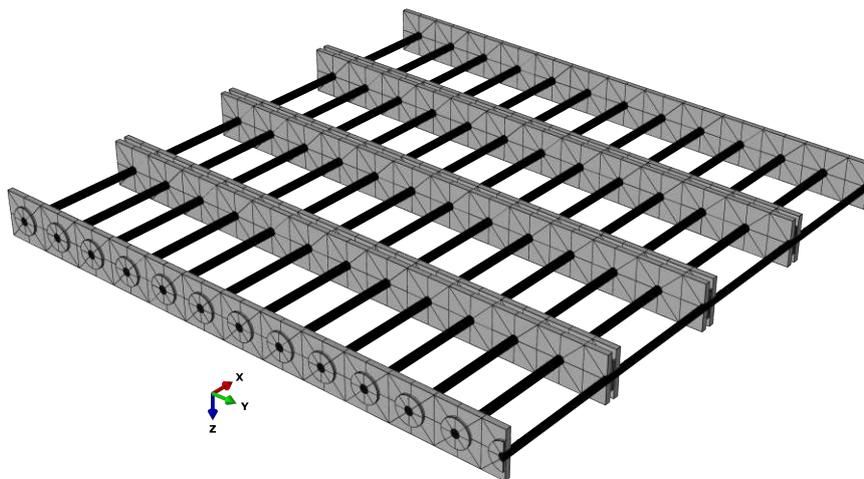


Abb. 3.11: Übersicht über die *solid* Längsbewehrungsstäbe und Betondübel des *Basismodells*

In Abb. 3.11 ist auch ersichtlich, dass der Längsbewehrungsstab in Feldmitte halbiert wurde. Grund dafür ist die aktuelle Dübelanordnung und die daraus folgende Bewehrungsführung. In Abb. 3.12 ist die aktuelle Bewehrungsführung skizziert. Dargestellt ist eine der vier Kammern des Brückenausschnittes. Die Anordnung eines Betondübeln genau in Plattenmitte hat zur Folge, dass auch ein Längsbewehrungsstab genau in Plattenmitte verläuft und bei der Modellierung einer einzelnen Plattenhälfte halbiert werden muss. Die Bügel werden in der aktuellen Bewehrungsführung so weit wie möglich an den Plattenrand gerückt. Daraus folgt die Schrägstellung der Quer- bzw. Längsbügel in diesem Bereich unter Einhaltung der Mindestbetondeckung von 20 mm .

Eine grundlegende Änderung betrifft alle Bügel in der aktuellen Bewehrungsführung im Vergleich zu älteren Modellen: Aus fertigungstechnischen Gründen wurde die Betondeckung zum Deckblech von 20 mm auf 30 mm erhöht. Dadurch verbessert sich die Auffüllbarkeit des Hohlraums, weil der Beton so besser am Deckblech entlanggleiten kann. Da die Mindestbetondeckung von 20 mm zum Bodenblech weiterhin eingehalten werden muss, ist eine Reduktion der Bügelhöhe um 10 mm erforderlich.

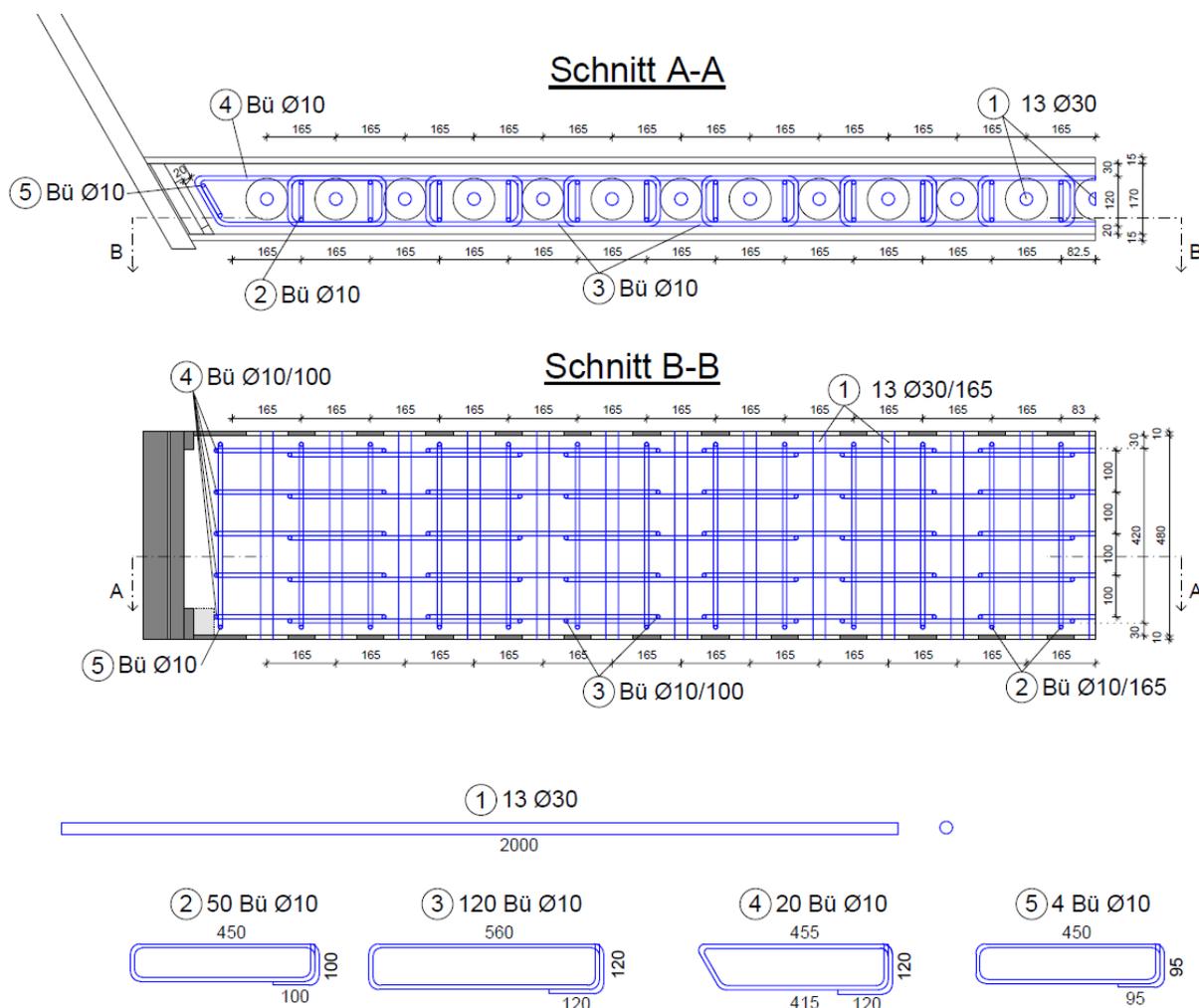


Abb. 3.12: Bewehrungsführung im Quermodell

3.2.2 Assemblierung

Die nun vollständig definierten *parts* werden im *assembly* Modul zusammengefügt. Dazu müssen noch die Kontaktbedingungen der sich berührenden *parts* definiert werden. Es wird dabei zwischen starren Verbindungen (*tie-constraints*), wie zwischen zusammenhängenden Betonparts oder Schweißnähten, und nicht kraftschlüssigen Kontaktflächen (*interactions*) unterschieden. Letztere werden wiederum in reibungslose Kontakte (*frictionless*) und solche, denen ein Reibbeiwert zugewiesen wird (*friction*), unterschieden. Der Reibbeiwert zwischen Stahl und Beton wird dabei mit 0,3 angenommen.

Um die beschriebenen Kontaktbedingungen und Verbindungen korrekt definieren zu können, benötigt man definierte Flächen denen diese Eigenschaften zugewiesen werden können. Diese Flächen werden im *parts* Modul durch Aufteilung (*partition*) der einzelnen *parts* erzeugt. Beispielsweise werden zur Verbindung der 20 mm breiten Dübelleiste mit dem Deckblech an beiden Seiten Flächen mit 6 mm Breite definiert. Das würde einer realistischen Doppelkehlnaht mit einem a-Maß von 6 – 7 mm entsprechen (siehe Abb. 3.13).

Alle Kontaktbedingungen und Verbindungen wurden nach den Einstellungen in [23] bzw. [4] gewählt. Dementsprechend werden auch hier alle nicht kraftschlüssigen Kontakte reibungsfrei definiert, mit Ausnahme der Kontaktflächen zwischen den Stirnflächen der Dübelleisten und Betondübel. Nachfolgende Abbildungen (Abb. 3.14 bis Abb. 3.25) sollen in Anlehnung an [4] einen Überblick über die Kontaktbindungen und Verbindungen der einzelnen *parts* geben.

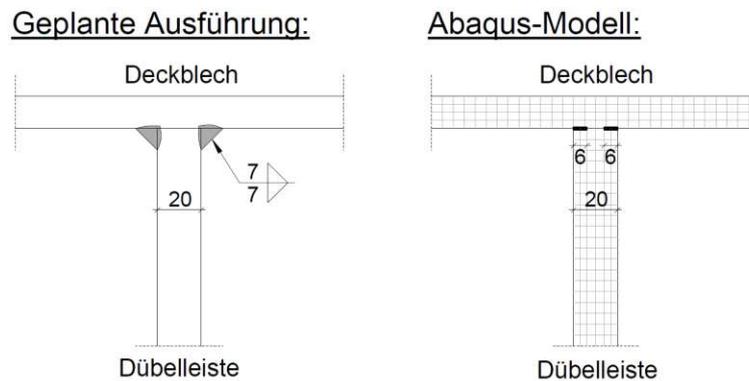


Abb. 3.13: Schweißnahtmodellierung zwischen Deckblech und Dübelleiste oben in *Abaqus*

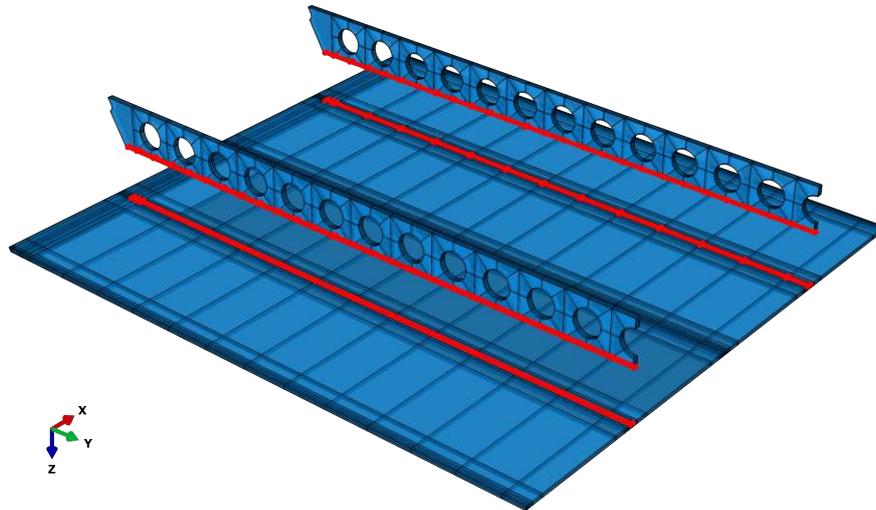


Abb. 3.14: Schweißnähte zwischen Bodenblech und Dübelleisten (*tie-constraints*)

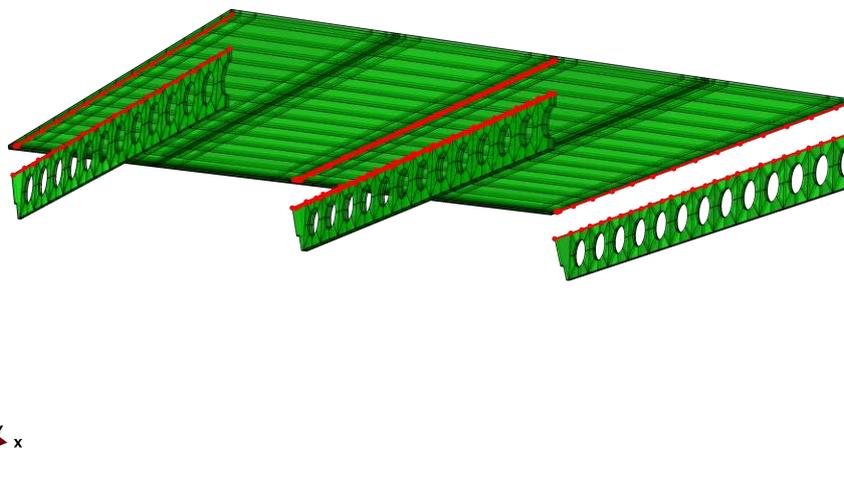


Abb. 3.15: Schweißnähte zwischen Deckblech und Dübelleisten (*tie-constraints*)

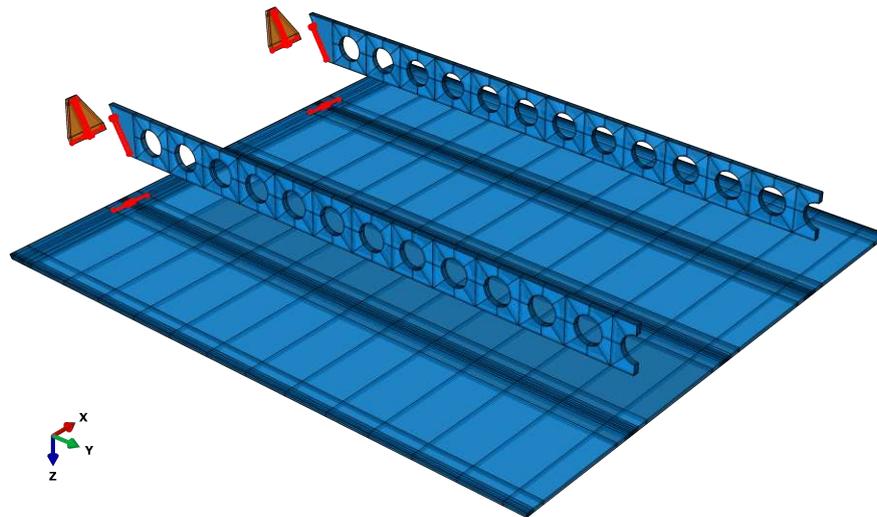


Abb. 3.16: Schweißnähte zwischen Endsteife und Bodenblech bzw. Endsteife und Dübelleiste (*tie-constraints*) (die Endsteifen sind hier aus Kontrastgründen ausnahmsweise in orange dargestellt)

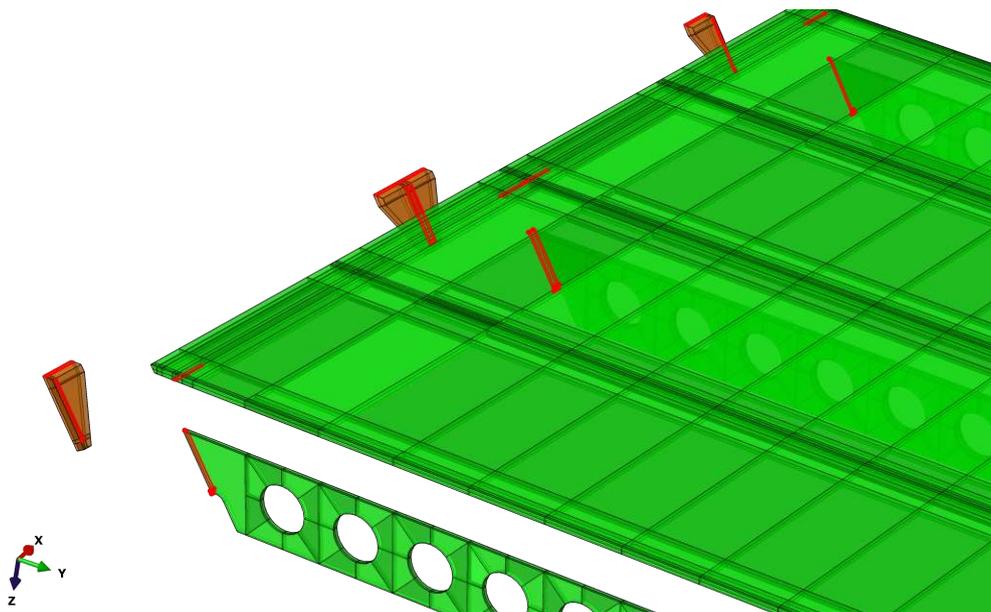


Abb. 3.17: Schweißnähte zwischen Endsteife und Deckblech bzw. Endsteife und Dübelleiste (*tie-constraints*) (die Endsteifen sind hier aus Kontrastgründen ausnahmsweise in orange dargestellt)

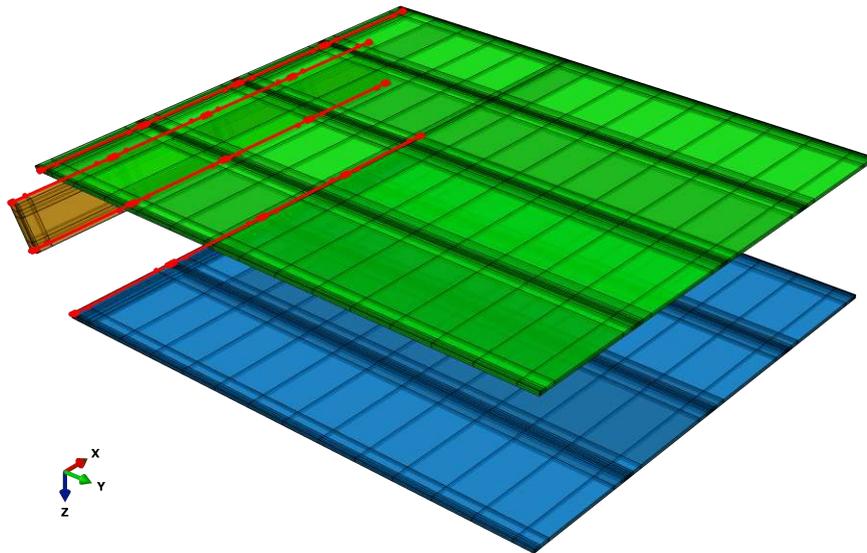


Abb. 3.18: Schweißnähte zwischen Endblech und Deck- bzw. Bodenblech (*tie-constraints*)

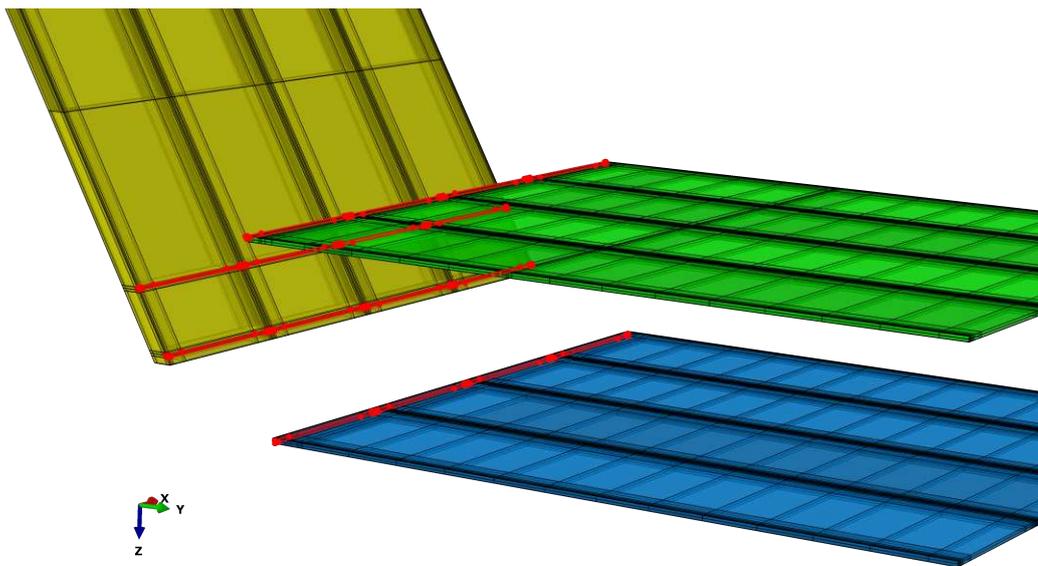


Abb. 3.19: Schweißnähte zwischen Steg und Deck- bzw. Bodenblech (*tie-constraints*)

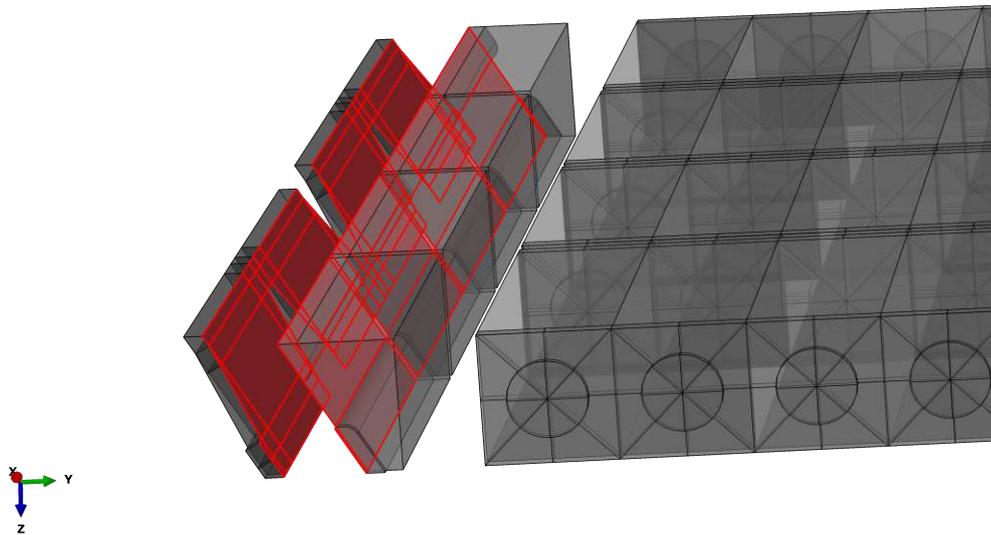


Abb. 3.20: *tie-constraints* zwischen den Betonkernen im Randbereich

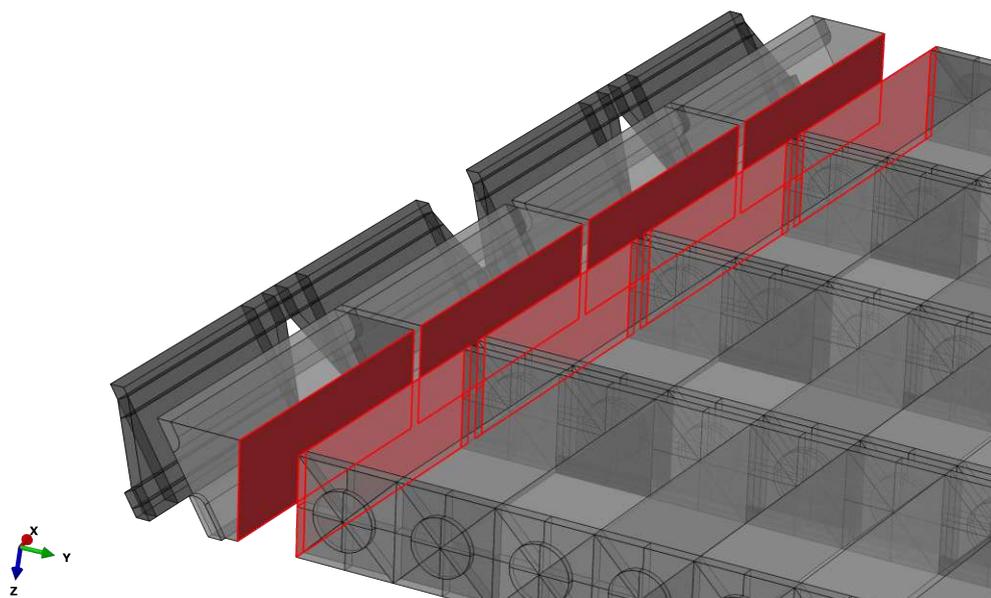


Abb. 3.21: *tie-constraints* zwischen dem Betonkern im Randbereich (ein einziger *part*) und jenen im Feldbereich

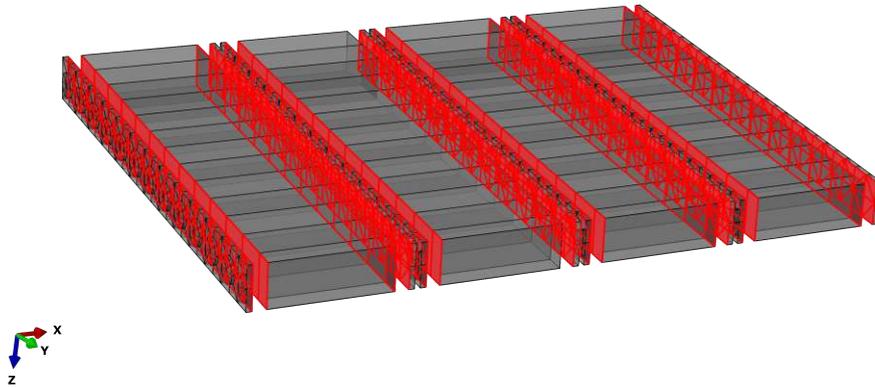


Abb. 3.22: *tie-constraints* zwischen den Betonkernen im Feldbereich und den Betondübeln

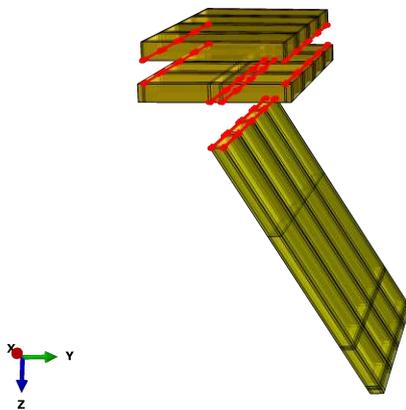


Abb. 3.23: Schweißnähte zwischen den Obergurtblechen und zwischen OG und Steg (*tie-constraints*)

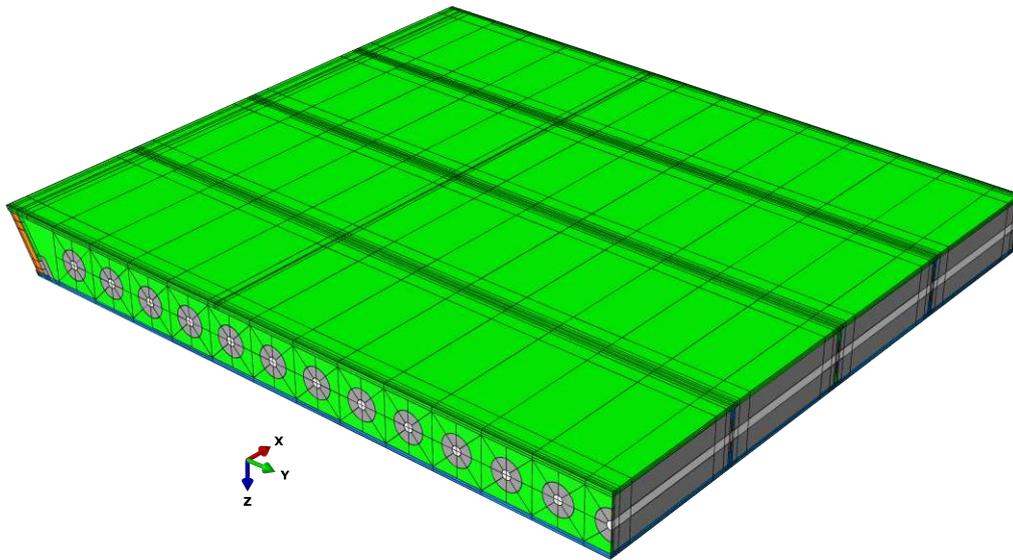


Abb. 3.24: Zusammengesetzte SCSC-Platte

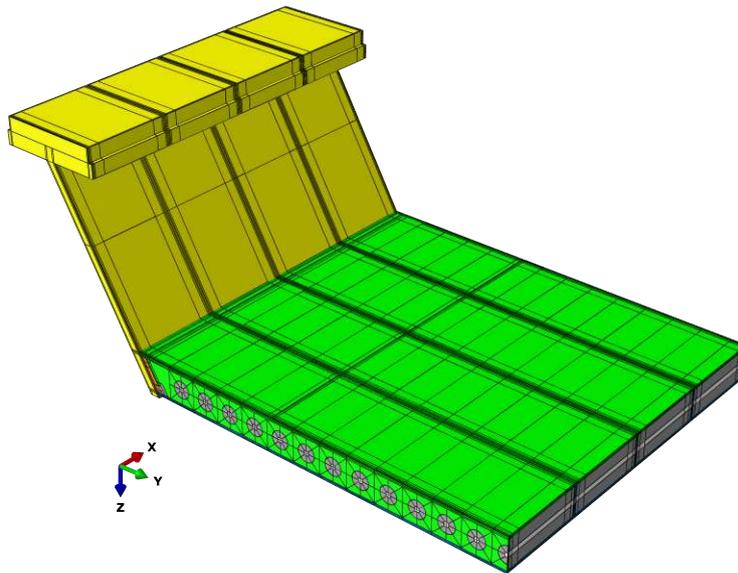


Abb. 3.25: Assemblierung des gesamten *Quermodells*

3.2.3 Material

Die Materialeigenschaften müssen in *Abaqus* manuell eingegeben werden. Da *Abaqus* einheitenfrei rechnet, müssen diese manuell richtig definiert werden. In dieser Diplomarbeit werden Kräfte in Newton und Längen in Millimeter eingegeben. In Tab. 3.1 bis 3.4 werden die Eingabewerte des Bewehrungs- bzw Baustahls angeführt.

Tab. 3.1: Eingabewerte für den elastischen Bereich von Bewehrungsstahl B550 B

Eigenschaft	Abkürzung	Wert
Dichte	ρ	$7,85 \cdot 10^{-9} \text{ Tonnen/mm}^3$
Elastizitätsmodul	E_{cm}	200000 N/mm^2
Querdehnzahl	ν	0,30

Tab. 3.2: Eingabewerte für den plastischen Bereich von Bewehrungsstahl B550 B

Spannung	plastische Dehnung
570 N/mm^2	0
660 N/mm^2	0,18
666 N/mm^2	10

Tab. 3.3: Eingabewerte für den elastischen Bereich von Baustahl S355

Eigenschaft	Abkürzung	Wert
Dichte	ρ	$7,85 \cdot 10^{-9} \text{ Tonnen/mm}^3$
Elastizitätsmodul	E_{cm}	210000 N/mm^2
Querdehnzahl	ν	0,30

Tab. 3.4: Eingabewerte für den plastischen Bereich von Baustahl S355

Spannung	plastische Dehnung
355 N/mm^2	0
470 N/mm^2	0,18
475 N/mm^2	10

Da in dieser Diplomarbeit auch die Haupttragwirkung berücksichtigt wird, müssen die Betoneigenschaften unter Zugspannung möglichst genau beschrieben werden. Basis für die Definition der Materialeigenschaften des Betons ist das Betonmodell, das Takács in seiner Dissertation [23] verwendet hat. In den Untersuchungen dieser Dissertation hatten die unterschiedlichen Zugzonenmodelle, im Gegensatz zu dieser Diplomarbeit, noch keinen großen Einfluss auf die Tragwirkung der Platte. Um die Zugzonenmodelle genauer abbilden zu können, haben Takács und Holyevác in einer bis jetzt unveröffentlichten Arbeit [24] eine Literaturrecherche durchgeführt. Die Ergebnisse dieser Literaturrecherche werden folgend zusammengefasst.

Arbeitslinie im Druckspannungsbereich

Im Zuge der oben erwähnten Literaturrecherche wurden Untersuchungen mit dem Betonmodell von „concretedamageplasticity.com“ [26] durchgeführt. „concretedamageplasticity.com“ ist ein webtool das als Hilfestellung zur Definition der Inputparameter der Betoneigenschaften in *Abaqus* dient. Mit Hilfe dieses webtools konnte das Betonmodell aus [23], wie in Abb. 3.26 dargestellt, angepasst werden. Die Arbeitslinie zwischen den Punkten D und E (blau gefärbter Bereich) verläuft nun unterhalb jener des alten Betonmodells was einer Modellierung auf der sicheren Seite entspricht und zusätzlich besser mit den Arbeitslinien aus anderen Quellen der Literaturrecherche [24] zusammenpasst. Das in dieser Diplomarbeit verwendete Betonmodell ist also sozusagen eine Mischung des Betonmodells aus [26] und [23].

Druckschädigungsverlauf

Der Verlauf der Druckschädigungen des Betons, ausgedrückt über den Druckschädigungsparameter d_c , wurde komplett geändert. Wie in Abb. 3.27 zu sehen ist, wurde im alten Betonmodell in [23] davon ausgegangen, dass die Betonschädigungen erst ab der Druckfestigkeitsgrenze (Punkt C) beginnt. Nach Anpassung der Betonschädigungen an den Verlauf von „concretedamageplasticity.com“ beginnt der Druckschädigungsverlauf bereits ab dem Ende des elastischen Bereichs, was nach ingenieurmäßigen Überlegungen viel plausibler scheint. Der aktuelle bilineare Verlauf der Druckschädigungen ist ebenfalls in Abb. 3.27 dargestellt.

Hermann gibt in seiner Dissertation [13] eine Möglichkeit an, den Druckschädigungsparameter auf seine Richtigkeit zu kontrollieren und bezieht sich dabei auf das *Abaqus*-Benutzerhandbuch [1]. Laut [13] bzw. [1] muss untersucht werden, ob der Schädigungsparameter klein genug gewählt wurde, sodass $\tilde{\varepsilon}_c^{pl}$ bei Steigung der Betondehnung ε_c stetig zunimmt. In Abb. 3.28 ist diese Problematik schematisch dargestellt. $\tilde{\varepsilon}_c^{pl}$ ist dabei wie folgt definiert:

$$\tilde{\varepsilon}_c^{pl} = \varepsilon_c - \frac{\sigma_c}{(1 - d_c) \cdot E_{cm}} \quad (3.1)$$

Hermann gibt als Maximalwert für den Schädigungsparameter, ab dem diese Vorgabe nicht mehr erfüllt ist, den Wert $d_{c,max} = 0,6$ an. Grund dafür ist, dass die Arbeitslinien im Druckbereich seiner Dissertation nur bis Punkt D definiert wurden.

Der neue bilineare Verlauf des Druckschädigungsparameters (siehe Abb. 3.27) erfüllt die oben angegebene Kontrollbedingung (siehe dünne graue Ent- und Wiederbelastungspfade in Abb. 3.29)

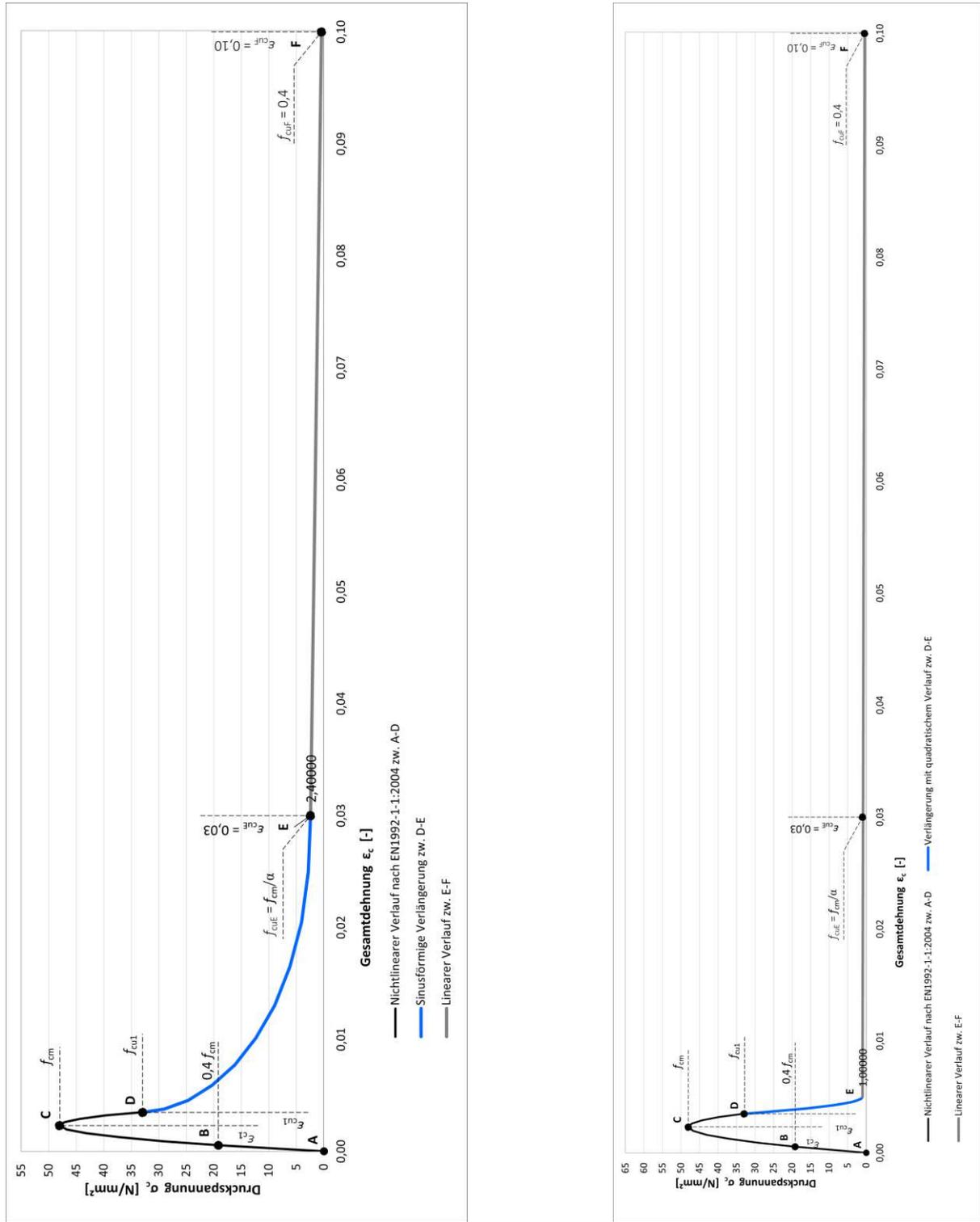


Abb. 3.26: Gegenüberstellung der Arbeitslinien des alten Betonmodells (links) und des neuen Betonmodells (rechts) aus [24]

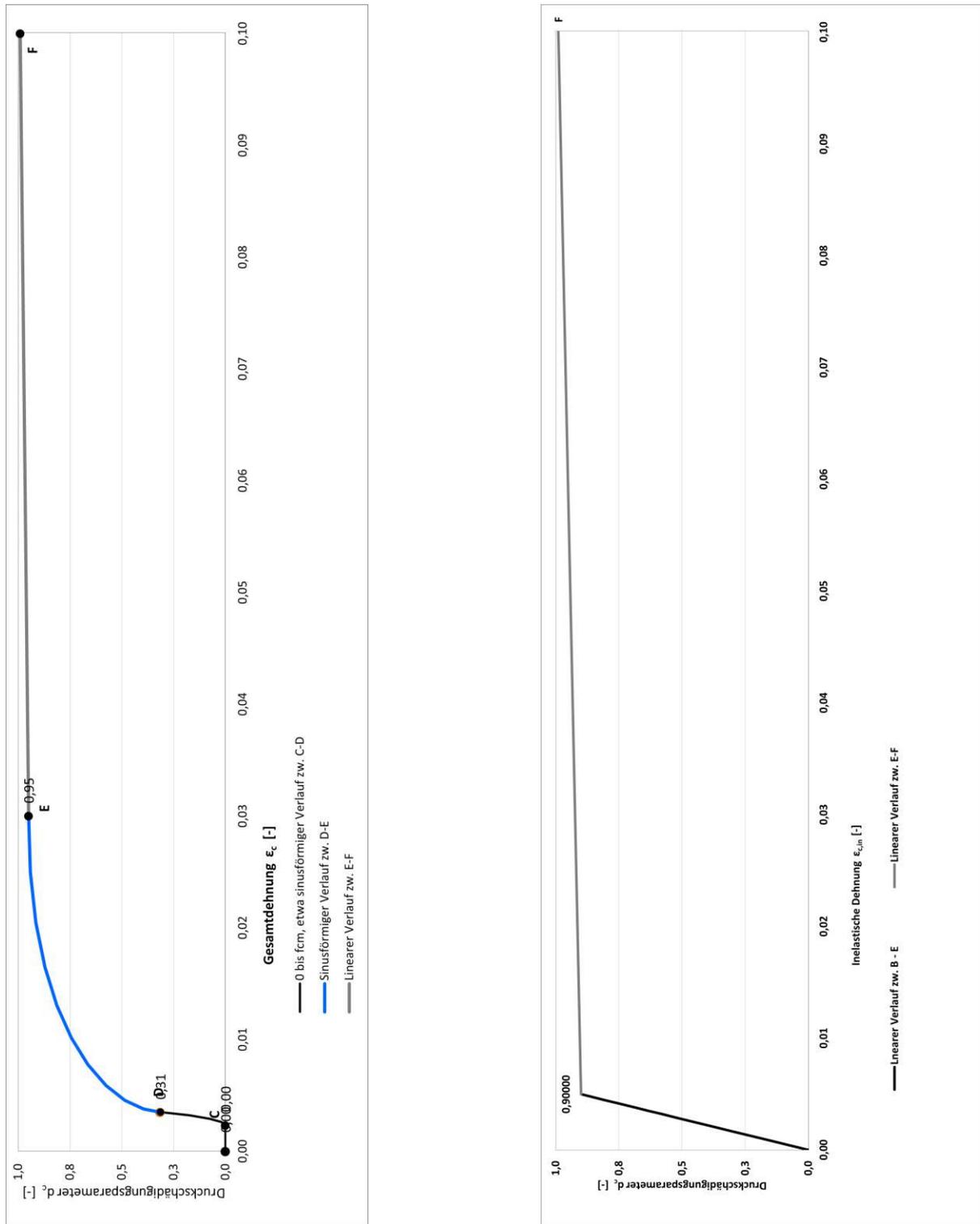


Abb. 3.27: Gegenüberstellung des Druckschädigungsverlaufs des alten Betonmodells (links) und des neuen Betonmodells (rechts) aus [24]

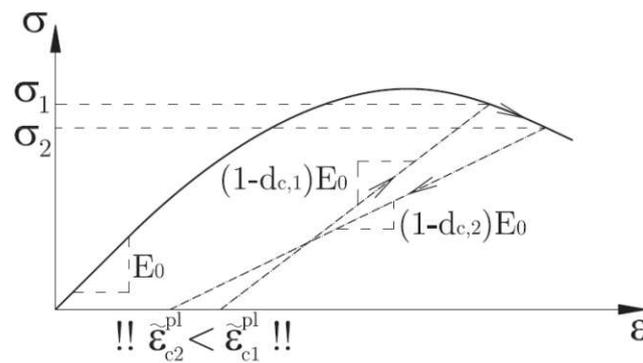


Abb. 3.28: Unrealistische Auswirkung einer zu großen Wahl von $d_{c,max}$ aus [13]

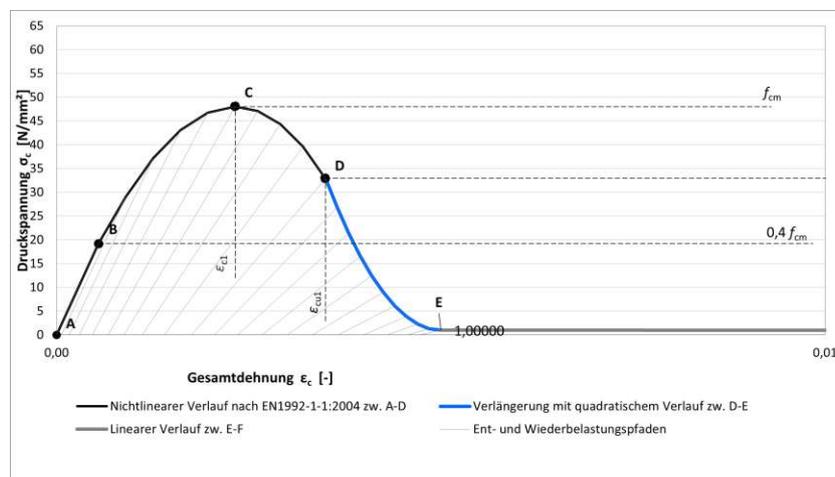


Abb. 3.29: Kontrolle des Druckschädigungsparameters des neuen Betonmodells aus [24]

Arbeitslinie im Zugbereich

Takács hat in seiner Dissertation [23] Möglichkeiten zur Beschreibung des Betonverhaltens im Zugbereich diskutiert. Kurzgefasst lässt sich das Zugverhalten über eine Spannungs-Dehnungs-Beziehung oder eine Spannungs-Rissöffnungs-Beziehung beschreiben. Letztere ist nach [23] in diesem Kontext die sinnvollere. Innerhalb dieser Spannungs-Rissöffnungs-Beziehung gibt es wiederum mehrere Möglichkeiten der Modellwahl zur Konkretisierung des Betonverhaltens. Wie in [23] basiert das Zugverhalten des Betons auch in dieser Arbeit auf ModelCode 1990, da dieser im Vergleich zum ModelCode 2010 geringere Spannungswerte bei gleicher Rissöffnung angibt, was einer Modellierung auf der sicheren Seite entspricht. Der Unterschied zur Wahl des Betonmodells im Zugbereich im Vergleich zur Dissertation von Takács liegt in der Wahl des Größtkorndurchmessers. Takács hat den Größtkorndurchmesser zu $d_{max} = 32 \text{ mm}$ festgelegt. In dieser Arbeit wird der Größtkorndurchmesser mit $d_{max} = 8 \text{ mm}$ gewählt. Grund für diese Wahl ist der fertigungstechnische Vorteil der leichteren Befüllbarkeit der Platte. Zusätzlich dazu entstehen bei der Wahl von D8 im Vergleich zu D32 früher Schädigungen im Beton, was wiederum einer Modellierung auf der sicheren Seite entspricht. In Abb. 3.30 ist die Zugspannungs-Rissöffnungs-Beziehung basierend auf ModelCode 1990 mit Größtkorn D8 grafisch dargestellt. Analog zum Vervormungsverhalten im Druckbereich wird auch hier ein Schädigungsparameter (d_t) eingeführt (siehe Abb. 3.31). Der Zugschädigungsparameter muss einer ähnlichen Kontrolle unterworfen

werden wie der Druckschädigungsparameter. Auch hier muss sichergestellt werden, dass u_t^{pl} bei Steigung der Rissöffnung u_t^{ck} stetig zunimmt. Die Kontrolle ist in Abb. 3.32 mit der Einheitslänge $l_0 = 1$ und $E_0 = E_{cm}$ grafisch dargestellt.

$$u_t^{pl} = u_t^{ck} - \frac{d_t}{(1 - d_t)} \cdot \frac{\sigma_t \cdot l_0}{E_0} \quad (3.2)$$

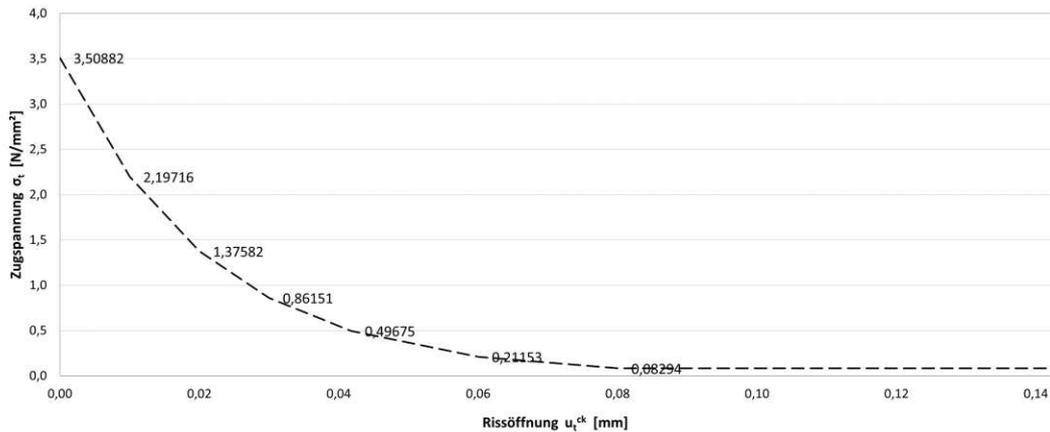


Abb. 3.30: Zugspannungs-Rissöffnungs-Beziehung basierend auf ModelCode 1990 mit D8 aus [24]

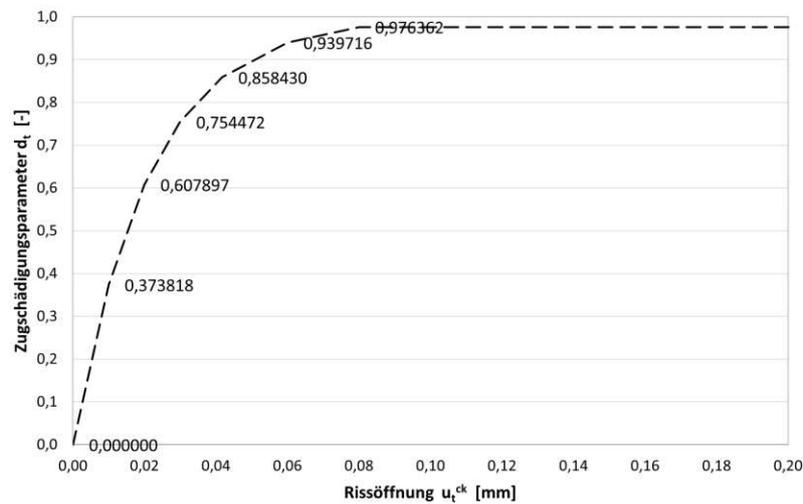


Abb. 3.31: Zugschädigungsparameter basierend auf ModelCode 1990 mit D8 aus [24]

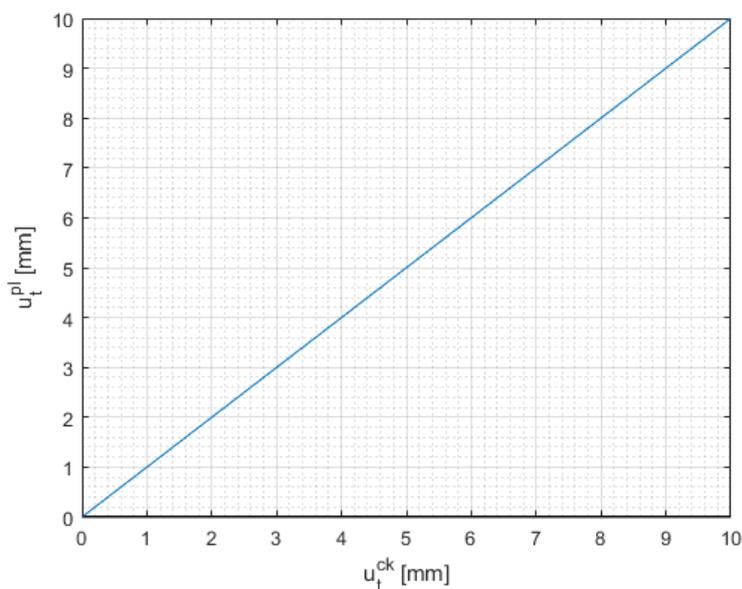


Abb. 3.32: Kontrolle des Zugschädigungsparameters

In Tab. 3.5 sind noch einmal die unveränderten Basiswerte des Materialverhaltens des Beton C40/50 aus Übersichtlichkeitsgründen zusammengefasst. In Tab. 3.6 sind die Eingabewerte zur Definition des oben beschriebenen Betonmodells in *Abaqus* angeführt.

Tab. 3.5: Basiswerte des Materialverhalten von Beton C40/50 nach [23] bzw. [4]

Eigenschaft	Abkürzung	Wert
Dichte	ρ	$2,40 \cdot 10^{-9} \text{ Tonnen}/\text{mm}^3$
Elastizitätsmodul	E_{cm}	$35200 \text{ N}/\text{mm}^2$
Querdehnzahl	ν	0,20
Dilatationswinkel	ψ_c	36°
Exzentrizität	ϵ	0,10
Spannungsverhältnis	f_{b0}/f_{c0}	1,16
Formfaktor	K_c	0,667

Tab. 3.6: Eingabewerte für Beton C40/50

Verhalten im Druckbereich			Verhalten im Zugbereich		
Spannung in N/mm^2	inelastische Dehnung -	Schädigungs parameter -	Spannung in N/mm^2	Rissöffnung in mm	Schädigungs parameter -
19,20	0,000	0,000	3,509	0,000	0,000
29,09	$7,500 \cdot 10^{-5}$	0,014	2,197	0,010	0,374
37,15	$2,020 \cdot 10^{-4}$	0,037	1,376	0,020	0,608
43,08	$3,900 \cdot 10^{-4}$	0,071	0,862	0,030	0,754
46,74	$6,410 \cdot 10^{-4}$	0,116	0,497	0,042	0,858
48,00	$9,610 \cdot 10^{-4}$	0,174	0,212	0,060	0,940
47,11	$1,281 \cdot 10^{-3}$	0,232	0,083	0,080	0,976
44,36	$1,653 \cdot 10^{-3}$	0,299	0,061	5,040	0,978
39,66	$2,080 \cdot 10^{-3}$	0,377	0,039	10	0,980
32,90	$2,566 \cdot 10^{-3}$	0,465			
26,84	$2,888 \cdot 10^{-3}$	0,523			
21,41	$3,192 \cdot 10^{-3}$	0,578			
16,63	$3,478 \cdot 10^{-3}$	0,630			
12,48	$3,746 \cdot 10^{-3}$	0,678			
8,97	$3,995 \cdot 10^{-3}$	0,723			
6,10	$4,227 \cdot 10^{-3}$	0,765			
3,87	$4,440 \cdot 10^{-3}$	0,804			
2,28	$4,635 \cdot 10^{-3}$	0,839			
1,32	$4,813 \cdot 10^{-3}$	0,871			
1,00	$4,972 \cdot 10^{-3}$	0,900			
0,40	$9,999 \cdot 10^{-2}$	0,990			

3.2.4 Lastaufstellung

Egly hat in seiner Diplomarbeit [4] eine detaillierte Beschreibung der aufgetragenen Lasten angeführt. Aus Übersichtlichkeitsgründen wird die Lastaufstellung hier noch einmal wiederholt, allerdings in verkürzter Form.

Grundsätzlich werden im *Quermodell* als äußere Belastung nur ständige Lasten und die Verkehrslast aus dem Lastmodell 71 der ÖNORM EN 1991-2 [7] berücksichtigt, wobei Seitenstoß, Anfah- und Bremskräfte sowie seitliche Exzentrizität nicht in Rechnung gestellt werden [4].

3.2.4.1 Ständige Lasten

Berücksichtigt werden müssen folgende ständige Lasten:

- Eigengewicht der Tragkonstruktion
- Schotterbett inkl. Schotteruntermatte
- Schwelle
- Schienen inkl. Schienenbefestigung

Eigengewicht

Das Eigengewicht der SCSC-Platte wurde mit Hilfe der *Abaqus* internen Massenermittlung berechnet. Dabei wird die Masse der modellierten SCSC-Platte mit Bewehrung ermittelt. Diese wurde zu $3,26 t$ ausgelesen. Um auch die Masse der Schweißnähte in Rechnung stellen zu können, wird ein Aufschlag von 4% angenommen. Das Gesamtgewicht der SCSC-Platte ergibt sich demnach wie folgt:

$$G_{SCSC_{platte}} = 3,26 \cdot g \cdot 1,04 \approx 3,26 \cdot 10 \cdot 1,04 = 33,904 \text{ kN} \quad (3.3)$$

Das ermittelte Gesamtgewicht wird nun vereinfachend auf die Deckblechfläche ($2,2746 \cdot 2,0 = 4,549 \text{ m}^2$) aufgeteilt (siehe Abb. 3.35). Daraus ergibt sich eine Flächenlast von:

$$g_{SCSC_{platte}} = \frac{33,904}{4,549} = 7,453 \text{ kN/m}^2 \hat{=} 0,007453 \text{ N/mm}^2 \quad (3.4)$$

Die Eigengewichtslasten des Hauptträgers ergeben sich durch Multiplikation der jeweiligen Bauteildicke mit der Stahlwichte:

$$\begin{aligned} g_{EG,Steg} &= \gamma_{Stahl} \cdot t_{Steg} = 78,5 \cdot 0,05 = 3,925 \text{ kN/m}^2 \hat{=} 0,003925 \text{ N/mm}^2 \\ g_{EG,OG,unten} &= \gamma_{Stahl} \cdot t_{OG,unten} = 78,5 \cdot 0,08 = 6,28 \text{ kN/m}^2 \hat{=} 0,00628 \text{ N/mm}^2 \\ g_{EG,OG,oben} &= \gamma_{Stahl} \cdot t_{OG,oben} = 78,5 \cdot 0,08 = 6,28 \text{ kN/m}^2 \hat{=} 0,00628 \text{ N/mm}^2 \end{aligned}$$

Schotterbett

Die geometrische Nennschotterhöhe wird mit 500 mm , die Wichte mit 20 kN/m^3 angenommen. Für die Lastverteilung innerhalb des Schotterbettes ist die geometrische Schotterbetthöhe von 500 mm maßgebend (siehe Abb. 3.35). Es wird allerdings eine Erhöhung der Nennschotterhöhe zur Bestimmung der Einwirkungsgröße von 30% berücksichtigt. Laut Norm müsste eine Variation von $\pm 30\%$ berücksichtigt werden. Da aber aus ingenieurmäßigen Überlegungen eine Reduktion der Schotterbetthöhe für die Untersuchungen dieser Diplomarbeit nicht relevant ist, wird auf diese Berücksichtigung verzichtet.

$$g_{Schotter} = 20 \cdot 0,5 \cdot 1,3 = 13 \text{ kN/m}^2 \hat{=} 0,013 \text{ N/mm}^2 \quad (3.5)$$

Zur Ermittlung der Belastung auf den Hauptträgersteg (Neigung von $60,34^\circ$ zur Horizontalen) durch das Schotterbett wird die Belastung in einen vertikalen Anteil und einen horizontalen Anteil aufgeteilt. Der vertikale Anteil ergibt sich aus einer Analogiebetrachtung mit z. B. einer trivialen Schneelast zu (Belastung bezogen auf horizontalen Anteil der belasteten Stegfläche):

$$g_{Schotter,v} = 13 \cdot \cos(60,34^\circ) = 6,43 \text{ kN/m}^2 \hat{=} 0,006433 \text{ N/mm}^2 \quad (3.6)$$

Der horizontale Anteil ergibt sich wie schon in [4] aus einer Analogiebetrachtung als Erdrudruck. Mit einem angenommen Winkel der inneren Reibung von $\varphi = 30^\circ$ und somit einem Erdrudruckbeiwert $K_0 = 0,5$ ergibt sich der Maximalwert der Erddruckverteilung zu (Belastung bezogen auf den vertikalen Anteil der belasteten Stegfläche):

$$g_{Schotter,h} = 13 \cdot \sin(60,34^\circ) \cdot 0,5 = 5,65 \text{ kN/m}^2 \hat{=} 0,005648 \text{ N/mm}^2 \quad (3.7)$$

Da die Belastung auf den Hauptträgersteg durch das Schotterbett an der Oberkante des selben zu 0 wird, muss eine Funktion erstellt werden, die diesen Umstand in Rechnung stellt. Dazu

wird ein eigenes Koordinatensystem definiert, das an der Innenseite des Hauptträgerstegs an der Oberkante des Schotterbettes seinen Ursprung hat. Die Richtung der X-Achse verläuft dabei parallel zur Tragwerksachse (siehe leicht rot hervorgehoben in Abb. 3.33).

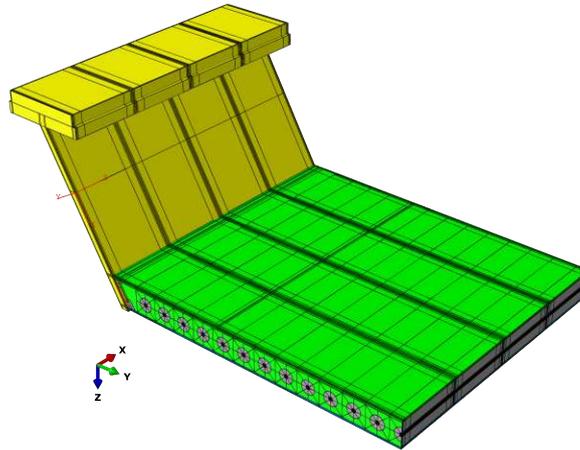


Abb. 3.33: Koordinatensystem zur Definition der Schotterbettfunktion

Innerhalb dieses Koordinatensystems kann nun eine einfache lineare Funktion definiert werden. Diese wird als *analytical field* definiert und als Lastverteilung den beiden oben genannten Stegbelastungen zu Grunde gelegt.

$$f_{x,Steg} = \frac{x}{575,39} \quad (3.8)$$

Dabei ist $575,39 \text{ mm}$ der Abstand von der Oberkante des Schotterbettes bis zur Oberkante des Deckblechs. Da die Funktion über ihre Belastungsfläche nur in diesem Bereich definiert ist, erfüllt sie die Randbedingungen:

$$f_{x=0} = 0 \quad (3.9)$$

und

$$f_{x=575,39} = 1 \quad (3.10)$$

Die *magnitude*, also Größe, der Belastung kann über die *surface traction* Eingabe bestimmt werden und die gewollte Belastung somit erzeugt werden. Die oben berechneten $g_{Schotter,v}$ und $g_{Schotter,h}$ können hier als *magnitude* interpretiert werden.

Gleiskörper

Bei der Ermittlung der Belastung zufolge des Gleiskörpers (Schienen, Schienenbefestigung und Schwellen) wurde folgende Schwellengeometrie angenommen (nach ÖNORM B 1991-2 [5]):

Tab. 3.7: Schwellengeometrie

Schwellenachsabstand	600 mm
Schwelle pro m Brückenlänge	1,667 Stück/m
Schwellenbreite	260 mm
Schwellenhöhe	210 mm
Schwellenlänge	2600 mm
Schwellenvolumen	0,14196 m ³

Mit der Schotterwichte von 20 kN/m^3 , der Wichte von unbewehrtem Beton von 24 kN/m^3 und dem oben ermittelten Schwellenvolumen ergibt sich die Gewichts Differenz pro Schwelle zu:

$$(24 - 20) \cdot 0,14196 = 0,56784 \text{ kN} \quad (3.11)$$

Die Linienlast der Schwellen ergibt sich somit zu:

$$0,56784 \cdot 1,667 = 0,9464 \approx 1,0 \text{ kN/m} \quad (3.12)$$

Die Lastbreite unterhalb einer Schwelle ergibt sich mit der Nennschotterbetthöhe von 500 mm , der Schwellenhöhe von 210 mm und der Schwellenlänge von 2600 mm zu:

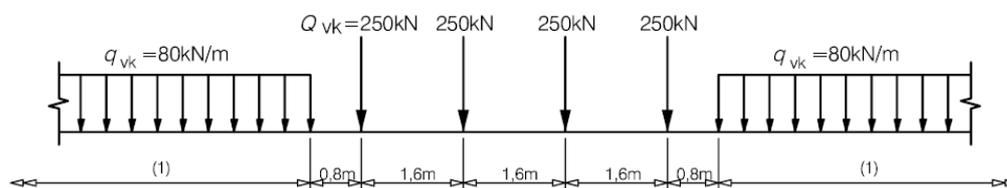
$$\frac{500 - 210}{4} \cdot 2 + 2600 = 2745 \text{ mm} \quad (3.13)$$

Die Schienen inkl. Schienenbefestigungen dürfen laut ÖNORM EN 1991-1-1 [6] mit $1,7 \text{ kN/m}$ angenommen werden. Die Flächenbelastung des Gleiskörpers ergibt sich damit zu:

$$g_{\text{Gleiskörper}} = \frac{1,7 + 1,0}{2,745} = 0,98 \text{ kN/m}^2 \hat{=} 0,0009836 \text{ N/mm}^2 \quad (3.14)$$

3.2.4.2 Verkehrslast

Die Verkehrslast des Lastmodells 71 wird auf die selbe Lasteinflussbreite verteilt wie die zuvor besprochene Gleiskörperlast. Da das behandelte Modell einen $2,0 \text{ m}$ langen Streifen, gemessen von der Tragwerksmitte, behandelt, ist für die Verkehrslast nur der mittlere Bereich des Lastmodells 71 von Bedeutung (vgl. dazu Abb. 3.34 in der die Skizze des Lastmodell 71 der ÖNORM EN 1991-2 angeführt ist).

**Abb. 3.34:** Lastmodell 71 nach ÖNORM EN 1991-2 [7]

$$q_{LM71, \text{Mitte}} = \frac{250}{1,6 \cdot 2,745} = 56,9 \text{ kN/m}^2 \hat{=} 0,0569 \text{ N/mm}^2$$

Eine Zusammenfassung über die Lastaufstellung ist in Tab. 3.8 angeführt.

Tab. 3.8: Übersicht Lastaufstellung

Belastung	in N/mm^2
Eigengewicht Steg	0,003925
Eigengewicht pro Obergurt	0,006280
Eigengewicht SCSC-Platte	0,007453
Schotterbett	0,013000
Schotterbett vertikal	0,006430
Schotterbett horizontal	0,005648
Gleiskörper	0,000984
Verkehrslast Mitte	0,056920

In Abb. 3.35 ist die Lastaufstellung zur besseren Übersichtlichkeit grafisch dargestellt. In Tab. 3.9 sind die Resultierenden der Belastungen angeführt. Ergänzungen zur Geometrie bzw. Lastbreiten sind in Abb. 3.36 dargestellt.

Tab. 3.9: Resultierende der Belastungen

Belastung	Flächenlast [N/mm^2]	Lastbreite [mm]	Lastlänge [mm]	Lastfläche [mm^2]	Resultierende [N]
Ständige Belastung					
EG OG _{oben}	0,006280	580,0	2000	1160000	7285
EG OG _{unten}	0,006280	620,0	2000	1240000	7787
EG P _{Platte}	0,007453	2274,6	2000	4549244	33904
EG Steg	0,003925	1277,4	2000	2554728	10027
EG Gleiskörper	0,000984	1372,5	2000	2745000	2700
EG Schotterbett auf Platte	0,013000	2274,6	2000	4549244	59140
EG Schotterbett auf Steg vertikal	0,006433	575,4	2000	1150778	3701
				$\sum_{v,g}$	124545
Veränderliche Belastung					
Verkehrslast	0,0569217	1372,5	2000	2745000,0	156250
				$\sum_{v,q}$	156250

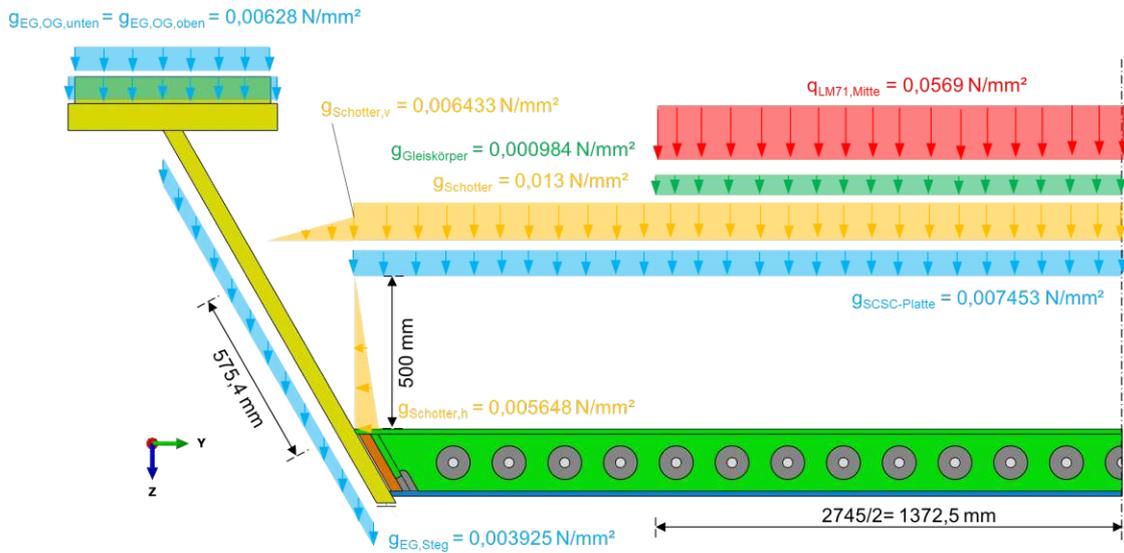


Abb. 3.35: Übersicht über die aufgebrachte Belastung

Sämtliche Belastungen werden im Abaqus als *surface traction* aufgebracht, da diese Belastungsart die Möglichkeit bietet, die Richtung der Belastung zu steuern (vor allem im Stegbereich wichtig). Außerdem kann definiert werden, dass die Belastung auf die *undeformed area* wirkt und die Belastungsfläche somit nicht durch Verformungen beeinflusst wird.

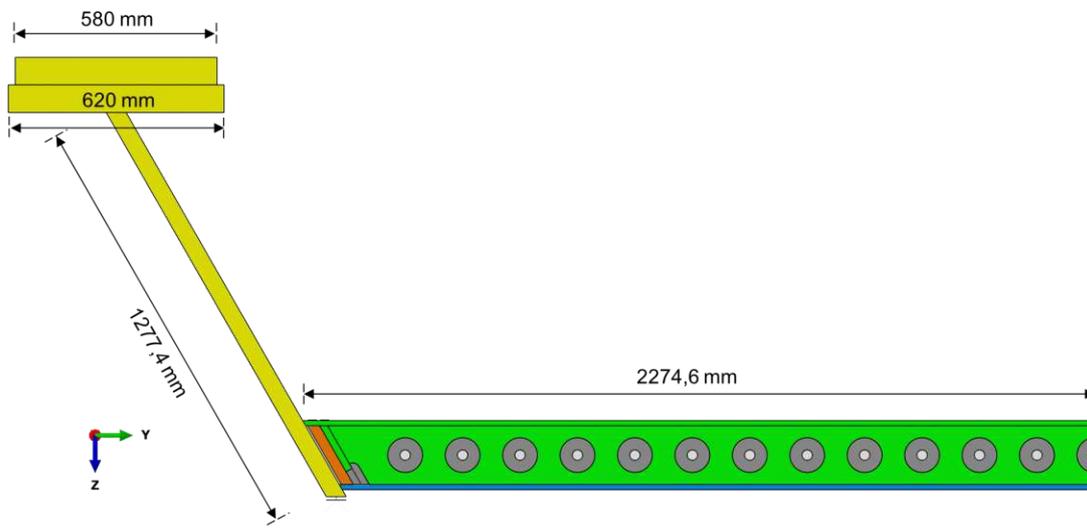


Abb. 3.36: Ergänzungen zur Geometrie

3.2.5 Randbedingungen

Geometrische Randbedingungen

Da das *Quermodell* nur ein Ausschnitt aus einer Trogbrücke ist und kein in sich abgeschlossenes System, müssen an den Schnittufern Randbedingungen definiert werden, die baustatisch kompatibel sind mit dem Gesamtmodell. An den Symmetrieebenen, das sind einerseits der Querschnitt in Tragwerksmitte und andererseits der Längsschnitt in Feldmitte der Fahrbahnplatte, werden geometrische Randbedingungen definiert (siehe Abb. 3.37). *Abaqus* bietet hier die Möglichkeit voreingestellte Symmetrierandbedingungen auszuwählen. Eine Übersicht über die verwendeten Lagerungsbedingungen wurde in Tab. 3.10 zusammengestellt. Hier sei erwähnt, dass die Ziffern 1, 2 und 3 die Achsen X, Y und Z bezeichnen bzw. U für die Verschiebung und UR für die Verdrehung um die entsprechende Achse steht. Zusätzlich zu den geometrischen Randbedingungen in den Symmetrieschnitten müssen noch Verformungsrandbedingungen zufolge der Haupttragwirkung und eine vertikale Lagerung definiert werden. Aus Verständlichkeitsgründen werden diese geometrischen Randbedingungen allerdings erst etwas später behandelt (siehe Kap. 3.2.6 bzw. 3.2.8).

Tab. 3.10: Verwendete voreingestellte Symmetrierandbedingungen in Abaqus

Bezeichnung	U1	U2	U3	UR1	UR2	UR3
XSYMM (Querschnitt)	0				0	0
YSYMM (Längsschnitt)		0		0		0

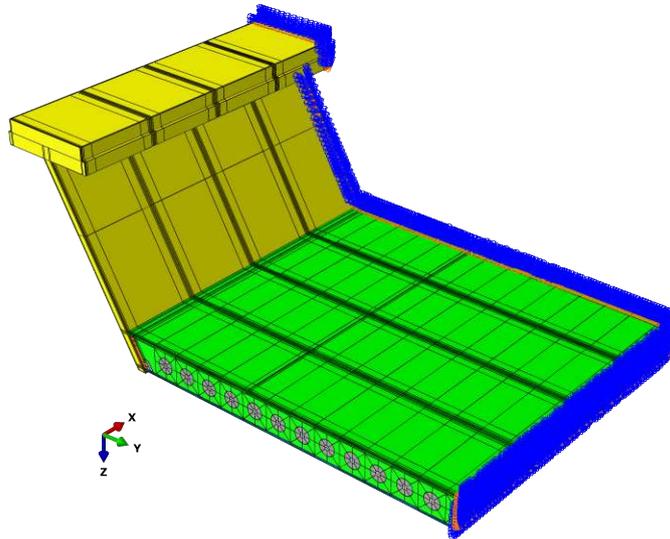


Abb. 3.37: Hervorgehobene geometrische Randbedingungen in den Symmetrieschnitten

Dynamische Randbedingungen

Am $2,0\text{ m}$ von der Tragwerksmitte entfernten Schnittufer (in Abb. 3.37 nicht bläulich hervorgehoben) müssen jene Schnittgrößen angesetzt werden, die durch das Herausschneiden aus dem Gesamtsystem frei geworden sind. Konkret ist das ein Biegemoment sowie eine Querkraft. Zusätzlich zu diesen Schnittkräften muss ein äußerer Querzug aufgebracht werden, um die baustatische Kompatibilität zum Gesamtmodell bzw. dem *Viertelbrückenmodell* herzustellen. Wie schon im vorherigen Abschnitt, wird die Definition des Schnittmoments bzw. des Querzuges aus Verständnisgründen in späteren Kapiteln (siehe Kap. 3.2.8) nachgetragen. Dieser Abschnitt behandelt vorerst nur die Ermittlung der aufzubringenden Querkraft.

Die Querkraft wird vereinfachend nur auf den Steg des Hauptträgers aufgebracht, der dadurch entstehende Fehler ist vernachlässigbar klein. Der kleine Fehler entsteht dadurch, dass im *Viertelbrückenmodell* natürlich auch im Hauptträgerobergurt sowie im Plattenbereich Schubspannungen wirken. Das wird in dieser Vereinfachung vernachlässigt. Die Größe der resultierenden Querkraft ist durch die Forderung nach vertikalem Gleichgewicht vorgegeben. Da in dieser Diplomarbeit eine einfeldrige Trogbrücke betrachtet wird und dementsprechend im Querschnitt in Tragwerksmitte keine Querkraft vorhanden ist, muss die resultierende Schnittgröße im Querschnitt in $2,0\text{ m}$ Entfernung der Tragwerksmitte gleich groß sein wie die resultierende vertikale Feldbelastung. Der Umstand, dass in Tragwerksmitte keine Querkraft wirkt, wurde bei der Definition reiner geometrischer Randbedingungen im Querschnitt in Tragwerksmitte stillschweigend vorausgesetzt. Nun muss noch der Verlauf der Schubspannungen bzw. der Verlauf des Schubflusses festgelegt werden. Egly hat in seiner Diplomarbeit [4] bereits erkannt, dass der Verlauf des Schubflusses parabelförmig sein muss. Um den parabolischen Verlauf des Schubflusses in Rechnung stellen zu können, wird in *Abaqus* ein *analytical field* der Form

$$f(x) = ax^2 + bx + c \quad (3.15)$$

erstellt. Die Variable x bezeichnet hierbei die Laufkoordinate die den Steg von der Unterkante bis zur Oberkante durchläuft ($x_{max} = 1277\text{ mm}$, siehe Abb. 3.36). Um die Faktoren a , b und c bestimmen zu können wird die Funktion an ihre Randbedingungen angepasst und der Bedingung unterworfen, dass die Schubspannung aufintegriert die resultierende Querkraft ergeben muss, deren vertikaler Anteil wiederum gleich groß sein muss wie die Resultierende der vertikalen Feldbelastung (vertikales Gleichgewicht). Die Forderung

$$f(x = 0) = 0 \quad (3.16)$$

ergibt $c = 0$. Um die Belastungsgeschichte richtig abbilden zu können, werden unterschiedliche *analytical fields*, also unterschiedliche Funktionen, für die ständige Belastung und die Verkehrslast ermittelt. Für die ständige Belastung ergibt sich folgende Verlaufsfunktion:

$$f(x, g) = a \cdot x^2 + b \cdot x = -0,000167 \cdot x^2 + 0,31814 \cdot x \quad (3.17)$$

In Abb. 3.38 ist die Verlaufsfunktion grafisch dargestellt.

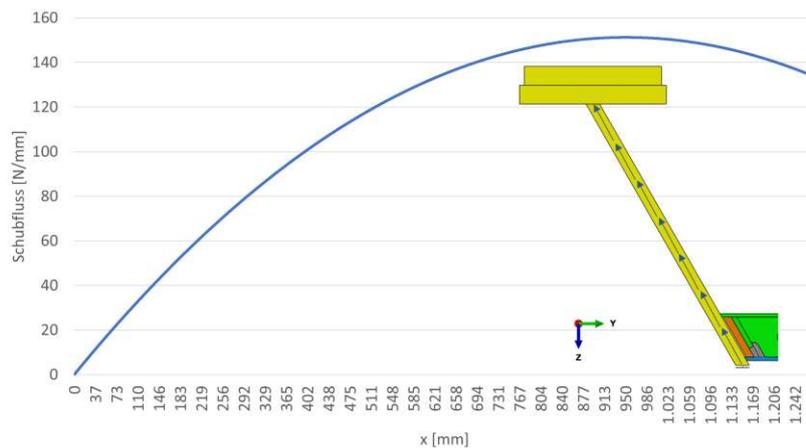


Abb. 3.38: Schubflussverlauf über die Steghöhe (ständige Belastung)

Resultierende Kraft durch Integration über die Steglänge:

$$R_g = \int_0^{x_{max}} f(x, g) = 143\,337\,N \quad (3.18)$$

Mit der Neigung des Steges zur Horizontalen von $60,34^\circ$ ergibt sich der resultierende vertikale Anteil:

$$R_{g,v} = R_g \cdot \sin(60,34) = 124\,557\,N \quad (3.19)$$

Die Variablen a und b der Verlaufsfunktion wurden dabei so gewählt, dass der resultierende vertikale Anteil möglichst gleich groß ist wie die resultierende vertikale ständige Belastung (vgl. Tab. 3.9).

Der resultierende horizontale Anteil ergibt sich in analoger Weise:

$$R_{g,h} = R_g \cdot \cos(60,34) = 70\,931\,N \quad (3.20)$$

Die Verlaufsfunktion der veränderlichen Belastung ergibt sich analog:

$$f(x, q) = a \cdot x^2 + b \cdot x = -0,00021 \cdot x^2 + 0,39928 \cdot x \quad (3.21)$$

$$R_q = \int_0^{x_{max}} f(x, q) = 179\,809\,N \quad (3.22)$$

$$R_{q,v} = R_q \cdot \sin(60,34) = 156\,250\,N \quad (3.23)$$

$$R_{q,h} = R_q \cdot \cos(60,34) = 88\,979\,N \quad (3.24)$$

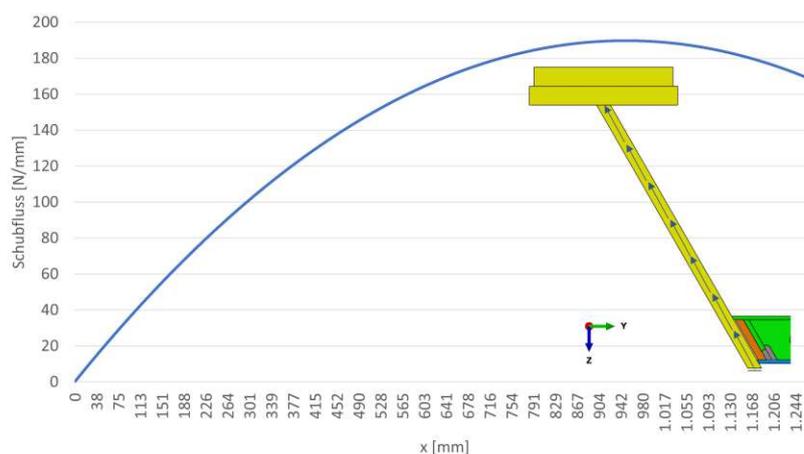


Abb. 3.39: Schubflussverlauf über die Steghöhe (veränderliche Belastung)

In *Abaqus* werden nun *analytical fields* mit diesen Funktionen definiert, mit denen wiederum die Lastverteilung auf den Steg definiert wird. Da in *Abaqus* eine Schubspannung eingegeben wird (*surface traction*) muss der errechnete Schubfluss noch durch die Stegdicke dividiert werden. Praktisch funktioniert das, indem bei der Eingabe der *surface traction* der Größenfaktor (*magnitude*) auf $\frac{1}{t_{Steg}} = 0,02$ gesetzt wird.

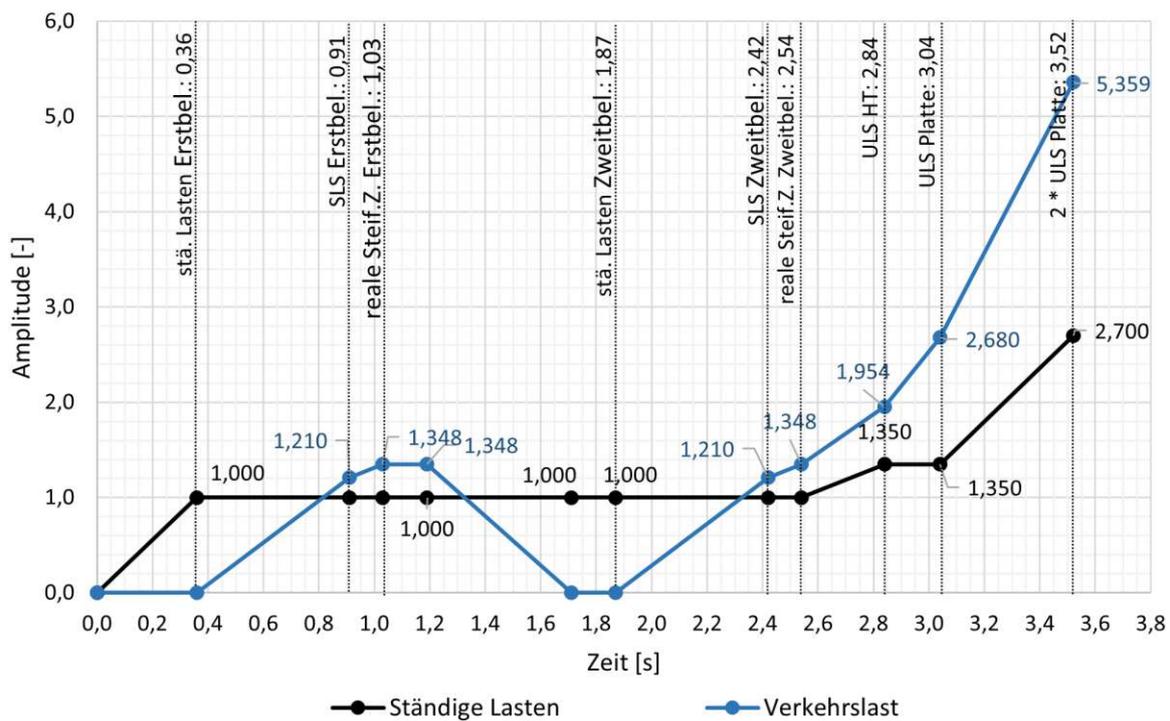
Da sich die resultierende vertikale Feldbelastung und die angesetzte Querkraft auf Grund von Rundungsfehlern nicht exakt ausgleichen, ist eine punktuelle vertikale Lagerung im Modell notwendig. Diese ist in Tragwerksmitte an der Unterkante des Steges angeordnet (im folgenden Kapitel wird konkreter auf diese Lagerung eingegangen). Dieses Lager bietet zusätzlich die Möglichkeit, die Lastaufbringung zu kontrollieren.

3.2.6 Steps und Amplituden

Eines der Hauptziele dieser Diplomarbeit ist es, ein 2,0 m langes *Quermodell* zu schaffen, das in diesem Bereich die gleichen Ergebnisse liefert wie das *Viertelbrückenmodell*, um an diesem Brückenausschnitt die Quertragwirkung der Trogbrücke untersuchen zu können. Es ist daher essentiell, die Laststeigerung und Auswertungszeitpunkte (*frames*) beider Modelle zu vereinheitlichen. Dazu muss eine Belastungsgeschichte definiert werden. Um aussagekräftige Ergebnisse für Ermüdungsnachweise liefern zu können, durchläuft das Modell in einem Belastungszeitraum von insgesamt 3,52 s zwei Belastungszyklen (siehe Tab. 3.11 und Abb. 3.40). Das Modell wird dabei bei der Erstbelastung bis zum Lastniveau *realer Steifigkeitszustand* belastet (die Beschreibung des Lastniveaus *realer Steifigkeitszustand* folgt auf den nächsten Seiten). Nach dem Erreichen des Lastniveaus *realer Steifigkeitszustand*, wird die Belastung für 0,16 s konstant gehalten, bevor in einer Entlastungsphase die Belastung auf das Lastniveau *ständige Lasten* reduziert wird. Nach dem Erreichen des Lastniveaus *ständige Lasten*, wird die Belastung wieder für 0,16 s konstant gehalten, bevor sie bis zum Lastniveau *2·ULS Platte* gesteigert wird. Die Berechnung der Zahlenwerte der Amplituden in Tab. 3.11 wird später nachgereicht (siehe z. B. Tab. 3.14).

Tab. 3.11: Übersicht über die Belastungsgeschichte und die Amplituden der Quertragwirkung

Belastungsgeschichte	Lastniveau	Zeit [s]	Frame [-]	Amplituden	
				Ständige Belastung [-]	Verkehrslast [-]
Erstbelastung		0	0	0	0
	ständige Lasten	0,36	3	1,000	0,000
	SLS	0,91	8	1,000	1,210
	realer Steifigkeitszustand	1,03	10	1,000	1,348
Pause	realer Steifigkeitszustand	1,19	12	1,000	1,348
Entlastung	ständige Lasten	1,71	16	1,000	0,000
Pause	ständige Lasten	1,87	18	1,000	0,000
Zweitbelastung	SLS	2,42	23	0	1,210
	realer Steifigkeitszustand	2,54	25	1,000	1,348
	ULS HT	2,84	28	1,350	1,954
	ULS Platte	3,04	30	1,350	2,680
	2·ULS Platte	3,52	34	2,700	5,359

**Abb. 3.40:** Übersicht über die Amplitudenverläufe der Quertragwirkung aus [24]

Der Grund für das Pausieren zwischen Be- und Entlastungsphasen ist in Abb. 3.41 dargestellt. Ohne näher auf die Arbeitslinien eingehen zu wollen, sind hier Ausschnitte der Arbeitslinien des Modells in seiner Endversion (*Quermodell-Endversion*) und dem gleichen Modell mit schnellerer Lastaufbringung bzw. ohne Pausen zwischen Be- und Entlastungsphase (*Quermodell-schnell*) zu sehen. Bei dem Modell mit schnellerer Lastaufbringungsgeschwindigkeit sind eindeutig Schwingungen in der Arbeitslinie zu erkennen, die auf eine zu schnelle Lastaufbringung bzw. in diesem Fall auf einen zu schnellen Lastwechsel hindeuten. Verlangsamt man die Belastungsgeschwindigkeit, erhält man die Arbeitslinie, die in Abb. 3.42 dargestellt und mit *Quermodell mit festem Lager* bezeichnet ist (wieder im Vergleich mit dem Modell in seiner Endversion). Die eingefügten Belastungspausen sind dabei wichtig, um überhaupt erkennen zu können, ob die Belastungsgeschwindigkeit ausreichend gering ist oder nicht.

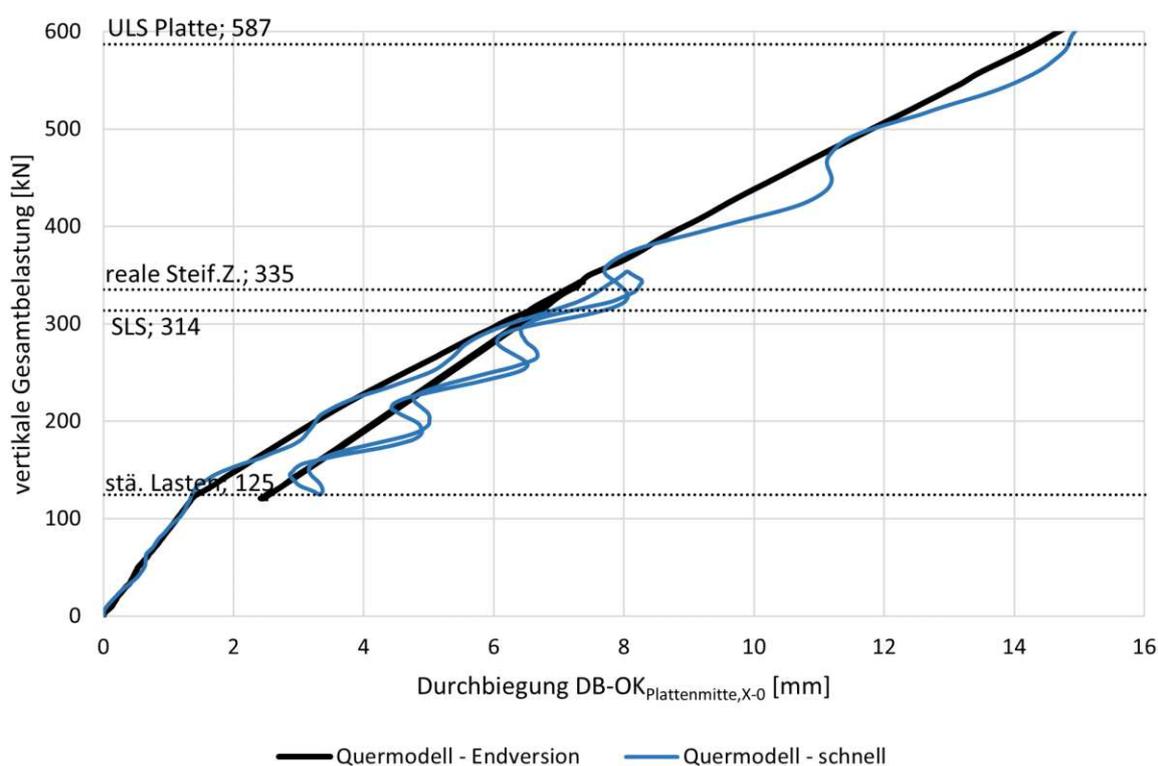


Abb. 3.41: Darstellung der Schwingungen der Arbeitslinie des Modells ohne Pausen aus [24]

Das Verringern der Belastungsgeschwindigkeit hat zwar zur „Glättung“ der Arbeitslinie geführt, jedoch sind noch immer kleinere Schwingungen zu sehen. Diese Schwingungen stehen in Verbindung mit der Definition eines festen Auflagers unterhalb des Hauptträgersteges in Tragwerksmitte (notwendig um Rundungsfehler auszugleichen). Um dieses Problem zu lösen, wurde statt einem festen Auflager eine Feder-Dämpfer-Lagerung modelliert. Zur Berechnung der benötigten Federsteifigkeit bzw. Dämpfungskonstante wurde die Schwingung der Platte mit festem Auflager analysiert. Die dabei entnommenen Werte sind in Tab. 3.12 aufgelistet.

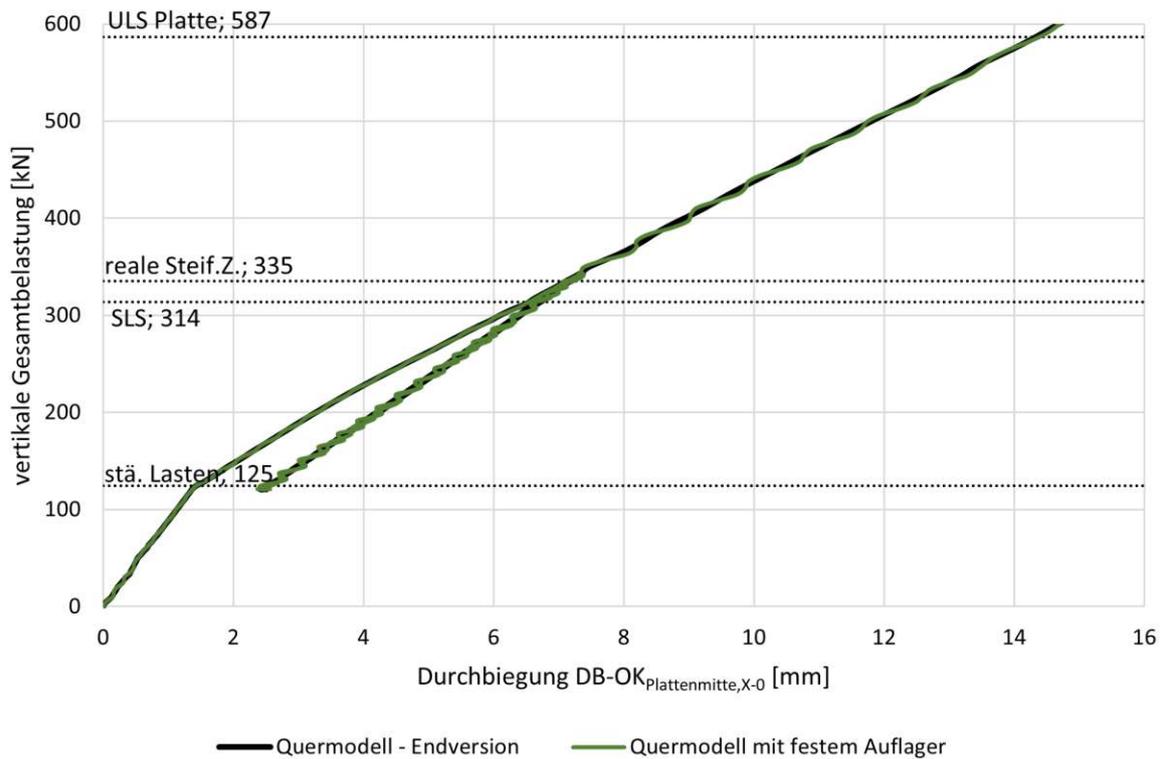


Abb. 3.42: Darstellung der Schwingungen der Arbeitslinie des Modells mit Feder-Dämpfer-Lagerung und mit Festlager aus [24]

Tab. 3.12: Entnommene Werte der Plattenschwingung mit festem Auflager

Amplitude der Plattenschwingung... u	0,1 mm
Schwingungsdauer... t	0,05 s
Auflagerreaktion... F	1000 N

Die benötigte Federsteifigkeit lässt sich folgendermaßen abschätzen:

$$k = \frac{F}{u} = 10\,000 \text{ N/mm} \quad (3.25)$$

Mit der Schwingungsgeschwindigkeit

$$v = \frac{u}{t} = 2,0 \text{ mm/s} \quad (3.26)$$

lässt sich die Dämpfungskonstante abschätzen:

$$c = \frac{F}{v} = 500 \text{ N} \cdot \text{s/mm} \quad (3.27)$$

In *Abaqus* wurde in der Endversion ein Wert von $k = 100\,000\text{ N/mm}$ definiert. Grund dafür ist eine schnellere Berechnungszeit mit erhöhter Federsteifigkeit im Vergleich zu der Modellvariante mit der berechneten Federsteifigkeit von $10\,000\text{ N/mm}$. Definiert wurde das Feder-Dämpfer-Lager in *Abaqus* über die Funktion *Engineering Features* bzw. *Spring/Dashpots* im *Assembly* Modul. Dazu muss auch eine, vom eigentlichen Modell geometrisch getrennte, *rigid body* also eine steife Oberfläche modelliert werden, welche dann über *coupling constraint* mit dem eigentlichen Modell verbunden wird.

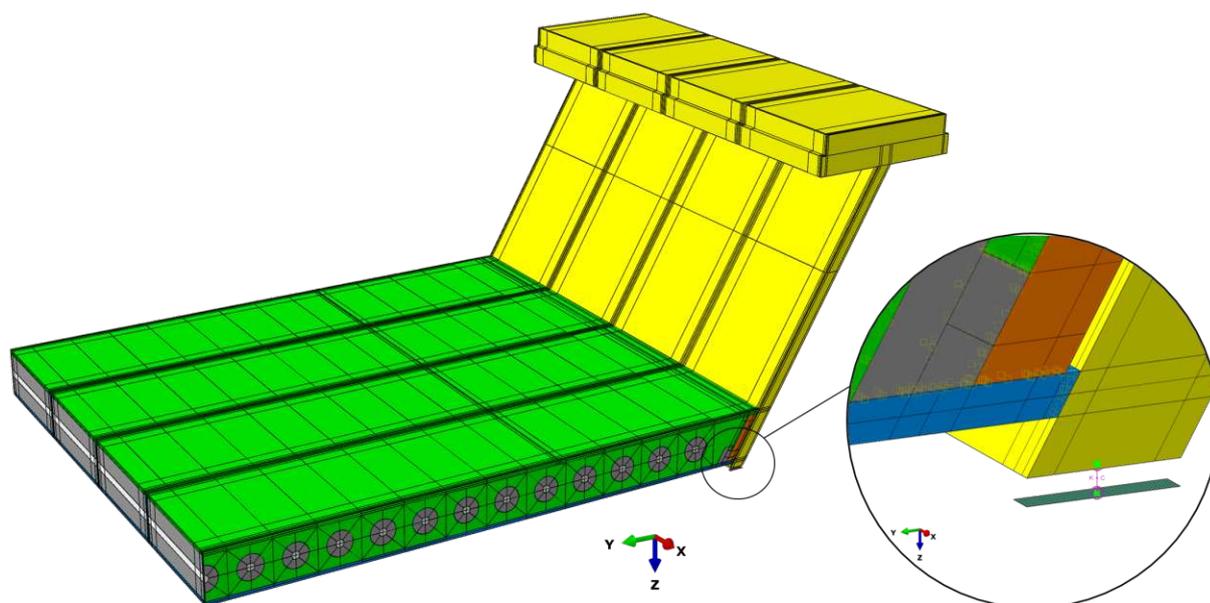


Abb. 3.43: Modellierung der Feder-Dämpfer-Lagerung in *Abaqus*

Werden die Lagerungsbedingungen des Modells, wie oben beschrieben, angepasst, erhält man die in den Abb. 3.41 bzw. 3.42 dargestellte Arbeitslinie (*Quermodell-Endversion*).

Da sämtliche Lasten ohne Teilsicherheitsbeiwerte aufgebracht wurden, kann die Belastung nun relativ simpel über die in Tab. 3.11 angeführten Amplituden gesteuert werden. Die daraus resultierende Vertikalbelastung ist in Tab. 3.13 über den Belastungszeitraum angeführt und in Abb. 3.44 grafisch dargestellt (Belastungsermittlung siehe Tab. 3.9). Die Belastungsgeschichte wurde dabei so gewählt, dass die vertikale Gesamtbelastung ungefähr linear ansteigt. Wichtig ist dabei der Bereich bis zum Erreichen des Lastniveaus $1 \cdot ULS$. Die Ergebnisse im Bereich zwischen $1 \cdot ULS$ und $2 \cdot ULS$ sind vergleichsweise weniger relevant. Aus diesem Grund kann die Belastungsgeschwindigkeit in diesem Bereich gesteigert werden (Knick in Abb. 3.44 zum Zeitpunkt $3,04\text{ s}$)

Tab. 3.13: Vertikalbelastung

Belastungs- geschichte	Lastniveau	Zeit [s]	Frame [-]	Vertikalbelastung		Σ [kN/m]
				Ständige Belastung [kN/m]	Verkehrslast [kN/m]	
Erstbelastung		0	0	0	0	0
	ständige Lasten	0,36	3	125	0	125
	SLS	0,91	8	125	189	314
	realer Steif.Z.	1,03	10	125	211	335
Pause	realer Steif.Z.	1,19	12	125	211	335
Entlastung	ständige Lasten	1,71	16	125	0	125
Pause	ständige Lasten	1,87	18	125	0	125
Zweitbelastung	SLS	2,42	23	125	189	314
	realer Steif.Z.	2,54	25	125	211	335
	ULS HT	2,84	28	168	305	474
	ULS Platte	3,04	30	168	419	587
	2·ULS Platte	3,52	34	336	837	1174

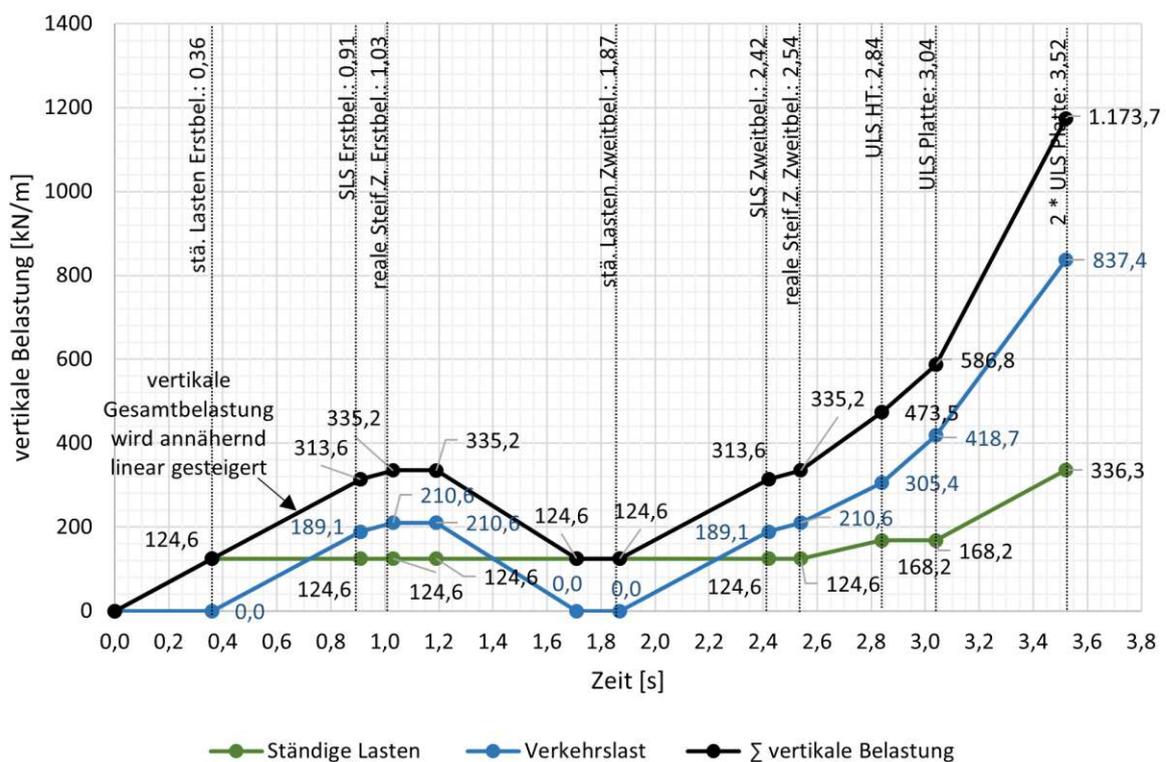


Abb. 3.44: Vertikalbelastungsverläufe aus [24]

In dieser Arbeit wurde ein Belastungszeitraum von $3,52\text{ s}$ festgelegt, der in 35 frames geteilt wird. *Frames* sind Zeitpunkte, an denen die Ergebnisse der Berechnung abgelesen werden können. In *Abaqus* werden die *frames* über sogenannte *time points* definiert. Obwohl das *Viertelbrückenmodell* über einen Zeitraum von $2,24\text{ s}$ belastet wurde, sind die Ergebnisse trotzdem vergleichbar, da die Amplituden der einzelnen Lastniveaus übereinstimmen. Das *Viertelbrückenmodell* wurde allerdings ohne Entlastungsphase und nur bis zum Lastniveau *ULS Platte* berechnet.

Fordern die gesuchten Ergebnisse eine feinere Aufteilung der Ablesepunkte über den Belastungszeitraum (wie z. B. bei Arbeitslinien), reichen die 35 über *time points* definierten *frames* nicht. Hier wird sich der programminternen Funktion *history output request* bedient. Diese liefert (in den meisten Fällen) Ergebnisse über den Belastungszeitraum in Form von *plots*. Die Genauigkeit dieser *plot*-Funktion kann über Zeitintervalle gesteuert werden, an denen Ergebnisse berechnet werden (ähnlich zu den *time points*). In dieser Arbeit wurden Zeitintervalle von $0,01\text{ s}$ als ausreichend genau befunden. Es entstehen also 352 Werte pro *history output*.

In *Abaqus* Modellen früherer Arbeiten wurde die Lastaufbringung der Belastung der Quertragwirkung zeitlich getrennt von jener der Haupttragwirkung. Die beiden Lastgruppen wurden in *Abaqus* in zwei verschiedenen *steps* definiert. *Steps* dienen grundsätzlich zur zeitlichen Trennung von geometrischen und dynamischen Randbedingungen. Da diese beiden Lastgruppen in der Realität allerdings nicht getrennt voneinander auftreten können, wird in dieser Diplomarbeit die gesamte Belastung in einem *step* und somit zeitgleich aufgebracht. Wie bereits erwähnt, wird dieser Belastungs-*step* mit $3,52\text{ s}$ festgelegt. Möglich wird das durch einen Trick in der Modellierung auf den in Kap. 3.2.8 näher eingegangen wird. In Kap. 3.2.8 wird ebenfalls auf die Einwirkungen zufolge der Hauttragwirkung eingegangen (in Tab. 3.13 wurden nur die Angaben zur Quertragwirkung angeführt).

3.2.7 Laststeigerungsfaktoren

Die, im vorherigen Kapitel beschriebenen, Amplituden repräsentieren die zu den jeweiligen Lastniveaus zugehörigen Beiwerte, die in ÖNORM EN 1991-2 [7] definierten sind. In Tab. 3.14 werden sämtliche verwendete Beiwerte mit den jeweiligen Lastniveaus in Bezug gebracht. In dieser Tabelle bereits ein Vorgriff auf die Erläuterungen der nächsten Seiten angeführt: Die zu den jeweiligen Tragwirkungen zugehörigen *FLS* Lastniveaus sind zwar nicht relevant für die Definition der Belastungsgeschichte in *Abaqus*, aber sie werden zur Bestimmung von ermüdungswirksamen Spannungsschwingbreiten benötigt. Um alle Laststeigerungsfaktoren in einer Tabelle vereinigt zu haben, sind sie dennoch bereits hier angeführt.

Tab. 3.14: Laststeigerungsfaktoren der einzelnen Lastniveaus

	Ständige Belastung	Verkehrslast				
	γ_g	γ_q	α	Φ_2	λ	Π
Ständige Lasten	1,000	1,000	1,000	1,000	-	1,000
SLS	1,000	1,000	1,210	1,000	-	1,210
Realer Steifigkeitszustand	1,000	1,000	1,210	1,114	-	1,348
ULS HT	1,350	1,450	1,210	1,114	-	1,954
ULS Platte	1,350	1,450	1,210	1,527	-	2,680
FLS_{HTW}	1,000	1,000	1,000	1,114	0,650	0,724
$FLS_{TW_{paDL}}$	1,000	1,000	1,000	1,527	1,060	1,619
$FLS_{TW_{queDL}}$	1,000	1,000	1,000	1,527	1,4	2,138

- γ_g ... Teilsicherheitsbeiwert für ständige Lasten
- γ_q ... Teilsicherheitsbeiwert für Verkehrslasten
- α ... Lastklassenbeiwert
- ϕ_2 ... dynamischer Beiwert (Berechnung folgt auf den nächsten Seiten)
- λ ... globaler Schadensäquivalenzfaktor (Berechnung folgt auf den nächsten Seiten)

Es sei hier noch einmal erwähnt, dass die Vereinheitlichung zwischen diesem Modell und dem *Viertelbrückenmodell* Voraussetzung für die weiteren Untersuchungen dieser Diplomarbeit ist. Die oben dargestellten Laststeigerungsfaktoren sind ein großer Bestandteil dieser Vereinheitlichung. Hier stößt man allerdings auf ein grundlegendes Problem:

- Die SCSC-Platte ist als Teil einer Trogbücke drei verschiedenen Tragwirkungen ausgesetzt (HTW, TW paDL und TW queDL siehe Kap. 2.4).
- Bei Ermüdungsnachweisen ist die Frage, welches Konstruktionsteil nachgewiesen wird, essenziell. So ist zum Beispiel für den Ermüdungsnachweis des Hauptträgers die Tragwirkung HTW maßgebend und für den Ermüdungsnachweis der Dübelleisten die TW paDL.
- Die zu diesen Tragwirkungen zugehörigen Laststeigerungsfaktoren für das Lastniveau *FLS* unterscheiden sich allerdings laut ÖNORM EN 1991-2 [7] mitunter fast um den Faktor 3.

Dieser Umstand macht eine Vereinheitlichung der beiden Modelle im Lastniveau *FLS* unmöglich, würden die Laststeigerungsfaktoren das Lastniveaus *FLS* direkt die zugehörige Amplitude der Belastungsgeschichte definieren. Hier kommt das schon weiter oben erwähnte Lastniveau *realer Steifigkeitszustand* ins Spiel. Wie der Name schon verrät, stellt dieses Lastniveau für alle Tragwirkungen einen realistischen Steifigkeitszustand dar, bei dem somit nur der Lastklassenbeiwert α sowie der dynamische Beiwert Φ_2 berücksichtigt werden dürfen. Werden nun Spannungsschwingbreiten für einen Ermüdungsnachweis benötigt, werden diese als Differenz der Lastniveaus *ständige Lasten* und *realer Steifigkeitszustand* berechnet. Da sich allerdings die Laststeigerungsfaktoren für Ermüdungsnachweise sämtlicher Tragwirkungen von jenem des *realen Steifigkeitszustandes* unterscheiden, können mit diesen Daten noch keine Nachweise geführt werden. Die Spannungsschwingbreiten müssen zunächst vom Laststeigerungsfaktoren (LF) des *realen Steifigkeitszustandes* befreit werden und danach mit dem Laststeigerungsfaktoren des jeweiligen *FLS* Lastniveaus multipliziert werden ($\Delta\sigma_{realer\ Steif.Z}$ sind in diesem Fall nur Spannungen zu Folge Verkehrslasten):

$$\Delta\sigma_{FLS,i} = \Delta\sigma_{realer\ Steif.Z} \cdot \frac{LF_{FLS,i}}{LF_{realer\ Steif.Z}} \quad (3.28)$$

Für z. B. einen Ermüdungsnachweis der Dübelleisten im Bereich der Betondübel (Tragwirkung parallel zu den Dübelleisten maßgebend) würde die Umrechnung mit den Laststeigerungsfaktoren der Tab. 3.14 folgendermaßen aussehen:

$$\Delta\sigma_{FLS,TW\ paDL} = \Delta\sigma_{realer\ Steif.Z} \cdot \frac{1,619}{1,348} \quad (3.29)$$

Der Vorteil dieser, auf den ersten Blick umständlichen, Vorgehensweise ist, dass die Spannungs- und Dehnungsverteilung auf Grund der realistischen Belastung (und damit realistischen Steifigkeit) richtig ermittelt werden und anschließend mit einem Multiplikationsfaktor auf das

gewünschte Lastniveau für die jeweils maßgebende Tragwirkung umgerechnet werden können. Dadurch können realistische Spannungsschwingbreiten ermittelt werden.

Ermittlung des dynamischen Beiwertes Φ_2

Laut ÖNORM EN 1991-2 [7] darf der dynamische Beiwert Φ_2 für sorgfältig instand gehaltene Gleise wie folgt berechnet werden:

$$\Phi_2 = \frac{1,44}{\sqrt{L_\Phi} - 0,2} + 0,82 \quad (3.30)$$

Dabei ist L_Φ die „maßgebende“ Länge (Länge der Einflusslinie für Durchbiegung des betrachteten Bauteils in Meter). Für Hauptträger, in dieser Diplomarbeit für alle an der Haupttragwirkung beteiligten Querschnittsteile interpretierbar, ist diese Länge in Tab. 6.2 der ÖNORM EN 1991-2 als die Stützweite der Konstruktion in Hauptträgerichtung definiert ($L_\Phi \approx 26,0\text{ m}$). Daraus ergibt sich der dynamische Beiwert der Haupttragwirkung zu:

$$\Phi_{2,HTW} = \frac{1,44}{\sqrt{26} - 0,2} + 0,82 = 1,114 \quad (3.31)$$

Für die Platte, also die Tragwirkung parallel zu den Dübelleisten und Tragwirkung quer zu den Dübelleisten, ist die Ermittlung der maßgebenden Länge nicht mehr so trivial. Da es für die SCSC-Platte keine normativen Anhaltspunkte gibt, muss die Länge der Einflusslinie für die Durchbiegung der SCSC-Platte in Tragwerkslängsrichtung ausreichend genau bestimmt werden. Der Umstand, dass die Einflusslinie am *Viertelbrückenmodell* bestimmt wird, macht die Ermittlung über eine Wanderlast praktisch unmöglich. Es wird daher folgendermaßen vorgegangen: Um aussagekräftige Durchbiegungsergebnisse für die SCSC-Platte zu erhalten, muss der Steifigkeitszustand des Lastniveaus *realer Steifigkeitszustand* vorliegen. Diesen Steifigkeitszustand erhält man allerdings nur unter realistischer Belastung. Aus diesem Grund wird die Einflusslinie, in Analogie zur „normalen“ Berechnung der Modelle, im Zuge einer Belastungsgeschichte ermittelt, in der sowohl die ständigen Lasten als auch die Verkehrslasten wirken. Da für eine Einflusslinie die Einflüsse einer Einzelbelastung untersucht werden müssen, kann das Lastmodell 71 als Verkehrsbelastung nicht in seiner Grundform verwendet werden (siehe Abb. 3.45).

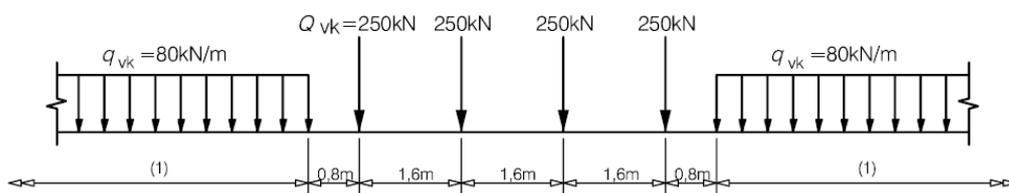


Abb. 3.45: Grundform des Lastmodells 71 aus [7]

Ziel ist es, die Belastung des Lastmodells 71 derart umzuwandeln, dass die Einflüsse einer Einzelbelastung untersucht werden können und dennoch die gleiche resultierende Vertikalkraft entsteht, um einen realen Steifigkeitszustand zu simulieren.

Summe der Vertikalkräfte des Lastmodell 71:

$$\sum Q = Q_{vk} \cdot 4 + q_{vk} \cdot (26 - 3 \cdot 1,6 - 2 \cdot 0,8) = 250 \cdot 4 + 80 \cdot 19,6 = 2568 \text{ kN} \quad (3.32)$$

Im ersten Umwandlungsschritt wird eine durchgehende Linienlast vorgegeben, die Einzellasten werden quantitativ angepasst, um die gleiche Vertikalkraftsumme zu erhalten:

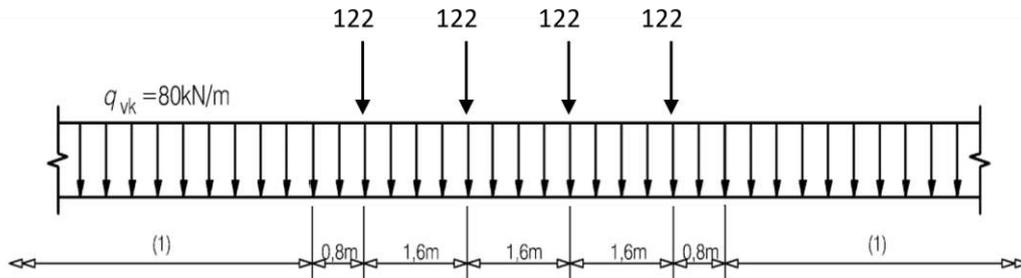


Abb. 3.46: Lastmodell 71 mit durchgehender Linienlast aus [24]

Im zweiten und letzten Umwandlungsschritt werden drei der vier Einzellasten gestrichen und die verbleibende in die Tragwerksmitte verschoben. Die durchgehende Linienlast wird erhöht, um die gleiche Vertikalkraftsumme zu erhalten:

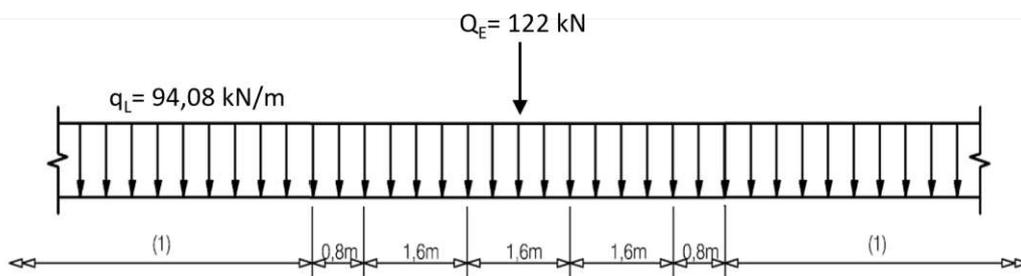


Abb. 3.47: Umgewandeltes Lastmodell 71 zur Ermittlung der Einflusslinie [24]

Wie bereits in Kap. 3.2.4 besprochen, müssen auch hier die Lastaufteilungsflächen an der Deckblechoberkante berechnet werden. Dazu wird zunächst die Einzellast laut EN 1991-2 auf die benachbarten Schwellen aufgeteilt:

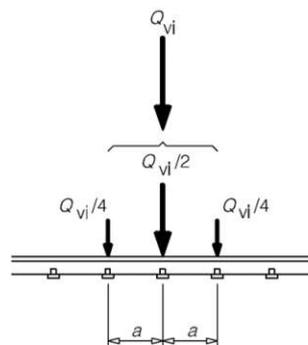


Abb. 3.48: Aufteilung der Einzellast des umgewandelten Lastmodells 71 auf die benachbarten Schwellen nach [7]

Daraus ergeben sich die Belastungen auf die Schwellen zu $Q_E/2 = \frac{122}{2} = 61 \text{ kN}$ bzw. $Q_E/4 = \frac{122}{4} = 30,5 \text{ kN}$. Die Lastausbreitung im Schotterbett ist ebenfalls normativ festgelegt:

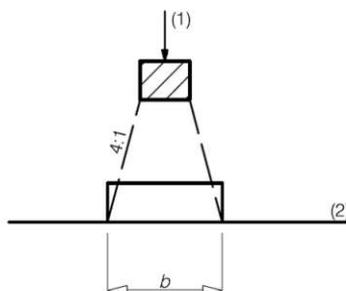


Abb. 3.49: Lastausbreitung im Schotterbett nach [7]

Mit den in Tab. 3.15 angeführten Angaben zur Oberbaugeometrie ergibt sich die Breite der Lastausbreitungsfläche zu:

$$b = \frac{2 \cdot (500 - 210)}{4} + 260 = 405 \text{ mm} \quad (3.33)$$

Tab. 3.15: Notwendige Angaben zur Oberbaugeometrie

Schotterbetthöhe	500 mm
Schwellenachsabstand a	600 mm
Schwellenbreite	260 mm
Schwellenhöhe	210 mm
Schwellenlänge	2600 mm

Mit der Lastausbreitungslänge in Querrichtung von:

$$\frac{500 - 210}{4} \cdot 2 + 2600 = 2745 \text{ mm} \quad (3.34)$$

ergeben sich die Flächenbelastungen auf die Deckblechoberkante zufolge der Einzelbelastung wie folgt:

$$q_{E/2} = \frac{61 \cdot 1000}{405 \cdot 2745} = 0,05487 \text{ N/mm}^2 \quad (3.35)$$

$$q_{E/4} = \frac{30,5 \cdot 1000}{405 \cdot 2745} = 0,02744 \text{ N/mm}^2 \quad (3.36)$$

Die Flächenbelastung auf die Deckblechoberkante zufolge der durchgehenden Linienlast ergibt sich wie folgt:

$$q_L = \frac{94,08}{2745} = 0,03427 \text{ N/mm}^2 \quad (3.37)$$

In Abb. 3.50 ist die Belastung zur Ermittlung der Einflusslinie der Durchbiegung der SCSC-Platte grafisch dargestellt (2,0 m Ausschnitt des Viertelbrückenmodells).

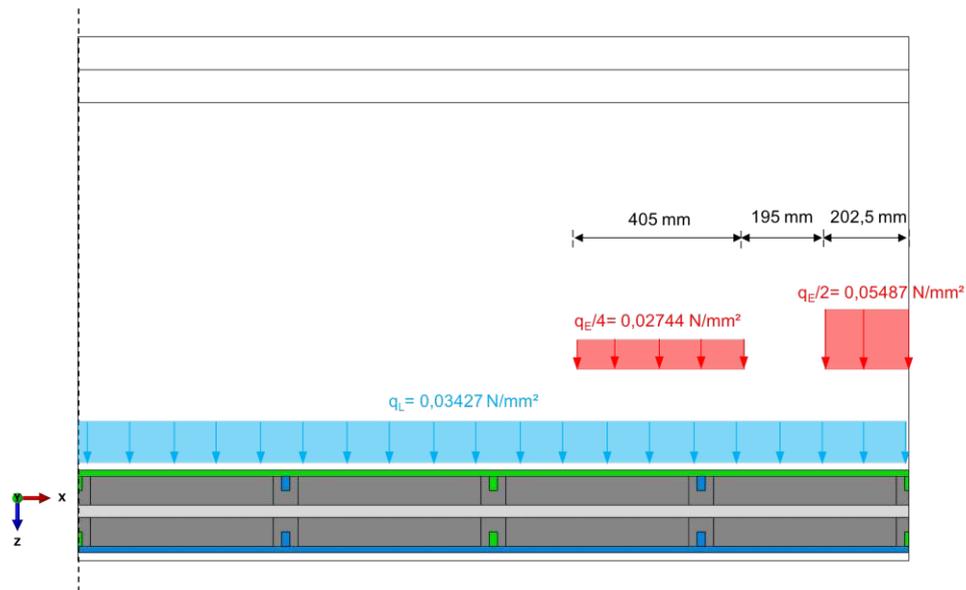


Abb. 3.50: Belastung zur Ermittlung der Einflusslinie für die Durchbiegung der SCSC-Platte

Wie bereits erwähnt, wird auch zur Bestimmung der Einflusslinie eine Belastungsgeschichte über Amplituden definiert. In Tab. 3.16 sind die Amplituden der Belastungsgeschichte angeführt (Berechnung im *Viertelbrückenmodell*). Wichtig bei der Erstellung der Belastungsgeschichte ist, dass die Einzelast getrennt von der Linienlast aufgebracht wird. Die *frames* können dann so definiert werden, dass die Auswirkungen der Einzelast im Lastniveau *realer Steifigkeitszustand* explizit ausgelesen werden können (vgl. dazu Zeitpunkt 1,41 bzw. 1,44 der Tab. 3.16).

Tab. 3.16: Übersicht über die Belastungsgeschichte und die Amplituden zur Ermittlung der Einflusslinie

Zeit	Amplituden		
	Ständige Lasten	Verkehrslast - Linienlast	Verkehrslast - Einzelast
0,00	0,000	0,000	0,000
0,78	1,000	0,000	0,000
1,41	1,000	1,348	0,000
1,44	1,000	1,348	1,348

Mit den so definierten Amplituden können nun Durchbiegungen im Lastniveau *realer Steifigkeitszustand* berechnet werden. In Abb. 3.51 sind die vertikalen Durchbiegungen des Deckblechs zum Zeitpunkt vor und nach dem Aufbringen der Einzellast über die gesamte Tragwerkslänge aufgetragen. Die Differenz der beiden Zeitpunkte, also der isolierte Einfluss der Einzellast, ist mit durchgezogenen Linien dargestellt. Ausgewertet wurden die Durchbiegungen an einem Schnitt am Übergang zum Hauptträgersteg (in Abb. 3.51 orange) sowie an einem Schnitt in Plattenmitte (blau). Die Einflusslinie der Einzelbelastung kann nun wörtlich interpretiert werden: Anhand der Durchbiegungsdifferenzen der beiden beschriebenen Ablesezeitpunkte kann der Einfluss der Einzellast extrahiert werden. Vergleicht man diesen extrahierten Einfluss nun an den beiden Schnitten, kann abgelesen werden, auf welcher Länge L_Φ die Einzelbelastung einen Einfluss auf die Durchbiegung der SCSC-Platte hat. Als Einflussgrenze wird 20% der Maximaldifferenz der beiden Schnitte (Δ_{max}) festgelegt. Betrachtet man Abb. 3.52, in der die Durchbiegungsdifferenzen beider Schnitte detailliert dargestellt sind, würde sich auch 10% von Δ_{max} oder als Einflussgrenze anbieten. Mit der Wahl von 20% und der daraus abgelesenen Länge der Einflusslinie $L_\Phi = 5,0\text{ m}$ befindet man sich allerdings auf der sicheren Seite. Um die einen besseren Überblick über die Sicherheitsreserven dieser Wahl zu bekommen, wurde in Abb. 3.52 auch noch eine gänzlich „freihand“ abgelesene Einflusslänge ergänzt.

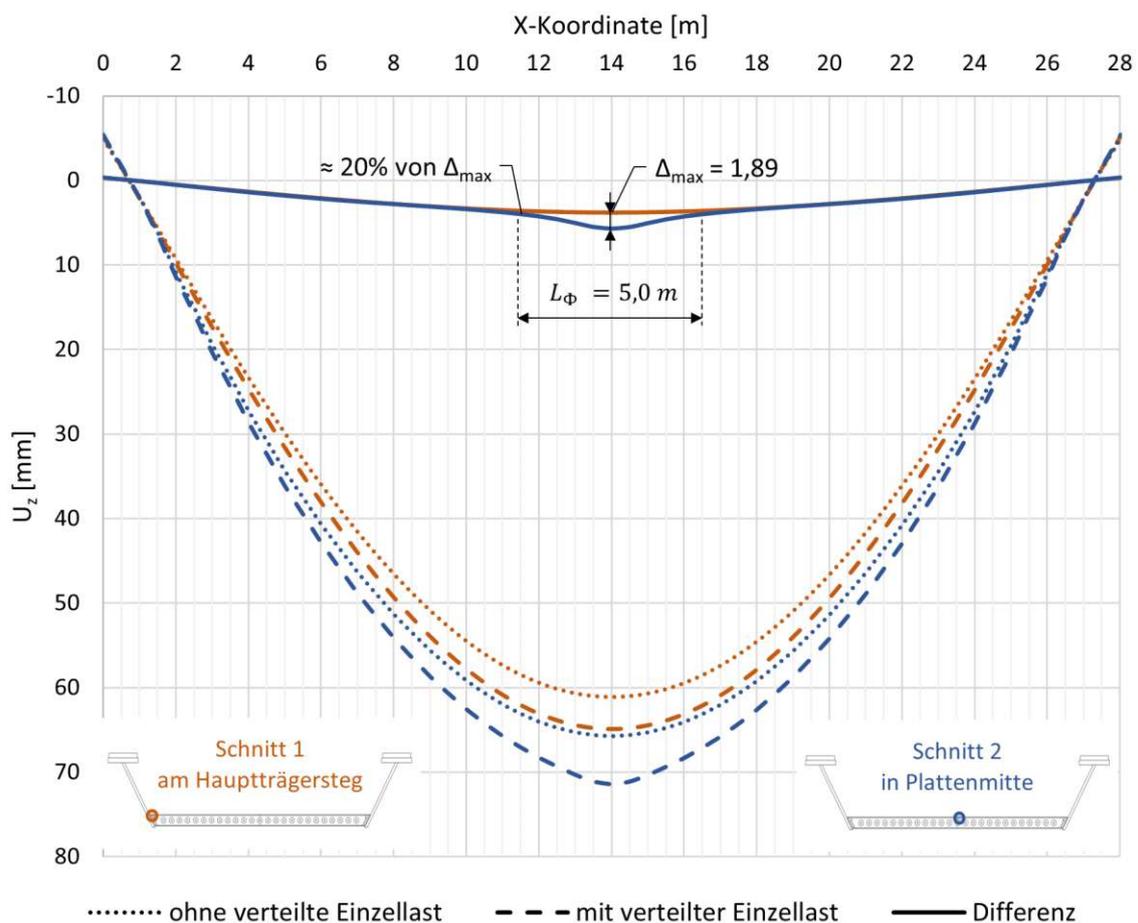


Abb. 3.51: Vertikale Durchbiegung des Deckblechs in Tragwerkslängsrichtung aus [24]

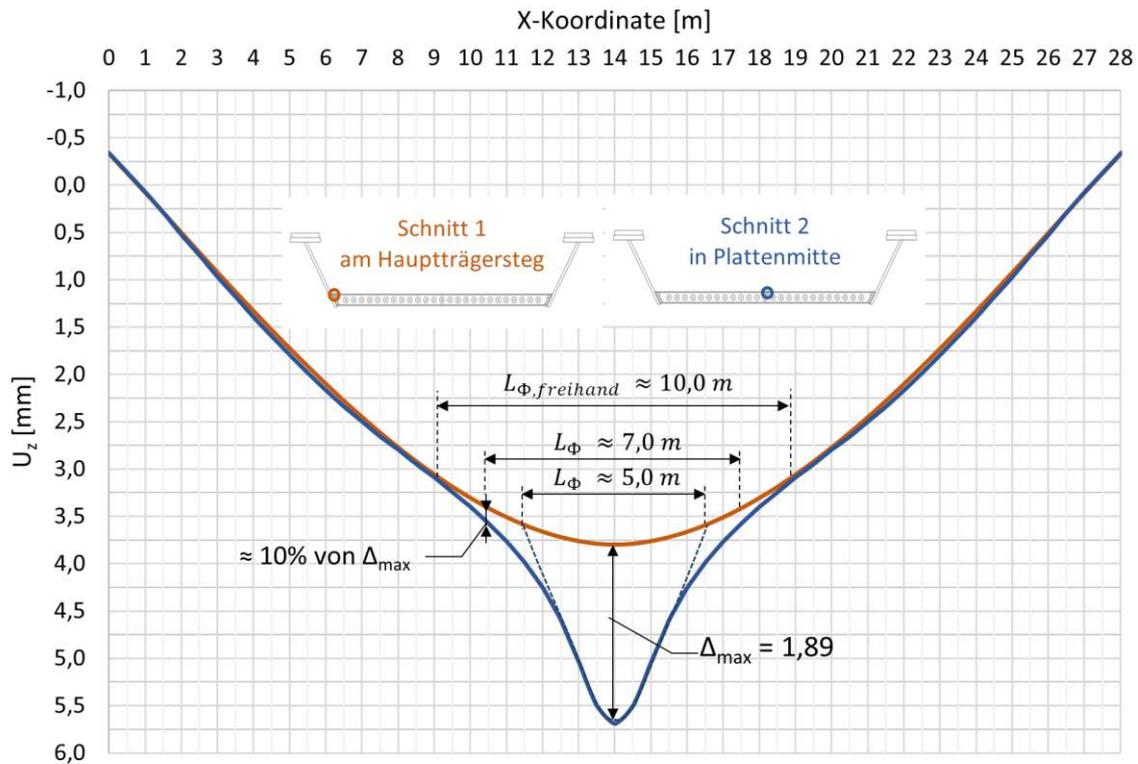


Abb. 3.52: Durchbiegungsdifferenzen zur Ermittlung der Länge der Einflusslinie aus [24]

Mit der visuell abgelesenen Länge der Einflusslinie ergibt sich der dynamische Beiwert für die Tragwirkung parallel zu den Dübelleisten und quer zu den Dübelleisten (TW paDL und TW queDL) wie folgt:

$$\Phi_{2, TW \text{ paDL}} = \frac{1,44}{\sqrt{5,0} - 0,2} + 0,82 = 1,527 = \Phi_{2, TW \text{ queDL}} \quad (3.38)$$

Zum Vergleich und zur Verdeutlichung der Sicherheitsreserven wird hier noch der dynamische Beiwert zufolge einer Einflussgrenzenwahl von 10% von Δ_{max} bzw. jener zufolge gänzlich „freihand“ abgelesener Einflusslänge angeführt:

$$\Phi_{2, 10\%} = \frac{1,44}{\sqrt{7,0} - 0,2} + 0,82 = 1,409 \quad \left(\frac{1,527}{1,409} = 1,08 \right) \quad (3.39)$$

$$\Phi_{2, \text{freihand}} = \frac{1,44}{\sqrt{10} - 0,2} + 0,82 = 1,306 \quad \left(\frac{1,527}{1,306} = 1,17 \right) \quad (3.40)$$

Ermittlung des globalen Schadensäquivalenzfaktors λ

Laut ÖNORM EN 1993-2 [10] darf der globale Schadensäquivalenzfaktor folgendermaßen bestimmt werden:

$$\lambda = \lambda_1 \cdot \lambda_2 \cdot \lambda_3 \cdot \lambda_4 \leq \lambda_{max} = 1,4 \quad (3.41)$$

λ_2 darf für ein jährliches Verkehrsaufkommen von $25 \cdot 10^6$ t/Gleis mit 1,0 angenommen werden. Für eine Nutzungsdauer von 100 Jahren, ist λ_3 mit 1,0 in Rechnung zu stellen. Der Korrekturfaktor für mehrere Gleise ergibt sich zu 1,0 (Eingleisigkeit).

Die Bestimmung des globalen Schadensäquivalenzfaktors beschränkt sich also in diesem Fall auf die Ermittlung des Spannweitenbeiwerts λ_1 . Dieser kann in Analogie zum dynamischen Beiwert Φ_2 laut [10] über die kritische Länge der Einflusslinie bestimmt werden. Der Unterschied ist, dass die Länge der Einflusslinie zur Bestimmung von Φ_2 anhand der vertikalen Durchbiegungen ermittelt wird. Im Gegensatz dazu wird die kritische Länge der Einflusslinie zur Bestimmung von λ_1 anhand von Schnittgrößen ermittelt. Die grundsätzliche Vorgehensweise ist also gleich, der Unterschied liegt in der Art der Auswertungen (Durchbiegungen - Schnittgrößen).

Für die SCSC-Platte müssen die Spannweitenbeiwerte sowohl für Biegemomente (M_{paDL} und M_{queDL}) als auch Querkräfte (V_{paDL} und V_{queDL}) in Quer- und Längsrichtung ermittelt werden. Das *Viertelbrückenmodell* wird also der gleichen Belastung bzw. Belastungsgeschichte unterworfen wie bei der Bestimmung des dynamischen Beiwerts Φ_2 . Das Modell wird auch hier wieder zum Zeitpunkt vor dem Aufbringen der Einzellast und danach ausgewertet und die Differenz der beiden Auswertungszeitpunkte gebildet. Ausgewertet werden hier allerdings Biegemomente und Querkräfte. Die Biegemomente werden dabei an einem Schnitt in Plattenmitte und die Querkräfte ungefähr im Viertelpunkt der Platte über die gesamte Tragwerkslänge ausgewertet.

In Abb. 3.53 ist die Auswertung des Biegemoments M_{paDL} dargestellt. Es muss auch hier wieder ein Grenzwert festgelegt werden, der den Einfluss der Einzellast definiert. In diesem Fall wird der Grenzwert zu 10% der jeweiligen maximalen Schnittgrößendifferenz festgelegt. In Abb. 3.54 ist die Biegemomentendifferenz ΔM_{paDL} über die gesamte Trogbrücke aus Übersichtlichkeitsgründen dargestellt. Die Auswertungen der Querkraft V_{paDL} sind in den Abb. 3.55 bzw. 3.56 dargestellt. Die gleichen Auswertungen für die Schnittkräfte der Tragwirkung quer zu den Dübelleisten sind in den Abb. 3.57 bis 3.60 dargestellt.

Aus Übersichtlichkeitsgründen wird hier auf Darstellungen von gänzlich „freihand“ abgelesenen Einflusslängen verzichtet.

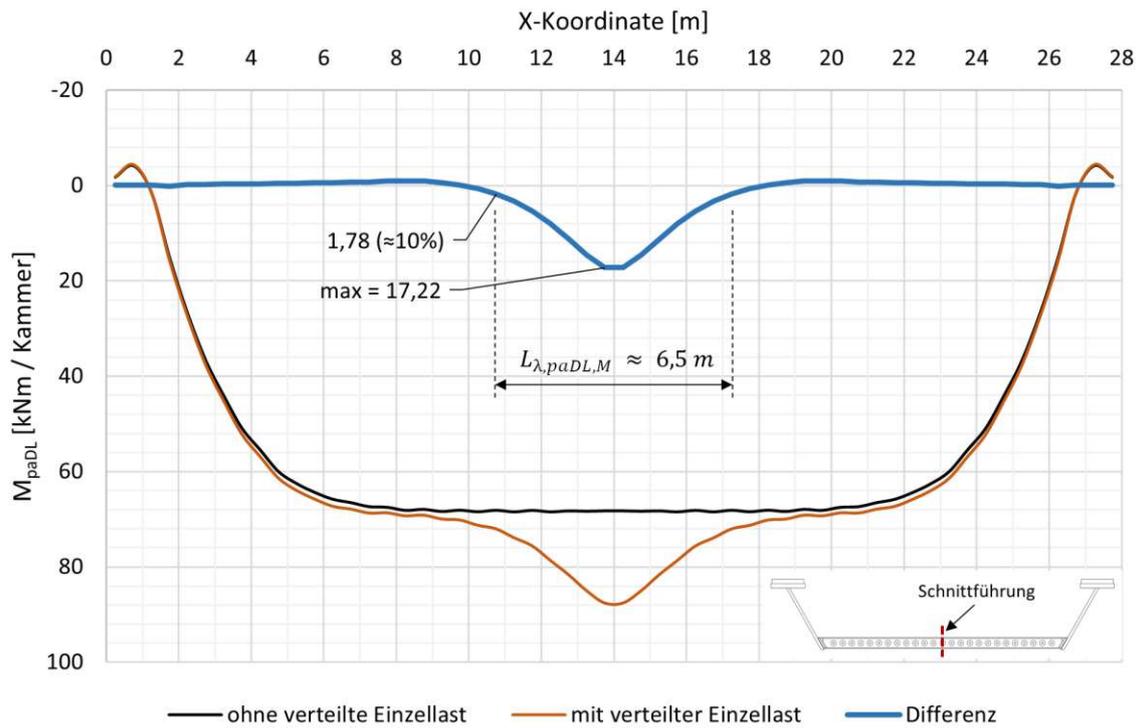


Abb. 3.53: Biegemoment M_{paDL} ausgewertet in Plattenmitte über die Tragwerkslänge aus [24]

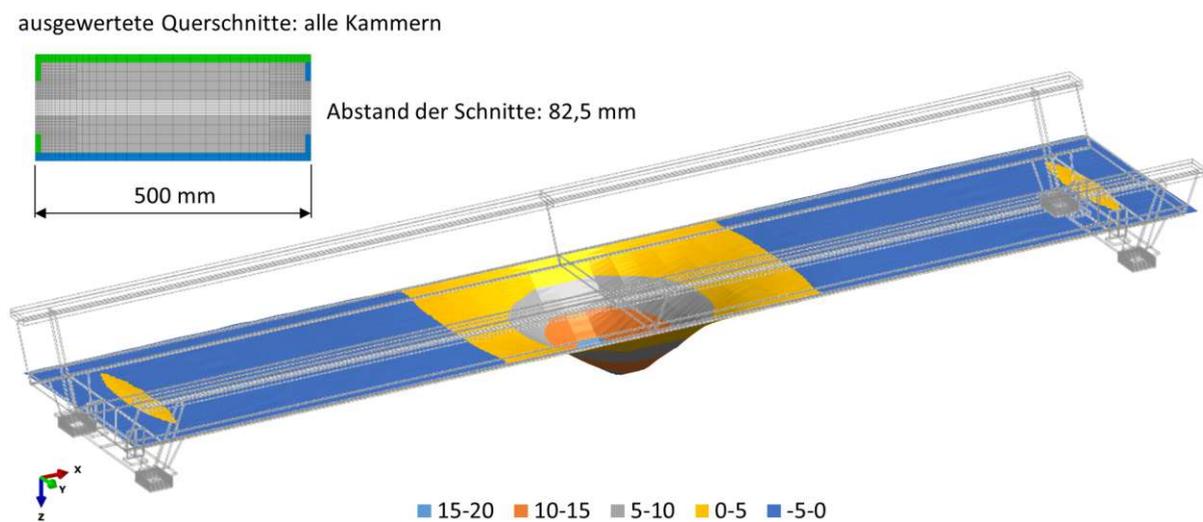


Abb. 3.54: Biegemomentendifferenz $\Delta M_{paDL}(YZ)$ über die gesamte Trogbücke in kNm/Kammer aus [24]

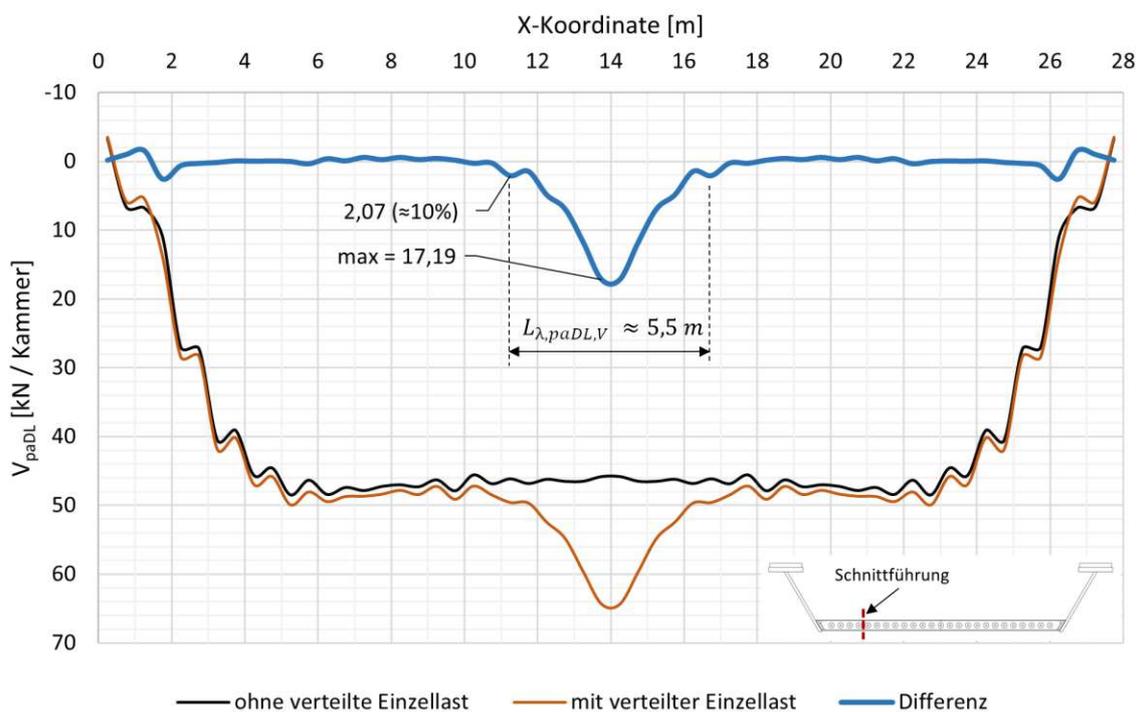


Abb. 3.55: Querkraft V_{paDL} ausgewertet circa im Viertelpunkt der Platte über die Tragwerkslänge aus [24]

ausgewertete Querschnitte: alle Kammern

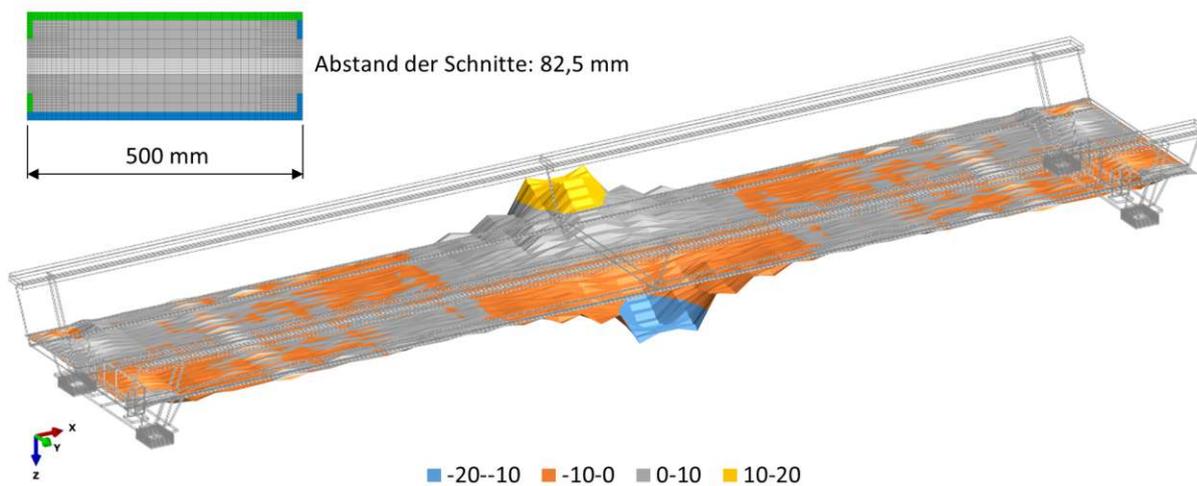


Abb. 3.56: Querkraftdifferenzen $\Delta V_{paDL}(YZ)$ über die gesamte Trogbrücke in kN/Kammer aus [24]

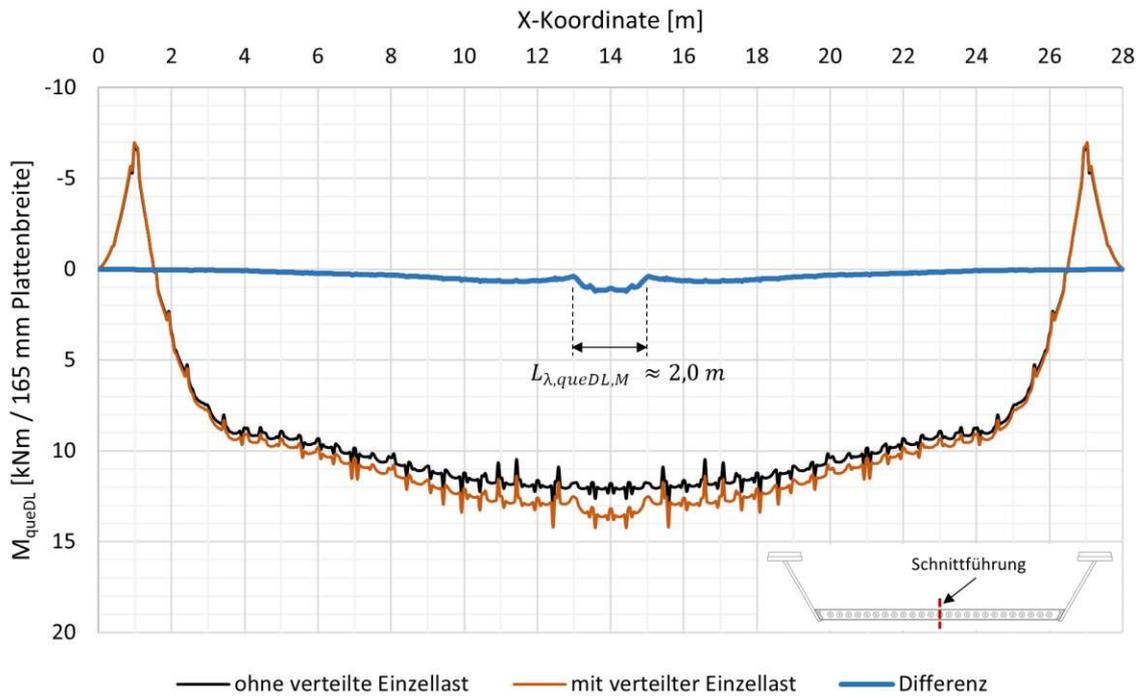


Abb. 3.57: Biegemoment M_{queDL} ausgewertet in Plattenmitte über die Tragwerkslänge aus [24]

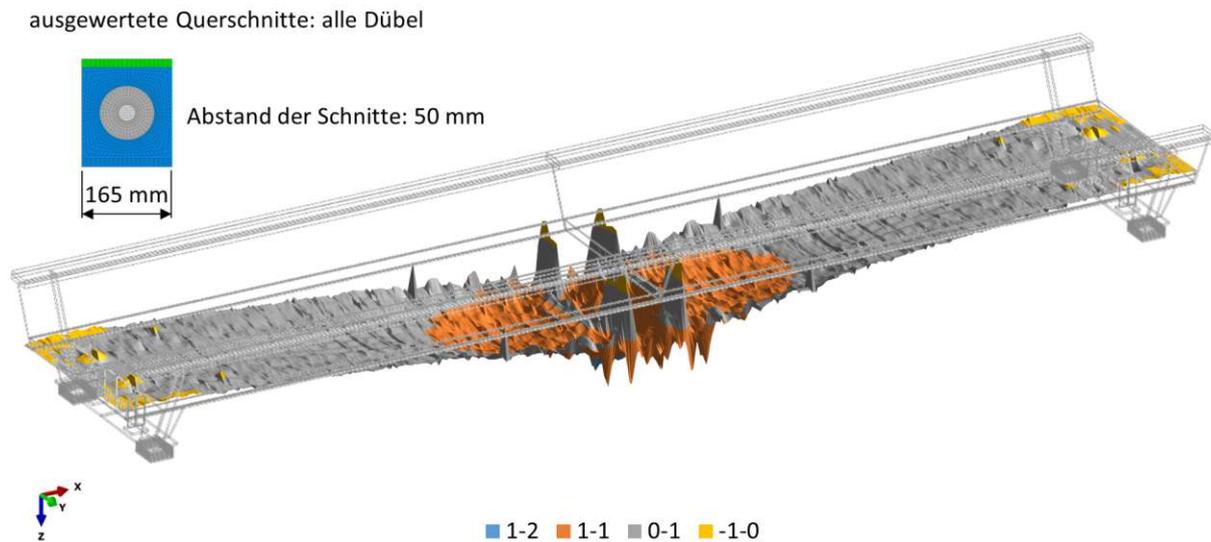


Abb. 3.58: Biegemomentendifferenz $\Delta M_{queDL}(XZ)$ über die gesamte Trogbrücke in $\text{kNm}/165 \text{ mm Plattenbreite}$ aus [24]

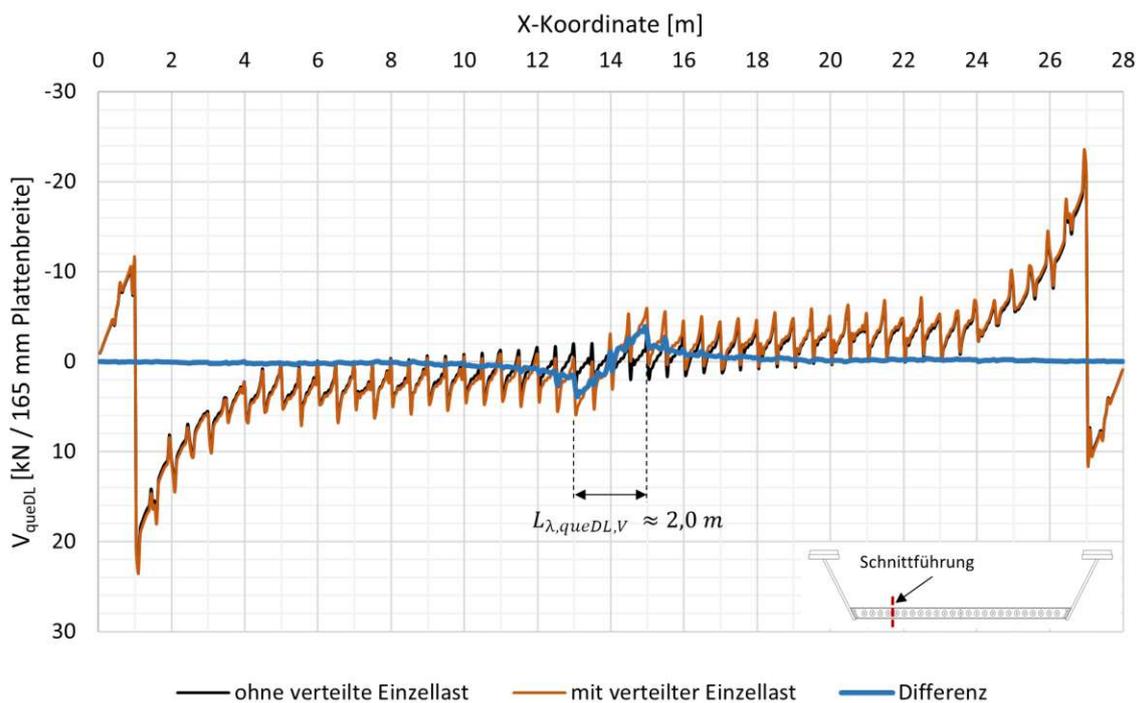


Abb. 3.59: Querkraft V_{queDL} ausgewertet circa im Viertelpunkt der Platte über die Tragwerkslänge aus [24]

ausgewertete Querschnitte: alle Dübel

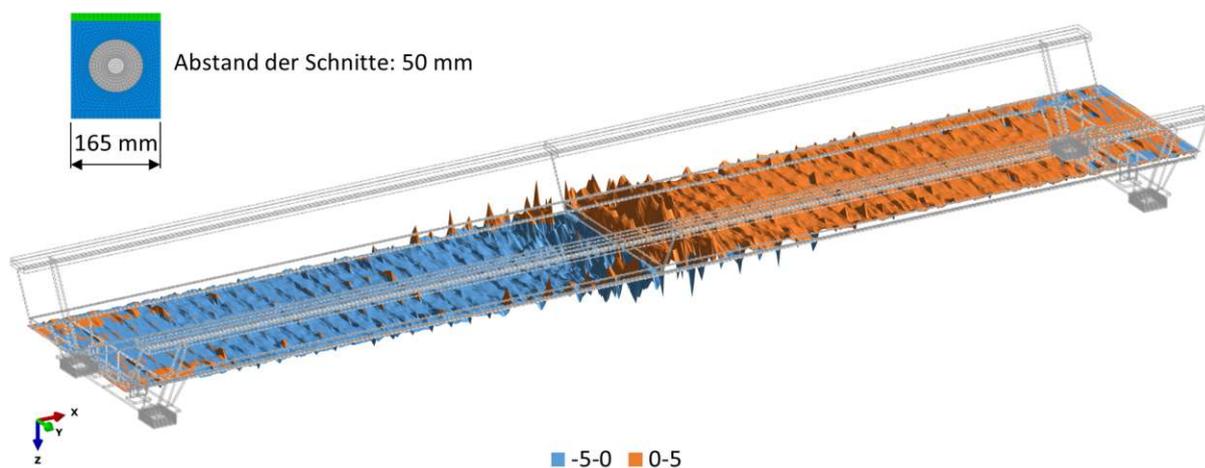


Abb. 3.60: Querkraftdifferenzen $\Delta V_{queDL}(XZ)$ über die gesamte Trogbücke in kN/165 mm Plattenbreite aus [24]

Die Spannweitenbeiwerte λ_1 können mit Hilfe von Tab. 9.4 der ÖNORM EN 1993-2 [10] über die soeben ermittelten kritischen Längen für die jeweiligen Schnittgrößen der beiden Tragwirkungen bestimmt werden. Die Tabelle ist in Abb. 3.61 aus Übersichtlichkeitsgründen grafisch dargestellt.

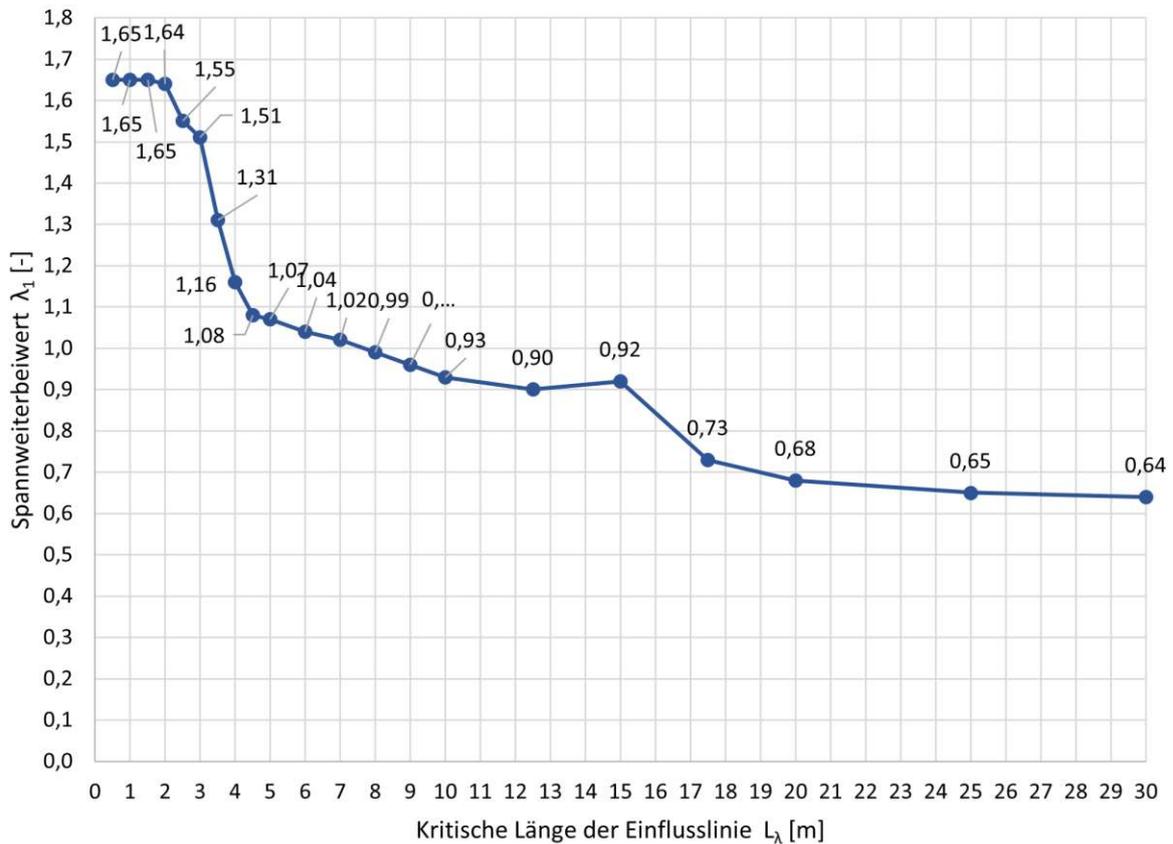


Abb. 3.61: Zusammenhang zwischen dem Spannweitenbeiwert und der kritische Länge der Einflusslinie aus [24]

Über diesen Zusammenhang ergeben sich die Spannweitenbeiwerte für die einzelnen Schnittgrößen wie in Tab. 3.17 angeführt.

Tab. 3.17: Spannweitenbeiwerte der einzelnen Schnittgrößen

	M_{paDL}	V_{paDL}	M_{queDL}	V_{queDL}
L_λ	6,5 m	5,5 m	2,0 m	2,0 m
λ_1	1,03	1,06	1,64	1,64

Vereinfachend wird für die beiden Tragwirkungen nur der jeweilige maßgebende Spannweitenbeiwert verwendet. Damit ergeben sich die globalen Schadensäquivalenzfaktoren für die TW paDL bzw. TW queDL wie folgt:

- $\lambda_{paDL} = 1,06$
- $\lambda_{queDL} = 1,4$ (Maximalwert von λ)

Der Spannweitenbeiwert für die Haupttragwirkung ergibt sich nach Abb. 3.61 mit einer kritischen Länge der Einflusslinie von $L_\lambda \approx 26,0\text{ m}$ zu:

- $\lambda_{HTW} = 0,65$

3.2.8 Ergänzungen zu den Randbedingungen

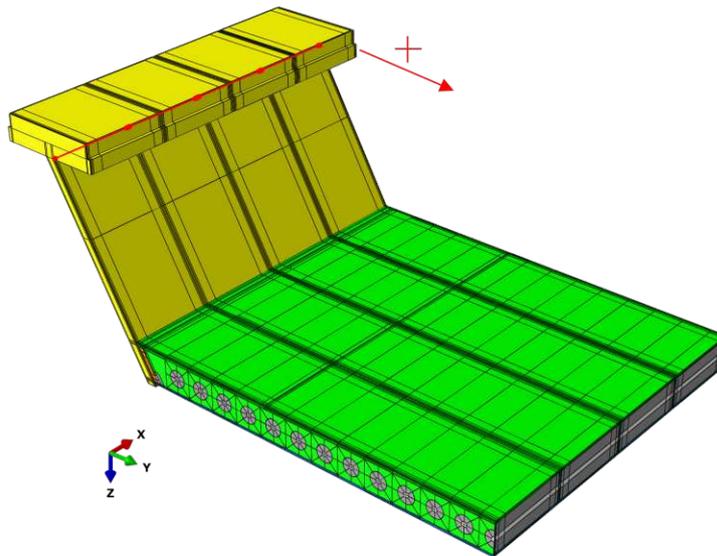
Obergurtverformung

Durch die Haupttragwirkung entstehen Verformungen des Obergurtes des Hauptträgers in Querrichtung, die im *Quermodell* bis jetzt noch nicht berücksichtigt wurden (Trogwirkung). Diese Obergurtverformungen in Querrichtung können aus dem *Viertelbrückenmodell* ausgelesen werden. Tab. 3.18 zeigt die Ergebnisse der Auswertungen aus dem *Viertelbrückenmodell* über den Belastungszeitraum. Hier sei erwähnt, dass die Obergurtverformungen, die Egly in seiner Diplomarbeit [4] aus einem *RFEM*-Modell der gesamten Trogbücke herausgelesen hat, sehr unplausibel waren und dementsprechend auch die Ergebnisse des damaligen *Abaqus*-Modells kritisch zu hinterfragen sind. In *Abaqus* wurde die Obergurtverformung als eingeprägte Verschiebung der Größe 1 modelliert. Die Größe der Verformung wurde wiederum mit Amplituden gesteuert, die der eigentlichen Verschiebung wie in Tab. 3.18 entsprechen. Die eingeprägte Verschiebung wurde als über die Länge des Brückenausschnittes konstant angenommen. Die Verformung wurde im *Viertelbrückenmodell* an der Kante zwischen Obergurt und Hauptträgersteg $1,0\text{ m}$ von der Tragwerksmitte entfernt abgelesen (Punkt X-1, OG_{u-UK} in den Abb. 3.64 bzw. 3.65), daher wird diese Kante im vorliegenden Modell als geometrische Grundlage zur Aufbringung verwendet (siehe Abb. 3.62). In Abb. 3.63 ist der Amplitudenverlauf der Obergurtverformung in Querrichtung grafisch dargestellt.

Die Verformungswerte werden nur an den Auswertungspunkten (Lastniveaus) definiert, dazwischen wird die Obergurtverformung linear angenommen. Wie bereits erwähnt, wurde das *Viertelbrückenmodell* nur bis zum Lastniveau *ULS Platte* berechnet. Im Abschnitt *Querzug* (siehe Kap. 3.2.9) wird das Lastniveau $2 \cdot \text{ULS Platte}$ durch Verdopplung der Amplitude des Lastniveaus *ULS Platte* erreicht. So werden auch die im nächsten Abschnitt besprochenen Längsverformungen behandelt. Da in älteren *Abaqus* Modellen keine Verdopplung der Obergurtverformung in Querrichtung zu beobachten war, wird im *Quermodell* die Amplitude der Obergurtverformung in Querrichtung zwischen dem Lastniveau *ULS Platte* und $2 \cdot \text{ULS Platte}$ konstant gehalten.

Tab. 3.18: OG-Verformung in Querrichtung über den Belastungszeitraum

Lastniveau	Zeit [s]	Frame [-]	OG-Verschiebung in Querrichtung [mm]
	0,00	0	0
ständige Lasten	0,36	3	0,10
SLS	0,91	8	1,85
realer Steifigkeitszustand	1,03	10	2,05
realer Steifigkeitszustand	1,19	12	2,05
ständige Lasten	1,71	16	0,10
ständige Lasten	1,87	18	0,10
SLS	2,42	23	1,85
realer Steifigkeitszustand	2,54	25	2,05
ULS HT	2,84	28	2,60
ULS Platte	3,04	30	2,90
2·ULS Platte	3,52	34	2,90

**Abb. 3.62:** Hervorgehobenes *set* zur Aufbringung der Obergurtverformung in Querrichtung

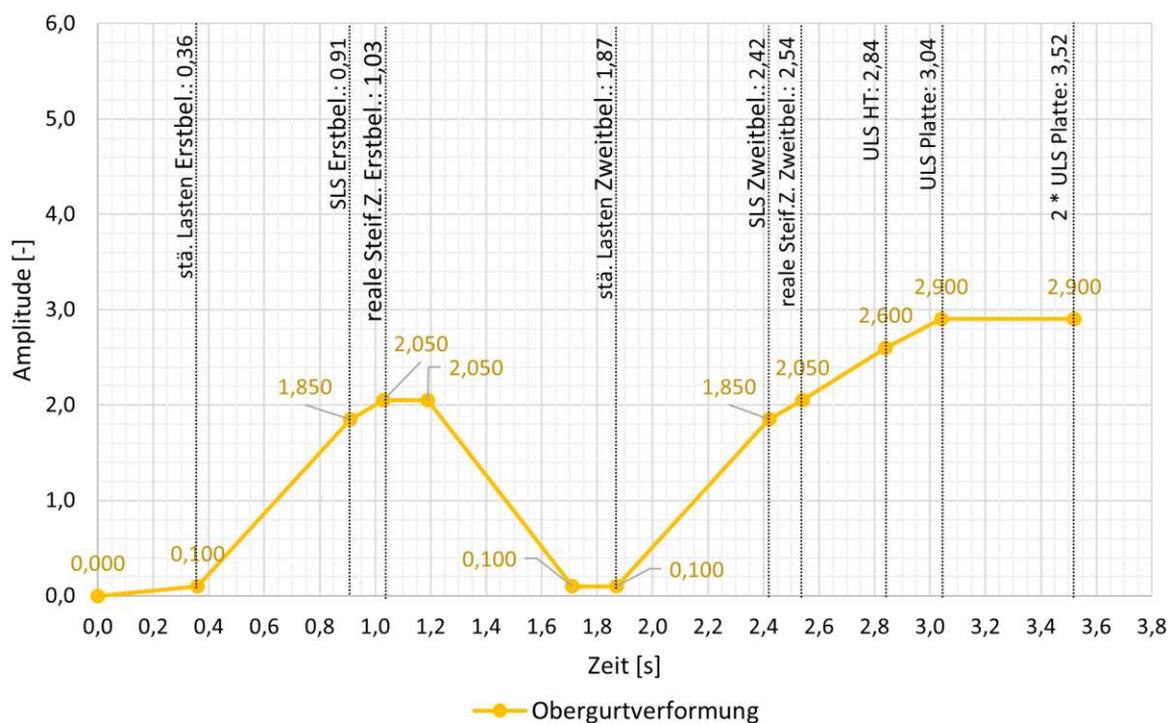


Abb. 3.63: Amplitudenverlauf der OG-Verformung

Längsverformung

Die Haupttragwirkung bzw. das entstehende (positive) Moment aus der Haupttragwirkung wird ebenfalls über eine eingeprengte Verschiebung berücksichtigt. Da der Dehnungs- bzw. Verformungsverlauf näherungsweise linear über den Gesamtquerschnitt verläuft, bietet es sich an, diesen über eine lineare Funktion zu beschreiben. Um diese Funktion bestimmen zu können, werden die Verformungen in Längsrichtung zunächst wieder aus dem *Viertelbrückenmodell* abgelesen. Die Verformungen werden dabei im Querschnitt in $2,0\text{ m}$ Entfernung von der Tragwerksmitte abgelesen (X-2 in Abb. 3.64). Für diese Arbeit relevante Ablesepunkte in diesem Querschnitt sind wiederum die Oberkante des Obergurtes sowie jeweils die Drittelpunkte an der Ober- bzw. Unterkante des Deck- bzw. Bodenblechs (siehe Abb. 3.65).

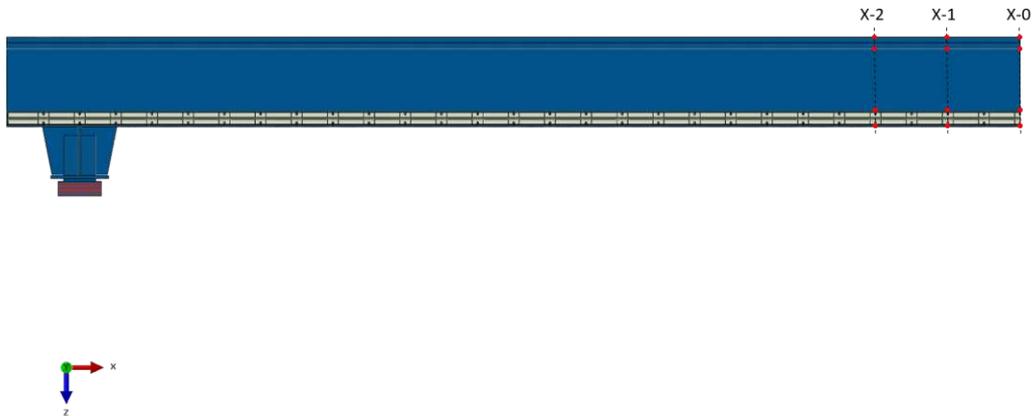


Abb. 3.64: Ablesepunkte für die Verformung in Längsrichtung - Längsschnitt

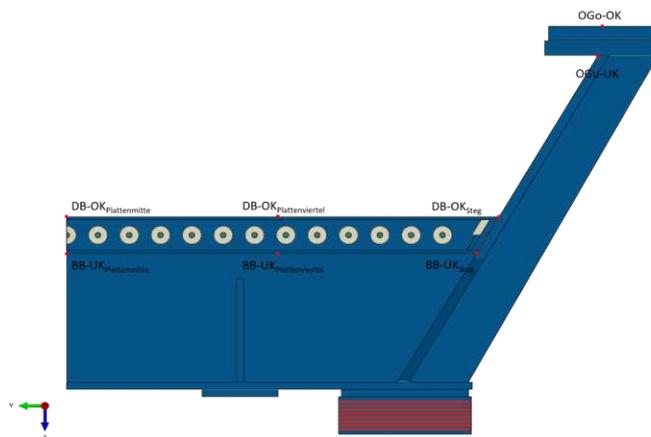


Abb. 3.65: Ablesepunkte für die Verformung in Längsrichtung - Querschnitt

Die drei Ergebnisse der Ablesepunkte an Deck- bzw. Bodenblech wurden gemittelt, um einen Mittelwert für das Deck- bzw. Bodenblech zu erhalten. Diese beiden Mittelwerte wurden wieder gemittelt um einen Längsverformungswert in Plattenmitte, also auf Höhe der Bewehrung, zu erhalten. Man hat somit zwei Punkte im Querschnitt (Oberkante des Obergurtes und Mittelpunkt der Platte) an denen die Verformung in den jeweiligen Lastniveaus bekannt ist. Daraus kann nun eine lineare Funktion gewonnen werden. Dabei wird so vorgegangen, dass zunächst die Verhältnisse zwischen den Verformungen der beiden Ablesepunkte über den Belastungszeitraum berechnet werden (siehe Tab. 3.19). Die Verhältnisse sind dabei sehr ähnlich (es gibt also keine großen Streuungen vom Mittelwert). Das Verhältnis im Lastniveau *realer Steifigkeitszustand* entspricht ungefähr dem Mittelwert. Da das Lastniveau *realer Steifigkeitszustand* als bemessungsrelevant angesehen werden kann, wird eben jener Verhältniswert für den gesamten Belastungszeitraum angenommen.

Der maximale Fehler im Lastniveau *ständige Lasten* entspricht $1 - (-0,784)/(-0,807) = 3\%$ und ist dementsprechend vernachlässigbar klein.

Tab. 3.19: Verhältnis der Längsverformung

Lastniveau	$u(\text{Platte})/u(\text{OG})$
ständige Lasten	-0,784
SLS	-0,803
realer Steifigkeitszustand	-0,807
ULS HT	-0,823
ULS Platte	-0,828
Mittelwert	-0,809

Es wird nun eine Einheitsfunktion definiert, die später über Amplituden skaliert werden kann. Für diese Einheitsfunktion wird eine Einheitsverschiebung an der Oberkante des Obergurtes von 1 mm angenommen (eine positive Verschiebung an der Oberkante des Obergurtes bedeutet hier eine Druckspannung im Obergurt siehe Abb. 3.66).

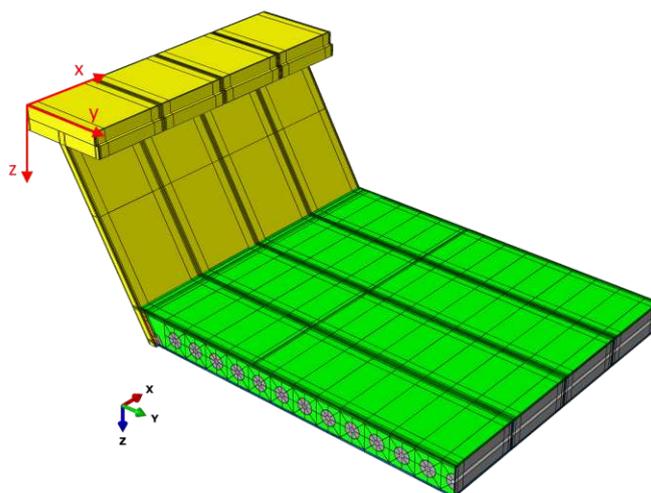


Abb. 3.66: Hervorgehobenes Koordinatensystem zur Aufbringung der Längsverformung in Richtung des globalen Koordinatensystems

Um die lineare Einheitsfunktion bestimmen zu können, wird ein zweiter Punkt benötigt an dem die Verformung bekannt ist. Mit dem oben definierten Verhältnis zwischen der Verformung auf Höhe der Hauptbewehrung und der Oberkante des Obergurtes ($u(\text{Platte})/u(\text{OG}) = -0,807$) ist auch der Wert der Einheitsfunktion auf Höhe der Hauptbewehrung bestimmt. Über den Abstand der beiden Ablesepunkte von 1150 mm kann die Steigung der Funktion berechnet werden.

$$f(z) = m \cdot z + b = -0,00157135 \cdot z + 1 \quad (3.42)$$

Die Variabel z verläuft dabei vertikal nach unten (wie die globale Koordinatenachse Z). Da die Funktion nur über die Verschiebung an der Oberkante des Obergurtes und dem oben festgelegtem Verhältnis der beiden Punkte definiert wurde, kann die Größe der Längsverformung über den Belastungszeitraum alleine über die Größe der Obergurtverformung gesteuert werden. Die aus dem *Viertelbrückenmodell* abgelesenen Obergurtverformungen werden hier also als Amplituden der gesamten Längsverformung über den Querschnitt über den Belastungszeitraum interpretiert. Die Obergurtverformungen bzw. Amplituden sind in Tab. 3.20 zusammengefasst und in Abb. 3.67 grafisch dargestellt.

Tab. 3.20: OG-Verformung in Längsrichtung zufolge Haupttragwirkung über den Belastungszeitraum

Lastniveau	Zeit [s]	Frame [-]	OG-Verformung in Längsrichtung [mm]
	0,00	0	0
ständige Lasten	0,36	3	0,523
SLS	0,91	8	1,057
realer Steifigkeitszustand	1,03	10	1,133
realer Steifigkeitszustand	1,19	12	1,133
ständige Lasten	1,71	16	0,523
ständige Lasten	1,87	18	0,523
SLS	2,42	23	1,057
realer Steifigkeitszustand	2,54	25	1,133
ULS HT	2,84	28	1,580
ULS Platte	3,04	30	1,893
2·ULS Platte	3,52	34	3,786

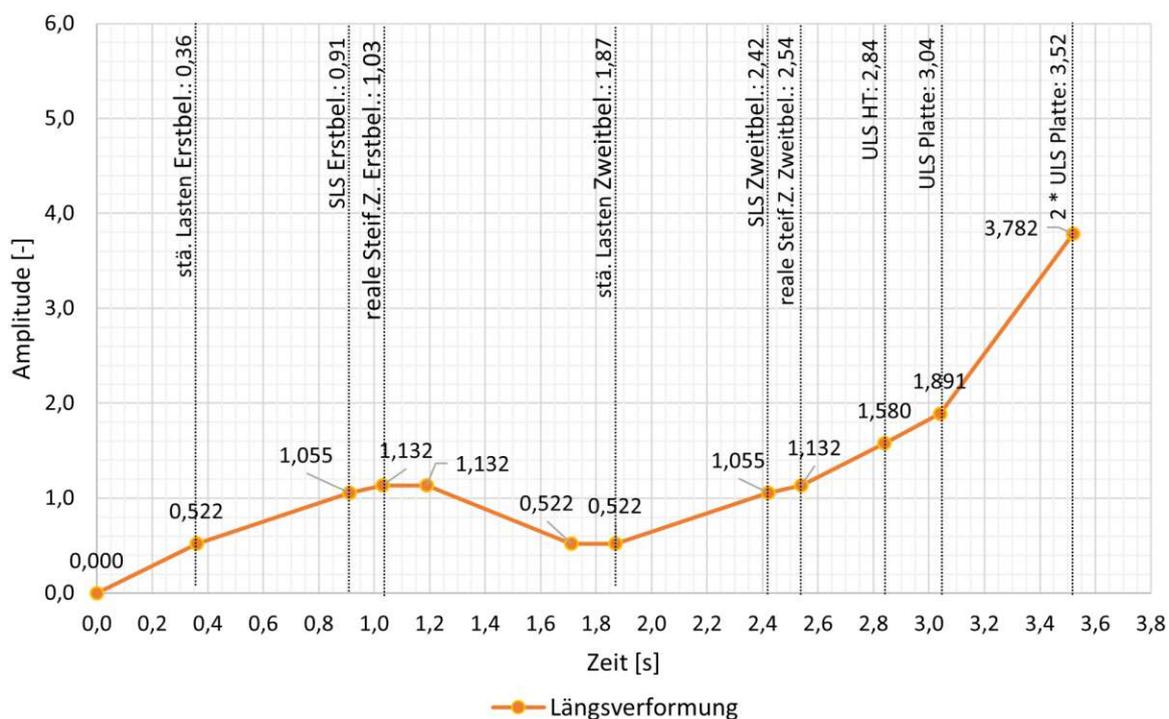


Abb. 3.67: Amplitudenverlauf der Längsverformung zufolge Haupttragwirkung

In *Abaqus* wird die oben beschriebene Funktion als *analytical field* nun auf der gesamten Querschnittsfläche definiert (siehe Abb. 3.68).

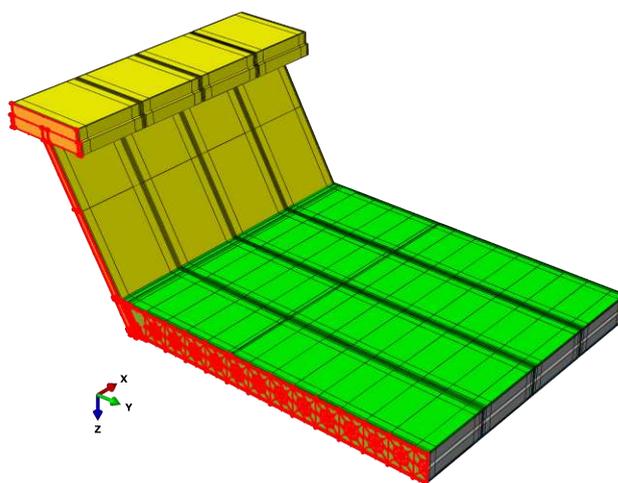


Abb. 3.68: Schnittfläche (rot), auf die die eingeprägte Verformung in Längsrichtung zufolge Haupttragwirkung aufgebracht wird

Es wurde hier allerdings ein Trick bei der Modellierung angewendet. Dieser Trick ist notwendig, da in diesem Modell die Quer- und Haupttragwirkung nicht mehr zeitlich getrennt voneinander aufgebracht werden, sondern gleichzeitig. Betrachtet man Abb. 3.68 und Abb. 3.69 erkennt man das Problem, das durch die Modellierung der Haupttragwirkung als eingeprägte Verformung in Längsrichtung entsteht: Den Punkten an der Kante zwischen Längsdehnungsfläche und Symmetrieebene werden durch diese Modellierungsidee gleichzeitig zwei verschiedene geometrische Randbedingungen vorgeschrieben. Einerseits die Verschiebung in Längsrichtung, andererseits die Symmetrieebenenbedingung. *Abaqus* kann mit dieser Überschneidung der Randbedingungen nicht umgehen. Dieser Umstand macht den oben angesprochenen Modellierungstrick notwendig. Anstatt auf der gesamten Symmetrieffläche in Plattenmitte die Symmetrieebenenbedingungen zu definieren, wird der Kantenbereich zur Längsverformungsfläche ausgenommen (siehe Abb. 3.70). Dadurch wird vermieden, dass einem Punkt zwei Randbedingungsdefinitionen zugeschrieben werden. Die daraus folgenden sehr geringen Ungenauigkeiten werden in Kauf genommen. Das gleiche Prinzip wurde auch beim *set* zur Aufbringung der Obergurtverformungen in Querrichtung angewendet.

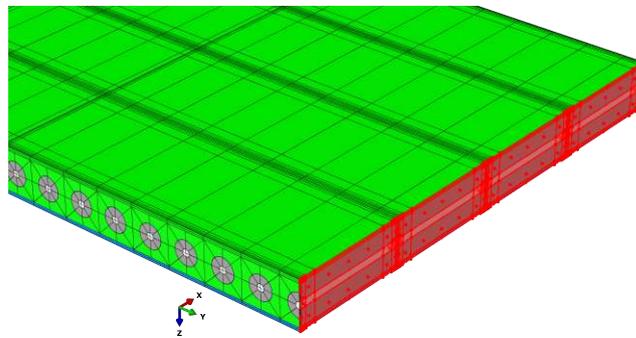


Abb. 3.69: Symmetrieebene in Längsrichtung

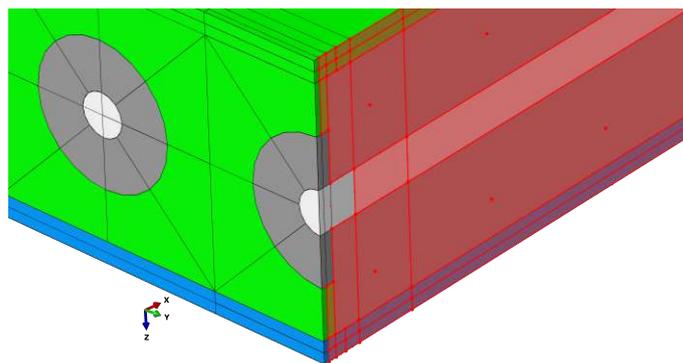


Abb. 3.70: Detail der Symmetrieffläche in Längsrichtung im Übergang zur Längsverformungsfläche

3.2.9 Querzug

Aus der Haupttragwirkung entstehen Zugspannungen quer zur Tragwerksachse in der Verbundplatte. Diese Zugspannungen können aus dem *Viertelbrückenmodell* ausgelesen werden. Die Ergebnisse der einzelnen Kammern im Bereich des 2,0 m Brückenausschnitts und des Durchschnichts über die vier Betonkammern an 14 Auslesepunkten ist in Abb. 3.71 grafisch dargestellt. Dargestellt sind hier die Ergebnisse des Lastniveaus *ULS Platte*. In der Abbildung ist sofort zu erkennen, dass der Verlauf der Normalkraft in Querrichtung um einen konstanten Anteil von circa 80 kN verschoben ist. Dieser konstante Anteil entspricht dem horizontalen Anteil der Stegkraft, die aus Gleichgewichtsgründen auf den Hauptträgersteg aufgebracht wurde (vgl. dazu Kap. 3.2.5). Zur Wiederholung: die Resultierende der vertikalen Feldbelastung ist bekannt. Aus Gleichgewichtsgründen muss die selbe vertikale Kraft aus den Schubspannungen im Steg resultieren. Da der Steg um $60,34^\circ$ zur Horizontalen geneigt ist, entsteht aus den aufintegrierten Schubspannungen im Steg eine horizontale Kraftkomponente (siehe Abb. 3.72). Diese entspricht dem konstanten Anteil des Querzuges.

Der genaue Grund für den veränderlichen Verlauf ist bis jetzt ungeklärt.

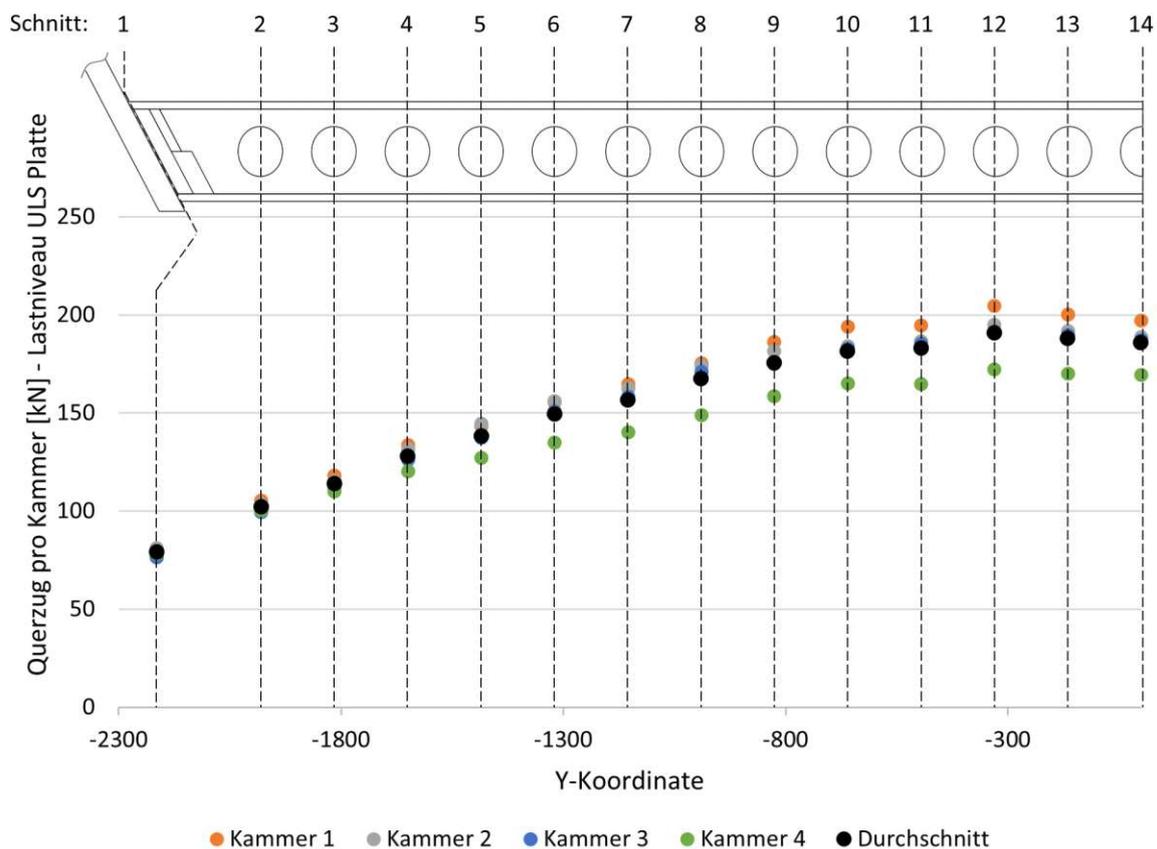


Abb. 3.71: Auswertung des Normalkraftverlaufs in Querrichtung aus dem *Viertelbrückenmodell* (*ULS Platte*) aus [24]

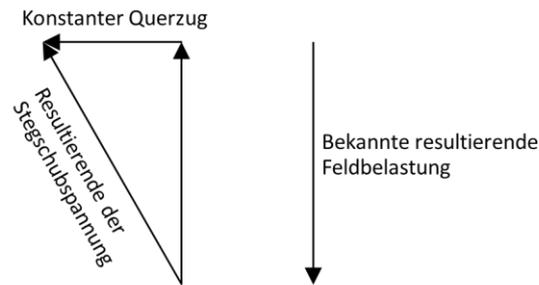


Abb. 3.72: Skizze zum besseren Verständnis des konstanten Anteil des Querzuges

Um das *Quermodell* den gleichen Zugkräften aussetzen zu können wie dem *Viertelbrückenmodell*, müssen zusätzliche Zugkräfte in Querrichtung im *Quermodell* aufgebracht werden. Diese werden als *surface traction* auf dem Deck- und Bodenblech gleichermaßen aufgebracht. Es wird dazu eine Näherungsfunktion zweiter Ordnung erstellt, deren Konstanten und Amplituden so gewählt werden, dass die Funktionen mit den Ergebnissen der Auswertungen zusammenpassen. In Abb. 3.73 ist diese Näherungsfunktion für das Lastniveau *ULS Platte* bereits angedeutet. Diese Abbildung soll aber in erster Linie einen visuellen Überblick über den konstanten und veränderlichen Anteil des Querzuges geben.

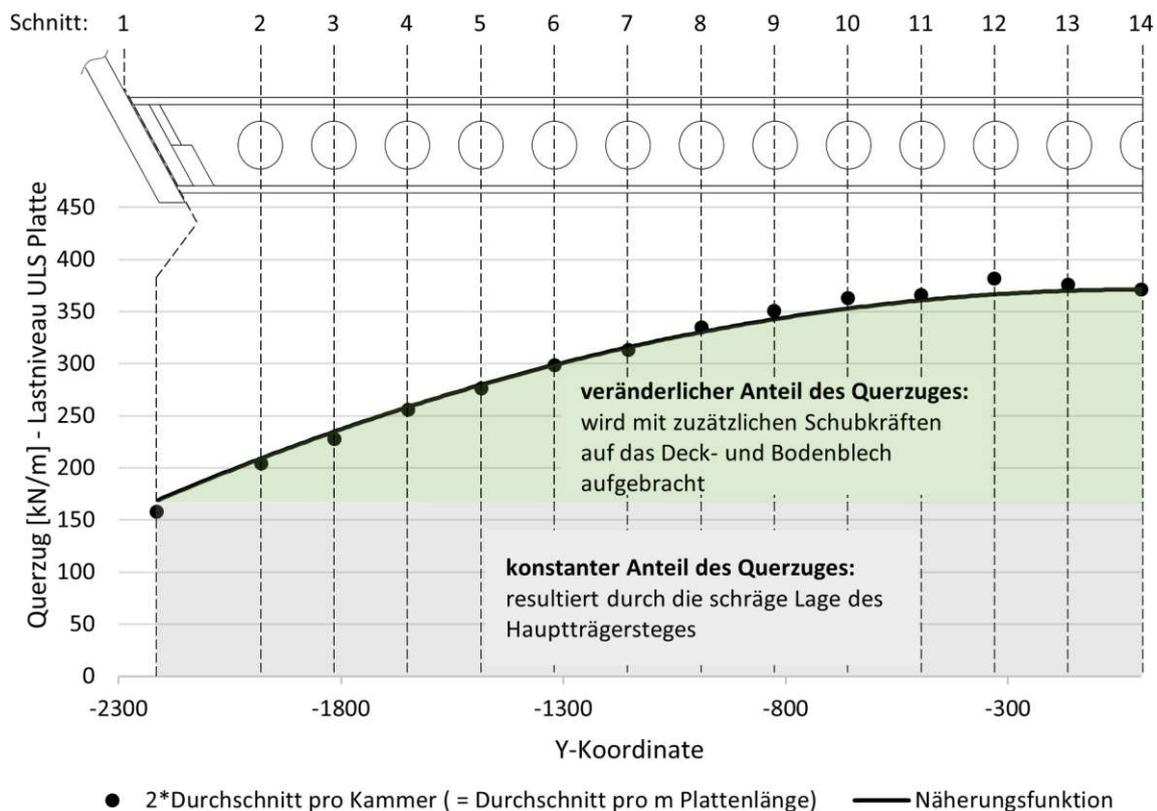


Abb. 3.73: Näherungsfunktion des durchschnittlichen Querzuges (*ULS Platte*) aus [24]

Die Näherungsfunktion beschreibt nur den Verlauf des veränderlichen Anteils des Querzuges, der konstante Anteil ist ja bereits in der Definition der Schubkraft des Hauptträgersteges enthalten. Nachfolgend wird die Näherungsfunktion für das Lastniveau *ULS Platte* angeführt. Die Variable x läuft dabei vom Hauptträgersteg bis zur Symmetrieachse in Plattenmitte. Die Umrechnung auf die restlichen Lastniveaus erfolgt mit einfachen Multiplikationsfaktoren, die so gewählt werden, dass auch hier die Verläufe der Näherungsfunktionen mit den Auswertungsergebnissen zusammenpassen. Diese Multiplikationsfaktoren entsprechen den Amplituden, die in *Abaqus* definiert werden müssen. Die zugehörigen Amplituden je Lastniveau sind in Tab. 3.21 zusammengefasst.

$$f(x) = -0,000025 \cdot x^2 + 0,091 \cdot x \quad (3.43)$$

Die obige Näherungsfunktion wurde an den Querzugverlauf pro Kammer in kN angepasst. Da der Querzug im *Abaqus* Modell in Form einer Kraft pro Fläche auf das Deck- bzw. Bodenblech (*surface traction*) aufgebracht wird, muss die Näherungsfunktion noch in die richtigen Einheiten umgewandelt werden. Dazu wird die Funktion zunächst abgeleitet, um eine Funktion der Einheit „Kraft pro Kammer und Längeneinheit“ zu erhalten (kN/mm).

$$f'(x) = 2 \cdot (-0,000025) \cdot x + 0,091 \quad (3.44)$$

Um die gewünschte Einheit N/mm^2 zu erhalten, muss die Funktion noch mit dem Faktor $\frac{1000}{500 \cdot 2} = 1,0$ multipliziert werden. Dabei steht der Faktor 1000 für die Umrechnung von kN auf N , der Faktor 500 bezieht sich auf die Kammerbreite von 500 mm in Brückenlängsrichtung und der Faktor 2 auf die Anzahl der Bleche.

In Abb. 3.74 sind die Näherungsfunktionen aller ausgewerteten Lastniveaus grafisch dargestellt.

Tab. 3.21: Amplituden Querzug

Lastniveau	Zeit [s]	Frame [-]	Amplitude [-]
	0,00	0	0
ständige Lasten	0,36	3	0,23
SLS	0,91	8	0,53
realer Steifigkeitszustand	1,03	10	0,65
realer Steifigkeitszustand	1,19	12	0,65
ständige Lasten	1,71	16	0,23
ständige Lasten	1,87	18	0,23
SLS	2,42	23	0,53
realer Steifigkeitszustand	2,54	25	0,65
ULS HT	2,84	28	0,82
ULS Platte	3,04	30	1,00
2·ULS Platte	3,52	34	2,00

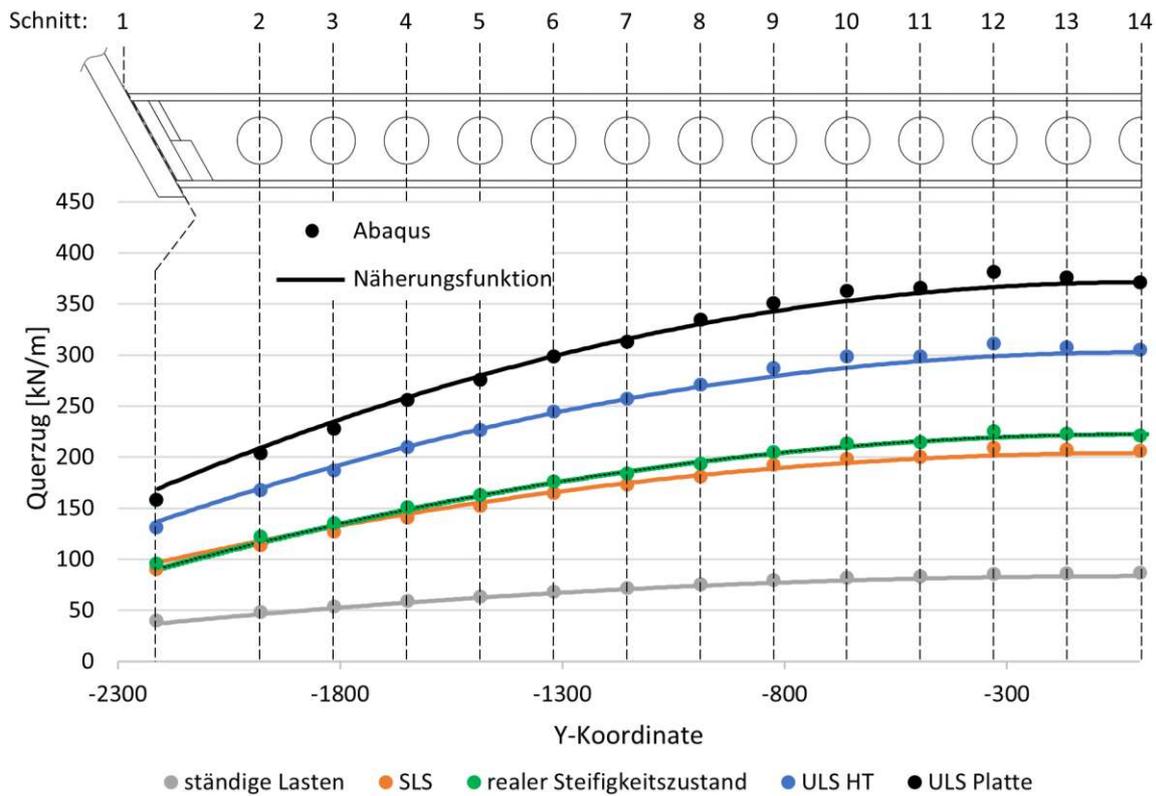


Abb. 3.74: Übersicht über die Näherungsfunktionen zur Aufbringung des Querzuges aus [24]

In Tab. 3.22 sind die Amplituden der Längs- bzw. Obergurtverformung und des Querzuges zur besseren Übersichtlichkeit gemeinsam aufgelistet und in Abb. 3.75 sind sämtliche Amplitudenverläufe des Quermodells grafisch dargestellt.

Tab. 3.22: Übersicht über die Belastungsgeschichte und die Amplituden der Längstragwirkung

Belastungs- geschichte	Lastniveau	Zeit [s]	Frame	Längs- verformung	Obergurt- verformung	Querzug
Erstbelastung	ständige Lasten	0,36	3	0,522	0,100	0,230
	SLS	0,91	8	1,055	1,850	0,530
	realer Steif.Z.	1,03	10	1,132	2,050	0,650
Pause	realer Steif.Z.	1,19	12	1,132	2,050	0,650
Entlastung	ständige Lasten	1,71	16	0,522	0,100	0,230
Pause	ständige Lasten	1,87	18	0,522	0,100	0,230
Zweitbelastung	SLS	2,42	23	1,055	1,850	0,530
	realer Steif.Z.	2,54	25	1,132	2,050	0,650
	ULS HT	2,84	28	1,580	2,600	0,820
	ULS Platte	3,04	30	1,891	2,900	1,000
	2·ULS Platte	3,52	34	3,782	2,900	2,000

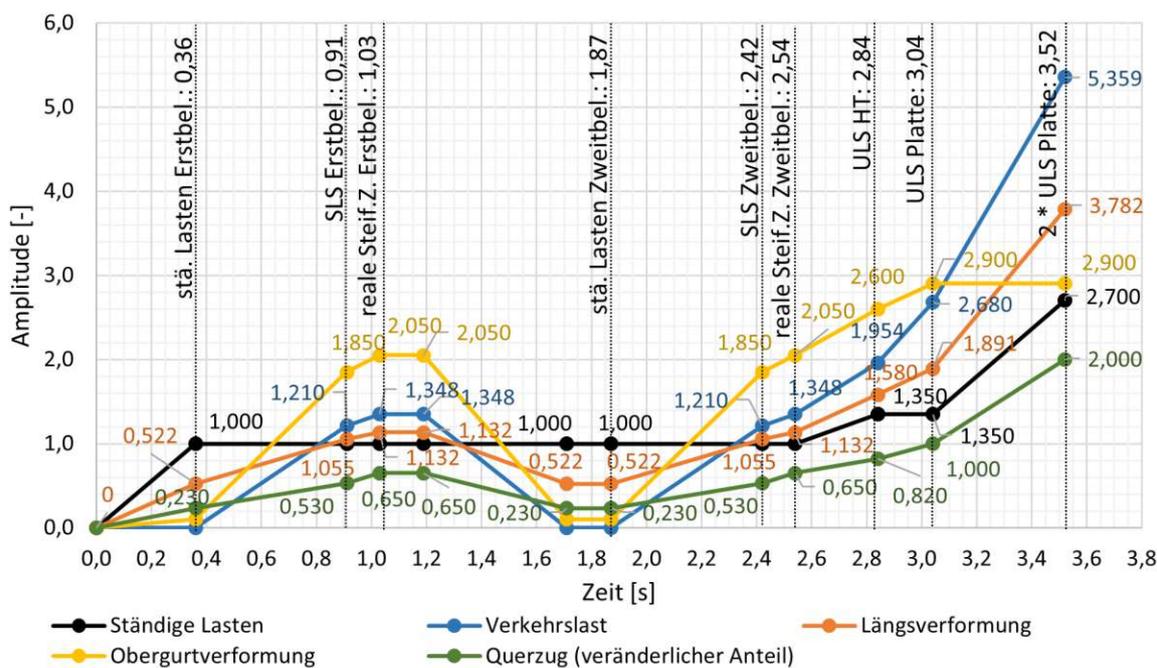


Abb. 3.75: Übersicht über sämtliche Amplitudenverläufe aus [24]

3.2.10 Finite Elemente Netz

Bevor die Berechnung gestartet werden kann, muss ein Finite-Elemente-Netz festgelegt werden. Dieses Netz wird nicht im assemblierten Modell definiert, sondern aus Übersichtlichkeitsgründen separat für die einzelnen *parts*. Abaqus bietet die Möglichkeit, das FE-Netz eines *parts* mit einheitlicher Elementgröße zu definieren. Da es im Modell und somit in den einzelnen *parts* mitunter große Unterschiede in der Feinheit der Geometrie und somit in den lokalen Spannungen gibt, ist eine einheitliche Elementgröße nicht sinnvoll. Eine zu große einheitliche Einteilung würde ungenaue Ergebnisse liefern, eine zu kleine würde die Rechenzeit signifikant verlängern. Um eine sinnvolle Netzaufteilung möglich zu machen, müssen die einzelnen *parts* je nach Feinheit der Geometrie und gewollter Genauigkeit der Berechnungsergebnisse unterteilt werden. Diese Teilung wird programmtechnisch mit sogenannten *partitions*, also Schnitten, vorgenommen. Die so entstehenden Schnittkanten werden sinnvoll zu *sets* zusammengefasst. Mit „sinnvoll“ ist dabei gemeint, dass Teilbereiche eines *parts*, die mit der gleichen FE-Netzgröße berechnet werden sollen, zu einem *set* zusammengefasst werden. Diesen *sets* kann nun wiederum eine bestimmte Anzahl an Unterteilungen zugeordnet werden (*seed edges*), die dann die Größe des Finite-Elemente-Netzes bestimmen. Grundlage zur Definition der Elementgrößen bildet die Parameterstudie von Takács [23]. Genauer wurde der dort beschriebene Typ 4 als Vorlage verwendet (die Feinheit des Netzes wird in [23] als *lokal: mittel* und *global: mittel* bezeichnet). Führt man eine strukturelle Längenskala L ein, die die lokale Änderung des Spannungsfeldes wie folgt beschreibt

$$L = \frac{||\sigma||}{||grad\sigma||} \quad (3.45)$$

kann eine saloppe Übersicht über die Elementlängen l_e angeführt werden:

- $L \gg \rightarrow l_e = 10 \text{ mm}$
- $L \ll \rightarrow l_e = 3 \text{ mm}$
- sonst $l_e = 5 \text{ mm}$

Auf Grund von geometrischen Gegebenheiten können diese Kantenlängen und Elementgrößen nicht immer exakt eingehalten werden. Abaqus bietet zusätzlich die Möglichkeit, die Elementgrößen über die Option *bias* entlang einer Kante immer gröber oder feiner werden zu lassen. In den Abb. 3.76 bis 3.79 ist ein grafischer Überblick über die Diskretisierung der Betondübel, Dübelleisten und Bewehrung angeführt. In Tab. 3.23 sind die minimalen Elementkantenlängen der einzelnen Konstruktionsteile tabellarisch aufgelistet. Die *smallest stable time increments* beeinflussen maßgeblich die Berechnungszeit. Um eine möglichst effiziente Berechnung zu gewährleisten, wurde die Form der einzelnen finiten Elemente und deren Elementkantenlängen so gewählt, dass in den kritischen Bereichen der Platte (Verbund zwischen Hauptbewehrung und Beton, Schubkraftübertragung im Dübelbereich) die kleinsten Zeitinkremente der einzelnen Konstruktionsteile auftreten und diese annähernd gleich groß sind (siehe Abb. 3.80). Bei der Erstellung des *Quermodells*, haben in einer früheren Modellversion zu kleine Elementkantenlängen im Randbereich dazu geführt, dass dort die *smallest stable time increments* um den Faktor 10 kleiner waren als im übrigen Randbereich. Das wiederum hat die Berechnungszeit fast verzehnfacht.

Die Elemente wurden als *C3D8R*-Elemente definiert. Das heißt, sie sind als Hexaeder mit einem Integrationspunkt und linearen Ansatzfunktionen definiert. Außerdem wurde die *reduced integration* eingeschaltet und nach Hermann [13] auch die *element deletion* aktiviert.

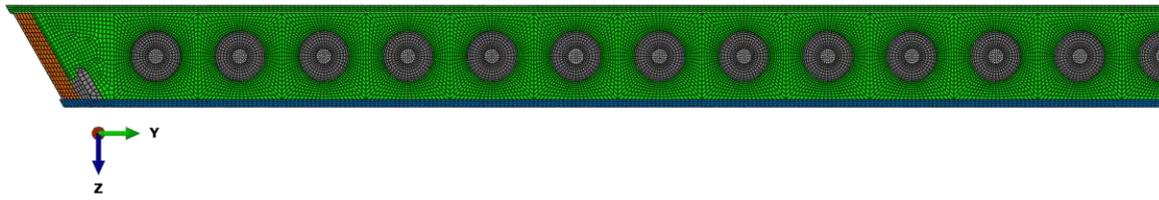


Abb. 3.76: Diskretisierungsübersicht - Querschnitt

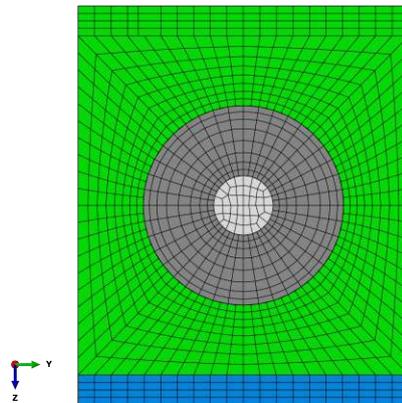


Abb. 3.77: Detail der Diskretisierung eines Dübelbereichs im Querschnitt

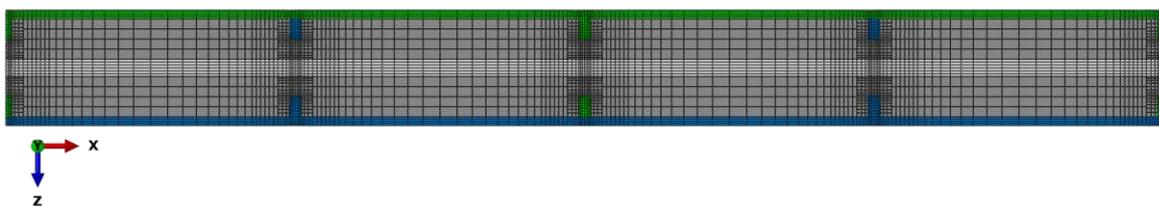


Abb. 3.78: Diskretisierungsübersicht - Längsschnitt

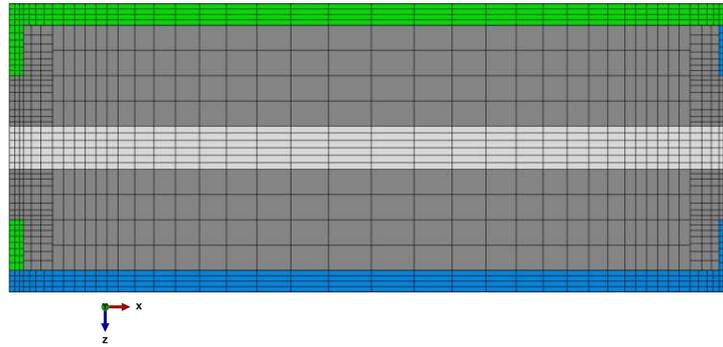


Abb. 3.79: Detail der Diskretisierung einer Kammer im Längsschnitt

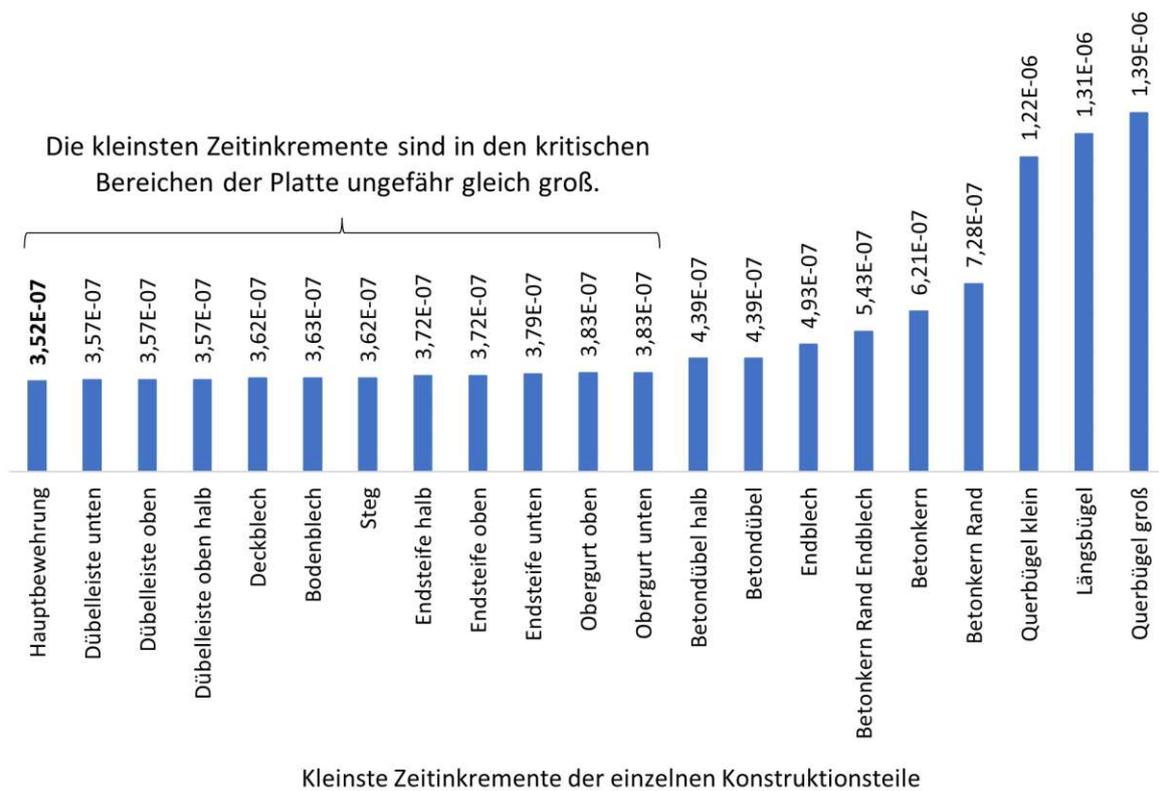


Abb. 3.80: Übersicht über die Zeitinkremente der einzelnen Konstruktionsteile aus [24]

Tab. 3.23: Übersicht über die minimalen Elementkantenlängen der einzelnen Konstruktionsteile

<i>parts</i>	minimale Elementkantenlänge [mm]
Hauptbewehrung	2,82
Dübelreihe unten	3,00
Dübelreihe oben	3,00
Dübelreihe oben halb	3,00
Deckblech	3,00
Bodenblech	3,00
Steg	3,00
Endsteife halb	3,00
Endsteife oben	3,00
Endsteife unten	3,00
Obergurt oben	3,00
Obergurt unten	3,00
Betondübel halb	2,05
Betondübel	2,31
Endblech	4,00
Betonkern Endblech	2,57
Betonkern Feld	3,35
Betonkern Rand	3,52
Querbügel klein	6,56
Längsbügel	7,00
Querbügel groß	7,46

3.2.11 Berechnung

Der letzte Schritt vor der Berechnung ist die Erzeugung eines *jobs*. Hier wurden die Standardoptionen von Abaqus übernommen, mit Ausnahme der *precision*-Option die auf *double - analysis + packager* und *full nodal output precision* gestellt wurde.

Berechnet wurde das Modell über externe Server des „Vienna Scientific Cluster“, den *VSC-5* [25], mit einem *mass-scaling-factor* von 1,0. Vergleichbare Modelle früherer Arbeiten [4] wurden zum Vergleich mit einem MS-Faktor von 100 berechnet. Durch einen kleineren MS-Faktor können genauere Ergebnisse erzielt werden. Das *Quermodell* wurde in circa 38 Stunden am *VSC-5* berechnet, wobei gleichzeitig 4 nodes für die Berechnung verwendet wurden. Hier sei auch noch erwähnt, dass zwei weniger rechenintensive Modelle der späteren Parametersudie auf dem Server „Pontifex“ berechnet wurden (durchschnittliche Berechnungsdauer circa 110 Stunden). Das ist ein Server des Instituts für Tragkonstruktionen - Forschungsbereich Stahlbau [19].

3.3 Modellplausibilisierung

Dieses Kapitel widmet sich der Frage, ob das *Quermodell* glaubwürdige Ergebnisse liefert. Zusätzlich dazu, dass softwaregestützte Ergebnisse immer kritisch hinterfragt werden müssen, bietet *Abaqus* ein sehr vielfältiges Angebot an Eingabemöglichkeiten und dementsprechend ist die Gefahr eines Eingabe- oder Modellierungsfehlers groß. Die erste Kontrolle liefert *Abaqus* selbst, da das Modell nur berechnet wird, sofern keine groben Fehler auftreten. Die Untersuchung von

Energiequotienten ist eine weitere programminterne Plausibilitätskontrolle. Zusätzlich zu den programminternen Kontrollen wird ein Vergleich mit dem *Viertelbrückenmodell* den letztgültigen Plausibilitätsbeweis liefern.

Auflagerkraft

Im ersten Plausibilisierungsschritt wird allerdings die vertikale Auflagerkraft über den Belastungszeitraum kontrolliert. Da die Schubspannungen im Steg so aufgebracht wurden, dass sie mit der äußeren vertikalen Belastung im Gleichgewicht stehen, kann erwartet werden, dass keine nennenswerte vertikale Auflagerkraft entsteht. Auf Grund von Rundungsungenauigkeiten wird die vertikale Auflagerkraft allerdings nie exakt 0 sein. Eine vertikale Auflagerkraft die mit kleinen Amplituden um 0 schwingt wäre also ein plausibles Ergebnis. In Abb. 3.81 ist die vertikale Auflagerkraft über den Belastungszeitraum grafisch dargestellt. Bis zum Lastniveau *realer Steifigkeitszustand* im zweiten Belastungszyklus ist die vertikale Auflagerkraft beinahe 0. Ab diesem Zeitpunkt und vor allem ab dem Lastniveau $1 \cdot ULS$ steigt sie vermeintlich unplausibel bis zu einem Maximalwert innerhalb des Belastungszeitraums von circa 30 kN an. Ein Grund für die Erhöhung der Auflagerkraft ab dem Lastniveau $1 \cdot ULS$ könnte neben den Rundungsfehlern auch die erhöhte Belastungsgeschwindigkeit ab diesem Zeitpunkt sein. Relativiert man diese Erkenntnis mit der Tatsache, dass die maximale vertikale Auflagerkraft im Belastungszeitraum circa 2,6% der vertikalen Gesamtbelastung im Lastniveau $2 \cdot ULS$ entspricht (siehe rechte Ordinate in Abb. 3.81) und die Amplituden der Schwingung der Auflagerkraft in früheren Modellen (siehe Egly [4]) deutlich größer waren (circa 9% der vertikalen Gesamtbelastung), gibt es keinen Grund das Modell als unplausibel einzustufen.

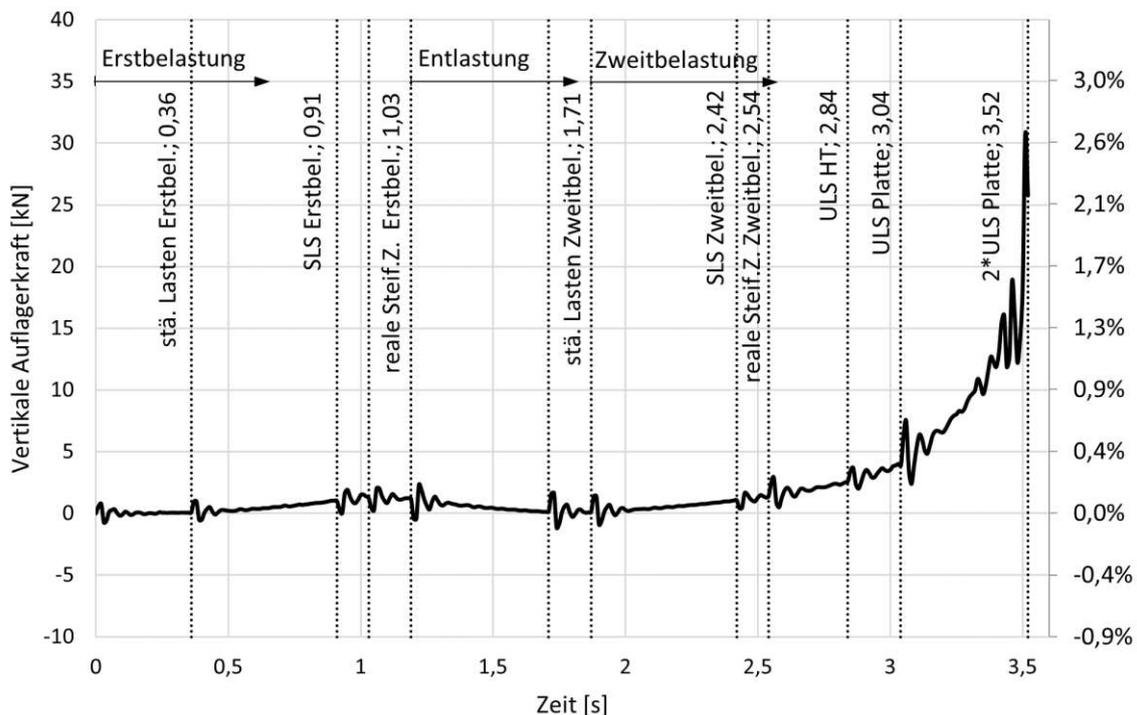


Abb. 3.81: Kontrolle der Auflagerkraft in Tragwerksmitte

Energiequotienten

Im *Abaqus* Handbuch [1] wird für eine quasi-statische Berechnung (mit *Abaqus-Explicit*) empfohlen bzw. die Richtigkeit nur garantiert, wenn die kinetische Energie (ALLKE) über die meiste Zeit des Prozesses maximal 10% der inneren Energie (ALLIE) beträgt. „Die meiste Zeit des Prozesses“ wird in [16] so interpretiert, dass der Grenzwert von 10% nur am Anfang des Belastungsprozesses überschritten werden darf, da hier die beiden Werte noch sehr klein sind und der Quotient dadurch nicht aussagekräftig ist. Ausgeglichen werden soll dieser Effekt durch eine langsame Lastaufbringung am Anfang des Belastungsprozesses.

$$\frac{ALLKE}{ALLIE} \leq 10\% \quad (3.46)$$

In Abb. 3.82 ist dieses Verhältnis und das Limit von 10% grafisch dargestellt. Das Limit wird zu keinem Zeitpunkt überschritten.

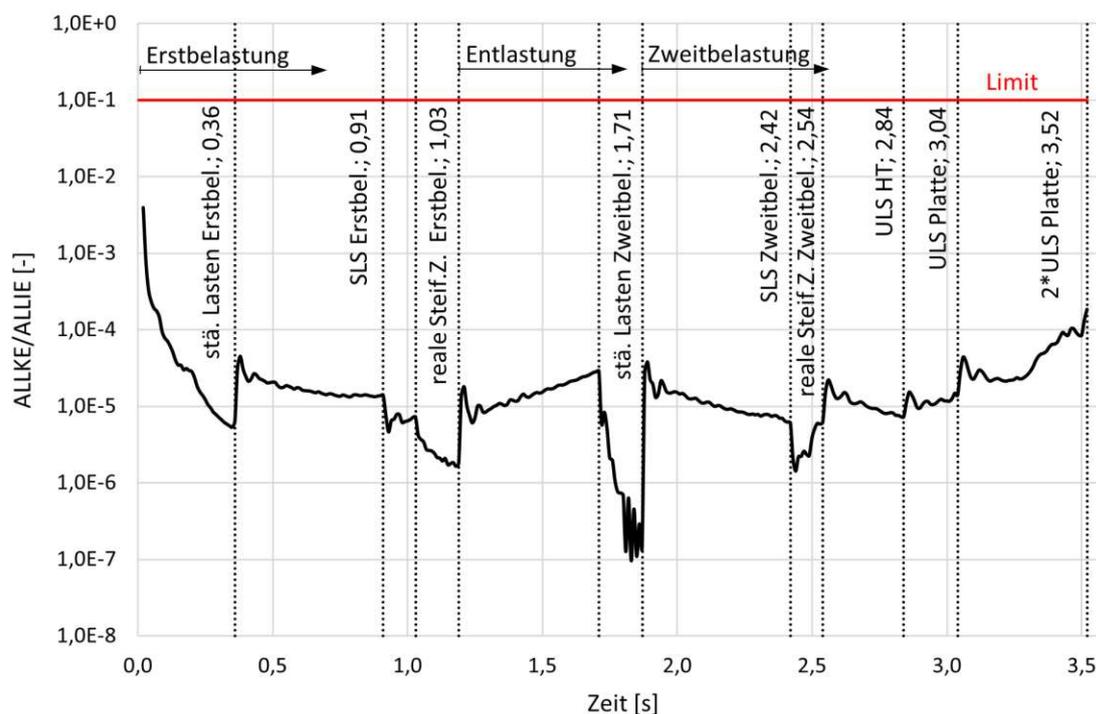


Abb. 3.82: Kinetische Energie (ALLKE) im Verhältnis zur inneren Energie (ALLIE)

Ein zweites Kriterium besagt, dass die Arbeit der äußeren Kräfte (ALLWK) ungefähr gleich groß sein soll wie die innere Energie (ALLIE) ([1], [14]). Dieses Verhältnis ist in Abb. 3.83 dargestellt.

$$ALLWK \approx ALLIE \quad (3.47)$$

Die maximale Abweichung vom Sollwert gibt es vor der Zweitbelastungsphase und entspricht 5%. Da die Abweichung zeitlich begrenzt und relativ klein ist, gibt es keinen Grund an der Plausibilität zu zweifeln.

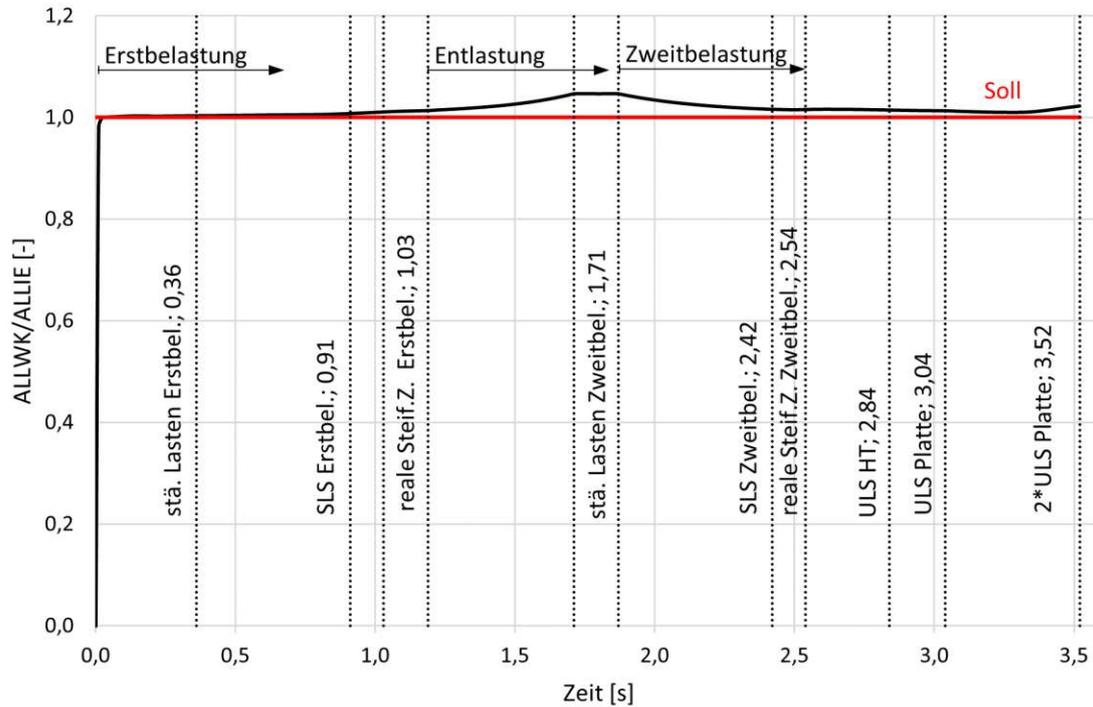


Abb. 3.83: Arbeit der äußeren Kräfte (ALLWK) im Verhältnis zur inneren Energie (ALLIE)

Ein weiteres Kriterium ist, dass die Energiebilanz (ETOTAL) über den Belastungszeitraum annähernd konstant ist. Die Energiebilanz sollte in diesem Modell ungefähr 0 sein. In Abb. 3.84 ist die Energiebilanz im Vergleich zu anderen Energiegrößen grafisch dargestellt. ETOTAL kann in diesem Vergleich als konstant und vernachlässigbar klein angesehen werden. Die Erhöhung von ETOTAL ab dem Lastniveau $1 \cdot ULS$ kann wieder auf die erhöhte Belastungsgeschwindigkeit zurückgeführt werden.

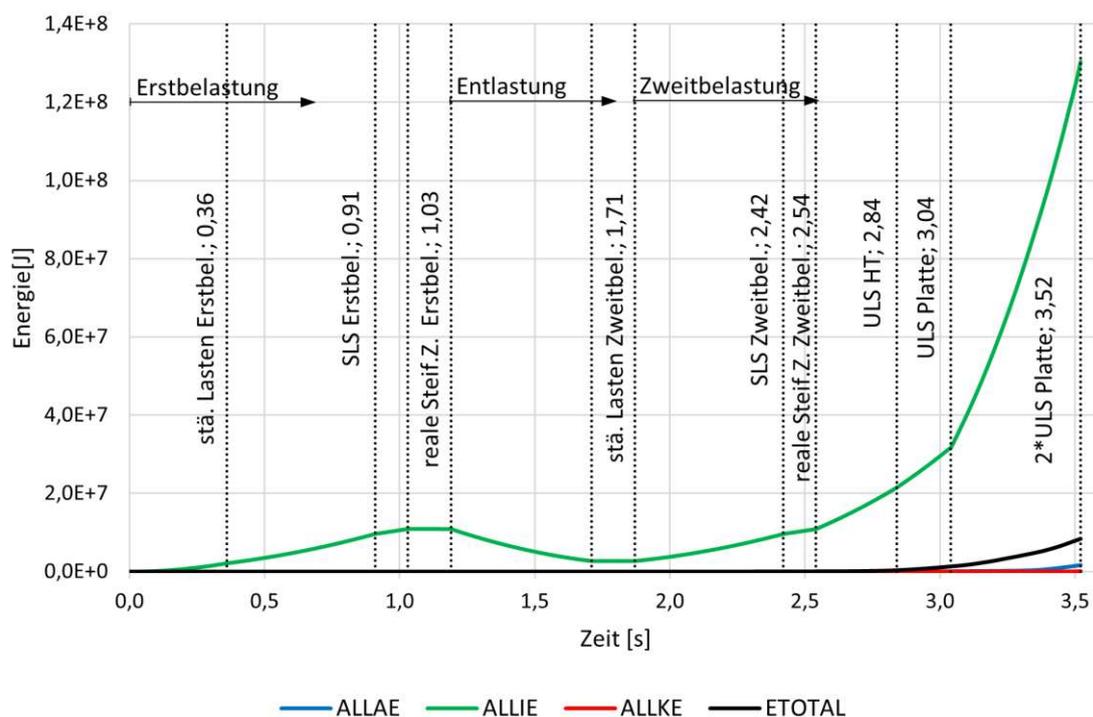


Abb. 3.84: Energiebilanz

Durchbiegungslinien

Ein wichtiger Vergleich zur Plausibilitätskontrolle ist der Vergleich der Durchbiegungslinien zwischen *Viertelbrückenmodell* und *Quermodell*. Es werden dabei die Vertikalverformungen an der Oberkante des Deckblechs entlang des Plattenquerschnitts ausgelesen und zwar einmal in Tragwerksmitte über einer oben angeschweißten Dübelleiste und einmal 500 mm von der Tragwerksmitte entfernt über einer unten angeschweißten Dübelleiste. Die Ergebnisse sind in Abb. 3.85 grafisch dargestellt. Es wird dabei sowohl das Lastniveau *realer Steifigkeitszustand* als auch *ULS Platte* ausgewertet. Im Lastniveau *realer Steifigkeitszustand* sind die beiden Durchbiegungslinien kaum voneinander zu unterscheiden. Das *Quermodell* kann also das Durchbiegungsverhalten im wichtigsten Lastniveau sehr genau abbilden. Im Lastniveau *ULS Platte* unterscheiden sich die Ergebnisse der beiden Modelle in Plattenmitte lediglich um circa 5%. Unterschiede dieser Größenordnung sind kein Grund, an der Plausibilität der Ergebnisse des *Quermodells* zu zweifeln.

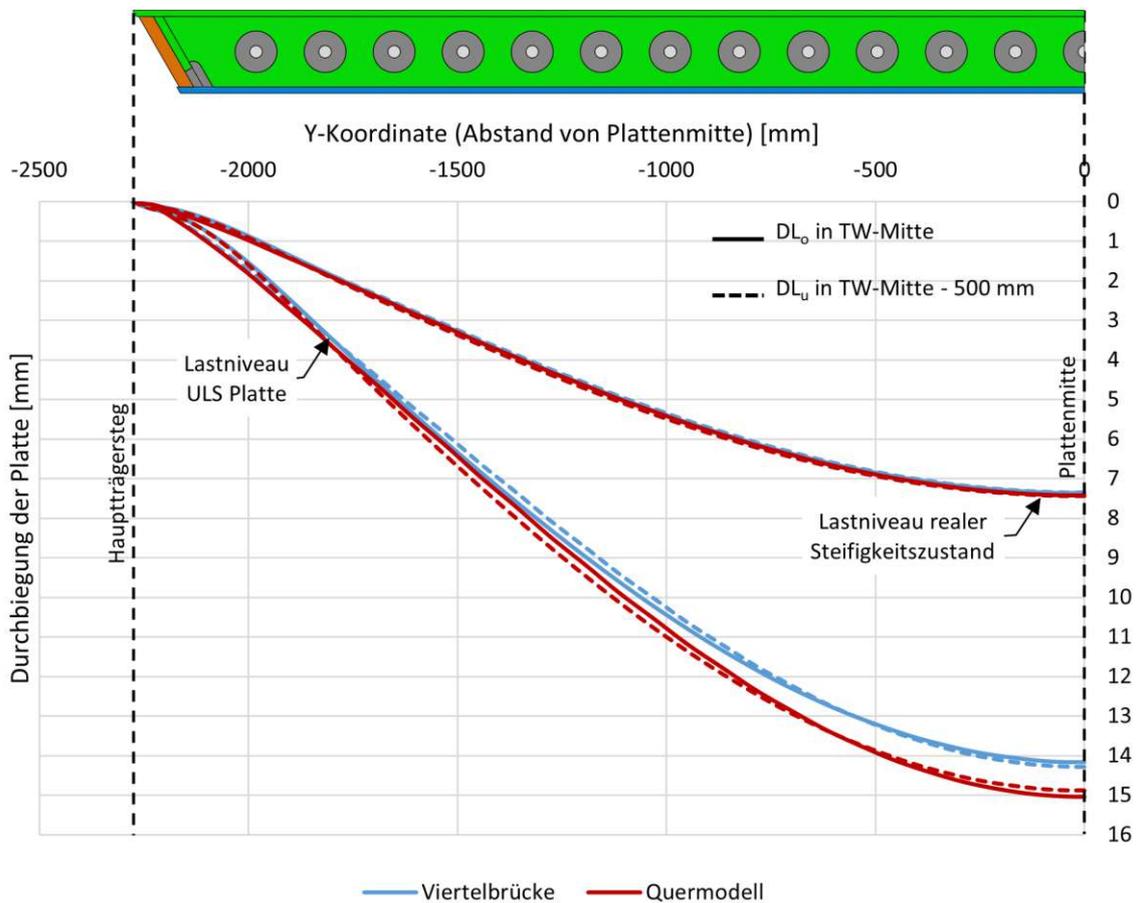


Abb. 3.85: Vergleich der Durchbiegungslinien zwischen *Viertelbrückenmodell* und *Quermodell* aus [24]

Dübelkräfte

Ein weiterer Plausibilisierungsschritt ist der Vergleich der Dübelkräfte beider Modelle. Ohne an dieser Stelle näher auf die Ermittlung der Dübelkräfte eingehen zu wollen (dazu sei auf das Kap. 5 verwiesen), sind in den Abb. 3.86 bzw. 3.87 die Dübelkräfte der maßgebenden unten bzw. oben angeschweißten Dübelleisten angeführt. Die Identifizierung der maßgebenden Dübelleisten erfolgt auf Grundlage der maximalen Dübelkraft bzw. maximalen Dübelkraftsumme im Lastniveau *realer Steifigkeitszustand*.

Diesen Auswertungen zufolge können sowohl die Dübelkräfte der unten angeschweißten Dübelleiste als auch jene der oben angeschweißten Dübelleiste im *Quermodell* ausreichend genau ermittelt werden. Im Fall der unten angeschweißten Dübelleiste wird bezüglich der Dübelkraftsumme ein Fehler von circa 8% und bezüglich der maximalen Dübelkraft von circa 12% gemacht (siehe Abb. 3.86). Beide Ungenauigkeiten liegen auf der sicheren Seite. Im Fall der oben angeschweißten Dübelleisten sind die Ungenauigkeiten sogar noch kleiner. Die Dübelkraftsumme wird auf circa 3% genau ermittelt, die maximale Dübelkraft auf circa 6%. Beide Ungenauigkeiten befinden sich wieder auf der sicheren Seite.

Die Genauigkeit des *Quermodells* ist auch bezüglich der Dübelkräfte sehr gut. Auch hier gibt es keinen Grund, an der Plausibilität zu zweifeln.

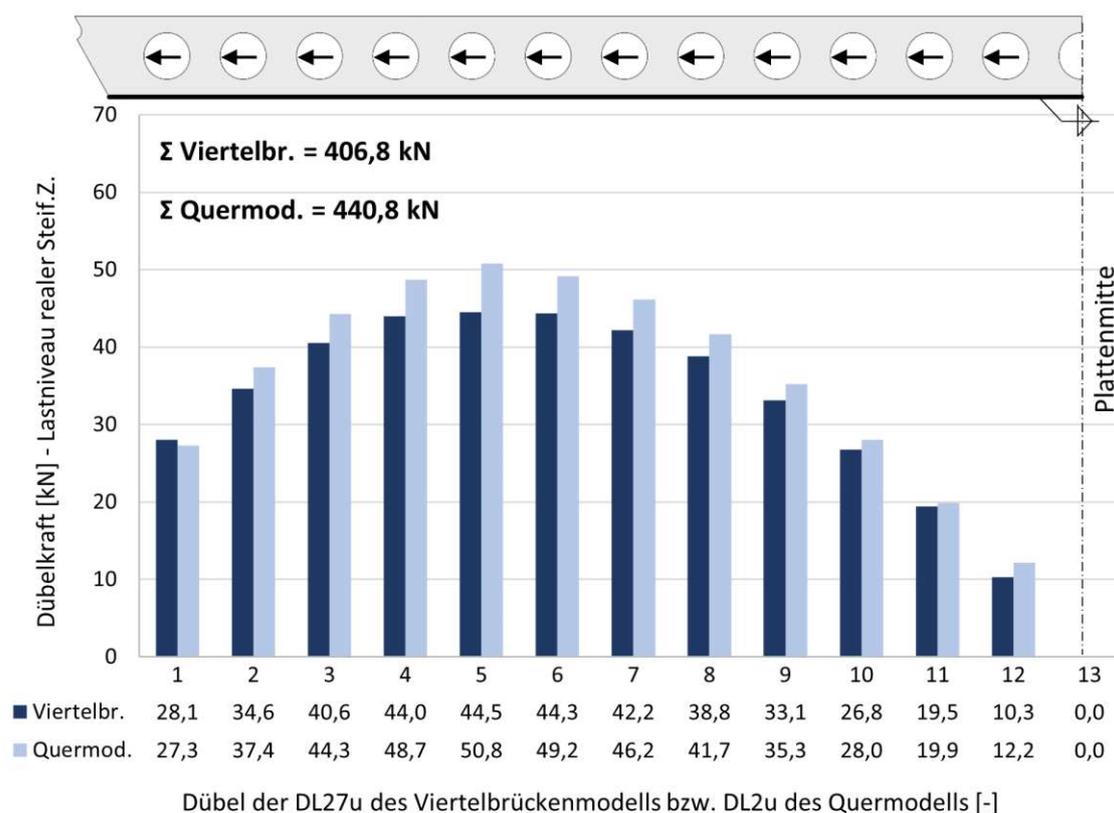


Abb. 3.86: Vergleich der Dübelkräfte der maßgebenden unten angeschweißten Dübelleisten zwischen *Viertelbrückenmodell* und *Quermodell* aus [24]

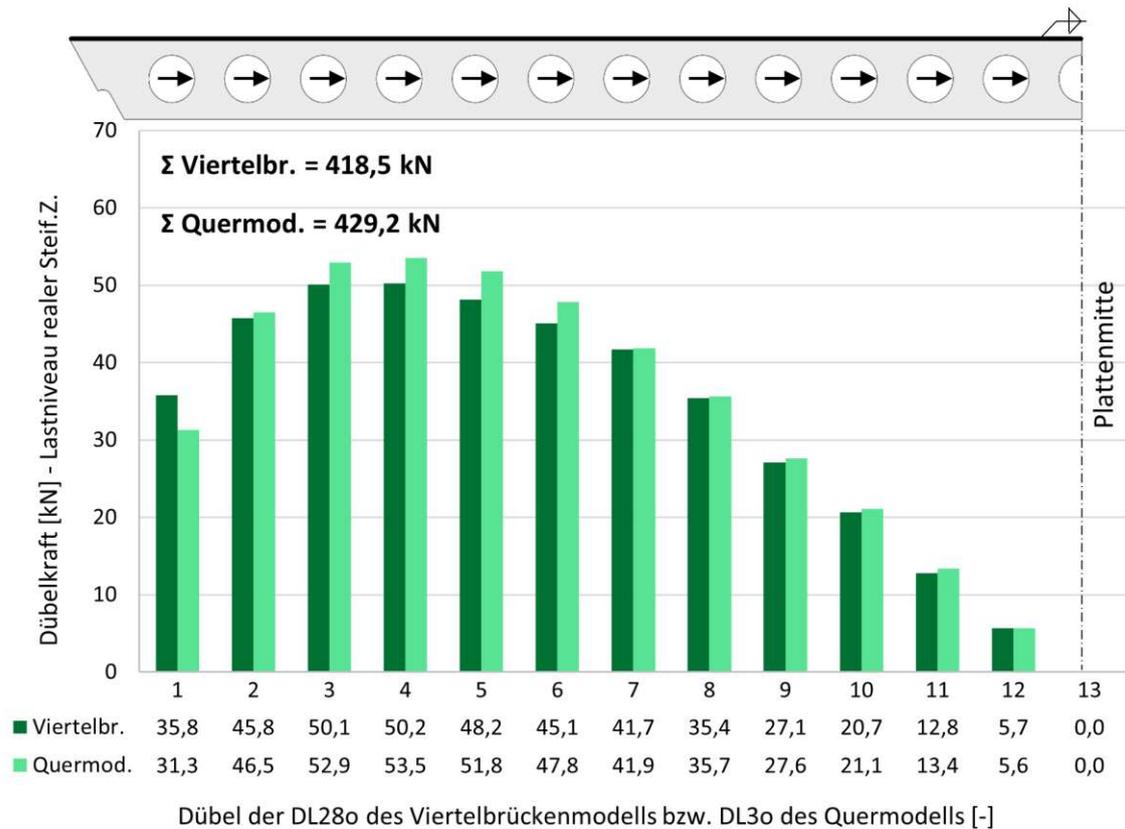


Abb. 3.87: Vergleich der Dübelkräfte der maßgebenden oben angeschweißten Dübelleisten zwischen *Viertelbrückenmodell* und *Quermodell* aus [24]

Dübelkraftschwingbreite

In einem weiteren Plausibilisierungsschritt werden die ermüdungswirksamen Dübelkraftschwingbreiten beider Modelle im Lastniveau FLS der oben beschriebenen maßgebenden Dübelleisten verglichen. Auch dieser Vergleich ist ein Vorgriff auf Erläuterungen im Kap. 5. Die ermüdungswirksamen Dübelkraftschwingbreiten (ΔT_{FLS}) werden mit den in Kap. 3.2.7 ermittelten Laststeigerungsfaktoren wie folgt ermittelt (die Dübelkräfte ergeben sich zur Gänze aus der Tragwirkung parallel zu den Dübelleisten):

$$\Delta T_{FLS} = \Delta T_{realer\ Steif.Z.} \cdot \frac{LF_{FLS,TW\ paDL}}{LF_{realer\ Steif.Z.}} \quad (3.48)$$

$$\Delta T_{FLS} = \Delta T_{realer\ Steif.Z.} \cdot \frac{1,619}{1,348} \quad (3.49)$$

Die Ergebnisse sind in den Abb. 3.88 bzw. 3.89 dargestellt. Auch hier zeigt sich ein ähnliches Bild wie im vorherigen Abschnitt: Im *Quermodell* wird im Fall der unten angeschweißten Dübelleisten bei der Ermittlung der Summe der Dübelkraftschwingbreiten ein Fehler von circa 11%, bei der maximalen Dübelkraftschwingbreite von circa 17% gemacht (6% bzw. 9% im Fall der oben angeschweißten Dübelleiste). Sämtliche Ungenauigkeiten befinden sich auf der sicheren Seite. Auch dieser Vergleich liefert keinen Grund, an der Plausibilität zu zweifeln. Fehler von 17% erscheinen möglicherweise groß, sind aber vollkommen vertretbar (vgl. dazu Kap. 4.6 und die darin angeführten Ausleseungenauigkeiten). Vor allem mit der Überlegung, dass man sich auf der sicheren Seite befindet.

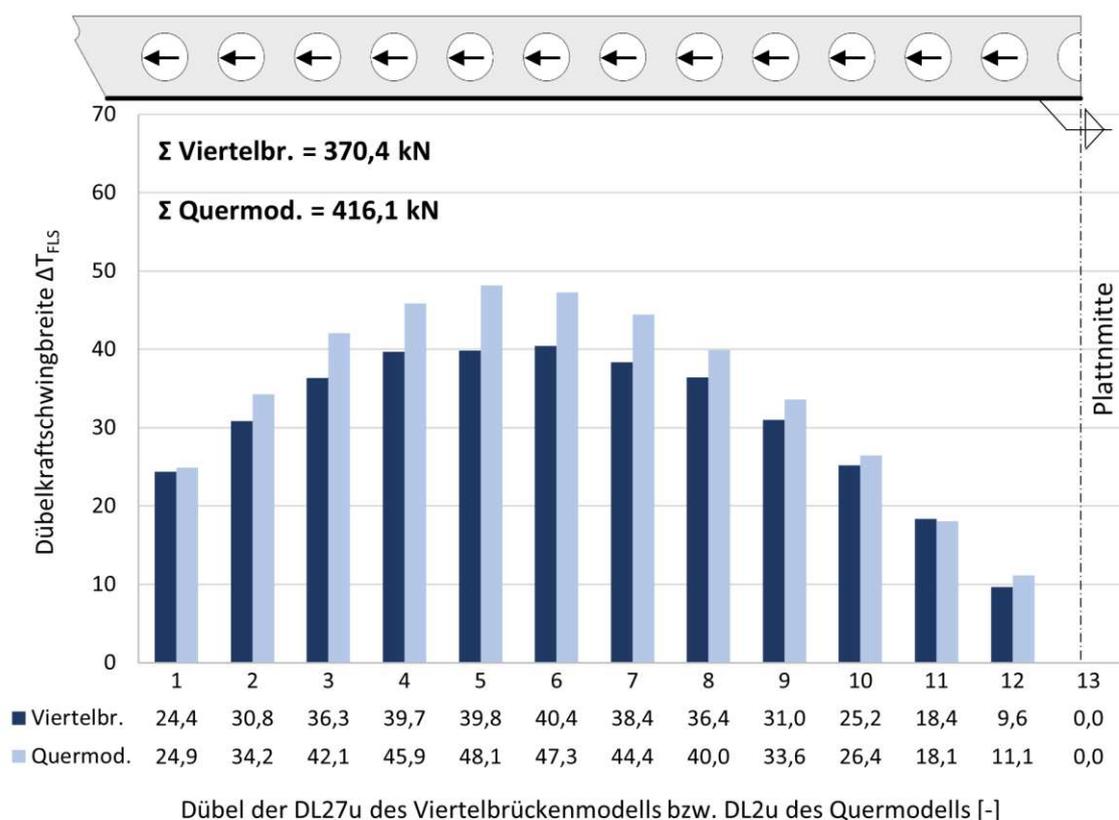


Abb. 3.88: Vergleich der Dübelkraftschwingbreiten ΔT_{FLS} der maßgebenden unten angeschweißten Dübelleisten zwischen *Viertelbrückenmodell* und *Quermodell* aus [24]

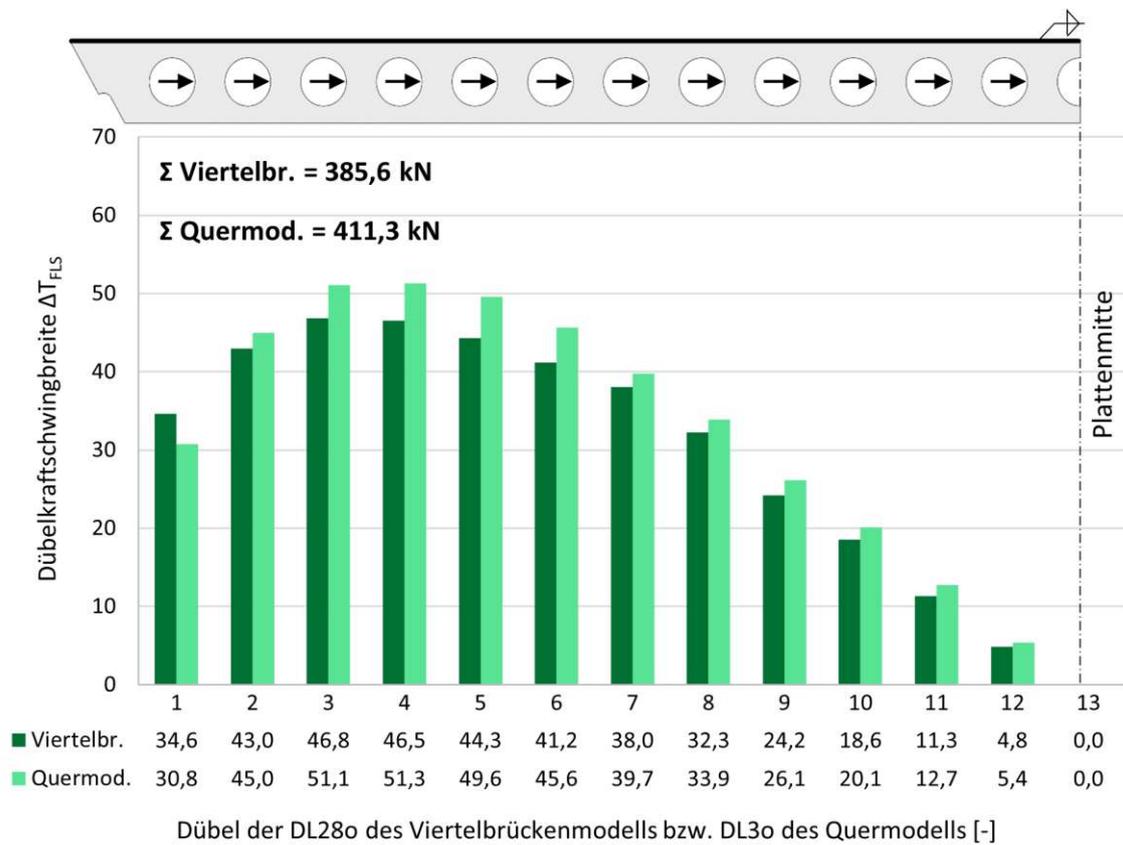


Abb. 3.89: Vergleich der Dübelkraftschwingbreiten ΔT_{FLS} der maßgebenden oben angeschweißten Dübelleisten zwischen *Viertelbrückenmodell* und *Quermodell* aus [24]

Bewehrungskräfte

Im letzten Plausibilisierungsschritt werden Normalkräfte der Hauptbewehrungsstäbe verglichen. Es wird dabei die Zugkraft des maßgebenden Bewehrungsstabes über den Bereich des 2,0 m Brückenausschnittes in beiden Modellen ausgewertet. Als maßgebende Bewehrung wird Bewehrungsstab 1 (im Bereich des Plattenrandes zum Hauptträgersteg) auf Grund der maximalen Zugkraft identifiziert. Die Zugkräfte werden in beiden Modellen in den Lastniveaus *ständige Lasten* und *realer Steifigkeitszustand* ausgewertet. Die Differenz der beiden Lastniveaus ($\Delta N_{\text{realer Steif. Z.}}$) wird ebenfalls ausgewertet. In den Abb. 3.90 bzw. 3.91 sind die Ergebnisse des *Viertelbrückenmodells* bzw. *Quermodells* grafisch dargestellt.

Betrachtet man diese Abbildungen, fällt sofort auf, dass die Anordnung der Dübelleisten unterschiedlich ist. Im *Quermodell* ist die mittlere Dübelleiste des 2,0 m Brückenausschnittes am Deckblech angeschweißt, im *Viertelbrückenmodell* ist die gleiche Dübelleiste am Bodenblech angeschweißt. Dieser Unterschied hat keine Auswirkungen auf die Berechnungsergebnisse. Ein weiterer Unterschied in den Modellen ist die Geometrie der Endsteifen. Im *Viertelbrückenmodell* wurde eine etwas einfachere Endsteifengeometrie gewählt, um Berechnungszeit zu sparen. Es ist denkbar, dass dieser Unterschied kleine Auswirkungen auf die Ergebnisse hat. Im Rahmen dieser Diplomarbeit wird der Unterschied als vernachlässigbar klein angesehen.

Betrachtet man allerdings die Ergebnisse in den Abbildungen, kann man erkennen, dass die maximalen Zugkräfte beider Modelle in den Lastniveaus *ständige Lasten* und *realer Steifigkeitszustand* fast ident sind (143 kN zu 141 kN bzw. 71 kN zu 72 kN). Auch die Differenz der beiden Lastniveaus ($\Delta N_{\text{realer Steif.Z.}}$) unterscheidet sich in ihrem Maximalwert nur um 8%. Auffallend ist dabei eine Art „Plateau“ in der Zugkraftdifferenzlinie im Bereich der Dübelleisten des *Viertelbrückenmodells*. Der Grund für diese „Plateaus“ ist noch unbekannt. Für eine Beschreibung der Unterschiede der Bewehrungszugkraft in den Dübelleistenbereichen wird hier auf Kap. 2.5 bzw. 5 verwiesen.

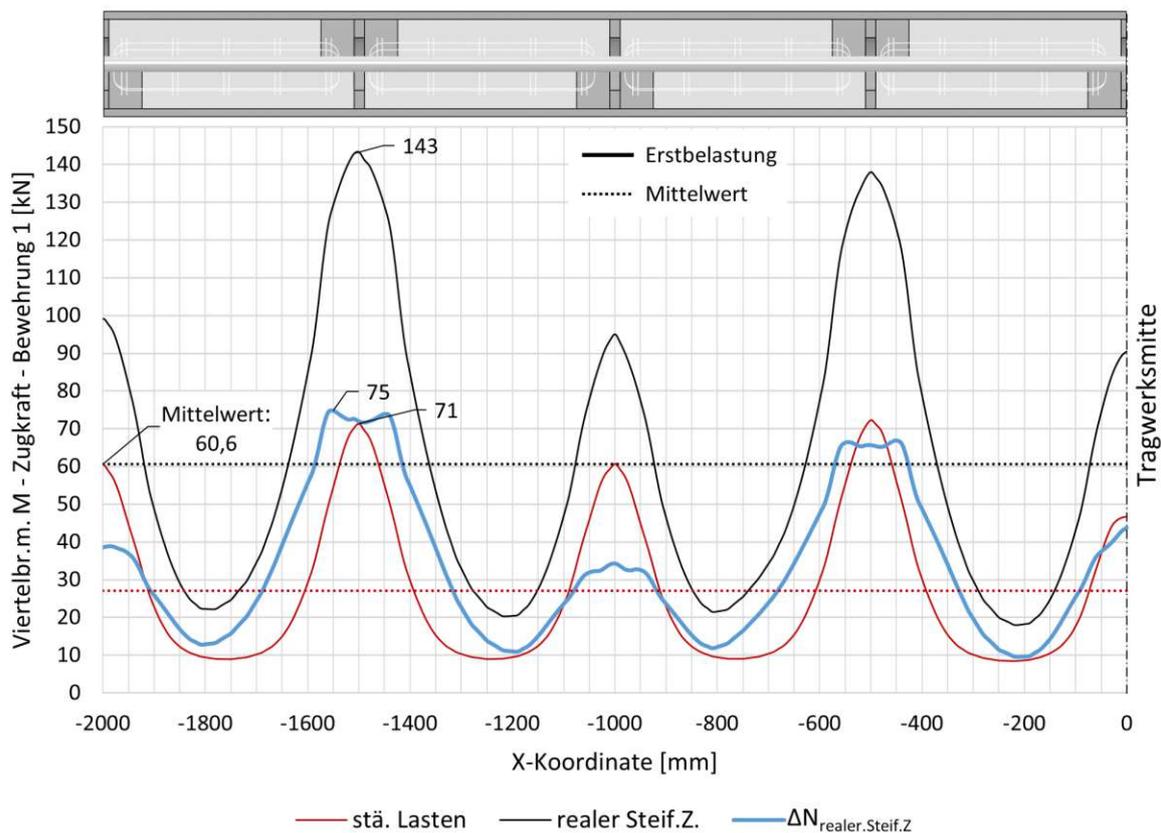


Abb. 3.90: Zugkraft des Bewehrungsstabes 1 des *Viertelbrückenmodells* über den 2,0 m Brückenausschnitt aus [24]

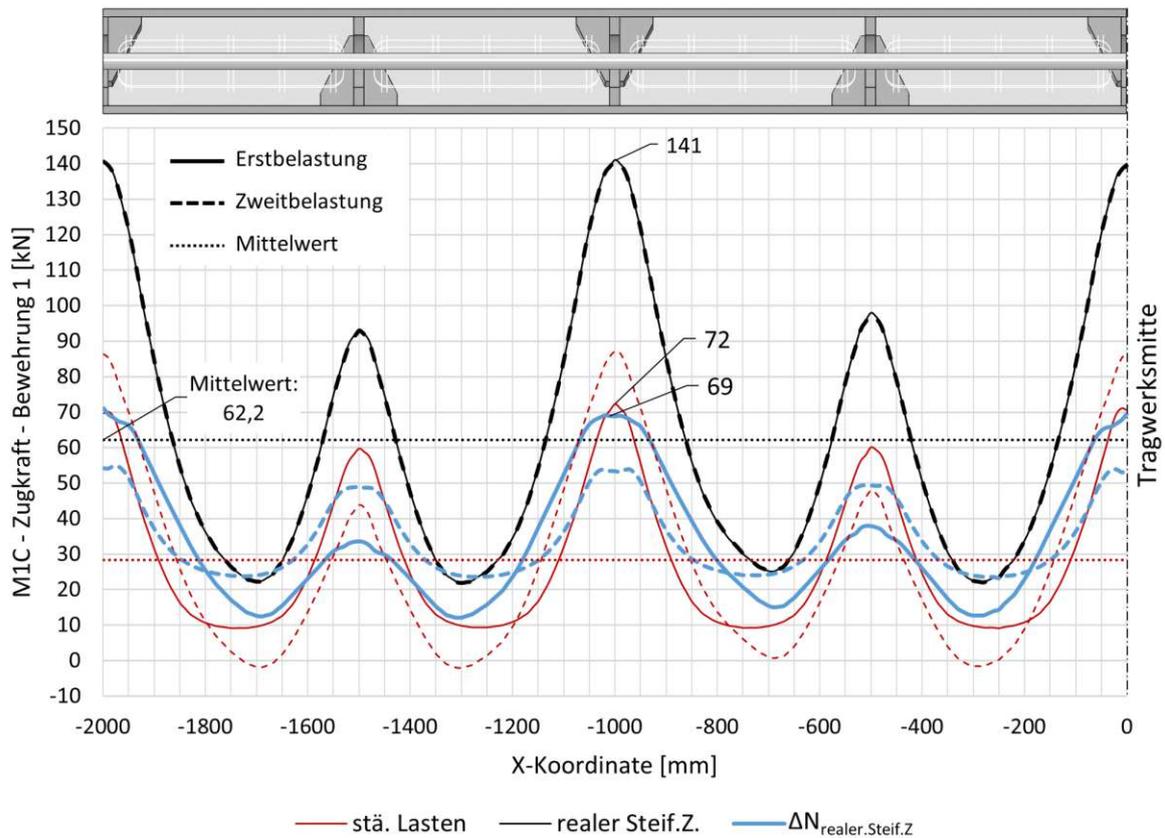


Abb. 3.91: Zugkraft des Bewehrungsstabes 1 des *Quermodells* über den 2,0 m Brückenausschnitt aus [24]

Sämtliche Auswertungen mit dem Ziel der Plausibilisierung der Ergebnisse des *Quermodells* deuten darauf hin, dass mit Hilfe des *Quermodells* plausible Ergebnisse ermittelt werden können, die sehr gut mit den Ergebnissen des *Viertelbrückenmodells* übereinstimmen.

Kapitel 4

Modellbildung für die Tragwirkung der SCSC-Platte parallel zu den Dübelleisten

Bevor mit der Auswertung der Parameterstudie begonnen wird, widmet sich dieses Kapitel der Beschreibung einer ingenieurmäßigen Modellbildung für die Tragwirkung der SCSC-Platte parallel zu den Dübelleisten, also in Querrichtung einer Trogbrücke. Ziel dieser Modellbildung ist es, das komplexe Tragverhalten der SCSC-Platte über relativ einfache Tragmechanismen zu beschreiben und dabei logischerweise einen möglichst kleinen Fehler zu machen. Diese einfachen Tragmechanismen dienen einerseits dem Verständnis der SCSC-Platte und andererseits als Basis für die Nachweisführung in anwendungsfreundlicheren Programmen, wie z. B. *RFEM*.

Zur Beschreibung der Tragmechanismen wird der Brückenquerschnitt in einzelne Teilquerschnitte aufgeteilt, die auf den folgenden Seiten abgebildet sind. Betrachtet wird dabei immer ein 1,0 m breiter Brückenausschnitt. Die Modellbildung wird im Lastniveau *realer Steifigkeitszustand* durchgeführt.

4.1 Teilquerschnitte der Modellbildung

Für die Modellbildung wird die SCSC-Platte in folgende Teilquerschnitte unterteilt:

- T-Querschnitt oben
- T-Querschnitt unten
- Stahlbetondruckzone
- Stahlbetonzugzone

Die einzelnen Teilquerschnitte sind in den Abb. 4.1a bis 4.8b dargestellt. Die Trennung zwischen Stahlbetondruckzone und Stahlbetonzugzone wurde dabei auf Grundlage einer visuellen Spannungsauswertung festgelegt.

T-Querschnitt oben

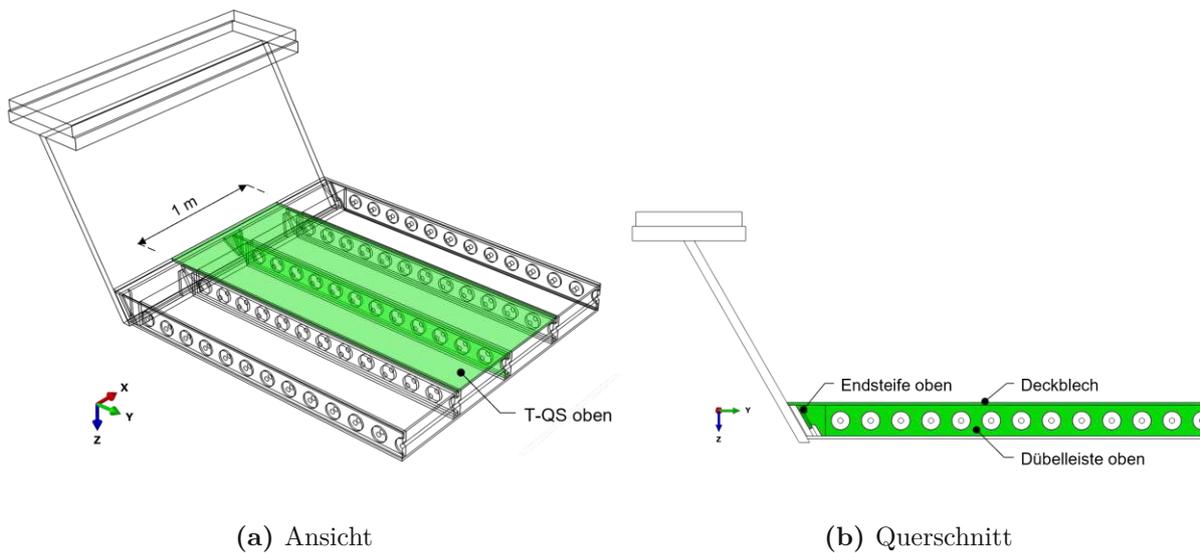


Abb. 4.1: T-Querschnitt oben: (a) Ansicht (b) Querschnitt

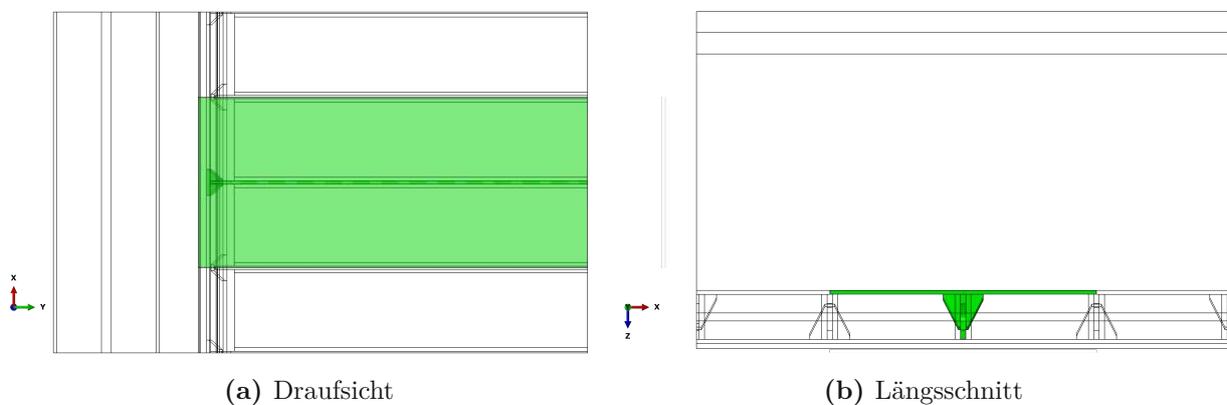
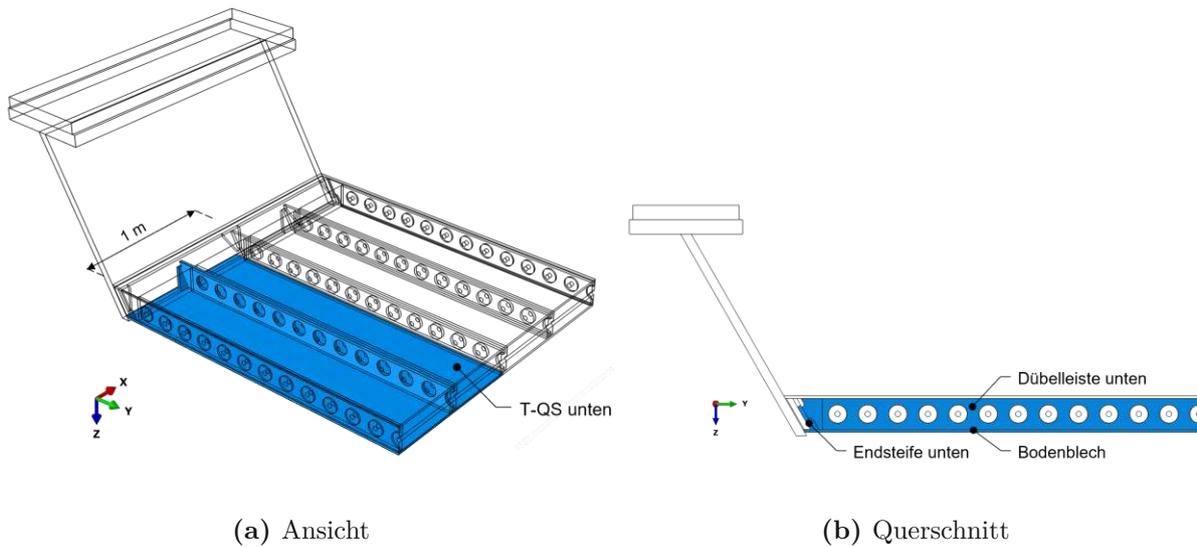


Abb. 4.2: T-Querschnitt oben: (a) Draufsicht (b) Längsschnitt

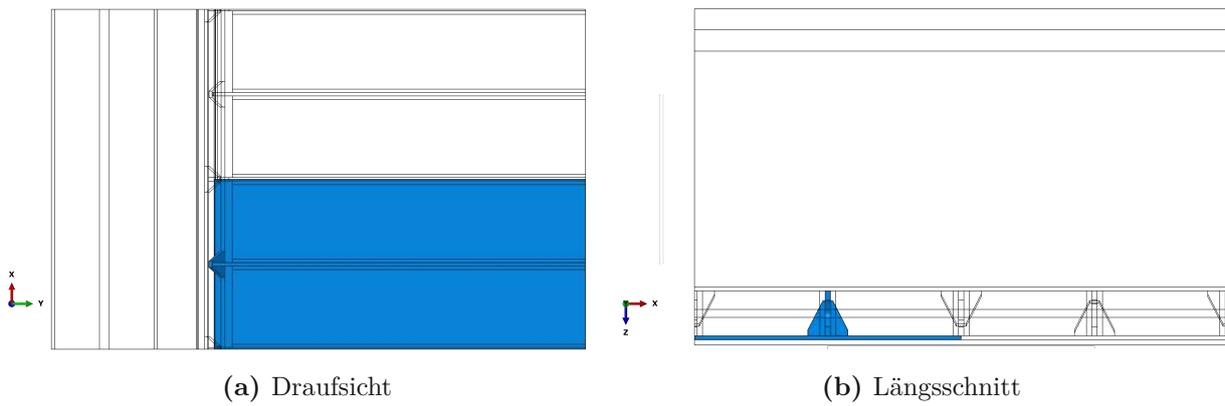
T-Querschnitt unten



(a) Ansicht

(b) Querschnitt

Abb. 4.3: T-Querschnitt unten: (a) Ansicht (b) Querschnitt

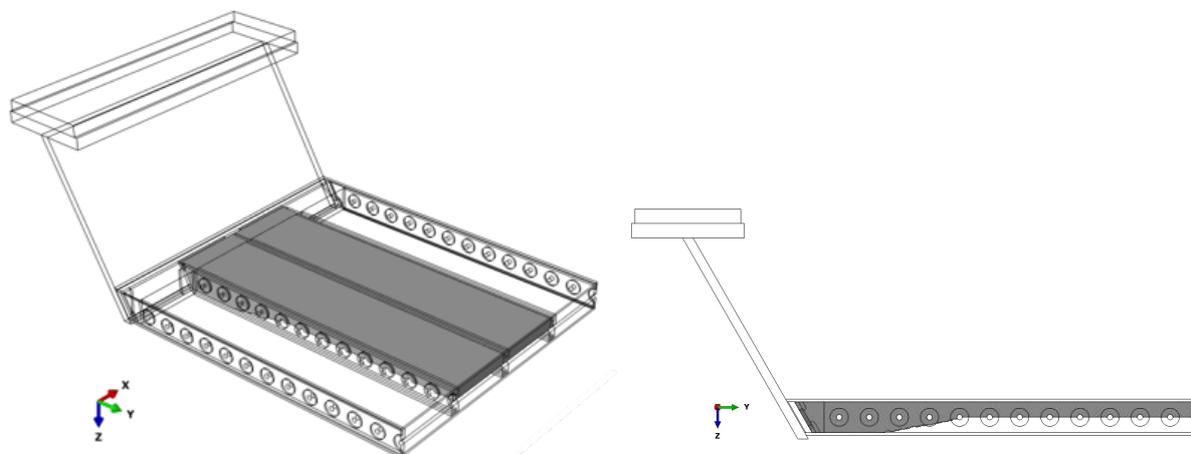


(a) Draufsicht

(b) Längsschnitt

Abb. 4.4: T-Querschnitt unten: (a) Draufsicht (b) Längsschnitt

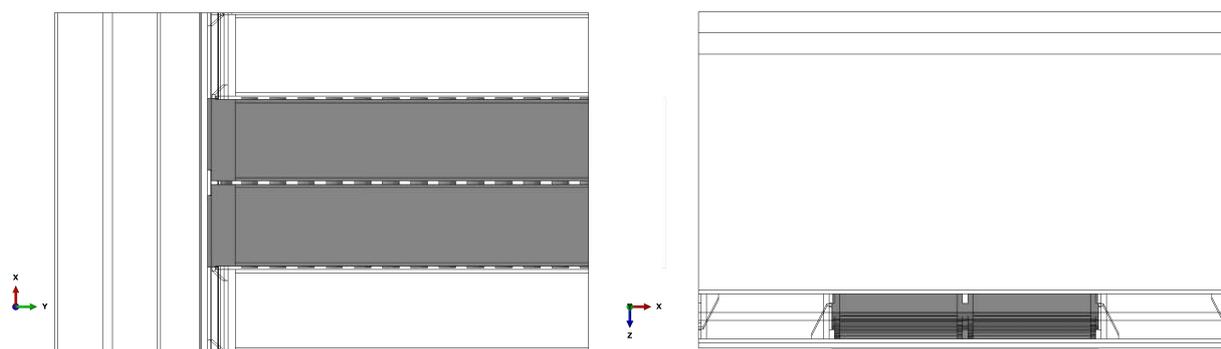
Stahlbetondruckzone



(a) Ansicht

(b) Querschnitt

Abb. 4.5: Stahlbetondruckzone: (a) Ansicht (b) Querschnitt

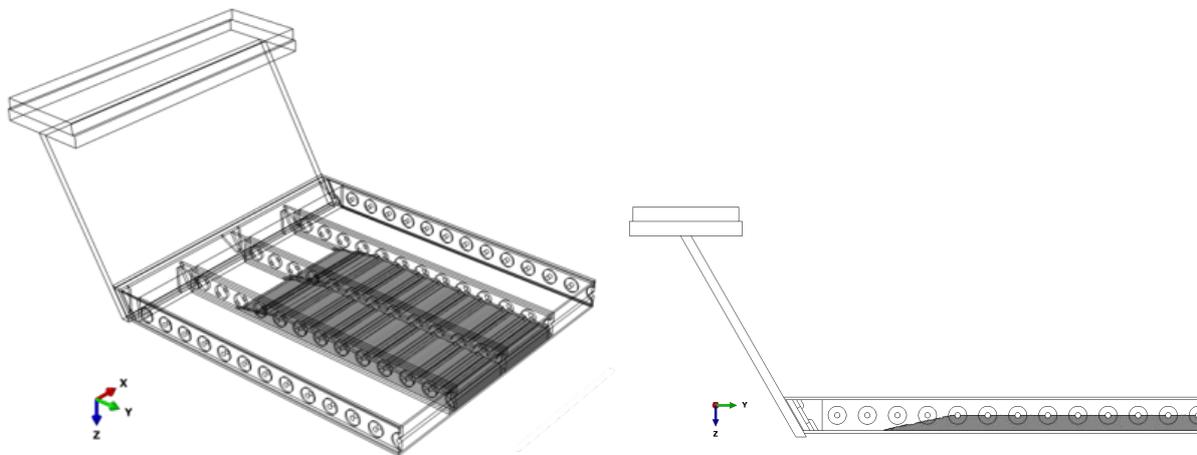


(a) Draufsicht

(b) Längsschnitt

Abb. 4.6: Stahlbetondruckzone: (a) Draufsicht (b) Längsschnitt

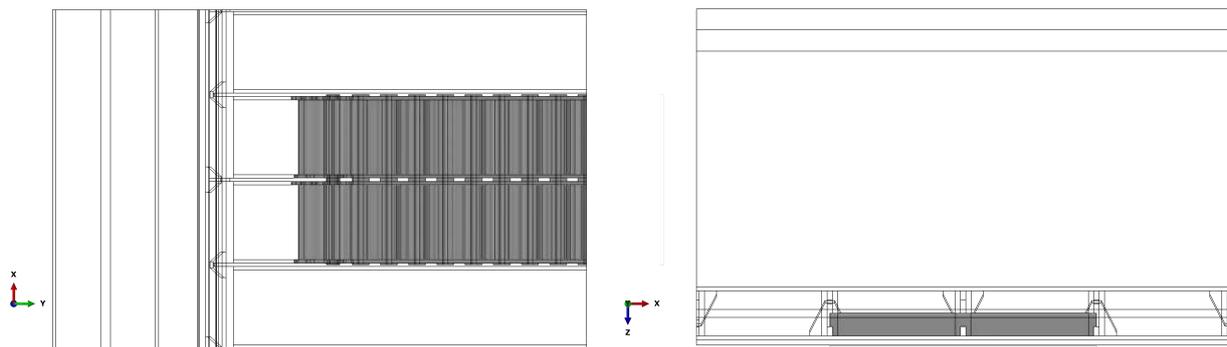
Stahlbetonzugzone



(a) Ansicht

(b) Querschnitt

Abb. 4.7: Stahlbetonzugzone: (a) Ansicht (b) Querschnitt



(a) Draufsicht

(b) Längsschnitt

Abb. 4.8: Stahlbetonzugzone: (a) Draufsicht (b) Längsschnitt

Randbereich der SCSC-Platte

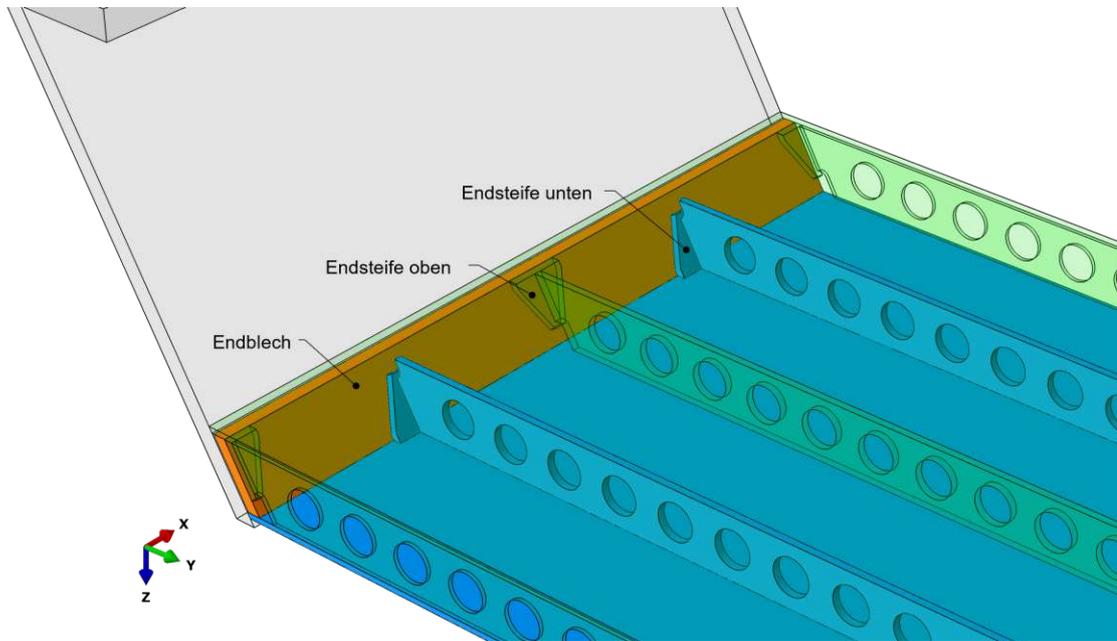


Abb. 4.9: Randbereich der SCSC-Platte

4.2 Tragwirkungen

Die Grundlage der ingenieurmäßigen Modellbildung ist die Frage nach der Abtragung der Biegemomente in Querrichtung bzw. der Schubverbindung der einzelnen Querschnittsteile. Es wurde in vorherigen Kapiteln bereits besprochen, dass die Schubverbindung über Druckdiagonalen im Betonkern sichergestellt ist. Das ist allerdings nur eine sehr vereinfachte Darstellung des Tragverhaltens. Auf den kommenden Seiten werden die Kraftflüsse innerhalb der Platte hervorgehoben und diese in eine überschaubare Anzahl an Tragwirkungen aufgeteilt. In Summe beschreiben die einzelnen Tragmechanismen dann den Tragmechanismus der SCSC-Platte parallel zu den Dübelleisten.

Tragwirkung Dübelleiste oben

Die erste Tragwirkung, mit der Biegemomente in Querrichtung abgetragen werden können, wird als *Tragwirkung Dübelleiste oben* beschrieben. Damit ist eine Schubverbindung zwischen oberem und unterem T-Querschnitt gemeint, die über Dübelkräfte der oben angeschweißten Dübelleiste und Betondruck auf den unteren Bereich des Endblechs sichergestellt wird. In Abb. 4.10a bis 4.11b sind die Dübelkräfte bzw. der Betondruck als rote Pfeile innerhalb des Betonkerns dargestellt. In Plattenmitte ist das, durch diese Tragwirkung abtragbare, Biegemoment in Querrichtung als Kräftepaar dargestellt. Der zugehörige Hebelarm ist in Abb. 4.12 dargestellt.

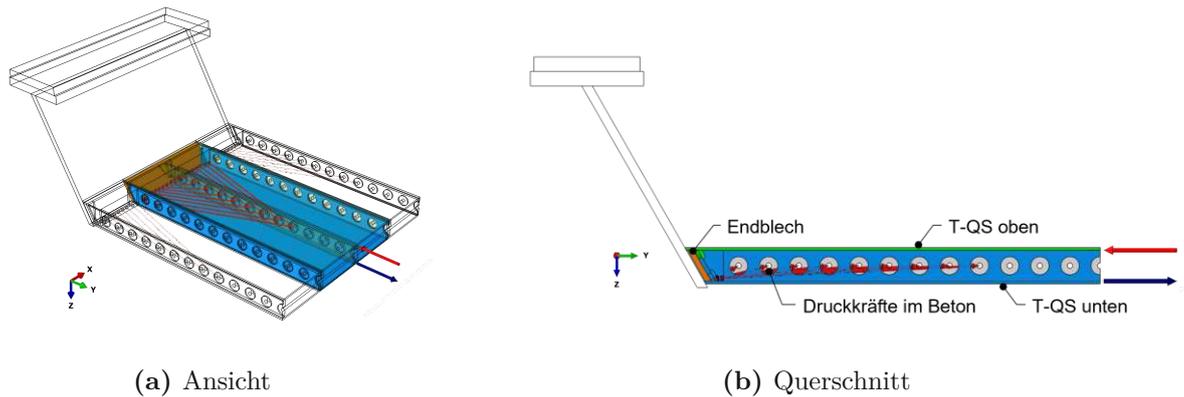


Abb. 4.10: Tragwirkung Dübelleiste oben: (a) Ansicht (b) Querschnitt

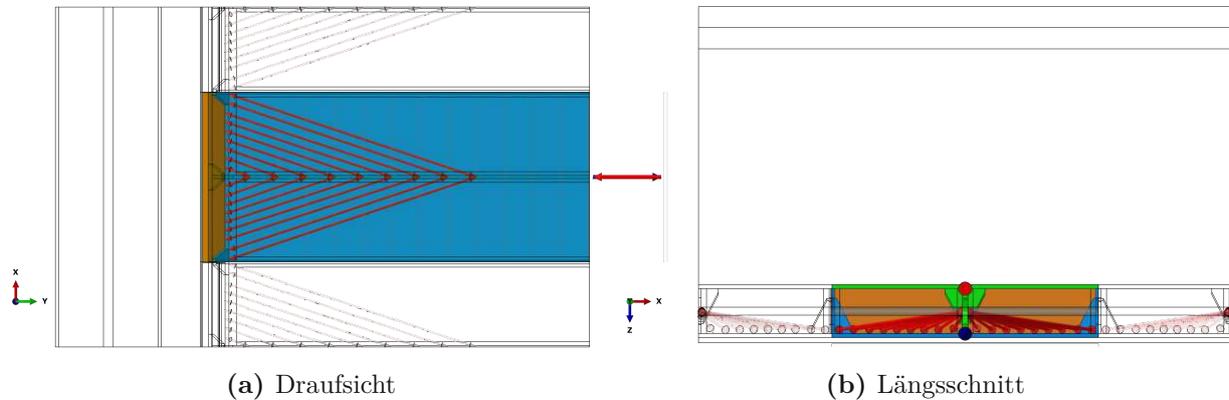


Abb. 4.11: Tragwirkung Dübelleiste oben: (a) Draufsicht (b) Längsschnitt

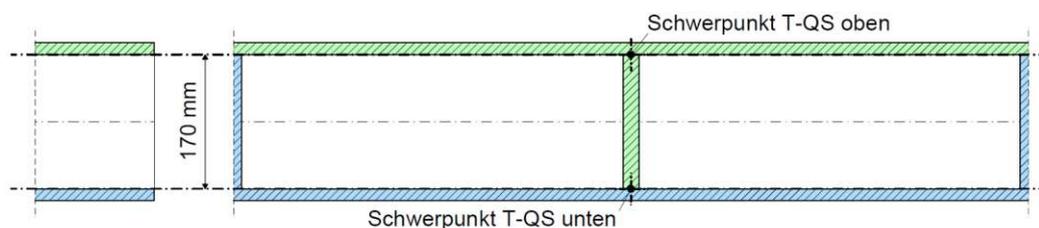


Abb. 4.12: Hebelarm der *Tragwirkung Dübelleiste oben*

Tragwirkung Druckdiagonalen

Die zweite Tragwirkung wird als *Tragwirkung Druckdiagonalen* bezeichnet, weil sie eine Schubverbindung des oberen und unteren T-Querschnitts über direkte Druckdiagonalen zwischen den Dübelleisten beschreibt. Essenziell für diese Tragwirkung und in weiterer Folge für die gesamte Modellbildung ist die Wahl der Druckdiagonalenneigung (siehe Abb. 4.14a). Der Winkel wurde dabei an die Hauptdruckspannungstrajektorien im Betonkern angepasst. Die Haupttragwirkung hat einen maßgebenden Einfluss auf den Winkel der Druckspannungstrajektorien bzw. der Druckdiagonalen zwischen den Dübelleisten (mehr dazu in Kap. 5).

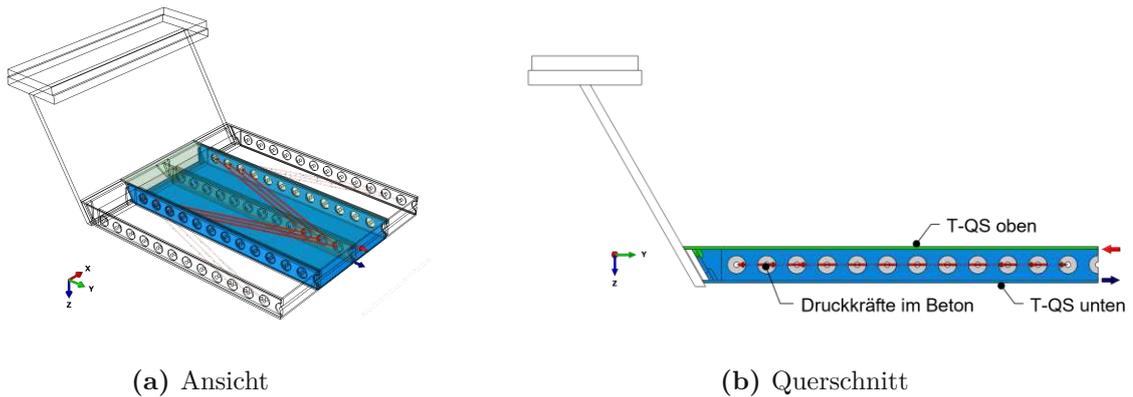


Abb. 4.13: Tragwirkung Druckdiagonalen: (a) Ansicht (b) Querschnitt

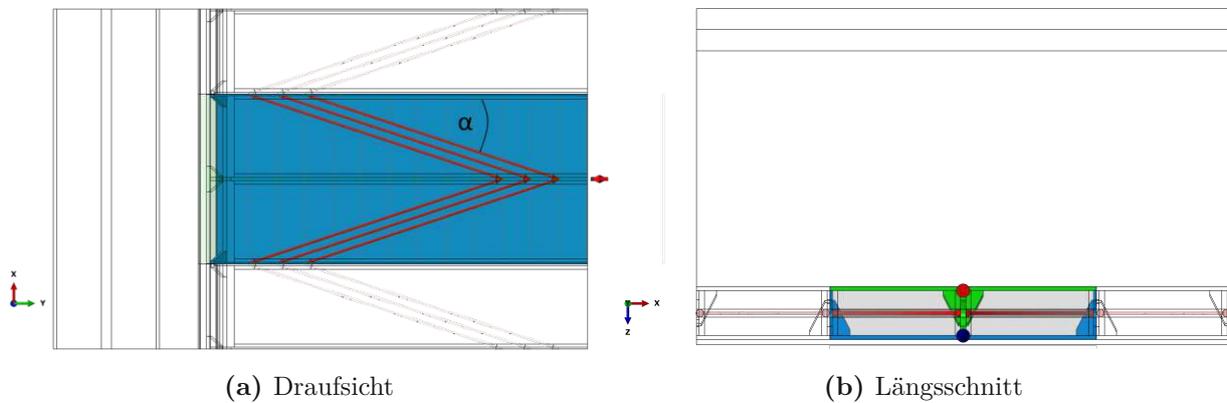


Abb. 4.14: Tragwirkung Druckdiagonalen: (a) Draufsicht (b) Längsschnitt

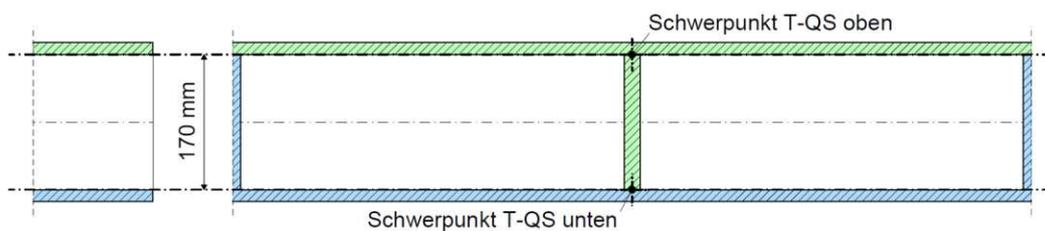


Abb. 4.15: Hebelarm der *Tragwirkung Druckdiagonalen*

Tragwirkung Dübelleiste unten

Die dritte Tragwirkung wird als *Tragwirkung Dübelleiste unten* bezeichnet. Sie beschreibt eine Schubverbindung zwischen unterem T-Querschnitt und der Betondruckzone, die über die Dübelkräfte der unten angeschweißten Dübelleiste realisiert wird.

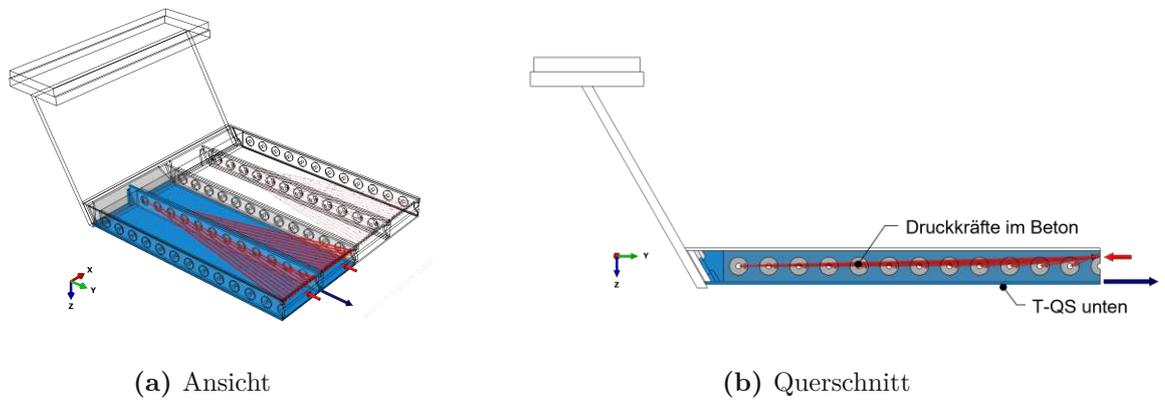


Abb. 4.16: Tragwirkung Dübelleiste unten: (a) Ansicht (b) Querschnitt

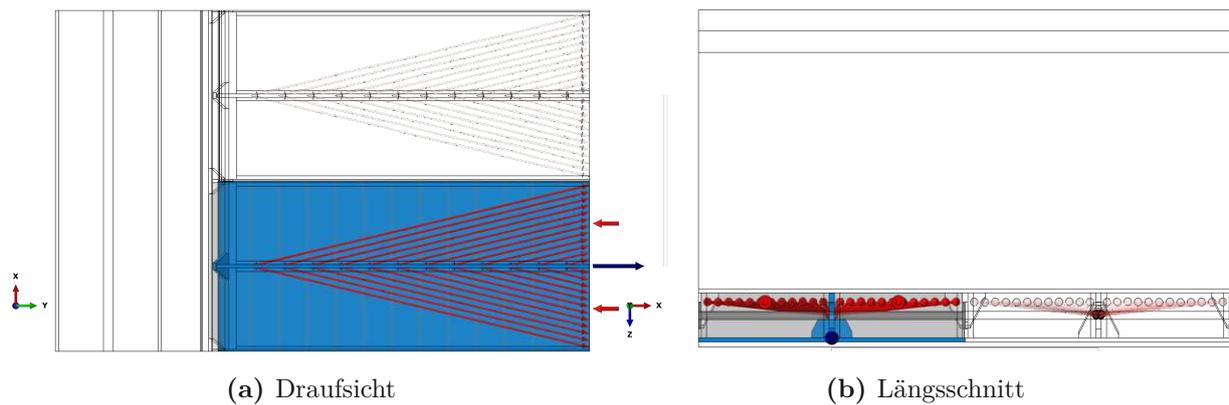


Abb. 4.17: Tragwirkung Dübelleiste unten: (a) Draufsicht (b) Längsschnitt

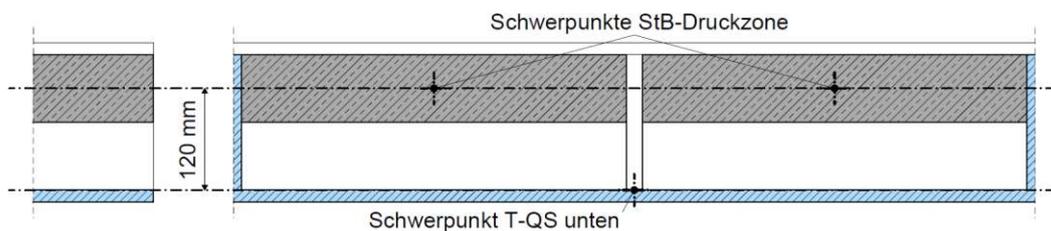


Abb. 4.18: Hebelarm der *Tragwirkung Dübelleiste unten*

Tragwirkung Bogen

Eine weitere Schubverbindung zwischen unterem T-Querschnitt und der Betondruckzone ist die *Tragwirkung Bogen*. Die Schubverbindung wird hier allerdings über bogenförmige Betondruckkräfte, wirkend auf den unteren Bereich des Endblechs, hergestellt.

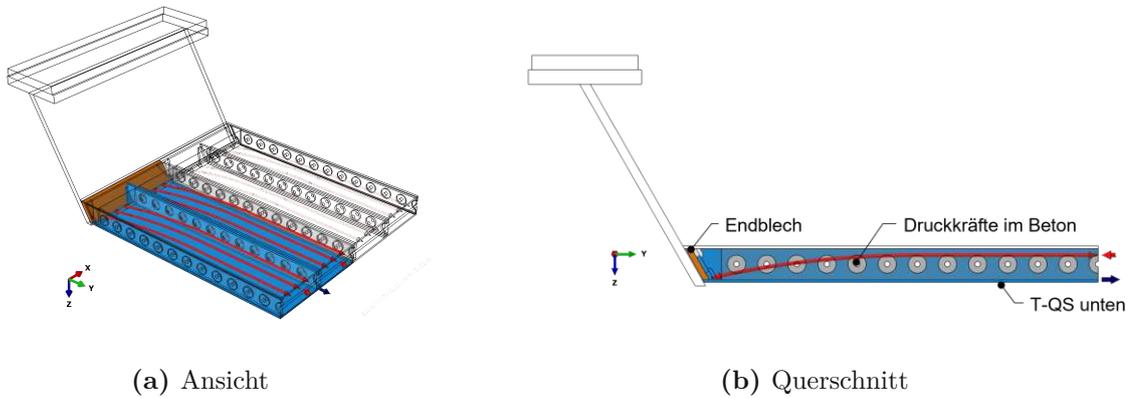


Abb. 4.19: Tragwirkung Bogen: (a) Ansicht (b) Querschnitt

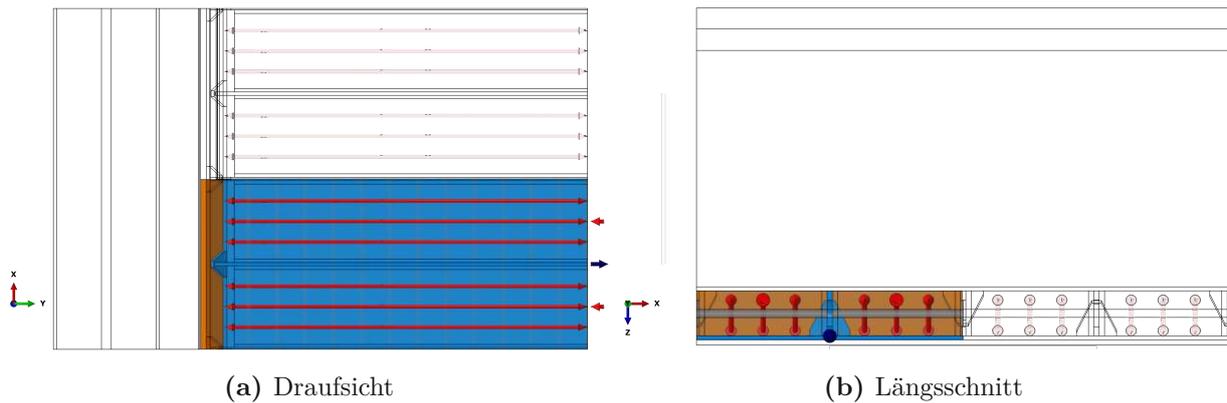


Abb. 4.20: Tragwirkung Bogen: (a) Draufsicht (b) Längsschnitt

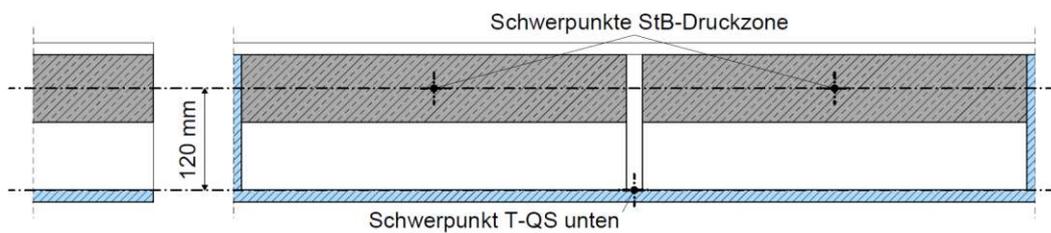
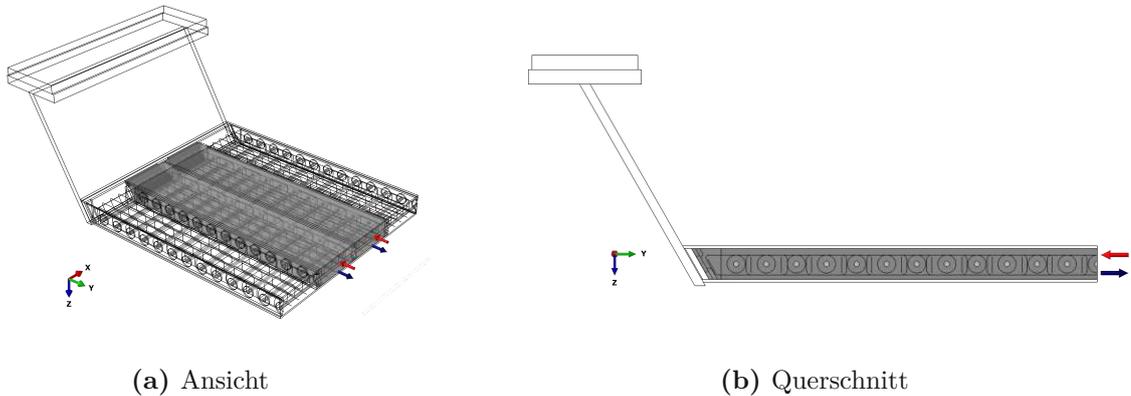


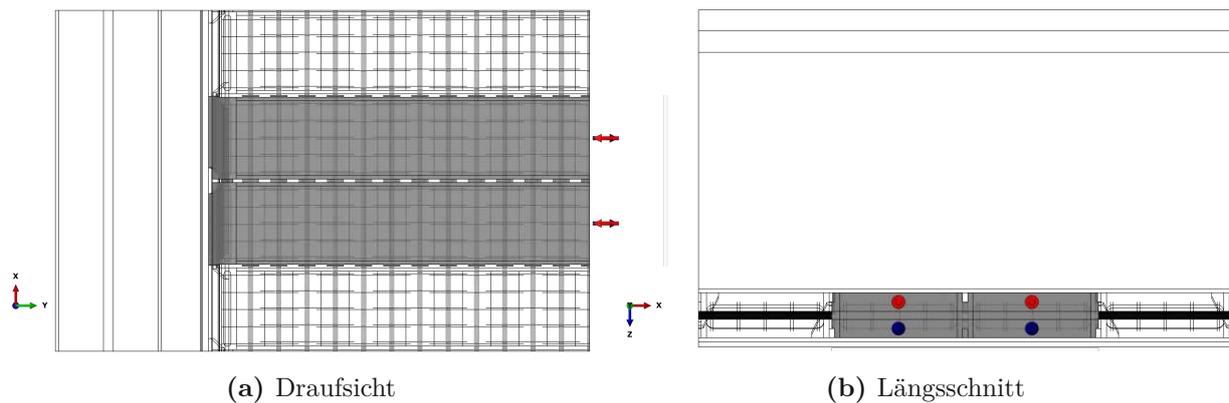
Abb. 4.21: Hebelarm der *Tragwirkung Bogen*

Tragwirkung Stahlbeton

Die übrigen Tragwirkungen sind beinahe selbsterklärend. Da der Betonkern mit Querbügeln bewehrt ist, kann auch innerhalb des Betonkerns eine nennenswerte Biegetragfähigkeit aufgebaut werden. Die Biegetragfähigkeit entsteht dabei durch die Betondruckzone und die Zugbewehrung, die durch die, in Querrichtung überlappend angeordnete, Bügelbewehrung gegeben ist.



(a) Ansicht (b) Querschnitt
Abb. 4.22: Tragwirkung Stahlbeton: (a) Ansicht (b) Querschnitt



(a) Draufsicht (b) Längsschnitt
Abb. 4.23: Tragwirkung Stahlbeton: (a) Draufsicht (b) Längsschnitt

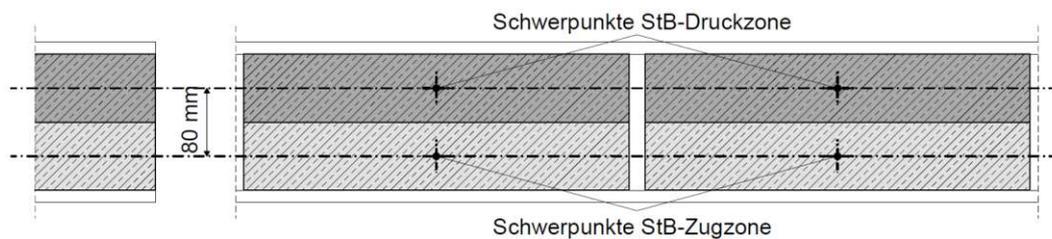


Abb. 4.24: Hebelarm der *Tragwirkung Stahlbeton*

Tragwirkung T-Querschnitt unten

Die einzelnen Teilquerschnitte dieser Modellbildung (T-QS oben, T-QS unten, Stahlbetondruckzone und Stahlbetonzugzone) haben ebenfalls eine eigene Biegesteifigkeit und können daher Biegemomente abtragen. Für die später angeführte Berechnung der Biegemomentenanteile (siehe Kap. 4.4) werden die Anteile der Einzelquerschnitte nicht über Horizontalkräfte und Hebelarme berechnet, sondern direkt aus *Abaqus* ausgelesen. Der Vollständigkeit halber, werden hier die beiden Teilquerschnitte mit der größten Biegesteifigkeit bzw. dem größten Biegemomentenanteil angeführt (T-QS oben und T-QS unten).

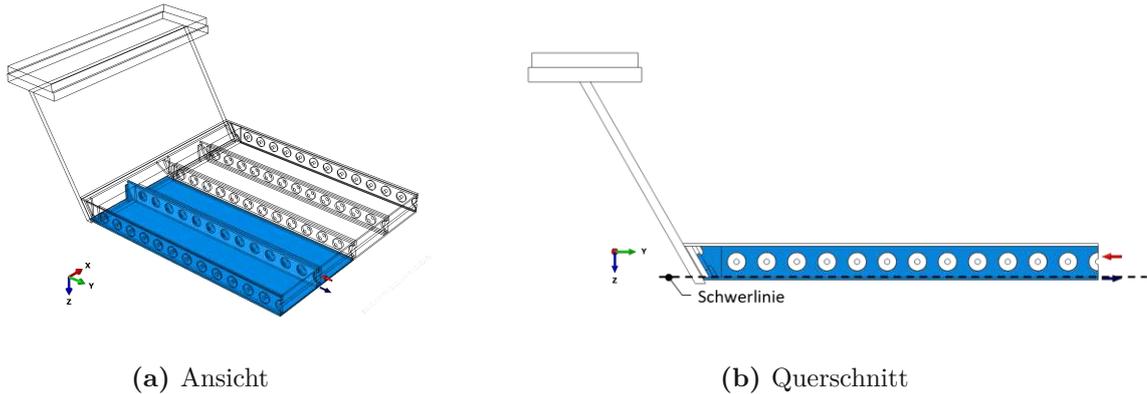


Abb. 4.25: Tragwirkung T-Querschnitt unten: (a) Ansicht (b) Querschnitt

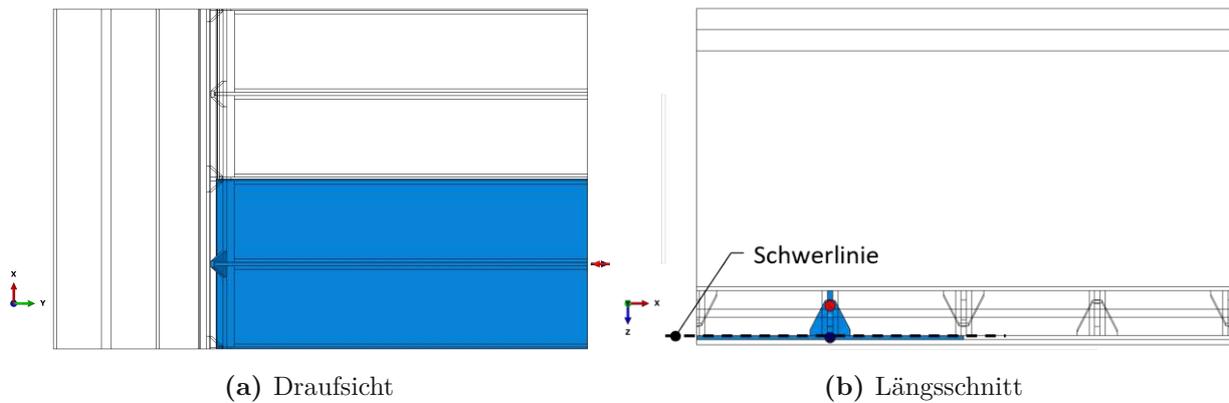


Abb. 4.26: Tragwirkung T-Querschnitt unten: (a) Draufsicht (b) Längsschnitt

Tragwirkung T-Querschnitt oben

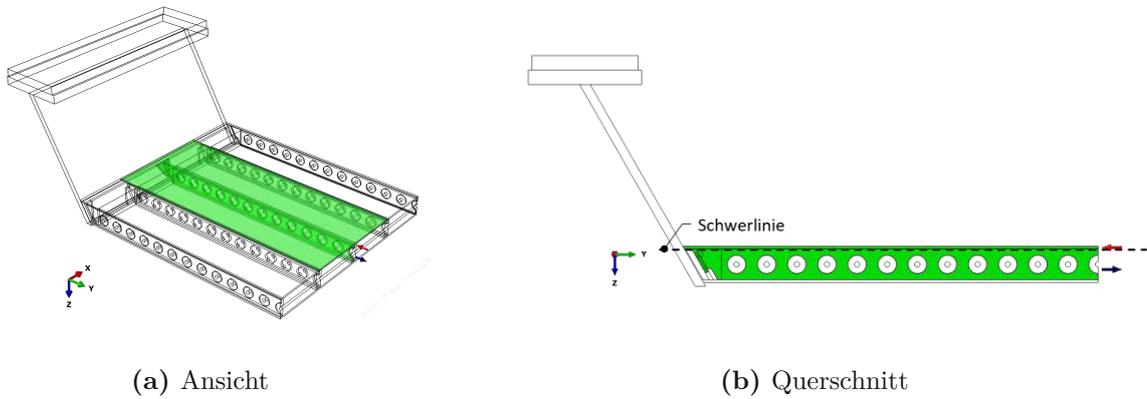


Abb. 4.27: Tragwirkung T-Querschnitt oben: (a) Ansicht (b) Querschnitt

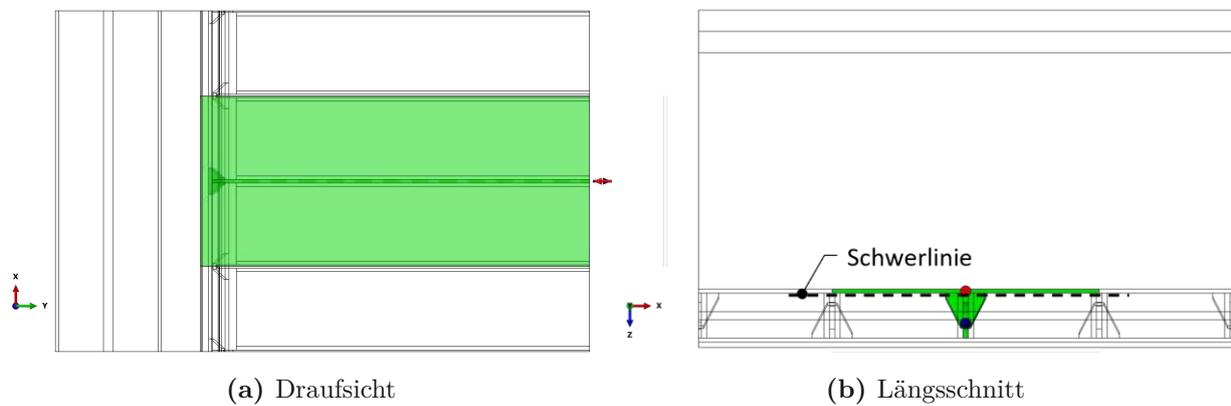


Abb. 4.28: Tragwirkung T-Querschnitt oben: (a) Draufsicht (b) Längsschnitt

Tragwirkung Rand

Die letzte Tragwirkung dieser Modellbildung zur Beschreibung der Tragwirkung parallel zu den Dübelleisten ist die *Tragwirkung Rand*. Diese beschreibt eine Schubverbindung zwischen oberem und unterem T-Querschnitt über die Schweißnähte des Endblechs. Insgesamt wird eine Horizontalkraft von 156 kN/m über die Schweißnähte des Endblechs übertragen, die sich folgendermaßen zusammensetzt:

- Horizontalkraft in der Schweißnaht Endblech-Deckblech: 107 kN/m
- Kontaktpressung im unteren Bereich der oben angeschweißten Endsteife: 29 kN/m
- Kontaktpressung zwischen Dübelleiste und Endblech über den Betonkern im Bereich der Ausrundung: 20 kN/m (Lastangriffspunkte der Kontaktpressungskräfte hier nicht relevant)
- Über die Schweißnaht Endblech-Bodenblech weiterzuleitende Horizontalkraft: 156 kN/m

Sämtliche Kraftgrößen dieser Modellbildung werden auf ein Einheitselement der Länge $1,0 \text{ m}$ bezogen (daher die Einheit kN/m).

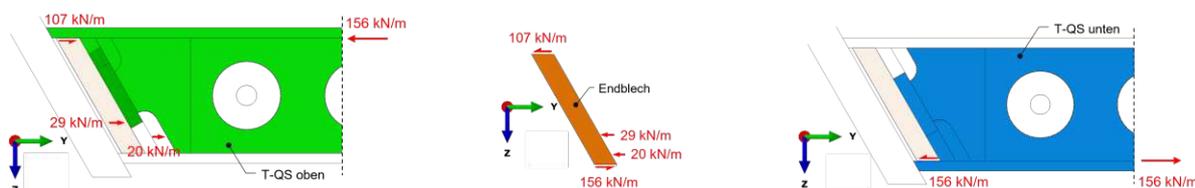


Abb. 4.29: Tragwirkung Rand

4.3 Berechnungsmethode zur Modellbildung

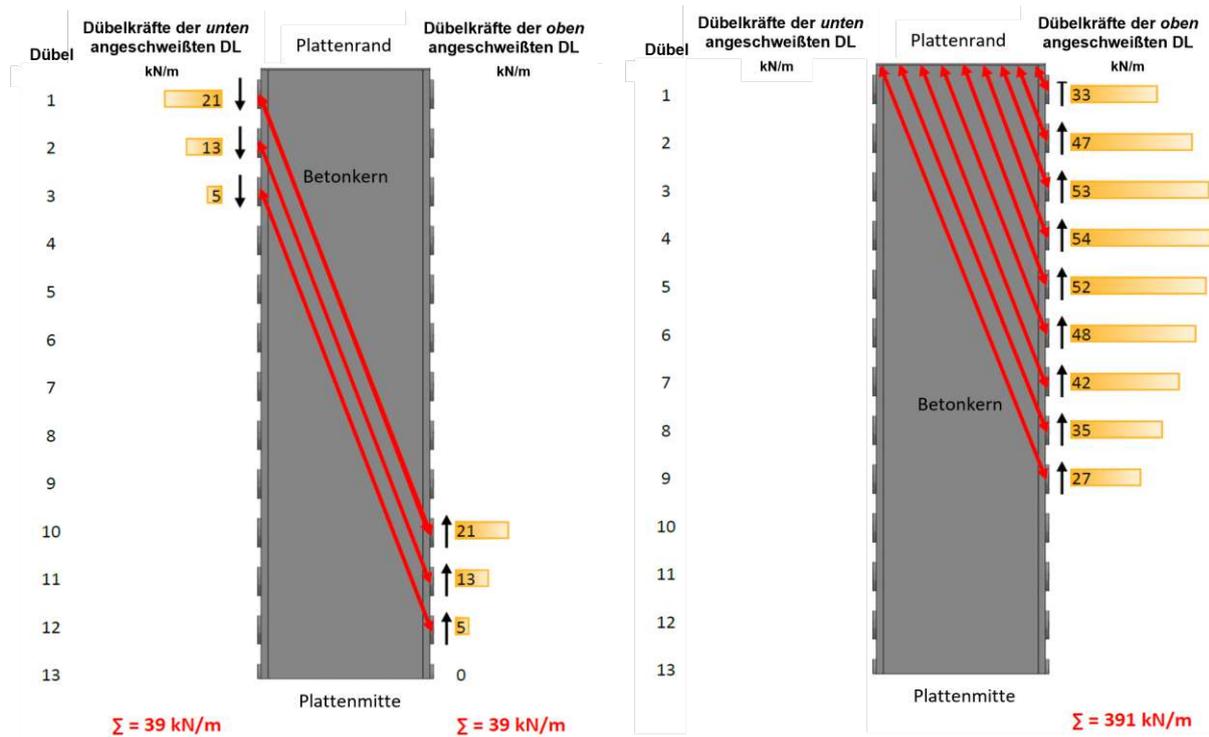
Aufteilung der Dübelkräfte: Dübelleiste oben

Da nun alle Tragwirkungen dieser Modellbildung vorgestellt wurden, kann mit der eigentlichen Berechnung der Anteile der einzelnen Tragwirkungen an der Gesamttragfähigkeit der SCSC-Platte in Querrichtung begonnen werden. Wie bereits erwähnt, spielen die Dübelkräfte und deren Aufteilung eine maßgebende Rolle bei der Modellbildung. Grund dafür ist, dass die Aufteilung der Dübelkräfte am Anfang der Berechnung steht und somit alle weiteren Berechnungsschritte beeinflusst. Begonnen wird mit der Aufteilung der Dübelkräfte der oben angeschweißten Dübelleisten. Diese sind an zwei Tragwirkungen beteiligt (siehe Abb. 4.30):

- Anteil *Tragwirkung Druckdiagonalen*: 39 kN/m
- Anteil *Tragwirkung Dübelleiste oben*: 391 kN/m

Aufgrund des gewählten Neigungswinkels der Druckdiagonalen werden nur 3 Dübel bzw. Dübelkräfte pro Dübelleiste der *Tragwirkung Druckdiagonalen* zugeordnet (39 kN/m). Der Rest (391 kN/m) wird der *Tragwirkung Dübelleiste oben* zugeordnet. Der Neigungswinkel beeinflusst also maßgebend die Anteile der Tragwirkungen am Gesamttragverhalten.

Die in Abb. 4.30 bzw. 4.31 (Übersicht über die Dübelkräfte der oben und unten angeschweißten Dübelkräfte) dargestellten Dübelkräfte entsprechen einer Mittelung der Dübelkräfte aller oben bzw. aller unten angeschweißten Dübelleisten über den Brückenausschnitt. Die Einheit kN/m bezieht sich wieder auf das Einheitselement der Länge $1,0 \text{ m}$ (pro Einheitselement eine oben bzw. unten angeschweißte Dübelleiste).



(a) Tragwirkung Druckdiagonalen

(b) Tragwirkung Dübelleiste oben

Abb. 4.30: Aufteilung der Dübelkräfte der Dübelleiste oben

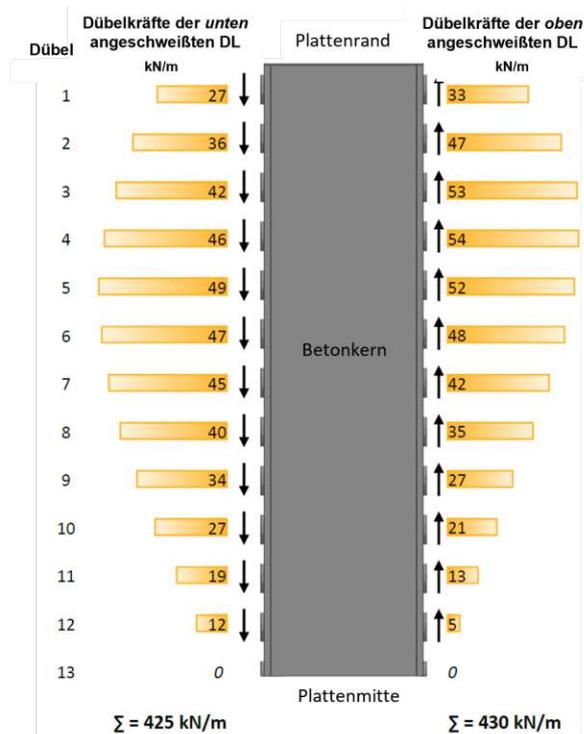


Abb. 4.31: Gemittelte Dübelkräfte der Dübelleiste unten bzw. oben

Aufteilung der Dübelkräfte: Dübelleiste unten

Auch die Dübelkräfte der unten angeschweißten Dübelleisten sind an zwei Tragwirkungen beteiligt:

- Anteil *Tragwirkung Druckdiagonalen*: 39 kN/m
- Anteil *Tragwirkung Dübelleiste unten*: $425 - 39 = 386 \text{ kN/m}$

Der Anteil der *Tragwirkung Druckdiagonalen* von 39 kN/m wurde bereits besprochen. Die Summe der Dübelkräfte der unten angeschweißten Dübelleiste entspricht 425 kN/m (siehe Abb. 4.31). Nach Abzug des „reservierten“ Anteils der Druckdiagonalen bleibt für die *Tragwirkung Dübelleiste unten* 386 kN/m übrig (siehe Abb. 4.32)

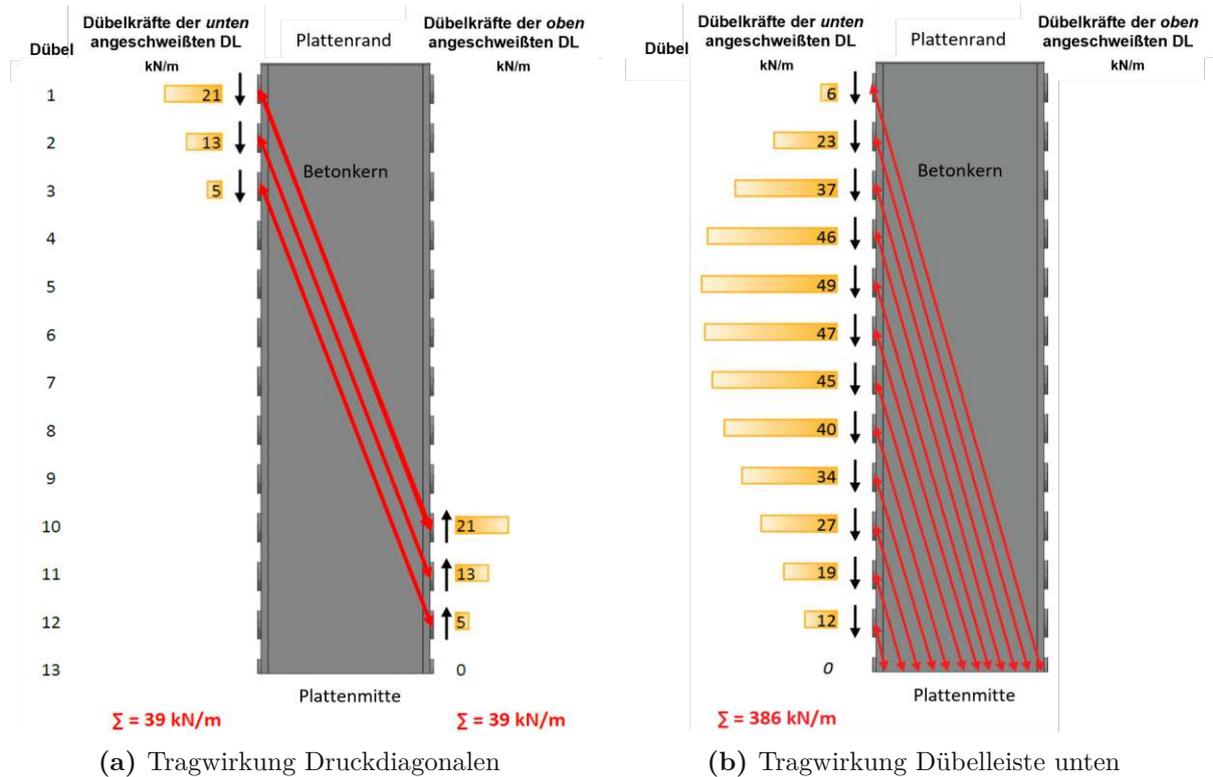


Abb. 4.32: Aufteilung der Dübelkräfte der Dübelleiste unten

Normalkraft im Stahlbeton in Plattenmitte

Im nächsten Schritt wird der Anteil der *Tragwirkung Bogen* ermittelt. Diese steht in Verbindung mit der Normalkraft im Stahlbeton in Plattenmitte. Diese Normalkraft ist wiederum an drei Tragwirkungen beteiligt:

- „reservierter“ Anteil der *Tragwirkung Dübelleiste unten*: 386 kN/m
- Momententragfähigkeit innerhalb des Stahlbetons (*Tragwirkung Stahlbeton*): 208 kN/m
- Anteil *Tragwirkung Bogen*: $616 - 386 - 208 = 22 \text{ kN/m}$

Aus *Abaqus* kann in der Betondruckzone eine Normalkraft von 616 kN/m ausgelesen werden. Davon muss im ersten Schritt der „reservierte“ Anteil der *Tragwirkung Dübelleiste unten* (386 kN/m) abgezogen werden. In der Betonzugzone wirkt eine Normalkraft von 208 kN/m . Diese Normalkraft bildet mit einem gleich großen Kraftpartner in der Betondruckzone die *Tragwirkung Stahlbeton*. Das heißt um die *Tragwirkung Bogen* berechnen zu können, müssen auch die 208 kN/m der *Tragwirkung Stahlbeton* abgezogen werden. Es bleiben $616 - 386 - 208 = 22 \text{ kN/m}$ für die *Tragwirkung Bogen* übrig.

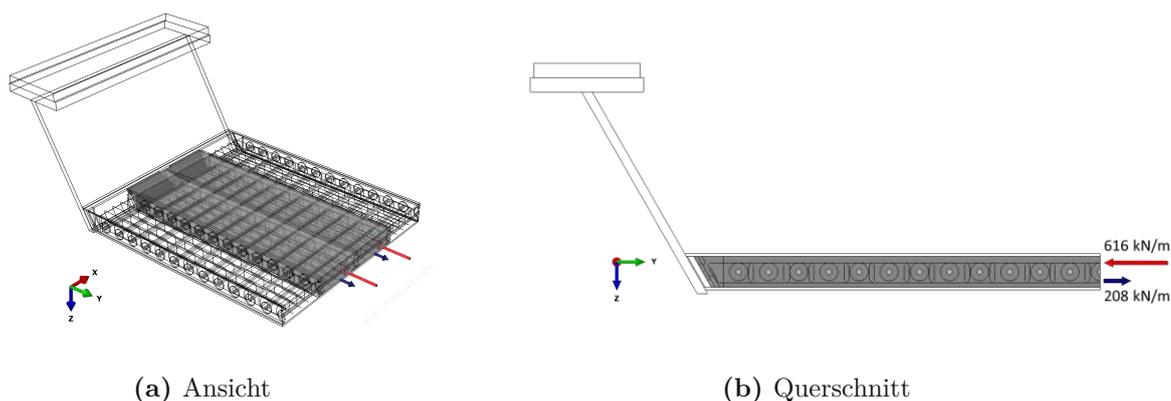


Abb. 4.33: Normalkraft im Stahlbeton in Plattenmitte: (a) Ansicht (b) Querschnitt

4.4 Berechnung der Biegemomentenanteile der einzelnen Tragwirkungen

Im vorherigen Abschnitt wurden alle Horizontalkräfte pro Längeneinheit der einzelnen Tragwirkungen berechnet. Um aus diesen nun die Biegemomentenanteile in Querrichtung berechnen zu können, müssen den einzelnen Tragwirkungen noch Hebelarme zugeteilt werden. Diese ergeben sich aus den Schwerpunkten der Einzelquerschnitte und sind in Abb. 4.34 noch einmal grafisch zusammengefasst.

Die Berechnung der Biegemomentenanteile in Plattenmitte der einzelnen Tragwirkungen ist in Tab. 4.1 angeführt und in Abb. 4.35 grafisch dargestellt. Die einzelnen Teilquerschnitte besitzen auch eine Biegesteifigkeit und dementsprechend eine Momententragfähigkeit. Diese Momententragfähigkeit kann, wie die oben angeführten Normalkräfte, direkt aus *Abaqus* ausgelesen werden.

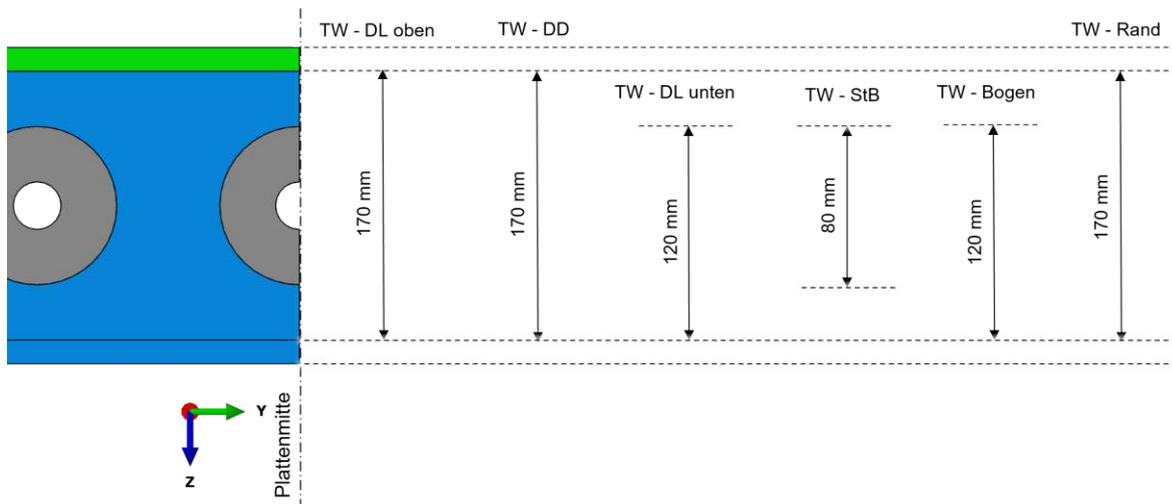


Abb. 4.34: Hebelarme der einzelnen Tragwirkungen

Tab. 4.1: Biegemomentenanteile der einzelnen Tragwirkungen (pro Einheitselement)

Tragwirkung	Hebelarm [m]	Horizontalkraft [kN/m]	Biegemoment [kNm/m]	Anteil am Gesamtbiegemoment [–]
$M_{DL,oben}$	0,17	391	66,5	32%
M_{DD}	0,17	39	6,6	3%
$M_{DL,unten}$	0,12	386	46,3	22%
M_{StB}	0,08	208	16,6	8%
M_{Bogen}	0,12	22	2,7	1%
M_{Rand}	0,17	156	26,5	13%
$M_{T-QS,u}$	–	–	19,2	9%
$M_{T-QS,o}$	–	–	13,0	6%
$M_{StB,D}$	–	–	8,1	4%
$M_{StB,Z}$	–	–	2,7	1%
		Σ	208,3	100%

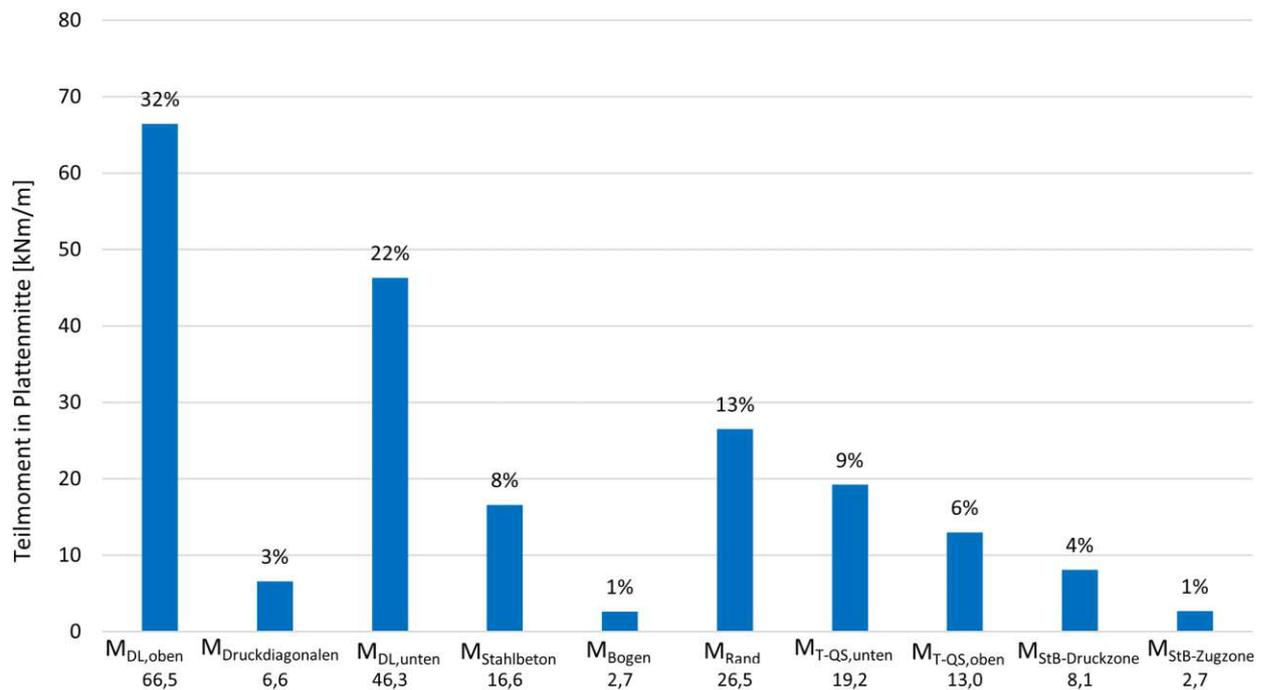


Abb. 4.35: Biegemoment in Plattenmitte: Anteile der Tragwirkungen

Hervorzuheben ist dabei, dass die *Tragwirkung Dübelleiste oben* und *Tragwirkung Dübelleiste unten* die beiden größten Tragwirkungen sind. Im Gegensatz dazu sind die *Tragwirkung Druckdiagonalen* und *Tragwirkung Bogen* vernachlässigbar klein. Die direkte Schubübertragung über Betondruckstreben (*Tragwirkung Druckdiagonalen*) zwischen den einzelnen Dübelleisten ist also sehr gering. Grund dafür ist die Längsdehnung der SCSC-Platte durch die Anwendung als Teil einer Trogbrücke. Im Rahmen der Parameterstudie wird ein Modell ohne Haupttragwirkung (Modell 2) ausgewertet, das dem Anwendungsfall Plattenbrücke ähnlich ist (siehe Kap. 5.3.2). Es wird sich zeigen, dass in diesem Fall die *Tragwirkung Druckdiagonalen* nicht mehr vernachlässigbar klein ist.

4.5 Plausibilisierung der Modellbildung

Die oben beschriebene Modellbildung muss nun noch plausibilisiert werden. Die Plausibilisierung wird in zwei Teilen durchgeführt. Im ersten Teil wird das berechnete Biegemoment in Plattenmitte mit dem aus *Abaqus* ausgelesenen verglichen. Die Summe der Biegemomente zufolge der Teilmomente der Einzelquerschnitte und Tragwirkungen entspricht 208 kNm/m . Aus *Abaqus* wurde ein Gesamtbiegemoment in Plattenmitte von 205 kNm/m ausgelesen. Im Bereich des Hauptträgersteges kann allerdings noch ein negatives Randmoment von $-9,3 \text{ kNm/m}$ ausgelesen werden (siehe Abb. 4.36 rechts):

$$-[(58 - 7,5) \cdot 0,185] = -9,3 \text{ kNm/m} \quad (4.1)$$

In Summe ergibt das ein zu übertragendes Biegemoment von $205 + 9,3 = 214,3 \text{ kNm/m}$.

→ Die Modellbildung führt somit zu einem Fehler von $1 - \frac{208,0}{214,3} = 3\%$ bei der Berechnung des Biegemomentes in Plattenmitte. Das ist im Rahmen der Ausleseungenauigkeiten.

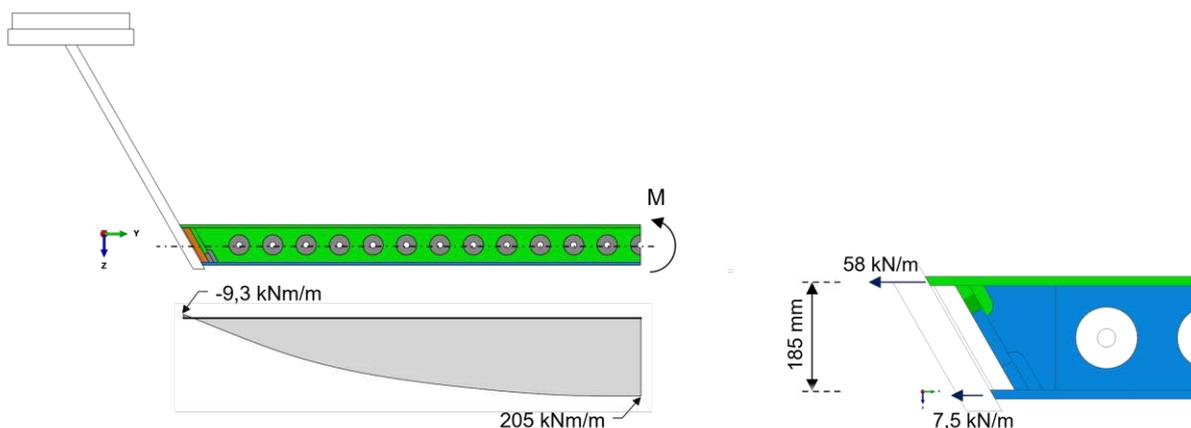


Abb. 4.36: Plausibilisierung: Gesamtbiegemoment in Plattenmitte

Im zweiten Teil wird die Betondruckkraft am Plattenrand, wirkend auf das Endblech und auf die Endsteifen, kontrolliert. Im Bereich des Plattenrandes wirken, nach der hier beschriebenen Modellbildung, die anteiligen Kräfte der *Tragwirkung Dübelleiste oben*, *Tragwirkung Bogen* und *Tragwirkung Rand* auf das Endblech bzw. die Endsteifen:

- Anteil der *Tragwirkung Dübelleiste oben* (gesamte TW): 391 kN/m
- Anteil der *Tragwirkung Bogen* (gesamte TW): 22 kN/m
- Anteil *Tragwirkung Rand* (ein Teil der TW): 20 kN/m (siehe Abb. 4.29)
- Summe: $391 + 22 + 20 = 433 \text{ kN/m}$

Es müssten also 433 kN/m als Horizontalkomponenten der Betondruckkräfte auf das Endblech bzw. die unten angeschweißten Endsteifen ausgelesen werden können. Aus *Abaqus* können 386 kN/m ausgelesen werden (siehe Abb. 4.37). Die Kraftgrößen beziehen sich wieder auf das Einheitsselement der Länge $1,0 \text{ m}$. Aus Übersichtlichkeitsgründen wurde in der Abbildung die Betondruckkraft auf den unteren Bereich des Endblechs auf zwei Anteile (jeweils 160 kN/m) aufgeteilt. Die genau Lage (Höhenlage) der Kraftgrößen ist für die Plausibilisierung nicht relevant.

→ Es wird also ein Fehler von $1 - \frac{386}{433} = 11\%$ gemacht. Das ist noch immer im Rahmen der Ausleseungenauigkeiten. Die Modellbildung wird als plausibel angesehen.

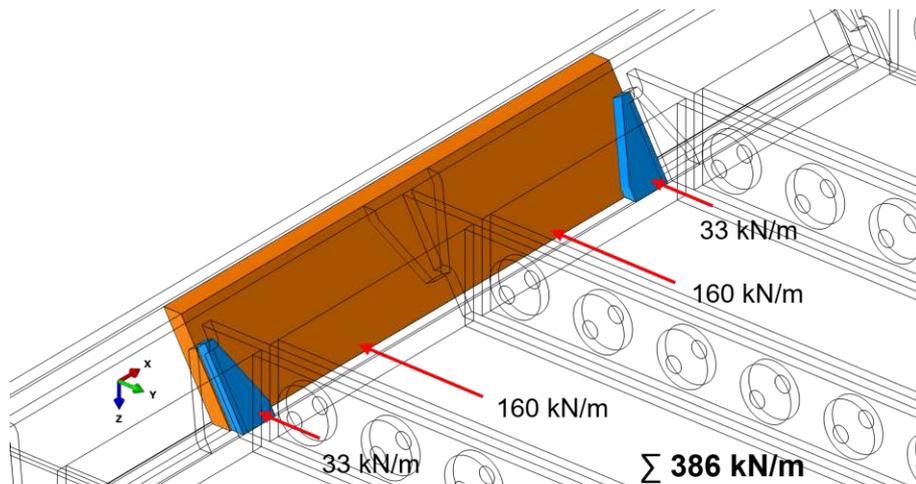


Abb. 4.37: Plausibilisierung: Betondruckkraft am Plattenrand

4.6 Gleichgewichtsbetrachtungen

Horizontales Gleichgewicht des oberen T-Querschnitts

Dieses Kapitel soll lediglich die Auslesegenauigkeit aus *Abaqus* verdeutlichen. Im vorangegangenen Kapitel wurden Fehler bei der Plausibilisierung der Modellbildung von rund 10% als noch im Rahmen der Ausleseungenauigkeiten bezeichnet. Die nächsten Seiten sollen die Rechtfertigung für diese Aussage liefern, indem das horizontale Gleichgewicht des oberen und unteren T-Querschnitts bzw. des Endblechs berechnet wird. Schneidet man Einzelquerschnitte wie zum Beispiel den oberen T-Querschnitt aus dem Gesamtmodell heraus und setzt an sämtlichen Schnitten die dort wirkenden horizontalen Kräfte an, müsste der Einzelquerschnitt im Gleichgewicht sein. In Abb. 4.38 sind die Horizontalkräfte sämtlicher Schnitte des oberen T-Querschnitts sowie die äußere Belastung gemäß ihrer physikalischen Wirkungsrichtung grafisch dargestellt. In Tab. 4.2 sind die Kräfte tabellarisch aufgelistet und mit dem durch die globale y-Achse bedingten Vorzeichen behaftet.

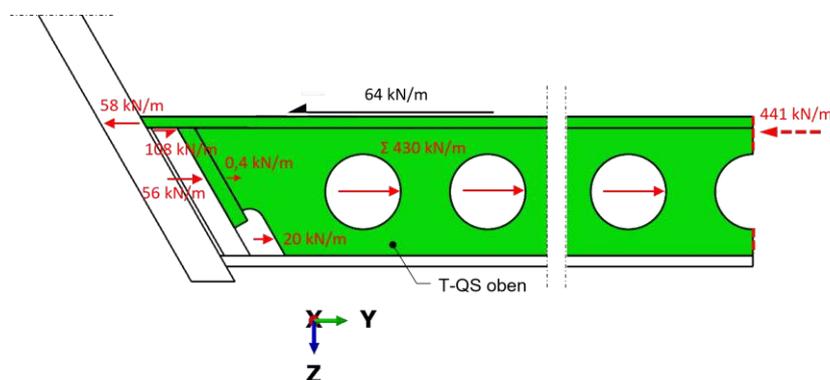


Abb. 4.38: Horizontales Gleichgewicht: T-Querschnitt oben

Tab. 4.2: Horizontales Gleichgewicht des oberen T-Querschnitts

Bezeichnung	Horizontalkraft [kN/m]
Normalkraft in Plattenmitte	-441
Σ Dübelkräfte der Dübelleiste oben	430
Schweißnaht-Deckblech	-58
Schweißnaht-Endblech	108
Druck zwischen Endblech und Endsteife	56
Druck zwischen Endsteife und Betonkern	0,4
Druck zwischen Betonkern und Dübelleiste	20
Veränderlicher Querkzug	-64
Σ	51

Fehler (berechnet aus der Summe der Horizontalkräfte dividiert durch die betragsmäßig größte Horizontalkraft):

$$\frac{51}{441} = 12\% \quad (4.2)$$

In den Abb. 4.39 bzw. 4.40 und den dazugehörigen Tabellen ist das horizontale Gleichgewicht des Endblechs und des unteren T-Querschnitts abgebildet. In allen drei Gleichgewichtsbetrachtungen entsteht ein Fehler in der Größenordnung von 10%. Aus diesem Grund werden auch in der Plausibilisierung der Modellbildung in Kap. 4.5 Fehler dieser Größenordnung akzeptiert.

Horizontales Gleichgewicht des Endblechs

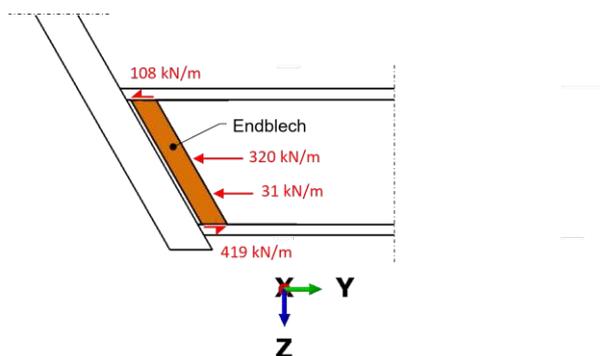


Abb. 4.39: Horizontales Gleichgewicht: Endblech

Tab. 4.3: Horizontales Gleichgewicht des Endblechs

Bezeichnung	Horizontalkraft [kN/m]
Schweißnaht-oben	-108
Schweißnaht-unten	419
Druck zwischen Endblech und Betonkern	-320
Druck zwischen Endblech und Endsteife unten	-31
Σ	-41

Fehler:

$$\frac{41}{419} = 10\% \quad (4.3)$$

Horizontales Gleichgewicht des unteren T-Querschnitts

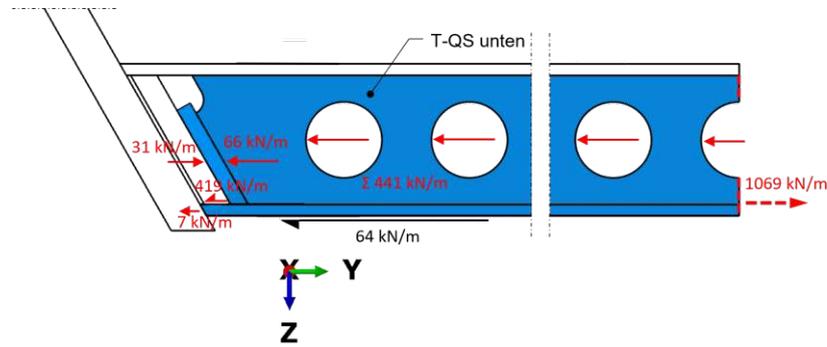


Abb. 4.40: Horizontales Gleichgewicht: T-Querschnitt unten

Tab. 4.4: Horizontales Gleichgewicht des unteren T-Querschnitts

Bezeichnung	Horizontalkraft [kN/m]
Normalkraft in Plattenmitte	1069
Σ Dübelkräfte der Dübelleiste unten	-441
Schweißnaht-Bodenblech	-8
Schweißnaht-Endblech	-419
Druck zwischen Endblech und Endsteife	31
Druck zwischen Endsteife und Betonkern	-66
Veränderlicher Querzug	-64
Σ	103

Fehler:

$$\frac{103}{1069} = 10\% \quad (4.4)$$

Kapitel 5

Parameterstudie

5.1 Modelle der Parameterstudie

Das *Quermodell* ist nun an den aktuellen Wissensstand angepasst und im Bezug auf die Belastung mit den restlichen, in Forschung befindlichen, Modellen in Einklang gebracht. Ziel dieses Kapitels ist es, anhand einer Parameterstudie die Einflüsse der Bewehrung, Materialmodelle und Berücksichtigung der Haupttragwirkung zu ermitteln.

In Tab. 5.1 ist eine Übersicht über die dazu notwendigen Modelle angeführt.

Tab. 5.1: Übersicht über die Modelle der Parameterstudie

Bezeichnung	Kurzbezeichnung	Beschreibung
Modell 1A	M1A	Modell mit $\varnothing 20$ Hauptbewehrung
Modell 1B	M1B	Modell mit $\varnothing 26$ Hauptbewehrung
Modell 1C	M1C-Basis	Basismodell ($\varnothing 30$ Hauptbewehrung)
Modell 2	M2	Modell ohne Berücksichtigung der Haupttragwirkung
Modell 3	M3	Modell mit „ausgeschalteter“ Querdehnung des Baustahls
Modell 4A	M4A	Modell unter reiner Berücksichtigung der Längsverformung
Modell 4B	M4B	Modell unter reiner Berücksichtigung der Längsverformung „und ausgeschalteter“ Querdehnung des Baustahls
Modell 5	M5	Modell mit Hauptbewehrung als <i>beam</i> -Element
Modell 6	M6	Modell ohne Hauptbewehrung
Modell 7	M7	Modell ohne Bügelbewehrung
Modell 8	M8	Modell ohne Bewehrung

Die Modelle 1A-1C unterscheiden sich lediglich durch den Durchmesser der Hauptbewehrung in Brückenlängsrichtung. Modell 1C wird dabei als Basismodell betrachtet ($\varnothing 30$ Hauptbewehrung). In den vorangegangenen Arbeiten wurde oftmals ein zu Modell 1A äquivalentes Modell als Basismodell gewählt. Wie sich in diesem Kapitel zeigen wird, erweist sich allerdings Modell 1C in Bezug auf die maximalen Spannungen und Spannungsschwingbreiten als das vorteilhafteste Modell.

Modell 2 ist ein rein theoretisches Modell, da hier die Haupttragwirkung vernachlässigt wird. In der Realität ist es natürlich nicht möglich, dass es zwar eine vertikale Belastung gibt aber keine Haupttragwirkung. Um die maximalen Schubkräfte in den Betondübeln zu berechnen, ist dieses Modell dennoch interessant. Außerdem können unter anderem mit Hilfe dieses Modells die Einflüsse der HTW bzw. TW paDL untersucht werden. Zusätzlich dazu können Rückschlüsse auf

den Anwendungsfall Plattenbrücke (siehe Kap. 2.3) gezogen werden, auch wenn die Geometrie der SCSC-Platte nicht ganz gleich ist. In *Abaqus* wird diese Modellvariante ermöglicht, indem sowohl die Längsverformung als auch die Obergurtverformung *suppressed*, also „ausgeschaltet“ werden. Auch der veränderliche Anteil des Querzuges wird nicht mehr auf das Modell aufgebracht. Durch die schräge Schubspannung im Steg wirkt also nur mehr ein konstanter Querzug in der Platte.

Im Modell 3 wird programmtechnisch die Querdehnung des Baustahls „ausgeschaltet“. Dadurch soll gezeigt werden, dass die dübelkraftreduzierende Wirkung der Haupttragwirkung an die Querdehnungseigenschaften des Baustahls gekoppelt ist.

Modell 4A soll in Kombination mit den Modellen 1C und 2 einen Aufschluss über die Einflüsse der Haupttragwirkung bzw. Tragwirkung parallel zu den Dübelleisten geben. Zusätzlich dazu soll Modell 4A zeigen, dass, unter alleiniger Wirkung der Längsverformung (Haupttragwirkung) und „normaler“ Querdehnungseigenschaften des Baustahls, Dübelkräfte im Beton entstehen. Modell 4B ist ein Zusatzmodell, dass die Modelle 3 und 4A kombiniert.

Im Modell 5 wird die Hauptbewehrung wie in den vorangegangenen Arbeiten als *beam*-Element modelliert, um im Vergleich mit Modell 1C den Einfluss der Modellierung der Hauptbewehrung als *solid*-Elemente zu zeigen.

Modell 6 ist ohne Hauptbewehrung modelliert, Modell 7 ohne Bügelbewehrung. Diese beiden Modelle sollen die Einflüsse der entsprechenden Bewehrungsart zeigen.

Modell 8 wird ohne jegliche Bewehrung berechnet, um den Einfluss eben dieser zu ermitteln.

In Tab. 5.2 ist eine Übersicht über die Modellunterschiede angeführt.

Tab. 5.2: Übersicht über die Modellunterschiede

Modell	Querbelastung	Haupttragwirkung			Querdehnung Baustahl	Hauptbew.	Ø10 Bügelbew.
		Längsverformung	Obergurtverformung	Querzug veränderlich			
M1A	✓	✓	✓	✓	normal	Solid Ø20	Beam
M1B	✓	✓	✓	✓	normal	Solid Ø26	Beam
M1C	✓	✓	✓	✓	normal	Solid Ø30	Beam
M2	✓	–	–	–	normal	Solid Ø30	Beam
M3	✓	✓	✓	✓	null	Solid Ø30	Beam
M4A	–	✓	–	–	normal	Solid Ø30	Beam
M4B	–	✓	–	–	null	Solid Ø30	Beam
M5	✓	✓	✓	✓	normal	Beam Ø30	Beam
M6	✓	✓	✓	✓	normal	–	Beam
M7	✓	✓	✓	✓	normal	Solid Ø30	–
M8	✓	✓	✓	✓	normal	–	–

5.2 Auswertung des Basismodells

Die Auswertungen der folgenden Kapiteln erfolgen, sofern nicht anders angegeben, immer im Lastniveau *realer Steifigkeitszustand* der Erstbelastungsphase.

Der Auswertungsort sämtlicher Dübel- und Bewehrungskräfte wird immer über die Dübelleiste definiert. In Abb. 5.1 ist eine Übersicht über die Nummerierung der Dübelleisten angeführt.

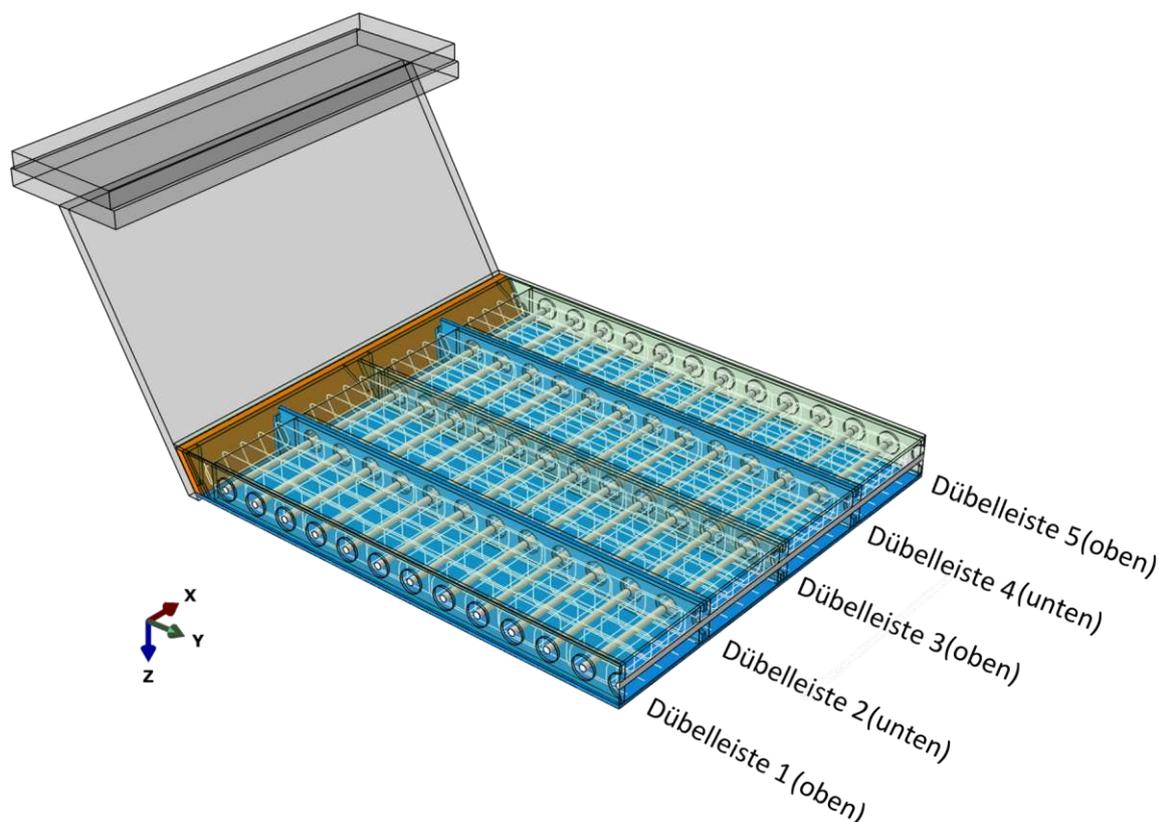


Abb. 5.1: Dübelleistenübersicht (Modell 1C-Basismodell)

Da das Modell 1C-Basismodell, wie der Name schon sagt, die Grundlage für die Parameterstudie bildet und jenes Modell ist, mit dem alle übrigen Modelle verglichen werden, werden sämtliche Auswertungsergebnisse (Dübelkräfte, Bewehrungskräfte, Arbeitslinien,...) an diesem Modell erklärt. Im Anschluss an dieses Kapitel werden nur mehr die entsprechenden Modellvergleiche und die dazugehörige Interpretation angeführt (mit Ausnahme der Darstellung der rissverteilenden Wirkung der Bewehrung, diese ist nur im Modellvergleichskapitel angeführt).

5.2.1 Arbeitslinie

In Abb. 5.2 ist die Arbeitslinie des Modell 1C-Basismodell dargestellt. Als Arbeitslinie wird hier die Beziehung zwischen ausgelesener Durchbiegung an der Oberkante des Deckblechs in Plattenmitte (Querrichtung) und Tragwerksmitte (Längsrichtung) und der vertikalen Gesamtbelastung des Brückenausschnittes verstanden.

Der Ent- und Wiederbelastungspfad ist dabei gut zu erkennen. Grund für die Unterschiede der Arbeitslinie zwischen Erst- und Zweitbelastung im Bereich des Lastniveaus *ständige Lasten* sind Schädigungen des Betonkerns während der Erstbelastung. Bemerkenswert ist dabei, dass die Auswirkungen der Betonschädigungen nur im Bereich der Unterlast (*ständige Lasten*) und nicht im Bereich der Oberlast (*realer Steifigkeitszustand*) zu erkennen sind (mehr dazu in Kap. 5.4). Auffallend ist weiters, dass sich das Modell bis zum Erreichen einer Belastung in Höhe von circa $1,5 \cdot ULS$ fast linear-elastisch verhält.

Grund für den Knick in der Arbeitslinie beim Erreichen des Lastniveaus *ständige Lasten* ist die Änderung der Belastungsfläche beim Aufbringen der Verkehrslast.

Aus Übersichtlichkeitsgründen sind die *FLS* Lastniveaus in der Abbildung nicht dargestellt. Der Vollständigkeit halber sei hier erwähnt, dass sich das Lastniveau *FLS TW paDL* mit einer vertikalen Gesamtbelastung von 378 kN zwischen den Lastniveaus *realer Steifigkeitszustand* und *ULS Platte* befindet.

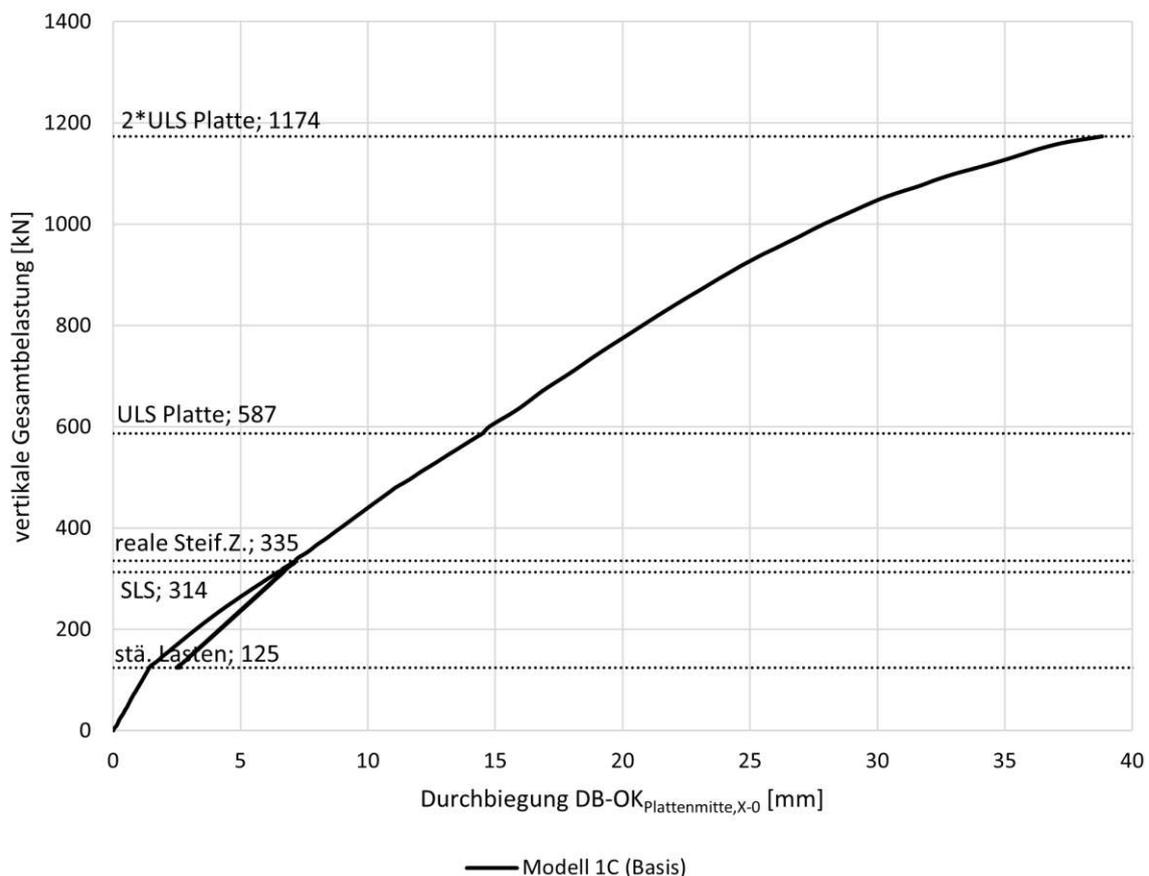


Abb. 5.2: Modell 1C-Basismodell: Arbeitslinie

5.2.2 Dübelkräfte

Die Dübelkräfte werden über die *Abaqus*-Funktion *free body cut* ausgewertet. Dabei wird ein Schnitt durch einen Konstruktionsteil geführt und *Abaqus* integriert die Spannungen in diesem Schnitt automatisch zu Schnittkäften auf. Für einen Kreisrunden Schnitt ist die Option *shape: cylinder* zu wählen. Der Radius wurde mit $50,01\text{ mm}$ festgelegt, um möglichst genaue Ergebnisse zu erhalten (Dübelradius = $50,00\text{ mm}$). Von den resultierenden Schnittkräften wurde dann die Horizontalkomponente in Brückenquerrichtung für jeden Dübel exportiert.

In den Darstellungen der Dübelkräfte sind jeweils die physikalischen Wirkungsrichtungen der Horizontalkomponente der Dübelkraft auf die Dübelleiste dargestellt. Mit grün werden dabei immer die Dübelkräfte der oben angeschweißten Dübelleisten dargestellt, mit blau die der unten angeschweißten.

In den Abb. 5.4 bis 5.8 sind die Dübelkräfte aller Dübelleisten angeführt. Die maximale Dübelkraft im Lastniveau *realer Steifigkeitszustand* beträgt $53,5\text{ kN}$ und tritt in Dübel 4 der Dübelleiste 3 auf (siehe Abb. 5.6). Die maximale Dübelkraftsumme im Lastniveau *realer Steifigkeitszustand* beträgt $440,8\text{ kN}$ und tritt in Dübelleiste 2 auf (siehe Abb. 5.5). Deshalb wurden in den weiteren Modellen nur mehr die Dübelkräfte dieser beiden Dübelleisten ausgewertet. Dübelleiste 2 wird dabei als *Dübelleiste-unten* und Dübelleiste 3 als *Dübelleiste-oben* bezeichnet.

Hier muss erwähnt werden, dass Dübelleiste 1 sowie 5 nur mit der halben Breite modelliert wurde. Grund dafür ist die Wahl eines $2,0\text{ m}$ Brückenausschnittes. Bei dieser Breite wird die erste bzw letzte Dübelleiste (DL 1 und 5) nur zur Hälfte betrachtet. Deswegen entsprechen die Dübelkräfte dieser Dübelleisten auch nur in etwa der Hälfte der zugehörigen „ganzen“ Dübelleisten. Dübelleiste 1 und 5 liegen daher sozusagen in einem „Störbereich“. Die Ergebnisse in „Störbereichen“ sind immer kritisch zu hinterfragen. Aus diesem Grund werden die Ergebnisse dieser Dübelleisten nicht berücksichtigt und sind hier nur der Vollständigkeit halber angeführt (in späteren Auswertungen werden die Ergebnisse der DL 1 und 5 nicht mehr angeführt).

Um die Größenordnung der Auswertungsergebnisse besser einordnen zu können, sind in Abb. 5.3 die Querlasten pro Meter Brückenlänge im Lastniveau *realer Steifigkeitszustand* angeführt.

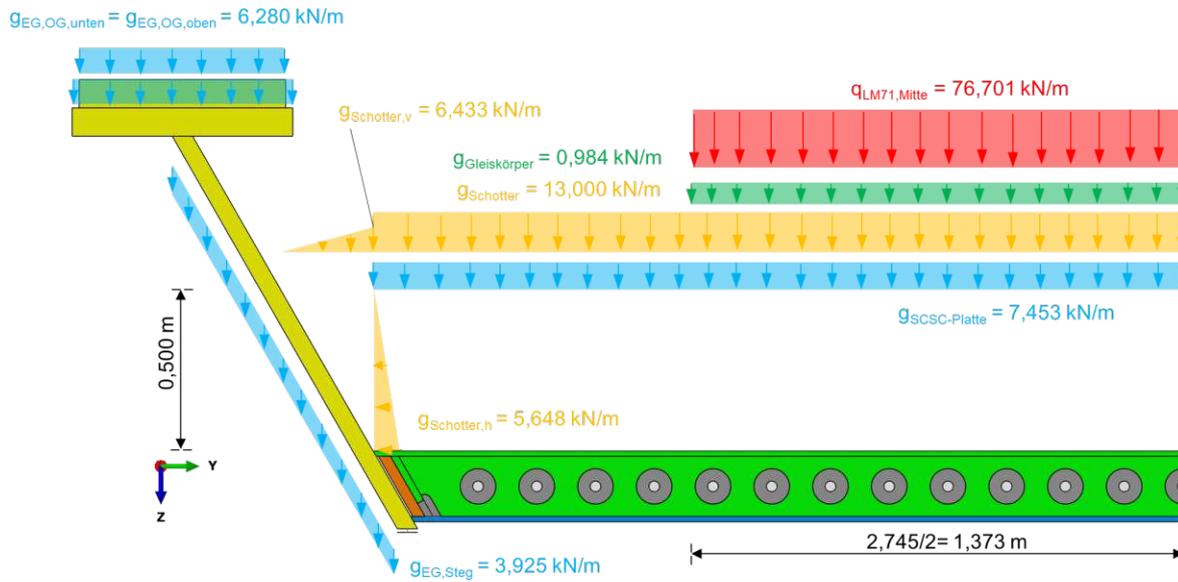


Abb. 5.3: Querlasten pro Meter Brückenlänge im Lastniveau *realer Steifigkeitszustand*

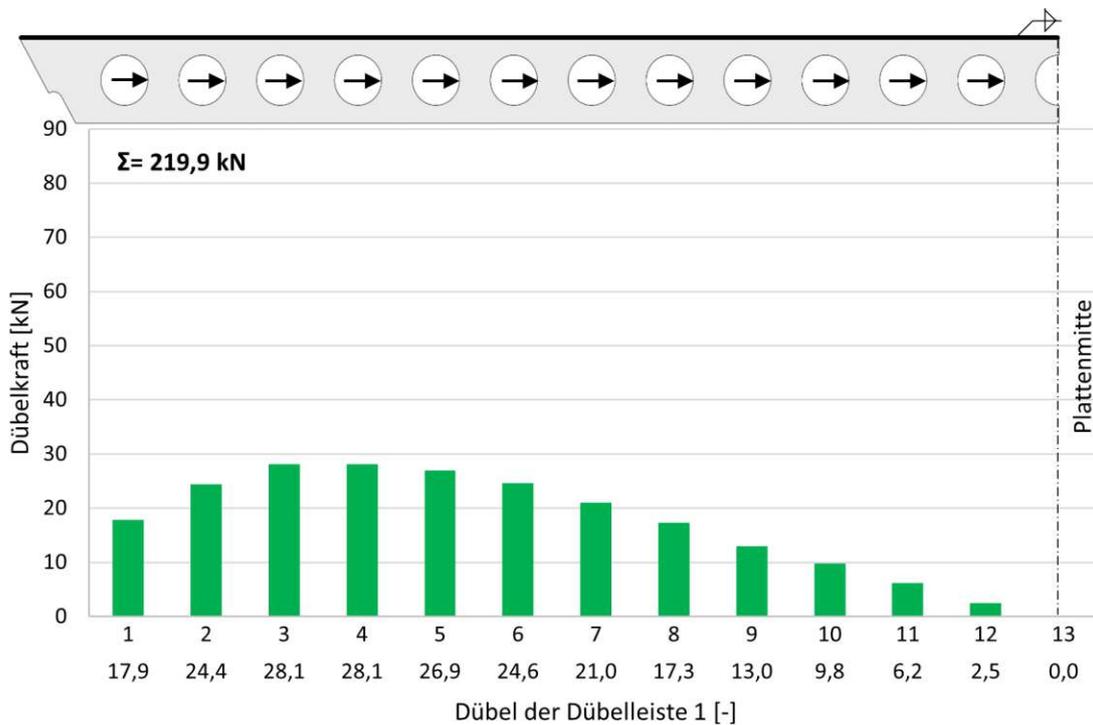


Abb. 5.4: Modell 1C-Basismodell: Dübelkräfte der Dübelleiste 1

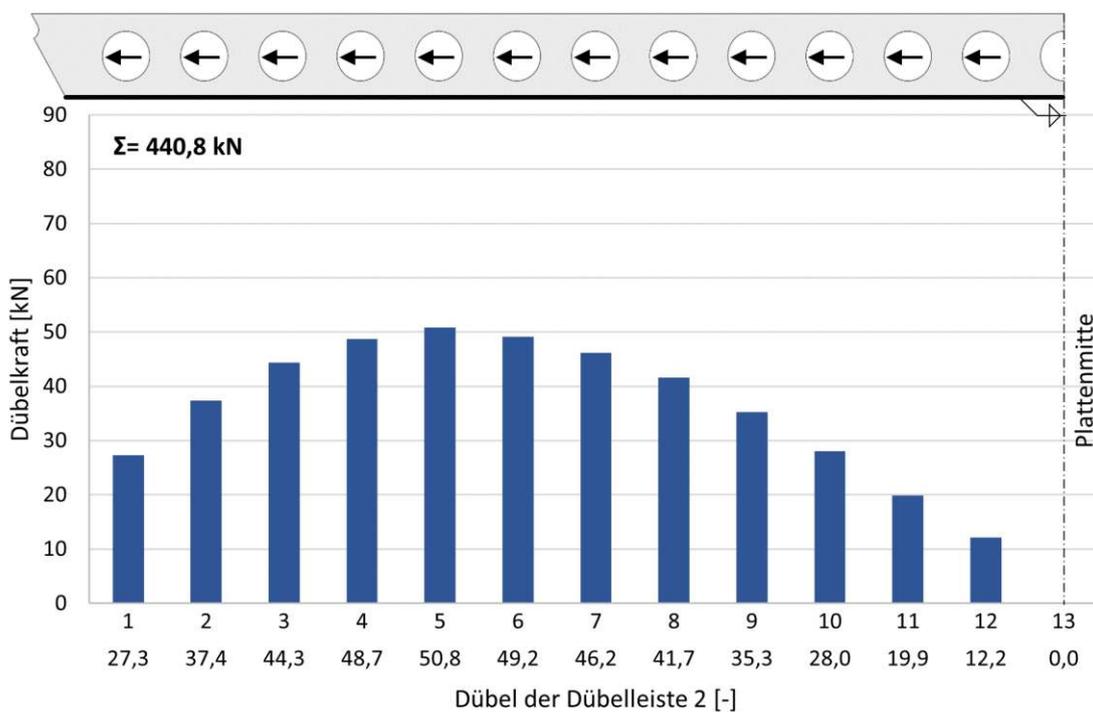


Abb. 5.5: Modell 1C-Basismodell: Dübelkräfte der Dübelreihe 2

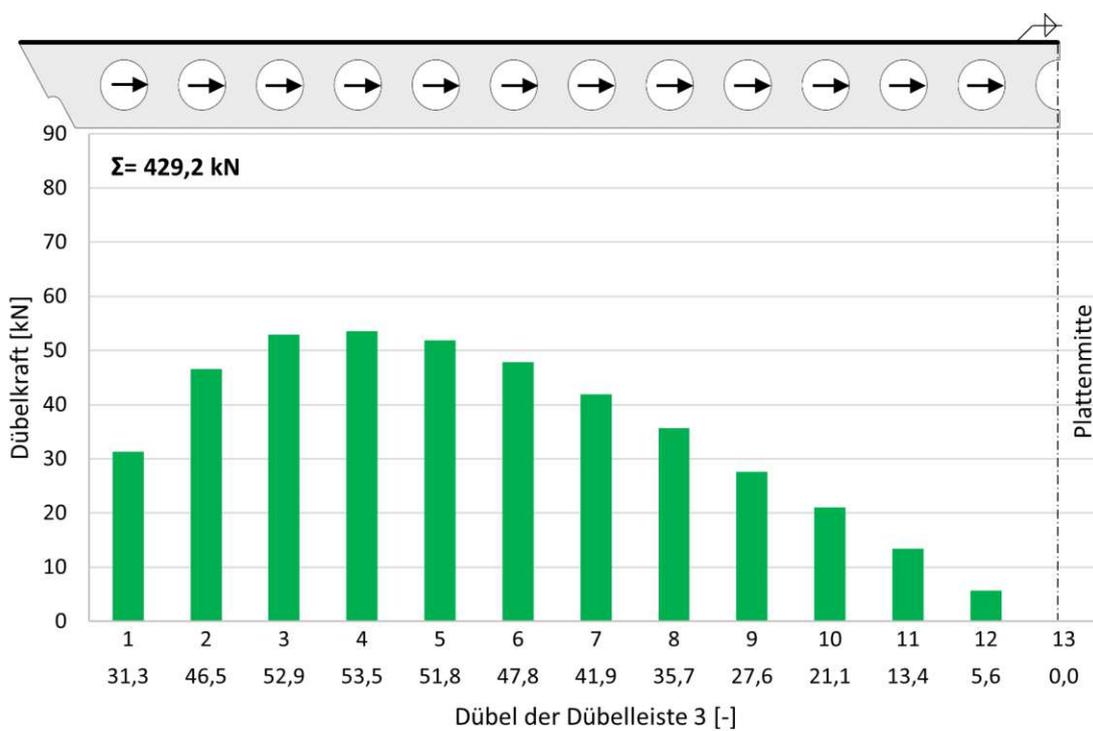


Abb. 5.6: Modell 1C-Basismodell: Dübelkräfte der Dübelreihe 3

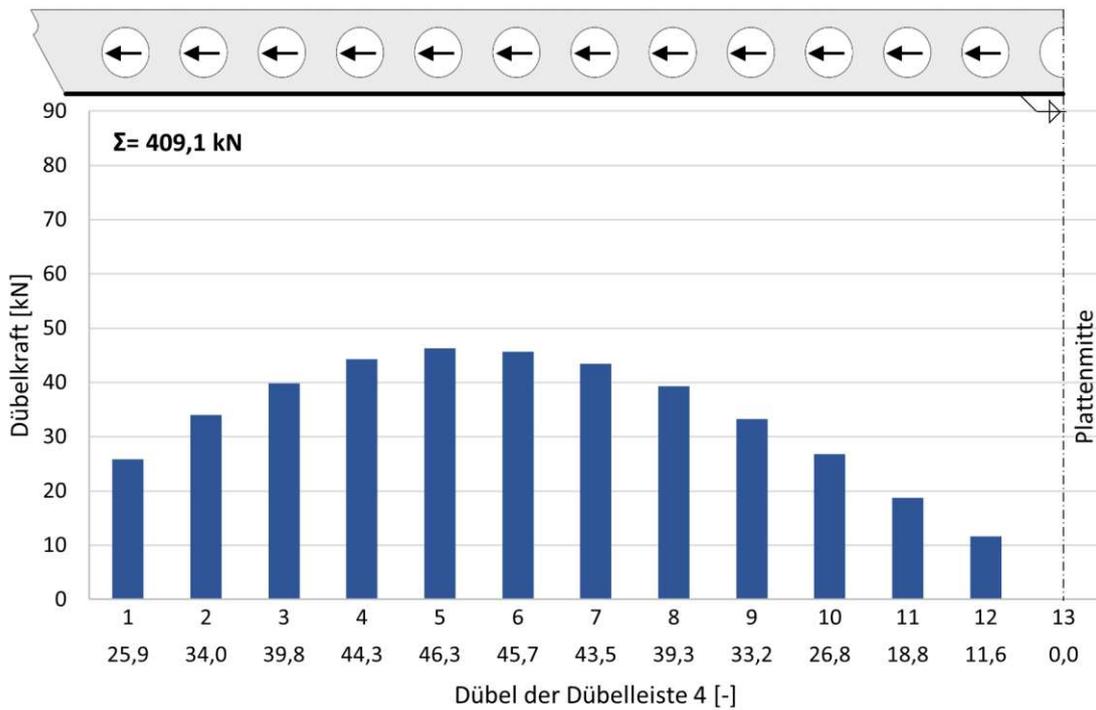


Abb. 5.7: Modell 1C-Basismodell: Dübelkräfte der Dübelleiste 4

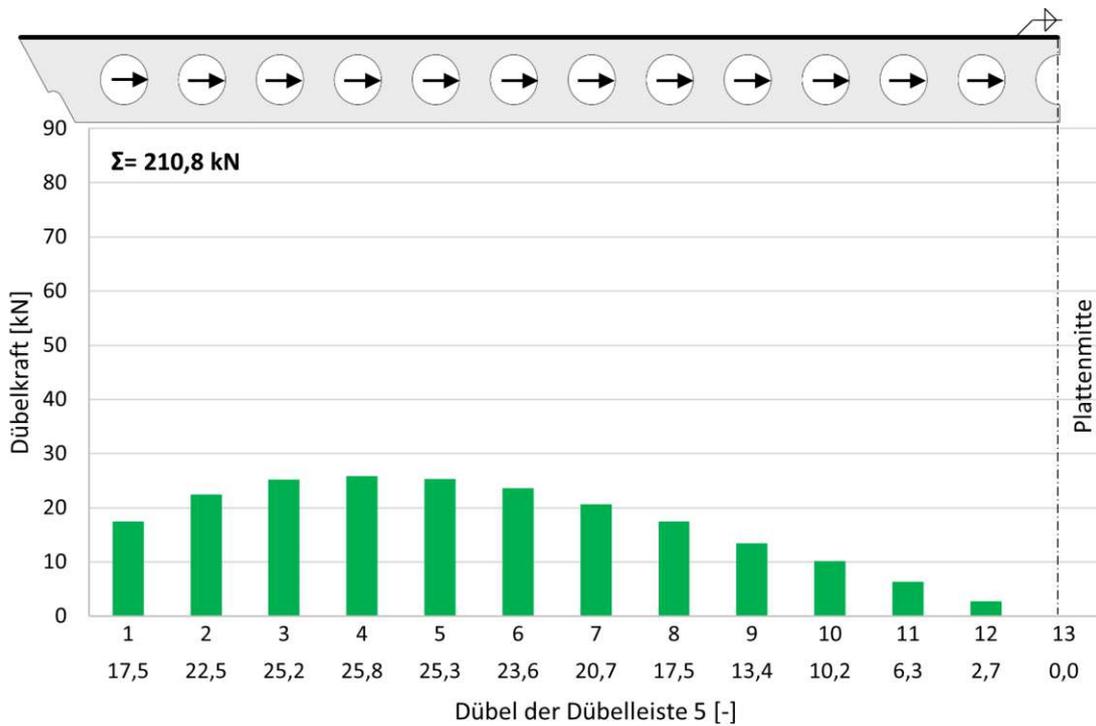


Abb. 5.8: Modell 1C-Basismodell: Dübelkräfte der Dübelleiste 5

Verlauf der maßgebenden Dübelkraft über die Belastungsgeschichte

In Abb. 5.9 ist der Verlauf der maßgebenden Dübelkraft im Lastniveau *realer Steifigkeitszustand* (Dübelleiste 3 - Dübel 4) über die gesamte Belastungsgeschichte grafisch dargestellt.

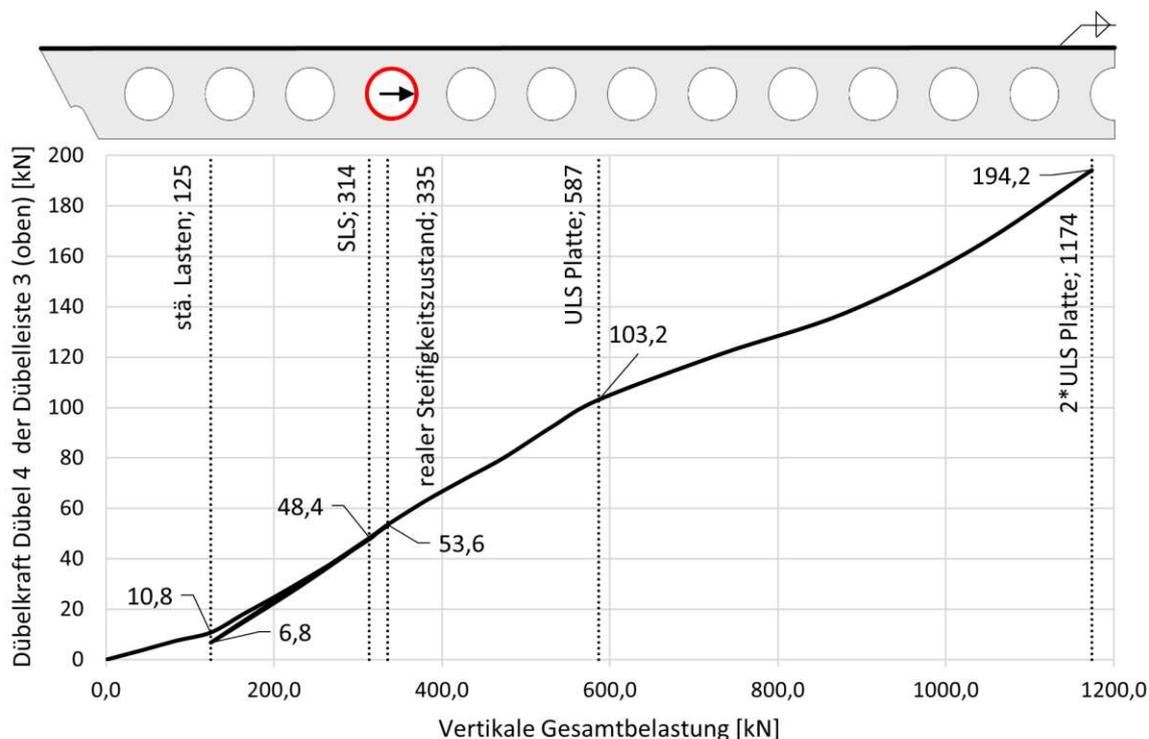


Abb. 5.9: Modell 1C-Basismodell: Verlauf der maßgebenden Dübelkraft über die Belastungsgeschichte

Vertikalkomponente der Dübelkräfte

Wie bereits in Kap. 2.4 erwähnt, gibt es neben der Haupttragwirkung und der Tragwirkung parallel zu den Dübelleisten auch noch eine Tragwirkung quer zu den Dübelleisten. Durch die Belastung auf das Deckblech entstehen schräg vertikal verlaufende Druckdiagonalen im Betonkern (siehe Abb. 5.10). Diese Druckdiagonalen haben vertikale Dübelkräfte zur Folge. In den Abb. 5.11 und 5.12 sind die Vertikalkomponenten der Dübelkräfte der Dübelleiste 2 und 3 dargestellt. Diese sind im Vergleich mit den horizontalen Dübelkraftkomponenten vernachlässigbar klein und werden deshalb in dieser Arbeit nicht mehr berücksichtigt (Ausnahme: Normalspannungsberechnung der Hauptbewehrung, siehe nächstes Kapitel).

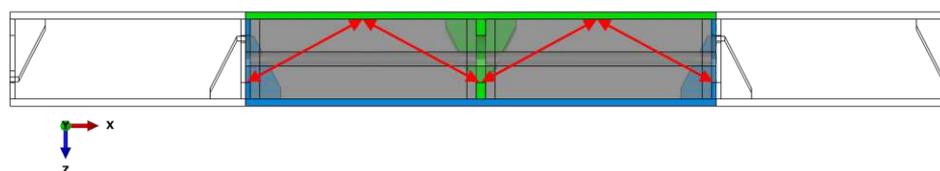


Abb. 5.10: Schräg vertikal verlaufende Druckdiagonalen im Betonkern

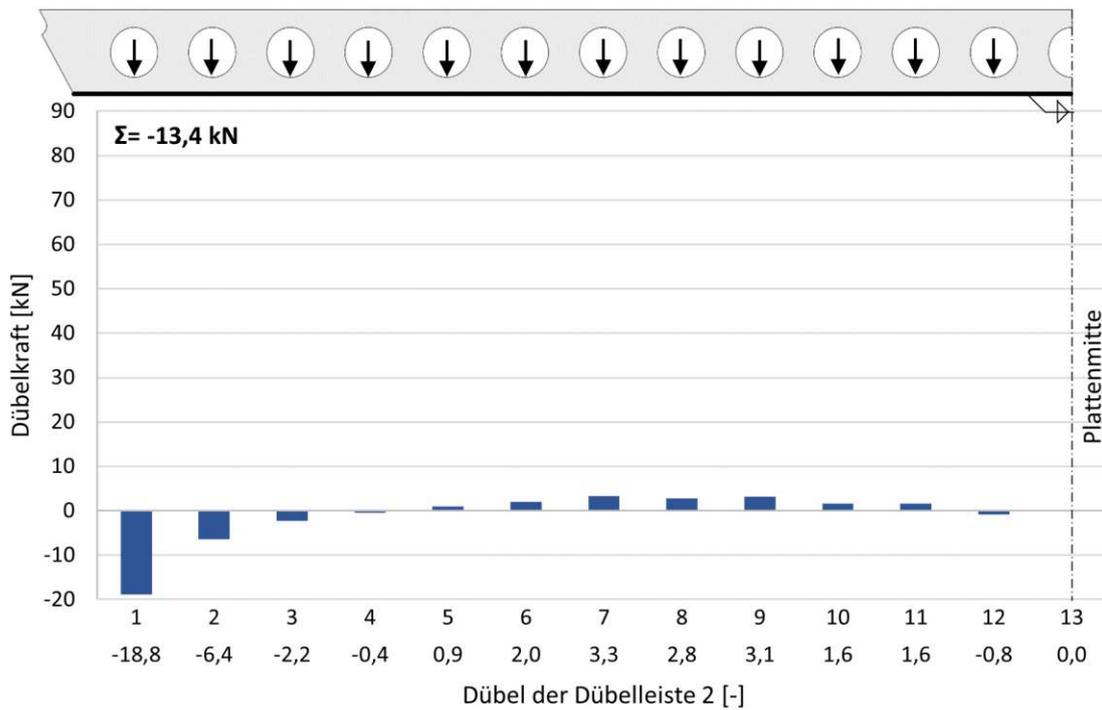


Abb. 5.11: Modell 1C-Basismodell: Vertikalkomponente der Dübelkräfte der Dübelleiste 2

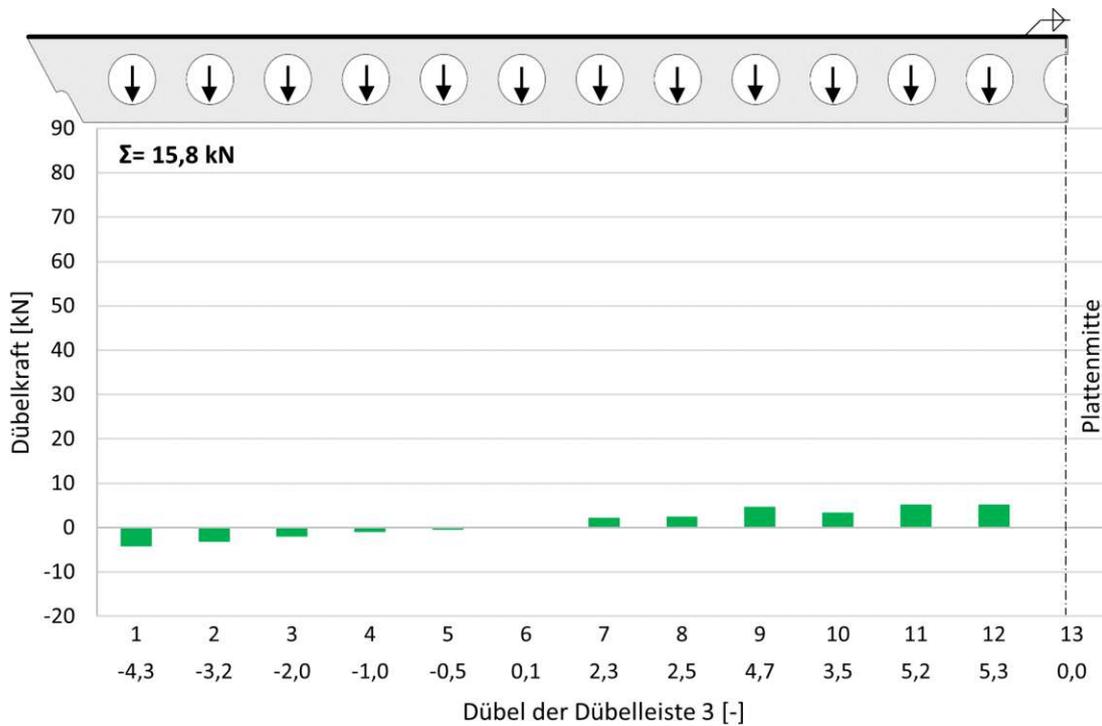


Abb. 5.12: Modell 1C-Basismodell: Vertikalkomponente der Dübelkräfte der Dübelleiste 3

Dübelkraftschwingbreite

In den Abb. 5.13 bzw. 5.14 sind die ermüdungswirksamen Dübelkraftschwingbreiten der unten bzw. oben angeschweißten Dübelleiste während der Erst- und Zweitbelastungsphase grafisch dargestellt. Die ermüdungswirksamen Dübelkraftschwingbreiten (ΔT_{FLS}) werden mit den in Kap. 3.2.7 ermittelten Laststeigerungsfaktoren wie folgt ermittelt (die Dübelkräfte ergeben sich zur Gänze aus der Tragwirkung parallel zu den Dübelleisten):

$$\Delta T_{FLS} = \Delta T_{realer\ Steif.Z} \cdot \frac{1,619}{1,348} \quad (5.1)$$

Im Bereich der unten angeschweißten Dübelleisten ändert sich die Dübelkraftschwingbreite nur unwesentlich (siehe Abb. 5.13). Im Gegensatz dazu ändert sich die ermüdungswirksame Dübelkraftschwingbreite im Bereich der oben angeschweißten Dübelleisten während der Zweitbelastungsphase deutlicher. Betrachtet man Abb. 5.15, in der die Dübelkraft des maßgebenden Dübels (im Sinn der maximalen ermüdungswirksamen Dübelkraftschwingbreite) über den Belastungszeitraum dargestellt ist, kann man erkennen, dass die Dübelkräfte im Lastniveau *realer Steifigkeitszustand* bei der Erst- und Zweitbelastung gleich sind. Die Unterschiede zwischen Erst- und Zweitbelastung ergeben sich im Lastniveau *ständige Lasten*. Grund dafür sind die bereits erwähnten Betonschädigungen während der Erstbelastung, die dazu führen, dass der Betonkern während der Zweitbelastung unter dem Lastniveau *ständige Lasten* bereits vorbeschädigt ist. Die maximale ermüdungswirksame Dübelkraftschwingbreite tritt in Dübel 4 der Dübelleiste 3 (oben angeschweißt) auf und beträgt 56,1 kN.

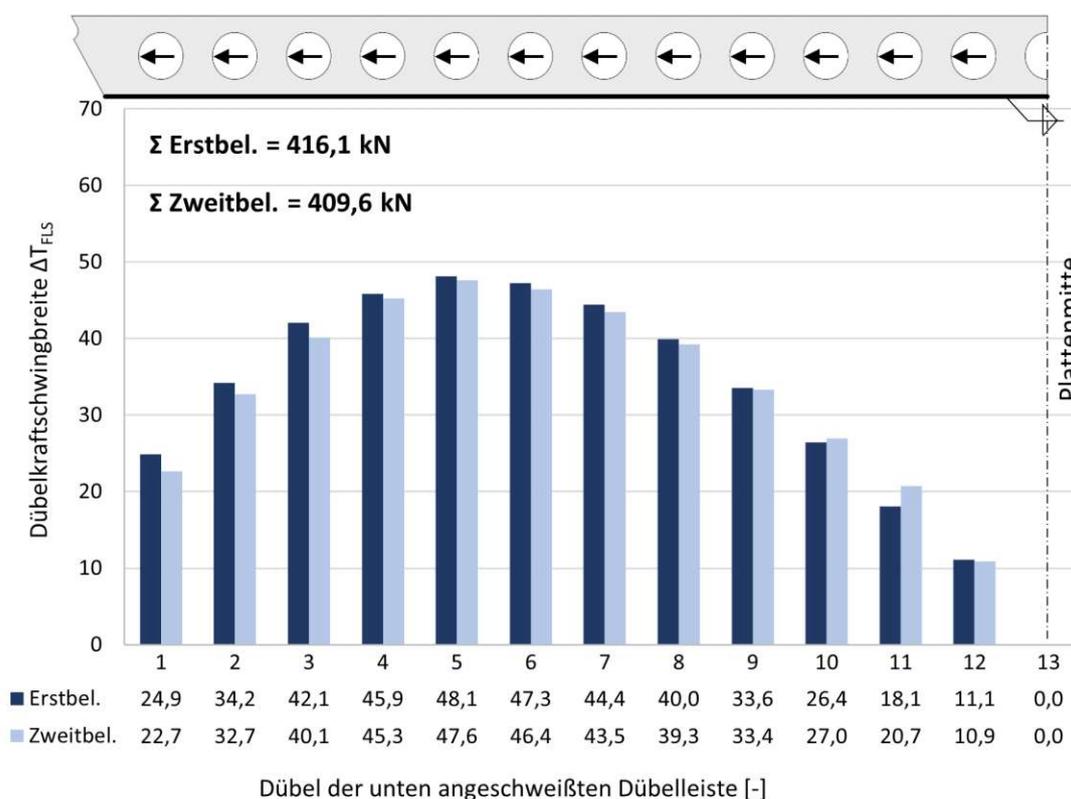


Abb. 5.13: Modell 1C-Basismodell: Ermüdungswirksame Dübelkraftschwingbreite im Bereich der unten angeschweißten Dübelleiste

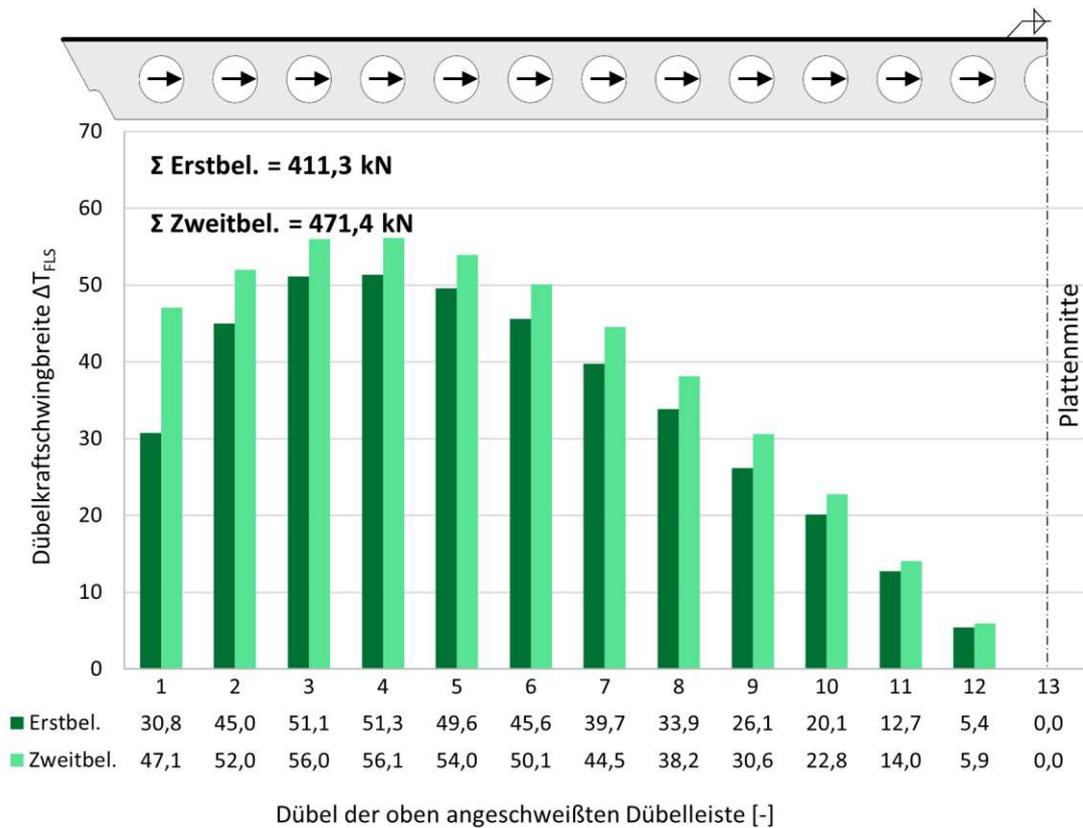


Abb. 5.14: Modell 1C-Basismodell: Ermüdungswirksame Dübelkraftschwingbreite im Bereich der unten angeschweißten Dübelleiste

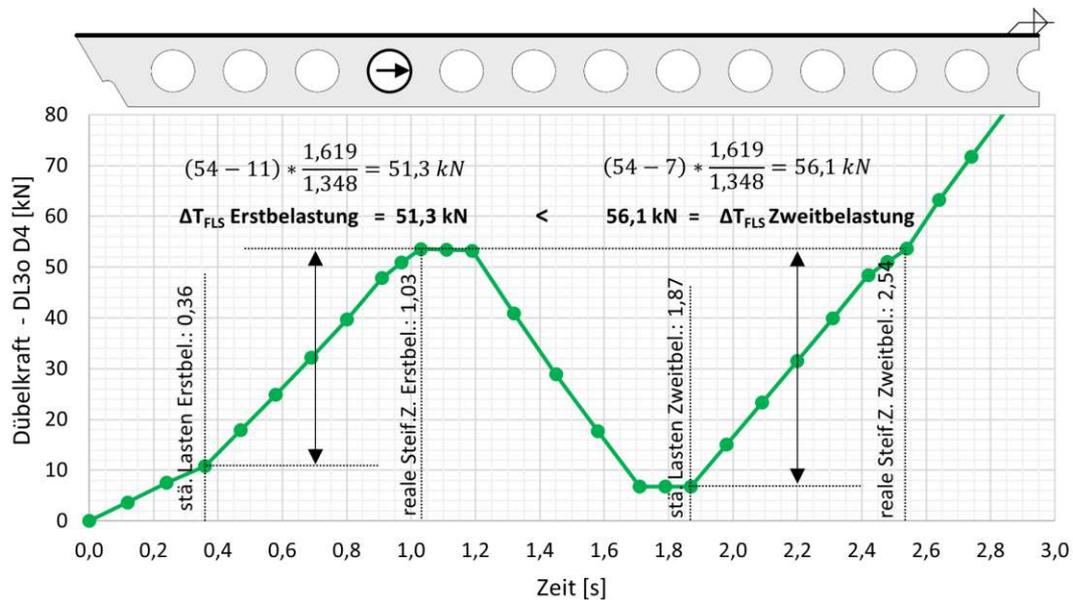


Abb. 5.15: Modell 1C-Basismodell: Dübelkraft des Betondübel 4 im Bereich der Dübelleiste 3 (oben angeschweiß) über den Belastungszeitraum

5.2.3 Bewehrungskräfte

Wie auch die Dübelkräfte wurden die Bewehrungskräfte über die Funktion *free body cut* aus *Abaqus* ausgelesen. Mit dem Unterschied, dass hier *shape: plane* ausgewählt wurde. Die Bewehrungskräfte wurden im Bereich der Dübelleisten in Dübelmitte ausgelesen.

Ausgelesen werden dabei Normalkräfte in Brückenlängsrichtung (Zugkräfte), Biegemomente um die globale Z-Achse und Biegemomente um die globale Y-Achse. Die beiden Biegemomente stehen in Verbindung mit den bereits diskutierten Dübelkräften wobei die Horizontalkomponente der Dübelkräfte mit den Biegemomenten um die globale Z-Achse in Verbindung steht, die Vertikalkomponente mit jenen um die globale Y-Achse. Aus den ausgelesenen Schnittkräften können Normalspannungen berechnet werden. Hier kommt die im vorherigen Kapitel erwähnte Ausnahme bezüglich der Berücksichtigung der vertikalen Dübelkraftkomponente ins Spiel. Bei der Berechnung der Normalspannungen der Hauptbewehrungen wird auch das Biegemoment um die globale Y-Achse berücksichtigt. Dafür gibt es zwei Gründe: Einerseits werden in nachfolgenden Kapiteln Normalspannungen diskutiert, die direkt aus *Abaqus* ausgelesen werden. Die direkt aus *Abaqus* ausgelesenen Normalspannungen beinhalten alle drei oben beschriebenen Komponenten. Und andererseits würde man sich auf der unsicheren Seite befinden, würden diese Komponenten nicht berücksichtigt werden.

Die Normalspannungskomponente zufolge Normalkraft kann in bekannter Weise bestimmt werden:

$$\sigma_{x,N} = \frac{N}{A_{\emptyset 30}} \quad (5.2)$$

Um beide Biegemomentenanteile berücksichtigen zu können, wird ein resultierendes Biegemoment berechnet:

$$M = \sqrt{M_y^2 + M_z^2} \quad (5.3)$$

In den dokumentierten Abbildungen der Biegemomente ist immer das berechnete resultierende Biegemoment dargestellt (siehe z. B. Abb. 5.18). Mit dem resultierenden Biegemoment kann die Normalspannungskomponente zufolge Biegemoment berechnet werden:

$$\sigma_{x,M} = \frac{M}{W_{\emptyset 30}} \quad (5.4)$$

Die resultierende Normalspannung ergibt sich dann durch einfache Addition:

$$\sigma_x = \sigma_{x,N} + \sigma_{x,M} \quad (5.5)$$

In Abb. 5.16 ist diese Vorgehensweise grafisch dargestellt. Die ausgewerteten Normalkräfte bzw. berechneten Biegemomente bzw. Normalspannungen sind in den Abb. 5.17 bis 5.25 dargestellt. Die maximale Normalkraft beträgt $141,1 \text{ kN}$ und tritt im Bewehrungsstab 1 im Bereich der Dübelleiste 3 auf. Grundsätzlich gibt es keine großen Schwankungen bei den Normalkräften der Bewehrungsstäbe. Auffallend ist, dass bei den unten angeschweißten Dübelleisten die Normalkraft zum Hauptträgersteg hin ab Bewehrungsstab 8 abnimmt und bei den oben angeschweißten Dübelleisten genau das Gegenteil zu beobachten ist. Grund dafür ist die in Kap. 2.5 vorgestellte Kammerverdrehung. In Kap. 5.3.2 wird noch näher auf die Kammerverdrehung eingegangen. Das maximale Biegemoment beträgt $0,26 \text{ kNm}$ und tritt ebenfalls im Bewehrungsstab 1 im Bereich der Dübelleiste 3 auf. Interessant ist dabei, dass das maximale Moment nicht ungefähr im Viertelpunkt (bezogen auf die gesamte Brückenbreite) auftritt, wo die Dübelkräfte maximal sind, sondern ebenfalls am Plattenrand. Die Biegemomentenverläufe der unten angeschweißten Dübelleisten verlaufen so wie das anhand der Dübelkräfte zu erwarten war. Auffallend ist dabei

ebenfalls das Biegemomentenergebnis des Bewehrungsstab 1, allerdings aus einem anderen Grund. Hier ist der Einfluss der vertikalen Dübelkraftkomponente deutlich zu erkennen (vgl. dazu Abb. 5.11). Da sowohl Normalkraft als auch Biegemoment in Bewehrungsstab 1 im Bereich der Dübelleiste 3 maximal sind, ist an dieser Stelle auch die Normalspannung maximal.

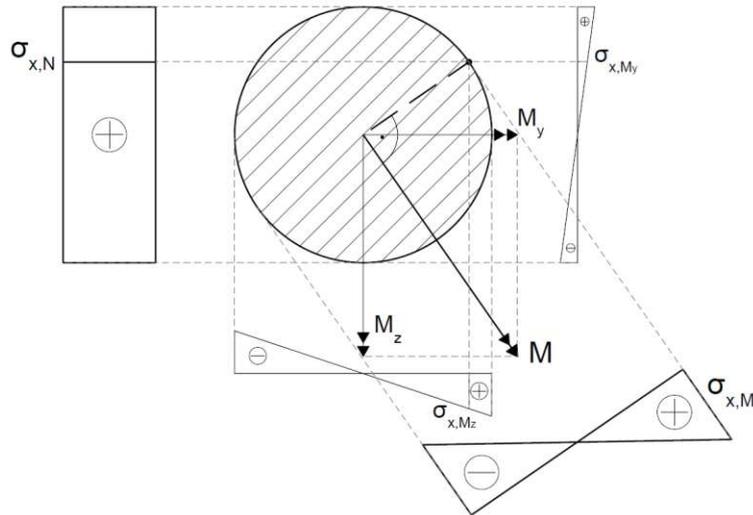


Abb. 5.16: Überlagerung der Normalspannungen

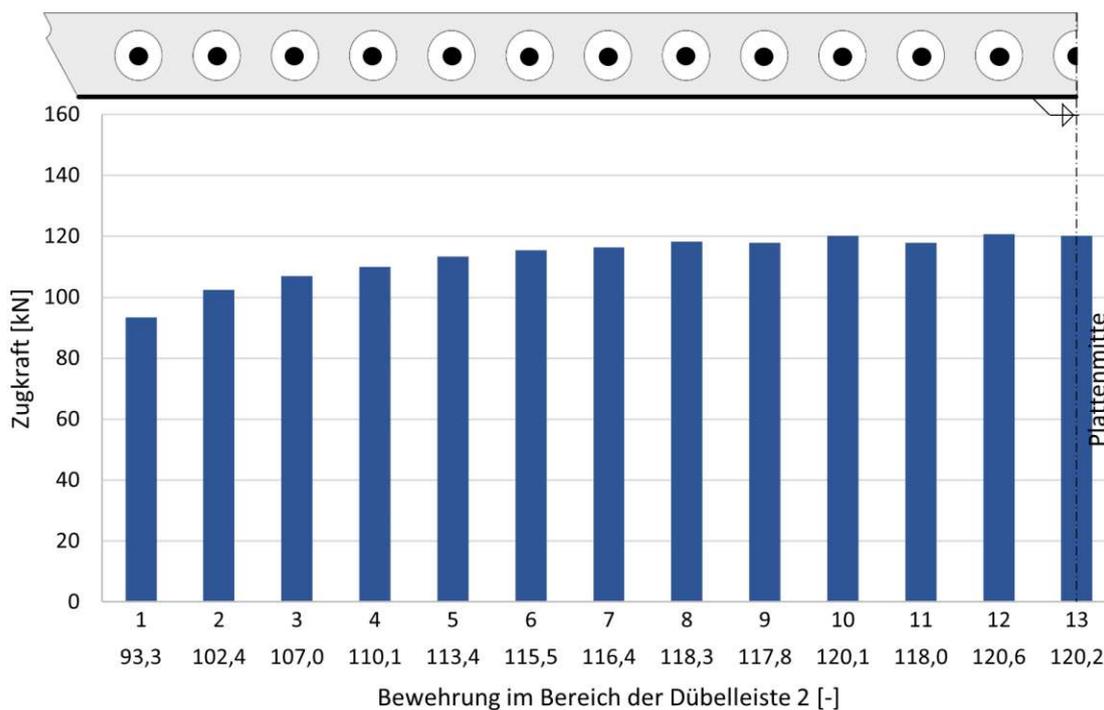


Abb. 5.17: Modell 1C-Basismodell: Zugkräfte der Bewehrung im Bereich der Dübelleiste 2

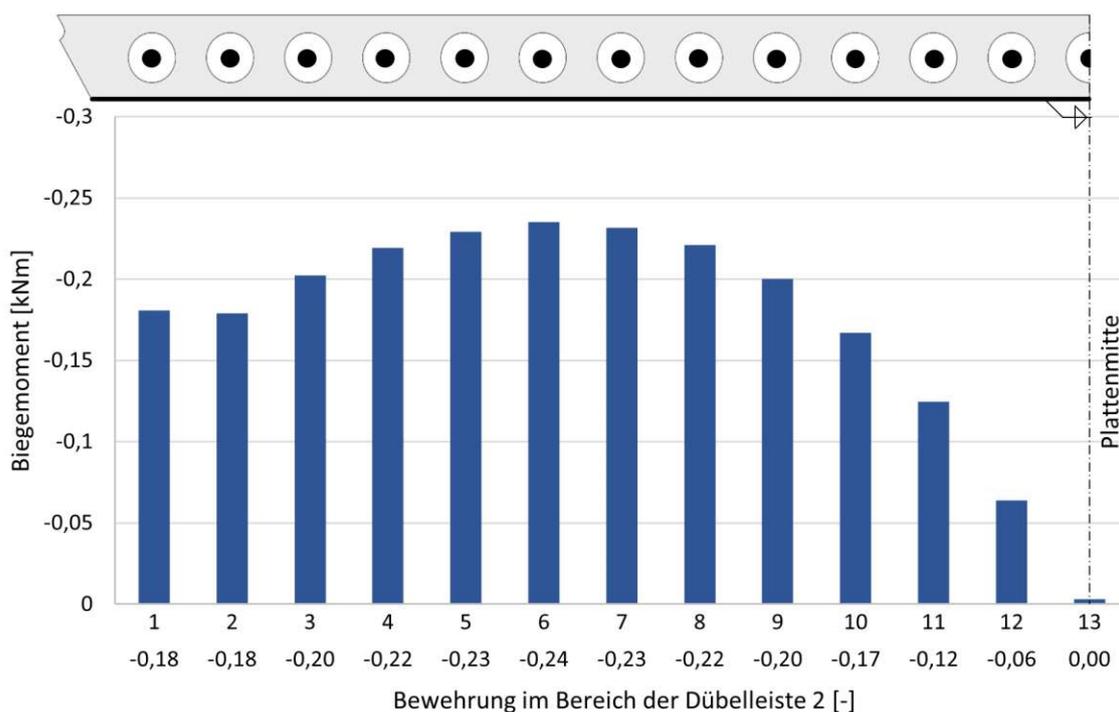


Abb. 5.18: Modell 1C-Basismodell: Biegemoment der Bewehrung im Bereich der Dübelleiste 2

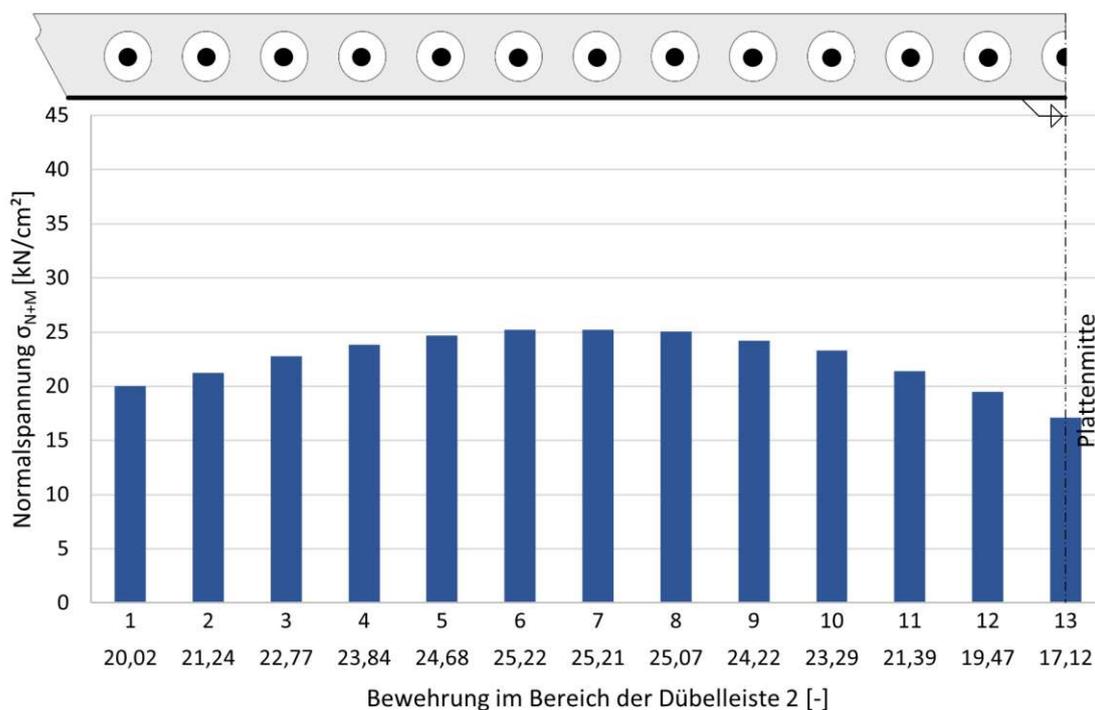


Abb. 5.19: Modell 1C-Basismodell: Normalspannung der Bewehrung im Bereich der Dübelleiste 2

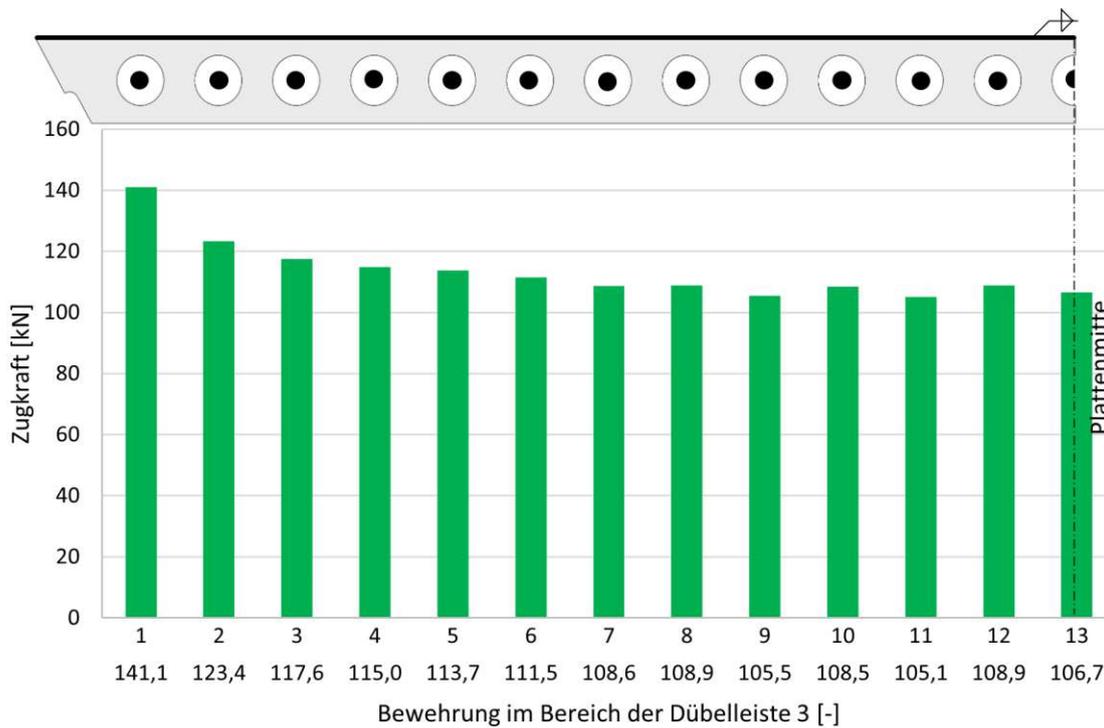


Abb. 5.20: Modell 1C-Basismodell: Zugkraft der Bewehrung im Bereich der Dübelleiste 3

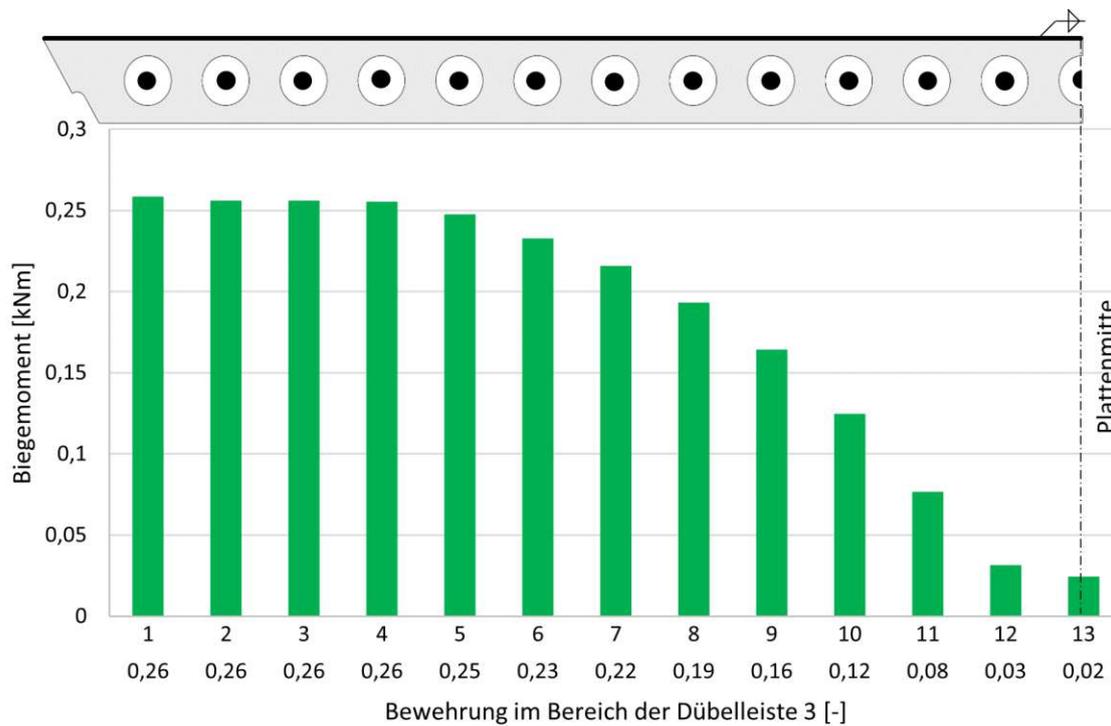


Abb. 5.21: Modell 1C-Basismodell: Biegemoment der Bewehrung im Bereich der Dübelleiste 3

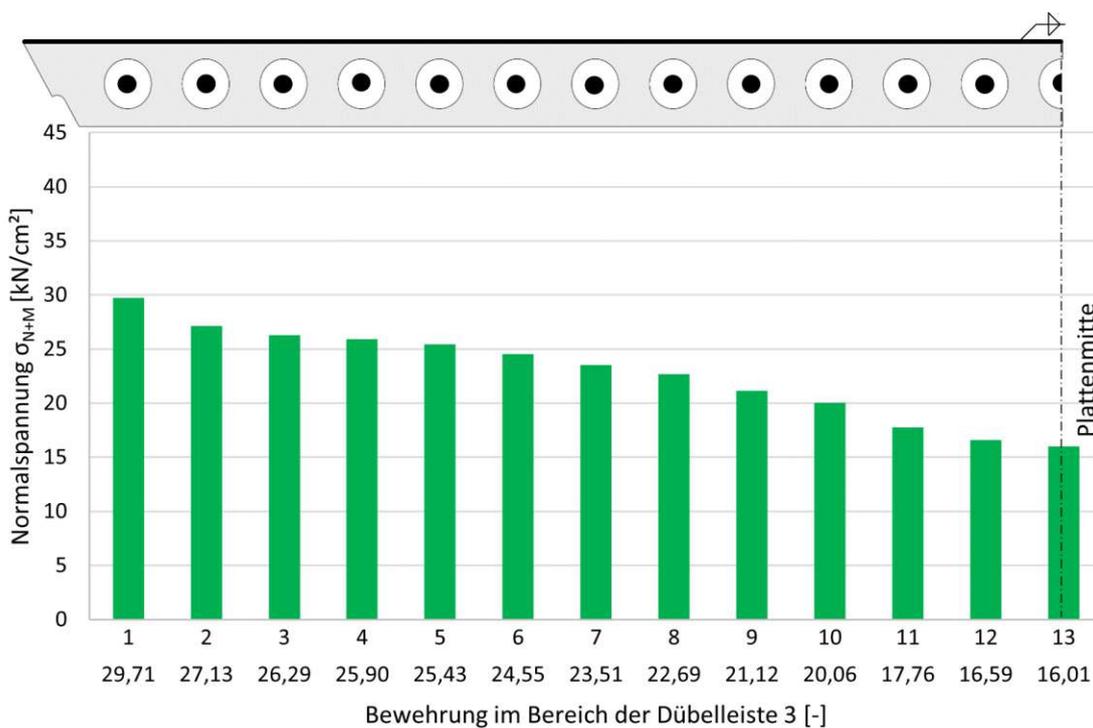


Abb. 5.22: Modell 1C-Basismodell: Normalspannung der Bewehrung im Bereich der Dübelleiste 3

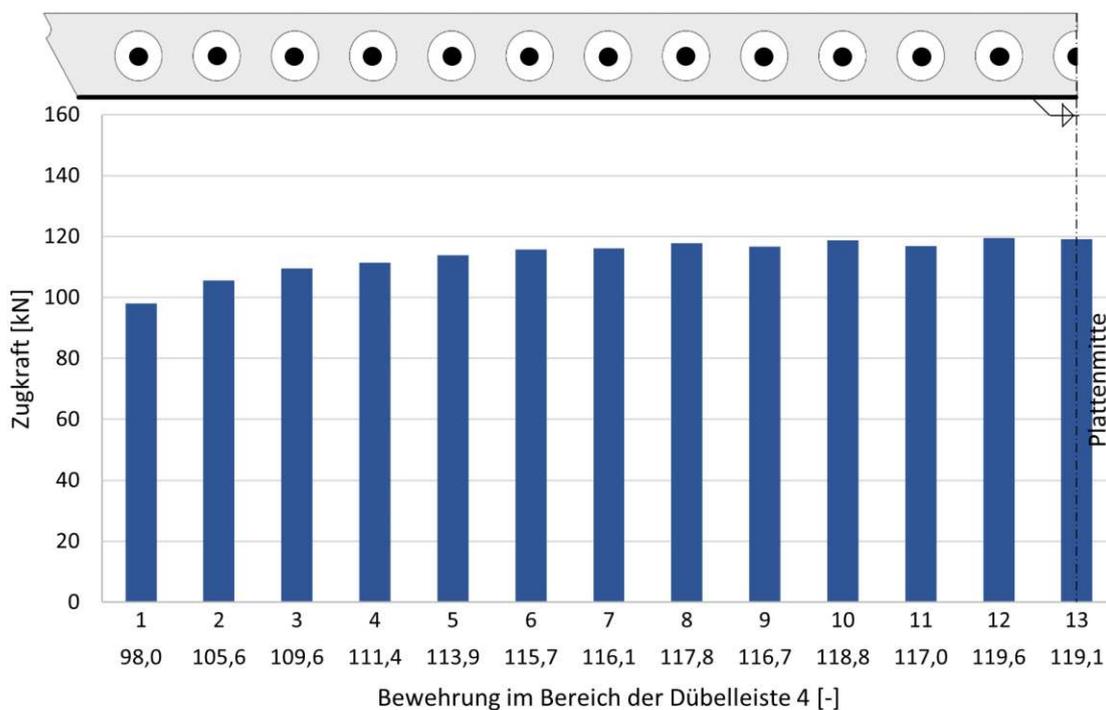


Abb. 5.23: Modell 1C-Basismodell: Zugkraft der Bewehrung im Bereich der Dübelleiste 4

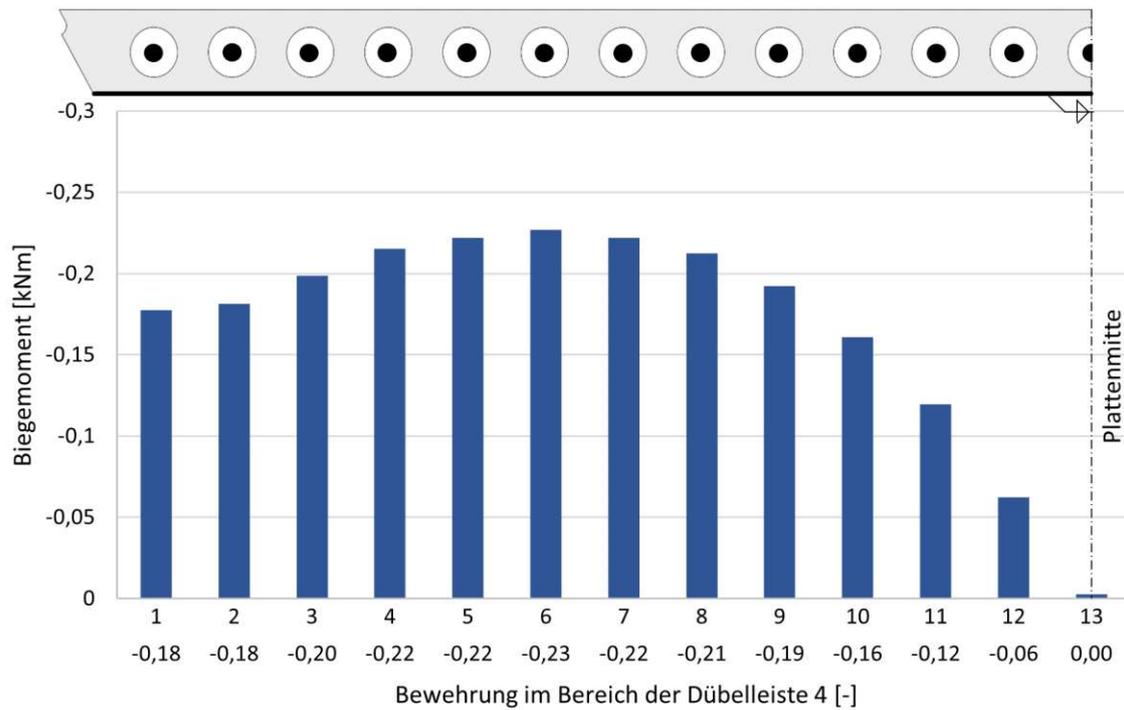


Abb. 5.24: Modell 1C-Basismodell: Biegemoment der Bewehrung im Bereich der Dübelleiste 4

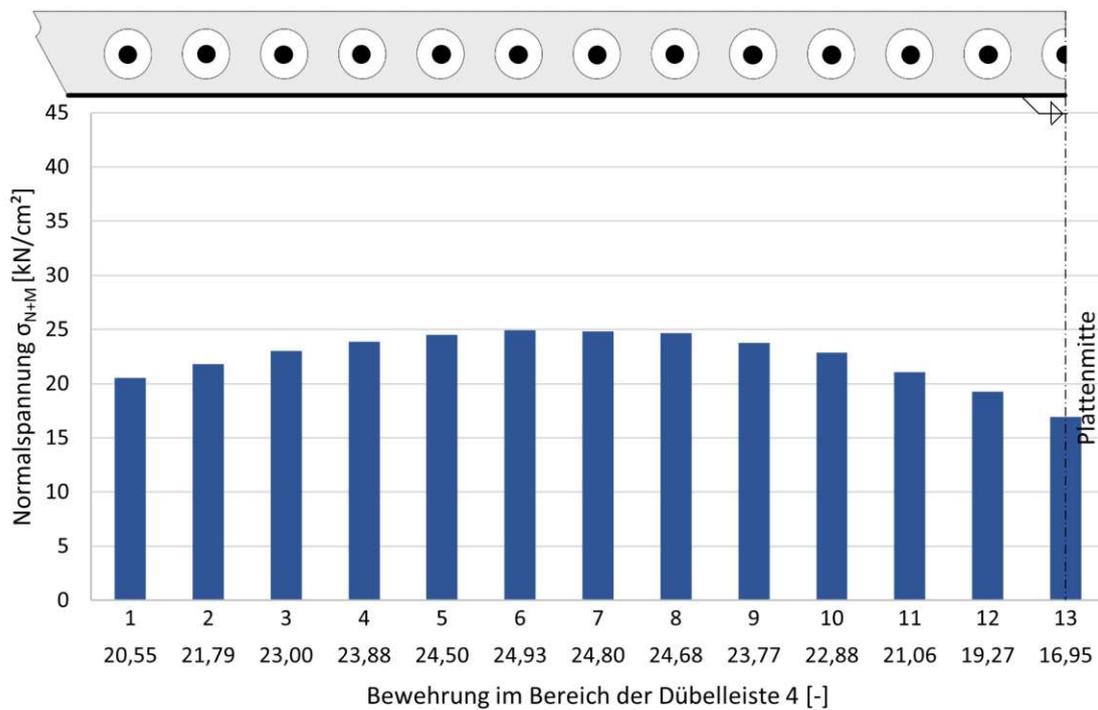


Abb. 5.25: Modell 1C-Basismodell: Normalspannung der Bewehrung im Bereich der Dübelleiste 4

In den Abb. 5.26 bzw. 5.27 sind die Verläufe der Normalkraft bzw. des Biegemoments des maßgebenden Bewehrungsstabes (Bewehrungsstab 1 im Bereich des Plattenrandes zum Hauptträgersteg) über den gesamten Brückenausschnitt in den Lastniveaus *ständige Lasten* und *realer Steifigkeitszustand* grafisch dargestellt. Der maßgebende Bewehrungsstab wird dabei auf Grund der maximalen Zugkraft bzw. des maximalen Biegemomentes identifiziert.

Zu erkennen ist dabei eine deutliche Schwankung der Schnittgrößen zwischen Dübelleistenbereich und Betonkern. Auf Grund der Belastungskonzentration im Dübeleistenbereich sind diese Schwankungen nicht verwunderlich. Der Bereich der Dübelleiste 3 (am Deckblech angeschweißt) kann als maßgebender Bereich bezüglich der Bewehrungsschnittgrößen identifiziert werden (Dübelleisten 1 und 5 werden auf Grund ihrer Position im „Störbereich“ nicht berücksichtigt). Die Nummerierung der Dübelleisten erfolgt von links nach rechts (Dübelleiste 1 bis 5). Ohne hier näher auf die Verläufe einzugehen (siehe dazu Kap. 5.4), wird aus Verständnisgründen darauf hingewiesen, dass die Bewehrungskräfte im Lastniveau *realer Steifigkeitszustand* während der Erst- bzw. Zweitbelastung beinahe ident sind. Daher sind die Verläufe in den nachfolgenden Abbildungen kaum voneinander zu unterscheiden (schwarze durchgezogene bzw. strichlierte Linien).

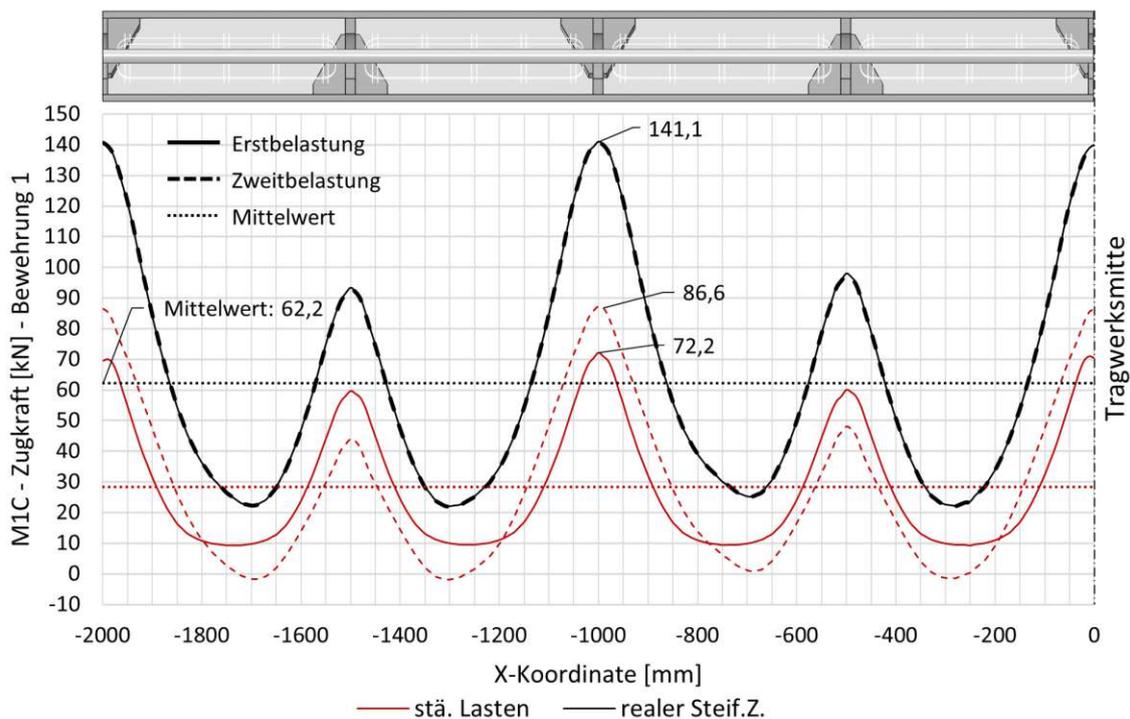


Abb. 5.26: Modell 1C-Basismodell: Zugkraft des Bewehrungsstabes 1 entlang des Brückenausschnittes aus [24]

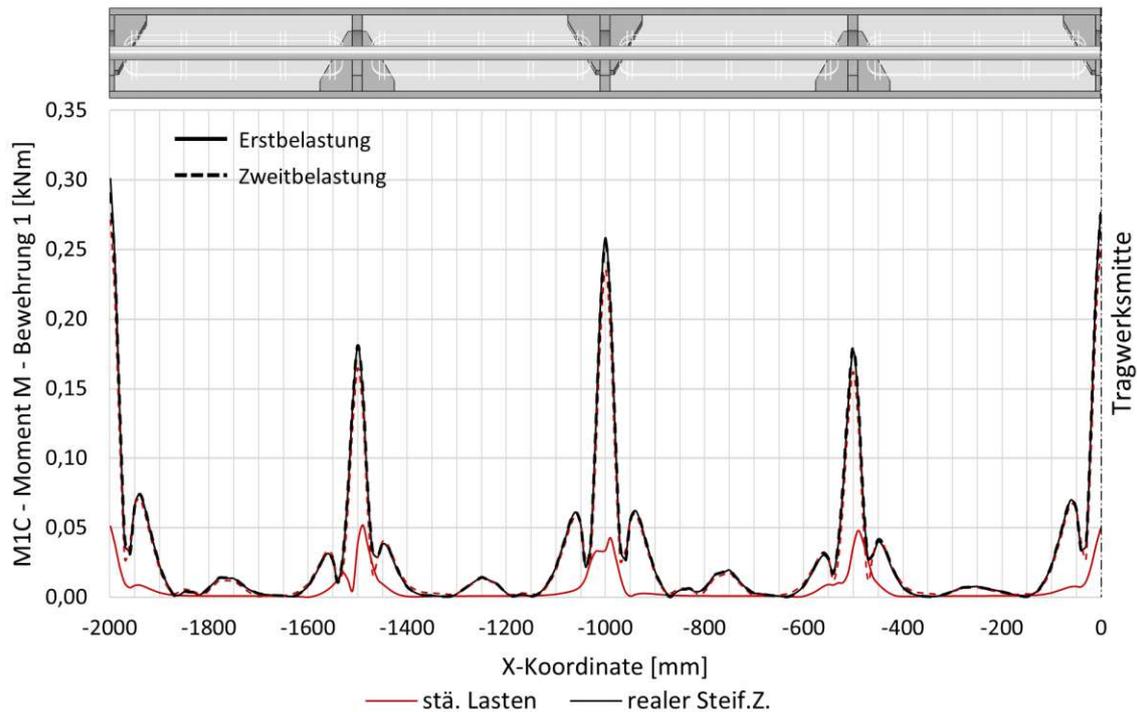


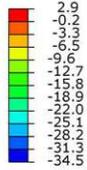
Abb. 5.27: Modell 1C-Basismodell: Biegemoment des Bewehrungsstabes 1 über den Brückenausschnitt aus [24]

5.2.4 Hauptdruckspannungen im Betonkern

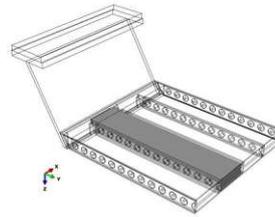
Auf den kommenden beiden Seiten sind die Hauptdruckspannungstrajektorien in fünf Schnitten über die Betonkernhöhe dargestellt. Man kann dabei sehr deutlich erkennen, dass die Spannungstrajektorien in der Mitte des Betonkerns fast parallel zu den Dübelleisten verlaufen.

Auf der zweiten Seite wurde Schnitt B verwendet, um den gewählten Neigungswinkel der Druckdiagonalen zwischen den Dübelleisten zu symbolisieren, da hier die Spannungstrajektorien in Betonkernmitte am deutlichsten sichtbar sind. In den weiteren Abbildungen sind die Kraftflüsse der jeweiligen Tragwirkungen in schwarzer Farbe hervorgehoben. Dabei zu beachten ist, dass in den einzelnen Abbildungen mehrere Schnitte dargestellt sind (getrennt durch strichlierte Linien). Wie in Kap. 4 bereits vorgestellt wurde, verlaufen die Kraftflüsse nicht horizontal über den Brückenausschnitt sondern meist etwas schräg (im Querschnitt). Deshalb wurde diese Darstellungsvariante gewählt, um die Spannungstrajektorien immer in jenem Schnitt hervorheben zu können, in dem sie am deutlichsten zu erkennen sind.

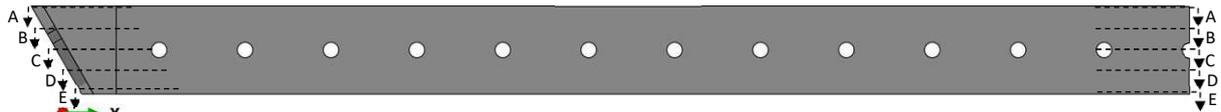
S, Min. Principal [N/mm²]



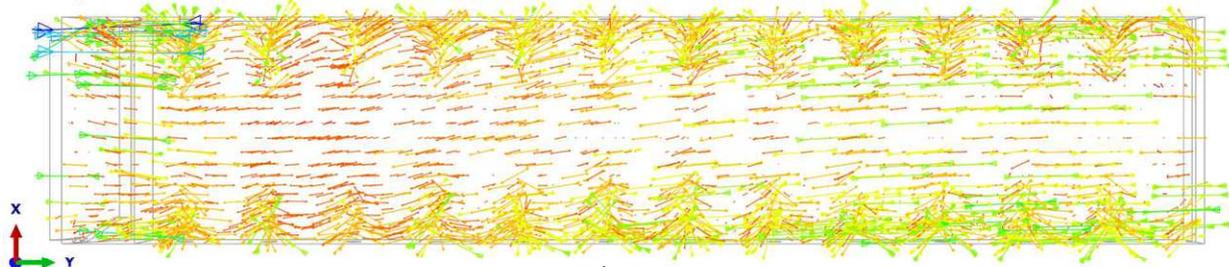
Step: Step1 - Belastung
 Increment 3018425: Step Time = 1.030
 Symbol Var: S, Min. Principal



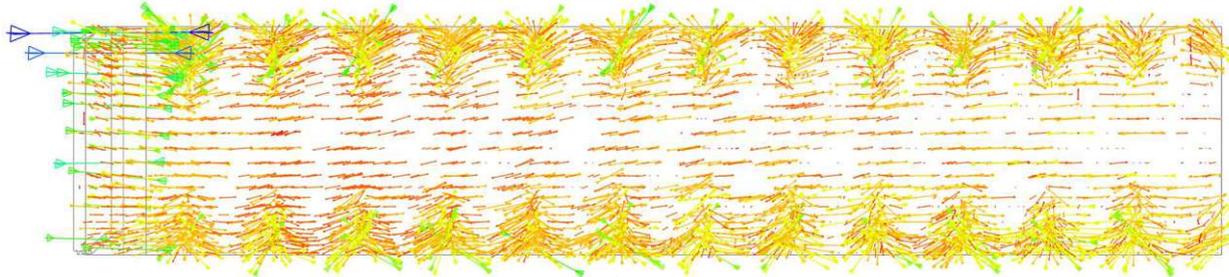
Ansicht



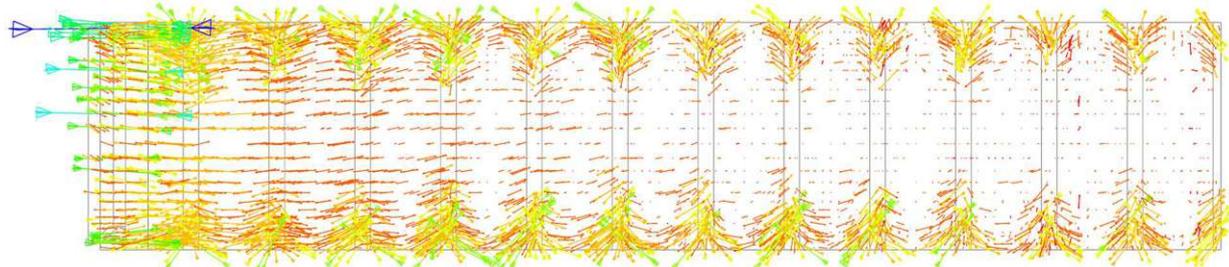
Schnitt A



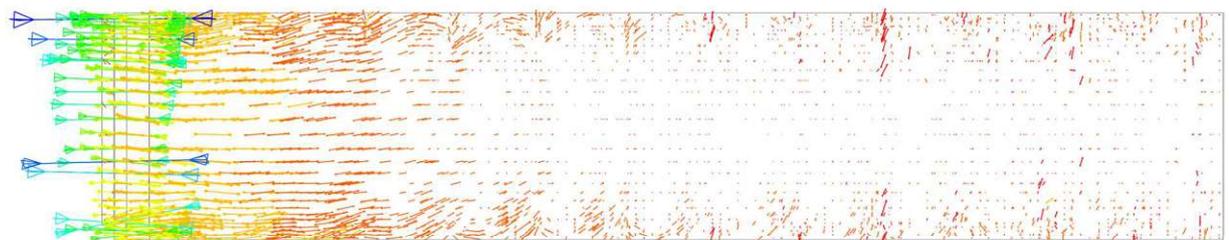
Schnitt B



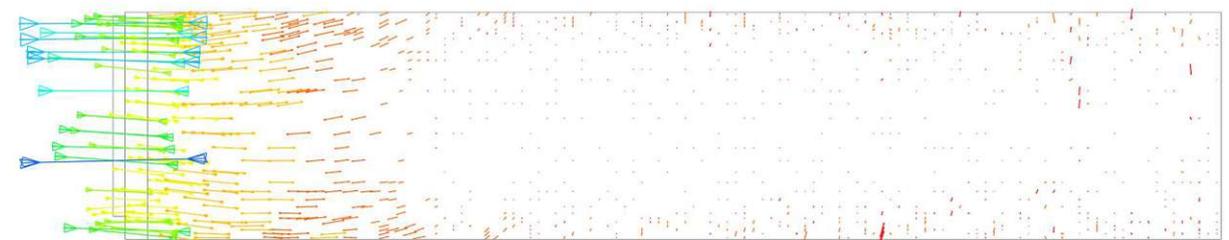
Schnitt C

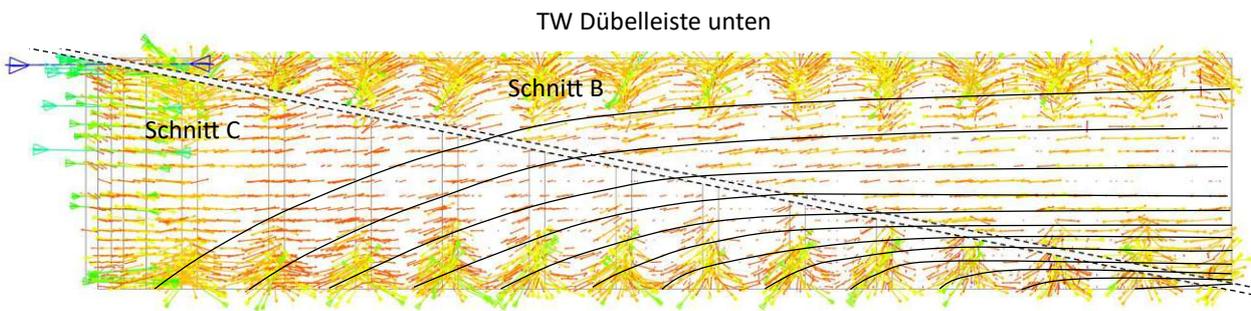
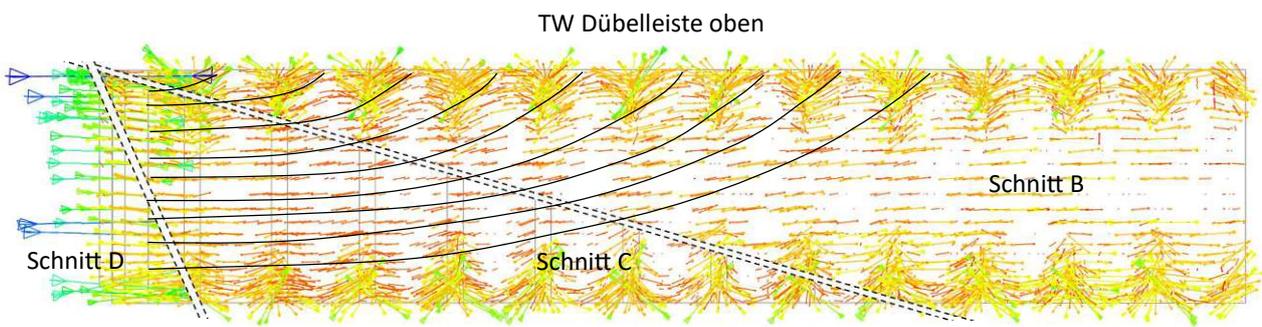
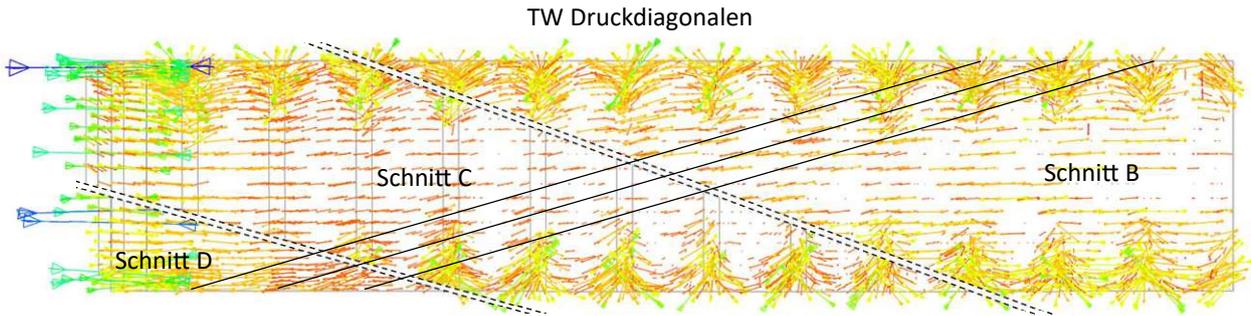
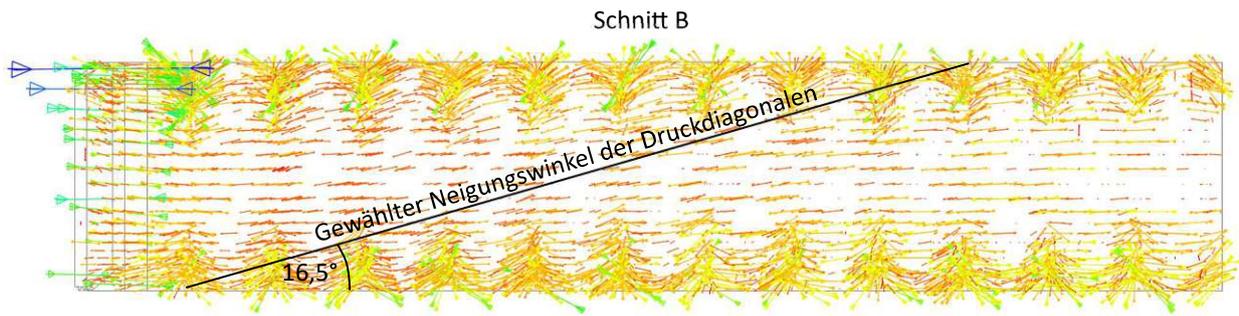


Schnitt D



Schnitt E





5.2.5 Vertikale Verformung im Lastniveau SLS

Wie der Titel bereits vermuten lässt, werden die Vertikalverformungen (globale z-Richtung) dieses Kapitels nicht wie sonst im Lastniveau *realer Steifigkeitszustand* sondern im Lastniveau *SLS* ausgewertet. Es werden dabei die Vertikalverformungen an der Oberkante des Deckblechs entlang des Plattenquerschnitts ausgelesen und zwar einmal in Tragwerksmitte über einer oben angeschweißten Dübelleiste und einmal 500 mm von der Tragwerksmitte entfernt über einer unten angeschweißten Dübelleiste (Auswertungspfade siehe Abb. 5.28 bzw 5.29). Die Ergebnisse sind in Abb. 5.30 grafisch dargestellt. Die vertikale Verformung U_3 ist dabei so definiert wie in den Abb. 5.28 bzw 5.29 dargestellt.

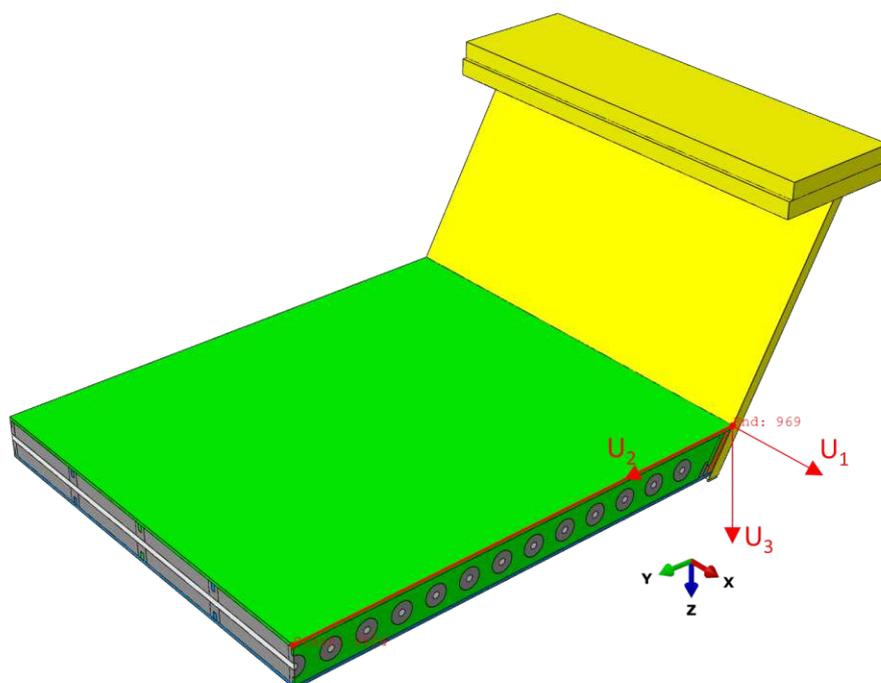


Abb. 5.28: Modell 1C-Basismodell: Definition der Vertikalverformung U_3 und des Pfades in Tragwerksmitte

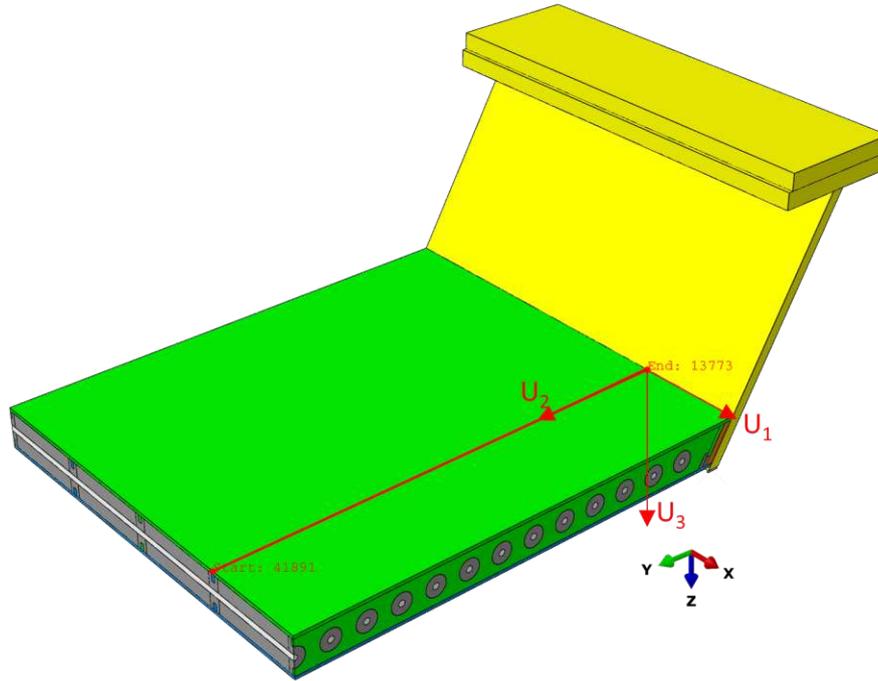


Abb. 5.29: Modell 1C-Basismodell: Definition der Vertikalverformung U_3 und des Pfades 500 mm entfernt von der Tragwerksmitte

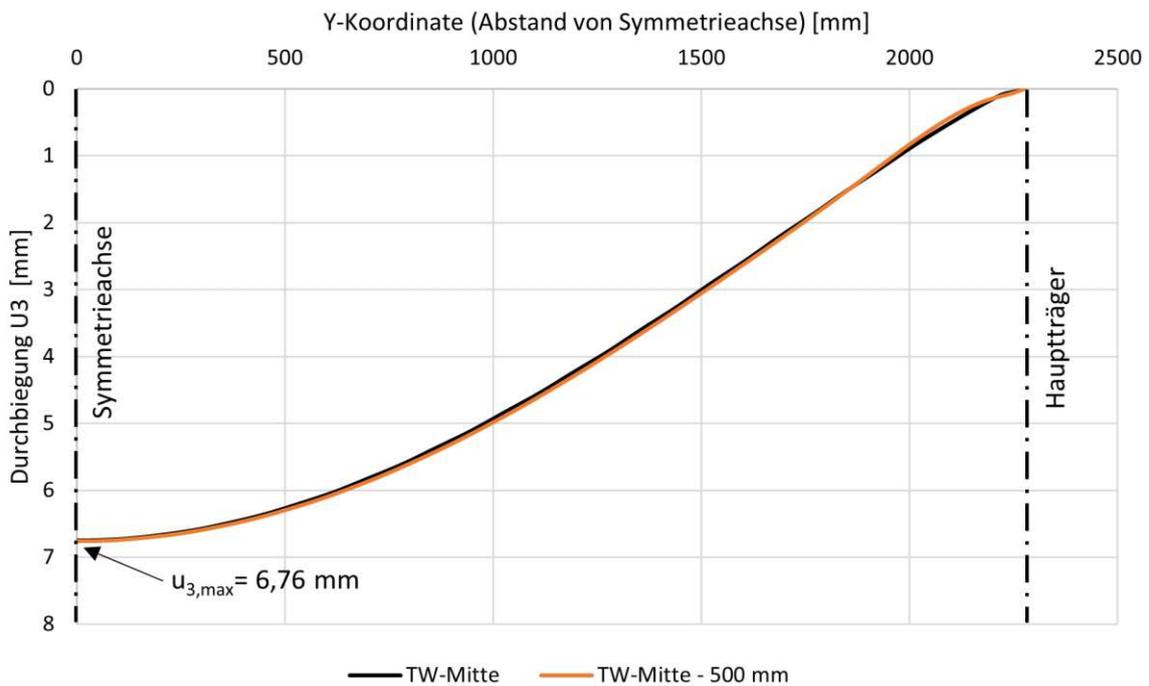


Abb. 5.30: Modell 1C-Basismodell: Verformungen parallel zu den Dübelleisten im Lastniveau *SLS*

5.3 Vergleiche

Im folgenden Kapitel werden die Modelle der Parameterstudie analysiert. Wie bereits erwähnt, werden die Vergleiche immer auf das Modell 1C-Basismodell bezogen. Um die Übersichtlichkeit zu wahren, werden immer nur maximal drei Modelle miteinander verglichen, die sinnvollerweise auch thematisch zusammenpassen. So werden zum Beispiel im ersten Vergleichskapitel die Modelle 1C-1A-1B miteinander verglichen, da sich diese Modelle nur durch den Durchmesser der Längsbewehrung unterscheiden. Jedem Modell wird grundsätzlich eine eigene Farbe zugewiesen, die in allen Auswertungen gleich bleibt.

5.3.1 Vergleiche M1C-M1A-M1B

Im Vergleich der Modelle 1C-1A-1B soll der Einfluss des Durchmessers der Längsbewehrung ermittelt werden und die Begründung für die Wahl des Modells mit $\varnothing 30\text{ mm}$ als Basismodell liefern. Dazu muss allerdings auch auf Kap. 5.4 verwiesen werden.

Tab. 5.3: Übersicht über die Modellunterschiede (Ausschnitt)

Modell	Querbelastung	Haupttragwirkung			Querdehnung Baustahl	Ø10	
		Längsverformung	Obergurtverformung	Querzug veränderlich		Hauptbew.	Bügelbew.
M1A	✓	✓	✓	✓	normal	Solid Ø20	Beam
M1B	✓	✓	✓	✓	normal	Solid Ø26	Beam
M1C	✓	✓	✓	✓	normal	Solid Ø30	Beam

Arbeits- und Verformungslinien

In Abb. 5.31 bzw. 5.32 sind die Arbeits- bzw. Verformungslinien der drei Modelle grafisch dargestellt. Die Wahl des Bewehrungsdurchmessers beeinflusst die Durchbiegung an der Oberkante des Deckblechs in Platten- sowie Tragwerksmitte über den Belastungszeitraum nur minimal.

Dübelkräfte

In Abb. 5.33 bzw. 5.34 sind die Dübelkräfte der drei Modelle grafisch dargestellt. Die Dübelkräfte werden nur wenig von der Wahl des Längsbewehrungsdurchmessers beeinflusst (maximale Differenz pro Dübel: $10,3\text{ kN}$). Wie zu erwarten war ziehen dickere und damit steifere Längsbewehrungsstäbe mehr Kräfte an. Die Dübelkräfte werden dementsprechend von Modell 1A bis Modell 1C größer.

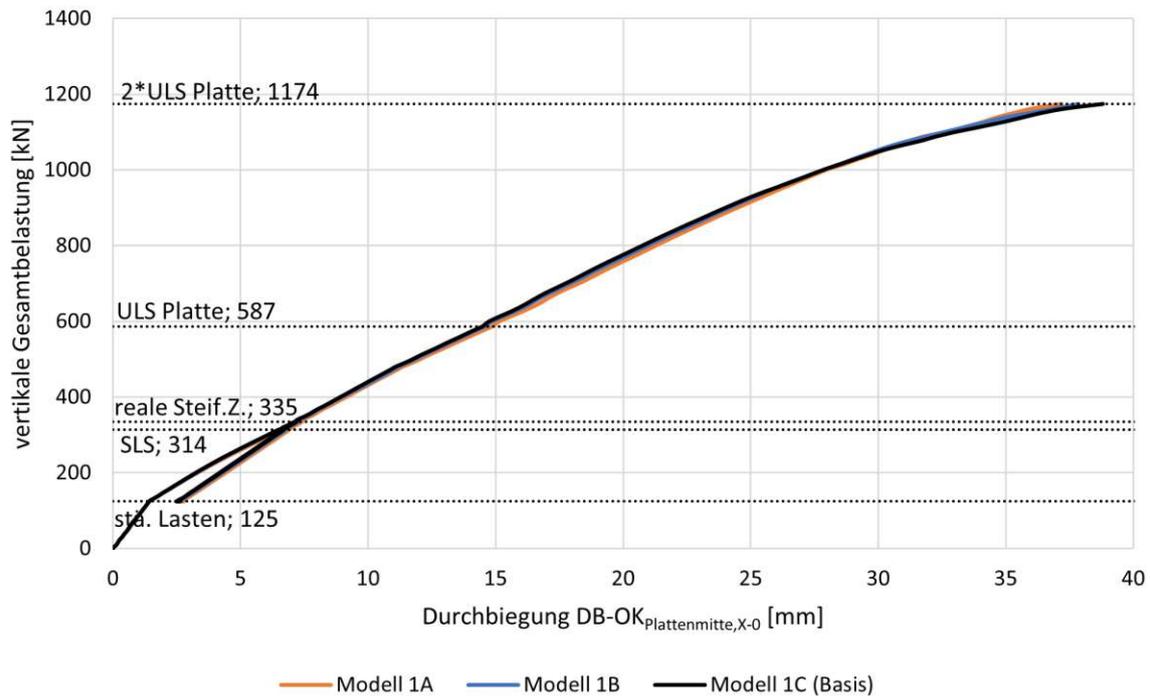


Abb. 5.31: Vergleich der Arbeitslinien

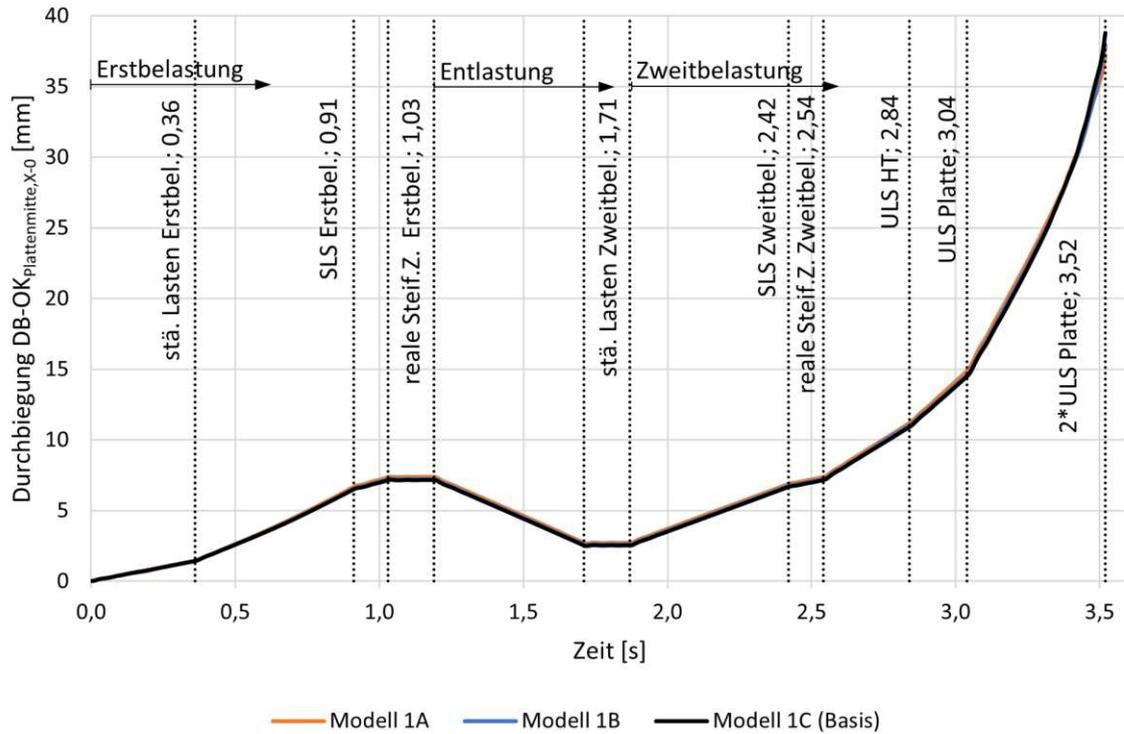


Abb. 5.32: Vergleich der Zeit-Verformungslinien

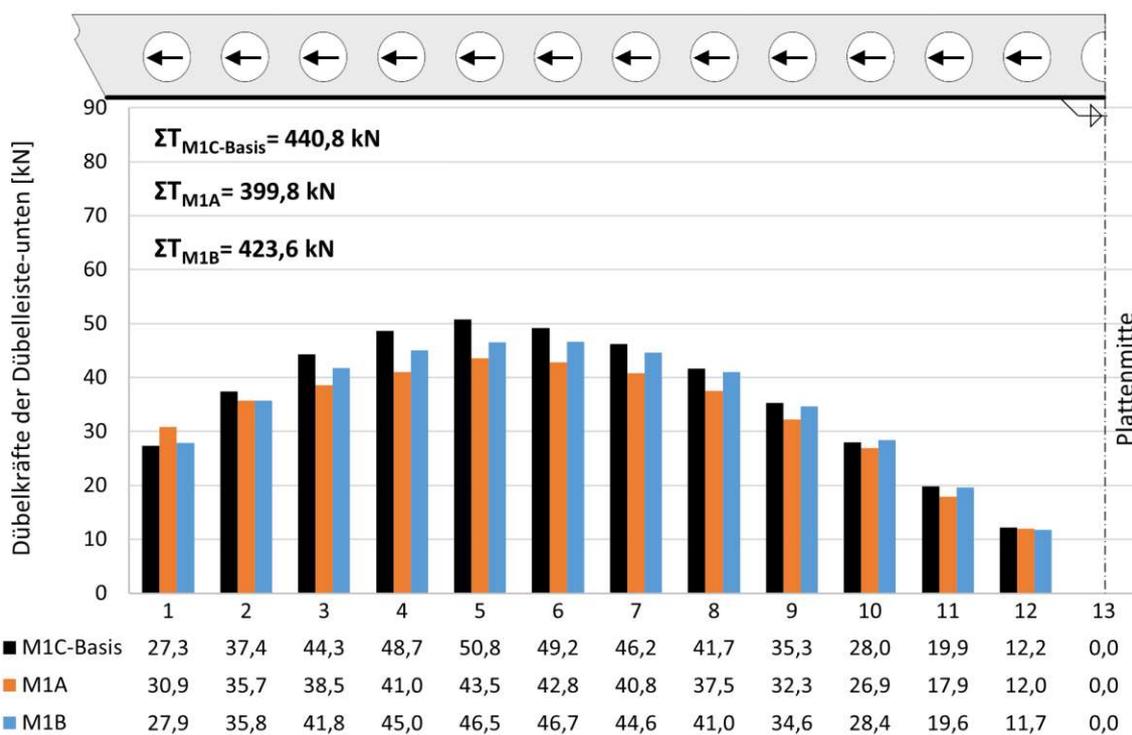


Abb. 5.33: Vergleich der Dübelkräfte der Dübelleiste-unten

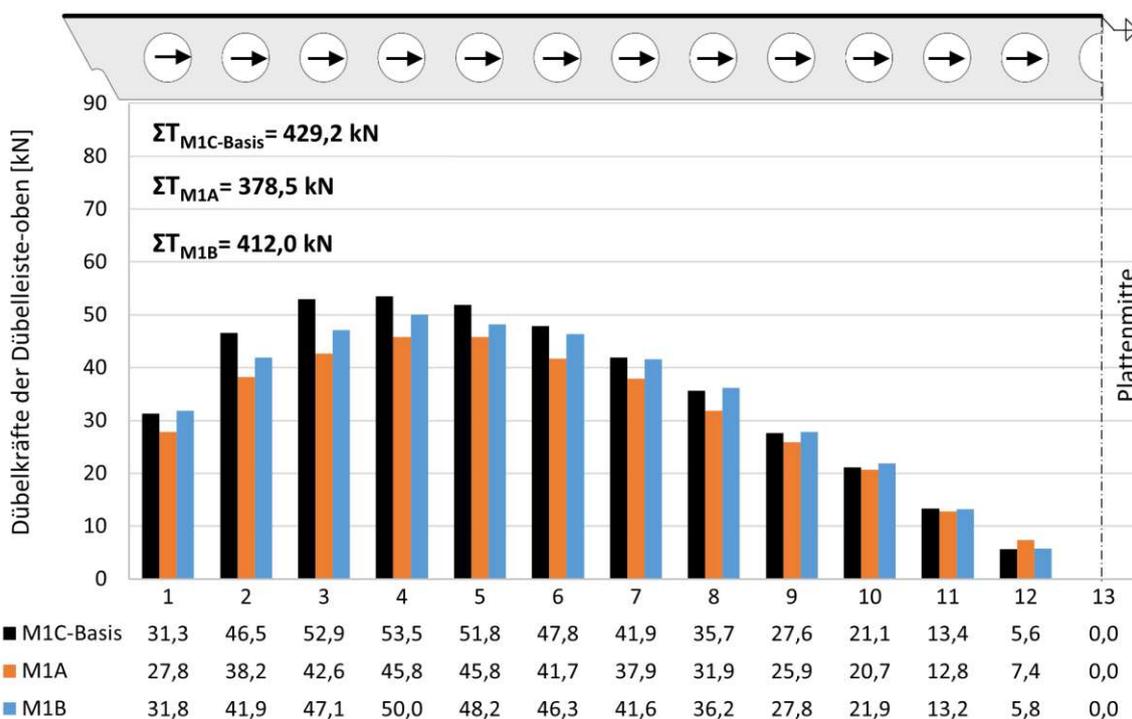


Abb. 5.34: Vergleich der Dübelkräfte der Dübelleiste-oben

Bewehrungskräfte

Auch die Auswertung der Bewehrungskräfte bringt keine Überraschung mit sich. Da die Durchbiegung der Trogbrücke nicht maßgeblich durch die Wahl des Hauptbewehrungsdurchmessers beeinflusst wird, wurde in allen drei Modellen die gleiche Längsverformung aufgebracht. Bei gleicher Längsdehnung entstehen in Bewehrungsstäben mit größeren Querschnitten größere Zugkräfte. Obwohl die Zugkräfte infolge Haupttragwirkung in den größeren Bewehrungsstäben größer sind, sind die Spannungen infolge reiner Haupttragwirkung durch die gleiche vorgegebene Längsdehnung gleich groß. Um diesen Umstand zu verdeutlichen, wurde in den Abb. 5.37 bzw. 5.40 (grafische Darstellungen der Normalspannungen) die Normalspannung, die aus der isolierten Haupttragwirkung resultiert, durch eine Strichlinie gekennzeichnet. Diese Strichlinie ist eine Mittelung über alle Bewehrungsnormalspannungen aus dem Modell 4A.

Obwohl die größten Dübelkräfte im Modell 1C-Basis ($\varnothing 30$) auftreten und somit hier auch die Biegemomentenbeanspruchung auf die Bewehrungsstäbe am größten ist, ist die positive Wirkung der Querschnittsvergrößerung auf die Biege- sowie Dehnsteifigkeit maßgebend. Das heißt, im Modell 1C-Basis entstehen die geringsten Normalspannungen und auch die kleinsten Spannungsschwingbreiten (siehe Kap. 5.4). Auf Grundlage dieser Erkenntnis, wurde die Wahl des Basismodells getroffen.

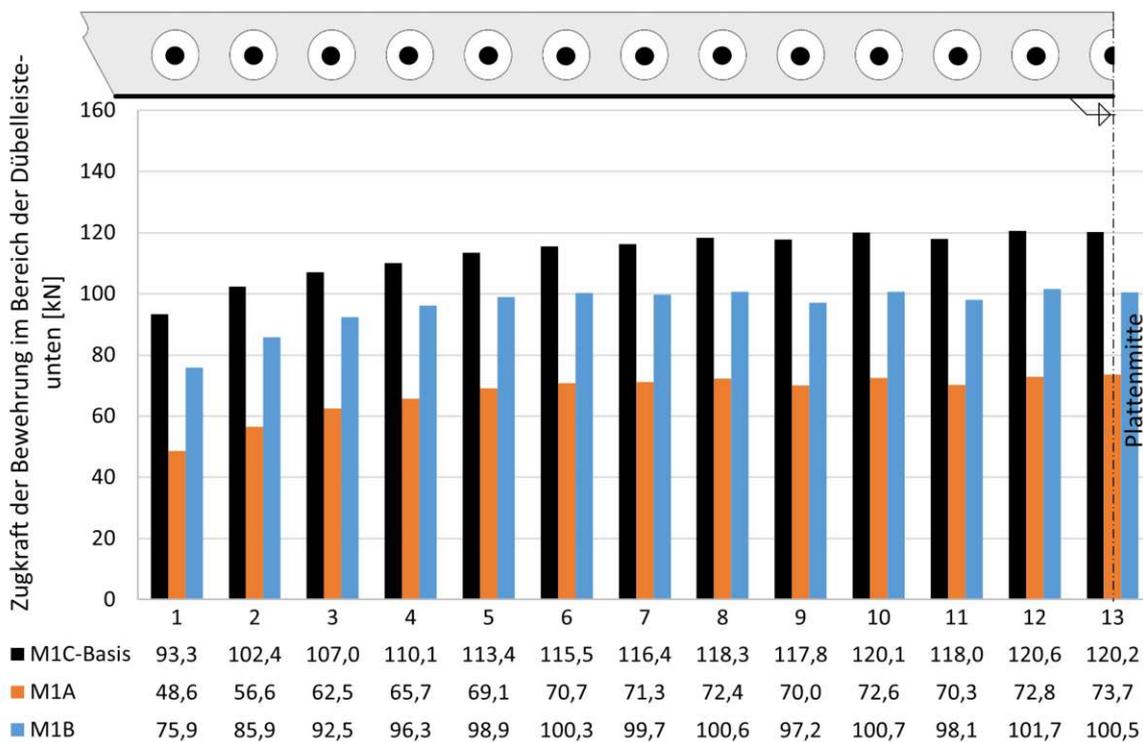


Abb. 5.35: Vergleich der Zugkräfte der Bewehrung im Bereich der Dübelleiste-unt

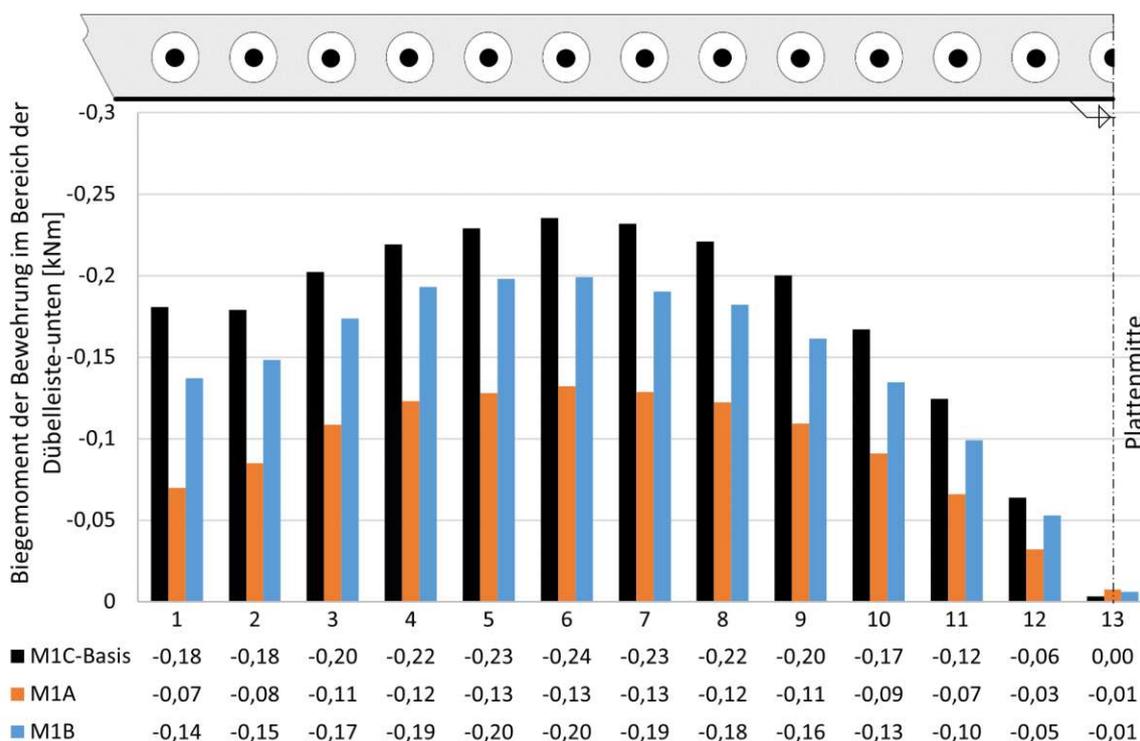


Abb. 5.36: Vergleich der Biegemomente der Bewehrung im Bereich der Dübelleiste-unten

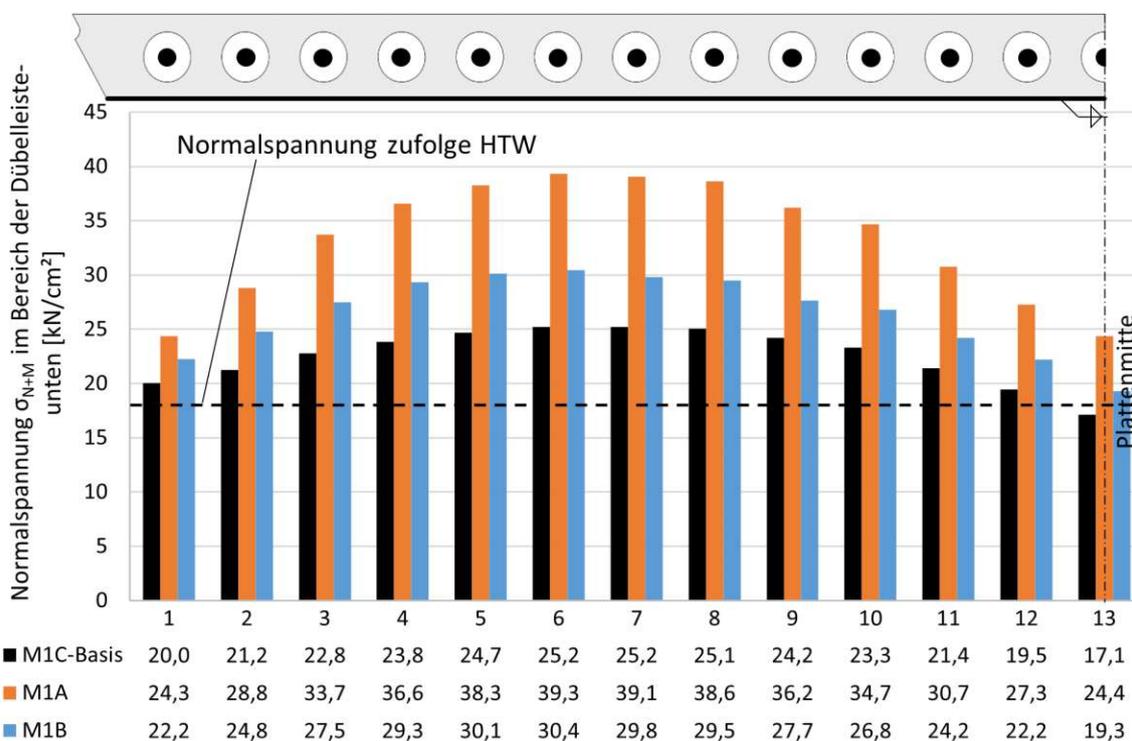


Abb. 5.37: Vergleich der Normalspannung der Bewehrung im Bereich der Dübelleiste-unten

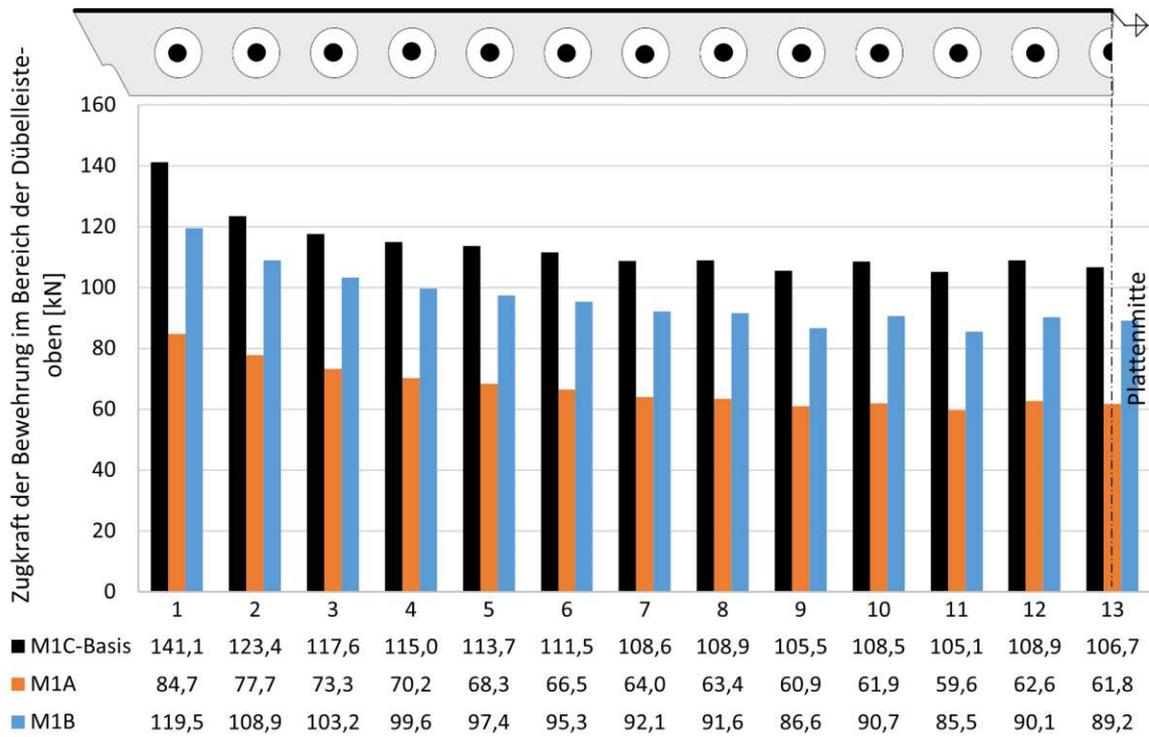


Abb. 5.38: Vergleich der Zugkräfte der Bewehrung im Bereich der Dübelleiste-oben

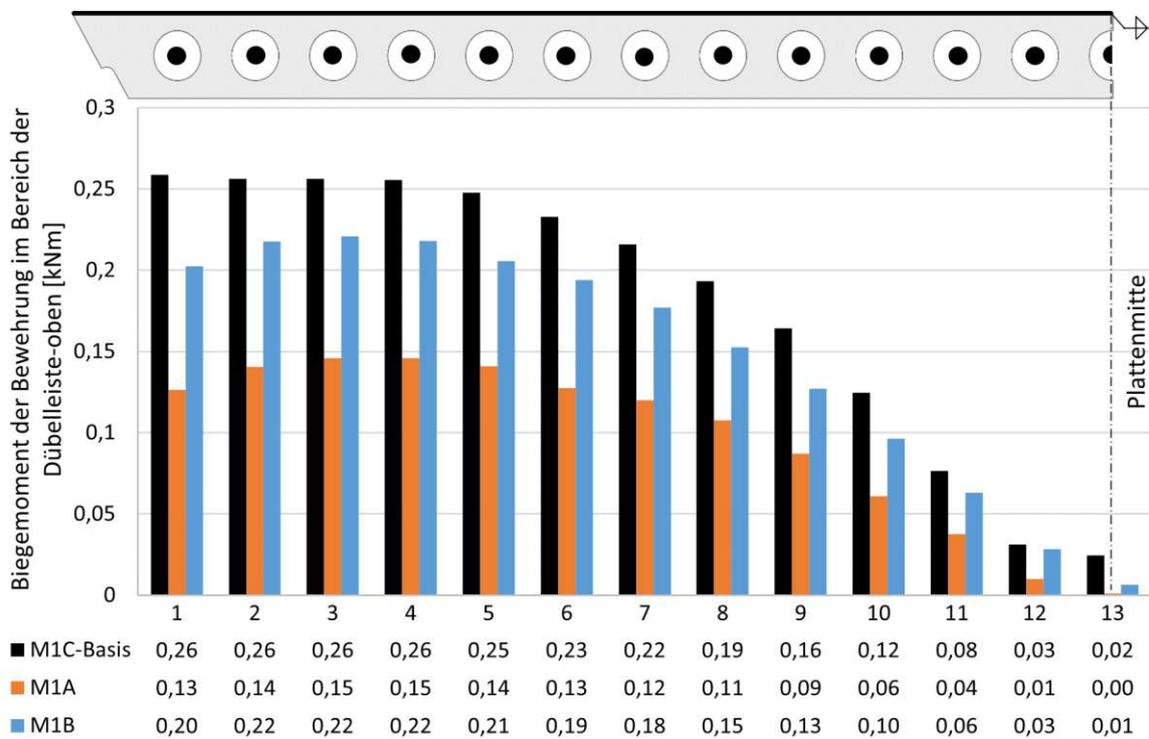


Abb. 5.39: Vergleich der Biegemomente der Bewehrung im Bereich der Dübelleiste-oben

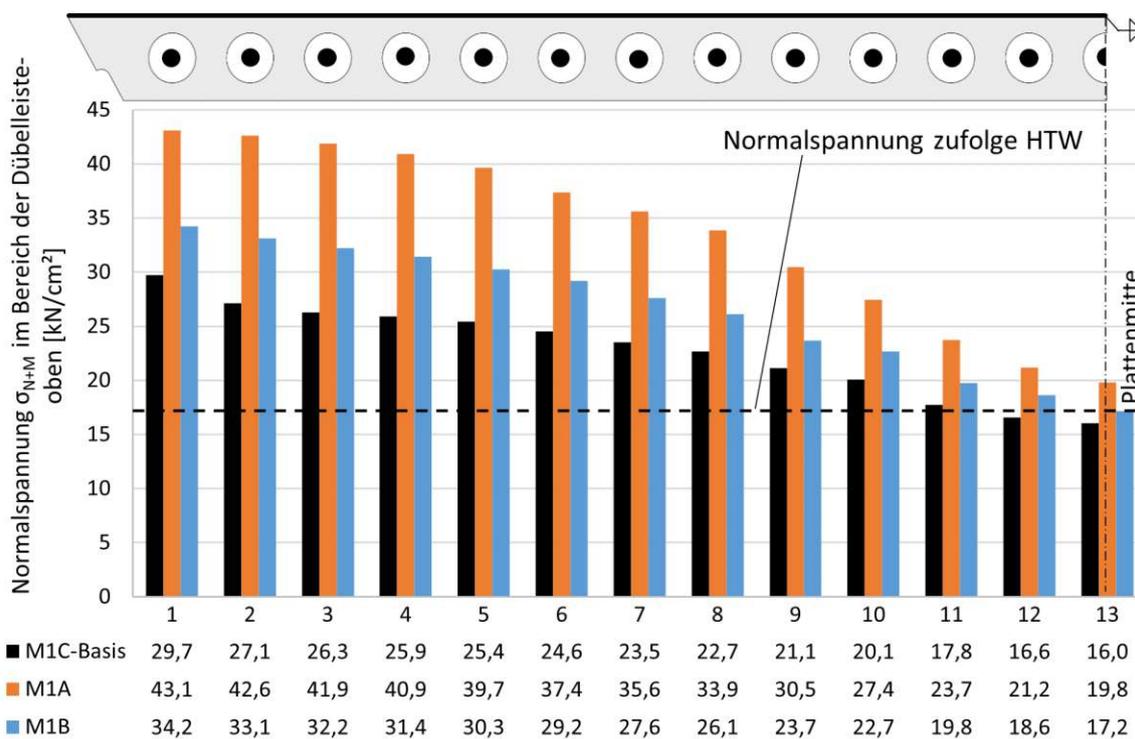


Abb. 5.40: Vergleich der Normalspannung der Bewehrung im Bereich der Dübelleiste-oben

5.3.2 Vergleiche M1C-M2-M3: Einfluss der Haupttragwirkung

Im folgenden Kapitel sollen anhand des Modells 2 die Einflüsse der Haupttragwirkung gezeigt werden und mit Hilfe des Modells 3 die Einflüsse der Querdehnung des Baustahls.

Tab. 5.4: Übersicht über die Modellunterschiede (Ausschnitt)

Modell	Querbelastung	Haupttragwirkung			Querdehnung Baustahl	Hauptbew.	Ø10 Bügelbew.
		Längsverformung	Obergurtverformung	Querzug veränderlich			
M1C	✓	✓	✓	✓	normal	Solid Ø30	Beam
M2	✓	–	–	–	normal	Solid Ø30	Beam
M3	✓	✓	✓	✓	null	Solid Ø30	Beam

Arbeits- und Verformungslinien

In Abb. 5.41 bzw. 5.42 sind die Arbeits- bzw. Verformungslinien der drei Modelle dargestellt. Betrachtet man zunächst die Arbeitslinien der Modelle 2 und 3, lassen sich folgende Interpretationen anstellen (untersucht wird der Einfluss der Haupttragwirkung ohne die damit gleichzeitig auftretende „Vorspannwirkung“ in Querrichtung):

- Das Aufbringen der Längsverformung führt zu:
 1. Betonschädigung im Dübelbereich und dadurch zu einer erwartungsgemäßen Durchbiegungserhöhung
 2. Querkontraktion im Beton
- Die aufgebrauchte Obergurtverformung in Querrichtung führt eindeutig zu einer Erhöhung der Durchbiegung
- Der aufgebrauchte veränderliche Anteil des Querzuges führt zu einer Reduktion der Durchbiegung
- → Insgesamt kann eine Durchbiegungserhöhung festgestellt werden, jedoch ist der exakte Grund dafür unbekannt, da die Größe der oben beschriebenen Wirkungen unbekannt ist.

Betrachtet man nun die Arbeitslinien der Modelle 1C und 3, können folgende Schlussfolgerungen gezogen werden: Der einzige Unterschied zwischen den beiden Modellen ist die Berücksichtigung der Querdehnungseigenschaften des Baustahls. Diese führen zu einer Querstauchung des Baustahls zufolge der Haupttragwirkung. Da diese Querstauchung aber durch den Betonkern behindert wird, entstehen Querzugspannungen im Baustahl bzw. Querdruckspannungen im Betonkern was einer „Vorspannwirkung“ in Querrichtung ähnelt. Diese „Vorspannwirkung“ hat erwartungsgemäß eine deutlich beobachtbare Durchbiegungsreduktion zur Folge.

In Abb. 5.43 sind die Vertikalverformungen der Modelle 1C und 2 an der Oberkante des Deckblechs entlang des Plattenquerschnitts in Tragwerksmitte im Lastniveau *SLS* dargestellt. Hier ist die durchbiegungsreduzierende Wirkung der Haupttragwirkung deutlich zu erkennen.

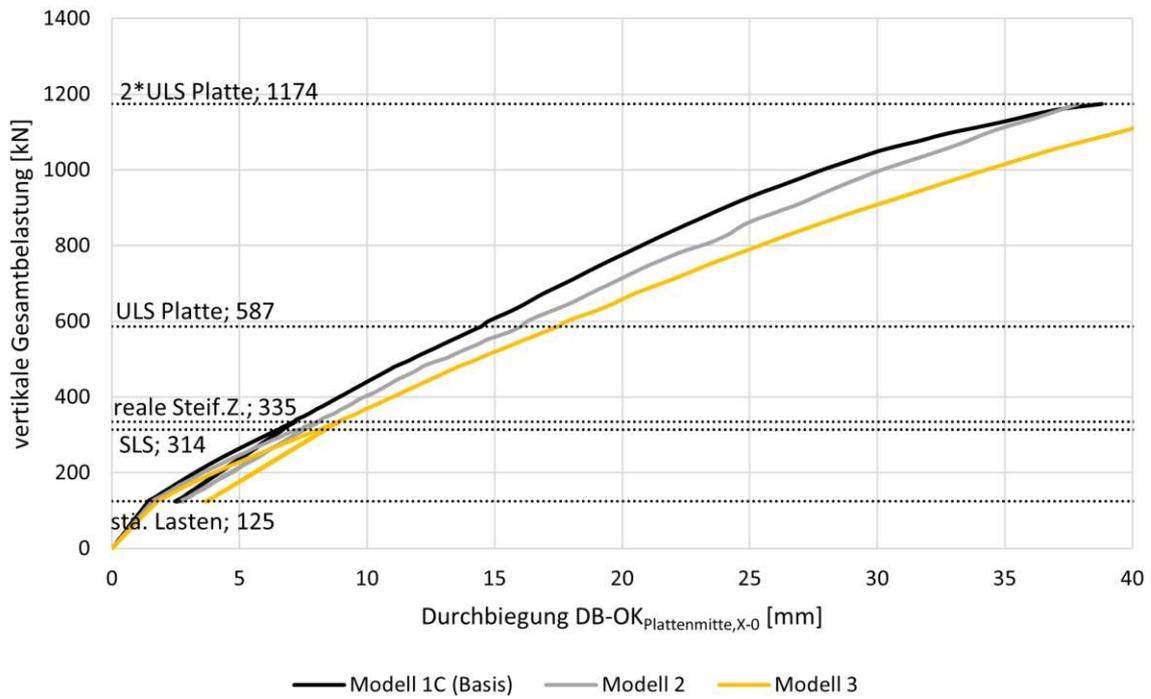


Abb. 5.41: Vergleich der Arbeitslinien

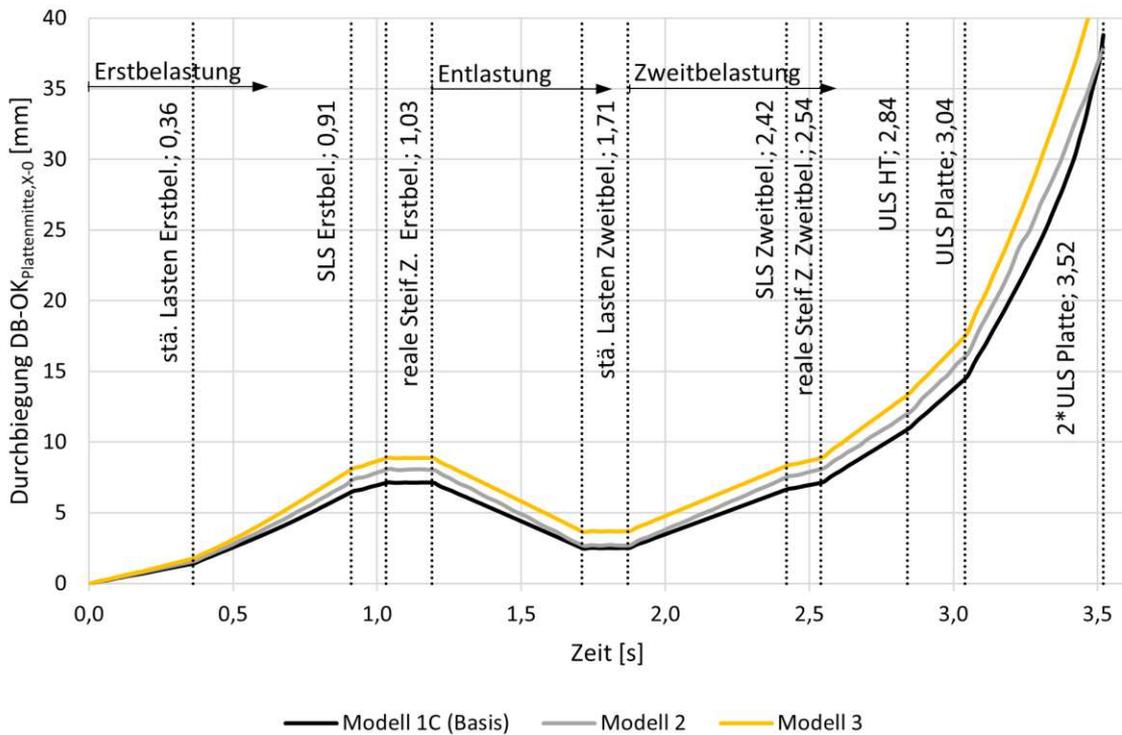


Abb. 5.42: Vergleich der Zeit-Verformungslinien

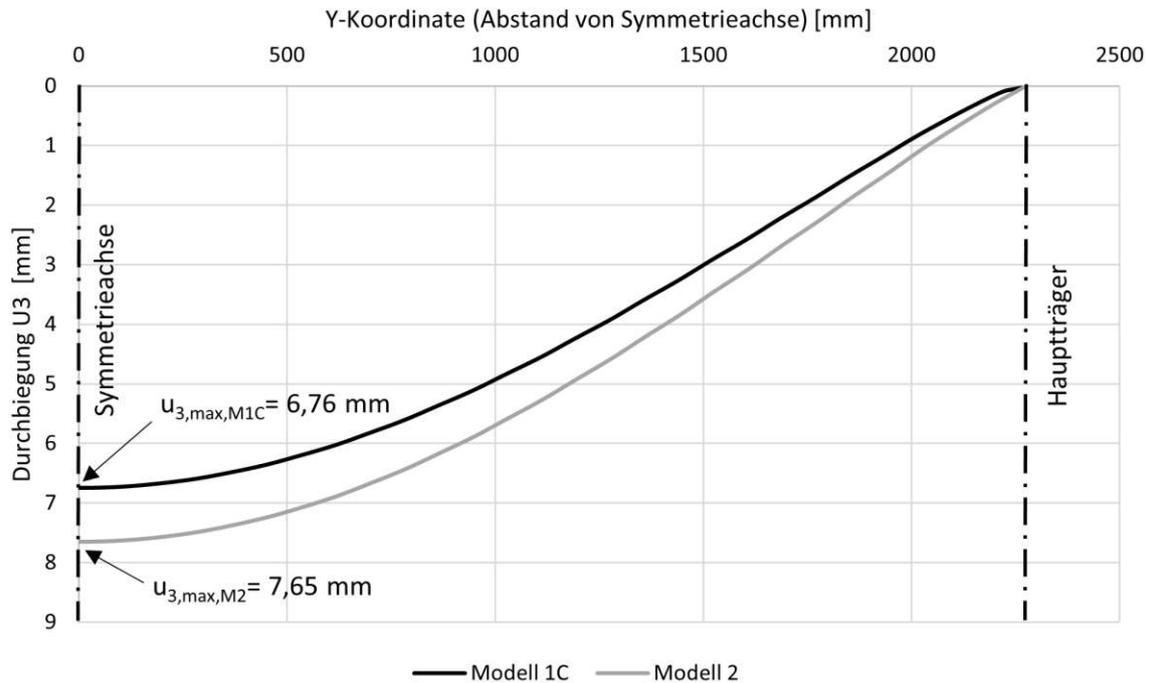


Abb. 5.43: Vergleich Verformungen im Lastniveau *SLS*

Dübelkräfte

An den Dübelkräften ist ganz deutlich die dübelkraftreduzierende Wirkung der Haupttragwirkung zu sehen. Die Dübelkräfte des Modells 2 (ohne HTW) sind mit Abstand die größten der gesamten Parameterstudie. Diese Erkenntnis ist vor allem für Bereiche der Trogbrücke mit geringer Biegemomentenbeanspruchung aus der Haupttragwirkung und für den Anwendungsfall Plattenbrücke interessant. In dieser Diplomarbeit wird dieser Anwendungsfall zwar nicht explizit behandelt aber die Erkenntnisse des Modell 2 dieser Parameterstudie können auf diesen Anwendungsfall übertragen werden.

Betrachtet man Abb. 5.45, können folgende Interpretationen gewonnen werden: Die Dübelkräfte reduzieren sich einerseits durch die isolierte Wirkung der Haupttragwirkung (ΔT_{M2-3}) und andererseits durch den bereits beschriebenen Einfluss der „Vorspannwirkung“ in Querrichtung durch die vom Betonkern behinderte Querstauchung des Baustahls (ΔT_{M3-1C}). Die Querdruckspannungen im Betonkern durch die „Vorspannwirkung“ können auch als von „außen“ wirkende Dübelkräfte interpretiert werden, die neben der dübelkraftreduzierenden Wirkung auch eine positive Auswirkung auf das Biegeverhalten des Betonkerns haben.

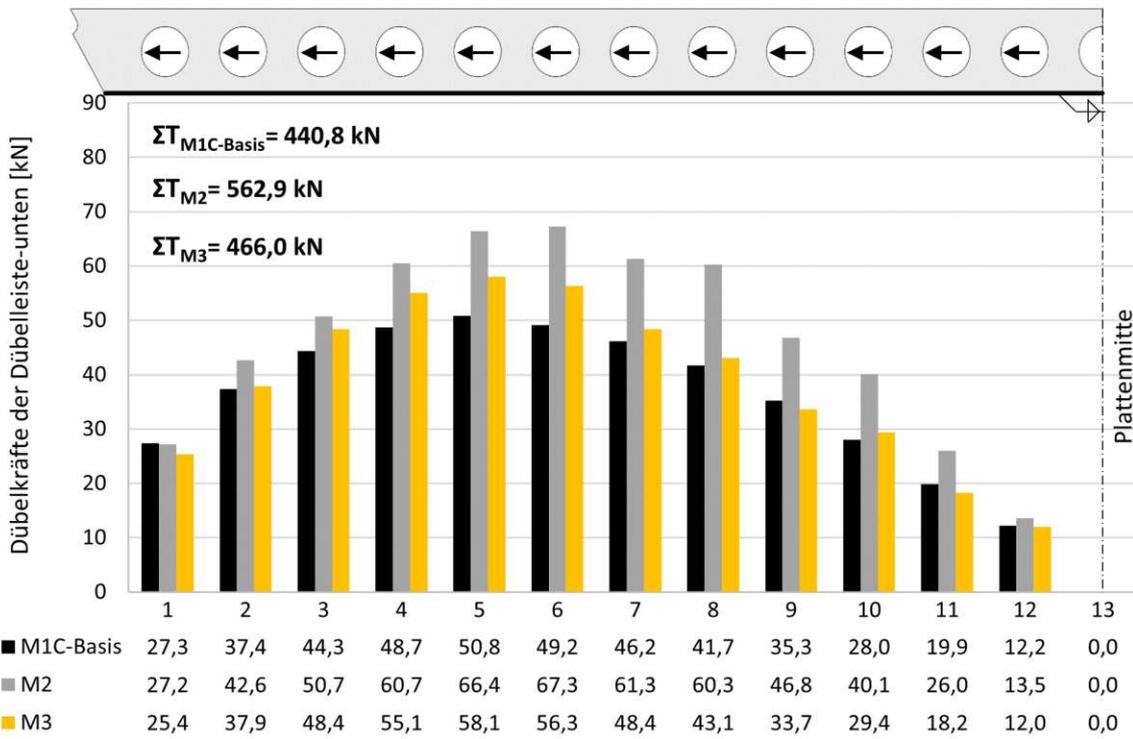


Abb. 5.44: Vergleich der Dübelkräfte der Dübelleiste-unten

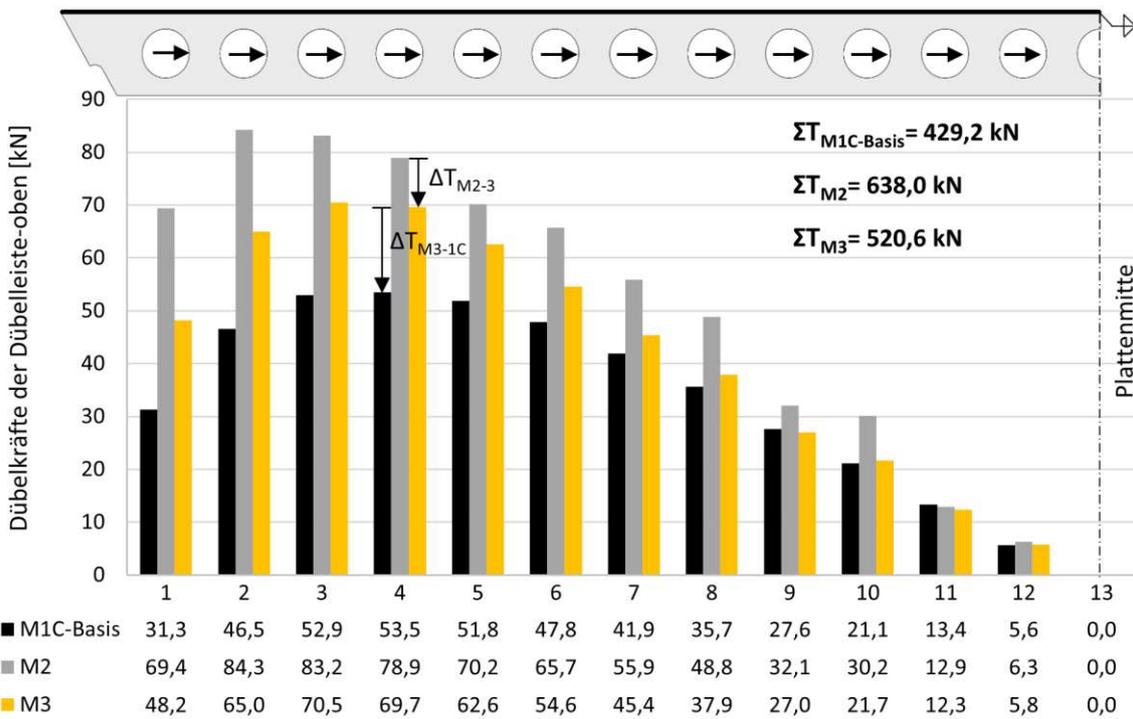


Abb. 5.45: Vergleich der Dübelkräfte der Dübelleiste-oben

Bewehrungskräfte

Die Bewehrungskräfte werden nur für die Modelle 1C und 2 ausgewertet. In Kap. 2.5 wurden die Einwirkungen auf die Hauptbewehrung bereits vorgestellt. Dabei wurde erwähnt, dass zufolge der Dübelkräfte Biegemomente in der Hauptbewehrung entstehen. Mit der Erkenntnis, dass im Modell 2 mit Abstand die größten Dübelkräfte auftreten und den Ergebnissen der Abb. 5.47 bzw. 5.50 kann man schließen, dass die Biegemomente, zufolge der Dübelkräfte der TW paDL, durch die gleichzeitige Wirkung der Haupttragwirkung deutlich größer werden. Das kann damit erklärt werden, dass durch die Haupttragwirkung Risse im Dübelbereich entstehen, durch die der Betonkern in seiner Funktion als Bettung der Hauptbewehrung an Steifigkeit verliert. Dieser Umstand hat wiederum größere Biegemomente zur Folge.

In Kap. 2.5 wurden die Gründe für die Längsdehnung bzw. Zugkräfte der Hauptbewehrung angeführt (die nicht aus der HTW entstehen):

- Verschiebung in Querrichtung zufolge Relativverschiebung der Dübelleisten zueinander („global“)
- Verschiebung in Querrichtung zufolge Dübelkräfte („lokal“)
- Kammerversdrehung

Wie zu erwarten war, erfahren die Längsbewehrungen des Modells 2 keine nennenswerten Zugkräfte, da sie keiner Längsdehnung aus der Haupttragwirkung ausgesetzt sind. Aus den Zugkräften die entstehen, können aber dennoch interessante Erkenntnisse abgeleitet werden. Betrachtet man Abb. 5.46 bzw. 5.49 kann man deutlich erkennen, dass im Modell 1C die Zugkräfte im Bereich der unten angeschweißten Dübelleisten zum Hauptträgersteg hin abnehmen, jene im Bereich der oben angeschweißten Dübelleisten zunehmen. Hauptverantwortlich für diesen Effekt ist die Kammerversdrehung (vgl. dazu Abb. 2.13). In den Ergebnissen des Modells 2 im Bereich der oben angeschweißten Dübelleisten kann der Effekt der Zugkraftenerhöhung durch die TW paDL ebenfalls beobachtet werden (siehe Abb. 5.49). Da im Modell 2 keine Längsverformung aufgebracht wurde und daher die Zugkräfte in den Bewehrungsstäben dementsprechend klein sind, ist die Zugkraftreduktion in den Ergebnissen des Modells 2 im Bereich der Dübelleiste unten nicht erkennbar. Statt einer Zugkraftreduktion entsteht hier ein Betondruck auf die Dübelleisten, um das Momentengleichgewicht zu gewährleisten.

Es muss hier erwähnt werden, dass die Kammerversdrehung für die Zugkraftreduktion bzw. -erhöhung zwar hauptverantwortlich ist aber dazu noch keine quantitativen Aussagen getroffen werden können. Es ist bis jetzt noch unbekannt, wie sich die drei oben genannten Einwirkungen auf die Hauptbewehrung genau zusammensetzen.

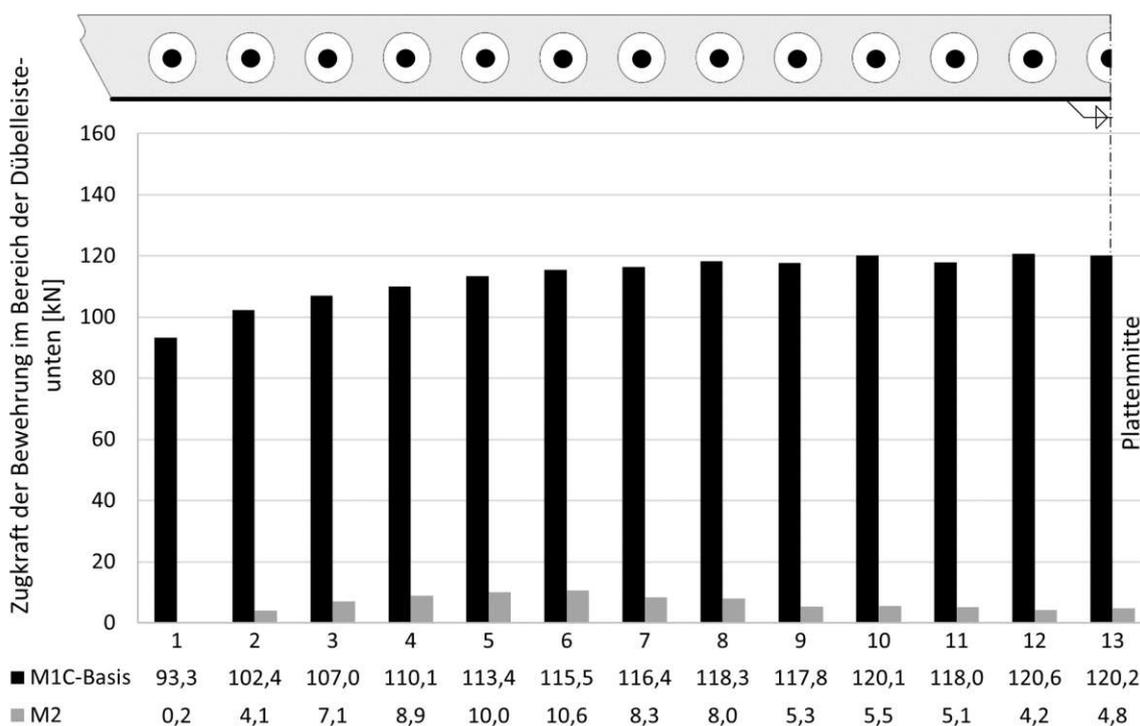


Abb. 5.46: Vergleich der Zugkräfte der Bewehrung im Bereich der Dübelleiste-unten

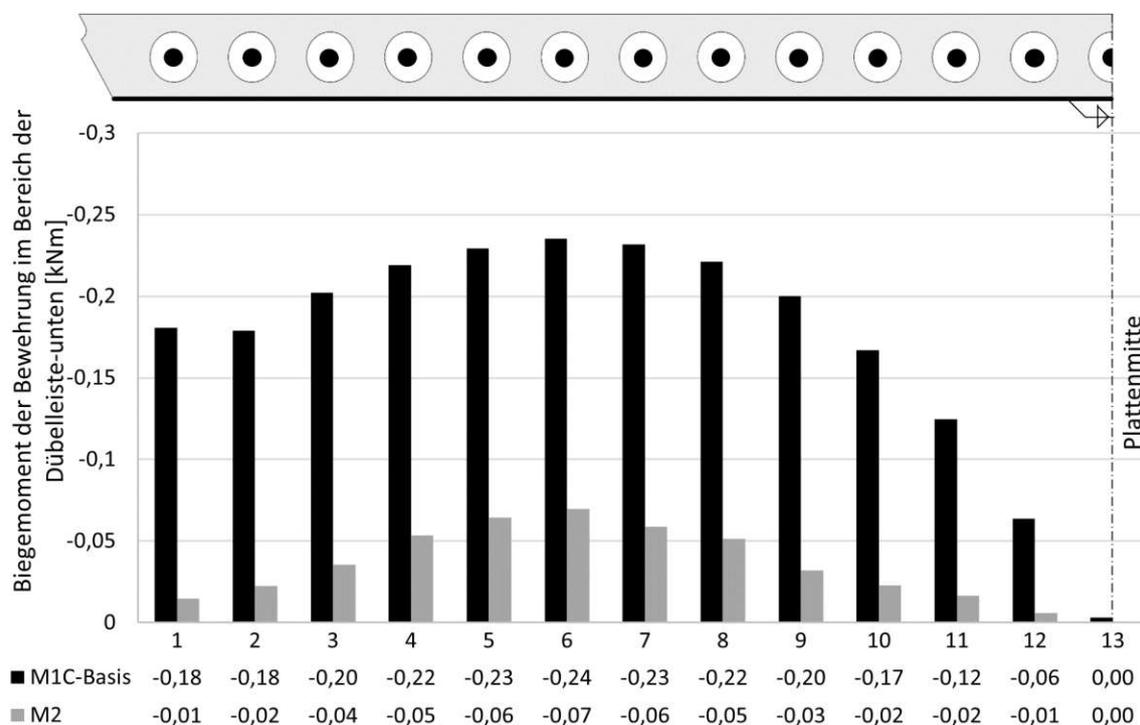


Abb. 5.47: Vergleich der Biegemomente der Bewehrung im Bereich der Dübelleiste-unten

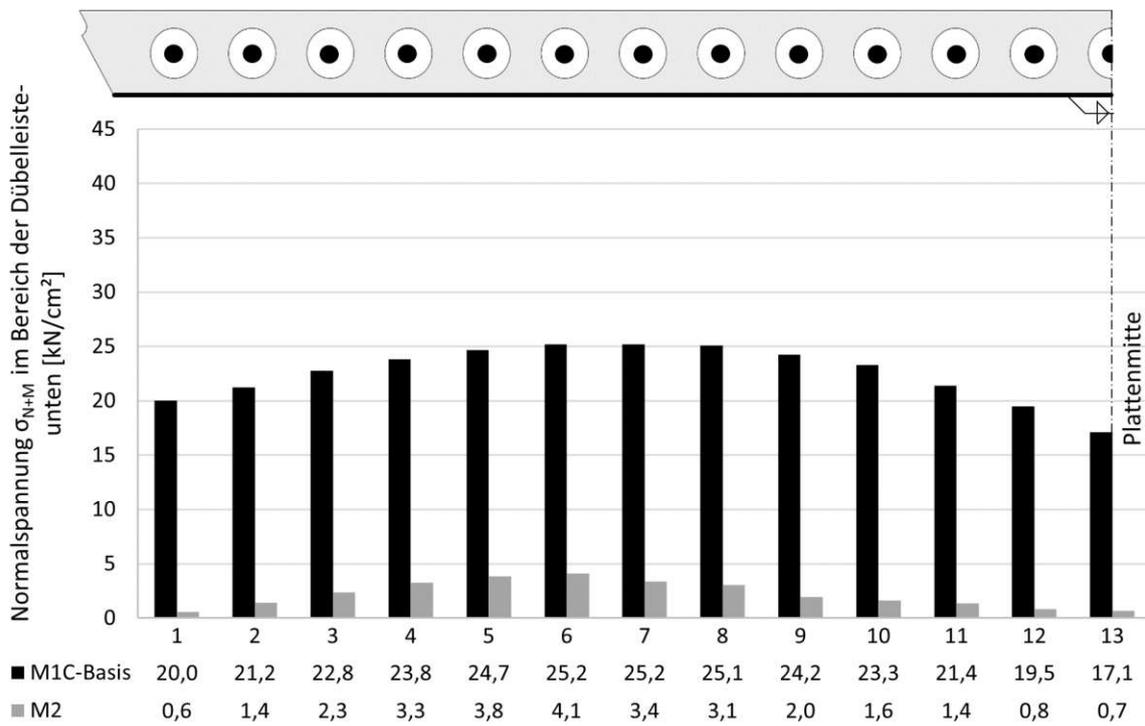


Abb. 5.48: Vergleich der Normalspannung der Bewehrung im Bereich der Dübelleiste-unten

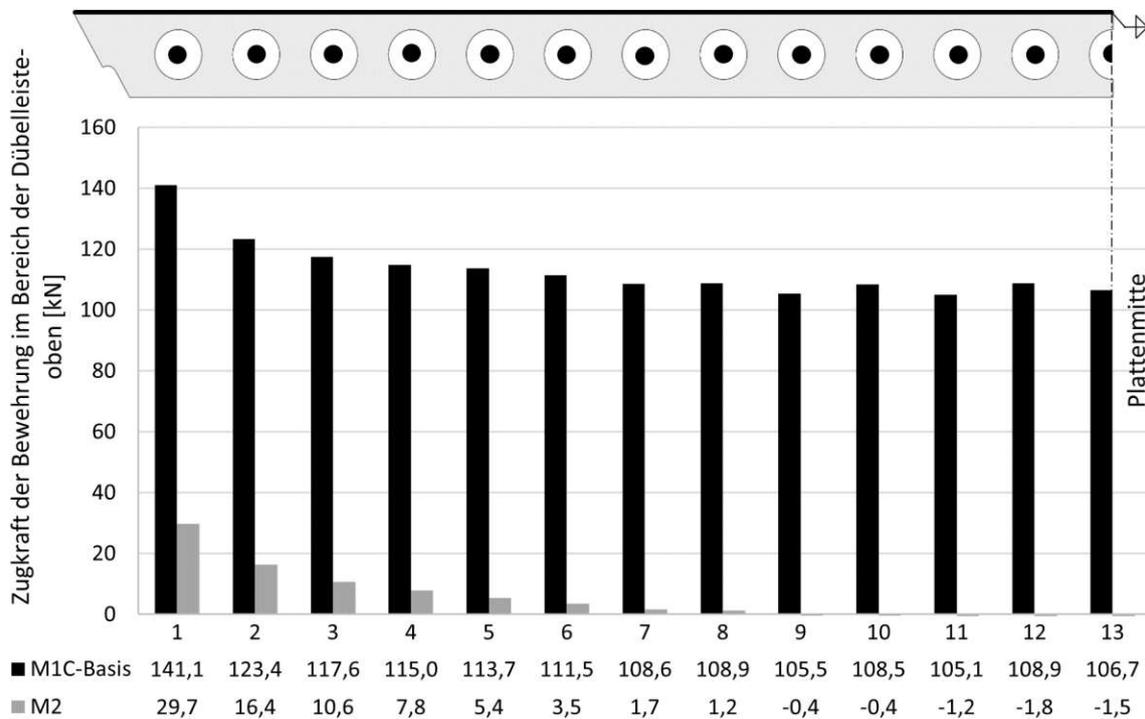


Abb. 5.49: Vergleich der Zugkräfte der Bewehrung im Bereich der Dübelleiste-oben

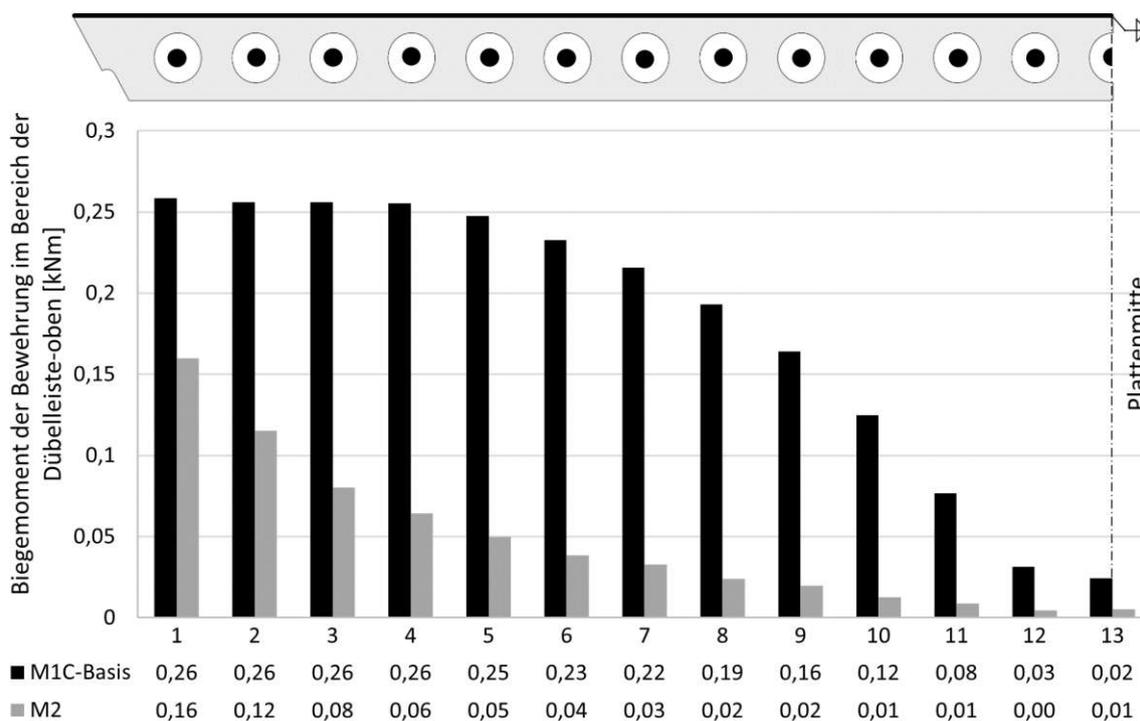


Abb. 5.50: Vergleich der Biegemomente der Bewehrung im Bereich der Dübelleiste-oben

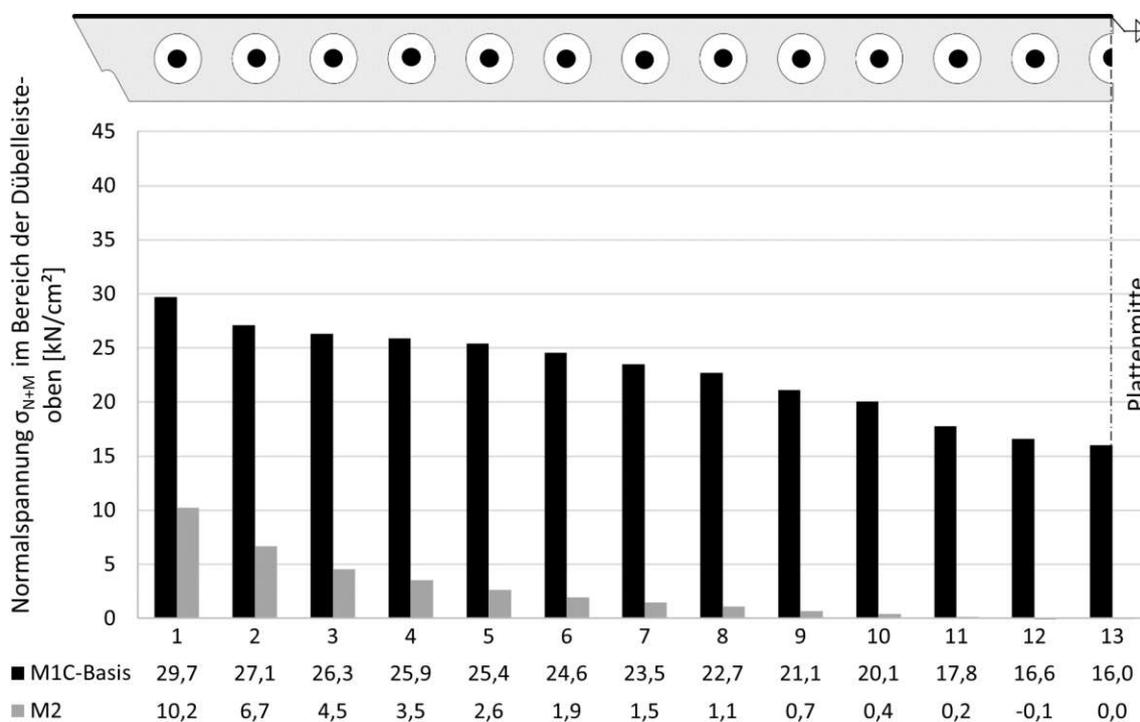


Abb. 5.51: Vergleich der Normalspannung der Bewehrung im Bereich der Dübelleiste-oben

Tragwirkungen

Auf den nächsten beiden Seiten sind die Hauptdruckspannungstrajektorien in fünf Schnitten über die Betonkernhöhe des Modells 2 dargestellt. Im Gegensatz zu den Spannungstrajektorien des Basismodells, sind hier deutlich steilere Winkel in Betonkernmitte zu erkennen. Grund dafür ist wieder das Fehlen der Längsdehnung des Betonkerns zufolge der Haupttragwirkung. Der Betonkern ist dadurch in Längsrichtung weitestgehend ungerissen und die direkte Schubverbindung zwischen den Dübelleisten ist daher viel stärker ausgeprägt (vor allem in Schnitt C erkennbar). Dementsprechend wird die Neigung der Druckdiagonalen in diesem Fall viel steiler ($\angle_{M1C} = 16,5^\circ \rightarrow \angle_{M2} = 41,6^\circ$) gewählt als beim Basismodell (vgl. dazu 5.2.4). Die Druckdiagonalen für die *Tragwirkung Druckdiagonalen* werden wieder analog zur Neigung der Spannungstrajektorien in Betonkernmitte gewählt. Aus dieser Wahl ergibt sich die Aufteilung der restlichen Tragwirkungen. Die daraus resultierenden Kraftflüsse der *Tragwirkung Dübelleiste oben* bzw. *Tragwirkung Dübelleiste unten* sind wieder mit schwarzer Farbe hervorgehoben (siehe Folgeseiten).

Das Ergebnis der Modellbildung des Modells 2 (Druckdiagonaleneneigung definiert wieder die Aufteilung der übrigen Tragwirkungen der Modellbildung wie sie in Kap. 4 vorgestellt wurde) ist in Abb. 5.52 im Vergleich zum Basismodell dargestellt (Berechnungstabelle im Anhang). Durch die Wahl einer deutlich steileren Druckdiagonaleneneigung ist die direkte Schubübertragung zwischen den Dübelleisten (*Tragwirkung Druckdiagonalen*) von einer vernachlässigbaren Rolle zur wichtigsten Tragwirkung aufgestiegen. Die *Tragwirkung Dübelleiste oben* und *Tragwirkung Dübelleiste unten* sind dagegen insgesamt etwa um den Zuwachs der *Tragwirkung Druckdiagonalen* kleiner geworden. Bemerkenswert ist, dass die *Tragwirkung Bogen* auch hier vernachlässigbar klein ist. Das ist allerdings bedingt durch die beschriebene Modellbildung.

In späteren Ingenieurmodellen zur einfacheren Berechnung von Schnittgrößen bzw. Spannungen (nicht Teil dieser Diplomarbeit), muss die Druckdiagonaleneneigung in Abhängigkeit der Biegemomentenbeanspruchung aus der Haupttragwirkung bzw. der daraus folgenden Längsdehnung der Platte gewählt werden. Wie Abb. 5.52 zeigt, beeinflusst diese den Kraftfluss innerhalb der Platte deutlich.

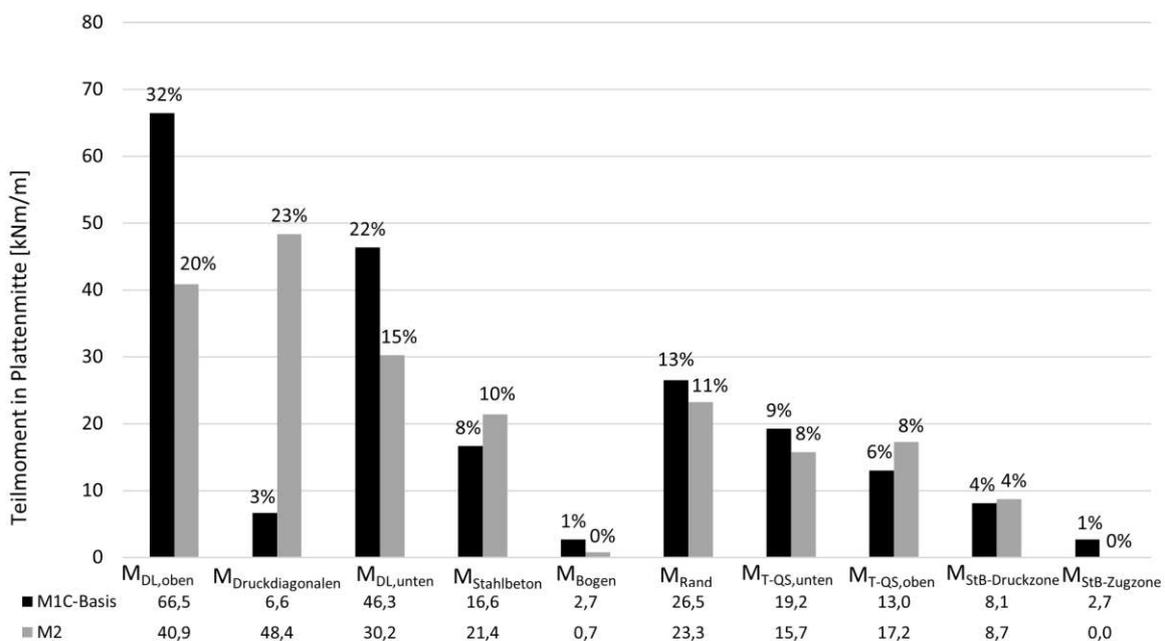
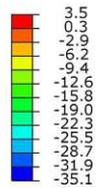


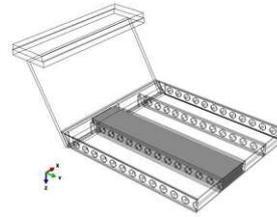
Abb. 5.52: Vergleich der einzelnen Tragwirkungen

Hauptdruckspannungen im Betonkern des Modells 2

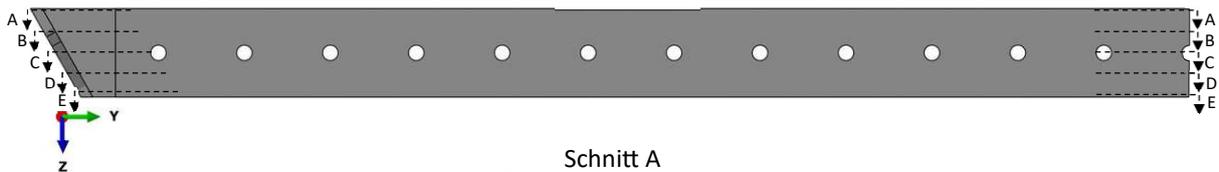
S, Min. Principal [N/mm²]



Step: Step1 - Belastung
 Increment 3008888: Step Time = 1.030
 Symbol Var: S, Min. Principal



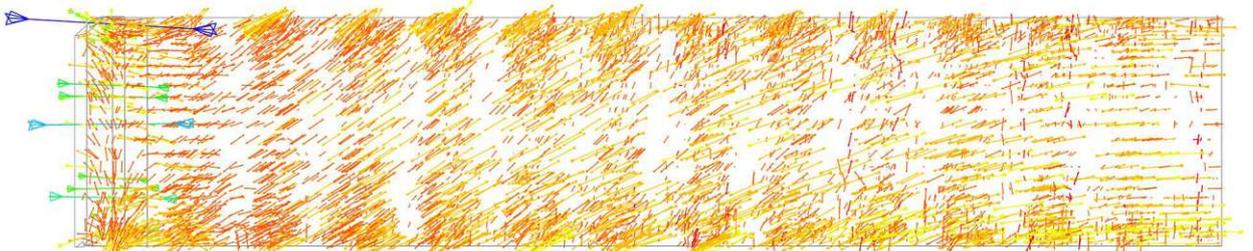
Ansicht



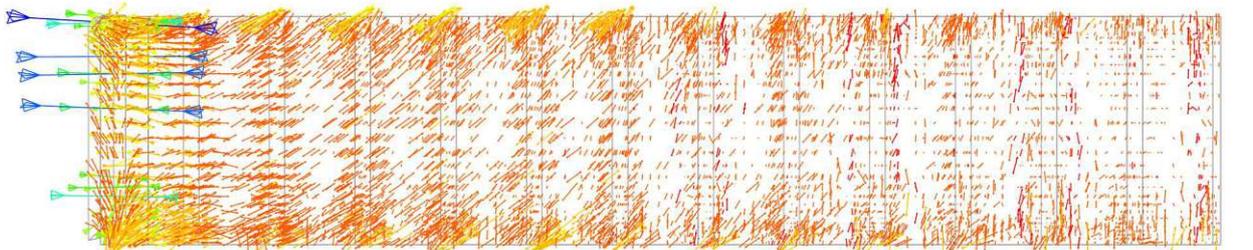
Schnitt A



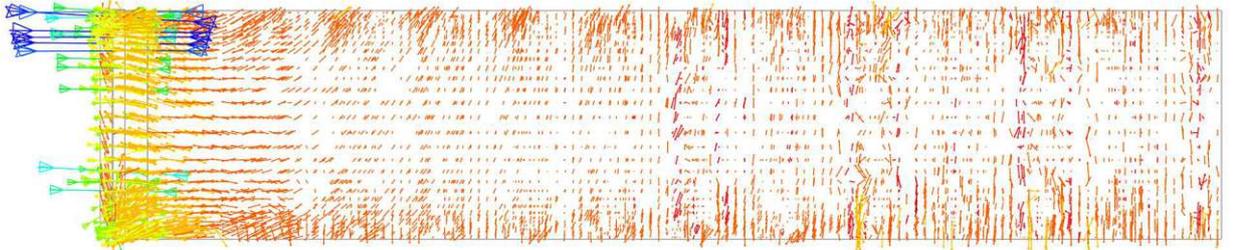
Schnitt B



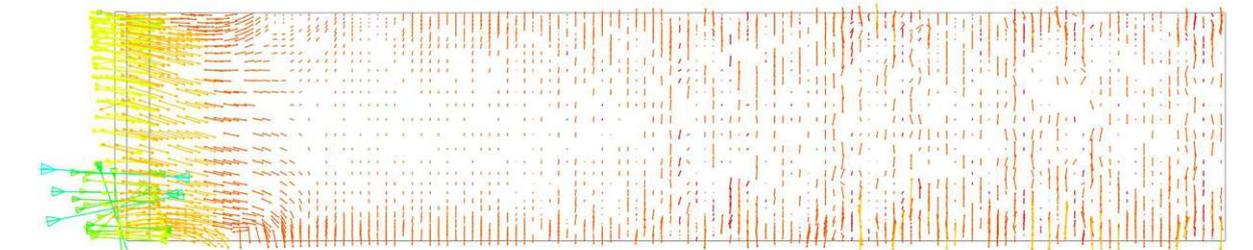
Schnitt C

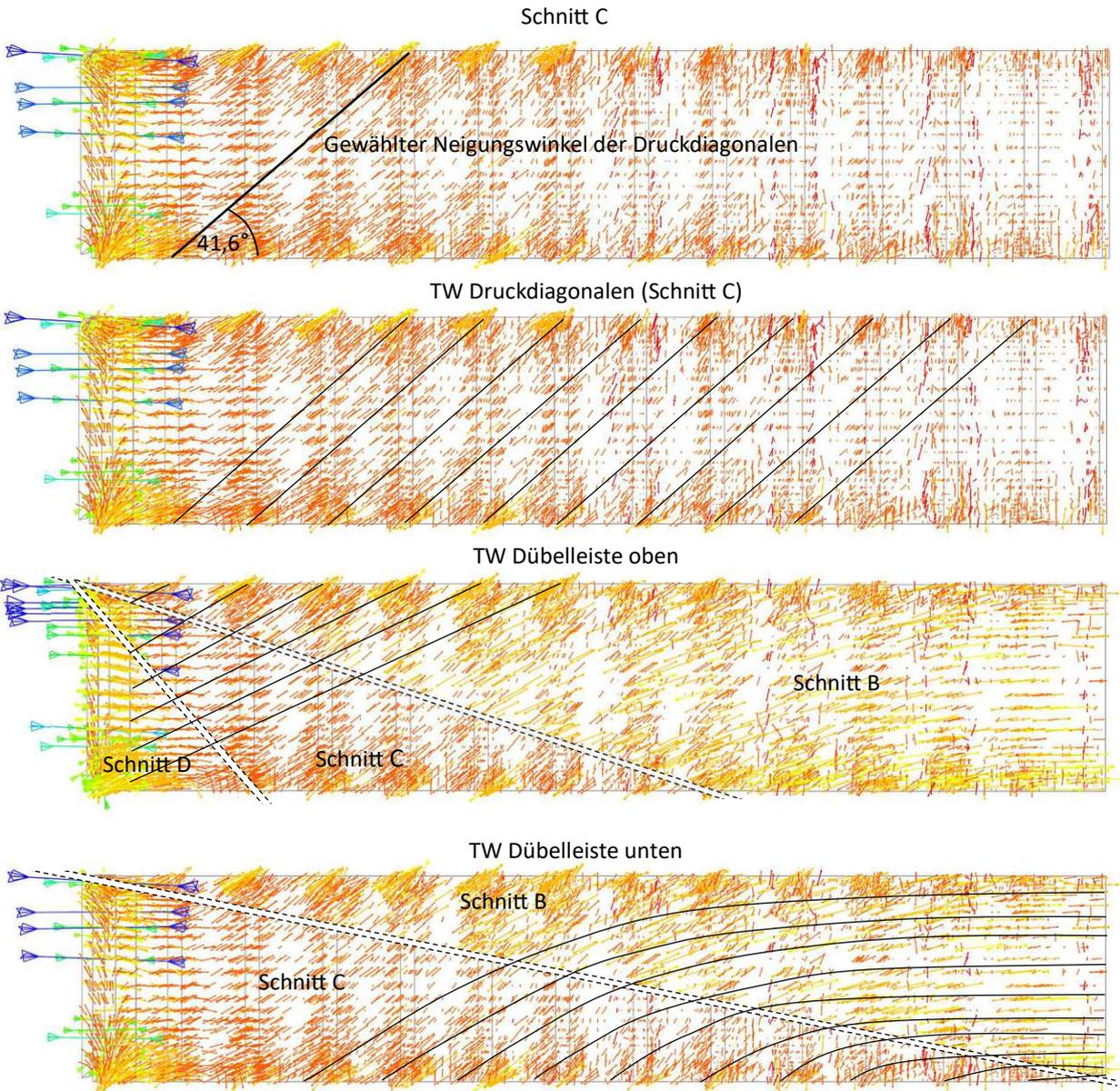


Schnitt D



Schnitt E





5.3.3 Vergleiche M1C-M4A-M4B: Einfluss der Tragwirkung parallel zu den Dübelleisten

Die Modelle 4A und 4B sollen zeigen, dass bei normalen Querdehnungseigenschaften der Materialien und reiner Längsverformung (also keine vertikale Belastung) Dübelkräfte entstehen. Im Modell 4B ist dabei zusätzlich die Querdehnung des Baustahls „ausgeschaltet“. Beide Modelle sind natürlich rein theoretisch, da es keine Haupttragwirkung ohne Querbelastung geben kann.

Tab. 5.5: Übersicht über die Modellunterschiede (Ausschnitt)

Modell	Querbelastung	Haupttragwirkung			Querdehnung Baustahl	Hauptbew.	Ø10 Bügelbew.
		Längsverformung	Obergurtverformung	Querzug veränderlich			
M1C	✓	✓	✓	✓	normal	Solid Ø30	Beam
M4A	–	✓	–	–	normal	Solid Ø30	Beam
M4B	–	✓	–	–	null	Solid Ø30	Beam

Arbeitslinien

In Abb. 5.53 sind die Arbeitslinien der Modelle 4A und 4B grafisch dargestellt. Bemerkenswert ist dabei, dass es hier zufolge der Längsverformung zu einer Hebung (negatives Vorzeichen der Durchbiegung) der Platte in Plattenmitte kommt. Diese Vergrößerung unterstreicht noch einmal die aussteifende Wirkung der „Vorspannwirkung“ auf die Gesamttragwirkung.

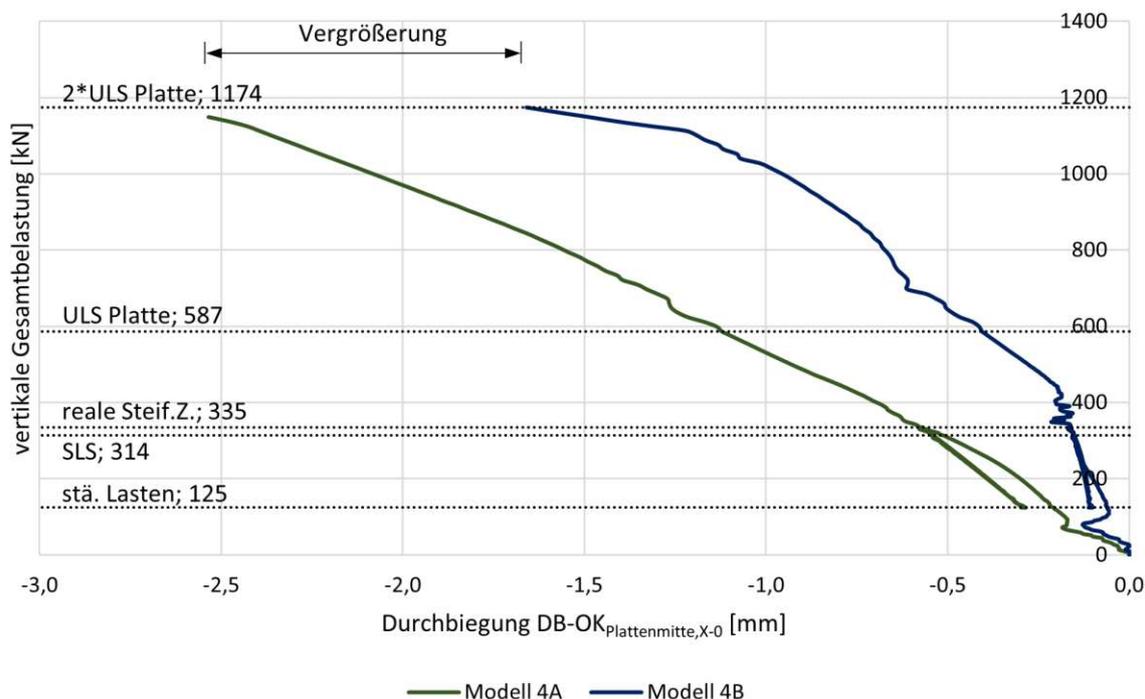


Abb. 5.53: Vergleich der Arbeitslinien

Dübelkräfte

Wie zu erwarten war, treten beim Modell 4B (Querdehnung „ausgeschaltet“) keine nennenswerten Dübelkräfte auf. Wird jedoch die Querdehnung des Baustahls wie gewöhnlich berücksichtigt, entstehen Dübelkräfte in einer nicht vernachlässigbaren Größenordnung. Dass die Haupttragwirkung einen Einfluss auf die Dübelkräfte hat, wurde bereits im Vergleich der Modelle 1C und 2 gezeigt. In den folgenden Abbildungen ist dieser Effekt nun in extrahierter Form dargestellt. Zu beachten ist dabei, dass die physikalische Wirkungsrichtung der Dübelkräfte der unten angeschweißten Dübelleiste gleich bleibt (siehe Abb. 5.54), jene der oben angeschweißten Dübelleiste sich allerdings umdreht (siehe Abb. 5.55). Daher haben die Dübelkräfte des Modells 4A im Bereich der oben angeschweißten Dübelleiste ein negatives Vorzeichen (ein positives Vorzeichen ist durch die Darstellung der Pfeile definiert). Grund für die Umkehr der physikalischen Wirkungsrichtung ist, dass sich die oben angeschweißte Dübelleiste im Normalfall (Modell 1C) in Richtung des Hauptträgers bewegt. In den Modellen 4A und 4B ist das nicht der Fall. Durch die Querdehnung des Baustahls zufolge reiner Längsverformung ziehen sich beide Dübelleisten sozusagen in Richtung Plattenmitte zusammen. Diese Querstauchung wird durch den Betonkern behindert und daher entstehen Dübelkräfte in Richtung des Hauptträgersteiges. In den Abb. 5.54 bzw. 5.55 kann man einen linearen Verlauf der Dübelkräfte im Modell 4A erkennen. Das Maximum beträgt $8,5 \text{ kN}$ und befindet sich in Dübel 1 im Bereich der oben angeschweißten Dübelleiste. Also in jenem Dübel in dem die maximale Dübelkraft im Lastniveau *realer Steifigkeitszustand* im Modell 1C auftritt. In Plattenmitte ist die Dübelkraft erwartungsgemäß 0 kN . Dieses Ergebnis steht in Einklang mit den Ergebnissen der Dübelkräfte aus Kap. 5.3.2.

In Abb. 5.62 ist die im Lastniveau *realer Steifigkeitszustand* maßgebende Dübelkraft (Dübelleiste oben - Dübel 1) über die gesamte Belastungsgeschichte dargestellt.

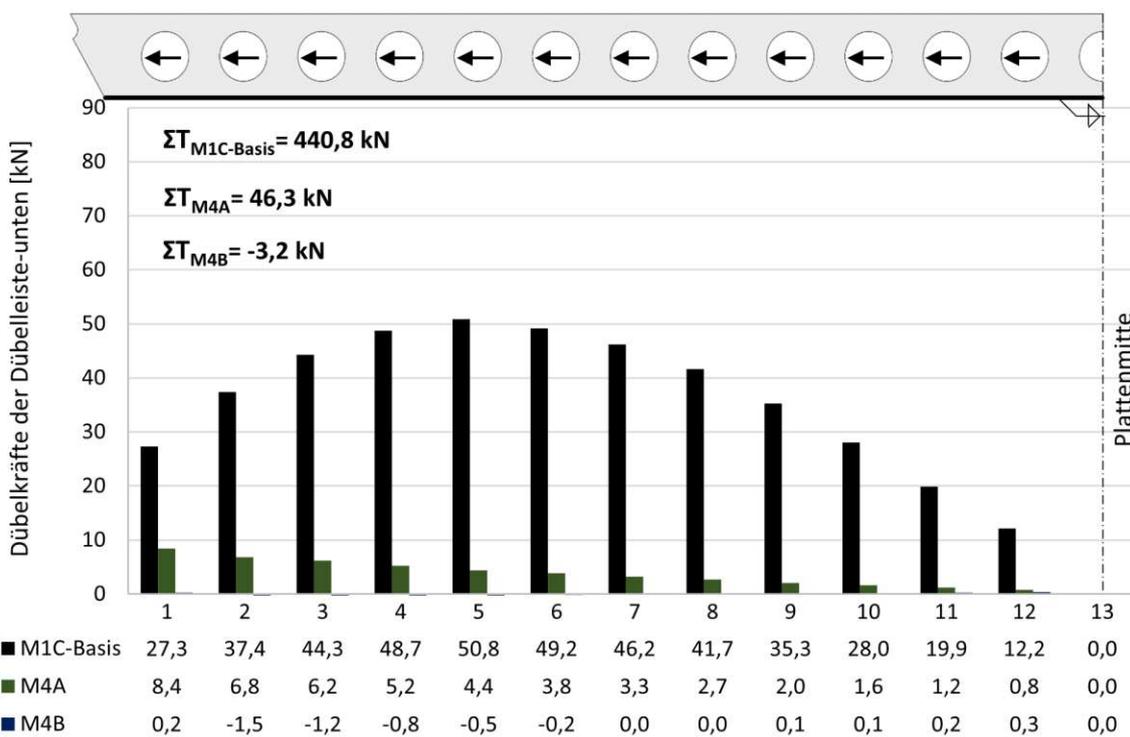


Abb. 5.54: Vergleich der Dübelkräfte der Dübelleiste-unten

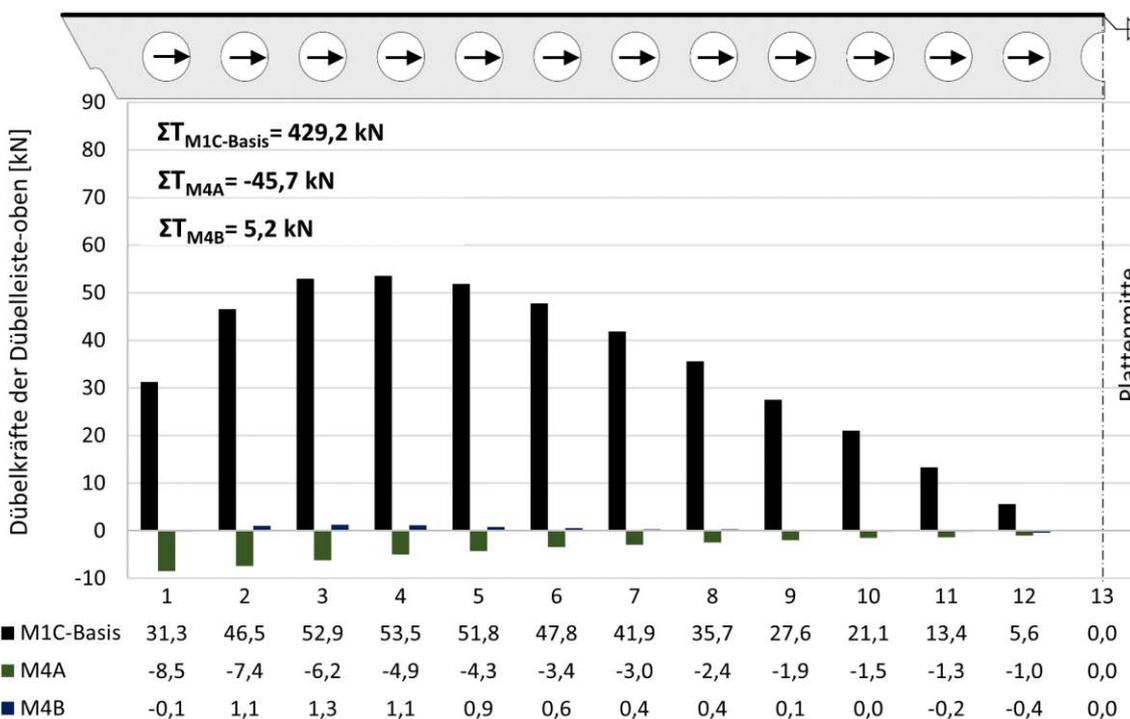


Abb. 5.55: Vergleich der Dübelkräfte der Dübelleiste-oben

Bewehrungskräfte

In den Abb. 5.56 bis 5.61 sind die Bewehrungskräfte der Modelle 1C, 2 und 4A dargestellt, um die Einflüsse der Haupttragwirkung und Tragwirkung parallel zu den Dübelleisten noch einmal gesammelt darzustellen. Es sei hier noch einmal auf die Zugkrafte erhöhende bzw. -senkende Wirkung der TW paDL hingewiesen (siehe Abb. 5.56 bzw. 5.59). Um hervorzuheben, dass diese Zugkrafteerhöhung bzw. -senkung fast ausschließlich der TW paDL zugewiesen werden kann, wurde in den genannten Abbildungen noch die durchschnittliche Zugkraft zufolge der HTW grafisch ergänzt. Da im Modell 4A die maximale Abweichung vom Durchschnittswert nur circa 4% beträgt, können alle zugkrafteerhöhenden bzw. -senkenden Effekte, die nicht der TW paDL zugeordnet werden können, als vernachlässigbar klein angesehen werden (Stichwort „shear lag Effekt“).

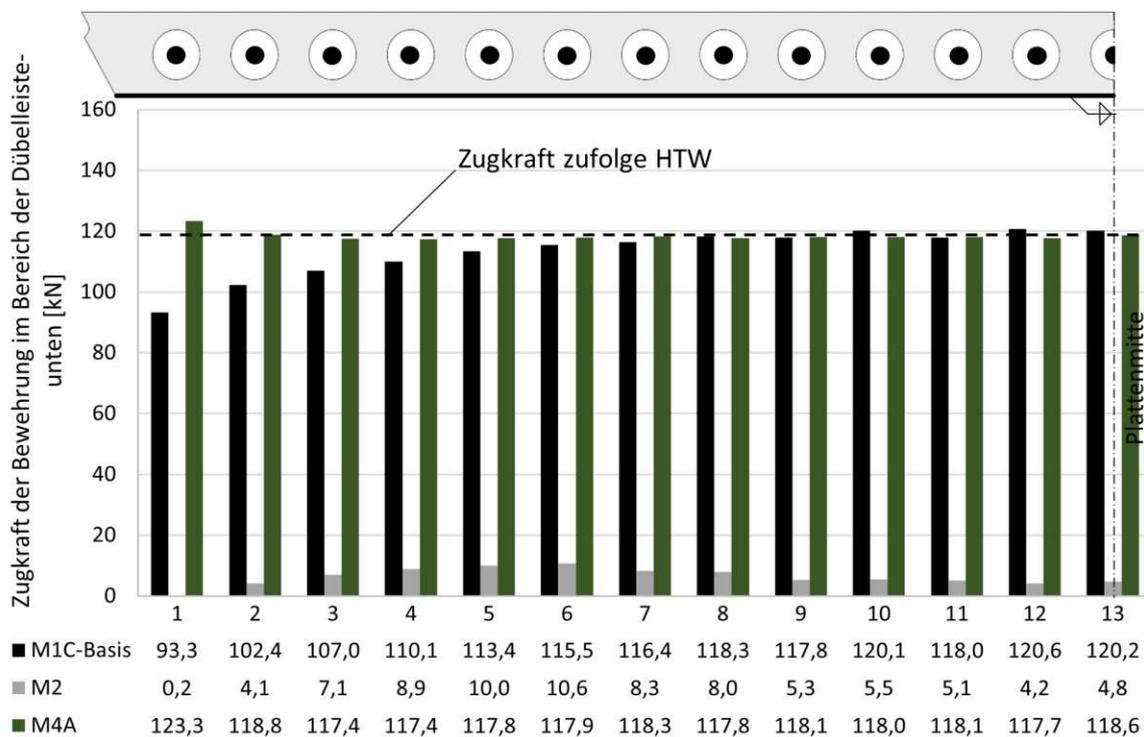


Abb. 5.56: Vergleich der Zugkräfte der Bewehrung im Bereich der Dübelleiste-unten

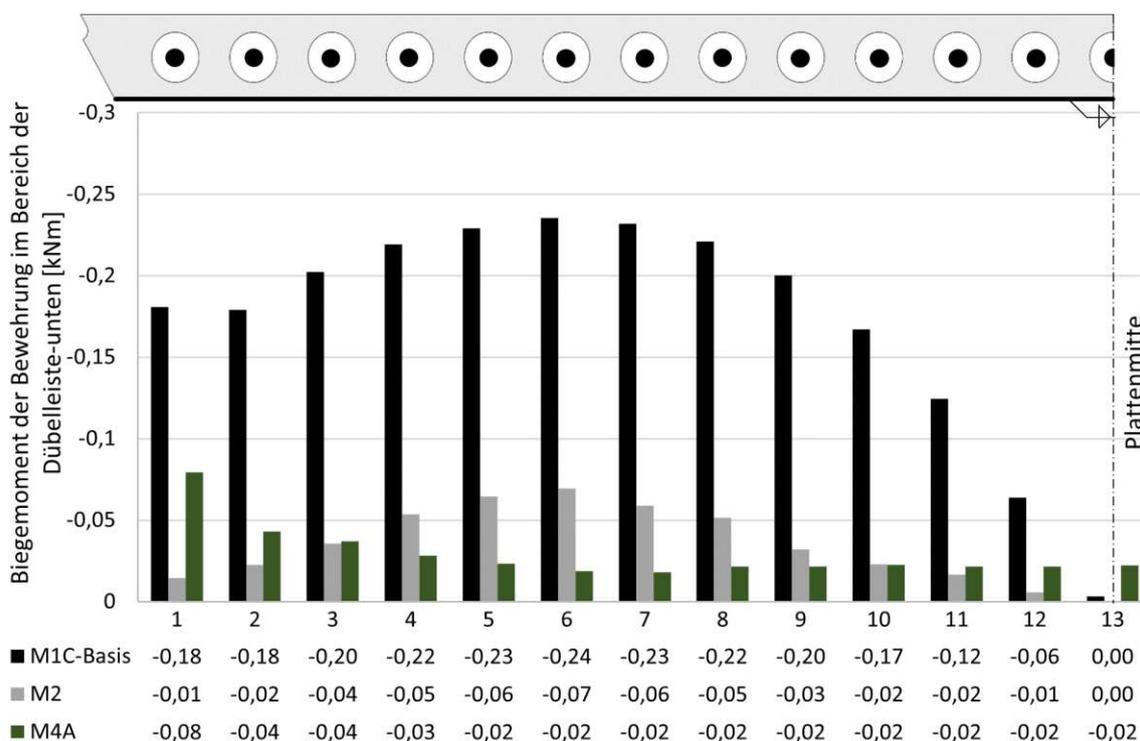


Abb. 5.57: Vergleich der Biegemomente der Bewehrung im Bereich der Dübelleiste-unten

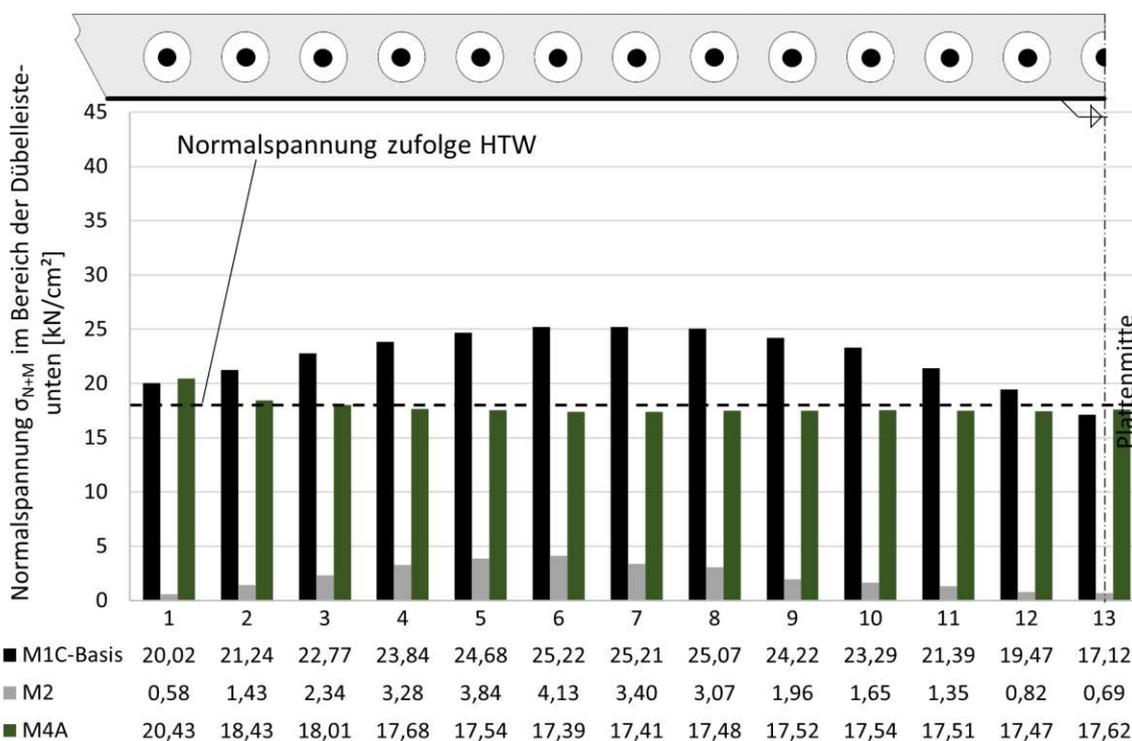


Abb. 5.58: Vergleich der Normalspannung der Bewehrung im Bereich der Dübelleiste-unten

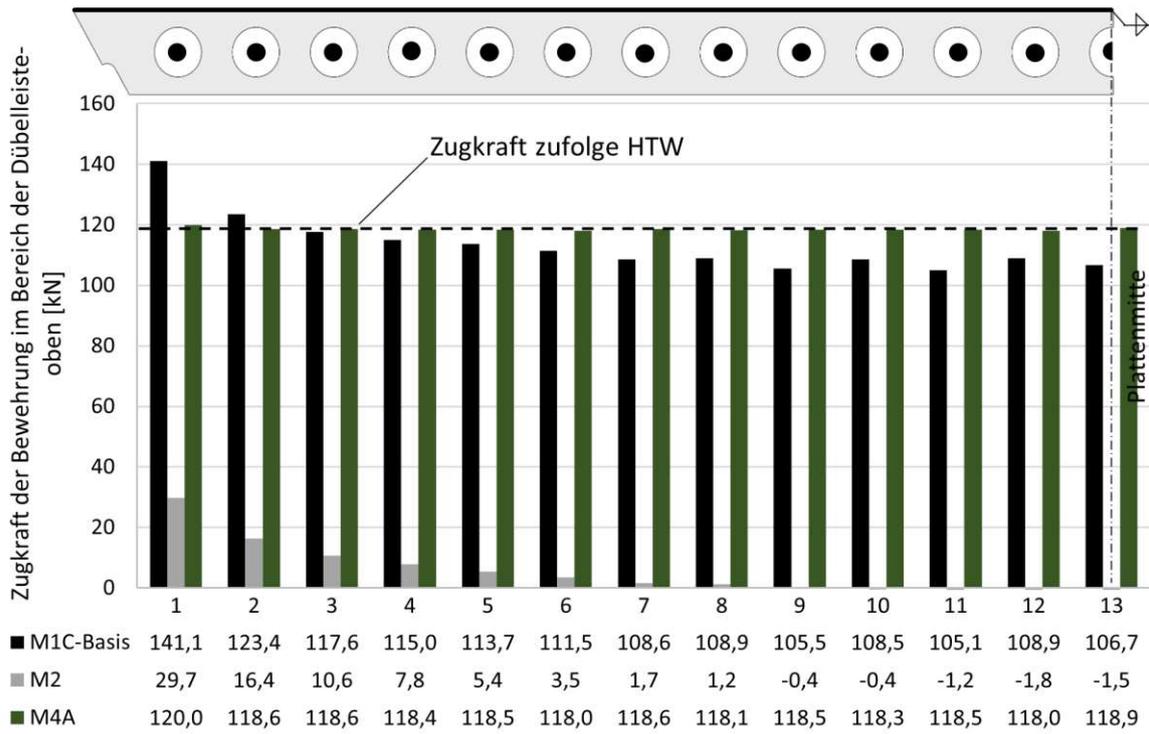


Abb. 5.59: Vergleich der Zugkräfte der Bewehrung im Bereich der Dübelreihe-oben

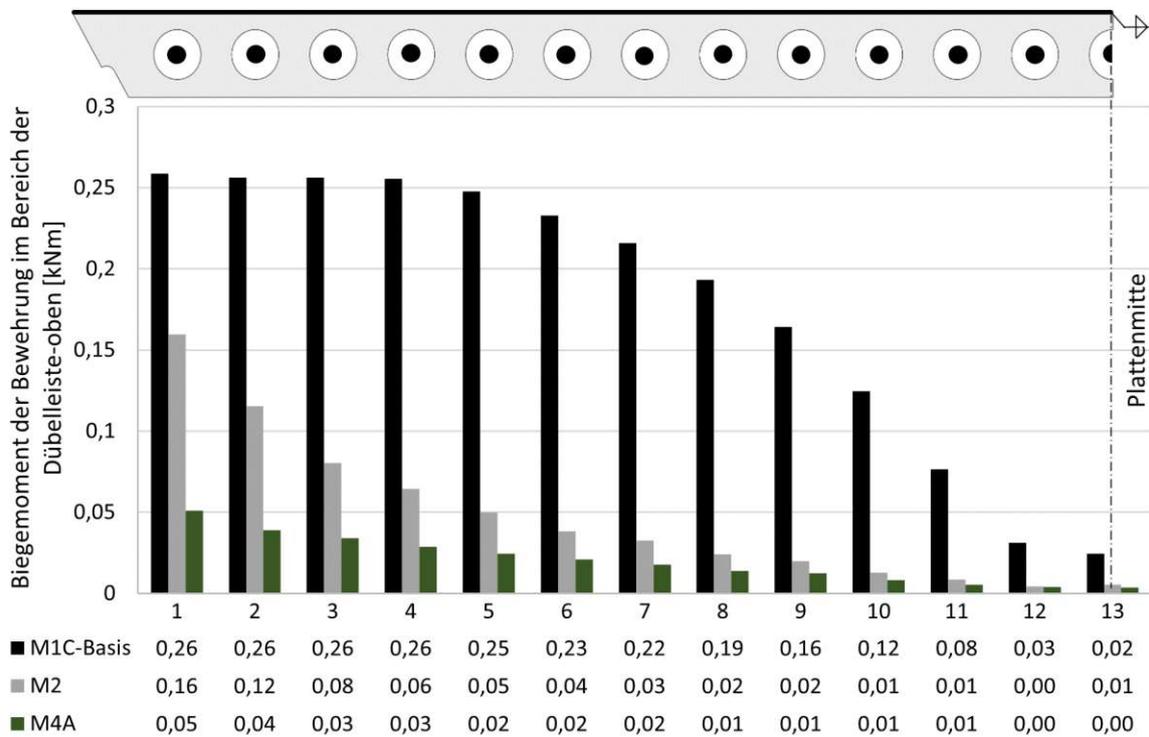


Abb. 5.60: Vergleich der Biegemomente der Bewehrung im Bereich der Dübelreihe-oben

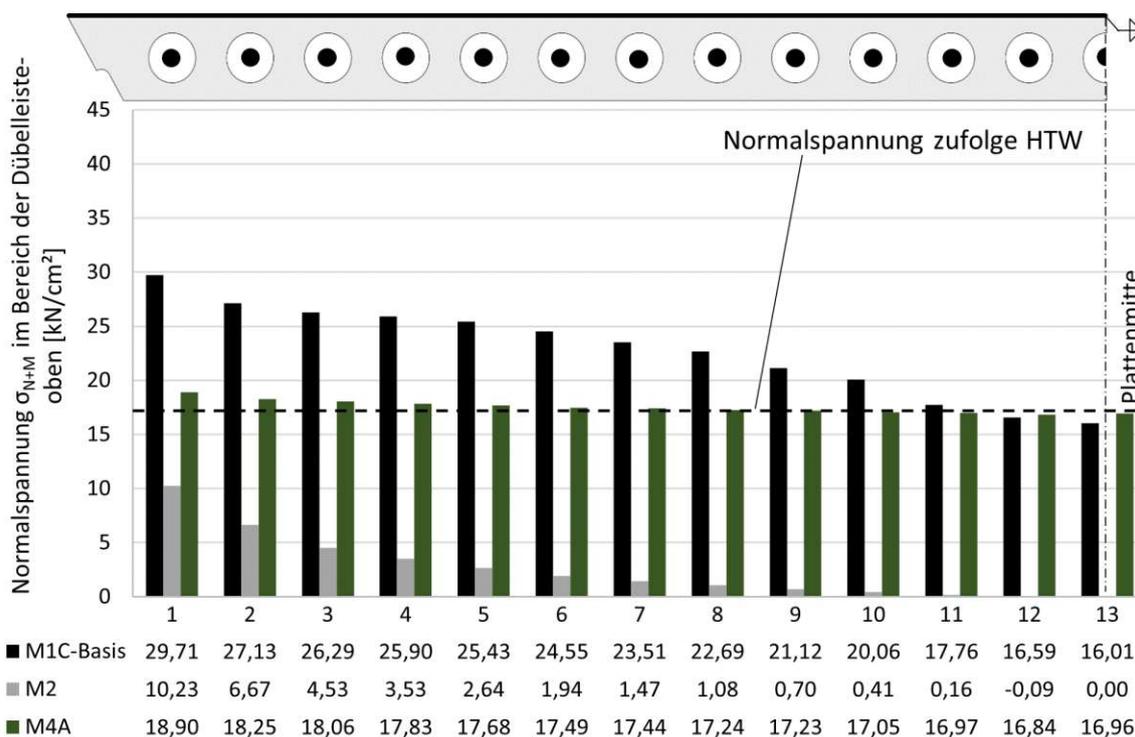


Abb. 5.61: Vergleich der Normalspannung der Bewehrung im Bereich der Dübelleiste-oben

In Abb. 5.63 ist die im Lastniveau *realer Steifigkeitszustand* maßgebende Bewehrungszugkraft (Bewehrungsstab 1) der Modelle 1C und 4B über die gesamte Belastungsgeschichte dargestellt. Wie zu erwarten war, treten im Modell 4B (reine Längsverformung) weniger Zugkräfte in der Bewehrung auf als im Modell mit berücksichtigter vertikaler Belastung. Das hat zur Folge, dass im Modell 1C bereits vor dem Erreichen des Lastniveaus $2 \cdot ULS$ die Fließspannung erreicht wird und im Modell 4B noch kein Fließen zu erkennen ist.

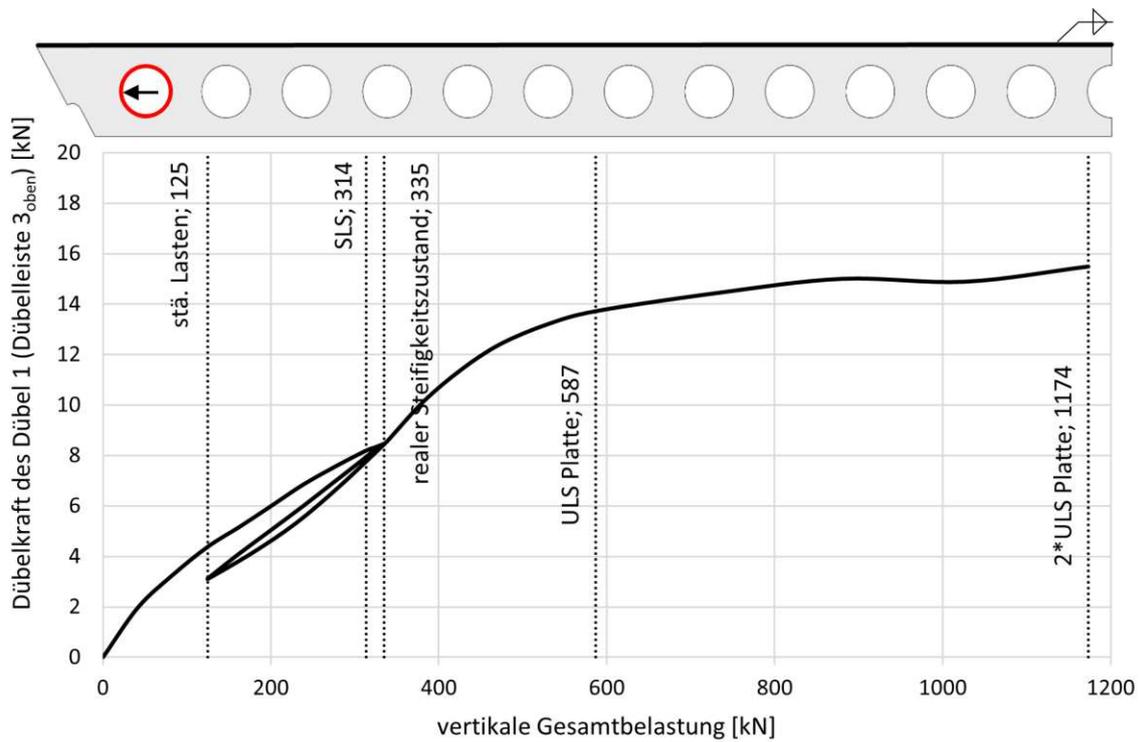


Abb. 5.62: Modell 4A: Verlauf der maßgebenden Dübelkraft über die Belastungsgeschichte

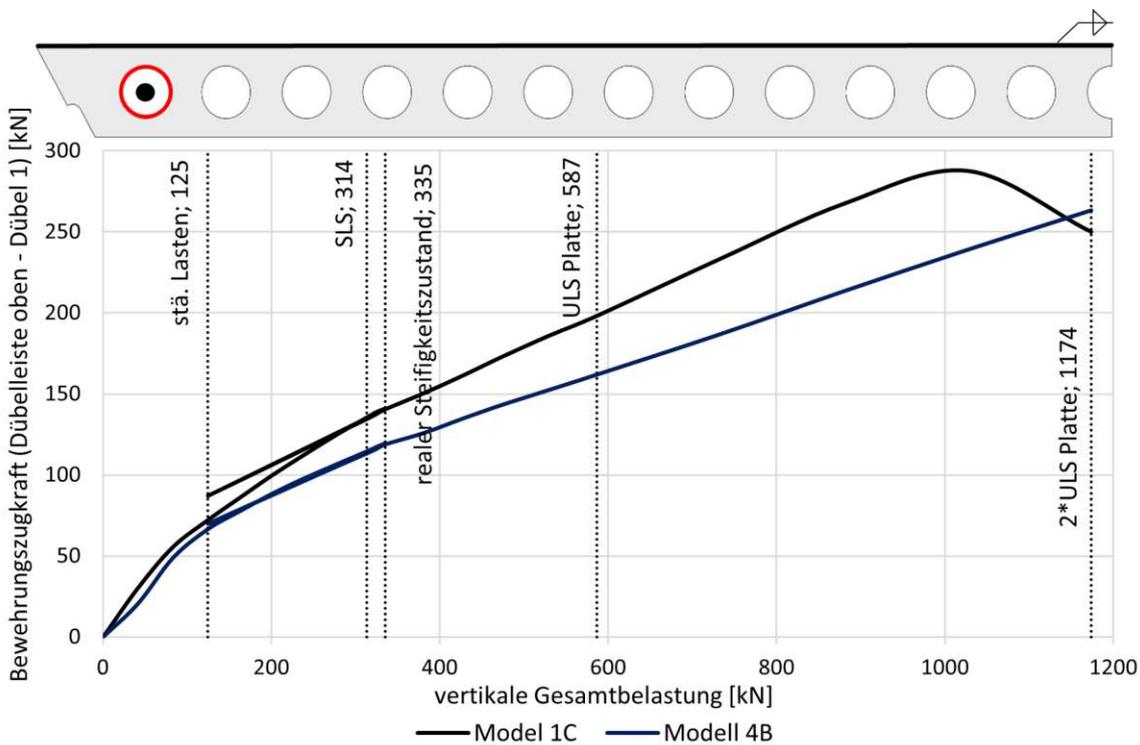


Abb. 5.63: Vergleich der maßgebenden Bewehrungszugkraft über die Belastungsgeschichte

Normalkraftkomponenten in Plattenmitte

In Abb. 5.64 sind die Normalkräfte (in Querrichtung) der Teilquerschnitte in Plattenmitte dargestellt. Die Vorzeichen richten sich dabei nach dem globalen Koordinatensystem (Normalkraft in Richtung Hauptträger ist somit negativ). Die Normalkräfte des Modells 4A entstehen dabei rein aus der Querdehnung des Baustahls zufolge der Längsverformung. Auf dieses Modell wurde weder der veränderliche Anteil des Querzuges, noch eine Querkraft auf den Steg, die mit dem konstanten Anteil des Querzuges in Verbindung steht, aufgebracht.

Wie zu erwarten war, entsteht Zug im Baustahl ($\Sigma = 149,0 + 202,1 = 351,1 \text{ kN}$) und, bis auf Ausleseungenauigkeiten, der betragsmäßig äquivalente Druck im Betonkern. Es entstehen also aus der behinderten Querkontraktion des Baustahls circa 350 kN Zwang zwischen Baustahl und Betonkern.

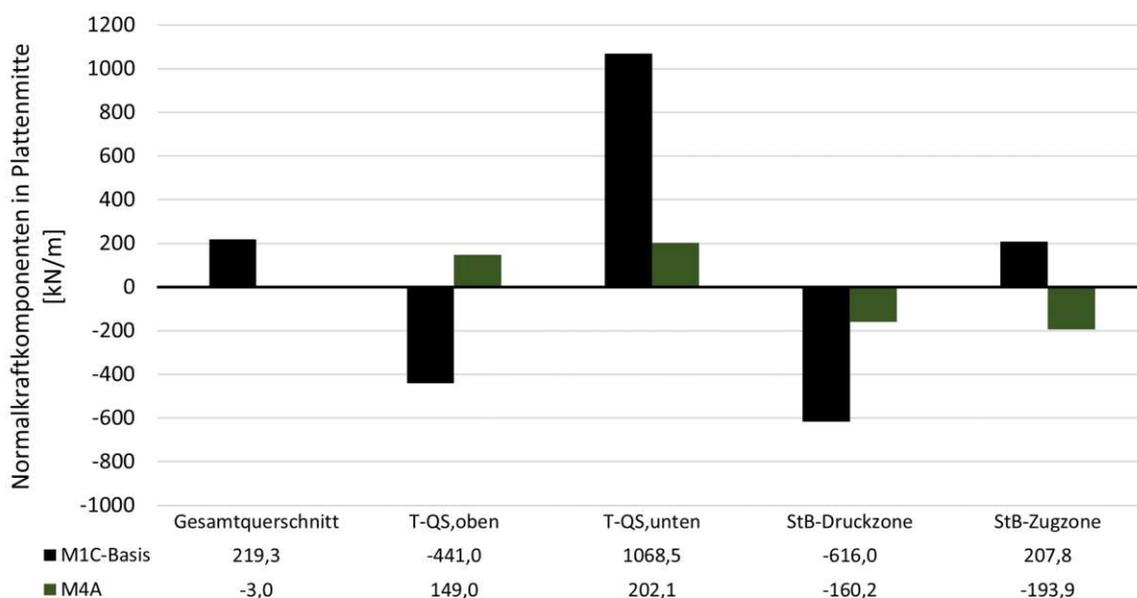


Abb. 5.64: Vergleich der Normalkräfte der Teilquerschnitte in Plattenmitte

5.3.4 Vergleiche M1C-M5: Einfluss der Art der Längsbewehrungsmodellierung

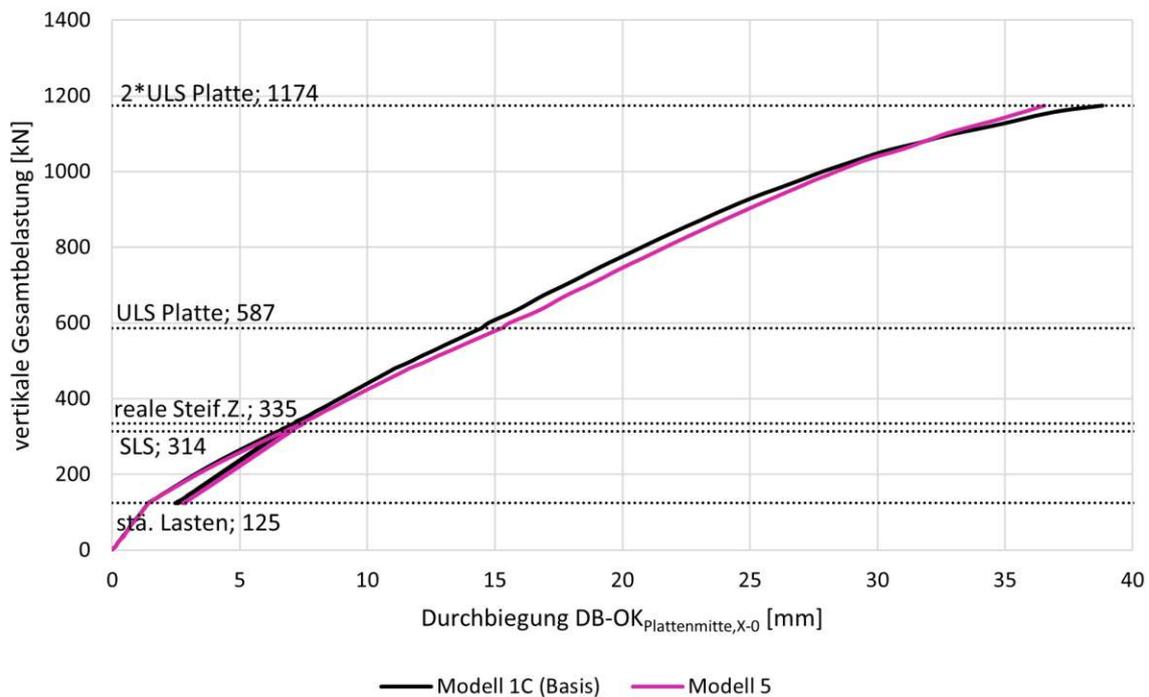
Anhand des Modells 5 soll der Einfluss der Modellierungsart der Hauptbewehrung in *Abaqus* ermittelt werden. Wie bei der Beschreibung des Modells 1C bereits erwähnt, wurden hier die Bewehrungsstäbe als *solid*-Elemente, also mit einem tatsächlichen Querschnitt, modelliert. Im Modell 5 wurden die Längsbewehrungsstäbe als *beam*-Element, also als idealisierter Stab, modelliert. Bei *beam*-Elementen werden die Querschnittswerte nur als Eigenschaften definiert. Die Modellierung als *beam*-Elemente hat einen bereits im Voraus bekannten Nachteil: Mit *beam*-Elementen können nur Normalkräfte und Querkäfte in einer aussagekräftigen Form ermittelt werden, Biegemomente hingegen nicht. Mit *solid*-Elementen können auch Biegemomente ermittelt werden. Aus diesem Grund sollten trotz des erhöhten Modellierungsaufwandes *solid*-Elemente bevorzugt werden.

Tab. 5.6: Übersicht über die Modellunterschiede (Ausschnitt)

Modell	Querbelastung	Haupttragwirkung			Querdehnung Baustahl	Hauptbew.	Ø10 Bügelbew.
		Längsverformung	Obergurtverformung	Querzug veränderlich			
M1C	✓	✓	✓	✓	normal	Solid Ø30	Beam
M5	✓	✓	✓	✓	normal	Beam Ø30	Beam

Arbeitslinien

In Abb. 5.65 sind die Arbeitslinien der beiden Modelle dargestellt. Es sind dabei keine großen quantitativen Unterschiede zu erkennen.

**Abb. 5.65:** Vergleich der Arbeitslinien

Dübelkräfte

In den Abbildungen der Dübelkräfte auf der nächsten Seite kann man erkennen, dass im Modell 5 weitestgehend kleinere Dübelkräfte auftreten. Der maximale Unterschied beträgt dabei 11,3 kN. Im Vergleich zum Modell 1C werden mit dem Modell 5 Dübelkräfte auf der unsicheren Seite berechnet. Bei der Ermittlung der Dübelkräfte ist somit eine Modellierung als *solid*-Elemente zu bevorzugen.

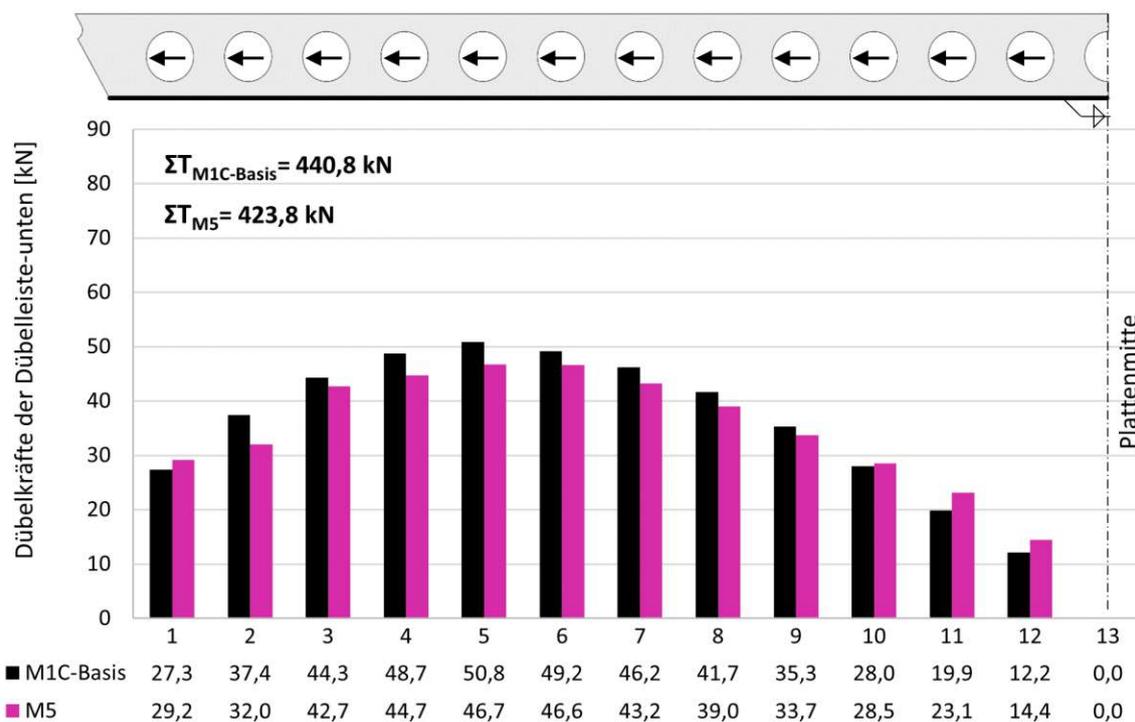


Abb. 5.66: Vergleich der Dübelkräfte der Dübelleiste-unten

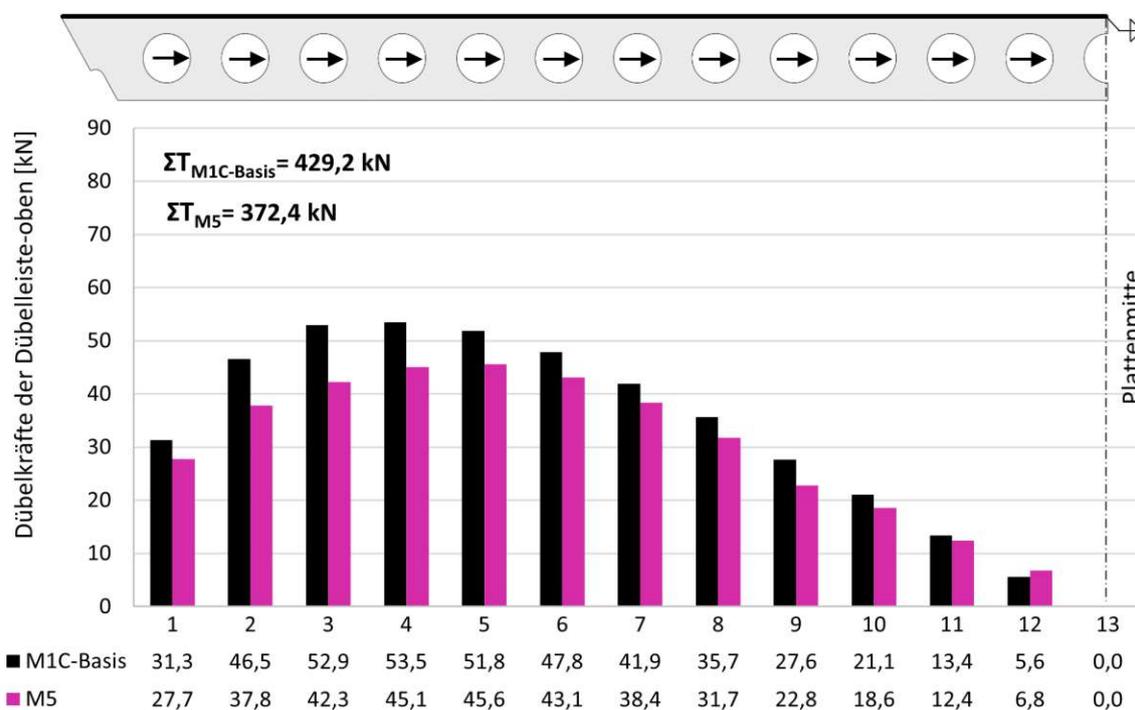


Abb. 5.67: Vergleich der Dübelkräfte der Dübelleiste-oben

Bewehrungskräfte

Betrachtet man die Auswertungen der Bewehrungskräfte und die daraus folgenden Normalspannungen, kommt man wieder zur gleichen Erkenntnis: die Modellierung als *solid*-Elemente ist zu bevorzugen.

Wie zu erwarten war, können mit *beam*-Elementen keine aussagekräftigen Ergebnisse bezüglich der Biegemomente ermittelt werden (siehe Abb. 5.69 bzw. 5.72).

Bemerkenswert ist, dass der qualitative Verlauf der Bewehrungszugkräfte (siehe Abb. 5.68 bzw. 5.71) zwar in beiden Modellen gleich ist, im Modell 5 (*beam*-Elemente) allerdings stets kleinere Zugkräfte zu beobachten sind. Die Normalspannungen sind folglich im Modell 5 deutlich kleiner als im Modell 1C (*solid*-Elemente).

In Abb. 5.74 ist die Bewehrungszugkraft der beiden Modelle im Bereich des Dübel 1 über die gesamte Plattenausschnittslänge dargestellt. Interessant ist dabei, dass die Bewehrungszugkräfte beider Modelle im Mittel zwar sehr ähnlich ist, die Maximalwerte sind im Modell 1C allerdings deutlich größer.

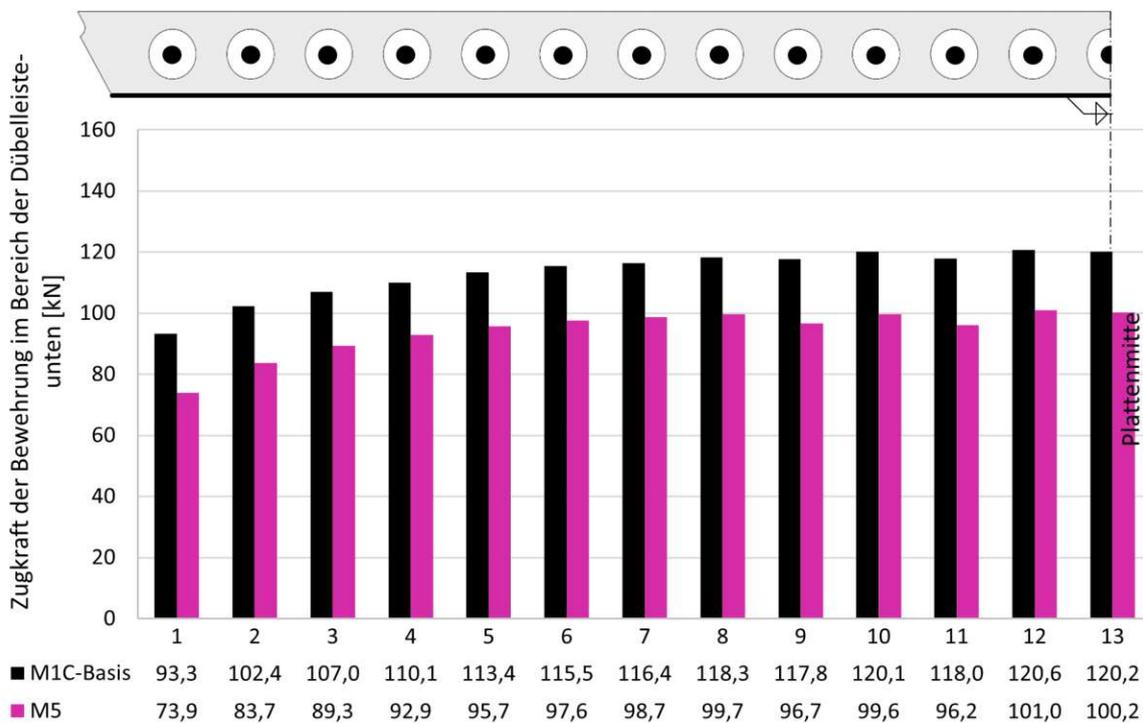


Abb. 5.68: Vergleich der Zugkräfte der Bewehrung im Bereich der Dübelleiste-unten

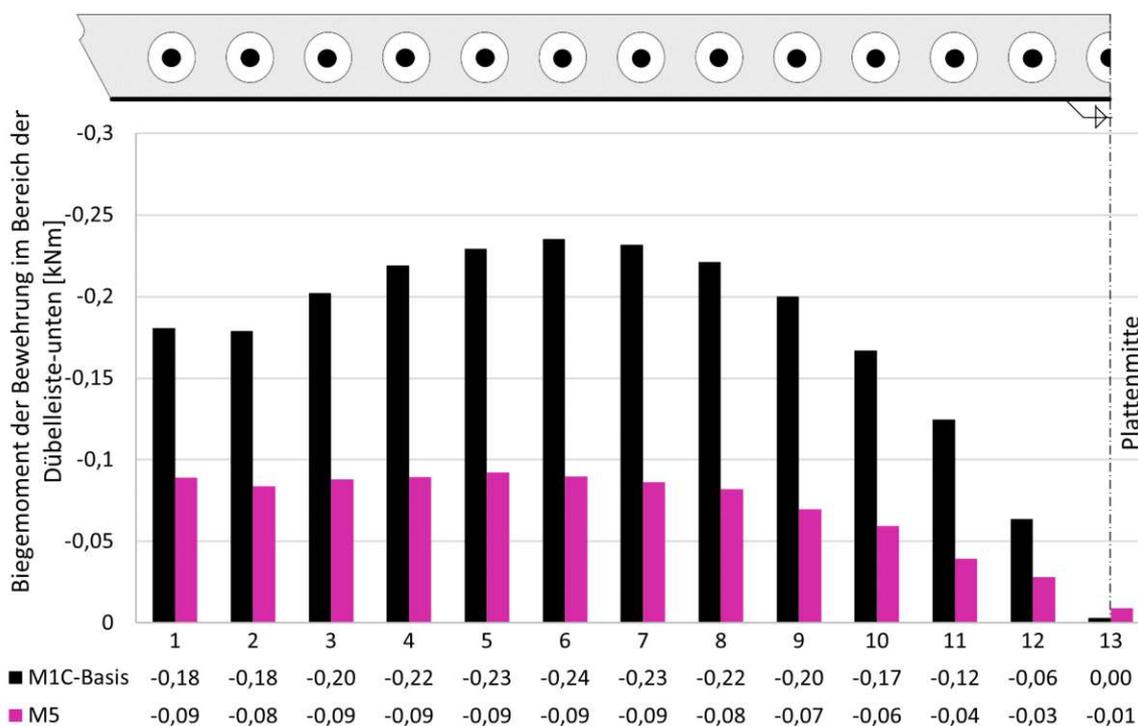


Abb. 5.69: Vergleich der Biegemomente der Bewehrung im Bereich der Dübelleiste-unten

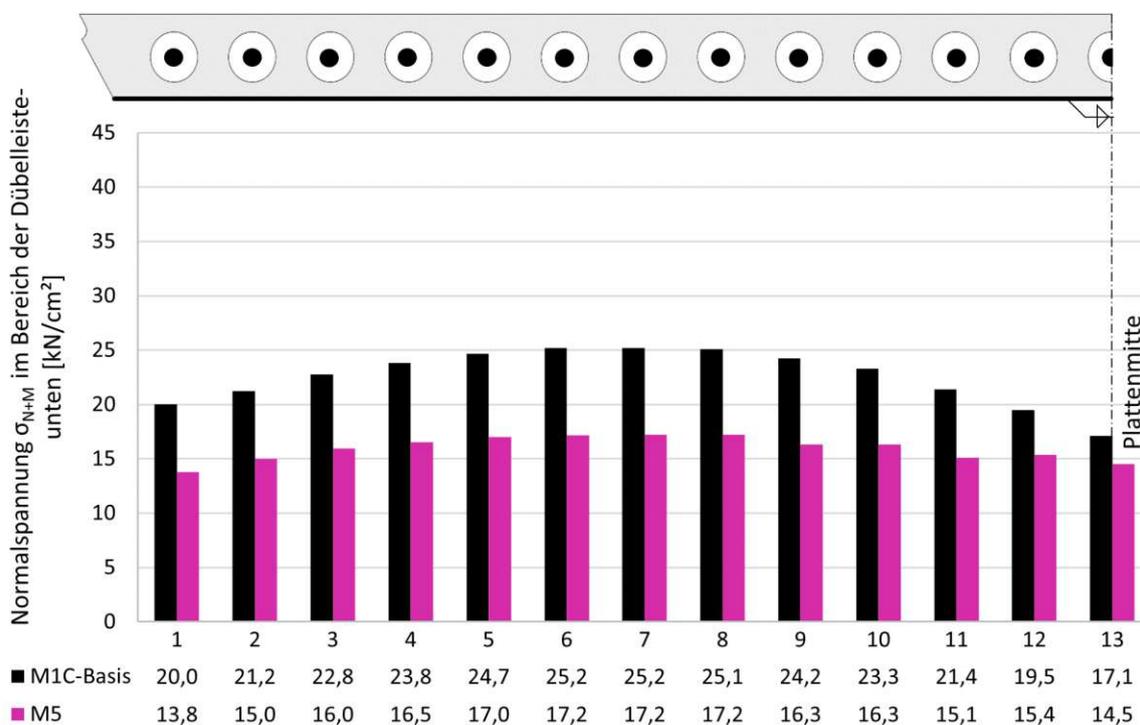


Abb. 5.70: Vergleich der Normalspannung der Bewehrung im Bereich der Dübelleiste-unten

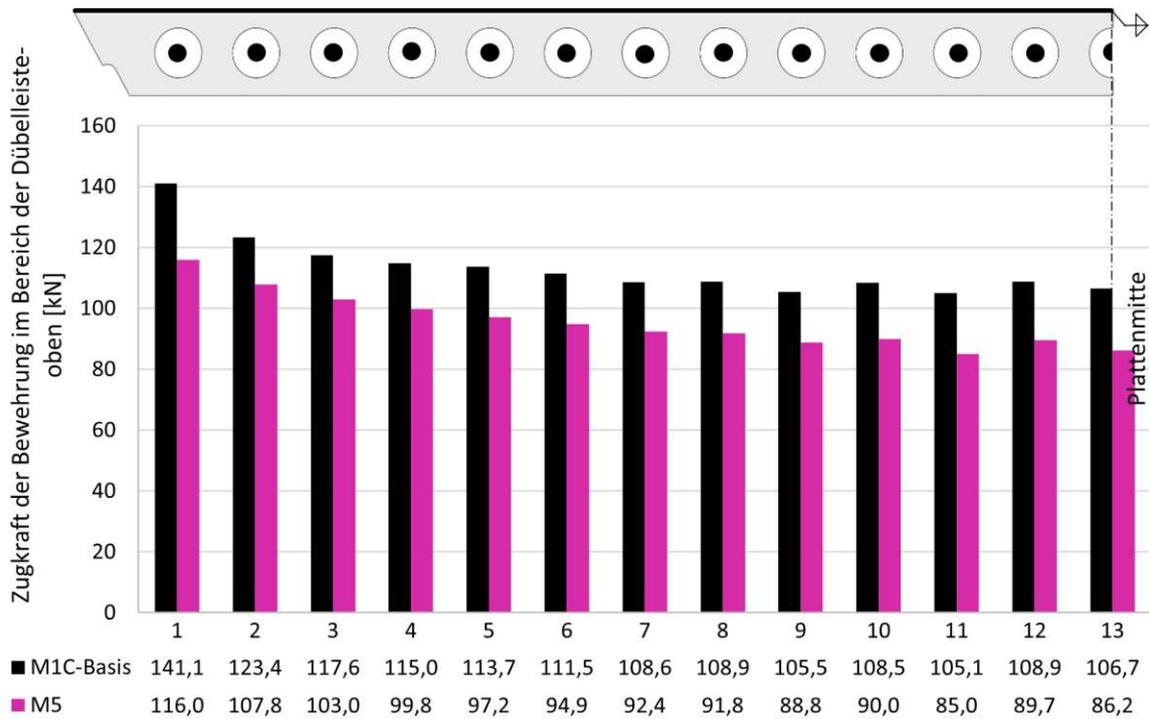


Abb. 5.71: Vergleich der Zugkräfte der Bewehrung im Bereich der Dübelleiste-oben

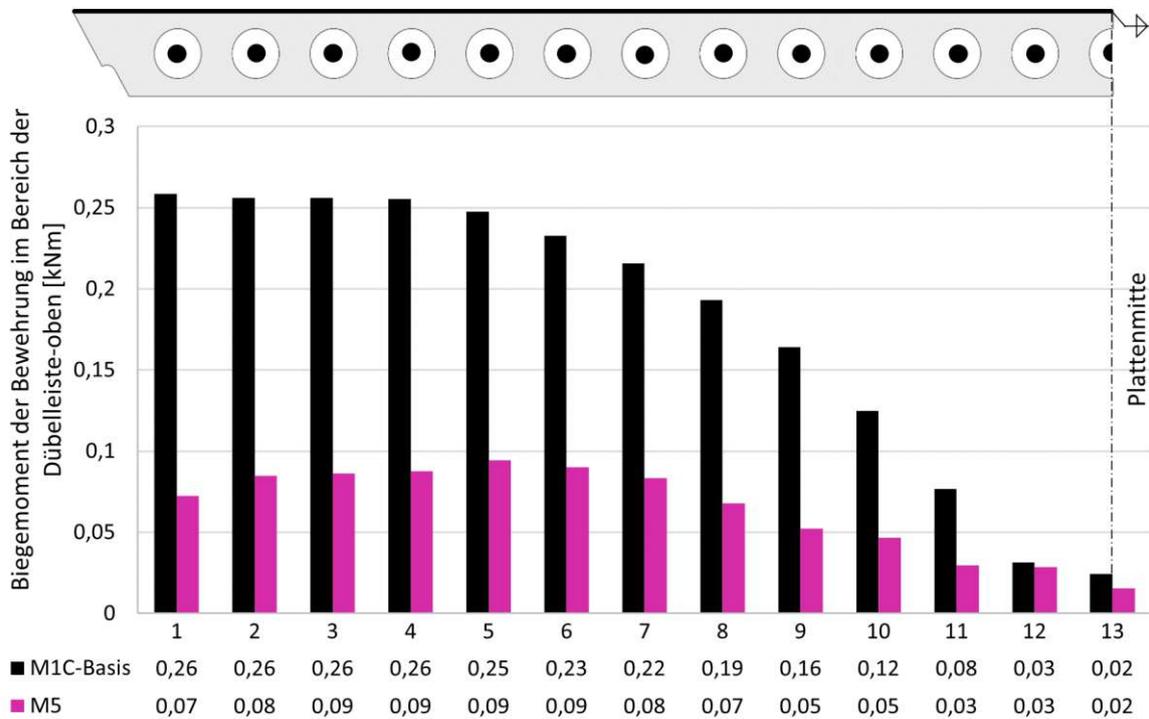


Abb. 5.72: Vergleich der Biegemomente der Bewehrung im Bereich der Dübelleiste-oben

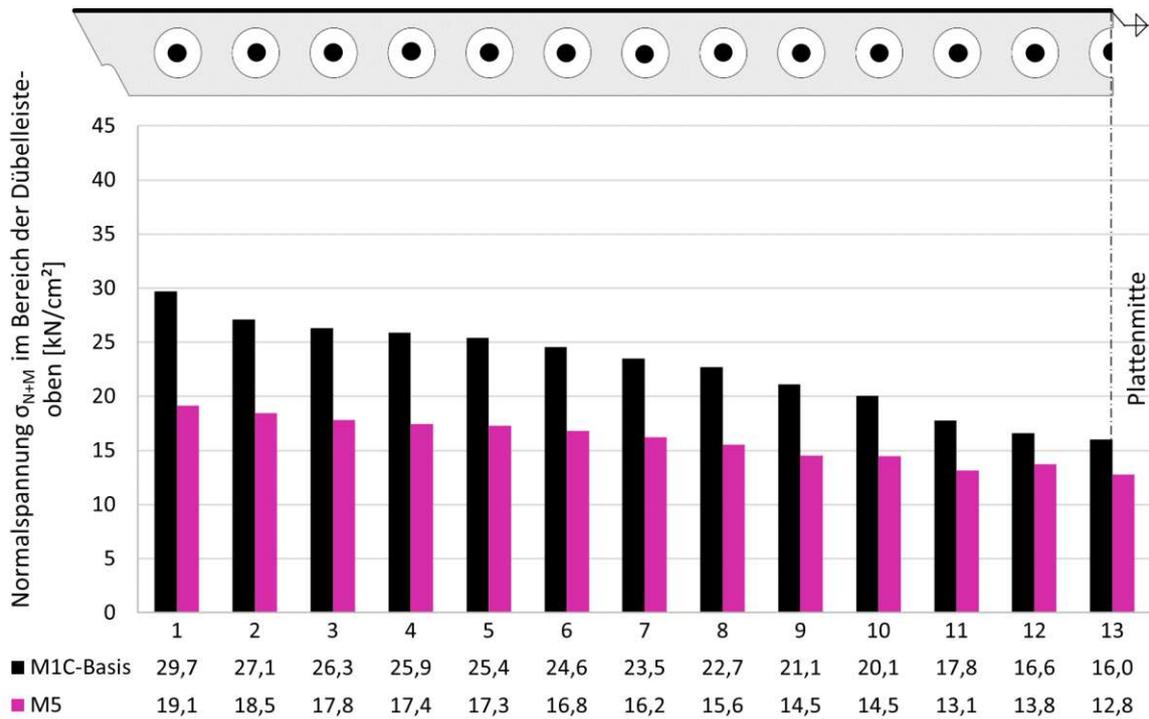


Abb. 5.73: Vergleich der Normalspannung der Bewehrung im Bereich der Dübelleiste-oben

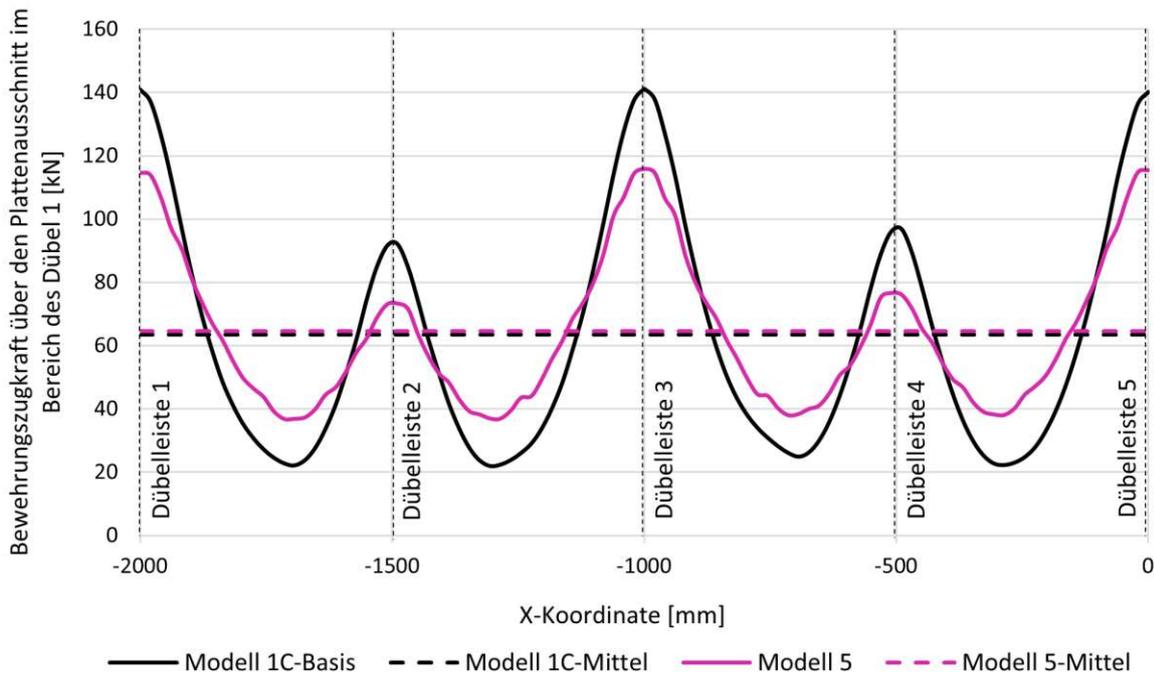


Abb. 5.74: Vergleich der Bewehrungszugkraft über die Plattenausschnittslänge im Bereich des Dübel 1

5.3.5 Vergleiche M1C-M6-M7-M8: Einfluss der Bewehrung

Anhand der Modelle 6-8 soll der Einfluss der Bewehrung veranschaulicht werden.

Tab. 5.7: Übersicht über die Modellunterschiede (Ausschnitt)

Modell	Querbelastung	Haupttragwirkung			Quer- dehnung Baustahl	Hauptbew.	Ø10 Bügelbew.
		Längs- verformung	Obergurt- verformung	Querkzug veränderlich			
M1C	✓	✓	✓	✓	normal	Solid Ø30	Beam
M6	✓	✓	✓	✓	normal	–	Beam
M7	✓	✓	✓	✓	normal	Solid Ø30	–
M8	✓	✓	✓	✓	normal	–	–

Arbeitslinien

Der Vergleich der Arbeitslinien bringt ein Ergebnis, das äußerst kritisch zu hinterfragen ist. In Abb. 5.75 sind die Arbeitslinien der vier Modelle dargestellt, inklusive einer Erweiterung der Modelle 1C, 6 und 7 über das Lastniveau $2 \cdot ULS$ hinaus (Annahme!). Es ist dabei bis jetzt ungeklärt, warum die Traglast des Modell 7 (ohne Bügelbewehrung) und des Modell 1C-Basis scheinbar früher erreicht wird als in den Modellen 6 (ohne Hauptbewehrung) und 8 (gänzlich ohne Bewehrung!). Dieses Ergebnis ist höchst unplausibel und bedarf weiterer Klärung. Man würde erwarten, dass sich die Haupt- und Bügelbewehrung positiv auf das Tragverhalten auswirken würden. Diese Erwartung kann mit den Auswertungen nicht bestätigt werden.

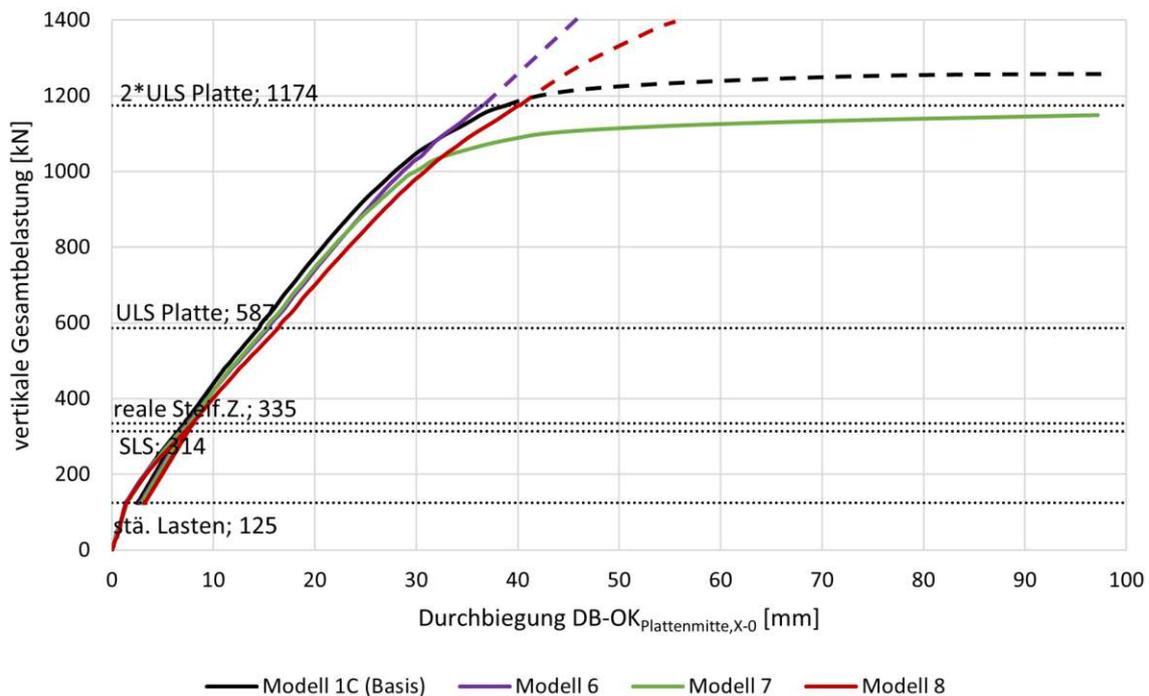


Abb. 5.75: Vergleich der Arbeitslinien

In Abb. 5.76 sind die gleichen Arbeitslinien nur bis zum Lastniveau *ULS Platte* dargestellt. Bis zum Lastniveau *ULS Platte* lässt sich das erwartete Tragverhalten beobachten. In den Modellen 6 und 7 sind deutlich größere Durchbiegungen zu erkennen als im Modell 1C und die Durchbiegungen im Modell 8 (gänzlich ohne Bewehrung) sind wie erwartet noch größer.

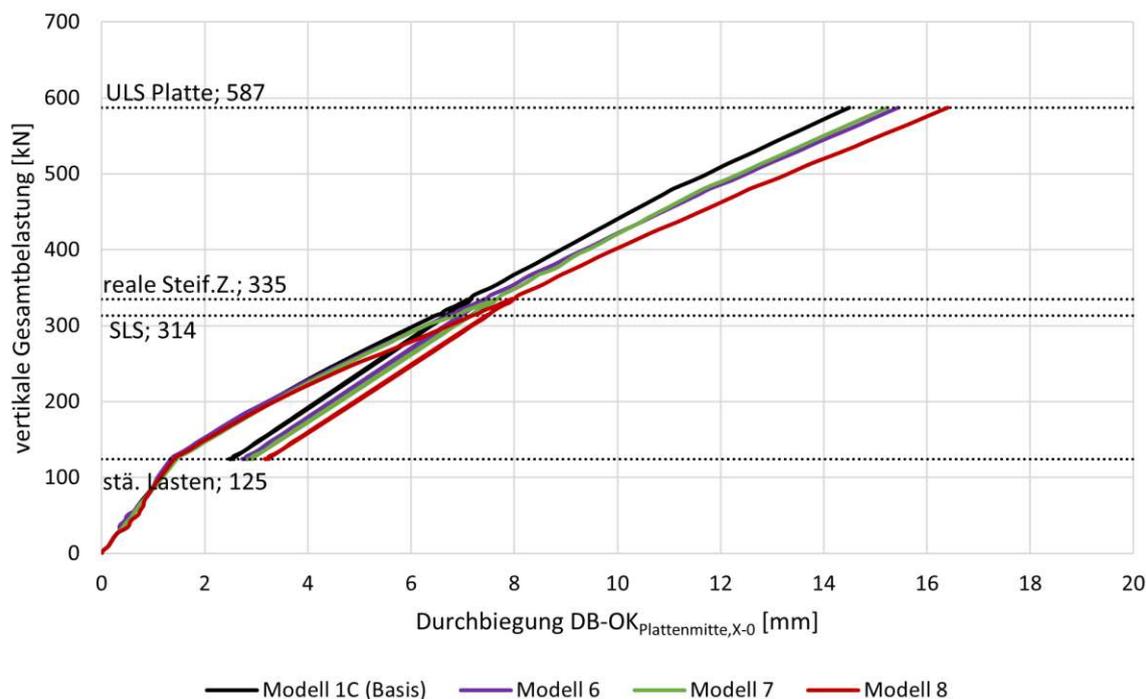


Abb. 5.76: Vergleich der Arbeitslinien bis zum Lastniveau *ULS Platte*

Dübelkräfte

Die Dübelkräfte wurden nur für die Modelle 6 und 7 ausgewertet. In den Abb. 5.77 und 5.78 auf der nächsten Seite ist zu erkennen, dass die Bügelbewehrung (Modell 7) keinen großen Einfluss auf die Dübelkräfte hat. Die Dübelkräfte werden zwar durch das Fehlen der Bügelbewehrung größer, allerdings in einem überschaubaren Ausmaß. Die Längsbewehrung hat dagegen einen großen Einfluss auf die Dübelkräfte (Dübelleiste unten: $\sum_{M1C} = 440,8 \text{ kN} \rightarrow \sum_{M6} = 388,2 \text{ kN}$). Bemerkenswert dabei ist, dass das Fehlen der Längsbewehrung die maximalen und somit maßgebenden Dübelkräfte entgegen der Bewegungsrichtung der jeweiligen Dübelleiste verschiebt. Im Fall der unten angeschweißten Dübelleisten bedeutet das, dass sich die maßgebenden Dübelkräfte von der Mitte des betrachteten Dübelleistenausschnittes in Richtung des Hauptträgersteges verschoben haben. Im Fall der oben angeschweißten Dübelleisten ist es genau umgekehrt. Hier verschieben sich die maßgebenden Dübelkräfte vom Plattenrand in Richtung der Plattenmitte. Die Größe der maximalen Dübelkraft ändert sich dabei bemerkenswerter Weise nur unwesentlich.

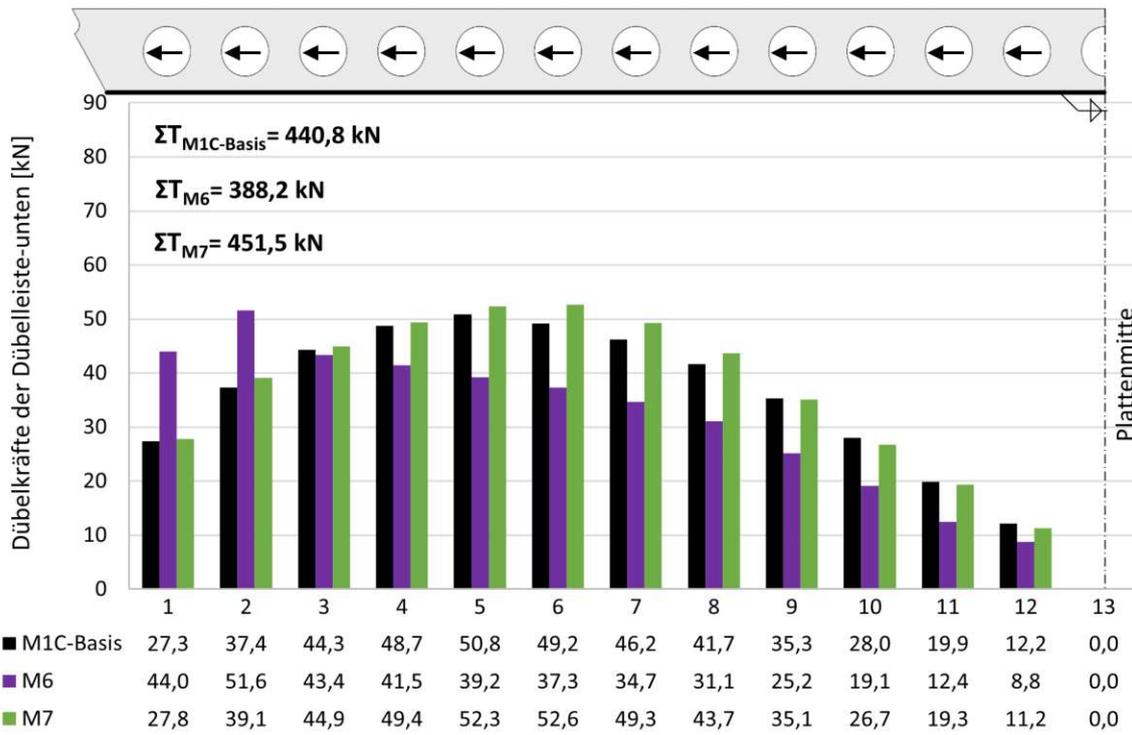


Abb. 5.77: Vergleich der Dübelkräfte der Dübelleiste-unten

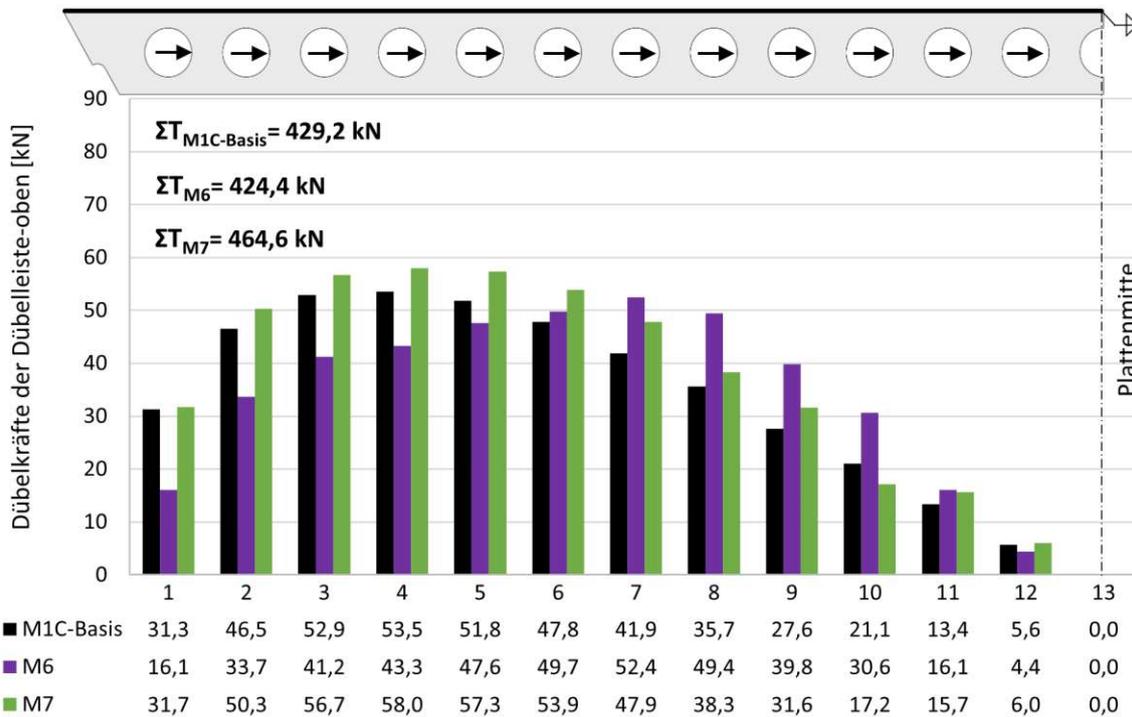


Abb. 5.78: Vergleich der Dübelkräfte der Dübelleiste-oben

Rissverteilende Wirkung der Bewehrung

In den Abb. 5.79 und 5.80 auf der nächsten Seite ist die rissverteilende Wirkung der Bewehrung anhand der Modelle 1C, 6, 7 und 8 dargestellt. Abb. 5.79 zeigt die Verschiebung des Betonkerns entlang eines Pfades (roter Pfeil in Abb. 5.79) in globale x-Richtung. Der Pfad wurde dabei in *Abaqus* so gewählt, dass die Betonverschiebung in unmittelbarer Nähe der Längsbewehrung des ersten Dübels ausgewertet werden kann. Sprünge in dieser Verschiebungslinie bedeuten eine Diskontinuität im Betongefüge oder anders ausgedrückt einen Riss im Beton. In Abb. 5.80 ist die quantifizierte Größe dieser Risse (Rissbreiten) grafisch dargestellt. In beiden Abbildungen ist deutlich zu erkennen, dass das Vorhandensein der Bügelbewehrung (Modell 7) keinen großen Einfluss auf die Rissbildung innerhalb des Betonkerns hat. Im Gegenteil dazu hat das Vorhandensein der Längsbewehrung (Modell 6 und 8), wie zu erwarten war, einen erheblichen Einfluss auf die Rissbildung. Aus Abb. 5.79 können folgende Erkenntnisse gewonnen werden:

- Risse treten in allen Modellen nur im Bereich der Dübelleisten auf
- Die Summe der Rissbreiten über den Brückenausschnitt ist in den Modellen mit Längsbewehrung (Modell 1C und 7) deutlich kleiner als in den Modellen ohne Längsbewehrung (Modell 6 und 8).
- In den Kammerbereichen der Modelle 1C und 7 sind Dehnungen des Betonkerns zu erkennen. Diese treten auf, da der Betonkern auf Grund des Vorhandenseins der Längsbewehrung gezwungen ist, sich mitzudehnen (an den Rändern ist die Dehnung vorgegeben und in allen Modellen gleich).
- In den Modellen mit Längsbewehrung sind die Rissbreiten relativ gleichmäßig über die Dübelleisten verteilt (siehe Abb. 5.80). In den Modellen ohne Längsbewehrung ist im Bereich der Dübelleiste 3 mit Abstand der größte Riss zu beobachten.

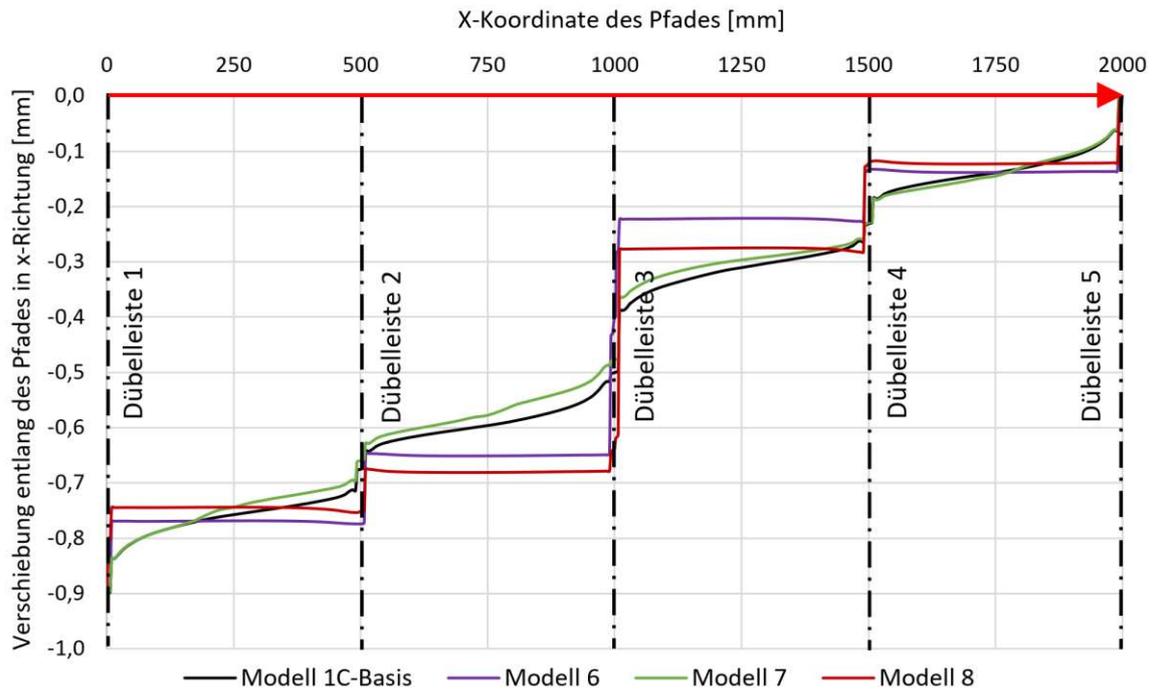


Abb. 5.79: Darstellung der rissverteilenden Wirkung der Bewehrung anhand der Längsverschiebung des Betonkerns entlang eines Pfades in Längsrichtung

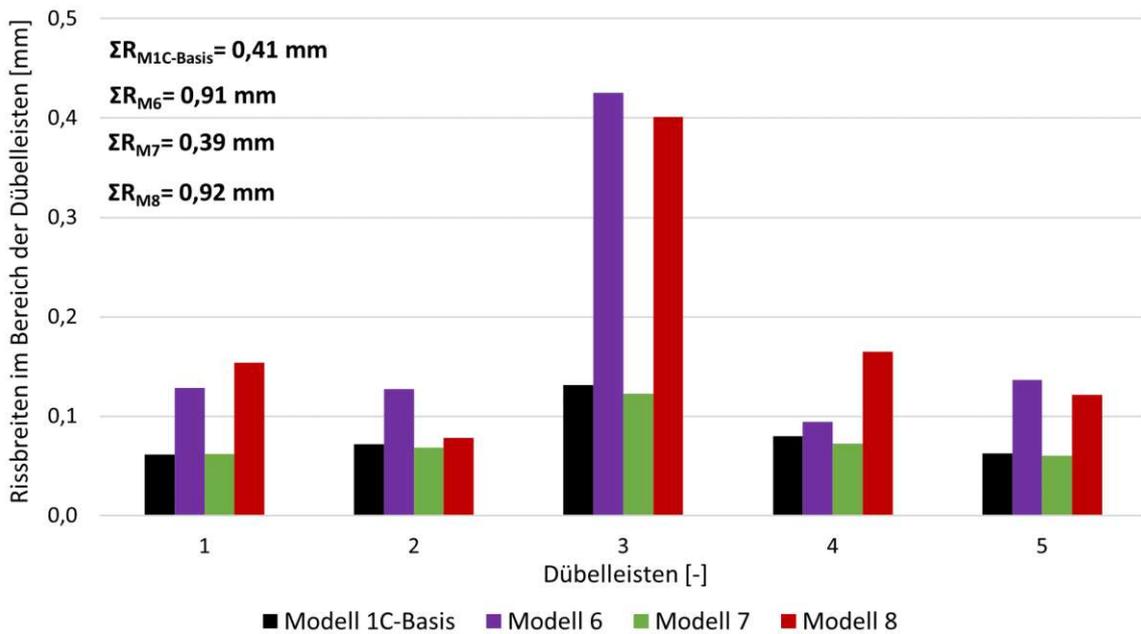


Abb. 5.80: Quantifizierung der rissverteilenden Wirkung der Bewehrung anhand der Rissbreiten im Bereich der Dübelbleisten

Tragwirkungen

In den Abb. 5.81, 5.82 und 5.83 sind die Anteile der Teilmomente der einzelnen Tragwirkungen der drei Modelle dargestellt. Klar zu erkennen ist auch hier wieder, dass das Fehlen der Bügelbewehrung (Modell 7) keine großen Auswirkungen auf die Aufteilung der Tragwirkungen hat. Das Fehlen der Längsbewehrung (Modelle 6 und 8) führt allerdings dazu, dass die Einflüsse der *Tragwirkung Dübelleiste oben* bzw. *Tragwirkung Dübelleiste unten* kleiner werden und die *Tragwirkung Bogen* an Bedeutung gewinnt. In Modellen ohne Längsbewehrung ist die *Tragwirkung Bogen* nicht mehr vernachlässigbar klein. Zusätzlich dazu werden die Teilmomente der Einzelquerschnitte größer (Berechnungstabellen im Anhang). All diese Ergebnisse sind unter der Voraussetzung entstanden, dass die Neigung der Druckdiagonalen in den unterschiedlichen Modellen unverändert bleibt. Die Druckdiagonalenneigung wurde also immer gleich wie im Modell 1C-Basis gewählt ($\angle_{M1C} = 16,5^\circ$). Um diese Wahl zu rechtfertigen, wurden die ausgewerteten Hauptdruckspannungen der Modelle 6, 7 und 8 im Schnitt B in den Abb. 5.84 im Vergleich zum Modell 1C dargestellt. Die Wahl einer Druckdiagonalenneigung von $16,5^\circ$ ist nach dieser Darstellung in allen Modellen vertretbar.

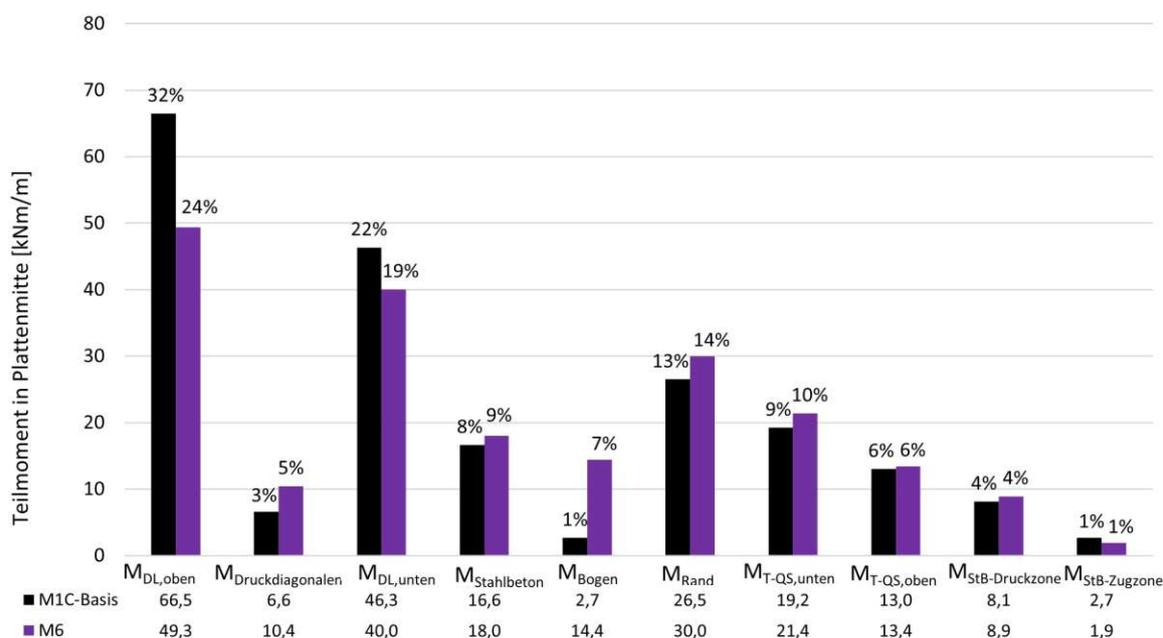


Abb. 5.81: Vergleich der einzelnen Tragwirkungen (M1C-M6)

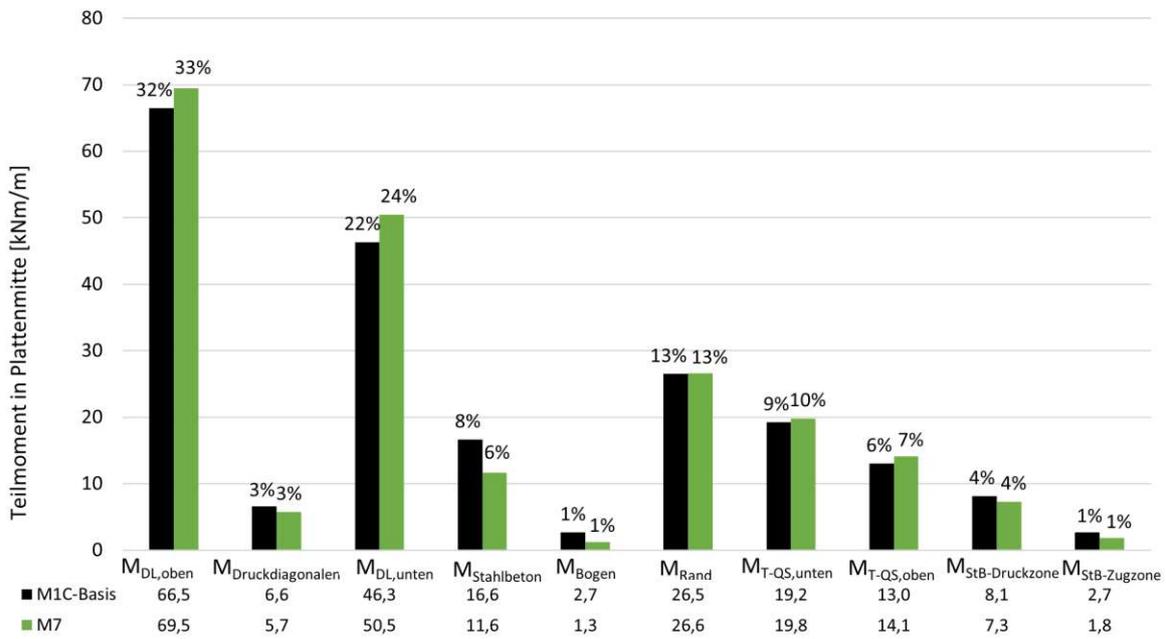


Abb. 5.82: Vergleich der einzelnen Tragwirkungen (M1C-M7)

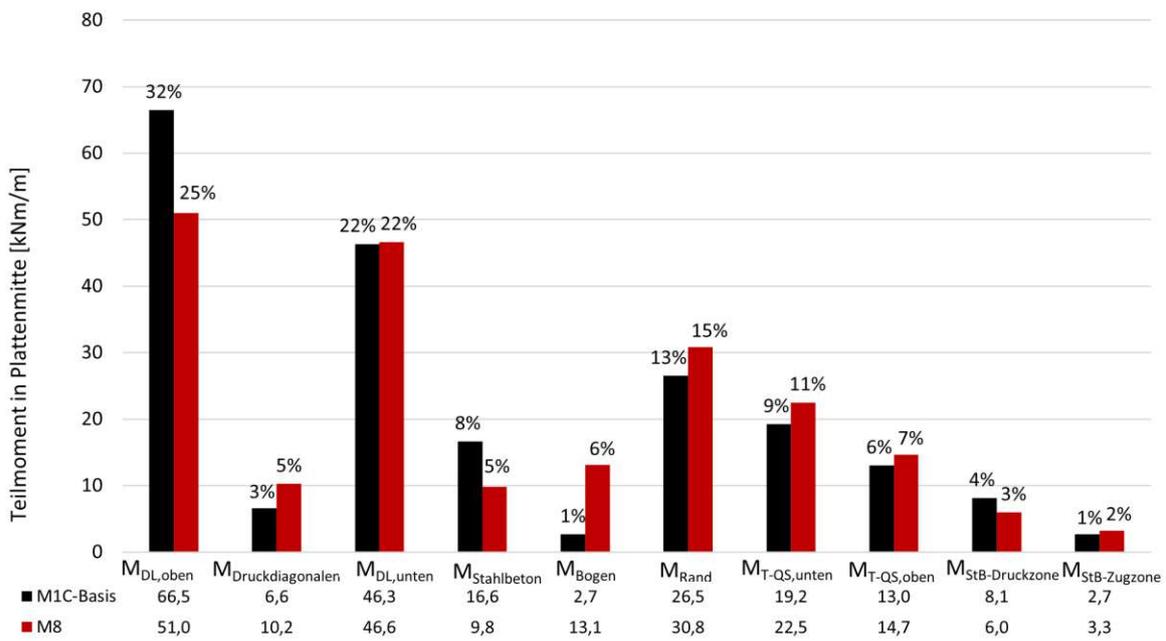


Abb. 5.83: Vergleich der einzelnen Tragwirkungen (M1C-M8)

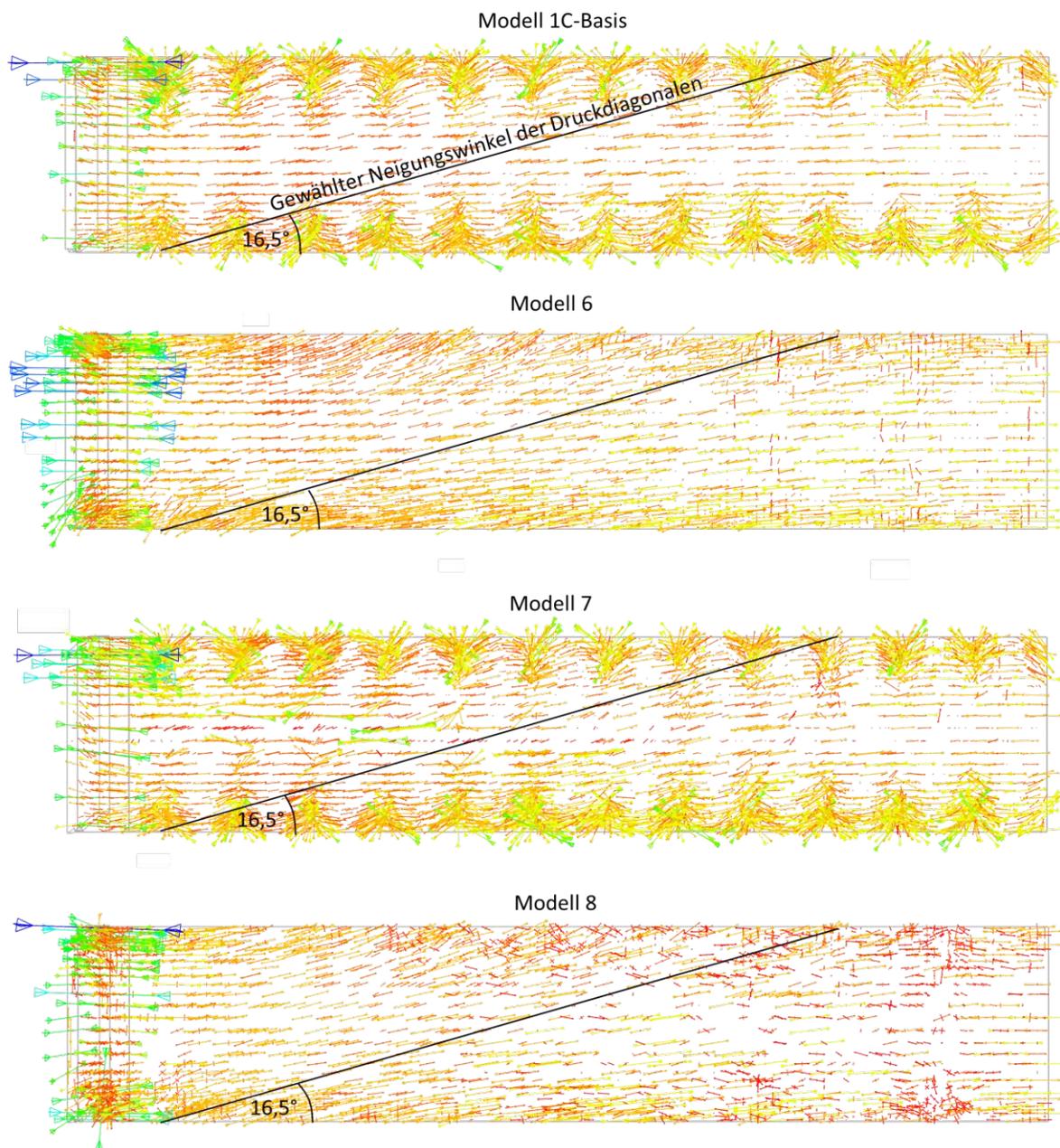


Abb. 5.84: Vergleich der Hauptspannungstrajektorien der Modelle 1C, 6, 7 und 8 im Schnitt B (vgl. dazu Kap. 5.2.4)

5.4 Spannungsschwingbreiten

Da es sich bei Eisenbahnbrücken um ermüdungsbeanspruchte Konstruktionen handelt, ist der Ermüdungsnachweis von besonderer Bedeutung. Für die Nachweisführung werden Spannungsschwingbreiten im Lastniveau FLS benötigt. Wie bereits in Kap. 3.2.7 erwähnt, sind die FLS Lastniveaus für die einzelnen Tragwirkungen nicht gleich. Grund dafür sind die quantitativ unterschiedlichen Werte für den dynamischen Beiwert Φ_2 und den globalen Schadensäquivalenzfaktor λ . Die FLS Lastniveaus sind durch die in Tab. 3.14 angeführten Laststeigerungsfaktoren definiert. Diese Laststeigerungsfaktoren werden benötigt, um die Spannungsschwingbreiten vom Lastniveau *realer Steifigkeitszustand* auf das jeweilige FLS Lastniveau umzurechnen:

$$\Delta\sigma_{FLS,i} = \Delta\sigma_{realer\ Steif.Z} \cdot \frac{LF_{FLS,i}}{LF_{realer\ Steif.Z}} \quad (5.6)$$

Führt man Ermüdungsnachweise für Bauteile, die nur durch eine der drei Tragwirkungen maßgeblich beansprucht sind, kann die gesuchte Spannungsschwingbreite direkt berechnet werden. Zum Beispiel für einen Ermüdungsnachweis der Dübelleisten im Bereich der Betondübel (Tragwirkung parallel zu den Dübelleisten maßgebend) würde die Umrechnung mit den Laststeigerungsfaktoren der Tab. 3.14 folgendermaßen aussehen:

$$\Delta\sigma_{FLS,TW\ paDL} = \Delta\sigma_{realer\ Steif.Z} \cdot \frac{1,619}{1,348} \quad (5.7)$$

Frühere Untersuchungen haben gezeigt, dass im Anwendungsfall Trogbrücke vor allem der Ermüdungsnachweis der Hauptbewehrung maßgebend ist. Im Fall der Hauptbewehrung ist die Berechnung des Laststeigerungsfaktors für das Lastniveawu FLS nicht mehr so trivial, da sowohl die Haupttragwirkung als auch die Tragwirkung parallel zu den Dübelleisten einen Einfluss auf die Normalspannung der Bewehrungsstäbe haben (siehe Kap. 5.3.2). Die Laststeigerungsfaktoren dieser beiden Tragwirkungen unterscheiden sich um mehr als den Faktor 2. Es ist daher von besonderem Interesse, den Laststeigerungsfaktor nicht vereinfachend auf der sicheren Seite anzunehmen, sondern die Einflüsse der beiden Tragwirkungen ingenieurmäßig zu quantifizieren, um ökonomischere Ergebnisse zu erhalten.

Die Grundidee zur Ermittlung der Einflüsse ist dabei folgende: Die Einflüsse der Haupttragwirkung (z. B. Zugkraft in den Hauptbewehrungsstäben) werden aus dem Modell 4A (nur HTW) entnommen. Dieser Einfluss der HTW kann in einem nächsten Schritt von den Ergebnissen des Modell 1C abgezogen werden, um den isolierten Einfluss der TW paDL zu erhalten (die Einflüsse der TW queDL werden in dieser Diplomarbeit nicht behandelt). Diese Vorgehensweise scheint im ersten Moment umständlich. Es hat sich allerdings gezeigt, dass die Einflüsse der TW paDL nicht direkt aus dem Modell 2 (ohne HTW) ausgelesen werden können. Der beschriebene Umweg ist daher notwendig.

Nachdem die grundsätzliche Vorgehensweise zur Bestimmung der Einflüsse der HTW und TW paDL definiert ist, können die Spannungsschwingbreiten für Ermüdungsnachweise folgendermaßen bestimmt werden (für jeden Bewehrungsstab einzeln):

1. Ermittlung der Bewehrungszugkraft in den Lastniveaus *realer Steifigkeitszustand* und *ständige Lasten* im Modell 4A
2. Berechnung der Differenzzugkraft der beiden Lastniveaus:

$$\Delta N_{HTW} = N_{HTW,realer\ Steif.} - N_{HTW,ständig} \quad (5.8)$$

3. Die gleiche Auswertung und Berechnung wird für das Modell 1C-Basismodell gemacht:

$$\Delta N_{ges} = N_{ges,realer\ Steif.} - N_{ges,ständig} \quad (5.9)$$

4. Zieht man nun den Einfluss der HTW ab, erhält man den Einfluss der TW paDL:

$$\Delta N_{TW\ paDL} = \Delta N_{ges} - \Delta N_{HTW} \quad (5.10)$$

In manchen Bewehrungstäben ergibt sich bei der Ermittlung von $\Delta N_{TW\ paDL}$ ein negatives Vorzeichen. Das bedeutet nur, dass hier die TW paDL eine bewehrungskraftreduzierende Wirkung hat. Das Vorzeichen bleibt in der weiteren Berechnung erhalten.

5. Die isolierten Einflüsse der beiden Tragwirkungen auf die Bewehrungszugkraft wurden somit ermittelt. Die Bewehrungszugkraft kann im nächsten Schritt mit den entsprechenden Laststeigerungsfaktoren auf das Lastniveau *FLS* umgerechnet werden:

$$\Delta N_{FLS,HTW} = \Delta N_{HTW} \cdot \frac{LF_{FLS,HTW}}{LF_{realer\ Steif.Z}} \quad (5.11)$$

$$\Delta N_{FLS,TW\ paDL} = \Delta N_{TW\ paDL} \cdot \frac{LF_{FLS,TW\ paDL}}{LF_{realer\ Steif.Z}} \quad (5.12)$$

$$\Delta N_{FLS} = \Delta N_{FLS,HTW} + \Delta N_{FLS,TW\ paDL} \quad (5.13)$$

6. Aus der so ermittelten Bewehrungszugkraft im Lastniveau *FLS* kann die zugehörige Spannungsschwingbreite berechnet werden:

$$\Delta \sigma_{N,FLS} = \frac{\Delta N_{FLS}}{A_{\emptyset 30}} \quad (5.14)$$

7. Die gleiche Vorgehensweise wird bei der Ermittlung der Spannungsschwingbreite zufolge dem resultierenden Biegemoment angewendet. Addition der beiden Spannungsschwingbreiten ergibt die ermüdungswirksame Spannungsschwingbreite:

$$\Delta \sigma_{FLS} = \Delta \sigma_{N,FLS} + \Delta \sigma_{M,FLS} \quad (5.15)$$

Diese Vorgehensweise wird sowohl für den Erst- als auch Zweitbelastungszyklus durchgeführt. Die Ergebnisse der Spannungsschwingbreitenberechnung sind in Tab. 5.8 bzw. 5.9 tabellarisch zusammengefasst. In den Abb. 5.85 bis 5.87 sind die, aus der Berechnung resultierenden, ermüdungswirksamen Normalkraft- und Biegemomentendifferenzen bzw. Spannungsschwingbreiten des Erst- und Zweitbelastungszyklus grafisch dargestellt. Der Ausnutzungsgrad der Spannungsschwingbreiten wird durch einen Vergleich mit der aufnehmbaren Spannungsschwingbreite bei 2 Millionen Lastwechsel für Längsbewehrungen mit einem Durchmesser zwischen $\emptyset 20\ mm$ und $\emptyset 36\ mm$ von $\Delta \sigma_{Rsd,2M} = 117,5\ N/mm^2$ (aus ÖNORM B 1992-1-1 [8]) erhalten.

Tab. 5.8: Spannungsschwingbreiten zufolge der Normalkräfte

Erstbelastung							
Bew.	ΔN_{HTW} [kN]	ΔN_{ges} [kN]	$\Delta N_{TW\ paDL}$ [kN]	$\Delta N_{FLS,HTW}$ [kN]	$\Delta N_{FLS,TW\ paDL}$ [kN]	ΔN_{FLS} [kN]	$\Delta \sigma_{N,FLS}$ [N/mm ²]
1	53,96	68,85	14,89	28,98	17,88	46,87	66,30
2	52,89	55,35	2,46	28,41	2,95	31,36	44,36
3	52,64	51,24	-1,40	28,27	-1,69	26,59	37,61
4	52,48	49,68	-2,79	28,18	-3,35	24,83	35,13
5	52,60	48,90	-3,71	28,25	-4,45	23,80	33,67
6	52,11	46,98	-5,13	27,99	-6,17	21,82	30,87
7	51,32	44,13	-7,19	27,56	-8,63	18,93	26,78
8	50,76	44,40	-6,36	27,26	-7,64	19,62	27,76
9	51,12	41,00	-10,12	27,46	-12,16	15,30	21,64
10	51,05	44,05	-7,00	27,42	-8,41	19,01	26,89
11	51,17	40,60	-10,57	27,48	-12,70	14,79	20,92
12	50,76	44,47	-6,28	27,26	-7,54	19,72	27,89
13	50,95	41,66	-9,29	27,36	-11,16	16,21	22,93

Zweitbelastung							
Bew.	ΔN_{HTW} [kN]	ΔN_{ges} [kN]	$\Delta N_{TW\ paDL}$ [kN]	$\Delta N_{FLS,HTW}$ [kN]	$\Delta N_{FLS,TW\ paDL}$ [kN]	ΔN_{FLS} [kN]	$\Delta \sigma_{N,FLS}$ [N/mm ²]
1	49,05	53,41	4,35	26,35	5,23	31,58	44,67
2	48,02	50,81	2,79	25,79	3,35	29,14	41,23
3	48,37	50,79	2,43	25,98	2,91	28,89	40,87
4	48,57	50,92	2,34	26,09	2,82	28,90	40,89
5	48,59	50,69	2,11	26,13	2,53	28,63	40,50
6	48,65	50,17	1,52	26,18	1,83	27,96	39,55
7	48,75	49,60	0,85	26,21	1,03	27,21	38,49
8	48,80	49,27	0,47	26,22	0,57	26,78	37,88
9	48,82	48,47	-0,35	26,21	-0,43	25,80	36,49
10	48,81	48,31	-0,49	26,17	-0,59	25,62	36,25
11	48,73	47,79	-0,94	26,23	-1,13	25,04	35,43
12	48,83	47,68	-1,15	26,16	-1,38	24,85	35,15
13	48,70	47,29	-1,41	27,36	-1,70	24,46	34,60

Tab. 5.9: Spannungsschwingbreiten zufolge der Biegemomente

Erstbelastung							
Bew.	ΔM_{HTW} [kNm]	ΔM_{ges} [kNm]	$\Delta M_{TW\ paDL}$ [kNm]	$\Delta M_{FLS,HTW}$ [kNm]	$\Delta M_{FLS,TW\ paDL}$ [kNm]	ΔM_{FLS} [kNm]	$\Delta \sigma_{M,FLS}$ [N/mm ²]
1	0,029	0,225	0,196	0,015	0,235	0,251	94,60
2	0,023	0,214	0,191	0,012	0,230	0,242	91,32
3	0,021	0,210	0,189	0,011	0,227	0,238	89,87
4	0,019	0,208	0,189	0,010	0,227	0,237	89,32
5	0,018	0,201	0,183	0,008	0,220	0,229	86,54
6	0,016	0,189	0,174	0,003	0,208	0,217	81,85
7	0,005	0,178	0,173	0,000	0,208	0,210	79,41
8	0,000	0,162	0,162	0,000	0,194	0,195	73,43
9	0,000	0,142	0,142	0,000	0,170	0,170	64,13
10	0,000	0,111	0,111	0,000	0,134	0,134	50,39
11	0,000	0,069	0,069	0,000	0,083	0,083	31,31
12	0,000	0,028	0,028	0,000	0,034	0,034	12,76
13	0,000	0,022	0,022	0,000	0,026	0,026	9,75

Zweitbelastung							
Bew.	ΔM_{HTW} [kNm]	ΔM_{ges} [kNm]	$\Delta M_{TW\ paDL}$ [kNm]	$\Delta M_{FLS,HTW}$ [kNm]	$\Delta M_{FLS,TW\ paDL}$ [kNm]	ΔM_{FLS} [kNm]	$\Delta \sigma_{M,FLS}$ [N/mm ²]
1	0,000	0,020	0,020	0,000	0,024	0,024	8,96
2	0,002	0,018	0,016	0,001	0,020	0,021	7,81
3	0,002	0,018	0,016	0,001	0,019	0,020	7,72
4	0,001	0,018	0,017	0,001	0,020	0,021	7,81
5	0,001	0,017	0,017	0,000	0,020	0,020	7,70
6	0,002	0,016	0,014	0,001	0,017	0,018	6,77
7	0,000	0,013	0,013	0,000	0,016	0,016	6,01
8	0,000	0,012	0,012	0,000	0,014	0,014	5,44
9	0,000	0,008	0,008	0,000	0,010	0,010	3,81
10	0,000	0,005	0,005	0,000	0,007	0,007	2,46
11	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,00
12	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,00
13	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,00

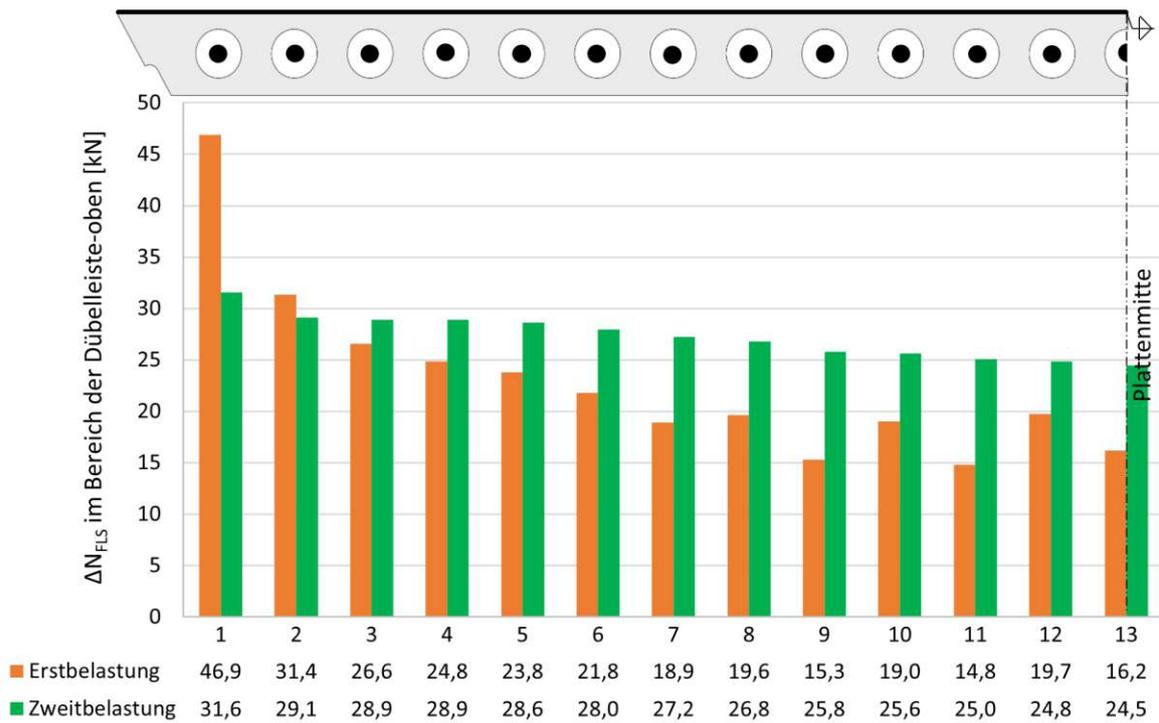


Abb. 5.85: Ermüdungswirksame Normalkraftdifferenzen in den Hauptbewehrungstäben im Bereich der oben angeschweißten Dübelleiste

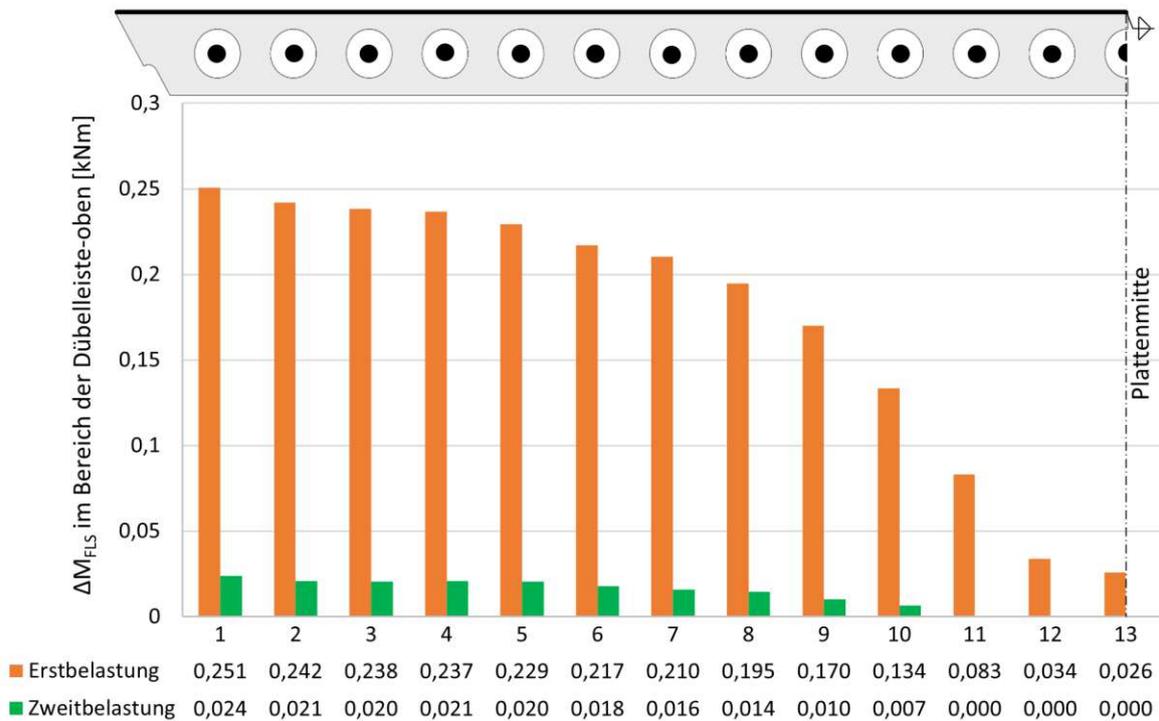


Abb. 5.86: Ermüdungswirksame Biegemomentendifferenzen in den Hauptbewehrungstäben im Bereich der oben angeschweißten Dübelleiste

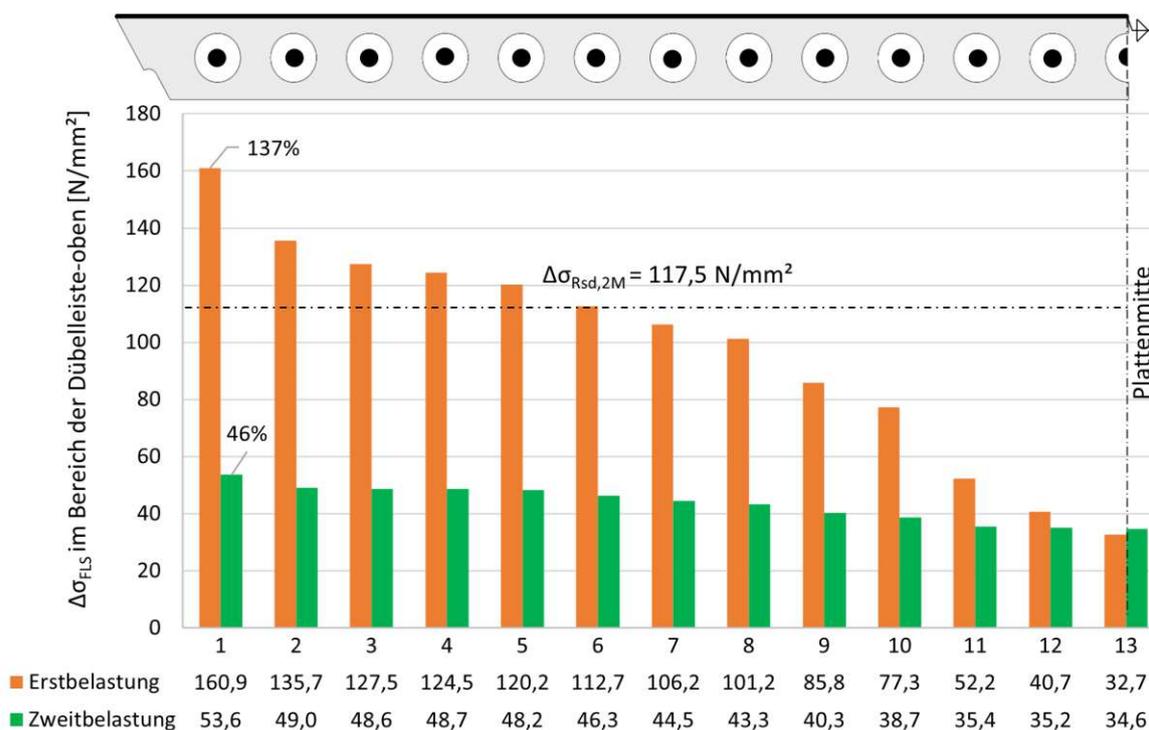


Abb. 5.87: Ermüdungswirksame Spannungsschwingbreiten in den Hauptbewehrungsstäben im Bereich der oben angeschweißten Dübelleiste

Aus diesen Auswertungen können folgende Schlussfolgerungen gewonnen werden:

- Im ersten Belastungszyklus wird die aufnehmbare Spannungsschwingbreite bei 2 Millionen Lastwechsel im maßgebenden Bewehrungsstab (Bewehrung 1) um 37% überschritten.
- Im zweiten Belastungszyklus liegt der Ausnutzungsgrad bezüglich der aufnehmbaren Spannungsschwingbreite bei 2 Millionen Lastwechsel im maßgebenden Bewehrungsstab (Bewehrung 1) nur mehr bei 46%.
- Hauptverantwortlich für die Reduktion der Spannungsschwingbreiten ist die Reduktion der ermüdungswirksamen Biegemomentendifferenz (siehe Abb. 5.86) im Zweitbelastungszyklus. Die Normalkraftdifferenz nimmt zwar auch ab, jedoch in einem viel geringeren Ausmaß.
- Die Biegemomentendifferenz während des Zweitbelastungszyklus ist deshalb so gering, weil hier die Biegemomentenbelastung auf die Hauptbewehrung im Lastniveau *ständige Lasten* fast gleich groß ist wie im Lastniveau *realer Steifigkeitszustand*. Dieser Umstand lässt folgende Interpretation der Ergebnisse der *Abaqus* Berechnung zu: Während der Erstbelastung kommt es zwischen dem Lastniveau *ständige Lasten* und *realer Steifigkeitszustand* zu Schädigungen des Betonkerns. Denkbar wäre zum Beispiel eine Umlagerung von Teilen der Betonmatrix von der belasteten Seite zur unbelasteten (vgl. dazu [27]). Diese Betonschädigungen führen zu einer Steifigkeitsreduktion des Betons in seiner Funktion als Bettung der Bewehrungsstäbe. Eine weichere Bettung der Bewehrungsstäbe führt wiederum zu einer größeren Biegemomentenbeanspruchung in eben diesen Bewehrungsstäben. In der Entlastungsphase sinkt zwar die Beanspruchung, aber die Schädigungen des Betons bleiben erhalten. Wird das System nun dem Zweitbelastungszyklus unterworfen, ist die

Steifigkeit der Betonbettung schon im Lastniveau *ständige Lasten* ähnlich gering wie vor der Entlastung:

- Große Biegemomentenbeanspruchung im Lastniveau *ständige Lasten*
 - Kleine Biegemomentendifferenz im Vergleich zum Lastniveau *realer Steifigkeitszustand* (die Steifigkeit des Betonkerns ist im Lastniveau *realer Steifigkeitszustand* während der Zweitbelastung gleich groß wie während der Erstbelastung)
 - Kleine ermüdungswirksame Spannungsschwingbreite zufolge der Biegemomentenbeanspruchung ($\Delta\sigma_{M,FLS}$)
- Da die Biegemomentendifferenz circa zu 90% der Tragwirkung parallel zu den Dübelleisten zugeordnet werden kann (vgl. dazu Tab. 5.9), kann die TW paDL als hauptverantwortliche Tragwirkung für die Spannungsschwingbreitenreduktion zwischen Erst- und Zweitbelastung identifiziert werden.

Mit den Ergebnissen des Zweitbelastungszyklus soll der zweite bis zweimillionste Lastwechsel abgebildet werden können, um mit diesen Ergebnissen Ermüdungsnachweise führen zu können. Die Ergebnisse der Erstbelastung werden dennoch dokumentiert, da die Plausibilität der Ergebnisse der Zweitbelastung unklar ist und der Unterschied der Ergebnisse zwischen Erst- und Zweitbelastung so groß ist. Wie schon in vorherigen Kapiteln erwähnt, stellt sich die Frage ob das Betonmodell bei so stark konzentrierter Belastung, wie sie in den Modellen dieser Diplomarbeit auftritt, plausibel ist. Da der Grund für die großen Unterschiede zwischen Erst- und Zweitbelastung die Schädigungen des Betons sind, hat diese Frage besondere Bedeutung und bedarf noch einiges an Forschungsaufwand.

In den Abb. 5.88 und 5.89 sind die prozentuellen Aufteilungen der Anteile aus der Haupttragwirkung und der Tragwirkung parallel zu den Dübelleisten an den ermüdungswirksamen Spannungsschwingbreiten während der Erst- und Zweitbelastung grafisch dargestellt. Zugehörige Tabellen sind im Anhang angeführt (Ergänzungen zu den Tab. 5.8 bzw. 5.9).

Alle Berechnungen wurden im Bereich der Dübelleiste 3 (oben angeschweißt) durchgeführt. Diese Stelle wurde auf Grundlage der Ergebnisse der Abb. 5.92 bzw. 5.93 als die maßgebende identifiziert. In Abb. 5.92 sind dabei die Normalspannungen aller Bewehrungsstäbe im Lastniveau *realer Steifigkeitszustand* während des Erstbelastungszyklus dargestellt wobei sich Bewehrungsstab 1 (im Randbereich zum Hauptträgersteg) als maßgebend identifizieren lässt. In Abb. 5.93 sind Normalspannungen des Bewehrungsstab 1, der für die Spannungsschwingbreitenermittlung interessanten Modelle (M1C, M2 und M4A), in den Lastniveaus *ständige Lasten* bzw *realer Steifigkeitszustand* des Erstbelastungszyklus grafisch dargestellt. Auf Grundlage dieser Auswertung lässt sich der Bereich der Dübelleiste 3 (oben angeschweißt) als maßgebend für die Spannungsschwingbreitenermittlung identifizieren.

In den Abb. 5.94 bis 5.97 sind analoge Auswertungen für die Zugkraft bzw. das resultierende Biegemoment der Hauptbewehrung angeführt. Im Anhang sind, der Vollständigkeit halber, analoge Auswertungen für die Biegemomente um die globale Y- bzw Z-Achse angeführt.

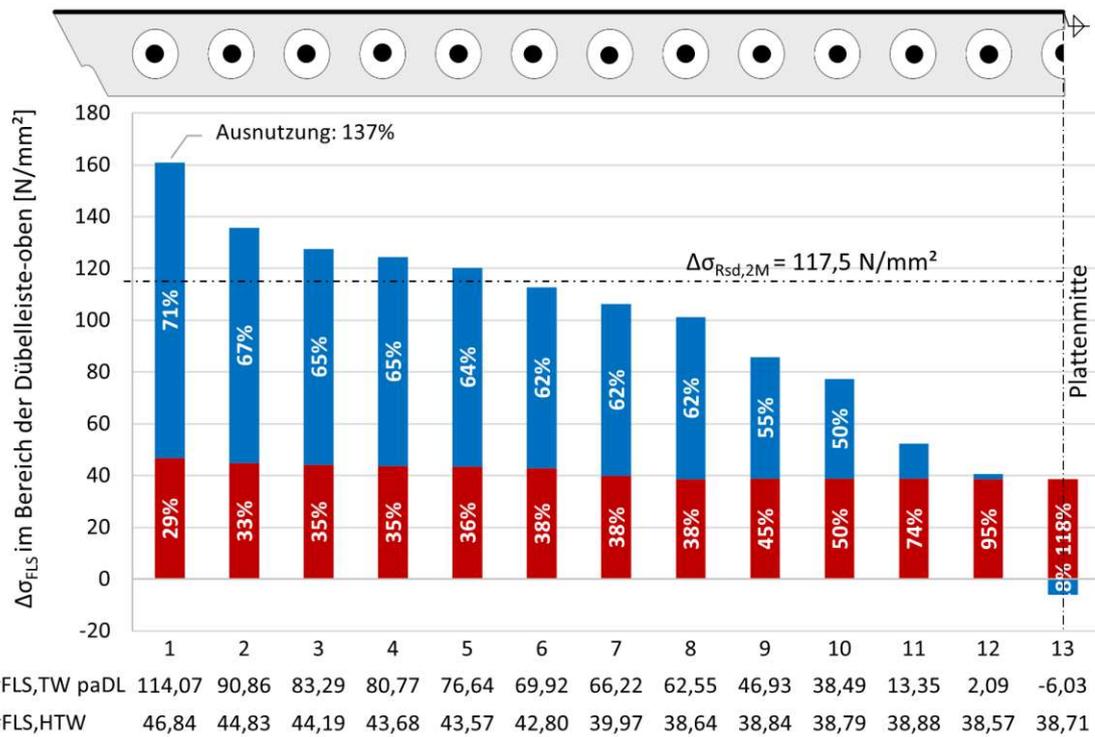


Abb. 5.88: Anteile der HTW und TW paDL an den Spannungsschwingbreiten (Erstbelastung)

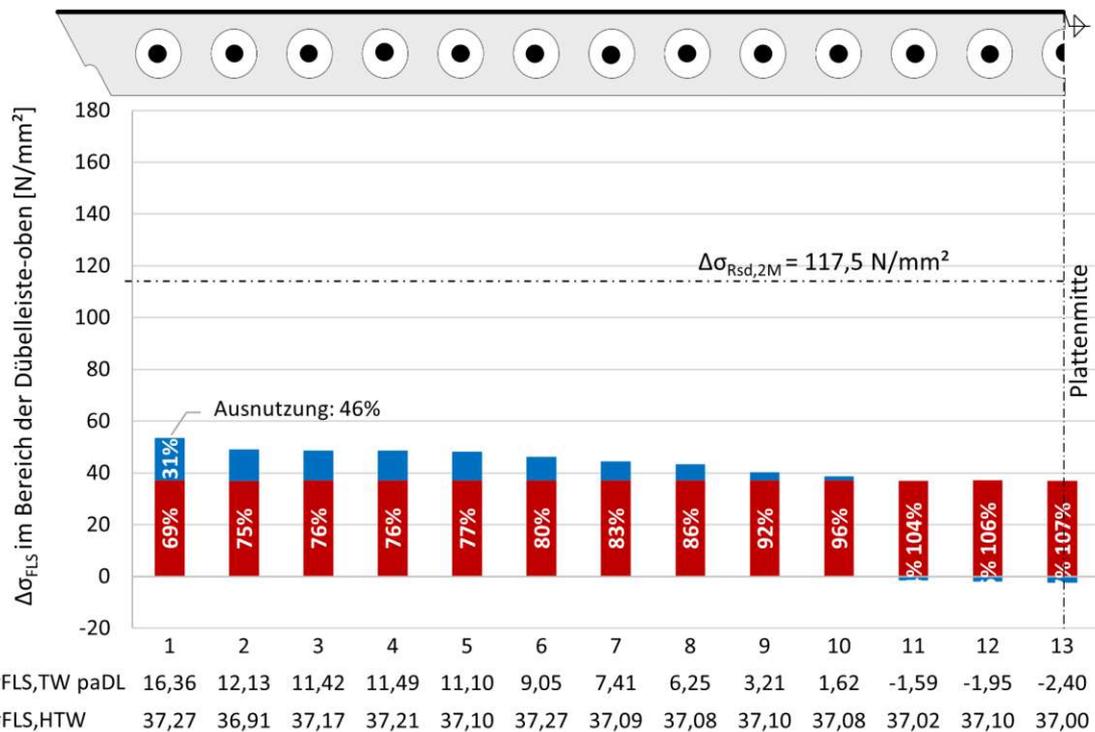


Abb. 5.89: Anteile der HTW und TW paDL an den Spannungsschwingbreiten (Zweitbelastung)

In den Abb. 5.90 bzw. 5.91 sind die Spannungsschwingbreiten noch einmal genauer in die einzelnen Schnittgrößen zufolge der HTW und der TW paDL unterteilt. Durch diese Unterteilung können die, in Kap. 2.5 vorgestellten, Einflüsse auf die Hauptbewehrung bezüglich ihrer Auswirkungen auf die ermüdungswirksamen Spannungsschwingbreiten zum ersten Mal quantifiziert werden. Zum besseren Verständnis werden nachfolgend noch einmal die Ursachen der jeweiligen ermüdungswirksamen Spannungsschwingbreiten angeführt:

$\Delta\sigma_{M,FLS,TW\text{paDL}}$: Biegemoment zufolge Dübelkräfte

$\Delta\sigma_{N,FLS,TW\text{paDL}}$: Normalkraft hauptsächlich zufolge Kammerversdrehung (ein bis jetzt nicht quantifizierter Teil dieser Normalkraft folgt aus der Längsdehnung zufolge der Querverschiebung des Bewehrungsstabes, vgl. dazu Kap. 2.5)

$\Delta\sigma_{M,FLS,HTW}$: Biegemoment zufolge behinderter Querkontraktion des Baustahls und daraus folgenden Dübelkräften

$\Delta\sigma_{N,FLS,HTW}$: Normalkraft zufolge Haupttragwirkung

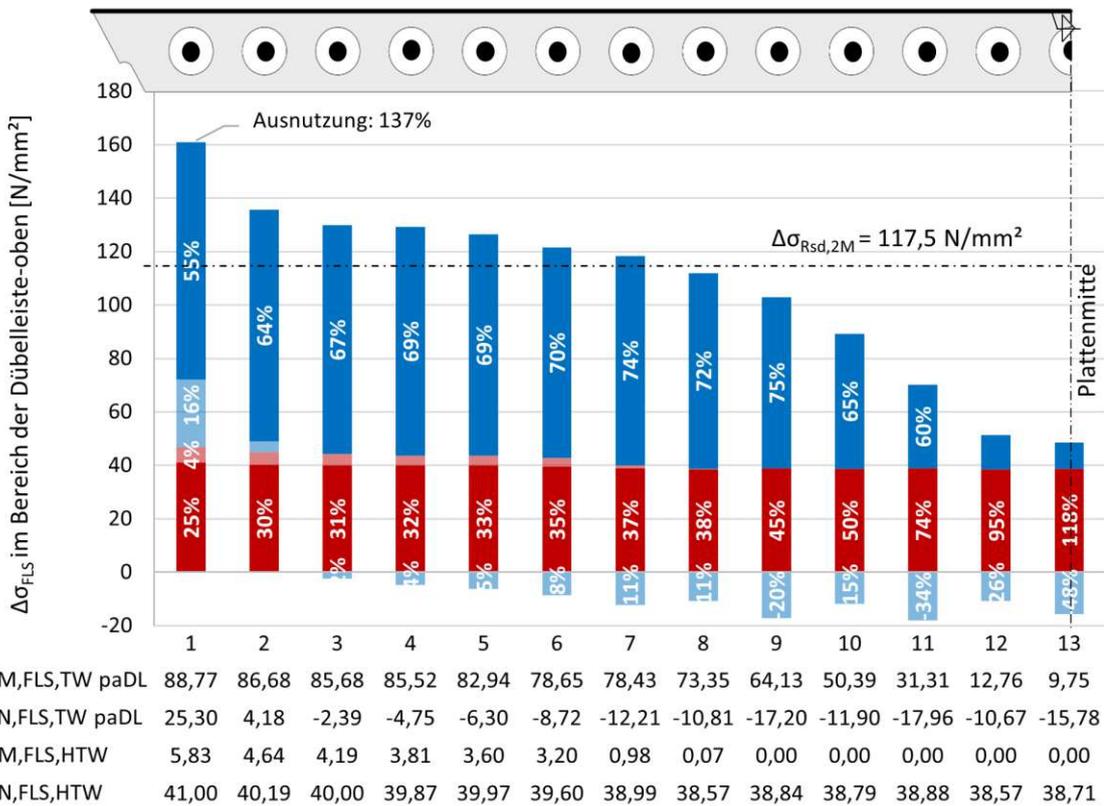


Abb. 5.90: Anteile der Schnittgrößen der HTW und TW paDL an den Spannungsschwingbreiten (Erstbelastung)

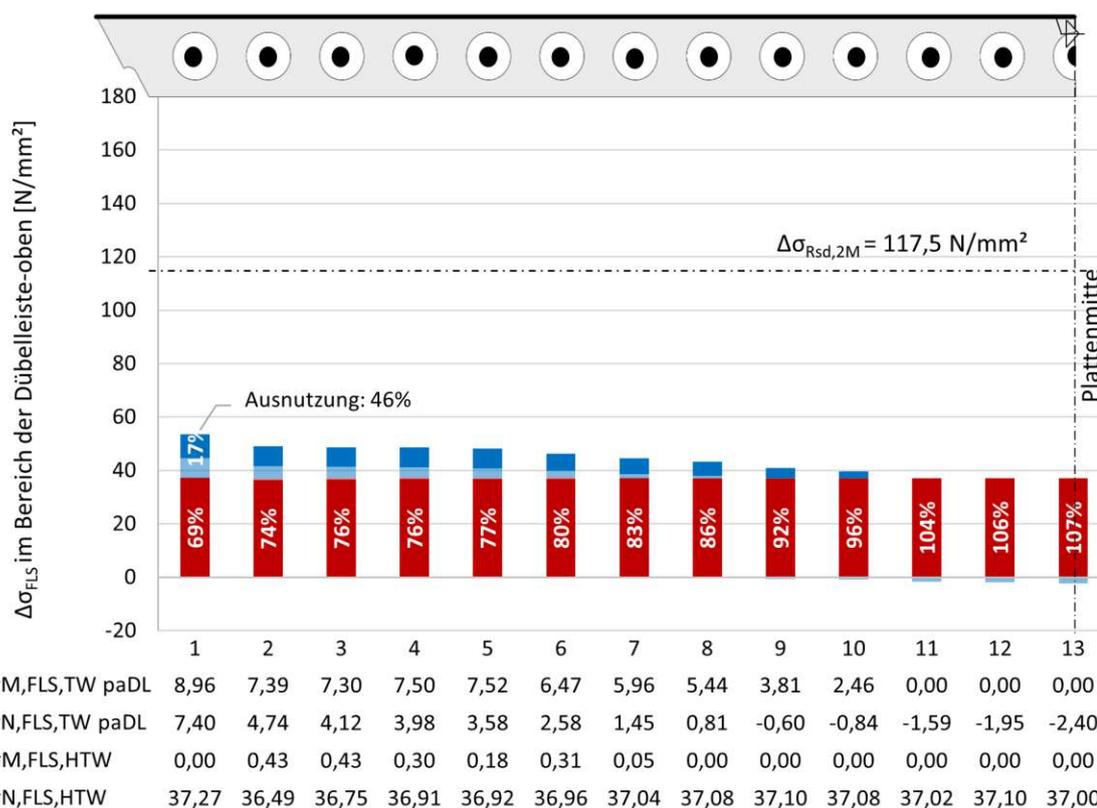


Abb. 5.91: Anteile der Schnittgrößen der HTW und TW paDL an den Spannungsschwingbreiten (Zweitbelastung)

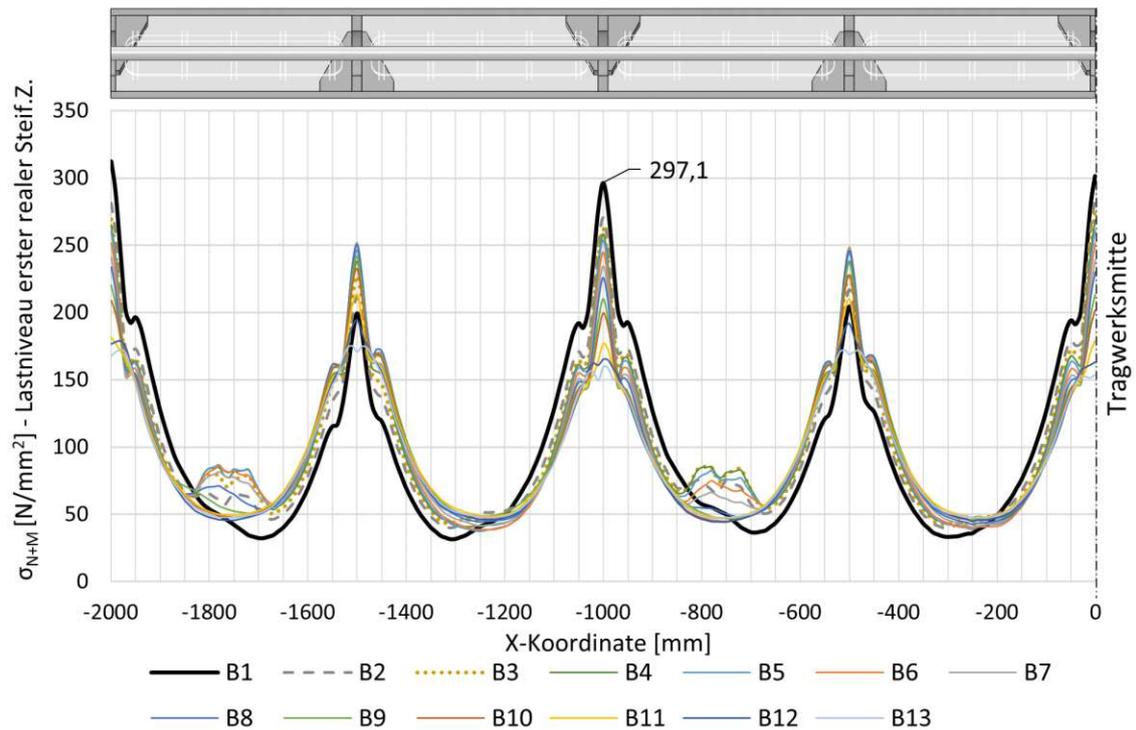


Abb. 5.92: Normalspannung aller Hauptbewehrungsstäbe über den Brückenausschnitt aus [24]

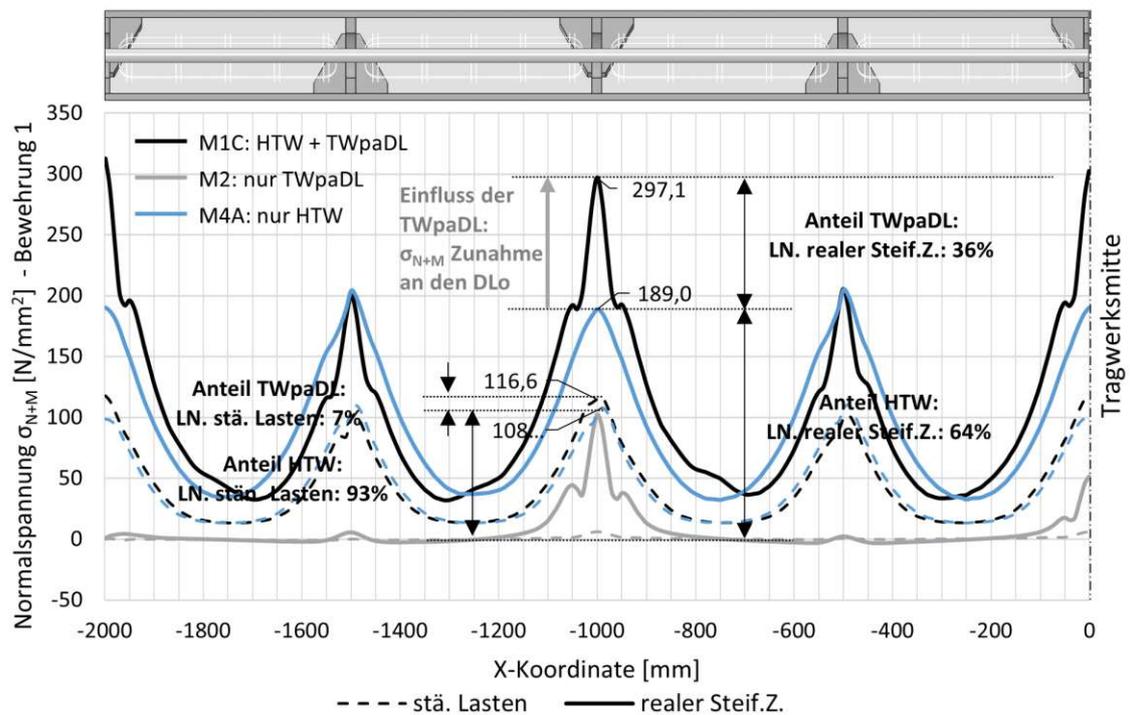


Abb. 5.93: Normalspannung des Bewehrungsstabes 1 über den Brückenausschnitt aus [24]

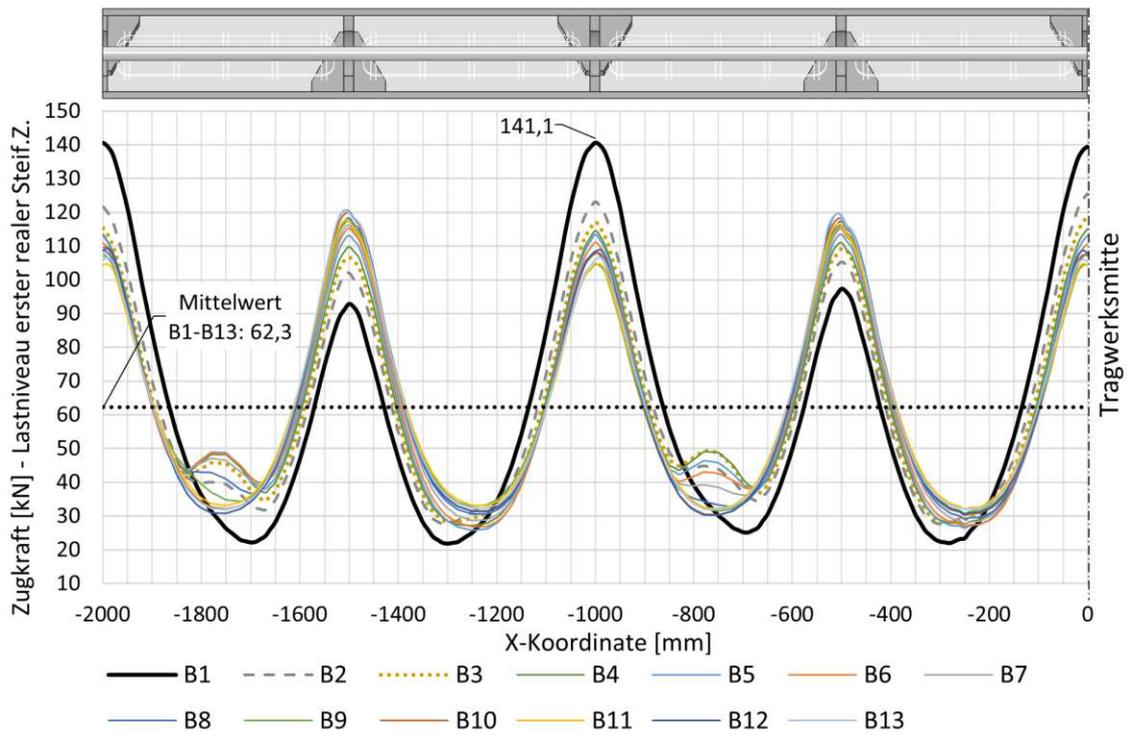


Abb. 5.94: Zugkraft aller Hauptbewehrungsstäbe über den Brückenausschnitt aus [24]

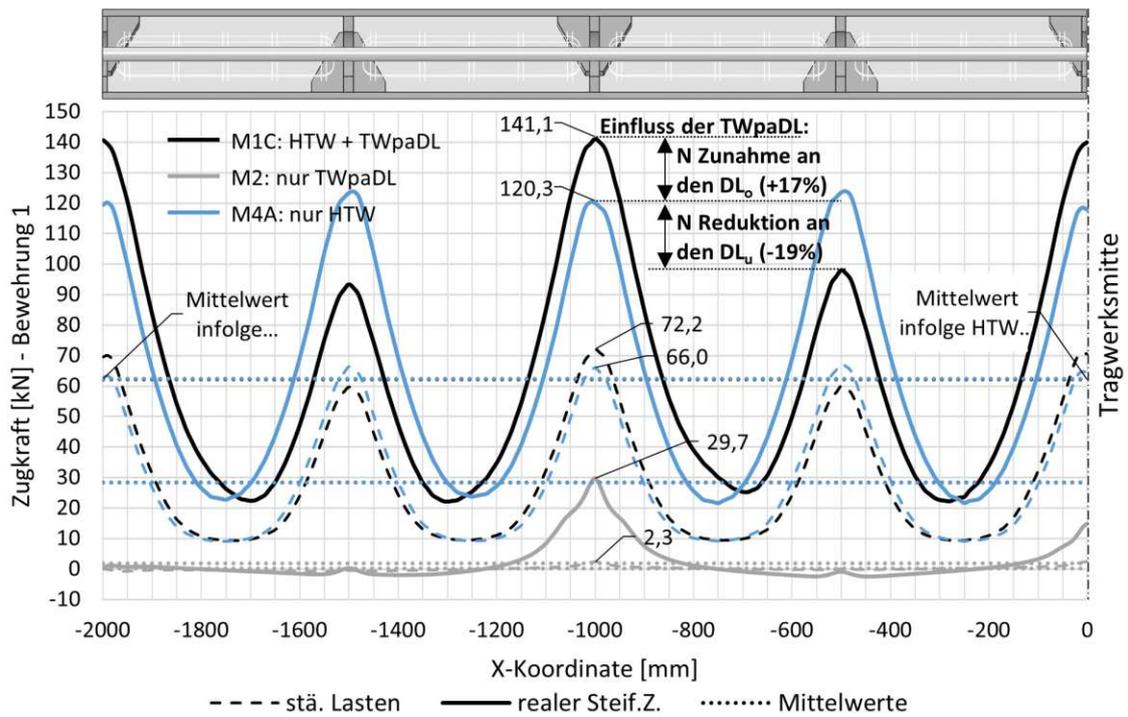


Abb. 5.95: Zugkraft des Bewehrungsstabes 1 über den Brückenausschnitt aus [24]

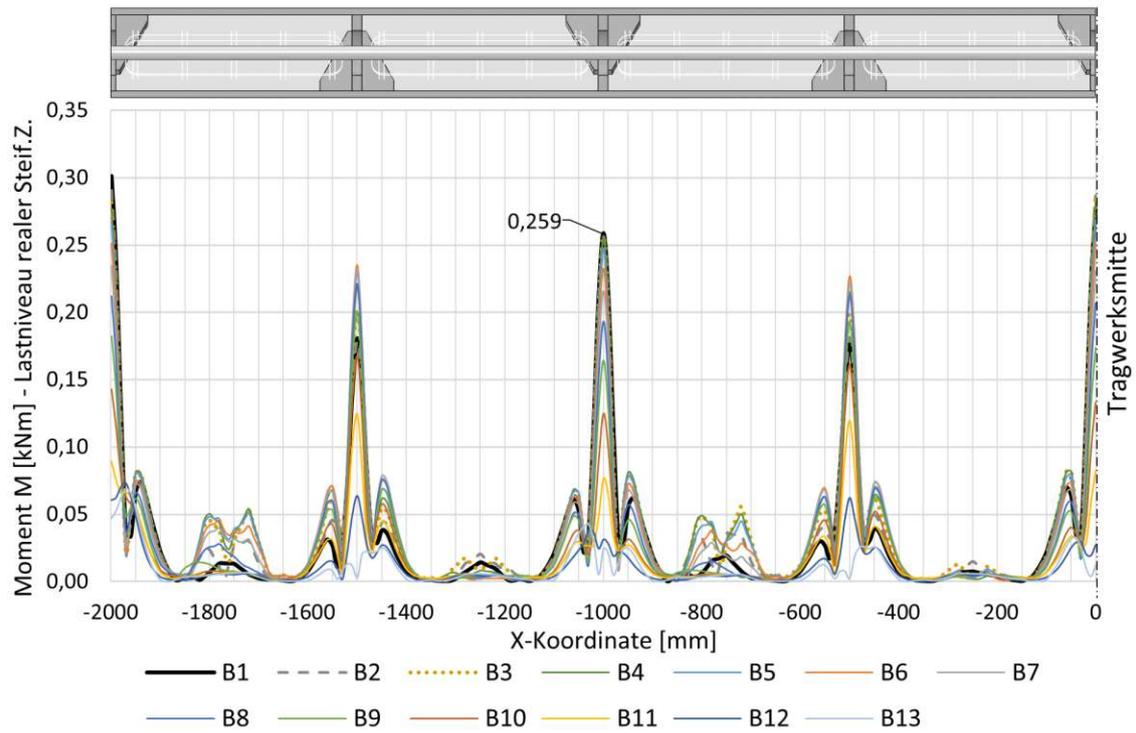


Abb. 5.96: Biegemoment aller Hauptbewehrungsstäbe über den Brückenausschnitt aus [24]

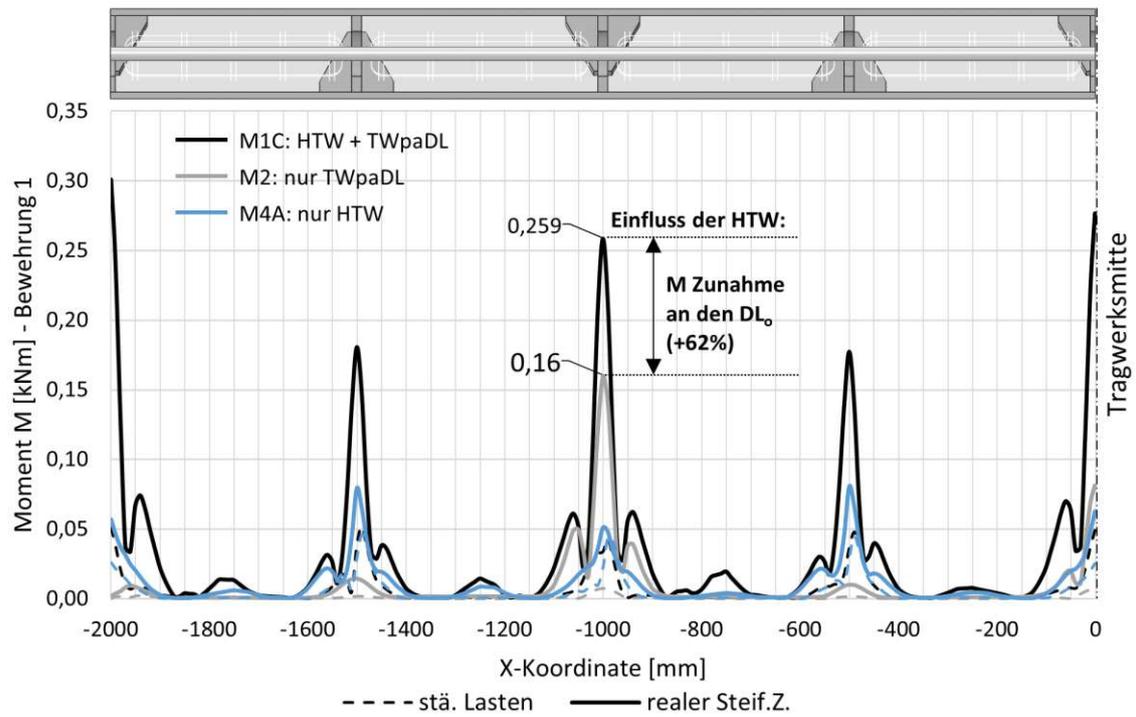


Abb. 5.97: Biegemoment des Bewehrungsstabes 1 über den Brückenausschnitt aus [24]

In den Abb. 5.98 bis 5.100 sind Ergebnisse von Voruntersuchungen zur oben angeführten Spannungsschwingbreitenermittlung angeführt. Es wurden hier vereinfachend die Spannungsschwingbreiten zwischen den Lastniveaus *realer Steifigkeitszustand* und *ständige Lasten* ($\Delta\sigma_{\text{reale Steif.}}$) in unterschiedlichen Modellen der Parameterstudie berechnet, ohne jegliche Berücksichtigung von Laststeigerungsfaktoren des Lastniveaus *FLS*. Diese Auswertungen haben dementsprechend nichts mit den ermüdungswirksamen Spannungsschwingbreiten zu tun. Sie dienen lediglich der Übersicht zwischen den Modellen und werden hier nur angeführt weil daraus folgende ergänzende Schlussfolgerungen getroffen werden können:

- An den Auswertungen der Modelle 2 und 4A kann bereits bei dieser Voruntersuchung die Tragwirkung parallel zu den Dübelleisten als hauptverantwortliche Tragwirkung zur Reduktion der Spannungsschwingbreiten zwischen Erst- und Zweitbelastung identifiziert werden (vgl. dazu die Reduktion der Spannungsschwingbreite während der Zweitbelastung des Modells 2 im Vergleich zum Modell 4A).
- Im Vergleich der Modelle 1A, 1B und 1C-Basis treten im Basismodell, wie zu erwarten war, die kleinsten Spannungsschwingbreiten auf.
- Modell 1C liefert, wie bereits bei den Dübel- und Bewehrungskräften, auch hier Ergebnisse die im Vergleich zu Modell 5 (*beam*-Elemente als Hauptbewehrung) auf der sicheren Seite liegen.
- Das Fehlen der Bügelbewehrung (Modell 7) hat keine großen Auswirkungen auf die Spannungsschwingbreite.

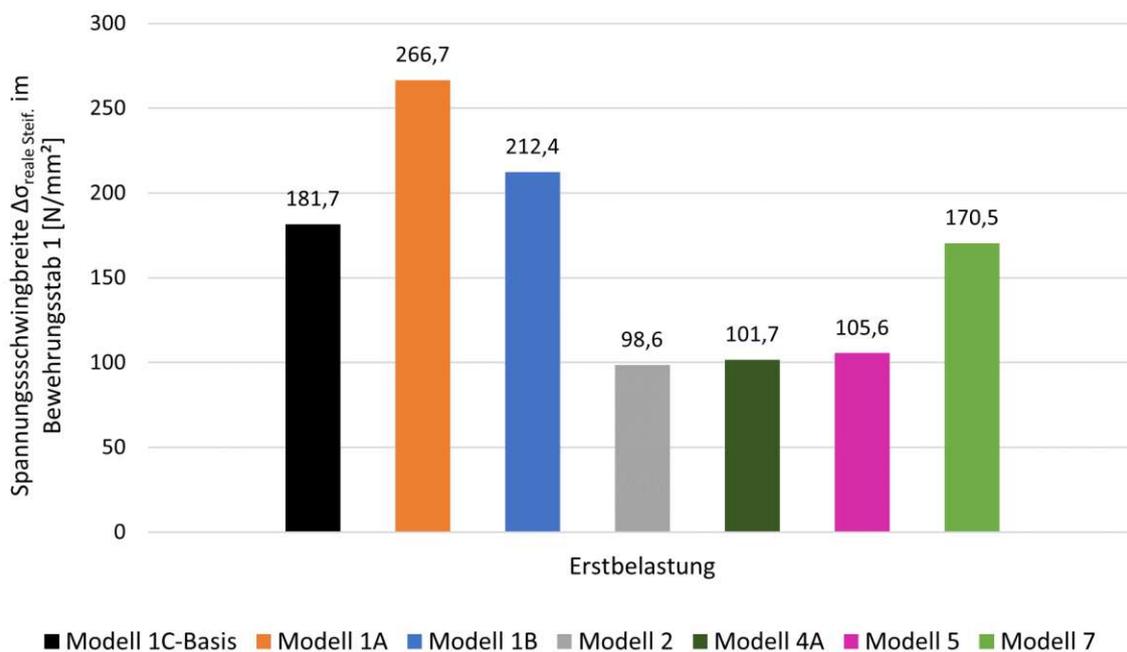


Abb. 5.98: Spannungsschwingbreiten $\Delta\sigma_{\text{reale Steif.}}$ während der Erstbelastung

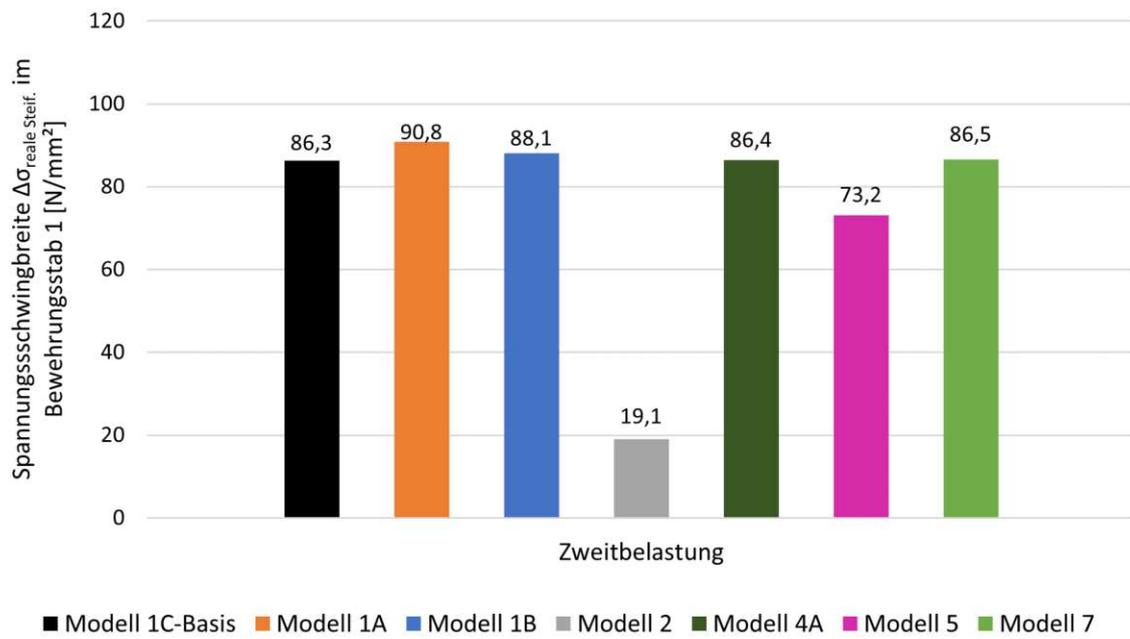


Abb. 5.99: Spannungsschwingbreiten $\Delta\sigma_{\text{reale Steif.}}$ während der Zweitbelastung

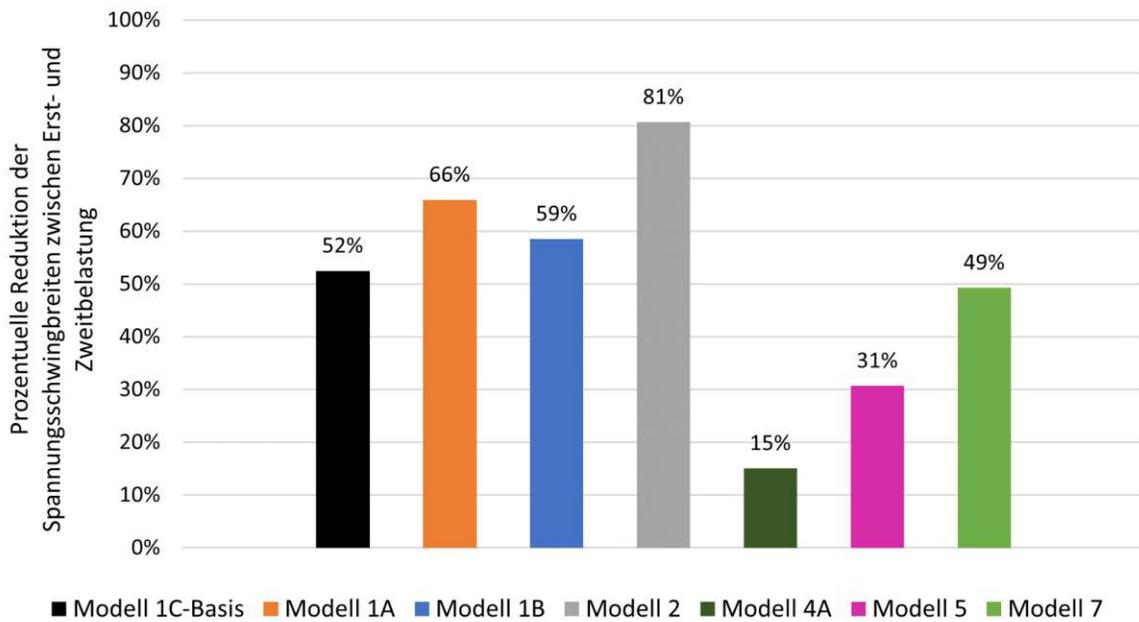


Abb. 5.100: Prozentuelle Reduktion der Spannungsschwingbreiten $\Delta\sigma_{\text{reale Steif.}}$ zwischen Erst- und Zweitbelastung

Kapitel 6

Zusammenfassung und Ausblick

6.1 Zusammenfassung

Im Rahmen dieser Diplomarbeit wurde die Quertragwirkung einer SCSC-Platte als Teil einer Trogbücke unter gleichzeitiger Berücksichtigung der Haupttragwirkung untersucht. Dabei wurde die aktuelle Ausführungsvariante des Übergangs der SCSC-Platte zum Hauptträgersteg vorgestellt, mit der die Vorteile früherer Ausführungsvarianten kombiniert werden sollen, ohne dabei deren Nachteile zu haben. Ein großer Teil dieser Diplomarbeit widmet sich der Dokumentation des aktuellen Wissensstandes zur SCSC-Platte. Dazu gehört die endgültige begriffliche Definition und konzeptionelle Abtrennung der einzelnen Tragwirkungen in: Haupttragwirkung, Tragwirkung parallel zu den Dübelleisten und Tragwirkung quer zu den Dübelleisten. Mit diesen Definitionen konnten die Einflüsse auf die Hauptbewehrung beschrieben und qualitativ den einzelnen Tragwirkungen zugeordnet werden. Das Konzept, die Einflüsse auf die Hauptbewehrung auf die einzelnen Tragwirkungen aufzuteilen, sollte sich im Laufe der Untersuchungen zur Ermittlung ermüdungswirksamer Spannungsschwingbreiten noch als sehr hilfreich herausstellen. Bevor allerdings mit Spannungsberechnungen begonnen werden kann, muss zunächst ein Finite-Elemente-Modell erstellt werden. Im Zuge der Erstellung des FE-Modells, in dieser Arbeit als *Quermodell* bezeichnet, wird der aktuelle Wissensstand bezüglich Materialeigenschaften, Geometrie, Randbedingungen, Belastung und Belastungsgeschichte dokumentiert. Wichtig ist hier zu erwähnen, dass das *Quermodell* ein 2,0 m Ausschnitt in Tragwerksmitte der gesamten Trogbücke ist. Es ist daher notwendig, geometrische und dynamische Randbedingungen an den Schnittufern des *Quermodells* zu definieren. Diese Randbedingungen wurden in dieser Diplomarbeit zum ersten Mal aus einem Modell entnommen, das ein Viertel der Trogbücke im FE-Programm *Abaqus* abbildet (als *Viertelbrückenmodell* bezeichnet). Es hat sich gezeigt, dass das *Viertelbrückenmodell* sehr gut mit dem *Quermodell* approximiert werden kann. Da der Fokus dieser Arbeit auf der Untersuchung der Quertragwirkung unter gleichzeitiger Berücksichtigung der Haupttragwirkung liegt, wurde der Definition des Betonmodells, und dabei vor allem den Eigenschaften des Betons unter Zugspannungen, bei der Erstellung des *Quermodells* besondere Aufmerksamkeit geschenkt. Im Zuge der Definition der Belastungsgeschichte wurde eine neues Lastniveau entwickelt. Die Idee dabei ist, einen realen Steifigkeitszustand zu simulieren, auf Grundlage dessen über Multiplikationsfaktoren ermüdungswirksame Spannungsschwingbreiten ermittelt werden können. Das Lastniveau *realer Steifigkeitszustand* ist notwendig, da normativ für die unterschiedlichen Querschnittsteile (und dementsprechend auch Tragwirkungen) unterschiedliche Laststeigerungsfaktoren für das Lastniveau *FLS* festgelegt sind. Eine Vereinheitlichung ist daher im Lastniveau *FLS* nicht möglich.

Im nächsten Abschnitt dieser Diplomarbeit wurde eine neue ingenieurmäßige Modellbildung zur Beschreibung der Tragwirkung parallel zu den Dübelleisten (Quertragwirkung) vorgestellt. Das komplexe Tragverhalten wurde dabei über eine Handvoll einfacher Tragwirkungen im ingenieurmäßigen Sinne ausreichend genau beschrieben. Auf Grundlage dieser Modellbildung sollen

Berechnungen in praxisnäheren FE-Programmen, wie zum Beispiel *RFEM*, möglich gemacht werden.

Das *Quermodell* wurde im letzten Abschnitt einer Parameterstudie unterzogen. Nachfolgend sind die wichtigsten daraus gewonnenen Erkenntnisse zusammengefasst:

- Hauptbewehrungsstäbe mit einem Durchmesser von 30 mm sind auf Grund der vorteilhafteren Ergebnisse bezüglich maximaler Spannung und Spannungsschwingbreiten im Vergleich zu Hauptbewehrungsstäben mit kleineren Durchmessern zu bevorzugen.
- Die Einflüsse auf die Hauptbewehrung zufolge der Tragwirkung parallel zu den Dübelleisten haben im Bereich der oben angeschweißten Dübelleisten eine zugkraftherhöhende Wirkung auf die Bewehrungsstäbe. Im Gegensatz dazu haben sie im Bereich der unten angeschweißten Dübelleisten eine zugkraftreduzierende Wirkung. Hauptverantwortlich für diese Zugkraftherhöhung bzw. -reduktion ist die so genannte Kammerverdrehung (Zugkräfte in den Bewehrungsstäben zur Aufrechterhaltung des Momentengleichgewichts in den Betonkammern).
- Die „Vorspannwirkung“ in Querrichtung zufolge behinderter Querstauchung des Baustahls (aus der Haupttragwirkung) hat einen positiven Einfluss auf die Dübelkräfte und die Durchbiegungen. Das ist bei der Herleitung von einfachen Ingenieurmodellen zu beachten.
- Die Modellierung der Hauptbewehrungsstäbe als eindimensionale *beam*-Elemente führt zu Ergebnissen, die im Vergleich zu Modellen mit dreidimensionalen *solid*-Elementen auf der unsicheren Seite liegen. Für weitere Forschungsarbeiten wird die Modellierung als *solid*-Elemente empfohlen.
- Bei den Auswertungen der Modelle ohne Haupt- bzw. Bügelbewehrung ergeben sich im Vergleich zum Basismodell unplausible Ergebnisse bezüglich der Durchbiegungslinien.
- Das Vorhandensein von Hauptbewehrungsstäben führt im Vergleich zu Modellen ohne Hauptbewehrungsstäben zu einer deutlichen Reduktion der Rissbreiten im Betonkern.
- Durch die Aufteilung der Beanspruchung der Hauptbewehrungsstäbe auf die Haupttragwirkung und die Tragwirkung parallel zu den Dübelleisten, ergeben sich für die ermüdungswirksamen Spannungsschwingbreiten Ausnutzungsgrade von 137% während der Erstbelastung und 46% während der Zweitbelastung. Würden die Spannungsschwingbreiten mit einem vereinfachenden Laststeigerungsfaktor auf der sicheren Seite bestimmt werden, würden sich deutlich ungünstigere Ausnutzungsgrade ergeben.
- Die kleineren ermüdungswirksamen Spannungsschwingbreiten in den Hauptbewehrungsstäben während der Zweitbelastungsphase sind auf bleibende Betonschädigungen während der Erstbelastungsphase zurückzuführen. Durch die Betonschädigungen ergeben sich während der Zweitbelastung im Unterlastniveau deutlich größere Beanspruchungen auf die Bewehrung als bei der Erstbelastung. Bei gleichbleibender Beanspruchung im Oberlastniveau führt das zu kleineren Spannungsschwingbreiten.
- Hauptverantwortlich für die Reduktion der Spannungsschwingbreiten während der Zweitbelastungsphase ist die Biegemomentenbeanspruchung. Da die Biegemomente in der Hauptbewehrung vor allem aus der Tragwirkung parallel zu den Dübelleisten folgen, kann diese Tragwirkung als hauptverantwortliche Tragwirkung für die Spannungsschwingbreitenreduktion zwischen Erst- und Zweitbelastung identifiziert werden.

6.2 Ausblick

In bisherigen Forschungsarbeiten wurden bei der Ermittlung der ermüdungswirksamen Spannungsschwingbreiten der Hauptbewehrung nie Ausnutzungsgrade unter 100% in Bezug auf die aufnehmbare Spannungsschwingbreite bei 2 Millionen Lastwechsel erreicht. Dass in dieser Diplomarbeit Ausnutzungsgrade unter 100% erreicht werden konnten, liegt unter anderem an der Berücksichtigung einer Ent- und Wiederbelastungsphase bzw. der damit einhergehenden Berücksichtigung eines vorbeschädigten Betonkerns. Wie sich im Zuge dieser Diplomarbeit herausgestellt hat, sind diese Vorschädigungen im Betonkern maßgeblich für die Reduktion der Spannungsschwingbreiten der Hauptbewehrung während der Zweitbelastungsphase verantwortlich. Dabei wurde aber vorausgesetzt, dass mit dem hier verwendeten Betonmodell der zweite bis zweimillionste Lastwechsel beschrieben werden kann. Um einschätzen zu können, ob die Ergebnisse der Spannungsschwingbreitenberechnung glaubwürdig sind oder nicht, muss versuchstechnisch untersucht werden, ob das hier verwendete Betonmodell in der Lage ist, mit einer Ent- und Wiederbelastung 2 Millionen Lastwechsel ausreichend genau abzubilden.

Um die Kraftflüsse innerhalb der SCSC-Platte noch besser verstehen zu können, wäre eine genauere Untersuchung bzw. Beschreibung der Tragwirkung quer zu den Dübelleisten sinnvoll. Die TW queDL wurde in dieser Diplomarbeit nur am Rand erwähnt und nicht in den Berechnungen berücksichtigt. Mit einer genaueren Beschreibung der TW queDL ist auch eine genauere Beschreibung der Einflüsse auf die Hauptbewehrung denkbar, in der auch quantitative Aussagen getroffen werden könnten. Das wiederum würde eine noch genauere Beanspruchungsaufteilung für die Ermittlung der ermüdungswirksamen Spannungsschwingbreiten der Hauptbewehrungsstäbe zulassen.

Auf Basis der hier vorgestellten Methode zur Ermittlung von ermüdungswirksamen Spannungsschwingbreiten sollten auch die übrigen ermüdungskritischen Bereiche der SCSC-Platte (z. B. Dübelleisten) untersucht werden. Ein weiterer Schritt sind Ermüdungsnachweise der Schweißnähte (z. B. im Bereich der Dübelleisten oder im Randbereich) auf Grundlage des Strukturspannungskonzeptes. Dafür ist aber eine deutlich feinere Diskretisierung in den zu untersuchenden Bereichen notwendig, die zum Beispiel über sogenannte *submodels* in *Abaqus* realisiert werden könnte.

Die in dieser Diplomarbeit präsentierte ingenieurmäßige Modellbildung für die Tragwirkung parallel zu den Dübelleisten soll die Grundlage für eine Modellierung in praxisnäheren FE-Programmen, wie z. B. *RFEM*, bilden. Wie die Modellierung in den handlicheren FE-Programmen genau vorzunehmen ist, um ähnliche Ergebnisse (auf Spannungsebene) auf der sicheren Seite im Vergleich zu den *Abaqus*-Berechnungen zu erhalten, muss noch in zukünftigen Forschungsarbeiten untersucht werden.

Am Anfang dieser Diplomarbeit wurde eine neue Ausführungsvariante des Übergangs zwischen SCSC-Platte und Hauptträgersteg vorgestellt, die die Vorteile früherer Ausführungsvarianten kombinieren soll ohne dabei deren Nachteile zu haben. Diese Annahmen wurden allerdings im Rahmen dieser Diplomarbeit nie überprüft, da die ingenieurmäßigen Überlegungen zu diesem Thema als ausreichend empfunden wurden. Es wäre allerdings dennoch sinnvoll, eine Optimierung des Randbereichs bezüglich der Geometrie und Schweißnahtdicken durchzuführen, bevor die SCSC-Platte als Teil einer Trogbrücke realisiert wird. Dazu zählt auch die Beantwortung der Frage, ob bei der aktuellen Ausführungsvariante Spannungsspitzen im Randbereich entstehen oder nicht.

Da bei der Auswertung der Parameterstudienmodelle ohne Haupt- bzw. Bügelbewehrung unplausible Ergebnisse bezüglich den Durchbiegungslinien entstehen, sollten diese Modelle noch einmal genauer untersucht werden.

Literatur

- [1] *Abaqus Analysis User's Guide*. 2014.
- [2] *Dassault Systèmes Simulia Corporation. Abaqus CAE 2019*. 2019.
- [3] *Dlubal Software GmbH. RFEM 5.25*. 2020.
- [4] P. Egly. „Untersuchungen zur Quertragwirkung der SCSC-Platte als Fahrbahndeck einer Trogbrücke“. Magisterarb. Institut für Tragkonstruktionen-Forschungsbereich Stahlbau, Technische Universität Wien, 2022.
- [5] *Eurocode 1 - Einwirkungen auf Tragwerke Teil 2: Verkehrslasten auf Brücken*. Austrian Standards.
- [6] *Eurocode 1: Einwirkung auf Tragwerke — Teil 1-1: Allgemeine Einwirkungen - Wichten, Eigengewicht und Nutzlasten im Hochbau*. Austrian Standards.
- [7] *Eurocode 1: Einwirkung auf Tragwerke — Teil 2: Verkehrslasten auf Brücken*. Austrian Standards, 2012.
- [8] *Eurocode 2: Bemessung und Konstruktion von Stahlbeton und Spannbetontragwerken — Teil 1-1: Allgemeine Bemessungsregeln und Regeln für den Hochbau*. Austrian Standards.
- [9] *Eurocode 3: Bemessung und Konstruktion von Stahlbauten — Teil 1-9: Ermüdung*. Austrian Standards, 2013.
- [10] *Eurocode 3: Bemessung und Konstruktion von Stahlbauten — Teil 2: Stahlbrücken*. Austrian Standards.
- [11] J. Fink. „Gedanken zur alternativen Ausbildung des Randbereichs einer SCSC-Platte als Teil einer Trogbrücke“.
- [12] T. Hasenbichler und A. Hestmann. „Längstragwirkung der SCSC-Platte“. Magisterarb. Institut für Tragkonstruktionen-Forschungsbereich Stahlbau, Technische Universität Wien, 2021.
- [13] P. Herrmann. „Tragfunktionsanalyse und rechnerische Modellbildung einer neuartigen Sandwich-Verbundplatte (SCSC-Platte) als Fahrbahndeck für Eisenbahnbrücken“. Diss. Institut für Tragkonstruktionen - Forschungsbereich Stahlbau, Technische Universität Wien, 2013.
- [14] G. Holyevác. „FE-Untersuchungen der Auswirkungen der Haupttragwirkung auf die SCSC-Platte als Fahrbahnplatte einer Trogbrücke anhand von Biaxialversuchen“. Magisterarb. Institut für Tragkonstruktionen-Forschungsbereich Stahlbau, Technische Universität Wien, 2021.
- [15] L. Kneidinger. „Entwicklung einer ingenieurpraktikablen Modellierung der SCSC-Platte als Fahrbahnelement einer Trogbrücke mittels RFEM“. Magisterarb. Institut für Tragkonstruktionen-Forschungsbereich Stahlbau, Technische Universität Wien, 2022.
- [16] P. Natário, N. Silvestre und D. Camotim. „Web crippling failure using quasi-static FE models“. In: *Thin-Walled Structures* 84 (2014), S. 34–49.
- [17] *Nemetschek Group. Allplan 2021*.

- [18] B. Palotás. „The load-bearing behaviour of the steel-concrete-steel composite (SCSC) plate“. Diss. Institut für Tragkonstruktionen - Forschungsbereich Stahlbau, Technische Universität Wien, 2021.
- [19] *Pontifex Server*; www.tuwien.at/cee/tragkonstruktionen/stahl.
- [20] T. Simandl. „Nutzungsdauern von Eisenbahnbrücken“. Diss. Technische Universität Wien, 2011.
- [21] M. Steurer und J. Fink. „Weiterführende Forschungen zur neuartigen Sandwich Verbundplatte als Fahrbahnplatte für Eisenbahnbrücken – SCSC-Platte“. In: *Österreichische Forschungsförderungsgesellschaft mbH* (2017), S. 135.
- [22] M. Steurer, T. Petraschek und J. Fink. „Development of an innovative sandwich plate for through-type railway bridges. Extremely slender deck slab structure in steel-concrete composite design with cellular longitudinal shear connectors“. In: *Steel Construction* 9.3 (2016), S. 184–190.
- [23] P. Takács. „Analyse des Ermüdungsverhaltens der SCSC-Platte“. Diss. Institut für Tragkonstruktionen - Forschungsbereich Stahlbau, Technische Universität Wien, 2018.
- [24] P. Takács und G. Holyevác. „Unveröffentlichte Untersuchungen, Institut für Tragkonstruktionen-Forschungsbereich Stahlbau, Technische Universität Wien“. 2023.
- [25] *Vienna Scientific Cluster, VSC-5*; www.vsc.ac.at/home/.
- [26] www.concretedamageplasticity.com.
- [27] L. B. Yan, B. Han, L. Fan und X. Li. „Fatigue damage of PBH shear connector of steel-concrete composite structure“. In: *Engineering Structures* 213 (2020).

Anhang A

Anhang

Tab. A.1: Biegemomentenanteile der einzelnen Tragwirkungen (pro Einheitselement) im Modell 2

Tragwirkung	Hebelarm [m]	Horizontalkraft [kN/m]	Biegemoment [kNm/m]	Anteil am Gesamtbiegemoment [–]
$M_{DL,oben}$	0,17	240	40,9	20%
M_{DD}	0,17	285	48,4	23%
$M_{DL,unten}$	0,12	252	30,2	15%
M_{StB}	0,08	267	21,4	10%
M_{Bogen}	0,12	6	0,7	0,4%
M_{Rand}	0,17	137	23,3	11%
$M_{T-QS,u}$	–	–	15,7	8%
$M_{T-QS,o}$	–	–	17,2	8%
$M_{StB,D}$	–	–	8,7	4%
$M_{StB,Z}$	–	–	0,0	0,0%
		Σ	206,6	100%

Tab. A.2: Biegemomentenanteile der einzelnen Tragwirkungen (pro Einheitselement) im Modell 6

Tragwirkung	Hebelarm [m]	Horizontalkraft [kN/m]	Biegemoment [kNm/m]	Anteil am Gesamtbiegemoment [–]
$M_{DL,oben}$	0,17	290	49,3	24%
M_{DD}	0,17	61	10,4	5%
$M_{DL,unten}$	0,12	334	40,0	19%
M_{StB}	0,08	225	18,0	9%
M_{Bogen}	0,12	120	14,4	7%
M_{Rand}	0,17	176	30,0	14%
$M_{T-QS,u}$	–	–	21,4	10%
$M_{T-QS,o}$	–	–	13,4	6%
$M_{StB,D}$	–	–	8,9	4%
$M_{StB,Z}$	–	–	1,9	1%
		Σ	207,8	100%

Tab. A.3: Biegemomentenanteile der einzelnen Tragwirkungen (pro Einheitsselement) im Modell 7

Tragwirkung	Hebelarm [m]	Horizontalkraft [kN/m]	Biegemoment [kNm/m]	Anteil am Gesamtbiegemoment [–]
$M_{DL,oben}$	0,17	409	69,5	33%
M_{DD}	0,17	34	5,7	3%
$M_{DL,unten}$	0,12	421	50,5	24%
M_{StB}	0,08	145	11,6	6%
M_{Bogen}	0,12	11	1,3	1%
M_{Rand}	0,17	156	26,6	13%
$M_{T-QS,u}$	–	–	19,8	10%
$M_{T-QS,o}$	–	–	14,1	7%
$M_{StB,D}$	–	–	7,3	4%
$M_{StB,Z}$	–	–	1,8	1%
		Σ	208,3	100%

Tab. A.4: Biegemomentenanteile der einzelnen Tragwirkungen (pro Einheitsselement) im Modell 8

Tragwirkung	Hebelarm [m]	Horizontalkraft [kN/m]	Biegemoment [kNm/m]	Anteil am Gesamtbiegemoment [–]
$M_{DL,oben}$	0,17	300	51,0	25%
M_{DD}	0,17	60	10,2	5%
$M_{DL,unten}$	0,12	389	46,6	22%
M_{StB}	0,08	123	9,8	5%
M_{Bogen}	0,12	109	13,1	6%
M_{Rand}	0,17	181	30,8	15%
$M_{T-QS,u}$	–	–	22,5	11%
$M_{T-QS,o}$	–	–	14,7	7%
$M_{StB,D}$	–	–	6,0	3%
$M_{StB,Z}$	–	–	3,3	2%
		Σ	208,0	100%

Tab. A.5: Spannungsschwingbreiten zufolge der Normalkräfte

Erstbelastung					
Bew.	$\Delta N_{FLS,HTW}$ [kN]	$\Delta N_{FLS,TW_{paDL}}$ [kN]	$\Delta \sigma_{N,FLS,HTW}$ [N/mm ²]	$\Delta \sigma_{N,FLS,TW_{paDL}}$ [N/mm ²]	$\Delta \sigma_{N,FLS}$ [N/mm ²]
1	28,98	17,88	41,00	25,30	66,30
2	28,41	2,95	40,19	4,18	44,36
3	28,27	-1,69	40,00	-2,39	37,61
4	28,18	-3,35	39,87	-4,75	35,13
5	28,25	-4,45	39,97	-6,30	33,67
6	27,99	-6,17	39,60	-8,72	30,87
7	27,56	-8,63	38,99	-12,21	26,78
8	27,26	-7,64	38,57	-10,81	27,76
9	27,46	-12,16	38,84	-17,20	21,64
10	27,42	-8,41	38,79	-11,90	26,89
11	27,48	-12,70	38,88	-17,96	20,92
12	27,26	-7,54	38,57	-10,67	27,89
13	27,36	-11,16	38,71	-15,78	22,93

Zweitbelastung					
Bew.	$\Delta N_{FLS,HTW}$ [kN]	$\Delta N_{FLS,TW_{paDL}}$ [kN]	$\Delta \sigma_{N,FLS,HTW}$ [N/mm ²]	$\Delta \sigma_{N,FLS,TW_{paDL}}$ [N/mm ²]	$\Delta \sigma_{N,FLS}$ [N/mm ²]
1	26,35	5,23	37,27	7,40	44,67
2	25,79	3,35	36,49	4,74	41,23
3	25,98	2,91	36,75	4,12	40,87
4	26,09	2,82	36,91	3,98	40,89
5	26,09	2,53	36,92	3,58	40,50
6	26,13	1,83	36,96	2,58	39,55
7	26,18	1,03	37,04	1,45	38,49
8	26,21	0,57	37,08	0,81	37,88
9	26,22	-0,43	37,10	-0,60	36,49
10	26,21	-0,59	37,08	-0,84	36,25
11	26,17	-1,13	37,02	-1,59	35,43
12	26,23	-1,38	37,10	-1,95	35,15
13	26,16	-1,70	37,00	-2,40	34,60

Tab. A.6: Spannungsschwingbreiten zufolge der Biegemomente

Erstbelastung					
Bew.	$\Delta M_{FLS,HTW}$ [kNm]	$\Delta M_{FLS,TW_{paDL}}$ [kNm]	$\Delta \sigma_{M,FLS,HTW}$ [N/mm ²]	$\Delta \sigma_{M,FLS,TW_{paDL}}$ [N/mm ²]	$\Delta \sigma_{M,FLS}$ [N/mm ²]
1	0,015	0,235	5,83	88,77	94,60
2	0,012	0,230	4,64	86,68	91,32
3	0,011	0,227	4,19	85,68	89,87
4	0,010	0,227	3,81	85,52	89,32
5	0,010	0,220	3,60	82,94	86,54
6	0,008	0,208	3,20	78,65	81,85
7	0,003	0,208	0,98	78,43	79,41
8	0,000	0,194	0,07	73,35	73,43
9	0,000	0,170	0,00	64,13	64,13
10	0,000	0,134	0,00	50,39	50,39
11	0,000	0,083	0,00	31,31	31,31
12	0,000	0,034	0,00	12,76	12,76
13	0,000	0,026	0,00	9,75	9,75

Zweitbelastung					
Bew.	$\Delta M_{FLS,HTW}$ [kNm]	$\Delta M_{FLS,TW_{paDL}}$ [kNm]	$\Delta \sigma_{M,FLS,HTW}$ [N/mm ²]	$\Delta \sigma_{M,FLS,TW_{paDL}}$ [N/mm ²]	$\Delta \sigma_{M,FLS}$ [N/mm ²]
1	0,000	0,024	0,00	8,96	8,96
2	0,001	0,020	0,43	7,39	7,81
3	0,001	0,019	0,43	7,30	7,72
4	0,001	0,020	0,30	7,50	7,81
5	0,000	0,020	0,18	7,52	7,70
6	0,001	0,017	0,31	6,47	6,77
7	0,000	0,016	0,05	5,96	6,01
8	0,000	0,014	0,00	5,44	5,44
9	0,000	0,010	0,00	3,81	3,81
10	0,000	0,007	0,00	2,46	2,46
11	0,000	0,000	0,00	0,00	0,00
12	0,000	0,000	0,00	0,00	0,00
13	0,000	0,000	0,00	0,00	0,00

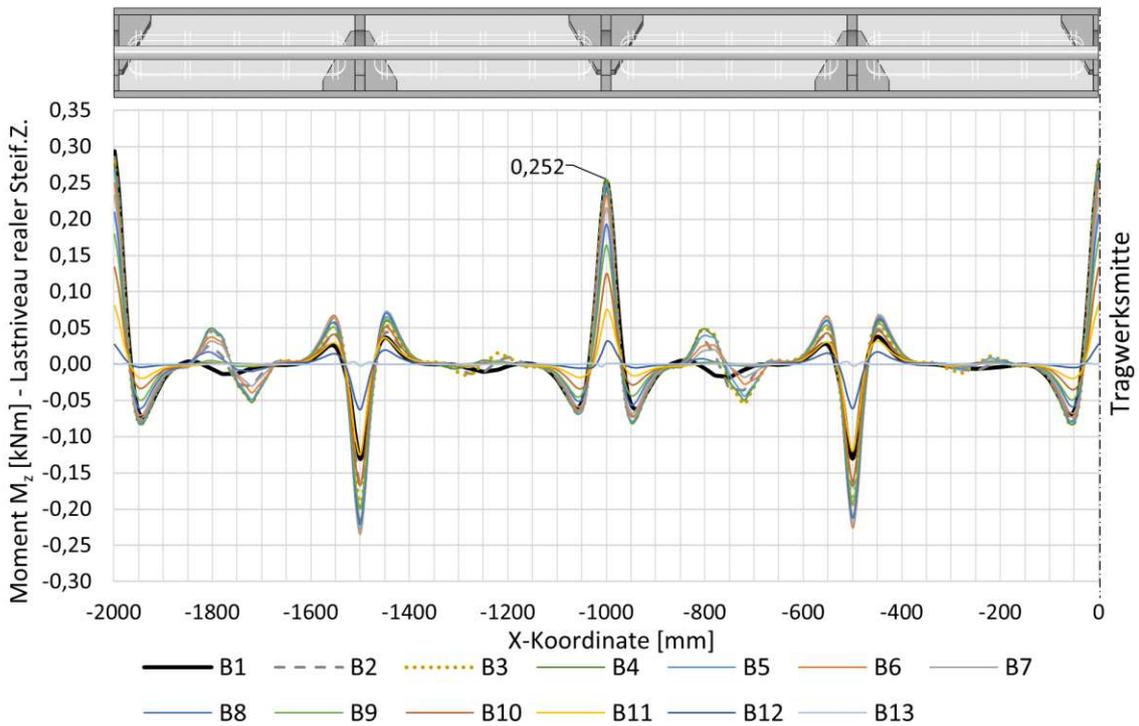


Abb. A.1: Biegemoment M_z aller Hauptbewehrungsstäbe über den Brückenausschnitt aus [24]

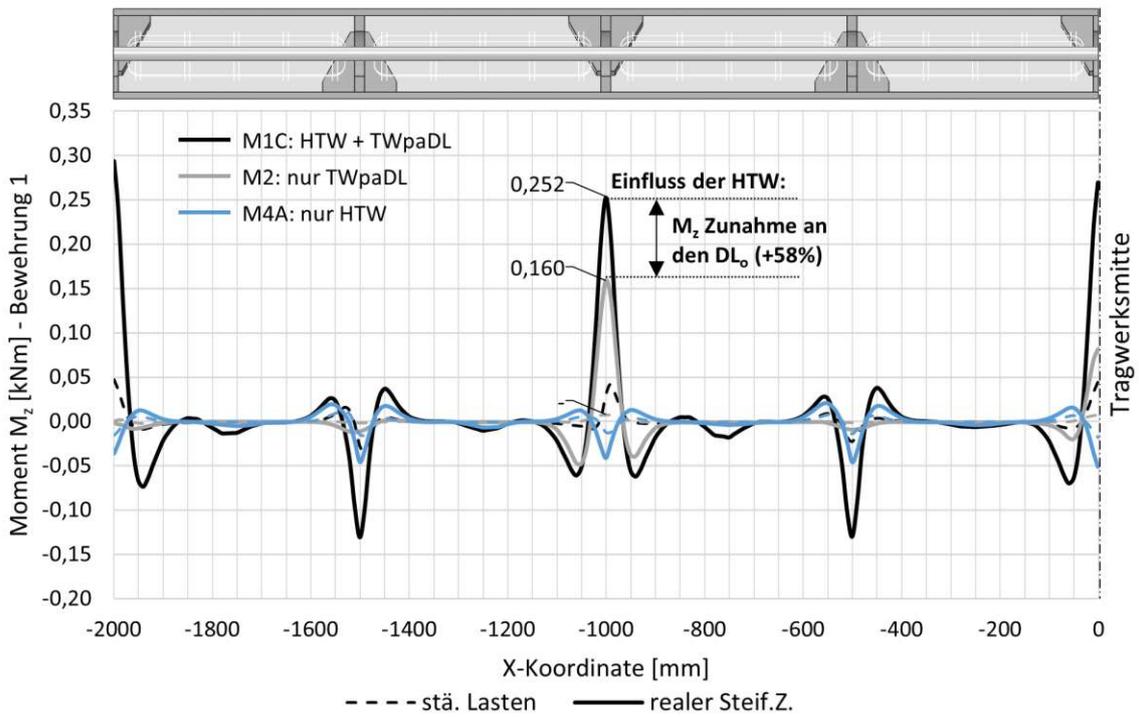


Abb. A.2: Biegemoment M_z des Bewehrungsstabes 1 über den Brückenausschnitt aus [24]

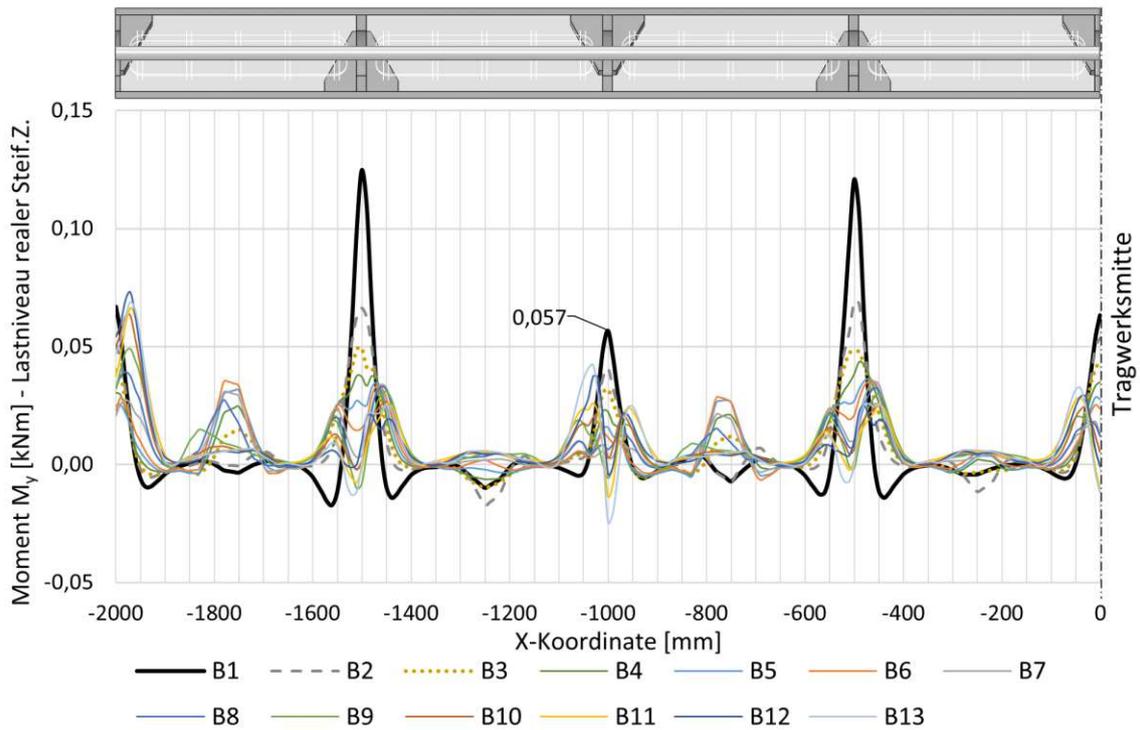


Abb. A.3: Biegemoment M_y aller Hauptbewehrungsstäbe über den Brückenausschnitt aus [24]

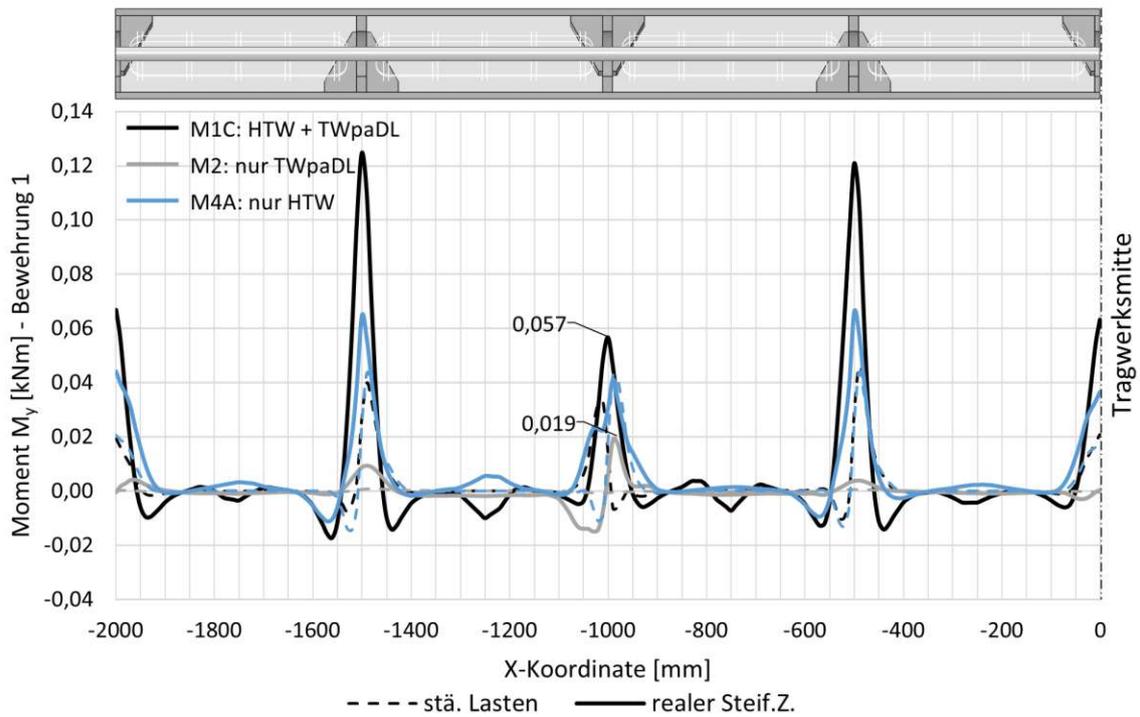


Abb. A.4: Biegemoment M_y des Bewehrungsstabes 1 über den Brückenausschnitt aus [24]