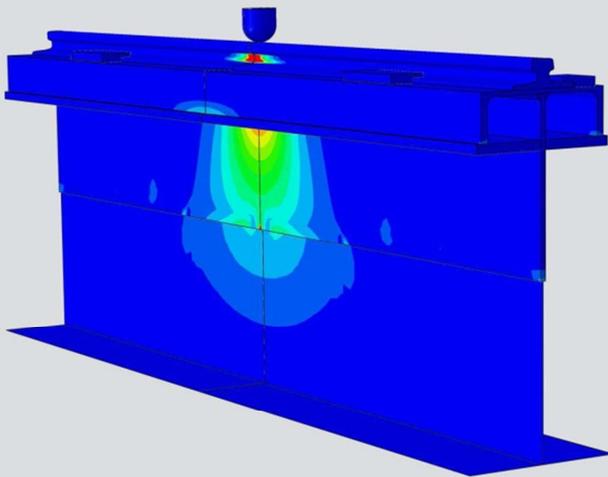


Lokales Tragverhalten von Kranbahnträgern mit Torsionskasten als Obergurt: Laborversuch und numerische Berechnungen



D-5-78/2019

Kiem Franz
Institut für Stahlbau
Technische Universität Graz

Lokales Tragverhalten von Kranbahnträgern mit Torsionskasten als Obergurt: Laborversuch und numerische Berechnungen

Masterarbeit

Zur Erlangung des akademischen Grades

Diplom-Ingenieur (Dipl.-Ing.)

Masterstudium Bauingenieurwissenschaften – Konstruktiver Ingenieurbau

Eingereicht an der

Technischen Universität Graz

Fakultät für Bauingenieurwissenschaften – Institut für Stahlbau

Betreuer

Univ.-Prof. Dipl.-Ing. Dr. techn. Harald Unterwiesing

Ass. Prof. Dipl.-Ing. Dr. techn. Markus Kettler

Verfasser

Franz Kiem, BSc

Graz, 2019

Eidesstattliche Erklärung

Ich erkläre an Eides statt, dass ich die vorliegende Arbeit selbstständig verfasst und keine anderen als die angegebenen Quellen / Hilfsmittel benutzt habe. Unter den angeführten Quellen habe ich die wörtlich und inhaltlich entnommenen Stellen als solche kenntlich gemacht. Das in TUGRAZonline hochgeladene Textdokument ist mit der vorliegenden Masterarbeit ident.

Statutory declaration

I declare that I have authored this thesis independently, that I have not used other than the declared sources / resources, and that I have explicitly marked all material which has been quoted either literally or by content from the sources used. The text document uploaded to TUGRAZonline is identical to the present master's thesis.

Datum / date

Unterschrift / signature

Danksagung

An dieser Stelle möchte ich mich bei allen bedanken, die mich während der Anfertigung dieser Masterarbeit sowie der gesamten Studienzeit unterstützt und motiviert haben.

Ich möchte mich bei Herrn Univ.-Prof. Dipl.-Ing. Dr. techn. Harald Unterweger für die Möglichkeit bedanken, meine Masterarbeit am Institut für Stahlbau schreiben zu dürfen.

Besonderer Dank gilt Herrn Ass. Prof. Dipl.-Ing. Dr. techn. Markus Kettler, der mir von Anfang an mit Rat und Tat zur Seite gestanden ist und mich dadurch im Verfassen dieser Arbeit sehr unterstützt hat.

Abschließend möchte ich mich bei meinen Eltern bedanken, die mir mein Studium durch ihre Unterstützung ermöglicht haben und stets ein offenes Ohr für mich hatten.

Kurzfassung

Diese Masterarbeit beschäftigt sich mit den lokalen Spannungen im Steg eines Kranbahnträgers mit Torsionskasten als Obergurt. Zu diesem Kranbahnträger werden numerische Berechnungen durchgeführt, um den Einfluss verschiedener Bauelemente und vor allem die Wirkung des Torsionskastens auf die Spannungen im Steg zu untersuchen.

Weiters wird im Zuge dieser Arbeit ein Laborversuch am realen Kranbahnträger durchgeführt, um die Dehnungen im Steg bei zentrischer und exzentrischer Belastung zu untersuchen.

Da im Eurocode EN 1993-6 lediglich der Kranbahnträger in Form eines I-Trägers behandelt wird, wird ein Bemessungsvorschlag für zwei mögliche Querschnittsformen (Torsionskasten als Obergurt und I-Träger mit Stegstreben) entwickelt, welcher es ermöglicht die Biegespannungen im Steg, mithilfe einer einfachen Gleichung sowie der Verwendung eines einfachen Stabmodells, zu berechnen.

Abstract

This Master thesis investigates the local stresses in the web of a crane girder with a torsion box as top chord. For this crane girder numerical calculations are performed to investigate the influence of different components and especially the effect of the torsion box on the stresses in the web.

During this work, a laboratory test will be carried out on the real crane girder to investigate the strain in the web under centric and eccentric loading.

Since Eurocode EN 1993-6 deals only with the crane girder in the form of an I-Beam, a proposal is developed for two possible cross-sectional shapes (torsion box as top chord and I-beam with web struts), which makes it possible to calculate the bending stresses in the web with the aid of a simple equation and the use of a simple beam model.

Inhaltsverzeichnis

1. Einführung und Inhalte der Arbeit	1
1.1. Vorbemerkung	1
1.2. Aufgabenstellung und Zielsetzung	1
1.3. Geometrie des Kranbahnträgers	1
1.4. Berechnung nach Norm	2
1.5. Numerische Berechnungen	2
1.6. Laborversuche	3
1.7. Bemessungsmodell	3
2. Berechnungen der lokalen Spannungen im Steg.....	5
2.1. Lokale vertikale Druckspannungen.....	5
2.1.1. Grundlagen zur Berechnung der lokalen vertikalen Druckspannungen	5
2.1.2. Berechnung der lokalen vertikalen Druckspannungen an der neuwertigen Schiene	10
2.1.3. Berechnung der lokalen vertikalen Druckspannungen an der abgenutzten Schiene (12,5 %)	12
2.2. Lokale Biegespannungen im Steg infolge exzentrischer Radlasten	14
2.2.1. Grundlagen zur Berechnung der lokalen Biegespannungen.....	14
2.2.2. Berechnung der lokalen Biegespannungen: Annäherung I-Träger	16
2.2.3. Berechnung der lokalen Biegespannungen: Annäherung Hohlkasten.....	18
2.2.4. Vergleich der vereinfachten Berechnungen der lokalen Biegespannung....	20
3. Numerische Vorstudie	21
3.1. Finite-Elemente-Modell.....	21
3.2. Vergleich zwischen Kranrad und Laststempel.....	25
3.3. Einfluss der Schienenklemmen auf die Spannungen im Steg.....	27
3.4. Einfluss der horizontalen Verstärkungsbleche auf die Spannungen im Steg.....	32
3.4.1. Zentrische Belastung	32
3.4.2. Exzentrische Belastung.....	33
4. Numerische Berechnung des Versuchsträgers	37
4.1. FE-Modellvergleich	37
4.2. FE-Modell 0.....	38
4.3. FE-Modell 1 - Abgenutzte Schiene.....	44

4.4.	FE-Modell 2 - zusätzliche Schweißnaht	49
4.5.	FE-Modell 3 - zusätzlicher Spalt über Steg	53
4.6.	Öffnungen in den Verstärkungsblechen für den Laborversuch	57
5.	Laborversuch	65
5.1.	Versuchsvorbereitung.....	65
5.2.	Versuchskonzept.....	66
5.3.	Versuchsdurchführung	67
5.3.1.	Lastposition I.....	67
5.3.2.	Lastposition II.....	69
5.4.	Darstellung der Versuchsergebnisse	69
5.4.1.	Vergleich zwischen Kranrad und Laststempel.....	70
5.4.2.	Messdaten am Steg des Kranbahnträgers.....	73
5.4.3.	Messdaten an der Schiene des Kranbahnträgers (DMS 1,2,9,10).....	75
5.4.4.	Vergleich zwischen Versuch, FE-Berechnungen und Norm	78
6.	Bemessungsmodell – lokale Stegbiegespannungen.....	87
6.1.	Bemessungsmodell 1	87
6.1.1.	Parameterstudie zum Hohlkastenverhalten	88
6.1.2.	Anwendung des Bemessungsmodell 1 auf den Kranbahnträger	95
6.2.	Bemessungsmodell 2	97
6.2.1.	Parameterstudie zum Verhalten mit Schrägsteifen	99
7.	Zusammenfassung und Ausblick.....	105
7.1.	Zusammenfassung	105
7.2.	Ausblick.....	107
8.	Literaturverzeichnis	109

1

1. Einführung und Inhalte der Arbeit

1.1. Vorbemerkung

Krananlagen bestehen meistens aus Kranbahnen und Kranen welche, in gewerblich genutzten Betrieben, vor allem dem Transport von schweren Gegenständen dienen. Der Kran verkehrt dabei auf einer Schiene, die auf einer Kranbahn befestigt ist, wobei die Kranbahn selbst meist auf Stützen gelagert wird. Durch verschiedenste Verwendungsbereiche gibt es eine Vielzahl an unterschiedlichen Kranbahntypen und Sonderbauten, welche je nach Geometrie und Verbindungstechnik unterschiedlichen Beanspruchungen ausgesetzt sind.

In dieser Arbeit wird ein Kranbahnträger, der nach jahrelanger Verwendung in der Industrie ersetzt wurde, anhand von Laborversuchen und numerischen Berechnungen untersucht.

1.2. Aufgabenstellung und Zielsetzung

Das Ziel dieser Arbeit ist es, die lokalen Spannungen im Steg eines Kranbahnträgers zu untersuchen. Da der Träger nicht der Form eines üblichen Kranbahnträgers (I-Träger oder Hohlkastenquerschnitt) entspricht, werden vor allem die Auswirkung der Geometrie und der Einfluss der verschiedenen Bauelemente auf die lokalen Spannungen im Steg untersucht. Die unübliche Geometrie des Kranbahnträgers wird im Eurocode 3 nicht behandelt, weshalb in dieser Arbeit ein Bemessungsmodell zur Ermittlung der lokalen Biegespannungen im Steg entwickelt wird. Ebenso wird ein Bemessungsmodell zur Berechnung der Spannungen für den Fall eines I-Trägers mit Stegstreben entwickelt. Dafür werden numerische Berechnungen, Laborversuche und Berechnungen nach Norm durchgeführt.

1.3. Geometrie des Kranbahnträgers

Die Geometrie des Kranbahnträgers wird in Abbildung 1.1 dargestellt. Insgesamt ist der Träger fünf Meter lang, wobei nur der Bereich zwischen zwei Steifen (2,195 m) in dieser Arbeit betrachtet wird. Der Träger besteht aus der Schiene des Typs A55, dem Obergurt in Form eines UPE 300 Profils, dem Steg mit einer Stärke von 12 mm, den horizontalen Verstärkungsblechen unter dem

Obergurtprofil mit einer Stärke von 19,5 mm, den Quersteifen (8 mm stark) und dem Untergurt (12 mm stark) inklusive Verstärkungslamelle (15 mm stark).

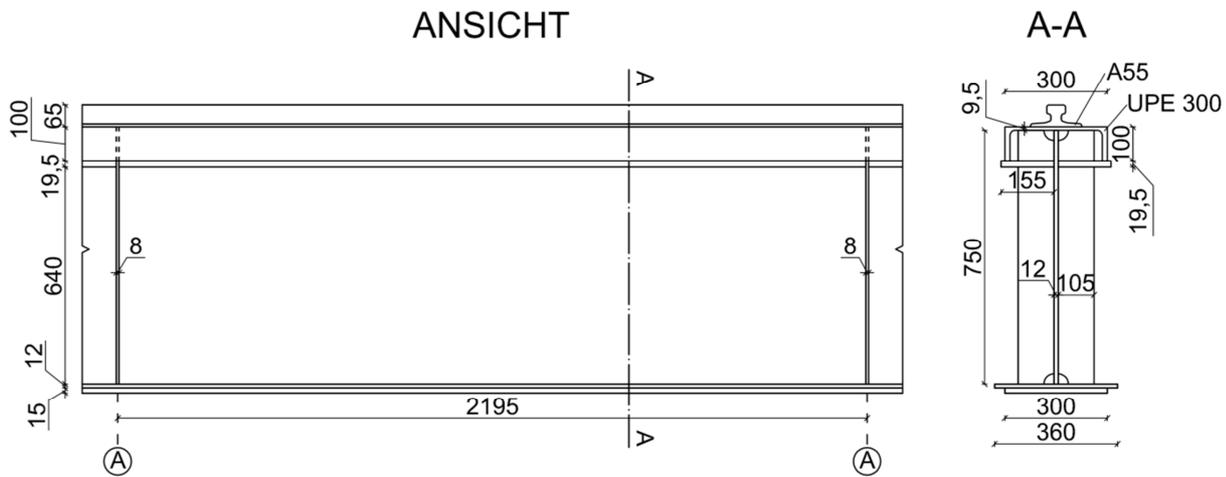


Abbildung 1.1: Ansicht und Schnitt des Kranbahnträgers

1.4. Berechnung nach Norm

Es werden Berechnungen der lokalen vertikalen Druckspannungen sowie der lokalen Biegespannungen zufolge einer lokalen Radlast nach Vorgaben des Eurocodes 3 durchgeführt, wobei zur Berechnung der Biegespannungen Vereinfachungen vorgenommen werden, um die Spannungen im Steg berechnen zu können.

1.5. Numerische Berechnungen

Im Laufe der Arbeit werden numerische Berechnungen durchgeführt, um den Einfluss verschiedener Bauelemente wie z.B. der Schienenklemmen, der horizontalen Verstärkungsbleche sowie der Belastungsart (Kranrad oder Laststempel) zu bestimmen. Ebenso werden von einem Finite-Elemente-Modell ausgehend weitere FE-Modelle entwickelt, welche die Geometrie des Kranbahnträgers realistischer darstellen und somit eine exaktere Berechnung ermöglichen sollen. Die Ergebnisse dieser numerischen Berechnung werden anschließend mit den nach Norm berechneten Werten verglichen.

1.6. Laborversuche

Um die Ergebnisse der numerischen Berechnung zu kontrollieren, werden am realen Träger Belastungsversuche durchgeführt. Dazu wird eine Kraft von bis zu 400 kN über ein Kranrad oder einen Laststempel, zentrisch sowie exzentrisch, auf die Schiene des Trägers aufgebracht. Über Dehnmessstreifen am Steg werden die Dehnungen während des Versuchs gemessen und anschließend mit den in den FE-Berechnungen und den Berechnungen nach Norm erhaltenen Werten verglichen.

1.7. Bemessungsmodell

Abschließend werden in dieser Arbeit zwei Bemessungsmodelle entwickelt, die es ermöglichen sollen die effektive Lastausbreitungslänge bei Torsion zu ermitteln. Dies geschieht über eine einfache Gleichung unter Berücksichtigung der effektiven Lastausbreitungslänge bei zentrischer Belastung (laut Norm), der bekannten Kranbahnträgergeometrie sowie dem Verlauf des Momentes im Steg. Über diese effektiv mitwirkende Länge kann anschließend die Biegespannung im Steg, ohne aufwändige FE-Analysen, berechnet werden.

2

2. Berechnungen der lokalen Spannungen im Steg

Grundsätzlich gibt es viele verschiedene Einwirkungen auf Krane und Kranbahnen, wobei man grob zwischen vertikalen, horizontalen und außergewöhnlichen Einwirkungen unterscheiden kann. Vertikale Einwirkungen in Form von Radlasten F_z entstehen im Zuge des normalen Kranbetriebs infolge des Eigengewichts des Krans selbst und der Last, die vom Kran gehoben und transportiert wird. Horizontale Einwirkungen entstehen z.B. durch Spurführungskräfte oder Beschleunigungs- und Bremskräfte (Ansatz als horizontale Radlastkomponente). Zu den außergewöhnlichen Einwirkungen zählen Anpralllasten und Erdbebenlasten.

In diesem Kapitel wird nur auf die Gruppe der vertikalen Einwirkungen eingegangen. Untersucht werden die lokalen Spannungen im Steg eines Kranbahnträgers bei einer vertikalen Radlast F_z , welche zentrisch oder exzentrisch, bezogen auf den Steg, wirken kann. Die Berechnung dieser Spannungen wird anhand der im Eurocode 3, Teil 6 [1] vorgeschlagenen Berechnungsmethoden durchgeführt. Da es sich um einen bereits in der Industrie eingesetzten Kranbahnträger handelt, sind alle Abmessungen des Trägers sowie der verwendete Schientyp bekannt.

2.1. Lokale vertikale Druckspannungen

Die in [1] vorgeschlagenen Berechnungsmethoden zur Ermittlung der lokalen vertikalen Druckspannungen im Steg zufolge einer vertikalen Radlast F_z werden im folgenden Kapitel erläutert und anschließend am untersuchten Kranbahnträger angewandt.

2.1.1. Grundlagen zur Berechnung der lokalen vertikalen Druckspannungen

Nach [1], Abschnitt 5.7 wird die lokale vertikale Druckspannung wie folgt berechnet:

$$\sigma_{oz,Ed} = \frac{F_{z,Ed}}{l_{eff} \cdot t_w} \quad (1)$$

Dabei ist

- $F_{z,Ed}$ der Bemessungswert der Radlast;
- l_{eff} die effektive Lastausbreitungslänge;
- t_w die Dicke des Stegblechs.

2. Berechnungen der lokalen Spannungen im Steg

Abbildung 2.1 zeigt die effektive Lastausbreitungslänge l_{eff} .

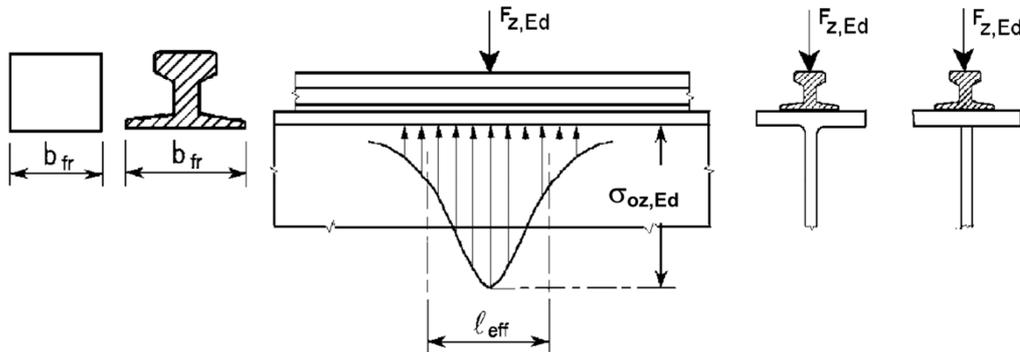


Abbildung 2.1: Effektive Lastausbreitungslänge l_{eff} [Quelle Eurocode 3, Teil 6]

Die effektive Lastausbreitungslänge l_{eff} (gültig an der Stegoberkante) darf nach Tabelle 2-1 [1] berechnet werden. Für Positionen unter der Stegoberkante darf ein Lastausbreitungswinkel von 45° angesetzt werden (siehe Abbildung 2.2).

Tabelle 2-1: Effektive Lastausbreitungslänge l_{eff} [Quelle Eurocode 3, Teil 6]

Fall	Beschreibung	Effektive Lastausbreitungslänge l_{eff}
(a)	Kranschiene Schubstarr am Flansch befestigt	$l_{\text{eff}} = 3,25 [I_{\text{rf}} / t_{\text{w}}]^{1/3}$
(b)	Kranschiene nicht Schubstarr am Flansch befestigt	$l_{\text{eff}} = 3,25 [(I_{\text{r}} + I_{\text{f,eff}}) / t_{\text{w}}]^{1/3}$
(c)	Kranschiene auf einer mind. 6mm dicken nachgiebigen Elastomerunterlage	$l_{\text{eff}} = 4,25 [(I_{\text{r}} + I_{\text{f,eff}}) / t_{\text{w}}]^{1/3}$
$I_{\text{f,eff}}$	Flächenmoment zweiten Grades um die horizontale Schwerlinie des Flansches mit der effektiven Breite b_{eff}	
I_{r}	Flächenmoment zweiten Grades um die horizontale Schwerlinie der Schiene	
I_{rf}	Flächenmoment zweiten Grades um die horizontale Schwerlinie des zusammengesetzten Querschnitts einschließlich der Schiene und des Flansches mit der effektiven Breite b_{eff}	
t_{w}	Stegdicke	
$b_{\text{eff}} = b_{\text{fr}} + h_{\text{r}} + t_{\text{f}}$ aber $b_{\text{eff}} \leq b$		
Dabei ist		
b die Gesamtbreite des Obergurtes;		
b_{fr} die Breite des Schienenfußes, siehe Bild 5.2;		
h_{r} die Schienenhöhe, siehe Bild 5.1;		
t_{f} die Flanschdicke.		
ANMERKUNG Der Verschleiß der Kranschiene wird bei der Bestimmung von I_{r} , I_{rf} und h_{r} berücksichtigt, siehe 5.6.2(2) und 5.6.2(3).		

Zur Berechnung der effektiven Lastausbreitungslänge wird der in Tabelle 2-1 angeführte Fall (b) verwendet.

$$l_{eff} = 3,25 [(I_r + I_{f,eff})/t_w]^{1/3} \quad (2)$$

Dabei ist

- $I_{f,eff}$ Flächenmoment zweiten Grades um die horizontale Schwerlinie des Flansches mit der effektiven Breite b_{eff}
- I_r Flächenmoment zweiten Grades um die horizontale Schwerlinie der Schiene

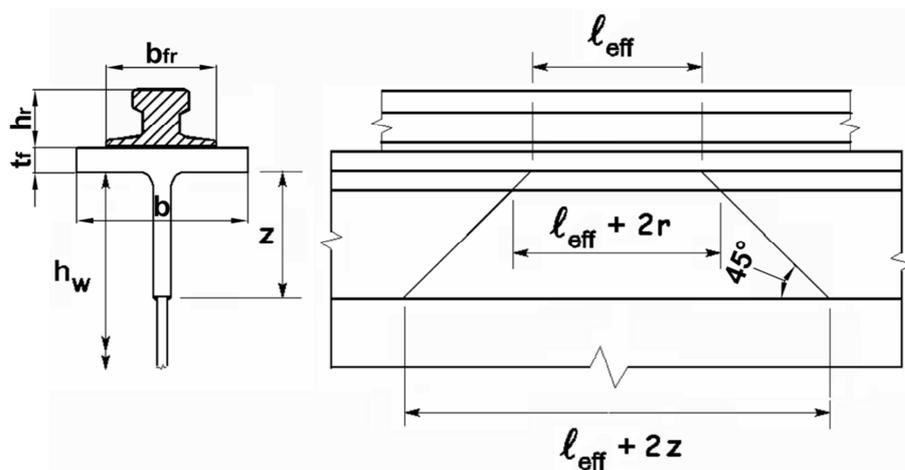


Abbildung 2.2: Ausbreitung der effektiven Lastausbreitungslänge l_{eff} unter 45° [Quelle Eurocode 3, Teil 6, ergänzt]

Um das Flächenmoment zweiten Grades des zusammengesetzten Querschnitts zu berechnen, wird die effektive Breite benötigt. Anhand dieser kann das Flächenträgheitsmoment des zusammengesetzten Querschnitts ermittelt werden.

$$b_{eff} = b_{fr} + h_r + t_f \text{ aber } b_{eff} \leq b \quad (3)$$

Dabei ist

- b die Gesamtbreite des Obergurtes
- b_{fr} die Breite des Schienenfußes
- h_r die Schienehöhe
- t_f die Flanschdicke

2. Berechnungen der lokalen Spannungen im Steg

Das Flächenmoment zweiten Grades der verwendeten Schiene A55 kann Kraus et al. [2] entnommen werden. Dabei wird unterschieden, in welchem Zustand sich die Schiene befindet (mit/ohne Abnutzung). Nach EN 1993-6, 5.6.2 Tragsystem [1], sollte bei der Berechnung der Querschnittswerte die Nennhöhe der Kranschiene reduziert werden, um die natürliche Abnutzung aus Kranbetrieb zu berücksichtigen. Diese Abminderung sollte im Allgemeinen 25 % der Mindestnenndicke h_3 (siehe Abbildung 2.3), unterhalb der Abnutzungsfläche, betragen. Beim Ermüdungsnachweis ist lediglich die Hälfte (12,5 %) der vorher genannten Abminderung zu berücksichtigen. Abbildung 2.3 zeigt die wichtigsten Abmessungen der Schiene der Form A.

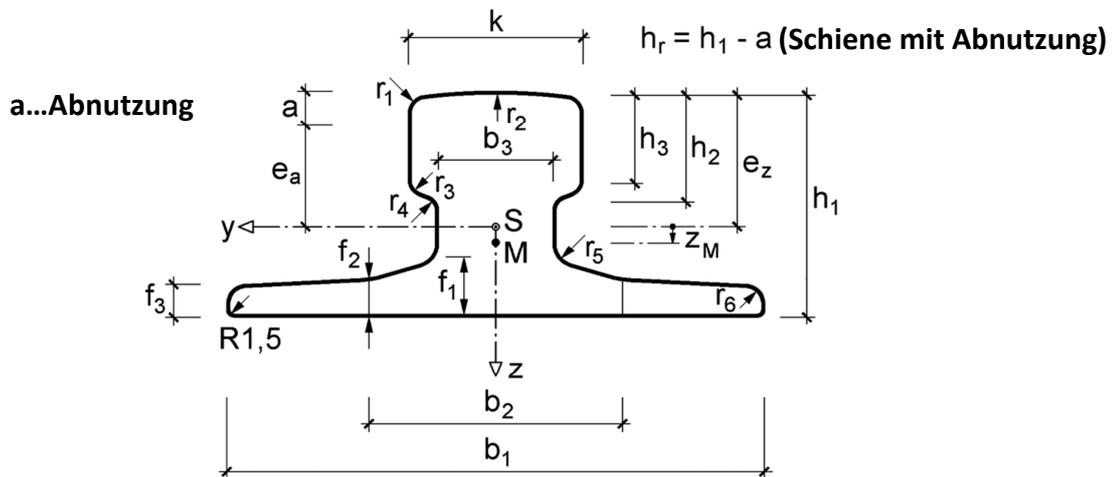


Abbildung 2.3: Schiene der Form A [Quelle: Kraus et al. [2]]

Tabelle 2-2 zeigt die Abmessungen der Schiene des Profils A55, welche der vorhandenen Schiene am Kranbahnträger entspricht.

Tabelle 2-2: Abmessungen des Schienenprofils A55 [Quelle: Kraus et al. [2]]

Profil	Abmessungen															
	k [mm]	b ₁ [mm]	b ₂ [mm]	b ₃ [mm]	f ₁ [mm]	f ₂ [mm]	f ₃ [mm]	h ₁ [mm]	h ₂ [mm]	h ₃ [mm]	r ₁ [mm]	r ₂ [mm]	r ₃ [mm]	r ₄ [mm]	r ₅ [mm]	r ₆ [mm]
A55	55	150	66	31	17,5	12,5	9	65	28,5	25	5	400	5	5	6	5

Abbildung 2.4 zeigt die Schiene mit den in [2] angegebenen Abmessungen.

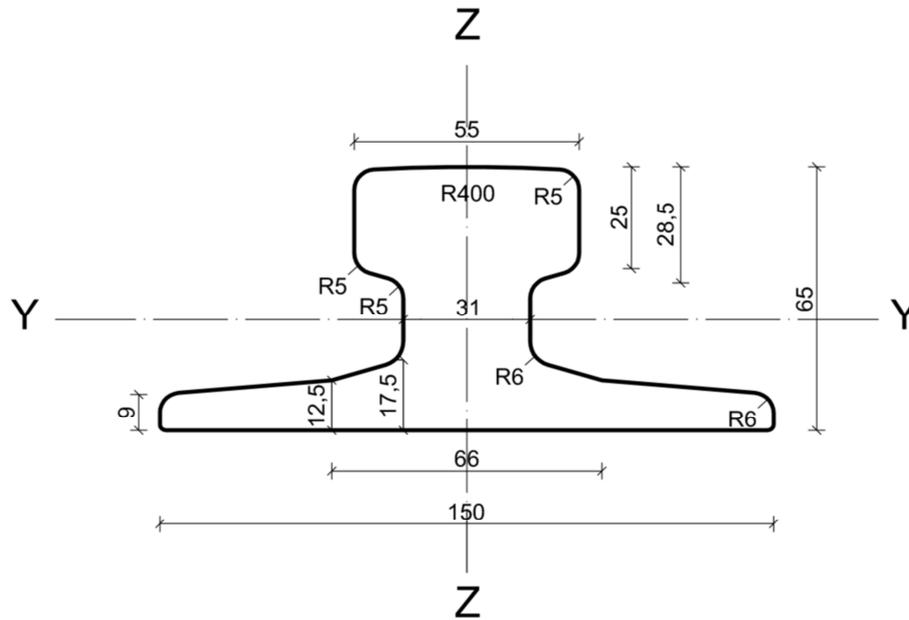


Abbildung 2.4: Abmessungen der neuwertigen Schiene A55

In der nachstehenden Tabelle sind die wichtigsten Werte für die weiteren Berechnungen nach Kraus et al. [2] zusammengefasst.

Tabelle 2-3: Wichtige Kennwerte des Schienenprofils A55 für die Berechnungen

	A55	Abnutzung 25 %	Abnutzung 12,5 %
a		6,3 mm	3,2 mm
h_r	65,0 mm	58,7 mm	61,8 mm
A	40,56 cm ²	37,10 cm ²	38,86 cm ²
I_y	179,2 cm ⁴	131,9 cm ⁴	155,0 cm ⁴
I_z	335,8 cm ⁴	327,1 cm ⁴	331,5 cm ⁴
I_t	88,07 cm ⁴	68,50 cm ⁴	77,94 cm ⁴

Der Wert *a* in Tabelle 2-3 entspricht der Abnutzung des Schienenkopfes. Dieser Wert ist wichtig, um die Schiene des Versuchsträgers mit den in [2] verwendeten Werten zu vergleichen. Abbildung 2.5 zeigt die Schienenkopfabnutzung.

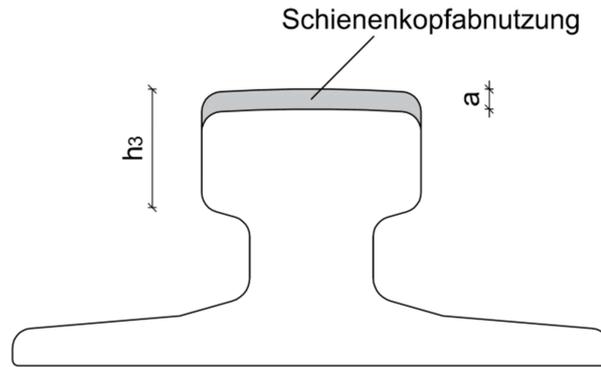


Abbildung 2.5: Schienenkopfabnutzung

2.1.2. Berechnung der lokalen vertikalen Druckspannungen an der neuwertigen Schiene

Nachfolgend wird die Schiene im neuwertigen Zustand betrachtet. Über die Abmessungen der Schiene und des Trägers wird zunächst die effektive Breite nach Gl. (3) ermittelt.

$$b_{eff} = b_{fr} + h_r + t_f \text{ aber } b_{eff} \leq b$$
$$b_{eff} = 150 + 65,0 + 9,5 = 224,5 \text{ mm} \leq 300 \text{ mm}$$

Mithilfe dieser effektiven Breite kann das Flächenmoment zweiten Grades des zusammengesetzten Querschnitts berechnet werden.

$$I_{f,eff} = \frac{b_{eff} \cdot t_f^3}{12} = \frac{22,45 \text{ cm} \cdot 0,95^3}{12} = 1,60 \text{ cm}^4$$
$$I_r = I_{y,Schiene} = 179,2 \text{ cm}^4$$

Darauf aufbauend kann die effektive Lastausbreitungslänge nach Gl. (2) berechnet werden.

$$l_{eff} = 3,25 \left[\frac{I_r + I_{f,eff}}{t_w} \right]^{\frac{1}{3}} = 3,25 \left[\frac{179,2 + 1,60}{1,2} \right]^{\frac{1}{3}} = 17,29 \text{ cm} = 172,9 \text{ mm}$$

Um die berechneten Spannungen laut [1] mit den Ergebnissen aus FEM-Berechnungen und Laborversuchen vergleichen zu können, wird die Spannung nicht an der Unterkante des Obergurts, sondern 30 mm unterhalb davon benötigt. Deshalb muss l_{eff} modifiziert werden.

Bei allen Untersuchungen werden zwei verschiedene Positionen betrachtet. Position 1 (oben) befindet sich 30 mm unterhalb des Obergurts, Position 2 (unten) befindet sich 140 mm unterhalb des Obergurts. Abbildung 2.6 zeigt die beiden Positionen am Querschnitt des Trägers.

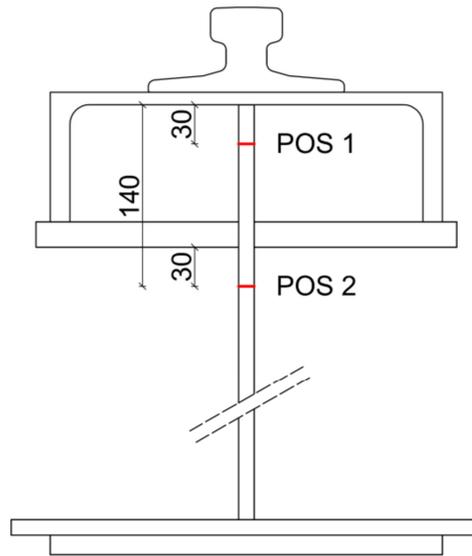


Abbildung 2.6: Definition der Position 1 (oben) und Position 2 (unten) am Trägerquerschnitt

Daraus lassen sich die effektiven Längen, entsprechend Abbildung 2.2, an den Positionen 1 und 2 berechnen.

$$l_{eff,Pos1} = l_{eff} + 2 \cdot 30 = 172,9 + 2 \cdot 30 = 232,9 \text{ mm}$$

$$l_{eff,Pos2} = l_{eff} + 2 \cdot 140 = 172,9 + 2 \cdot 140 = 452,9 \text{ mm}$$

Anhand dieser Werte kann die Spannung $\sigma_{oz,Ed}$ zufolge einer zentrischen Radlast von $F_z=100 \text{ kN}$ berechnet werden.

$$\sigma_{oz,Ed,1} = \frac{F_{z,Ed}}{l_{eff,Pos1} \cdot t_w} = \frac{100 \text{ kN} \cdot 10^3}{232,9 \text{ mm} \cdot 12 \text{ mm}} = 35,8 \text{ N/mm}^2 \quad (4)$$

$$\sigma_{oz,Ed,2} = \frac{F_{z,Ed}}{l_{eff,Pos2} \cdot t_w} = \frac{100 \text{ kN} \cdot 10^3}{452,9 \text{ mm} \cdot 12 \text{ mm}} = 18,4 \text{ N/mm}^2 \quad (5)$$

2.1.3. Berechnung der lokalen vertikalen Druckspannungen an der abgenutzten Schiene (12,5 %)

Beim Vergleich zwischen neuwertiger Schiene und der Schiene des Versuchsträgers ist eine Abnutzung dieser Schiene deutlich erkennbar, siehe Abbildung 2.7.

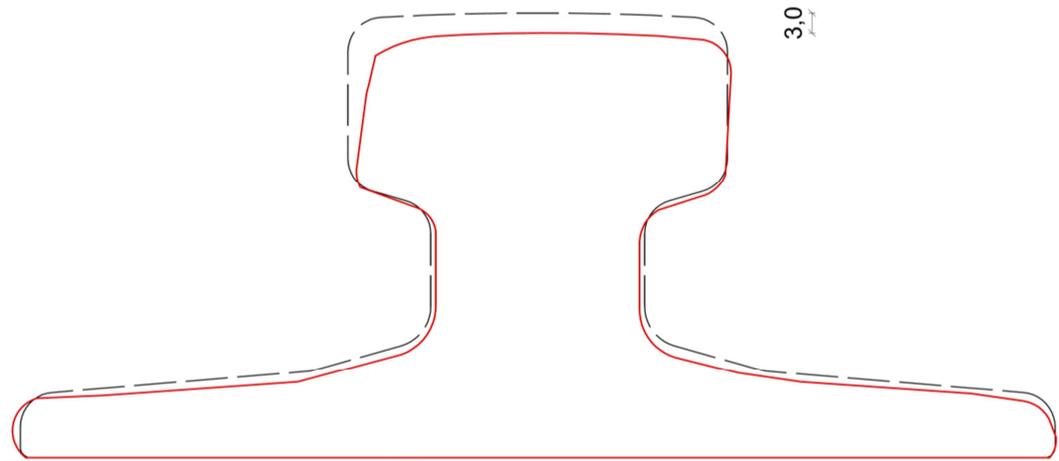


Abbildung 2.7: Schienenvergleich (schwarz: A55 nominell, rot: abgenutzte Schiene)

Die gemessene Abnutzung der verwendeten Schiene beim Versuchsträger entspricht einem Wert von $a=3,0$ mm. Der Wert der von Kraus et al. [2], bei einer Abnutzung von 12,5 % für eine Schiene A55, angegeben wird beträgt 3,2 mm (siehe Tabelle 2-3). Aufgrund dieser geringen Abweichung werden die Werte aus Kraus et al. [2], für eine Schienenabnutzung von 12,5 %, in den folgenden Berechnungsschritten verwendet.

Für h_r wird aus dem oben genannten Grund nun $h_r=65-3,2=61,8$ mm und für I_r $155,0$ cm⁴ (Wert I_y in Tabelle 2-3) verwendet, alle weiteren Werte bleiben ident mit jenen im vorherigen Abschnitt. Über die Abmessungen der Schiene und des Trägers wird zunächst die effektive Breite nach Gl. (3) ermittelt.

$$b_{eff} = b_{fr} + h_r + t_f \text{ aber } b_{eff} \leq b$$
$$b_{eff,12.5\%} = 150 + 61,8 + 9,5 = 221,3 \text{ mm}$$

Mithilfe dieser effektiven Breite kann das Flächenmoment zweiten Grades des zusammengesetzten Querschnitts berechnet werden.

$$I_{f,eff,12.5\%} = \frac{b_{eff} \cdot t_f^3}{12} = \frac{22,13 \text{ cm} \cdot 0,95^3}{12} = 1,58 \text{ cm}^4$$

$$I_{r,12.5\%} = I_{y,Schiene,12.5\%} = 155,0 \text{ cm}^4$$

Darauf aufbauend kann die effektive Lastausbreitungslänge mit Gl. (2) berechnet werden.

$$l_{eff,12.5\%} = 3,25 \left[\frac{I_{r,12.5\%} + I_{f,eff,12.5\%}}{t_w} \right]^{\frac{1}{3}} = 3,25 \left[\frac{155,0 + 1,58}{1,2} \right]^{\frac{1}{3}} = 16,48 \text{ cm} = 164,8 \text{ mm}$$

Daraus lassen sich die effektiven Längen, entsprechend Abbildung 2.2, an den Positionen 1 und 2 berechnen.

$$l_{eff,Pos1,12.5\%} = l_{eff,12.5\%} + 2 \cdot 30 = 164,8 + 2 \cdot 30 = 224,8 \text{ mm}$$

$$l_{eff,Pos2,12.5\%} = l_{eff,12.5\%} + 2 \cdot 140 = 164,8 + 2 \cdot 140 = 444,8 \text{ mm}$$

Anhand dieser Werte kann die Spannung $\sigma_{oz,Ed}$ berechnet werden.

$$\sigma_{oz,Ed,1} = \frac{F_{z,Ed}}{l_{eff,Pos1,12.5\%} \cdot t_w} = \frac{100 \text{ kN} \cdot 10^3}{224,8 \text{ mm} \cdot 12 \text{ mm}} = 37,1 \text{ N/mm}^2 \quad (6)$$

$$\sigma_{oz,Ed,2} = \frac{F_{z,Ed}}{l_{eff,Pos2,12.5\%} \cdot t_w} = \frac{100 \text{ kN} \cdot 10^3}{444,8 \text{ mm} \cdot 12 \text{ mm}} = 18,7 \text{ N/mm}^2 \quad (7)$$

In Tabelle 2-4 ist der Vergleich zwischen neuwertiger und abgenutzter Schiene dargestellt. Es zeigt sich, dass die Spannungen durch die Abnutzung der Schiene größer werden.

Tabelle 2-4: Vergleich der Spannungen laut Norm bei zentrischer Belastung ($F_z=100 \text{ kN}$) der Schiene im neuwertigen und abgenutzten Zustand

	Position 1 (oben) [N/mm ²]	Position 2 (unten) [N/mm ²]
Neuwertige Schiene	35,8	18,4
Abgenutzte Schiene (12,5 %)	37,1	18,7

2.2. Lokale Biegespannungen im Steg infolge exzentrischer Radlasten

Die in [1] vorgeschlagenen Berechnungsmethoden, zur Ermittlung der lokalen Biegespannungen im Steg, werden im folgenden Abschnitt erläutert und anschließend am untersuchten Kranbahnträger angewandt.

2.2.1. Grundlagen zur Berechnung der lokalen Biegespannungen

In [1] wird die Berechnung der lokalen Biegespannungen im Steg infolge exzentrischer Radlasten für einen I-Träger angegeben. Da der Versuchsträger kein reiner I-Träger ist (Obergurt als Torsionskasten ausgeführt), in [1] aber keine anderen Methoden zur Berechnung angegeben werden, werden diese Formeln trotzdem zur Berechnung der Biegespannungen herangezogen. Dabei werden folgende Formeln verwendet.

$$\sigma_{T,Ed} = \frac{6 \cdot T_{Ed}}{a \cdot t_w^2} \cdot \eta \cdot \tanh(\eta) \quad (8)$$

Mit

$$\eta = \left[\frac{0,75 \cdot a \cdot t_w^3}{I_T} \cdot \frac{\sinh^2(\pi \cdot h_w/a)}{\sinh(2 \cdot \pi \cdot h_w/a) - 2 \cdot \pi \cdot h_w/a} \right]^{0,5} \quad (9)$$

Dabei ist

- a der Abstand der Quersteifen am Steg;
- h_w die Gesamthöhe des Steges als lichter Abstand zwischen den Flanschen;
- I_T das Torsionsträgheitsmoment des Flansches (einschließlich der Schiene, falls sie schubstarr befestigt ist).

Gemäß der aktuellen Fassung von EN 1993-6 [1] dürfte das Torsionsträgheitsmoment der Schiene zum Torsionsträgheitsmoment des Flansches nur addiert werden, falls die Schiene schubstarr befestigt ist. Im Fall des untersuchten Trägers ist die Schiene nicht schubstarr an den Träger befestigt. Die beiden Torsionsträgheitsmomente werden aber nachfolgend trotzdem addiert, da angenommen werden kann, dass dies für die in dieser Arbeit untersuchte Fragestellung realistischere Ergebnisse liefert.

Das Torsionsmoment wird wie folgt berechnet:

$$T_{Ed} = F_{z,Ed} \cdot e_y \quad (10)$$

Dabei ist

- e_y die Exzentrizität e der Radlast nach EN 1991-3, 2.5.2.1, wobei $e_y \geq 0,5 t_w$.

Laut [1] wird eine exzentrische Belastung von $k/4$ vorgeschlagen. Mit k ist dabei die Breite des Schienenkopfes bezeichnet, siehe Abbildung 2.3.

$$k/4 = 55/4 = 13,75 \text{ mm} \quad (11)$$

Bei den Trägerversuchen ist es schwierig genau 13,75 mm einzustellen. Aus diesem Grund wird in allen Berechnungen und im Versuch eine Exzentrizität von $e_y=15$ mm angenommen.

Wie schon erwähnt, wird in [1] für die Berechnung der lokalen Biegespannungen im Steg von einem I-Träger ausgegangen. Da der Versuchsträger nicht den Vorgaben eines klassischen I-Trägers entspricht, werden nachfolgend die in Abbildung 2.8 dargestellten Varianten untersucht und miteinander verglichen. Bei diesen Varianten handelt es sich um vereinfachte Annahmen, die eine Handrechnung nach Norm ermöglichen. Als „Annäherung I-Träger“ wird die Annäherung des Querschnitts als I-Träger bezeichnet. Dabei werden nur die in Abbildung 2.8 links schwarz dargestellten Bereiche des Trägers als wirksam betrachtet. Die weiß dargestellten Bereiche des Querschnitts werden als nicht vorhanden und somit nicht wirksam betrachtet. Die zweite Variante, in Abbildung 2.8 rechts dargestellt, wird als „Annäherung Hohlkasten“ bezeichnet. Diese Annäherung bildet den Querschnitt vollständig ab, allerdings wird die Berechnung nach [1] ein wenig angepasst, sodass die Torsionssteifigkeit des Hohlkastens mitberücksichtigt wird. Die genauen Berechnungen finden sich in den folgenden Abschnitten. Die Biegespannungen im Steg werden bei den zwei Varianten jeweils mit neuwertiger und abgenutzter Schiene (12,5 %) berechnet, wobei für die abgenutzte Schiene nur die Ergebnisse gezeigt werden.

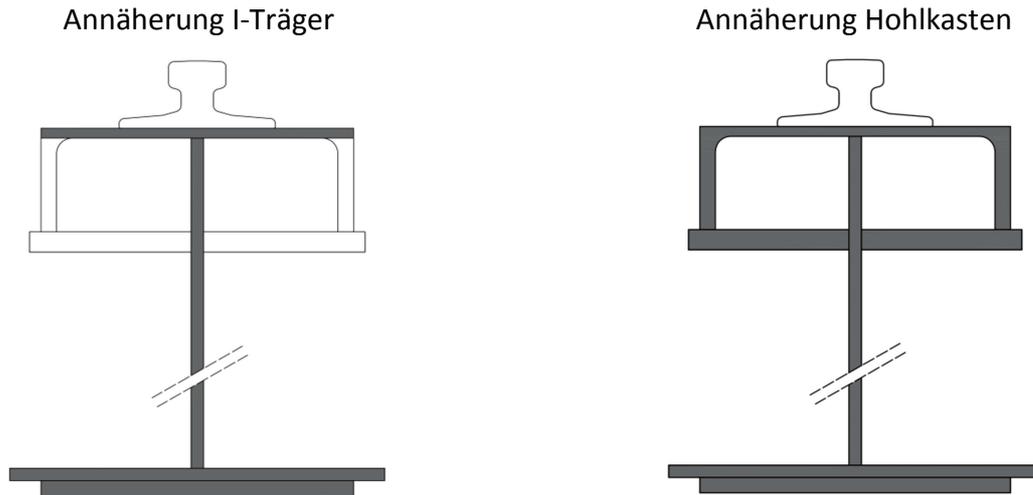


Abbildung 2.8: Vergleich der Varianten zur Berechnung der lokale Biegespannung: Annäherung I-Träger (links), Annäherung Hohlkasten (rechts)

2.2.2. Berechnung der lokalen Biegespannungen: Annäherung I-Träger

Die lokalen Biegespannungen im Steg werden berechnet als würde es sich beim Träger um einen I-Träger handeln. Dazu wird der Träger wie in Abbildung 2.9 schwarz dargestellt betrachtet. Die in dieser Abbildung nicht eingefärbten Bereiche werden als nicht vorhanden betrachtet.

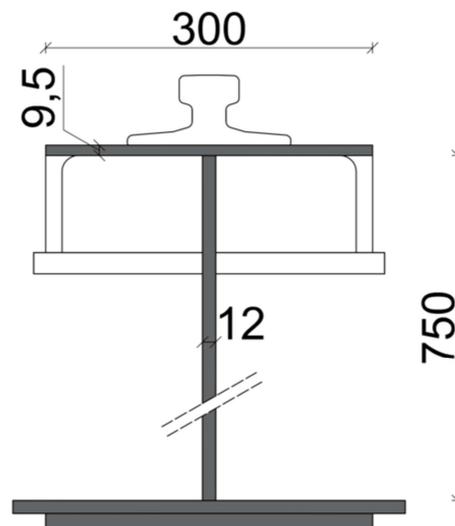


Abbildung 2.9: Annäherung des Querschnitts als I-Träger

Auf Grundlage dieser getroffenen Annahme kann das Trägheitsmoment wie folgt berechnet werden (Die Grundlagen für diese Berechnung wurden bereits in Abschnitt 2.2.1 erläutert):

$$I_T = \frac{b \cdot t^3}{3} = \frac{30 \cdot 0,95^3}{3} = 8,57 \text{ cm}^4$$

Zu diesem I_T muss noch das Torsionsträgheitsmoment der neuwertigen Schiene (siehe Tabelle 2-3) addiert werden.

$$I_{T,ges} = I_T + I_{T,Schiene} = 8,57 + 88,07 = 96,64 \text{ cm}^4$$

Damit kann anschließend η nach Gl. (9) berechnet werden.

$$\eta = \left[\frac{0,75 \cdot a \cdot t_w^3}{I_t} \cdot \frac{\sinh^2(\pi \cdot h_w/a)}{\sinh(2 \cdot \pi \cdot h_w/a) - 2 \cdot \pi \cdot h_w/a} \right]^{0,5}$$

$$\eta = \left[\frac{0,75 \cdot 219,5 \text{ cm} \cdot 1,2^3 \text{ cm}}{96,64 \text{ cm}^4} \cdot \frac{\sinh^2(\pi \cdot 75 \text{ cm}/219,5 \text{ cm})}{\sinh(2\pi \cdot 75 \text{ cm}/219,5 \text{ cm}) - 2\pi \cdot 75 \text{ cm}/219,5 \text{ cm}} \right]^{0,5} = 1,539$$

Das Torsionsmoment zufolge einer um 15 mm exzentrischen Radlast von $F_z=100 \text{ kN}$ ergibt:

$$T_{Ed} = F_{z,Ed} \cdot e_y = 100 \text{ kN} \cdot 1,5 \text{ cm} = 150 \text{ kNcm}$$

Damit lässt sich nun die Biegespannung im Steg nach Gl (8) ermitteln.

$$\sigma_{T,Ed} = \frac{6 \cdot T_{Ed}}{a \cdot t_w^2} \cdot \eta \cdot \tanh(\eta)$$

$$\sigma_{T,Ed} = \frac{6 \cdot 150000 \text{ Nmm}}{2195 \text{ mm} \cdot 12^2 \text{ mm}} \cdot 1,539 \cdot \tanh(1,539) = 40,0 \text{ N/mm}^2$$

Diese ermittelte Biegespannung entspricht der Spannung im Stegblech an der Unterkante des Obergurts zufolge eines Einzeltorsionsmoments.

2.2.3. Berechnung der lokalen Biegespannungen: Annäherung Hohlkasten

Bei dieser Variante wird angenommen, dass der obere Bereich des Trägers wie ein geschlossener Querschnitt wirkt. Dadurch wird ein sehr steifer Querschnitt erzeugt, welcher der Wirkung eines Hohlkastens nahekommt. Abbildung 2.10 zeigt schwarz markiert jenen Bereich an, der zur Berechnung des Torsionsträgheitsmoments verwendet wird. Aufgrund dieser Annahme eines Hohlkastens kann das Torsionsträgheitsmoment I_T mithilfe der 2. Bredt'schen Formel berechnet werden (Anmerkung: der mittige Steg ist nicht wirksam am Hohlkasten).

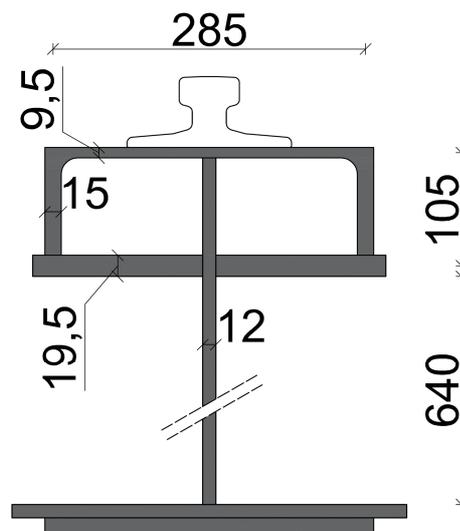


Abbildung 2.10: Annäherung des Querschnitts als Hohlkasten

Die 2. Bredt'sche Formel lautet:

$$I_t = \frac{4 \cdot A_m^2}{\oint \frac{ds}{t}} \quad (12)$$

$$A_m = 285 \text{ mm} \cdot 105 \text{ mm} = 29925 \text{ mm}^2 = 299,25 \text{ cm}^2$$

$$I_T = \frac{4 \cdot 299,25^2}{\frac{285}{9,5} + 2 \cdot \frac{105}{15} + \frac{285}{19,5}} = 6111,06 \text{ cm}^4$$

Zu diesem I_T muss das Torsionsträgheitsmoment der neuwertigen Schiene (siehe Tabelle 2-3) addiert werden.

$$I_{T,ges} = I_T + I_{T,Schiene} = 6111,06 + 88,07 = 6199,13 \text{ cm}^4 \quad (13)$$

Damit kann anschließend η nach Gl. (9) berechnet werden.

$$\eta = \left[\frac{0,75 a t_w^3}{I_T} \cdot \frac{\sinh^2(\pi h_w / a)}{\sinh(2\pi h_w / a) - 2\pi h_w / a} \right]^{0,5}$$
$$\eta = \left[\frac{0,75 \cdot 219,5 \text{ cm} \cdot 1,2^3 \text{ cm}}{6199,13 \text{ cm}^4} \cdot \frac{\sinh^2(\pi \cdot 64 \text{ cm} / 219,5 \text{ cm})}{\sinh(2\pi \cdot 64 \text{ cm} / 219,5 \text{ cm}) - 2\pi \cdot 64 \text{ cm} / 219,5 \text{ cm}} \right]^{0,5} = 0,204$$

Die exzentrische Belastung wird wiederum mit einer Exzentrizität von $e_y=15 \text{ mm}$ angesetzt.

$$T_{Ed} = F_{z,Ed} \cdot e_y = 100 \text{ kN} \cdot 1,5 \text{ cm} = 150 \text{ kNcm}$$

Dadurch lässt sich die Biegespannung im Steg nach Gl. (8) ermitteln.

$$\sigma_{T,Ed} = \frac{6 \cdot T_{Ed}}{a \cdot t_w^2} \cdot \eta \cdot \tanh(\eta)$$
$$\sigma_{T,Ed} = \frac{6 \cdot 1500000 \text{ Nmm}}{2195 \text{ mm} \cdot 12^2 \text{ mm}} \cdot 0,204 \cdot \tanh(0,204) = 1,2 \text{ N/mm}^2$$

Die ermittelte Spannung entspricht der Biegespannung am unteren Rand des angenommenen Hohlkastens, welche aus der exzentrischen Lasteinleitung entsteht.

In [3] wird ein ähnliches Beispiel behandelt. Es handelt sich dabei um einen I-Träger, bei dem der Obergurt über geneigte beidseitige Stegstrebenbleche verstärkt wird, welche dadurch auch einen Kastenträger erzeugen, der dem in dieser Arbeit untersuchten Träger ähnelt. Wie auch in [3] wird hier davon ausgegangen, dass nahezu die gesamte Biegespannung über den Obergurt abgetragen wird. Im oberen Bereich des Steges wird davon ausgegangen, dass keine Biegespannung vorhanden ist.

2.2.4. Vergleich der vereinfachten Berechnungen der lokalen Biegespannung

In Tabelle 2-5 werden die Ergebnisse der beiden Varianten an der Stegoberkante dargestellt. Die Werte zeigen, dass die Spannungen durch die Annäherung als I-Träger am größten sind. Im Falle der Annäherung durch den Hohlkasten wird nahezu die gesamte Biegespannung über den Kastenquerschnitt abgetragen, wodurch der Steg nahezu keine Biegespannung erfährt.

Tabelle 2-5: Vergleich der Biegespannungen an der Stegoberkante „Annäherung I-Träger“ und „Annäherung Hohlkasten“

	Annäherung I-Träger [N/mm ²]	Annäherung Hohlkasten [N/mm ²]
Neuwertige Schiene	40,0	0
Abgenutzte Schiene (12,5 %)	42,8	0

Abbildung 2.11 zeigt die berechneten Spannungen an den jeweiligen Positionen, an denen sie angenommen werden, im Falle der Annäherung als I-Träger und der Annäherung als Hohlkasten.

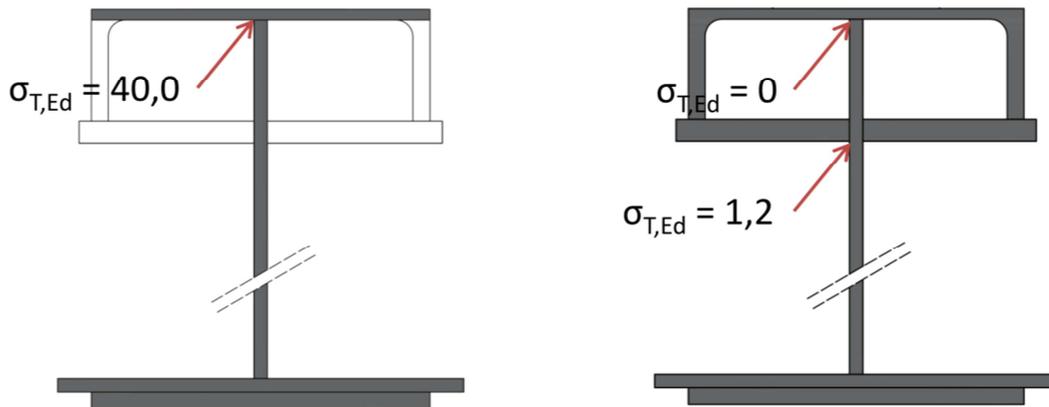


Abbildung 2.11: Vergleich der lokalen Biegespannungen bei neuwertiger Schiene: Annäherung I-Träger (links), Annäherung Hohlkasten (rechts)

3

3. Numerische Vorstudie

In diesem Kapitel werden der Unterschied zwischen Kranrad und Laststempel, der Effekt der Schienenklemmen auf die lokalen vertikalen Druckspannungen sowie der Effekt der nachträglich an den Träger angeschweißten Verstärkungsbleche auf die lokalen Biegespannungen im Steg untersucht. Um diese Untersuchungen durchführen zu können, werden verschiedene Finite-Elemente-Modelle entwickelt. Diese werden alle mit der Software ABAQUS 6.14 realisiert.

3.1. Finite-Elemente-Modell

Die Entwicklung der FE-Modelle der vorliegenden Masterarbeit basiert auf folgenden Annahmen:

- Bei allen Modellen wird die Hälfte des Trägers modelliert und durch eine Symmetriebedingung in Trägermitte komplettiert. Die Stützweite beträgt somit $L=2195$ mm (siehe Abbildung 1.1) und die Radlast wirkt mittig in der Symmetrieachse. Dadurch wird die benötigte Rechenzeit pro Modell massiv reduziert. Diese Symmetriebedingung entspricht zwar nicht vollkommen der Wirklichkeit, da die Klemmen, welche die Schiene an den Träger befestigen nicht völlig symmetrisch angeordnet sind, ist aber für die Berechnungen in dieser Arbeit hinreichend genau. Die Wirkung dieser Klemmen wird in einem späteren Abschnitt noch genauer behandelt.
- Als Materialparameter wird in allen Modellen Stahl definiert, dabei wird der E-Modul mit 210.000 N/mm² und die Poisson'sche Zahl mit $0,3$ [-] angenommen. Es wird von einer linear elastischen Materialeigenschaft ausgegangen.
- Wie in Abbildung 3.1 ersichtlich, wird die obere Hälfte des Trägers mithilfe von Volumselementen und die untere Hälfte mithilfe von Schalenelementen modelliert. Durch die Verwendung von Schalenelementen im unteren Bereich wird wiederum die Rechenzeit stark reduziert, wodurch das Modell in einer angemessenen Zeit berechnet werden kann.

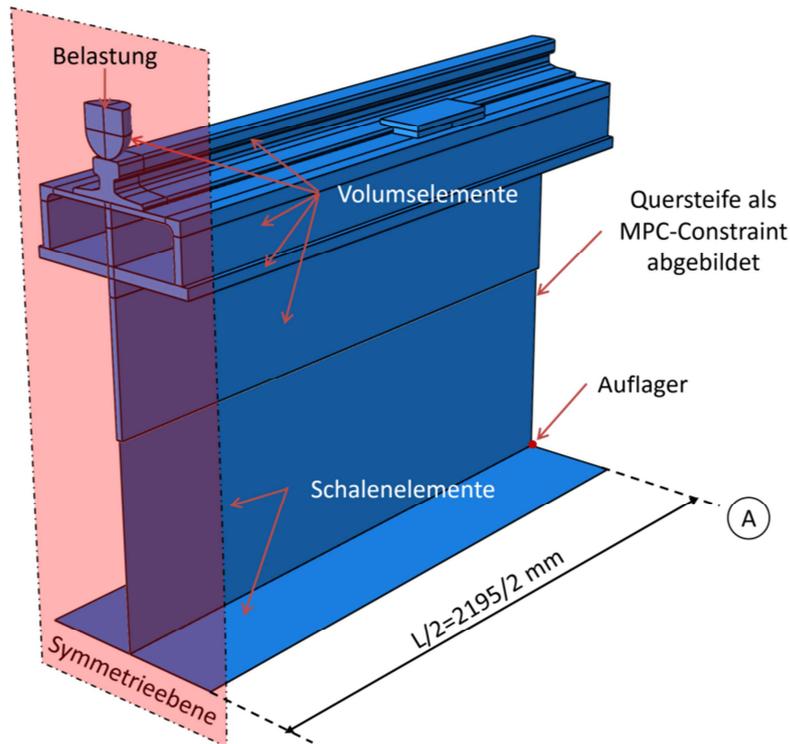


Abbildung 3.1: Finite-Elemente-Modell des Kranbahnträgers

- Für folgende Verbindungen wird eine Abaqus-Interaction „Surface-to-surface contact“ verwendet (siehe Abbildung 3.2):
 - Laststempel/Kranrad und Schiene
 - Schiene und UPE 300 (Obergurt).
- Für folgende Verbindungen wird eine Abaqus-Interaction „Tie“ verwendet (siehe Abbildung 3.2):
 - UPE 300 (Obergurt) und Steg
 - UPE 300 (Obergurt) und Verstärkungsbleche
 - Steg und Verstärkungsbleche
 - Steg und Untergurt
 - Klemmen und UPE 300 (Obergurt).
- Die Verbindung zwischen Schalen- und Volumselementen wird mithilfe einer Abaqus-Interaction „Shell-to-solid coupling“ realisiert (siehe Abbildung 3.2).

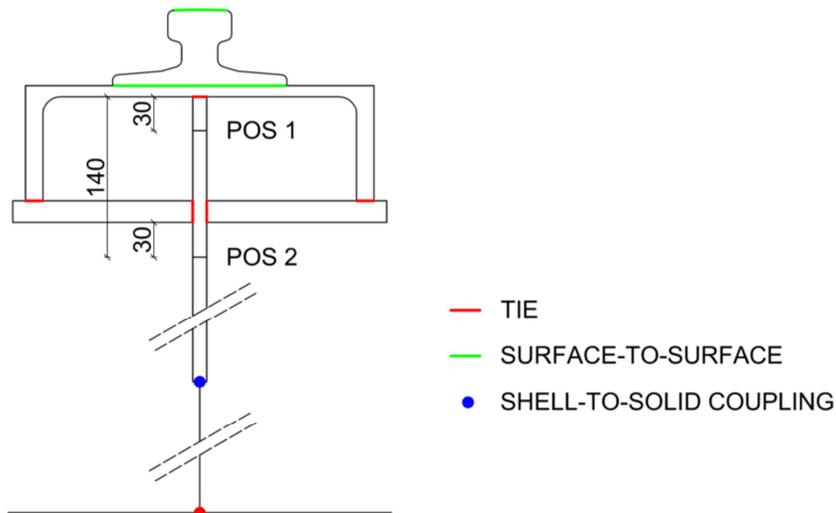


Abbildung 3.2: Kopplung zwischen Einzelteilen des FE-Modells und Definition von Position 1 (oben) sowie Position 2 (unten) für Ergebnisdarstellung

- Bei allen Modellen wird, um diese vergleichen zu können, immer die Spannung im Steg ermittelt bzw. gemessen (Versuche). Dabei wird 30 mm unterhalb des Obergurts und 140 mm unterhalb des Obergurts gemessen. Diese beiden untersuchten Stellen werden im weiteren Verlauf als Position 1 (oben) und Position 2 (unten) bezeichnet (siehe Abbildung 3.2). Untersucht wird jeweils die Spannung (vertikal wirkend) quer und längs des Steges.
- Die Auflagerquersteifen am Auflager werden mittels Abaqus Constraint „MPC Beam“ und einem Auflager in der Mitte des Untergurts modelliert (siehe Abbildung 3.3).

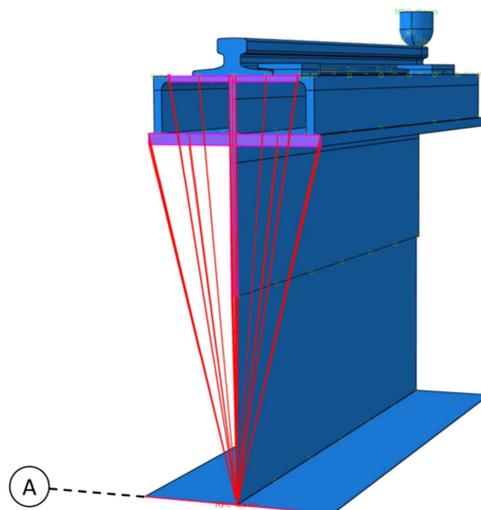


Abbildung 3.3: MPC Constraint am Kranbahnträgerende

3. Numerische Vorstudie

- Effekte aus Theorie 2. Ordnung werden nicht berücksichtigt.
- Alle FE-Modelle werden mit einer vertikalen Kraft von $F_z=100$ kN in Feldmitte belastet.
- Elementgrößen werden an der Symmetrieebene, dort wo der Träger belastet wird, sehr fein generiert (Elementgröße 10 x 12 x 10 mm) und werden zum Auflager hin größer. Hauptsächlich werden die Ergebnisse an der Symmetrieebene verwendet.

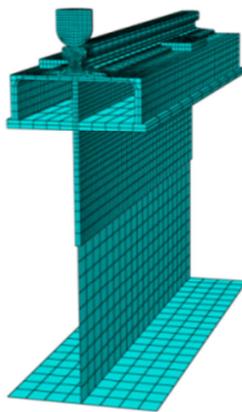


Abbildung 3.4: Finite-Elemente-Netz des Kranbahnträgers

- Bei allen Berechnungen werden jeweils drei Lastszenarios untersucht. Es handelt sich dabei jeweils um eine zentrische Belastung und zwei exzentrischen Belastungen, mit jeweils einem Laststempel ($R=40$ mm). Die exzentrischen Belastungen werden mit einer Exzentrizität von 15 mm nach links und rechts realisiert. Abbildung 3.5 zeigt die drei Varianten nebeneinander (Anmerkung: Differenzierung hinsichtlich +15 mm und -15 mm nur erforderlich bei unsymmetrischer Klemmenanordnung).

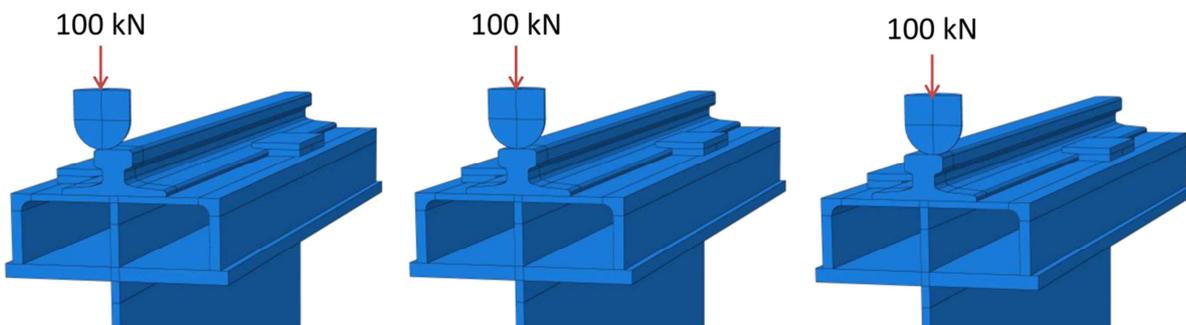


Abbildung 3.5: Übersicht der verschiedenen Belastungen: $e=-15$ mm (links), $e=0$ mm (Mitte), $e=+15$ mm (rechts)

3.2. Vergleich zwischen Kranrad und Laststempel

In diesem Abschnitt wird der Vergleich zwischen einem Kranrad und einem sphärischen Laststempel behandelt. In der normalen Nutzung des Kranbahnträgers entsteht die Belastung durch die zylindrischen Kranräder, welche auf der Schiene verkehren. Um im Labor Lasten gezielt ausmittig aufbringen zu können, muss allerdings ein sphärischer Laststempel verwendet werden, da dieser auch über einen kleineren Radius (40 mm), im Vergleich zum Kranrad (300 mm), verfügt. Ebenso muss ein Laststempel verwendet werden, da ein Kranrad nur einfach gekrümmt ist und eine exzentrische Belastung auf der gekrümmten Schiene deshalb nicht möglich ist. Um zu gewährleisten, dass durch die Verwendung des Laststempels die Versuchsergebnisse nicht verfälscht werden, im Gegensatz zu den tatsächlichen Kranrädern, wird dies anhand eines Vergleichs untersucht. Dazu werden die Lasten einmal anhand des Laststempels und einmal anhand des Kranrads zentrisch aufgebracht und anschließend die Ergebnisse verglichen. Abbildung 3.6 zeigt die Modellierung der beiden Systeme in ABAQUS.

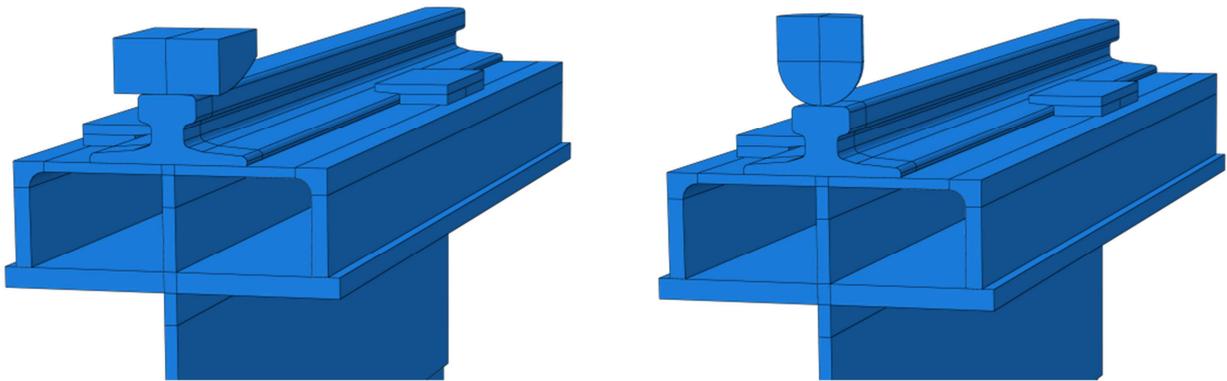


Abbildung 3.6: Modellierung der Belastungsarten in Abaqus: Kranrad (links), Laststempel (rechts)

Um diese beiden Varianten vergleichen zu können, werden die Spannungen an den Positionen 1 (oben) und Position 2 (unten) im Steg, bei zentrischer Belastung, berechnet. An diesen beiden Positionen werden jeweils die Spannungen an der linken und rechten Stegaußenseite sowie die Spannungen in Stegmitte betrachtet (siehe Abbildung 3.7).

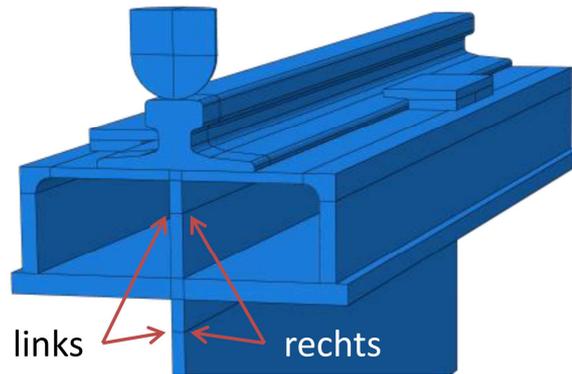


Abbildung 3.7: Definition der linken und rechten Stegseite an Position 1 (oben) und Position 2 (unten)

Im folgenden Diagramm in Abbildung 3.8 werden die Spannungen längs des Trägers an beiden Positionen links, mittig und rechts am Steg dargestellt. Dabei werden die Spannungen in N/mm^2 über die Trägerlänge aufgetragen

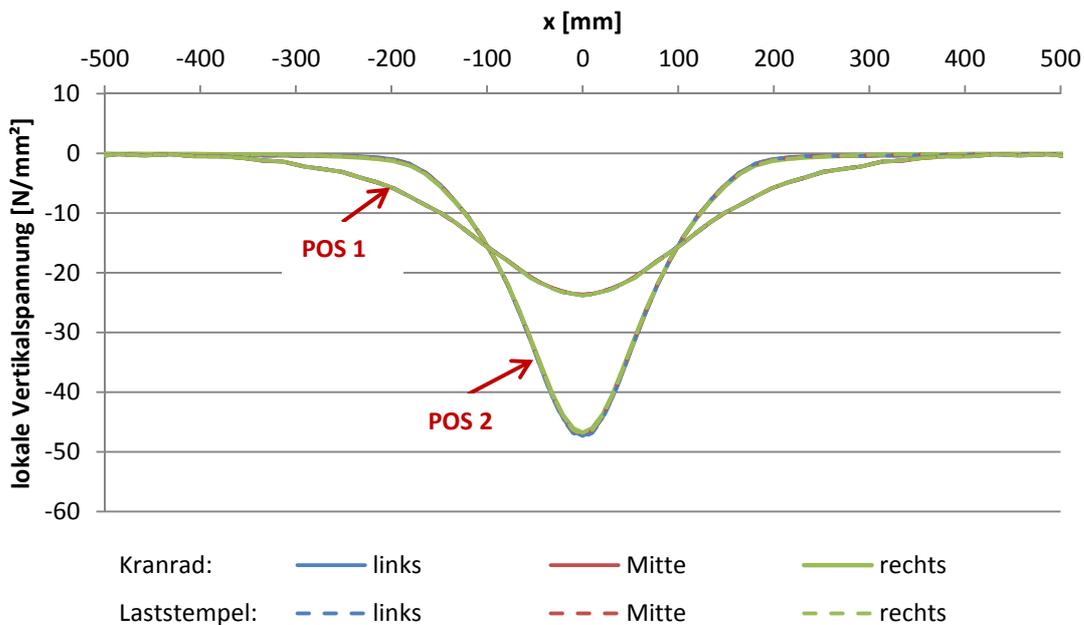


Abbildung 3.8: Vergleich der lokalen Vertikalspannungen längs des Trägers zwischen Kranrad und Laststempel bei einer zentralen Belastung (100 kN) an Position 1 (oben) und Position 2 (unten)

In Abbildung 3.8 ist zu erkennen, dass die Spannungen bei Verwendung des Kranrads und bei Verwendung des Laststempels nahezu ident sind. Der Unterschied zwischen Kranrad und Laststempel liegt an Position 1 (oben) bei ca. 0,6 %. Dadurch wird bewiesen, dass der Unterschied in einem Bereich liegt, der vernachlässigt werden kann. Bei allen weiteren FE-Berechnungen wird daher ein Laststempel verwendet.

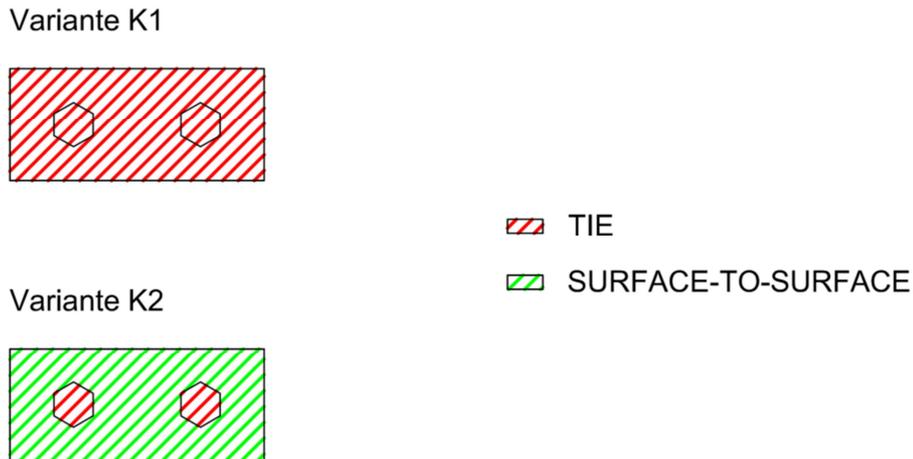


Abbildung 3.10: Vergleich der Modellierung der Klemmen: Variante K1 (oben), Variante K2 (unten)

Es wird untersucht, wie sich die Spannungen im Steg an Position 1 (oben) und Position 2 (unten) verhalten, wenn eine Klemme an der rechten Seite der Schiene angebracht wird. Es wird dabei nur eine Klemme angebracht um den Einfluss dieser Klemme nachvollziehbar zu machen. Dabei wird zunächst analysiert, wie sich die Spannungen, bei einer zentrischen Belastung von $F_z=100\text{ kN}$, im Vergleich der Varianten verhalten, wenn sich die Klemme in einem Abstand von 10 mm zur Lasteinleitungsstelle befindet (siehe Abbildung 3.11).

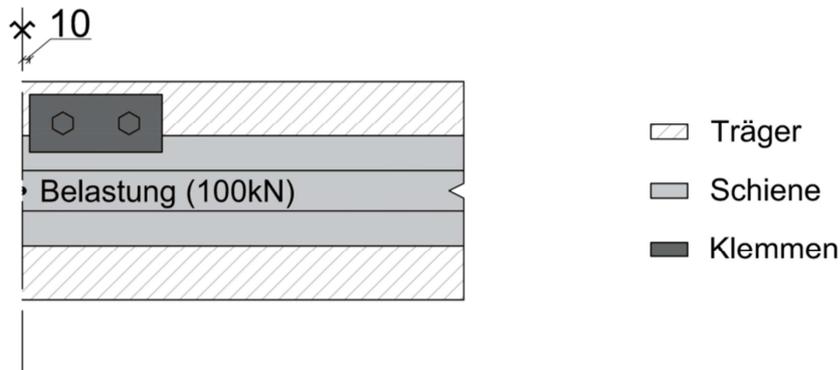


Abbildung 3.11: Position der Klemme im Vergleich zwischen Variante K1, Variante K2 und der Variante ohne Klemme

In Tabelle 3-1 sind die drei Varianten an Position 1 (oben) gegenübergestellt. Es ist erkennbar, dass die Spannungen im Fall der Variante K2 einen geringeren Unterschied zu den Spannungen ohne Klemme aufweisen, gegenüber der Variante K1.

Tabelle 3-1: Vergleich der maximalen Spannung zwischen Variante K1, Variante K2 und der Variante ohne Klemme bei einer zentrischen Belastung (100 kN) an Position 1 (oben)

	Vertikale Spannung σ_z [N/mm ²]		
	links	Mitte	Rechts
Ohne Klemme	-47,6	-47,2	-47,0
Variante K1	-46,3	-46,8	-47,5
Variante K2	-47,2	-47,1	-47,2

In Tabelle 3-2 ist derselbe Vergleich an Position 2 (unten) dargestellt. An dieser Position ist der Effekt der Klemme ebenso erkennbar. Aus diesen beiden Tabellen lässt sich erkennen, dass die Klemmen Einfluss auf die Spannungen haben. Dieser Einfluss ist in Variante K1 größer als in Variante K2.

Tabelle 3-2: Vergleich der maximalen Spannung zwischen Variante K1, Variante K2 und der Variante ohne Klemme bei einer zentrischen Belastung (100 kN) an Position 2 (unten)

	Vertikale Spannung σ_z [N/mm ²]		
	links	Mitte	rechts
Ohne Klemme	-23,8	-23,7	-23,8
Variante K1	-23,5	-23,4	-23,5
Variante K2	-23,7	-23,6	-23,7

Da die Modellierung der Klemmen nach Variante K2 als realistischer betrachtet wird und diese Variante weniger Einfluss auf die Spannungen im Steg hat, werden die Klemmen für alle weiteren Untersuchungen nach dieser Variante modelliert.

Der größtmögliche lichte Abstand zwischen zwei Klemmen, der beim vorhandenen Kranbahnträger möglich ist, beträgt 260 mm (siehe Abbildung 3.9). Wird beim Versuch zwischen diesen Klemmen belastet, beträgt der Abstand von der Radlast zu einer Klemme 130 mm.

Die Untersuchungen bisher wurden mit einem Abstand der Klemme von 10 mm zur Lasteinleitungsstelle durchgeführt (siehe Abbildung 3.11). Da der maximal mögliche Abstand bei Kranüberfahrt 130 mm beträgt, wird nun untersucht, wie sich die Spannungen im Steg verhalten, wenn sich die Klemme zwischen 10 mm und 130 mm befindet. Abbildung 3.12 verdeutlicht den Unterschied zwischen 10 mm und 130 mm.

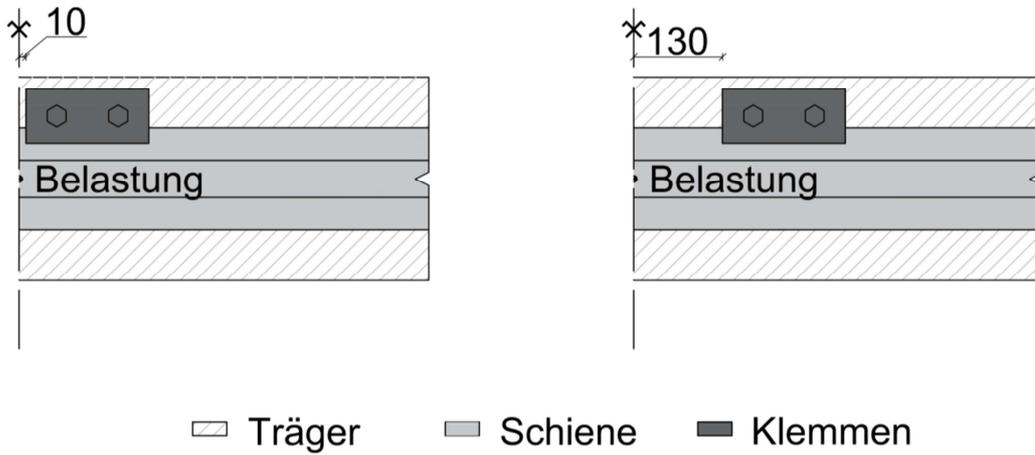


Abbildung 3.12: Abstand der Klemme zum Lasteinleitungspunkt: 10 mm (links) und 130 mm (rechts)

Die Ergebnisse dieser Untersuchung werden in den folgenden Abbildung 3.13 und Abbildung 3.14 dargestellt und erläutert. In Abbildung 3.13 ist erkennbar, wie sich die Spannungen, je nach Abstand der Klemme an Position 1 (oben), verändern. Erhöht man den Abstand der Klemme vom Messpunkt, nähert sich die auftretende Spannung immer weiter jener Spannung an, welche erzielt wird, wenn keine Klemme vorhanden ist. Dieser Effekt ist vor allem bei den Spannungen links am Steg zu beobachten, also auf jener Seite, auf der sich die Klemme befindet. Es zeigt sich, dass der Unterschied zwischen „ohne Klemme“ und einem Abstand von 130 mm (maximaler Abstand der im Versuch möglich ist) bereits sehr gering ist.

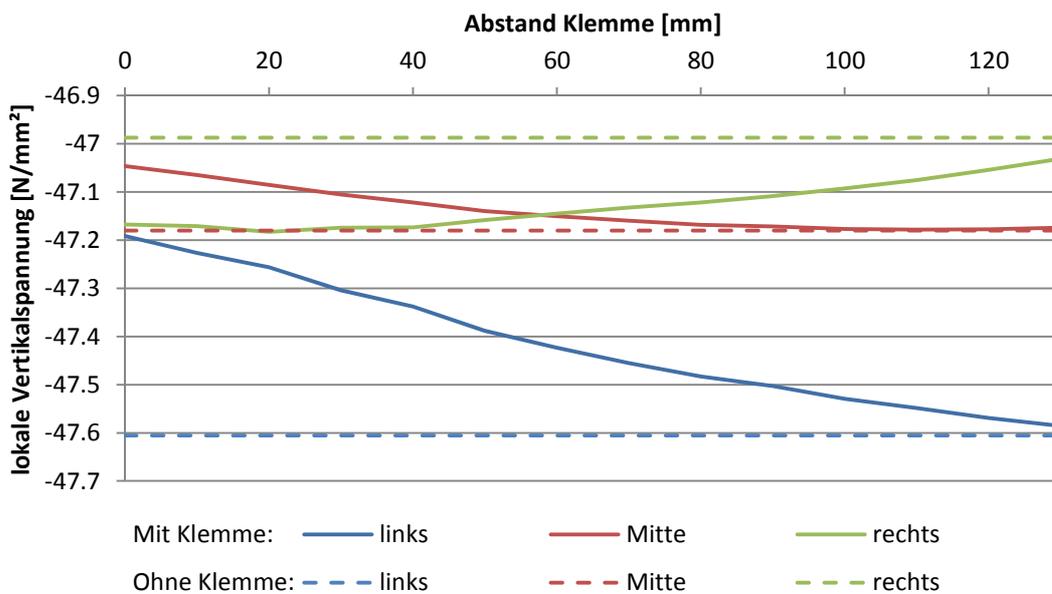


Abbildung 3.13: Lokale Vertikalspannung im Steg, je nach Abstand der Klemme von der Radlast bei zentrischer Belastung (100 kN) an Position 1 (oben)

In Abbildung 3.14 sind die Spannungen an Position 2 (unten) dargestellt. Gleich wie an Position 1 (oben) ist erkennbar, wie sich die Ergebnisse immer weiter dem Wert ohne Klemmen annähern.

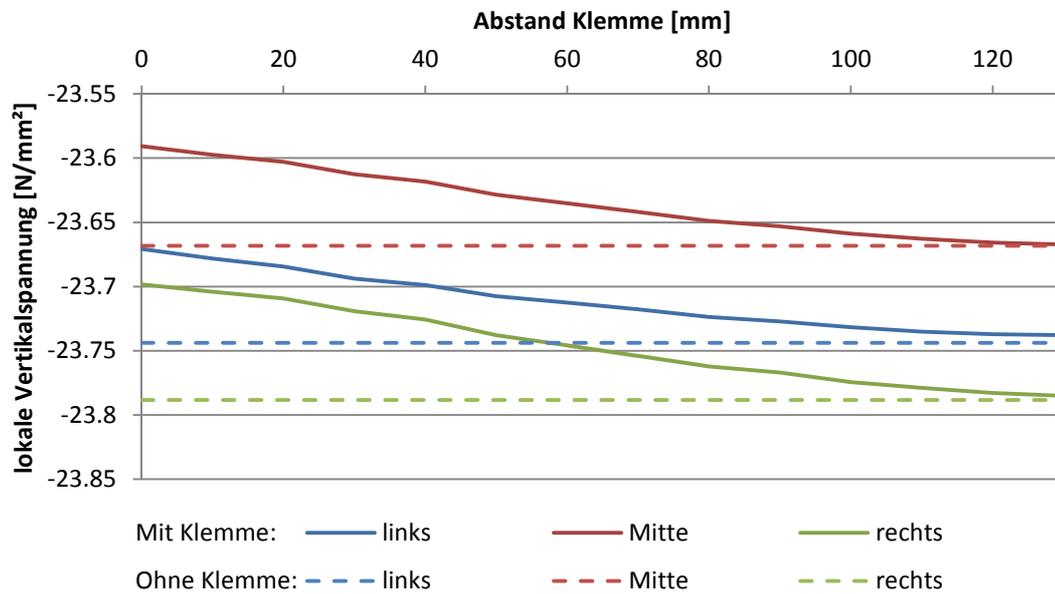


Abbildung 3.14: Lokale Vertikalspannung im Steg, je nach Abstand der Klemme von der Radlast bei zentrischer Belastung (100 kN) an Position 2 (unten)

Beim Versuchsträger ist ein Abstand der Radlast von der Klemme von 130 mm vorhanden. Deshalb wird für den Versuch davon ausgegangen, dass die Klemmen dabei nahezu keinen Einfluss auf die Spannungen haben und dieser Effekt aus diesem Grund vernachlässigt werden kann.

3.4. Einfluss der horizontalen Verstärkungsbleche auf die Spannungen im Steg

Die Schienenklemmen sind über Schrauben mit dem Obergurt (UPE 300) verbunden. Dies bietet im Normalfall die Möglichkeit, die Schiene, durch eine Entfernung der Schrauben sowie der Klemmen, auszutauschen. Bei näherer Betrachtung des Versuchsträgers fällt auf, dass eine Entfernung der Schrauben nicht mehr möglich ist, da der Zugang zu den Schrauben durch die Verstärkungsbleche versperrt wird. Es wird angenommen, dass diese Bleche nachträglich am Träger angebracht wurden. Welchen Sinn die Anbringung dieser zusätzlichen Bleche hat und wie sich dieser Effekt auf die Spannungen im Steg auswirkt, wird in diesem Abschnitt untersucht. In Abbildung 3.15 ist der Vergleich des Trägers mit und ohne Verstärkungsblechen am FE-Modell dargestellt.

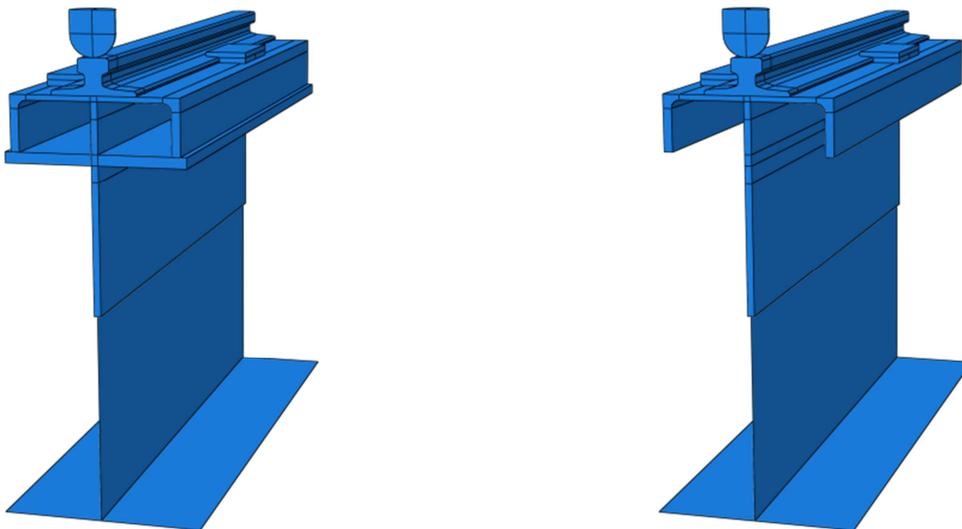


Abbildung 3.15: Vergleich der FE-Modelle: mit Verstärkungsblechen (links) und ohne Verstärkungsbleche (rechts)

Im Folgenden wird der Einfluss der Verstärkungsbleche auf die Spannungen im Steg, vor allem infolge einer exzentrischen Belastung, untersucht.

3.4.1. Zentrische Belastung

Abbildung 3.16 zeigt den Vergleich der Spannungen über die Trägerlänge. Dabei wird unterschieden zwischen „mit Verstärkungsblechen“ (durchgezogene Linien) und „ohne Verstärkungsbleche“ (strichlierte Linien). An Position 1 (oben) ist, bei zentrischer Belastung, kein

wesentlicher Unterschied der Spannungen erkennbar. Im Gegensatz dazu zeigt sich an Position 2 (unten) eine geringfügig größere Differenz der beiden Spannungen. Liegt der Unterschied zwischen den Spannungen an Position 1 (oben) an der Lasteinleitungsstelle nur bei 0,9 %, ist die Differenz an Position 2 (unten) schon wesentlich größer. Der Unterschied liegt dort zwischen den beiden Varianten (mit und ohne Verstärkungsbleche) bei 5 %.

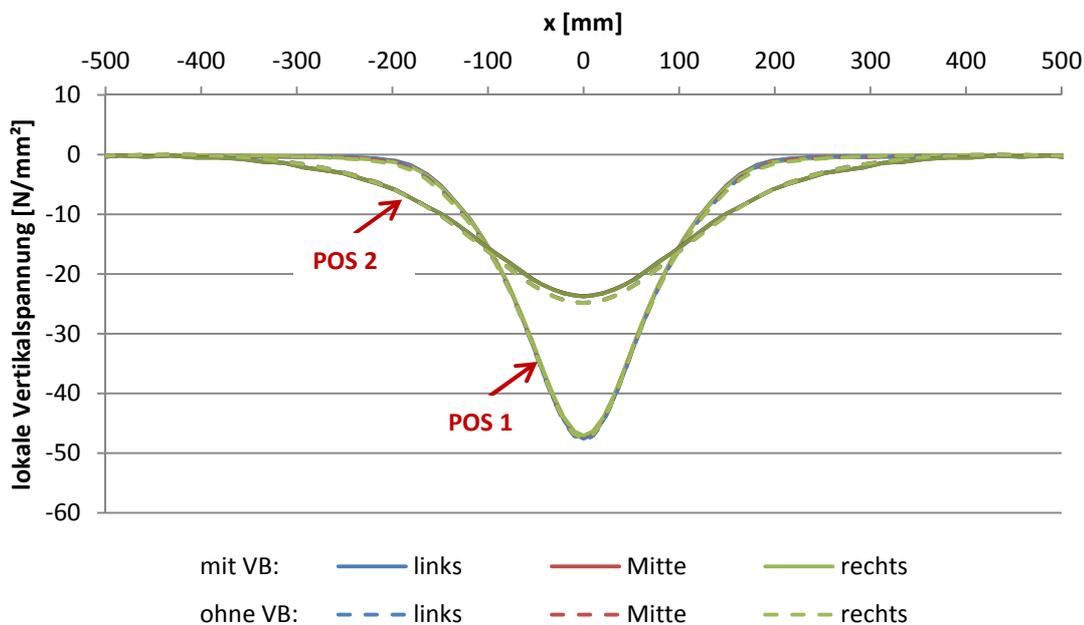


Abbildung 3.16: Vergleich der lokalen Vertikalspannungen längs des Trägers zwischen „mit Verstärkungsblechen (VB)“ und „ohne Verstärkungsbleche (VB)“ bei einer zentrischen Belastung (100 kN) an Position 1 (oben) und Position 2 (unten)

3.4.2. Exzentrische Belastung

Nachfolgend wird gezeigt, dass die Verstärkungsbleche vor allem Einfluss auf die Spannungen im Steg bei exzentrischer Belastung haben. Untersucht wird eine Exzentrizität von $e=+15$ mm und $e=-15$ mm. Da der Träger, bis auf die Klemmen, symmetrisch ist und diese Klemmen nur einen sehr geringen Einfluss haben, wie in Abschnitt 3.3 bewiesen wurde, wird in diesem Kapitel nur der Fall mit $e=+15$ mm näher beschrieben. Zunächst wird in Abbildung 3.17 wiederum das Ergebnis in Position 1 (oben) dargestellt. Im Gegensatz zum Fall der zentrischen Belastung, zeigt sich bei einer exzentrischen Belastung ein deutlicher Unterschied zwischen der Variante mit Verstärkungsblechen und der Variante ohne Verstärkungsbleche. Betrachtet man die Spannungen in dieser Abbildung 3.17 wird deutlich, dass sich die Spannungen in der Mitte des Steges, je nach Variante, nicht wesentlich verändern. Im Gegensatz dazu sind bei den Spannungen links und rechts des Steges deutliche Unterschiede zu erkennen.

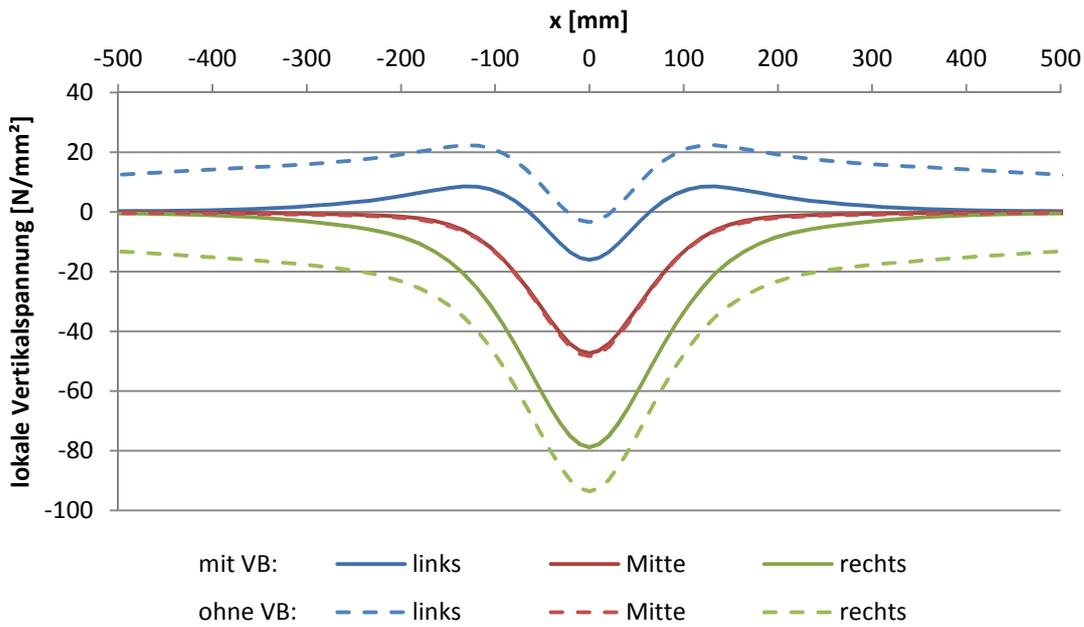


Abbildung 3.17: Vergleich der lokalen Vertikalspannungen längs des Trägers zwischen „mit Verstärkungsblechen (VB)“ und „ohne Verstärkungsbleche (VB)“ bei einer exzentrischen Belastung (100 kN, $e=15\text{mm}$) an Position 1 (oben)

Um den Unterschied zwischen den beiden Varianten zu verdeutlichen, werden die lokalen Spannungen über die Dicke des Steges in Abbildung 3.18 dargestellt.

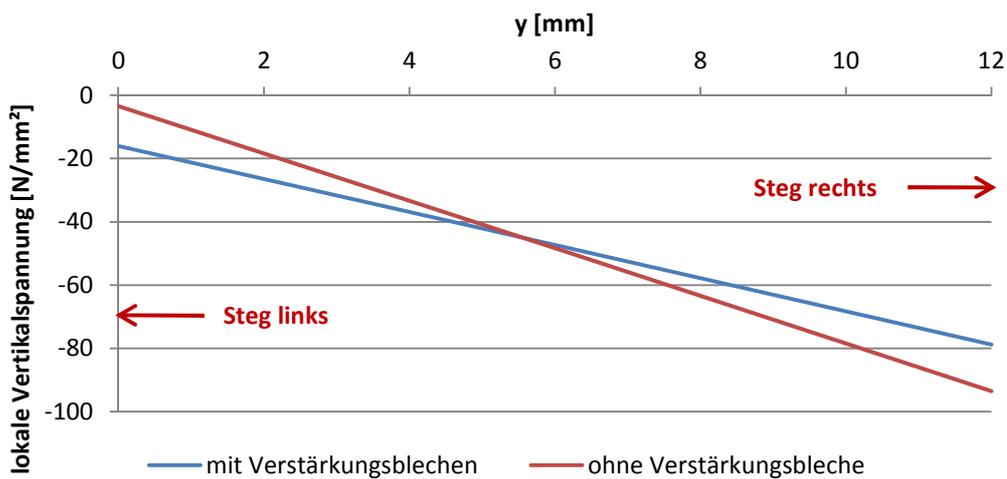


Abbildung 3.18: Vergleich der lokalen Vertikalspannungen über die Stegdicke zwischen „mit Verstärkungsblechen“ und „ohne Verstärkungsbleche“ bei einer exzentrischen Belastung (100 kN, $e=15\text{mm}$) an Position 1 (oben)

Die Spannungen an Position 1 (oben) erhöhen sich beim Fall „ohne Verstärkungsbleche“ deutlich. So ist am rechten Stegrand eine Erhöhung der Spannung von $78,8 \text{ N/mm}^2$ auf $93,5 \text{ N/mm}^2$ erkennbar.

Abbildung 3.19 zeigt die Spannungen an Position 2 (unten). In dieser Abbildung zeigt sich ein ähnlicher Effekt, wie bei den Spannungen an Position 1 (oben). Die Spannungen „mit Verstärkungsblechen“ verlaufen alle ziemlich ähnlich. Bei Entfernung der Verstärkungsbleche verändern sich die Spannungen in der Mitte des Steges minimal. Im Verlauf der Spannungen links und rechts des Steges zeigen sich jedoch, bedingt durch die geringere Steifigkeit des Trägers, deutliche Unterschiede zu den Spannungsverläufen wenn Verstärkungsbleche vorhanden sind.

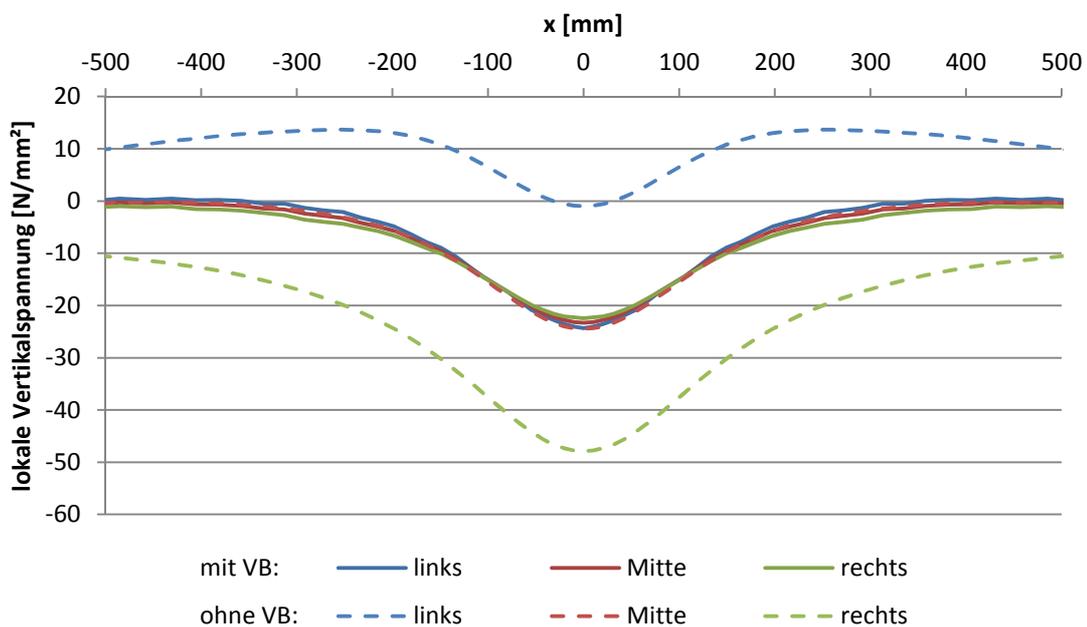


Abbildung 3.19: Vergleich der lokalen Vertikalspannungen längs des Trägers zwischen „mit Verstärkungsblechen (VB)“ und „ohne Verstärkungsbleche (VB)“ bei einer exzentrischen Belastung (100 kN , $e=15\text{mm}$) an Position 2 (unten)

Abbildung 3.20 zeigt die Spannungen im Steg bei exzentrischer Belastung über die Stegdicke an Position 2 (unten). Die Spannungen an dieser Position erhöhen sich am rechten Stegrand von $22,4 \text{ N/mm}^2$ (mit Verstärkungsblechen) auf $47,9 \text{ N/mm}^2$ (ohne Verstärkungsbleche). Dies entspricht einer Erhöhung der Spannungen um mehr als das Doppelte. Im Fall „mit Verstärkungsblechen“ liegt der Unterschied zwischen dem rechten und dem linken Rand des Steges nahezu bei null. Daraus lässt sich schließen, dass die vorhandenen Verstärkungsbleche die Biegespannung im Steg massiv reduzieren (Biegespannung = $1,0 \text{ N/mm}^2$, nahezu ident zu vereinfachter Berechnung, vgl. Abschnitt 2.2.3). Bei Entfernung dieser Verstärkungsbleche ist eine Steigerung der Spannungen links und rechts des Steges erkennbar. Die nun vorhandene Biegespannung beträgt $23,5 \text{ N/mm}^2$.

3. Numerische Vorstudie

Diese Ergebnisse führen zum Schluss, dass durch die nachträglich angebrachten Verstärkungsbleche eine Wirkung erzielt wird, welche an einen Hohlkasten erinnert und zu einer Verschiebung der Biegespannungen im Steg führt. Insbesondere an Position 2 (unten) zeigt sich ein deutlicher Einfluss.

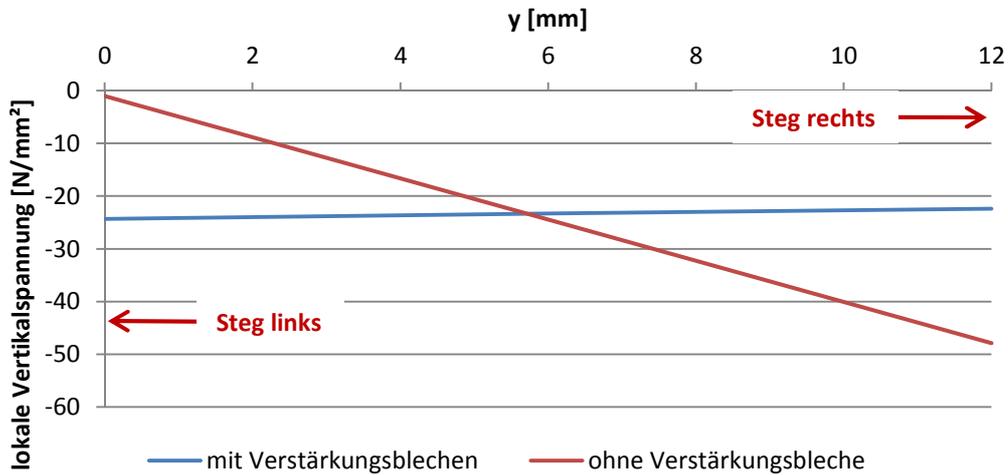


Abbildung 3.20: Vergleich der lokalen Vertikalspannungen über die Stegdicke zwischen „mit Verstärkungsblechen“ und „ohne Verstärkungsbleche“ bei einer exzentrischen Belastung (100 kN, $e=15\text{mm}$) an Position 2 (unten)

In Abbildung 3.21 sind die beiden verformten Modelle, mit jeweils einer Überhöhung um den Faktor 100, dargestellt. Sie macht deutlich, dass sich das Modell ohne Verstärkungsbleche aus der Stegebene sehr viel stärker verformt als das Modell mit Verstärkungsblechen.



Abbildung 3.21: Vergleich verformter FE-Modelle (Überhöhungsfaktor 100), mit Verstärkungsblechen (links) und ohne Verstärkungsbleche (rechts) bei exzentrischer Radlast ($e=+15\text{ mm}$)

4

4. Numerische Berechnung des Versuchsträgers

Dieses Kapitel widmet sich der numerischen Berechnung des Versuchsträgers. Dafür wurden mehrere Finite-Elemente-Modelle, mit zunehmender Komplexität, erstellt. Die Ergebnisse werden nachfolgend miteinander sowie mit den in Kapitel 2 berechneten Spannungen nach Eurocode verglichen.

4.1. FE-Modellvergleich

In dieser Arbeit werden verschiedene Finite-Elemente-Modelle betrachtet. Modell 0 stellt dabei das vereinfachteste Modell dar. Dieses Modell wurde für die Untersuchungen in der Vorstudie verwendet. Für die in diesem Kapitel folgenden Modelle wird dieses Modell 0 sukzessiv an den im Laborversuch verwendeten Träger angepasst und so nach und nach realistischer abgebildet. Abbildung 4.1 zeigt einen Überblick über die verschiedenen untersuchten Modelle und ihre Unterscheidungspunkte. Um die Unterschiede zwischen den Modellen besser sichtbar zu machen, werden die schrittweise eingeführten Veränderungen rot dargestellt. So wird die Schiene bei Modell 1 rot dargestellt, um zu zeigen, dass diese im Vergleich zu Modell 0 verändert wurde. Modell 1 wird nämlich mit der realen abgenutzten Schiene modelliert, wodurch der Effekt der abgenutzten Schiene gezeigt werden soll. In Modell 2 wird eine Schweißnaht zwischen Steg und Obergurt über die ganze Trägerlänge hinzugefügt und bei Modell 3 wird der Verbindung zwischen Steg und Obergurt ein Spalt hinzugefügt, in welchem sich Obergurt und Steg nicht berühren. Alle Berechnungen werden mit einer Last von 100 kN, welche zentrisch und exzentrisch aufgebracht wird, durchgeführt. Die Ergebnisse werden nachfolgend untereinander sowie mit den in Kapitel 2 berechneten Spannungen nach Norm verglichen, um den Unterschied in der Genauigkeit der Modellierung zu zeigen. Am Ende dieses Kapitels wird gezeigt wo die Dehnmessstreifen, die verwendet werden um die Dehnungen in einem Laborversuch am realen Träger zu messen, platziert werden.

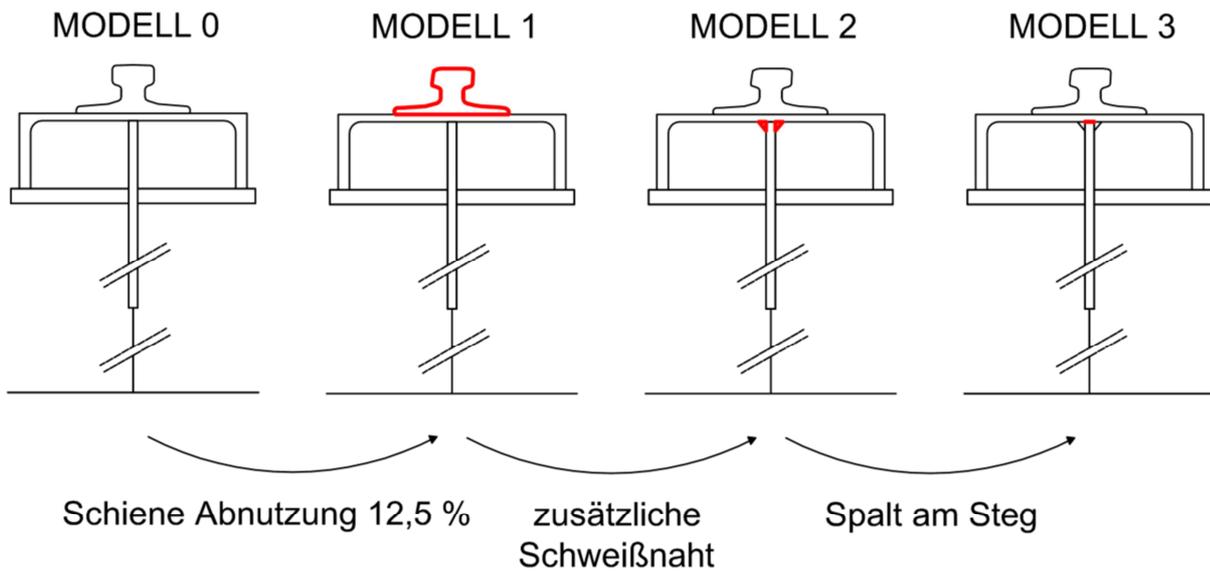


Abbildung 4.1: Vergleich verschiedene FE-Modelle, Modell 0 (links), Modell 1 (Mitte links), Modell 2 (Mitte rechts) und Modell 3 (rechts)

4.2. FE-Modell 0

Zu Beginn wird das Modell 0 mit den in Kapitel 2 berechneten Werten nach Norm bei zentrischer Belastung verglichen. In Abbildung 4.2 ist dieser Vergleich an Position 1 (oben) dargestellt. Auf eine Darstellung der Spannungen links und rechts des Steges wird hier verzichtet, da die Spannungen in diesem Fall ident sind und somit nur zu einer Linie (ident zu jener in Abbildung 4.2) im Diagramm führen würden. Deshalb werden nur die Spannungen in der Mitte des Steges dargestellt. Diese Spannungen werden dabei in N/mm^2 längs des Trägers aufgetragen. Die blaue Linie entspricht den Werten der Finite-Elemente-Berechnung, die orange Linie den berechneten Werten nach Norm. Die Spannungen berechnet nach Norm werden über die effektive Lastausbreitungslänge aufgetragen.

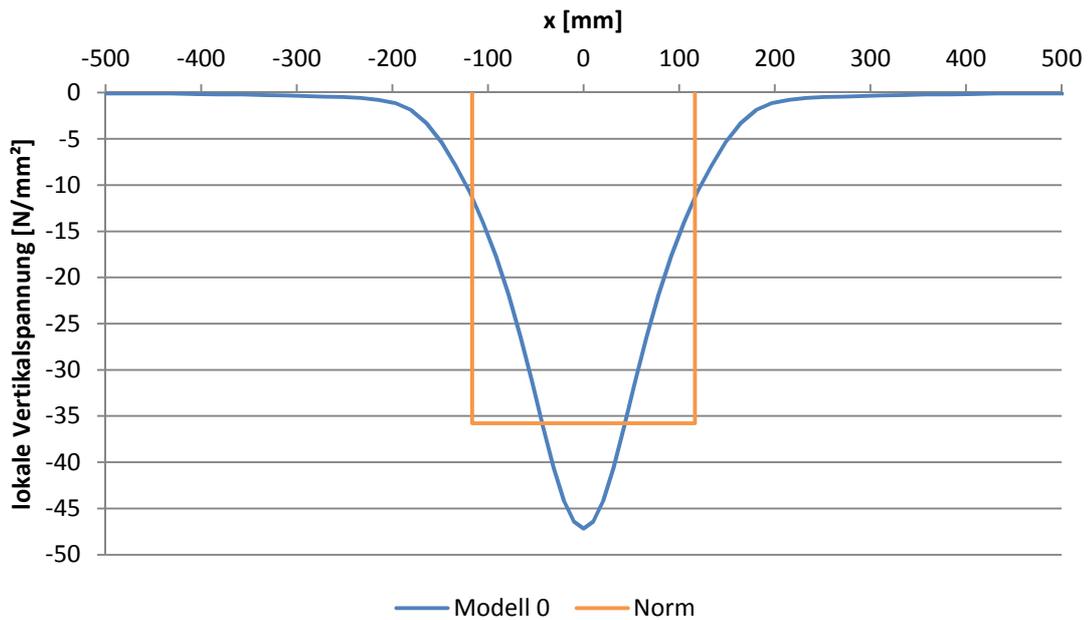


Abbildung 4.2: Vergleich der lokalen Vertikalspannungen längs des Trägers zwischen Modell 0 und Norm bei einer zentrischen Belastung (100 kN) an Position 1 (oben)

Abbildung 4.2 zeigt deutlich, dass die maximalen Spannungen nach Norm geringer sind als jene des FE-Modells. Diese Werte werden in Tabelle 4-1 gegenübergestellt. Der Wert laut Norm beträgt dabei 76 % der Spannung nach FE-Modell.

Tabelle 4-1: Vergleich der Spannung in Feldmitte zwischen Modell 0 und Norm bei einer zentrischen Belastung (100 kN) an Position 1 (oben)

	Vertikale Spannung σ_z [N/mm ²]
Modell 0 (Mitte)	-47,2
Norm	-35,8 (76 %)

Abbildung 4.3 stellt die Spannungen an Position 2 (unten) dar. Auch an dieser Stelle ist der Maximalwert aus der FE-Berechnung höher, als der nach Norm berechnete.

4. Numerische Berechnung des Versuchsträgers

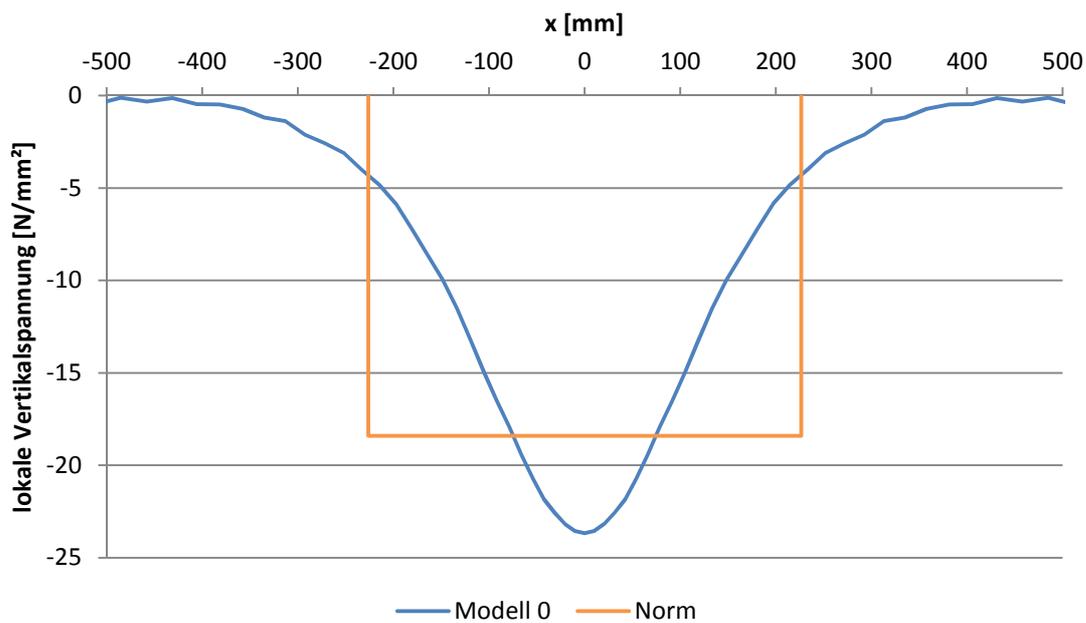


Abbildung 4.3: Vergleich der lokalen Vertikalspannungen längs des Trägers zwischen Modell 0 und Norm bei einer zentrischen Belastung (100 kN) an Position 2 (unten)

Die maximalen Werte werden in Tabelle 4-2 gegenübergestellt. Der Wert laut Norm beträgt dabei 78 % der Spannung nach FE-Modell.

Tabelle 4-2: Vergleich der Spannung in Feldmitte zwischen Modell 0 und Norm bei einer zentrischen Belastung (100kN) an Position 2 (unten)

	Vertikale Spannung σ_z [N/mm ²]
Modell 0	-23,7
Norm	-18,4 (78 %)

Nachfolgend wird der Fall einer exzentrischen Last betrachtet. In diesem Fall zeigt sich ein deutlicher Unterschied zwischen linker, mittlerer und rechter Spannung am Steg, weshalb alle drei Spannungen abgebildet werden. In Abbildung 4.4 sind diese Spannungen an Position 1 (oben) über die Trägerlänge dargestellt. Die Belastung des Kranbahnträgers erfolgt exzentrisch auf der rechten Seite des Steges ($e=+15$ mm). Es ist klar erkenntlich, dass die Spannungen auf der rechten Seite des Steges viel höher sind, als die anderen Spannungen. Das lässt sich auf die Belastung zurückzuführen, die auf dieser Seite eingeleitet wird. Die linke Seite, also jene gegenüber der Belastungsseite, erfährt ab einem Abstand von ca. 66 mm vom Lasteinleitungspunkt sogar Zugspannungen. Zusätzlich wird die Spannung ermittelt nach Norm in orange aufgetragen, wobei diese Spannung einer zentrischen Belastung entspricht, da in Kapitel 2 gezeigt wurde, dass nach derzeitigen Stand der Technik davon ausgegangen wird, dass die zusätzlichen lokalen Biegespannungen am Steg im Bereich des Hohlkastens vernachlässigbar klein sind.

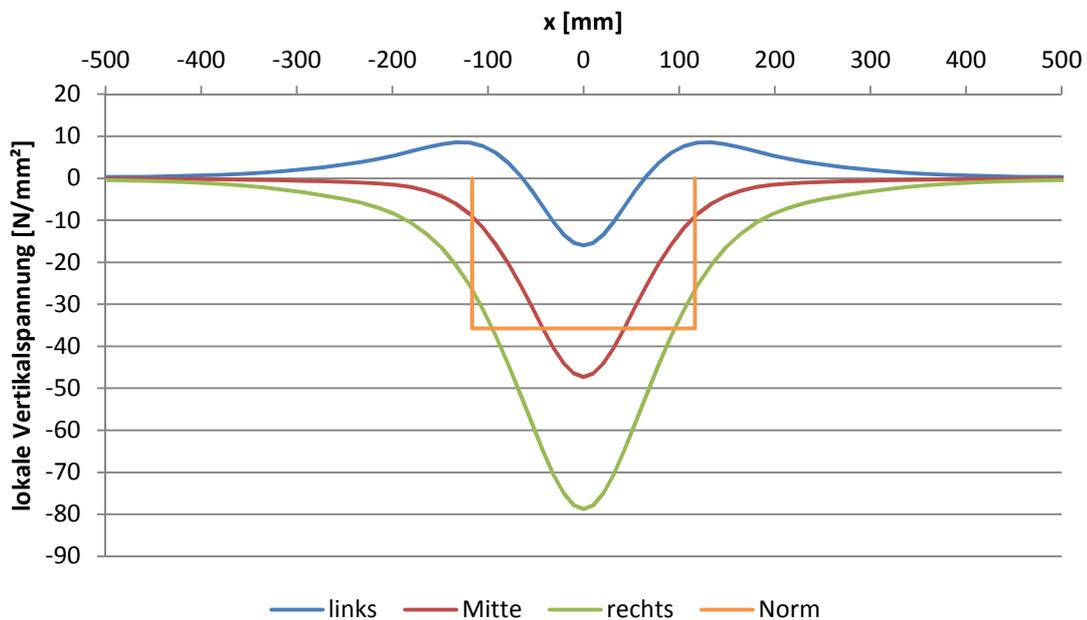


Abbildung 4.4: Vergleich der lokalen Vertikalspannungen längs des Trägers zwischen Modell 0 und Norm bei einer exzentrischen Belastung (100 kN, $e=15$ mm) an Position 1 (oben)

In Abbildung 4.5 sind die Spannungen, bei gleicher Belastung, an Position 2 (unten) links, mittig und rechts des Steges über die Trägerlänge aufgetragen. In dieser Abbildung verlaufen die Spannungen über die Trägerlänge alle ähnlich, das bedeutet, dass an dieser Position deutlich weniger Biegespannungen als noch an Position 1 (oben) herrschen. Die Spannungen an Position 2 (unten) bei exzentrischer Belastung entsprechen ungefähr den Spannungen bei einer zentrischen Belastung. Dieser Effekt ist auf die Wirkung des Hohlkastens zurückzuführen, welcher nahezu die gesamte Biegespannung abträgt.

4. Numerische Berechnung des Versuchsträgers

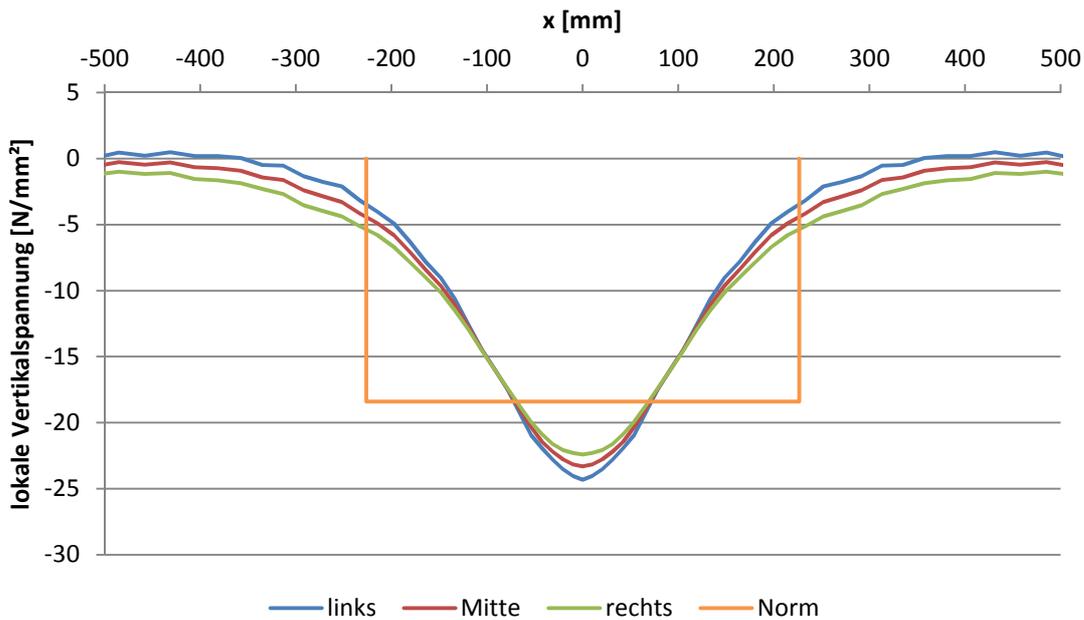


Abbildung 4.5: Vergleich der lokalen Vertikalspannungen längs des Trägers zwischen Modell 0 und Norm bei einer exzentrischen Belastung (100 kN, $e=15$ mm) an Position 2 (unten)

Um das Modell 0 auch bei exzentrischer Belastung mit der Norm zu vergleichen, werden beide in Abschnitt 2.2 berechneten Annäherungen verwendet. Tabelle 4-3 zeigt diesen Vergleich zwischen Modell 0, Annäherung I-Träger und Annäherung Hohlkasten im oberen Bereich des Hohlkastens. An dieser Stelle ist anzumerken, dass die Spannung bei Modell 0 an Position 1 (oben) berechnet wurde, während die Werte der beiden Annäherungen der Spannung an der Stegoberkante (30 mm über Position 1) entsprechen.

Tabelle 4-3: Vergleich der maximalen Biegespannungen zwischen Modell 0, Annäherung I-Träger und Annäherung Hohlkasten an Position 1 (oben) bzw. 30 mm darüber (Stegoberkante)

	Modell 0 [N/mm ²]	Annäherung I-Träger [N/mm ²]	Annäherung Hohlkasten [N/mm ²]
Neuwertige Schiene	31,4	40,0	0

Tabelle 4-4 zeigt den Vergleich zwischen Annäherung Hohlkasten und Modell 0 im unteren Bereich des Hohlkastens. Der Wert nach Modell 0 entspricht der Spannung an Position 2 (unten), während der Wert der Annäherung Kasten der Spannung direkt an der Unterkante des Hohlkastens entspricht. Der Unterschied zwischen diesen beiden Spannungen ist sehr gering und beide sind nahe am Wert Null. Daraus lässt sich schließen, dass beide Fälle zu fast keiner Biegespannung führen.

Tabelle 4-4: Vergleich der maximalen Biegespannungen zwischen Modell 0 und Annäherung Hohlkasten an Position 2 (unten) bzw. 30 mm darüber

	Modell 0 [N/mm ²]	Annäherung Hohlkasten [N/mm ²]
Neuwertige Schiene	1,0	1,2

Abbildung 4.6 zeigt den Vergleich der Biegespannungen zwischen FE-Modell (links), Annäherung als I-Träger (Mitte) und Annäherung als Hohlkasten (rechts).

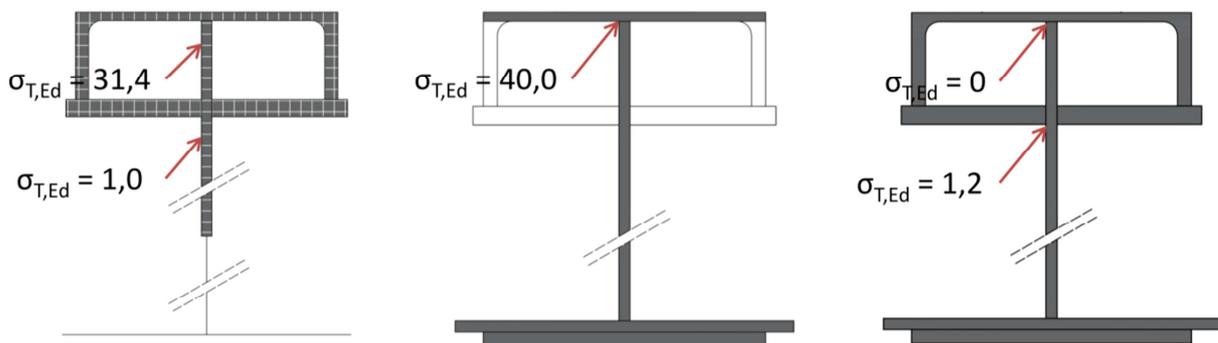


Abbildung 4.6: Vergleich der Biegespannungen bei exzentrischer Belastung (100 kN, $e=15$ mm) am FE-Modell (links), Annäherung als I-Träger (Mitte) und Annäherung als Hohlkasten (rechts)

Der Unterschied der Biegespannungen, zwischen den drei Varianten, am oberen Rand des Hohlkastens bzw. an Position 1 (oben), ist sehr groß. Mithilfe der FE-Berechnungen wird gezeigt, dass die in Abschnitt 2.2.3 getroffene Annahme, der Vernachlässigung der Biegespannungen im oberen Bereich des Hohlkastens, nicht den tatsächlichen Werten dieser Biegespannung entspricht. Diese Biegespannung wird in der FE-Berechnung mit 31,4 N/mm² ermittelt und ist auf die lokale Biegung des Stegblechs zurückzuführen, welche durch die exzentrische Lasteinleitung und Verdrehung des Obergurtbleches entsteht.

Für eine Handrechnung liefern weder die Annäherung über den I-Träger noch jene als Hohlkasten zufriedenstellende Ergebnisse. Gerade diese Schweißnaht an der Stegoberkante ist, durch die Geometrie des Trägers, für Inspektionen oder Instandhaltungsmaßnahmen nicht zugänglich und stellt deshalb im Falle der Ermüdungsbeanspruchung eine Gefahr dar. Aus diesem Grund wird in Kapitel 6 ein Bemessungsmodell entwickelt, das es ermöglichen soll, die Biegespannungen im Steg im Fall eines Hohlkastenquerschnitts mithilfe einer einfachen Gleichung zu bestimmen, um somit den Prozess einer aufwendigen FE-Berechnung zu ersetzen.

4.3. FE-Modell 1 - Abgenutzte Schiene

Der untersuchte Träger wurde über geraume Zeit in der Industrie als Kranbahnträger verwendet. In [1] wird angegeben, dass bei der Bemessung von einer Abnutzung auszugehen ist, die durch die ständige Nutzung der Schiene im Zeitverlauf zustande kommt. Abbildung 4.7 zeigt ein Teilstück der realen abgenutzten Schiene des untersuchten Kranbahnträgers.



Abbildung 4.7: Abgenutzte Schiene (Foto: Kiem, März 2019)

Nach Kraus et al. [2] müsste der Wert der Abnutzung des Schienenkopfs, bei einer Abnutzung von 12,5 %, bei einer Schiene des Typs A55, wie sie beim Versuchsträger vorhanden ist, 3,2 mm betragen. Die Definition der Schienenkopfabnutzung wird in Abbildung 4.8 nochmals dargestellt.

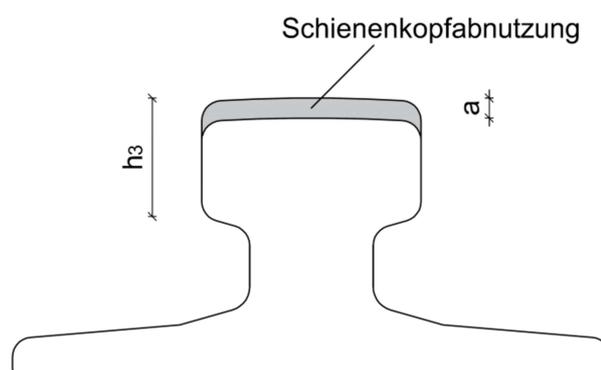


Abbildung 4.8: Schienenkopfabnutzung

Bei der Schiene des Versuchsträgers wurde eine Abnutzung von ca. 3,0 mm gemessen. Dies entspricht einer Abweichung von 0,2 mm vom in [2] angegebenen Wert. In Abbildung 4.9 kann man den Vergleich zwischen nomineller Schiene und abgenutzter Schiene erkennen (rot

abgenutzte Schiene). Die in [1] erwähnte Schienenkopfabnutzung ist in Abbildung 4.9 deutlich erkennbar. Ebenso scheint es so, als sei die Schiene im linken Kopfbereich stärker abgenutzt, dies lässt darauf schließen, dass sich der Kran auf dieser Seite der Schiene befand.

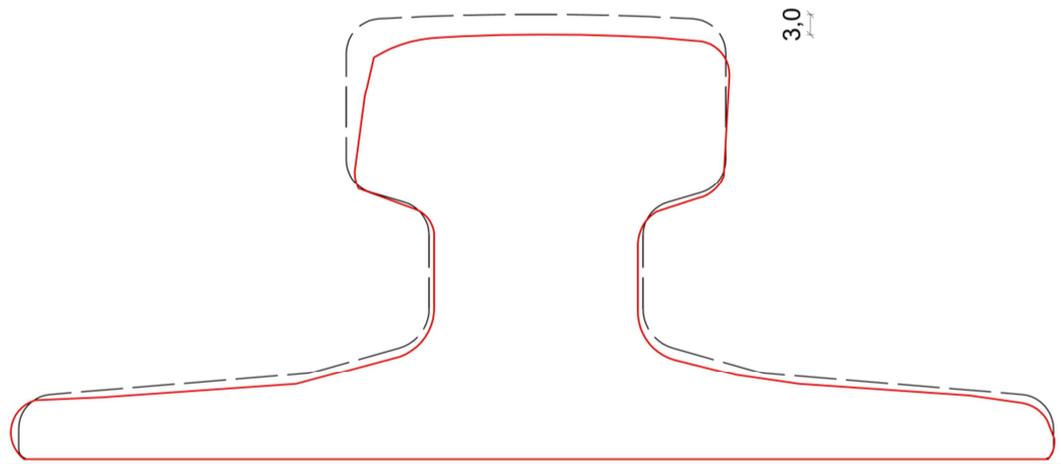


Abbildung 4.9: Schienenvergleich (schwarz: A55 nominell, rot: abgenutzte Schiene)

Der Unterschied zwischen Modell 1 und Modell 0 ist lediglich die Modellierung der Kranbahnschiene, alle anderen Bauelemente bleiben ident. Der Einfluss der abgenutzten Schiene auf die Spannungen im Steg wird in den folgenden Diagrammen erläutert.

Abbildung 4.10 zeigt den Vergleich der Spannungen, längs des Trägers, zwischen Modell 0 und Modell 1 an Position 1 (oben) und Position 2 (unten). Es ist erkennbar, dass die Spannungen bei Modell 1 an Position 1 (oben) am Punkt der Lasteinleitung in Feldmitte geringfügig größer werden, während die Spannungen an Position 2 (unten) nahezu ident verlaufen. Ebenso ist erkennbar, dass die Spannungen links, mittig und rechts des Steges bei beiden Modellen und beiden Positionen nahezu überall dieselben Werte aufweisen, weshalb im Diagramm meist nur eine Linie erkennbar ist.

Der Vergleich zwischen Norm und FE-Modell wurde bereits in Abschnitt 4.2 besprochen. Da sich die Werte nur geringfügig ändern, wird auf einen Vergleich zwischen Modell 1 und Berechnung nach Norm in diesem Abschnitt verzichtet.

4. Numerische Berechnung des Versuchsträgers

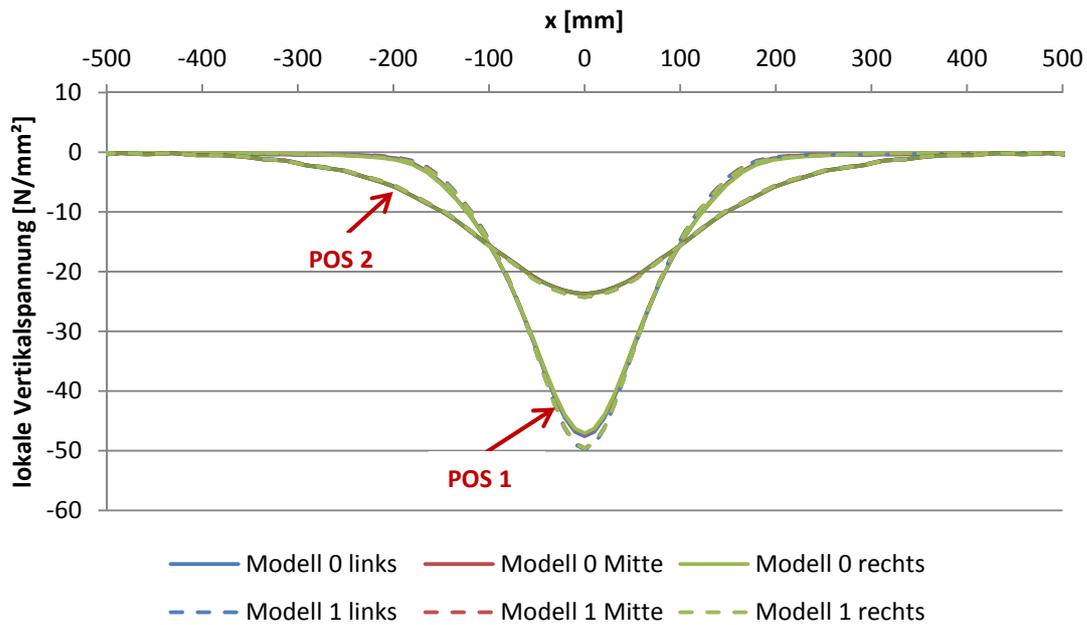


Abbildung 4.10: Vergleich der lokalen Vertikalspannungen längs des Trägers zwischen Modell 0 und Modell 1 bei einer zentrischen Belastung (100 kN) an Position 1 (oben) und Position 2 (unten)

Darüber hinaus wird noch der Vergleich der zwei Modelle im Fall einer exzentrischen Belastung von $e=+15$ mm an Position 1 (oben) betrachtet (siehe Abbildung 4.11).

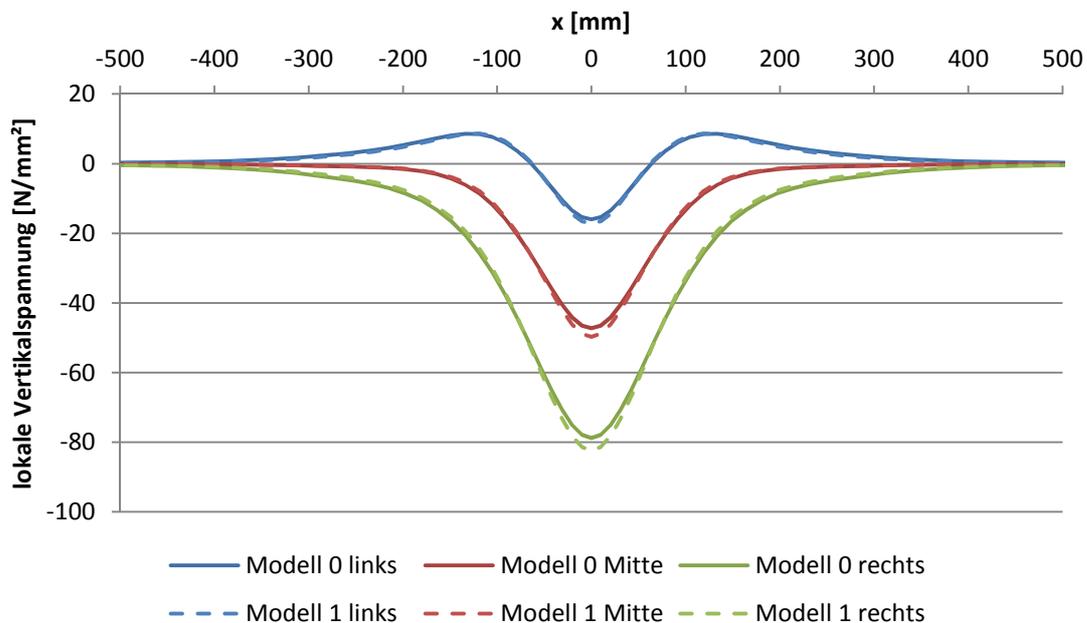


Abbildung 4.11: Vergleich der lokalen Vertikalspannungen längs des Trägers zwischen Modell 0 und Modell 1 bei einer exzentrischen Belastung (100 kN, $e=15$ mm) an Position 1 (oben)

Auch der Vergleich bei exzentrischer Belastung zeigt, dass die Spannungen durch die abgenutzte Schiene größer werden. Dieser Effekt ist insbesondere an jenem Rand erkennbar, an dem die Last aufgebracht wird (rechts).

In Tabelle 4-5 werden die maximalen Spannungen in Feldmitte direkt unter der Radlast an Position 1 (oben) bei zentrischer Belastung in Stegmitte sowie bei exzentrischer Belastung links, mittig und rechts des Steges aufgelistet.

Tabelle 4-5: Vergleich der Spannungen in Feldmitte (direkt unter Radlast) zwischen Modell 0 und Modell 1 bei zentrischer und exzentrischen Belastung (100 kN) an Position 1 (oben)

	Vertikale Spannung σ_z [N/mm ²]			
	Zentrisch	Exzentrisch (e=15 mm)		
	Mitte	links	Mitte	rechts
Modell 0	-47,2	-16,0	-47,3	-78,8
Modell 1	-49,5	-17,3	-49,7	-82,5

Die Erhöhung der Spannung bei zentrischer Belastung, beträgt bei Position 1 (oben), im Vergleich zu Modell 0 ca. 5 %. Dies stellt einen relativ deutlichen Unterschied dar, der die Notwendigkeit einer Berücksichtigung der Abnutzung der Schiene bei der Bemessung eines Kranbahnträgers nach [1] erklärt.

Vollständigkeitshalber wird noch der Vergleich der Modelle an Position 2 (unten) geführt. Wie auch bei allen anderen Vergleichen, sind die Spannungen bei Modell 1 größer als jene bei Modell 0 (siehe Abbildung 4.12). Dies bestätigt die Notwendigkeit einer Berechnung der Spannungen unter Berücksichtigung der Abnutzung der Schiene.

4. Numerische Berechnung des Versuchsträgers

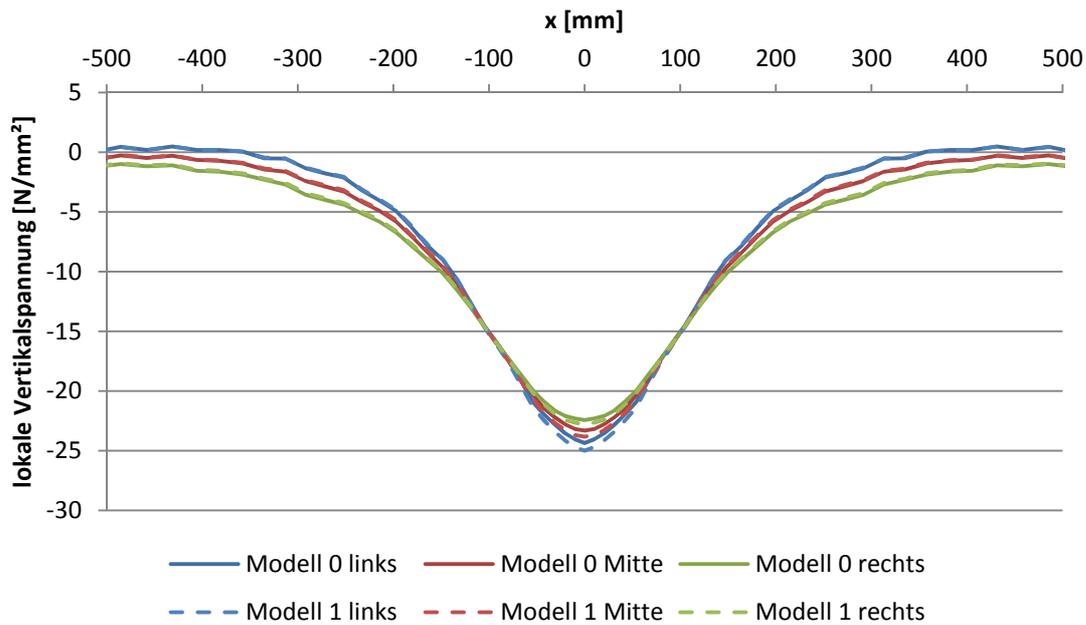


Abbildung 4.12: Vergleich der lokalen Vertikalspannungen längs des Trägers zwischen Modell 0 und Modell 1 bei einer exzentrischen Belastung (100 kN, $e=15$ mm) an Position 2 (unten)

In Tabelle 4-6 werden die maximalen Spannungen in Feldmitte an Position 2 (unten) bei zentrischer Belastung in Stegmitte sowie bei exzentrischer Belastung links, mittig und rechts des Steges aufgelistet.

Tabelle 4-6: Vergleich der Spannung in Feldmitte zwischen Modell 0 und Modell 1 bei einer zentrischen sowie exzentrischen Belastung (100 kN) an Position 2 (unten)

	Vertikale Spannung σ_z [N/mm²]			
	Zentrisch	Exzentrisch ($e=15$ mm)		
	Mitte	links	Mitte	rechts
Modell 0	-23,7	-24,3	-23,3	-22,4
Modell 1	-24,2	-25,0	-23,8	-22,8

An Position 2 (unten) ist kein großer Unterschied zwischen den beiden Modellen erkennbar. Der Unterschied beträgt bei zentrischer Belastung, an Position 2 (unten) ca. 2 %.

4.4. FE-Modell 2 - zusätzliche Schweißnaht

Dem im vorangehenden Kapitel untersuchten Modell 1 wird in diesem Kapitel eine aufgeweitete Schweißnaht an der Verbindung zwischen Obergurt und Steg hinzugefügt (bisher nur alleinige Stumpfnahnt abgebildet). Diese Schweißnaht wurde beim untersuchten Kranbahnträger als Doppelkehlnaht ausgeführt. Abbildung 4.13 zeigt die Schweißnaht an der untersuchten Verbindung zwischen Obergurt und Steg.



Abbildung 4.13: Verbindung Obergurt mit Steg (Foto: Kiem, März 2019)

Durch diese aufgeweitete Schweißnaht werden die Spannungen im Steg verändert. Der Vergleich der Spannungen zwischen den Modellen 0, 1 und 2 wird in Abbildung 4.14 an Position 1 (oben) und Position 2 (unten) über die Trägerlänge dargestellt. Es ist erkennbar, dass die Spannungen durch das Hinzufügen der Doppelkehlnaht an Position 1 (oben) leicht zunehmen. Die Spannungen an Position 2 (unten) bleiben im Vergleich zu jenen der anderen Modelle nahezu ident.

Der Unterschied zwischen den Spannungen der verschiedenen Modelle ist in Abbildung 4.14 nicht gut zu erkennen. Aus diesem Grund werden die maximalen Spannungen in Feldmitte an Position 1 (oben) und an Position 2 (unten) in den Tabellen Tabelle 4-7 und Tabelle 4-8 aufgelistet.

4. Numerische Berechnung des Versuchsträgers

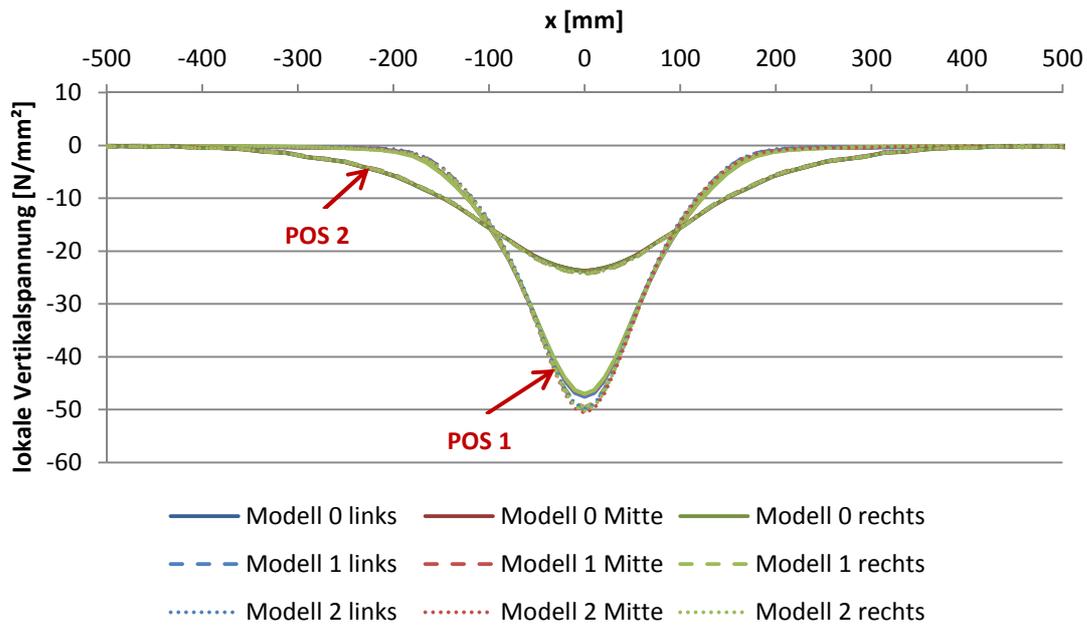


Abbildung 4.14: Vergleich der lokalen Vertikalspannungen längs des Trägers zwischen Modell 0, Modell 1 und Modell 2 bei einer zentralen Belastung (100 kN) an Position 1 (oben) und Position 2 (unten)

Darüber hinaus wird noch der Vergleich der drei Modelle im Fall einer exzentrischen Belastung von $e=+15$ mm an Position 1 (oben) betrachtet (siehe Abbildung 4.15).

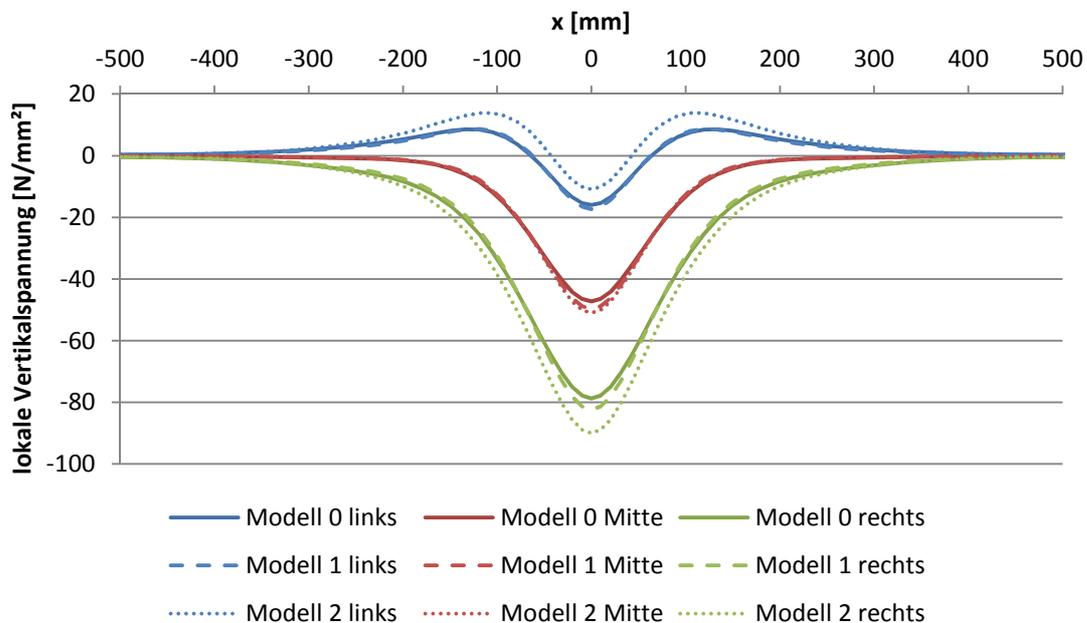


Abbildung 4.15: Vergleich der lokalen Vertikalspannungen längs des Trägers zwischen Modell 0, Modell 1 und Modell 2 bei einer exzentrischen Belastung (100 kN, $e=15$ mm) an Position 1 (oben)

Im Gegensatz zu den Spannungen bei zentrischer Belastung, ist in diesem Fall ein größerer Unterschied zwischen den Modellen an den Spannungen links und rechts des Steges erkennbar. Hingegen bleiben die Spannungen in der Mitte des Steges nahezu ident zu jenen aus Modell 0 und Modell 1.

In Tabelle 4-7 werden die maximalen Spannungen in Feldmitte an Position 1 (oben) bei zentrischer Belastung in Stegmitte, sowie bei exzentrischer Belastung links, mittig und rechts des Steges aufgelistet. In der Tabelle wird gezeigt, dass der Unterschied zwischen Modell 1 und Modell 2 bei einer zentrischen Belastung sehr gering ist. Im Gegensatz dazu unterscheiden sich die Spannungen, bei exzentrischer Belastung, links und rechts des Steges stark von jenen aus Modell 0 und Modell 1.

Tabelle 4-7: Vergleich der Spannung in Feldmitte zwischen Modell 0, Modell 1 und Modell 2 bei einer exzentrischen Belastung (100 kN) an Position 1 (oben)

	Vertikale Spannung σ_z [N/mm ²]			
	Zentrisch	Exzentrisch (e=15 mm)		
	Mitte	links	Mitte	rechts
Modell 0	-47,2	-16,0	-47,3	-78,8
Modell 1	-49,5	-17,3	-49,7	-82,5
Modell 2	-50,6	-10,9	-51,0	-90,0

Vollständigkeitshalber wird noch der Vergleich der Modelle an Position 2 (unten) geführt. In Abbildung 4.16 ist der Verlauf der Spannungen längs des Trägers an Position 2 (unten) dargestellt.

4. Numerische Berechnung des Versuchsträgers

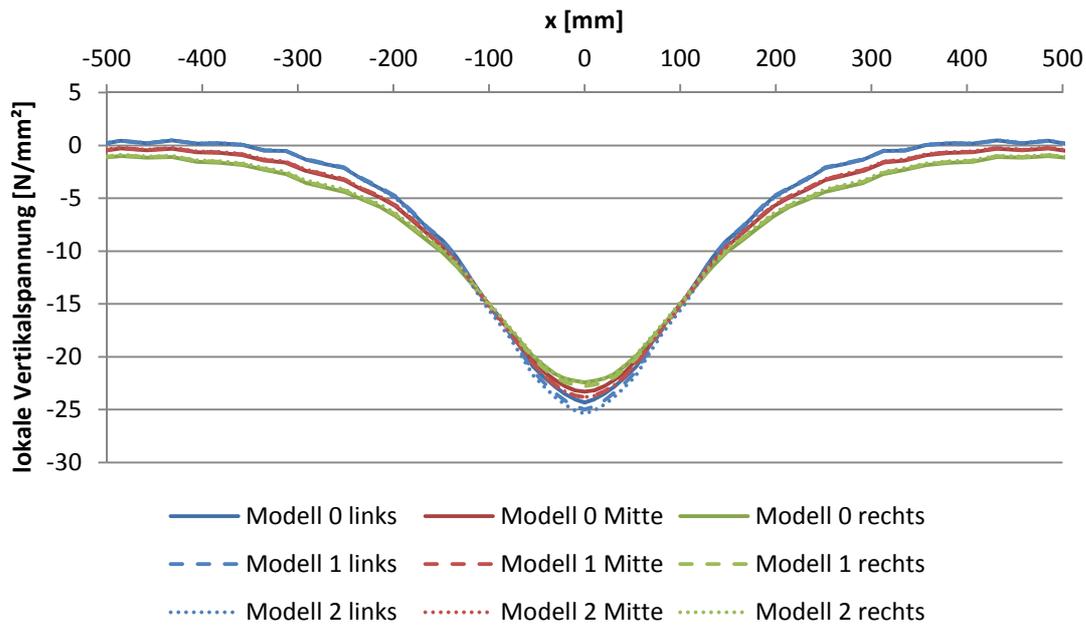


Abbildung 4.16: Vergleich der lokalen Vertikalspannungen längs des Trägers zwischen Modell 0, Modell 1 und Modell 2 bei einer exzentrischen Belastung (100 kN, $e=15$ mm) an Position 2 (unten)

In Tabelle 4-8 werden die maximalen Spannungen in Feldmitte an Position 2 (unten) bei zentrischer Belastung in Stegmitte sowie bei exzentrischer Belastung links, mittig und rechts des Steges aufgelistet. Es ist erkennbar, dass die Spannungen auf der linken Seite des Steges zunehmen, wogegen die Spannungen auf der rechten Seite des Steges abnehmen. Der Unterschied zwischen den einzelnen Modellen ist an Position 2 (unten) allerdings an allen untersuchten Stellen sehr gering.

Tabelle 4-8: Vergleich der Spannung in Feldmitte zwischen Modell 0, Modell 1 und Modell 2 bei einer zentrischen sowie exzentrischen Belastung (100 kN) an Position 2 (unten)

	Vertikale Spannung σ_z [N/mm ²]			
	Zentrisch Mitte	Exzentrisch ($e=15$ mm)		
		links	Mitte	rechts
Modell 0	-23,7	-24,3	-23,3	-22,4
Modell 1	-24,2	-25,0	-23,8	-22,8
Modell 2	-24,1	-25,4	-23,8	-22,4

4.5. FE-Modell 3 - zusätzlicher Spalt über Steg

Im Unterschied zu Modell 2 wird beim Modell 3 ein Spalt zwischen Obergurt und Steg modelliert. In Abbildung 4.17 ist dieser Spalt an der Verbindung zwischen Steg und Obergurt am ausgebauten und freigeschnittenen Trägerteil als schwarzer horizontaler Strich erkennbar. Durch das Einfügen dieses Spalts in das FE-Modell wird die auftretende Last nur über die seitlich des Steges liegenden Schweißnähte übertragen, wodurch die Spannungen im Steg verändert werden.



Abbildung 4.17: Verbindung Obergurt mit Steg (Foto: Kiem, März 2019)

In Abbildung 4.18 werden die Spannungen der Modelle 0, 1, 2 und 3 längs des Trägers an Position 1 (oben) und Position 2 (unten) dargestellt.

Der Unterschied zwischen den Spannungen der verschiedenen Modelle ist in Abbildung 4.18 nicht gut zu erkennen. Aus diesem Grund werden die maximalen Spannungen in Feldmitte an Position 1 (oben) und an Position 2 (unten) in den Tabellen Tabelle 4-9 und Tabelle 4-10 aufgelistet.

4. Numerische Berechnung des Versuchsträgers

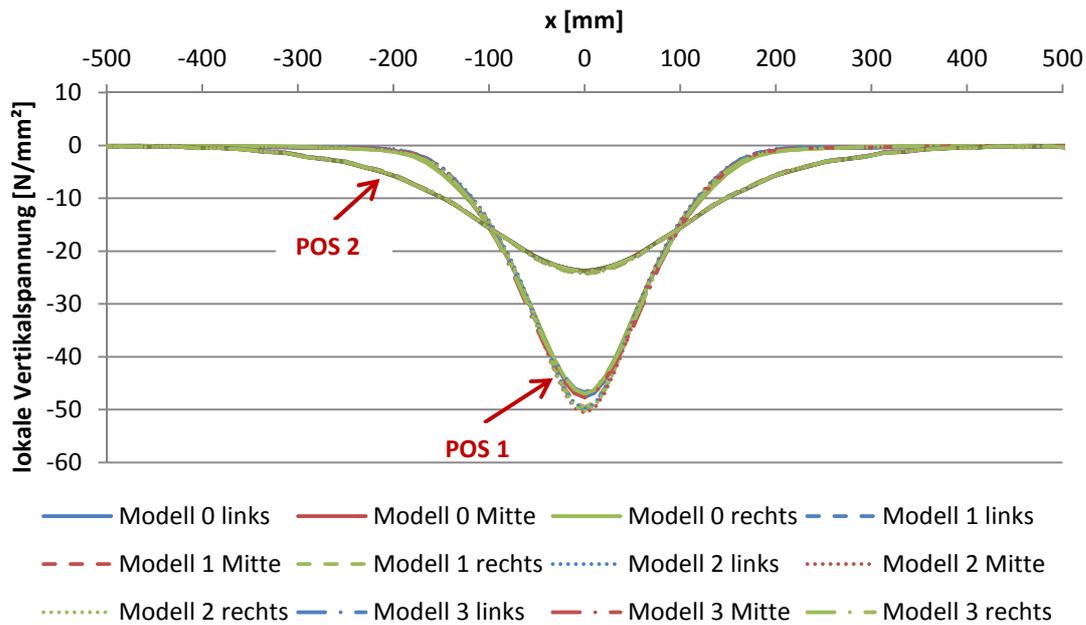


Abbildung 4.18: Vergleich der lokalen Vertikalspannungen längs des Trägers zwischen Modell 0, Modell 1, Modell 2 und Modell 3 bei einer zentralen Belastung (100 kN) an Position 1 (oben) und Position 2 (unten)

Darüber hinaus wird noch der Vergleich der vier Modelle im Fall einer exzentrischen Belastung von $e=+15$ mm an Position 1 (oben) betrachtet (siehe Abbildung 4.19).

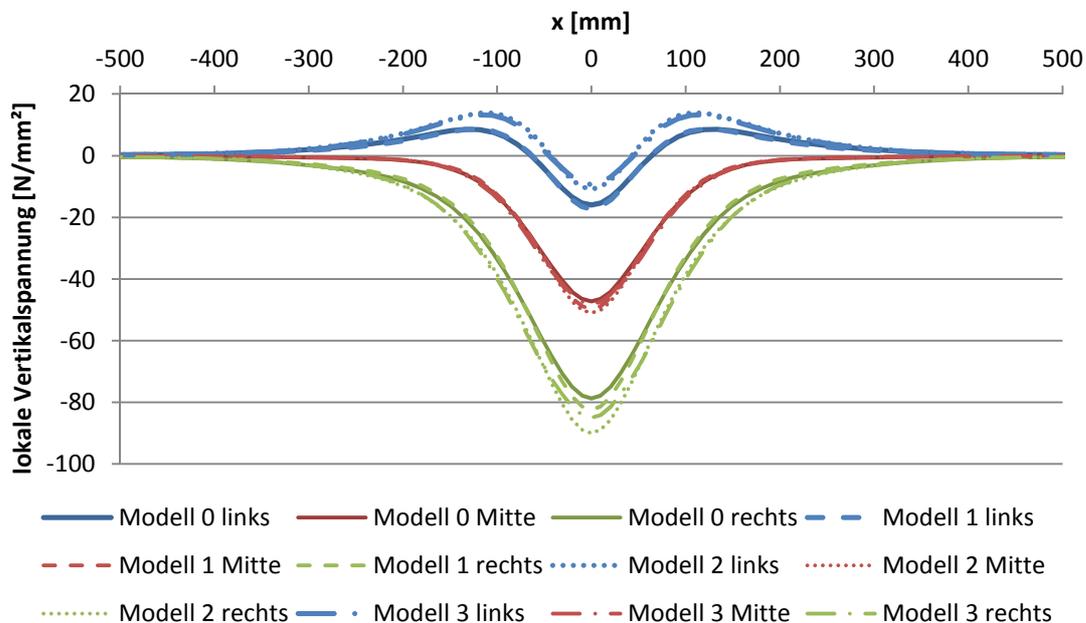


Abbildung 4.19: Vergleich der lokalen Vertikalspannungen längs des Trägers zwischen Modell 0, Modell 1, Modell 2 und Modell 3 bei einer exzentrischen Belastung (100 kN, $e=15$ mm) an Position 1 (oben)

Bei Modell 3 zeigt sich, dass die maximalen Druckspannungen an Position 1 (oben) sowohl bei zentrischer als auch exzentrischer Belastung, im Vergleich zu Modell 2, geringer werden.

In Tabelle 4-9 werden die maximalen Spannungen in Feldmitte an Position 1 (oben) bei zentrischer Belastung in Stegmitte sowie bei exzentrischer Belastung links, mittig und rechts des Steges aufgelistet.

Tabelle 4-9: Vergleich der Spannung in Feldmitte zwischen Modell 0, Modell 1, Modell 2 und Modell 3 bei einer exzentrischen Belastung (100 kN) an Position 1 (oben)

	Vertikale Spannung σ_z [N/mm ²]			
	Zentrisch	Exzentrisch (e=15 mm)		
	Mitte	links	Mitte	rechts
Modell 0	-47,2	-16,0	-47,3	-78,8
Modell 1	-49,5	-17,3	-49,7	-82,5
Modell 2	-50,6	-10,9	-51,0	-90,0
Modell 3	-47,8	-9,4	-48,2	-85,1

Vollständigkeitshalber wird noch der Vergleich der Modelle an Position 2 (unten) geführt. In Abbildung 4.20 ist der Verlauf der Spannungen längs des Trägers an Position 2 (unten) dargestellt.

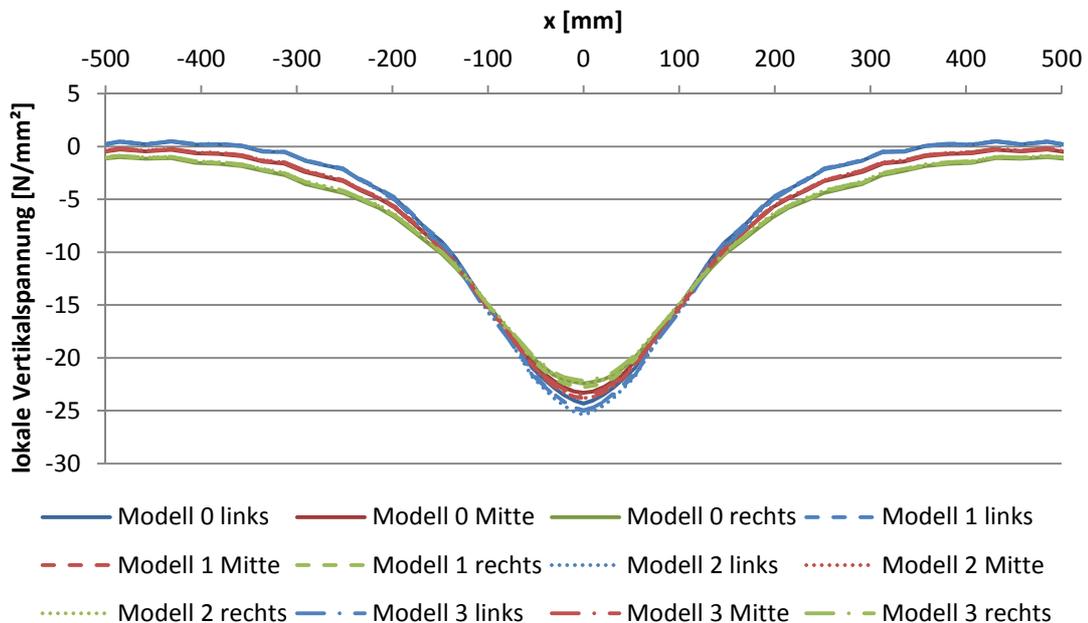


Abbildung 4.20: Vergleich der lokalen Vertikalspannungen längs des Trägers zwischen Modell 0, Modell 1, Modell 2 und Modell 3 bei einer exzentrischen Belastung (100 kN, e=15 mm) an Position 2 (unten)

4. Numerische Berechnung des Versuchsträgers

In Tabelle 4-10 werden die maximalen Spannungen in Feldmitte an Position 2 (unten) bei zentrischer Belastung in Stegmitte sowie bei exzentrischer Belastung links, mittig und rechts des Steges aufgelistet. Es ist erkennbar, dass die Spannungen links, mittig und rechts des Steges im Vergleich zu Modell 2 sowohl bei zentrischer als auch bei exzentrischer Belastung abnehmen.

Tabelle 4-10: Vergleich der Spannung in Feldmitte zwischen Modell 0, Modell 1, Modell 2 und Modell 3 bei einer zentrischen sowie exzentrischen Belastung (100 kN) an Position 2 (unten)

	Vertikale Spannung σ_z [N/mm ²]			
	Zentrisch Mitte	Exzentrisch (e=15 mm)		
		links	Mitte	rechts
Modell 0	-23,7	-24,3	-23,3	-22,4
Modell 1	-24,2	-25,0	-23,8	-22,8
Modell 2	-24,1	-25,4	-23,8	-22,4
Modell 3	-23,8	-25,0	-23,5	-22,2

Betrachtet man die Unterschiede der verschiedenen Modelle wird klar, dass der Unterschied an Position 2 (unten) zwischen den verschiedenen Modellen so gering ist, dass davon ausgegangen werden kann, dass die genauere Modellierung auf die Höhe der Spannungen an dieser Position keinen Einfluss hat.

Im Gegensatz dazu, unterscheiden sich die Spannungen an Position 1 (oben), abhängig von der Belastung, vor allem bei exzentrischer Lasteinleitung, deutlicher voneinander. Aufgrund dieser Erkenntnisse werden alle weiteren Untersuchungen unter Verwendung von Modell 3 durchgeführt.

4.6. Öffnungen in den Verstärkungsblechen für den Laborversuch

Die in den vorangegangenen Kapiteln berechneten Spannungen an den Positionen 1 (oben) und Position 2 (unten) sollen anhand eines Laborversuchs überprüft werden. Da durch die Geometrie des Kranbahnträgers ein Messen der Dehnungen an Position 1 (oben) mithilfe von Dehnmessstreifen, aufgrund der Verstärkungsbleche, nicht möglich ist, wird in diesem Abschnitt eine Lösung für dieses Problem entwickelt. Es wird untersucht, ob die Möglichkeit besteht eine Öffnung in den Träger zu schneiden, welche groß genug ist, um die Dehnmessstreifen anzubringen und zugleich klein genug bleibt, um einen Einfluss auf die Spannungen so gering wie möglich zu halten. Dazu werden nachfolgend drei Varianten numerisch untersucht. Bei Variante 1 werden vier runde Öffnungen, mit 100 mm Durchmesser, von unten in die Verstärkungsbleche beidseits des Steges vorgesehen (siehe Abbildung 4.21 oben). Bei Variante 2 werden diese runden Öffnungen verbunden und jeweils zu einer länglichen Öffnung umgeformt. Diese längliche Öffnung hat eine Länge von 500 mm (siehe Abbildung 4.21 unten). Variante 3 sieht eine Öffnung an der Seite des Trägers vor. Dafür wird beidseits eine längliche Öffnung, mit einer Länge von 260 mm, in den seitlichen Bereich des Obergurts vorgesehen (siehe Abbildung 4.22).

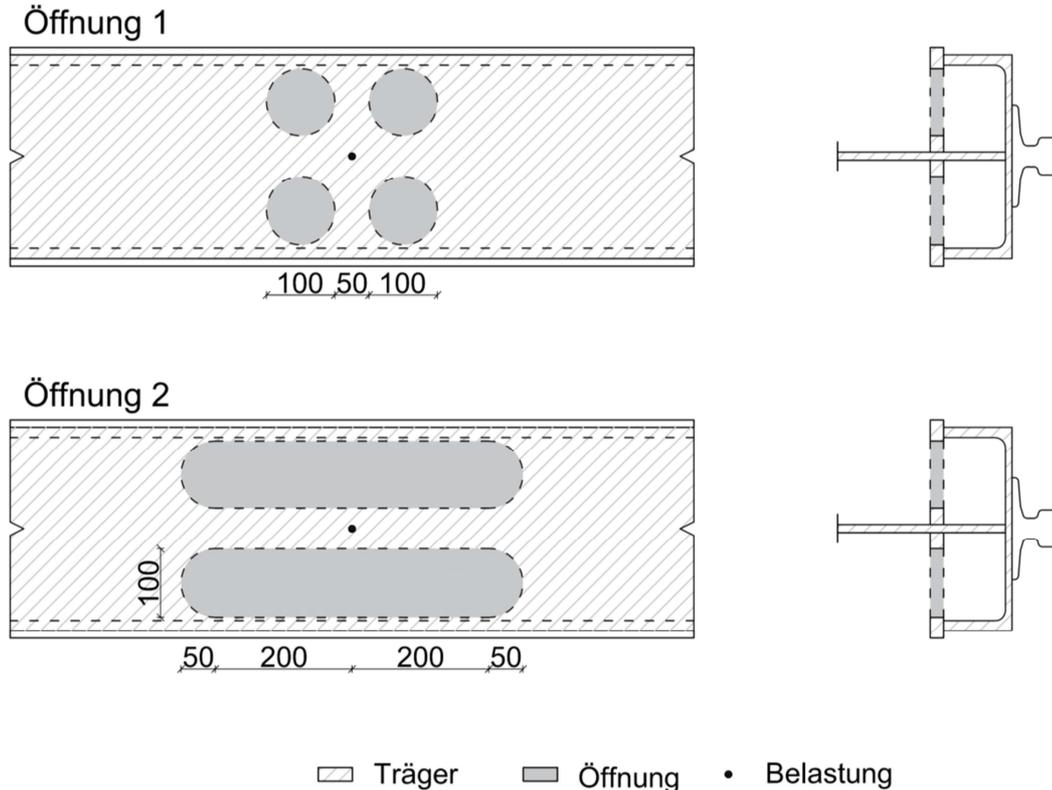


Abbildung 4.21: Skizze der Öffnung 1 (oben) und Öffnung 2 (unten)

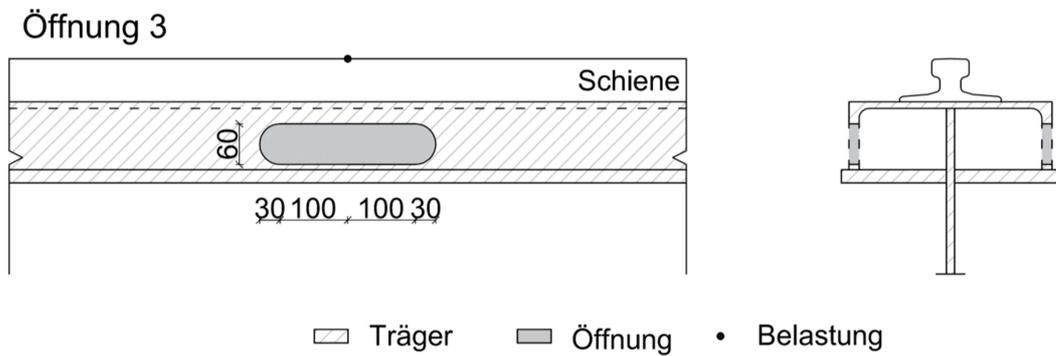


Abbildung 4.22: Skizze der Öffnung 3

In Abbildung 4.23 werden die drei verschiedenen Öffnungen, modelliert mit der Software Abaqus, dargestellt.

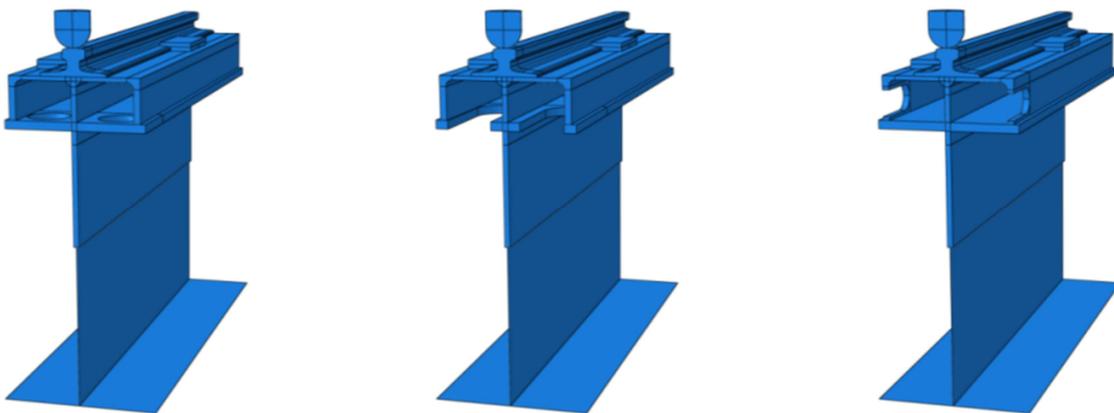


Abbildung 4.23: Modellierung der Öffnungen im FE-Modell: Öffnung 1 (links), Öffnung 2 (Mitte), Öffnung 3 (rechts)

Um diese Varianten vergleichen zu können, wird anhand des Modells 3 jeweils eine zentrische und eine exzentrische Belastung von $e=+15$ mm betrachtet. Damit kann festgestellt werden, wie sich die verschiedenen Öffnungen auf die Spannungen im Steg auswirken. Abbildung 4.24 zeigt die drei Öffnungen im Vergleich zu einem Referenzmodell (ohne Öffnung), bei zentrischer Belastung an Position 1 (oben) und Position 2 (unten). In dieser Abbildung ist kein wesentlicher Unterschied zwischen den verschiedenen Varianten erkennbar.

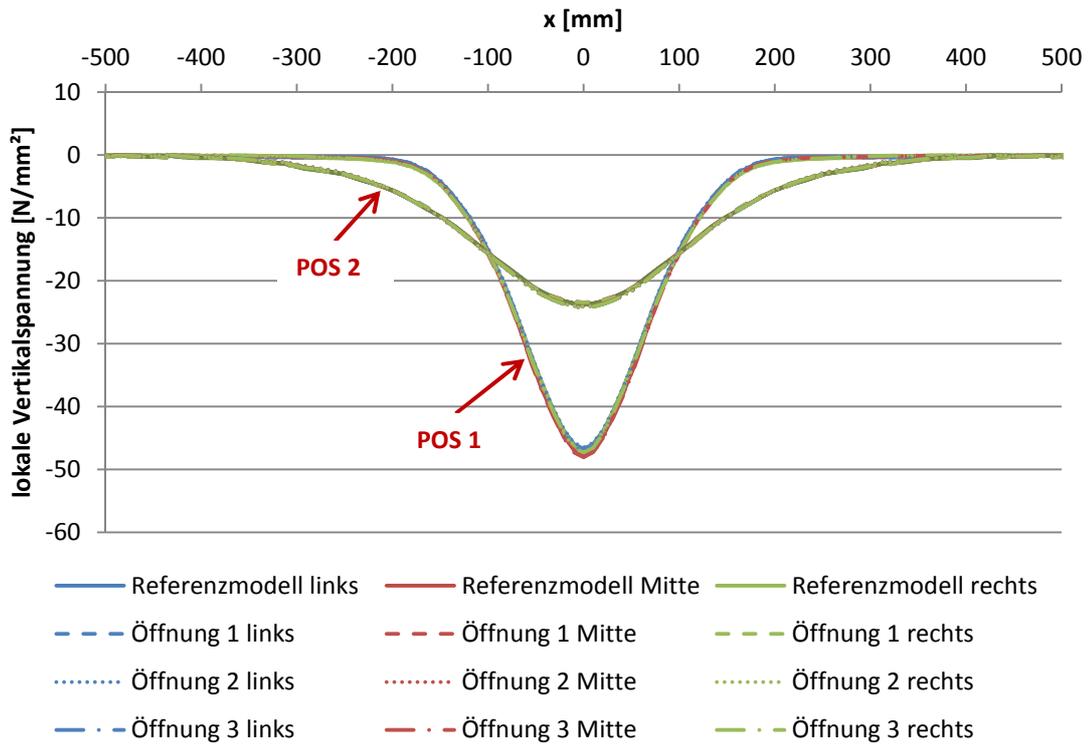


Abbildung 4.24: Vergleich der lokalen Vertikalspannungen längs des Trägers zwischen Referenzmodell, Öffnung 1, Öffnung 2 und Öffnung 3 bei einer zentrischen Belastung (100 kN) an Position 1 (oben) und Position 2 (unten)

Da bei einer zentrischen Belastung weder an Position 1 (oben) noch an Position 2 (unten) ein wesentlicher Unterschied zwischen den Varianten erkennbar ist, wird in Abbildung 4.25 der Fall einer exzentrischen Belastung von $e=+15$ mm an Position 1 (oben) untersucht. Es zeigt sich, dass vor allem die Variante „Öffnung 3“ die größten Spannungsunterschiede aufweist. „Öffnung 1“ und „Öffnung 2“ weisen einen ähnlichen Verlauf wie das Referenzmodell (ohne Öffnungen) auf.

4. Numerische Berechnung des Versuchsträgers

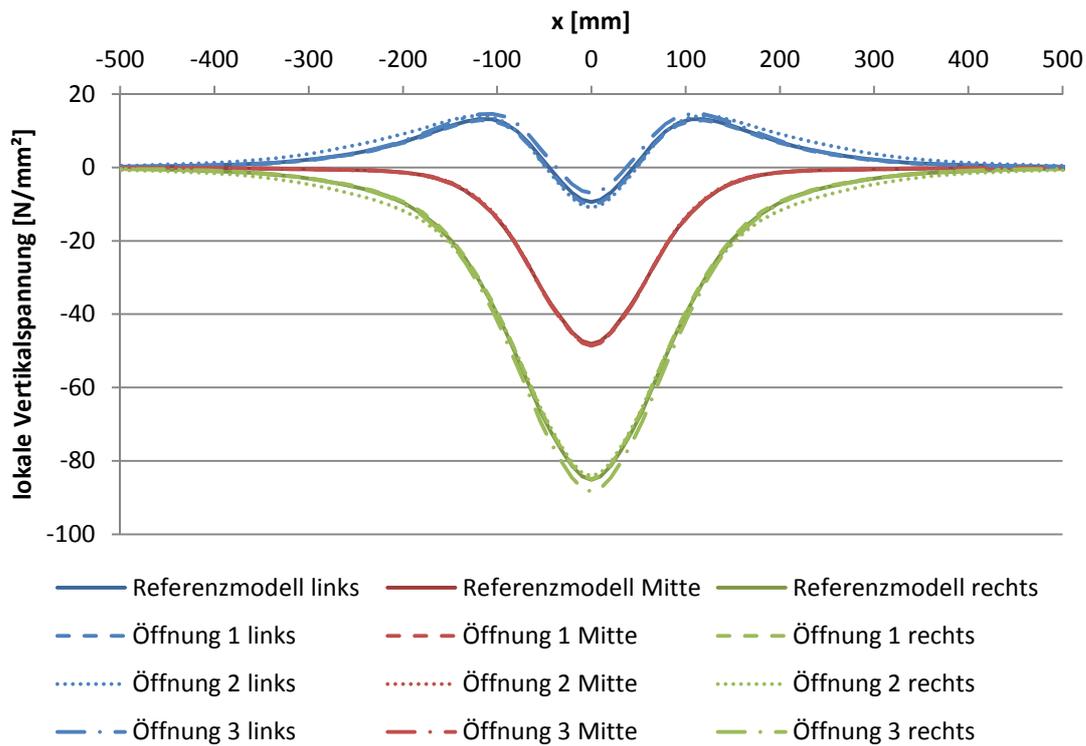


Abbildung 4.25: Vergleich der lokalen Vertikalspannungen längs des Trägers zwischen Referenzmodell, Öffnung 1, Öffnung 2 und Öffnung 3 bei einer exzentrischen Belastung (100 kN, $e=15$ mm) an Position 1 (oben)

In Tabelle 4-11 werden die Spannungen an Position 1 (oben), im Fall einer exzentrischen Belastung, gegenübergestellt.

Tabelle 4-11: Vergleich der maximalen Spannung zwischen Referenzmodell, Öffnung 1, Öffnung 2 und Öffnung 3 bei einer exzentrischen Belastung (100 kN, $e=15$ mm) an Position 1 (oben)

	Vertikale Spannung σ_z [N/mm ²]		
	links	Mitte	rechts
Referenzmodell	-9,4	-48,2	-85,1
Öffnung 1	-10,2	-48,5	-85,0
Öffnung 2	-11,0	-48,5	-84,1
Öffnung 3	-7,0	-48,6	-88,4

In Abbildung 4.26 werden vollständigshalber die Spannungen an Position 2 (unten), bei einer exzentrischen Belastung von +15 mm, dargestellt.

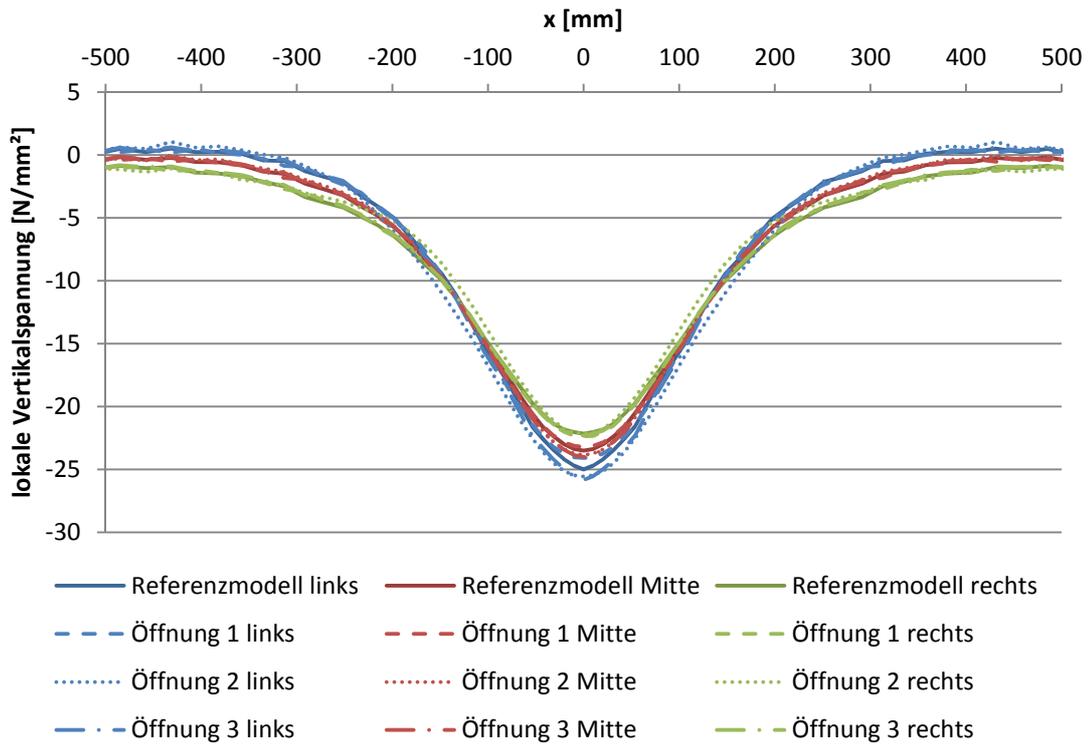


Abbildung 4.26: Vergleich der lokalen Vertikalspannungen längs des Trägers zwischen Referenzmodell, Öffnung 1, Öffnung 2 und Öffnung 3 bei einer exzentrischen Belastung (100 kN, e=15 mm) an Position 2 (unten)

Um eine Entscheidung treffen zu können, welche Variante sich am besten für den Versuchsträger eignet, werden in Tabelle 4-12 die Spannungen an Position 2 (unten) gegenübergestellt.

Tabelle 4-12: Vergleich der maximalen Spannung zwischen Referenzmodell, Öffnung 1, Öffnung 2 und Öffnung 3 bei einer exzentrischen Belastung (100 kN, e=15 mm) an Position 2 (unten)

	Vertikale Spannung σ_z [N/mm ²]		
	links	Mitte	rechts
Referenzmodell	-25,0	-23,5	-22,2
Öffnung 1	-24,1	-23,2	-22,4
Öffnung 2	-25,6	-23,9	-22,2
Öffnung 3	-25,8	-24,0	-22,3

Die Werte aus den eben betrachteten Tabellen führen zu dem Ergebnis, dass die Öffnung 2 den geringsten Einfluss auf die Spannungen hat und somit am besten geeignet für die Versuchsdurchführung ist.

Um die genaue Größe der Öffnung zu wählen, muss zunächst der Spannungsverlauf über die Trägerlänge betrachtet werden. Auf Basis des Spannungsverlaufs kann festgelegt werden in welchem Abstand in Trägerlängsrichtung die Dehnmessstreifen (DMS) angebracht werden können und wie groß die Öffnung dementsprechend gewählt werden muss. Es wird davon ausgegangen, dass auf beiden Seiten des Steges sowohl an Position 1 (oben) als auch an Position 2 (unten) jeweils drei Dehnmessstreifen hintereinander angebracht werden. Dabei wird jeweils ein DMS exakt unterhalb der Radlast angebracht und die anderen beiden in symmetrischem Abstand davon platziert. Abbildung 4.27 zeigt den Spannungsverlauf längs des Trägers, bei exzentrischer Belastung am Modell 3. Anhand dieses Verlaufs wird bestimmt, in welchem Abstand die oberen DMS angebracht werden. Die Platzierung der DMS wird so gewählt, dass die erhaltenen Werte möglichst zwischen den maximalen und minimalen Werten der FE-Berechnung liegen. Somit ergibt sich für die DMS an Position 1 (oben) ein Abstand von 65 mm vom Belastungspunkt (Feldmitte). Der Abstand der Dehnmessstreifen zur Lasteinleitungsstelle wird in Abbildung 4.27 als vertikal strichlierte Linie dargestellt.

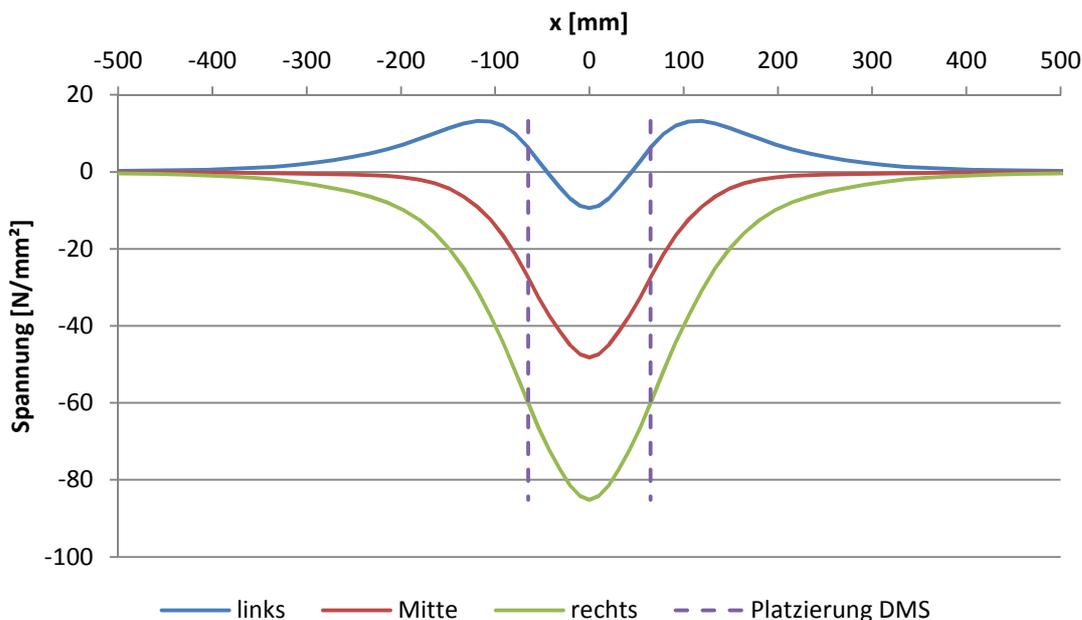


Abbildung 4.27: Platzierung der DMS anhand der lokalen Vertikalspannungen längs des Trägers bei einer exzentrischen Belastung (100 kN, $e=15$ mm) an Position 1 (oben)

Wird der Abstand von 65 mm links und rechts der Belastung addiert, ergibt dies 130 mm. Für das Anbringen der Dehnmessstreifen ist ein gewisser Arbeitsbereich notwendig, weshalb die Öffnung um jeweils 10 mm pro Seite vergrößert wird. Somit ergibt sich für die Öffnung eine Länge von 150 mm. Die Breite der Öffnung wird mit 100 mm gewählt, womit ausreichend Platz für das Kleben der DMS gewährleistet ist. Die Öffnung wird nicht, wie es bei Öffnung 2 der Fall ist, mit einer Rundung

ausgeführt, da diese Rundung nur sehr schwer realisierbar ist. Abbildung 4.28 (Skizze) und Abbildung 4.29 (FE-Modell) zeigen die gewählte Öffnung.

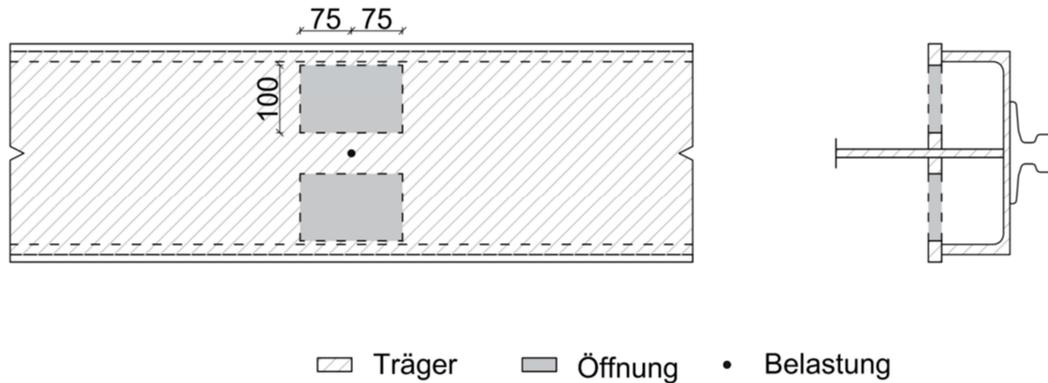


Abbildung 4.28: Skizze der gewählten Öffnung in den Verstärkungsblechen

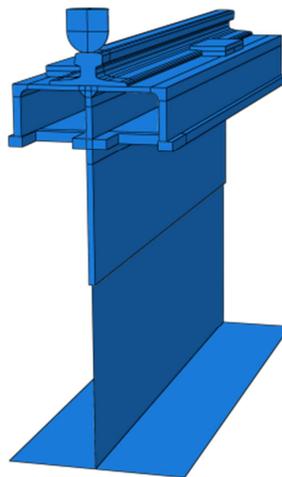


Abbildung 4.29: FE-Modell der gewählten Öffnung in den Verstärkungsblechen

Die Position der Dehnmessstreifen an Position 2 (unten) ist frei wählbar, da dort keine Öffnung wie an Position 1 (oben) notwendig ist. Die Position der DMS wird dabei ebenso anhand des Verlaufs der Spannungen längs des Steges gewählt (siehe Abbildung 4.30), wie es bei jenen an Position 1 (oben) angewandt wurde. Der Abstand der Dehnmessstreifen in Trägerlängsrichtung wird an Position 2 (unten) mit 100 mm gewählt. Eine Skizze mit den genauen Maßen zum Versuchsaufbau befindet sich in Abschnitt 5.2.

4. Numerische Berechnung des Versuchsträgers

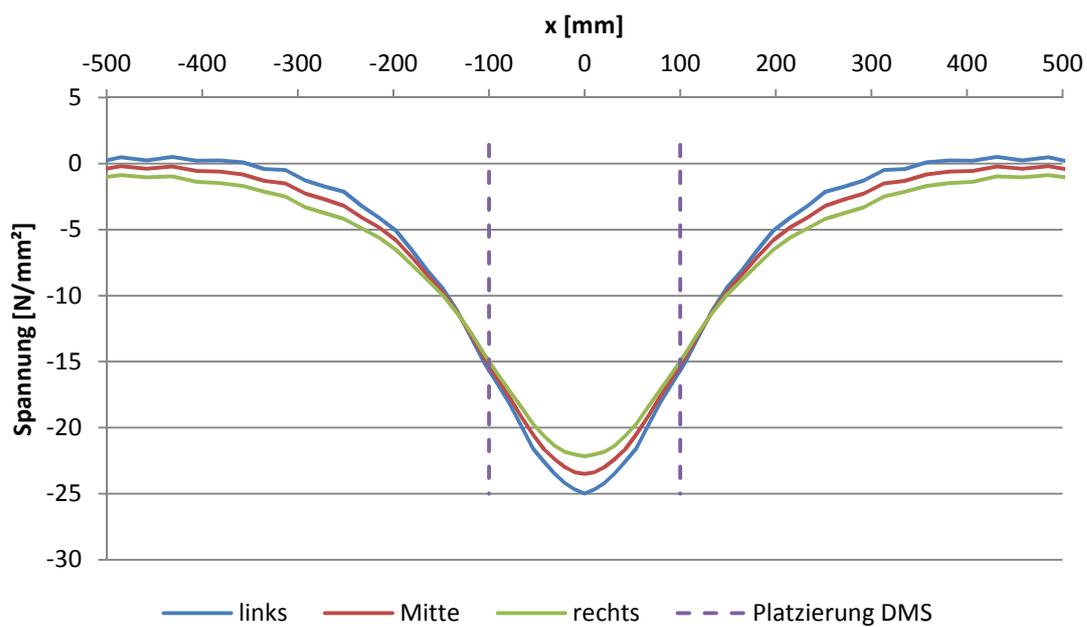


Abbildung 4.30: Platzierung der DMS anhand der lokalen Vertikalspannungen längs des Trägers bei einer exzentrischen Belastung (100 kN, $e=15$ mm) an Position 2 (unten)

5

5. Laborversuch

Im Rahmen dieser Arbeit wurde im Labor ein Versuch mit einem realen Kranbahnträger durchgeführt, um die ermittelten Ergebnisse der FE-Berechnungen zu überprüfen. Dazu wurden am Versuchsträger Dehnmessstreifen an den wichtigsten Punkten angebracht, um die dort auftretenden Dehnungen bei verschiedenen Lastszenarien, messen zu können. Die Ergebnisse dieses Laborversuchs werden im Folgenden dargestellt. Abbildung 5.1 zeigt ein Übersichtsfoto des Laborversuchs.

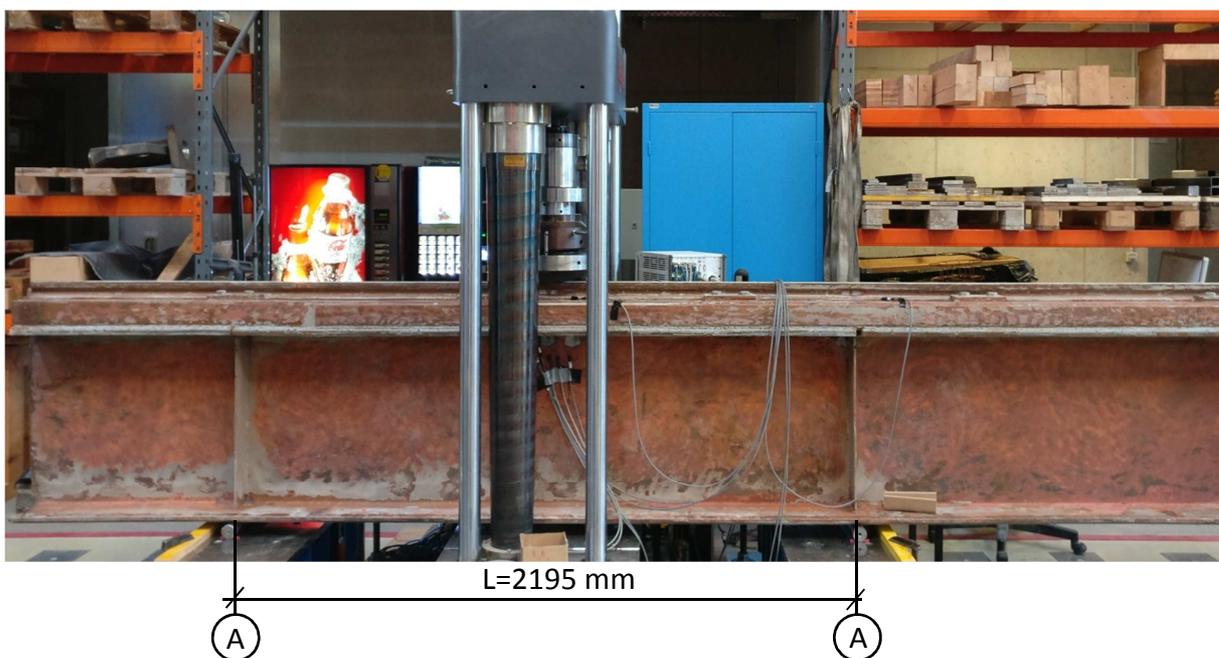


Abbildung 5.1: Übersichtsfoto des Laborversuchs (Foto: Kiem, April 2019)

5.1. Versuchsvorbereitung

Um den Kranbahnträger für den Versuch vorzubereiten, war es, wie in Abschnitt 4.6 erwähnt wird, nötig am Kranbahnträger Öffnungen in die vorhandenen Verstärkungsbleche zu schneiden, um dort Dehnmessstreifen anbringen zu können. Innerhalb dieser Öffnungen konnten somit drei Dehnmessstreifen pro Öffnung angebracht werden. Insgesamt wurden im Vorfeld des Versuchs 16

Dehnmessstreifen am Kranbahnträger angebracht, von denen 12 am Träger selbst (4 Stellen à 3 DMS) und 4 an der Schiene des Trägers angebracht wurden. Abbildung 5.2 zeigt links die erzeugte Öffnung an den Verstärkungsblechen, mit einer Länge von 150 mm und einer Breite von 100 mm, und rechts die angebrachten Dehnmessstreifen am Stegblech.



Abbildung 5.2: Öffnung in Verstärkungsblech (links) und Öffnung in Verstärkungsblech mit angebrachten Dehnmessstreifen (rechts) (Foto: Kiem, April 2019)

5.2. Versuchskonzept

Um den Versuch durchzuführen, wird der Träger auf zwei Rollen gelagert, welche sich genau unterhalb der Steifen, in einem Abstand von 2,195 m, befinden. Belastet wird der Träger in Feldmitte zwischen diesen zwei Auflagerpunkten mit $L=2,195$ m. Gemessen werden die vertikalen Dehnungen über Dehnmessstreifen, welche direkt unterhalb der Belastung angebracht werden. Diese Positionen sind in Abbildung 5.3 dargestellt, wobei anzumerken ist, dass jeweils auf beiden Seiten des Trägersteges Dehnmessstreifen angebracht wurden. Die DMS werden in der Abbildung in Rot dargestellt. Die Nummern von 1 bis 8 befinden sich auf einer Seite des Trägers und die in Klammern stehenden Zahlen (9-16) auf der gegenüberliegenden Seite. Die Dehnmessstreifen werden dabei jeweils 30 mm unterhalb des Obergurtes (Position 1) bzw. 140 mm unterhalb des Obergurtes (Position 2) angebracht. Belastet wird der Träger zunächst zentrisch über ein Kranrad und anschließend zentrisch sowie exzentrisch mittels eines sphärischen Laststempels. Die exzentrische Belastung wird dabei mit einer Exzentrizität von 15 mm durchgeführt, wobei diese Verschiebung nach links und rechts vorgenommen wird. Es ist zu erwähnen, dass im Zuge dieses Versuchs auch Messungen der Dehnungen an der Schiene durchgeführt wurden. Diese Messdaten werden in einem späteren Abschnitt ausgewertet und veranschaulicht.

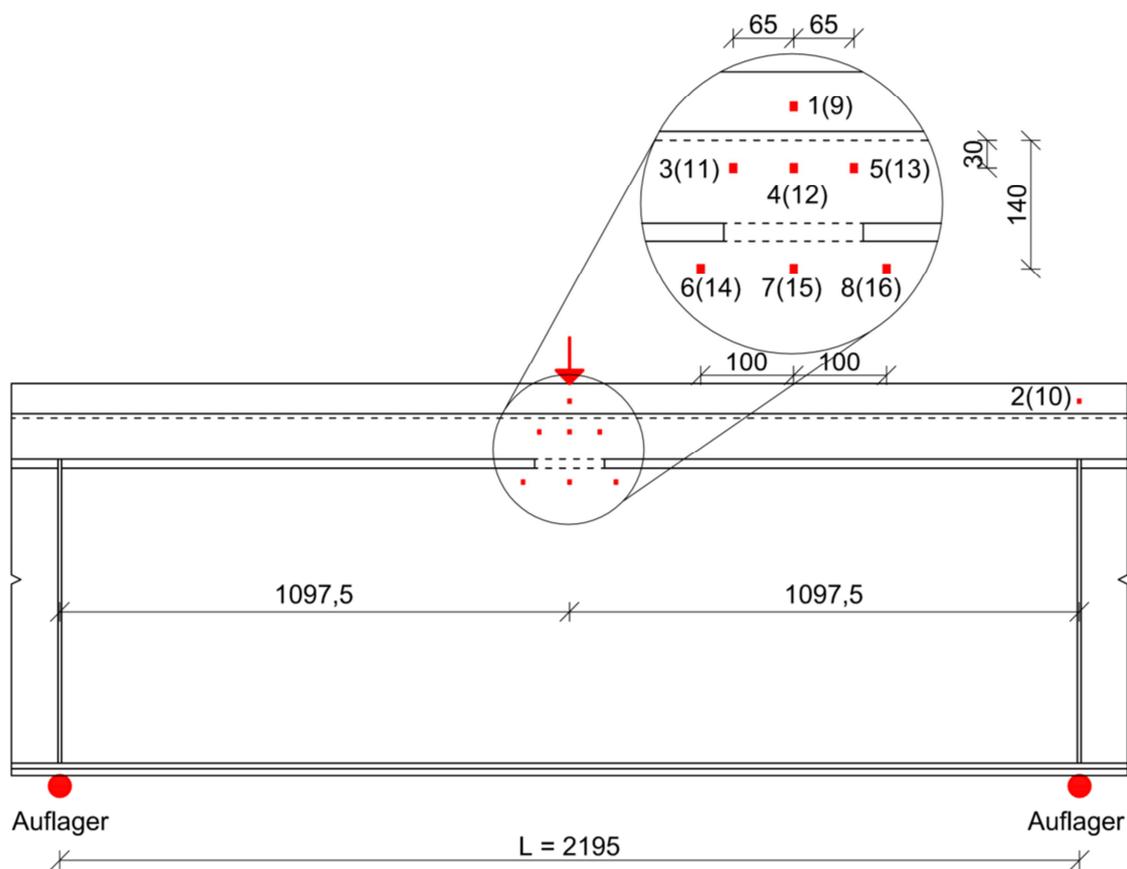


Abbildung 5.3: Lage und Nummerierung der Dehnmessstreifen am Kranbahnträger, LPI

5.3. Versuchsdurchführung

Insgesamt wurden am Kranbahnträger acht verschiedene Versuche durchgeführt. Dabei wurden vier Versuche an Lastposition I und vier Versuche an Lastposition II durchgeführt. Alle Versuche an Lastposition II dienen lediglich der Ermittlung der Dehnungen in der Schiene über einer Steife und werden im Folgenden, gleich wie die Versuche zu Lastposition I, kurz beschrieben.

5.3.1. Lastposition I

Mit Lastposition I wurden vier Versuche durchgeführt, wobei die Belastung bei diesen Versuchen in Feldmitte zwischen zwei Quersteifen aufgebracht wurde. Der Versuchsaufbau wird in Abbildung 5.4 dargestellt.

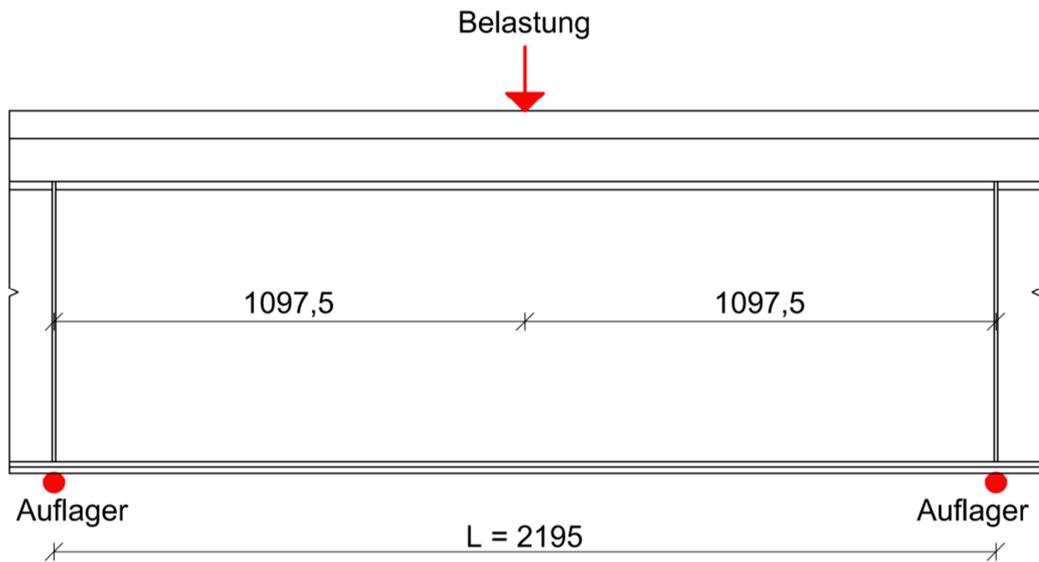


Abbildung 5.4: Versuchsaufbau Lastposition I, Belastung in Feldmitte zwischen zwei Quersteifen

Bei dieser Position wurden zwei zentrische Versuche durchgeführt, wobei ein Versuch dabei mittels Kranrad und der andere mittels Laststempel durchgeführt wurde. Anschließend wurden zwei exzentrische Versuche, mit einer Exzentrizität von +/- 15 mm durchgeführt. Bei diesen exzentrischen Versuchen wurde die Belastung über einen sphärischen Laststempel eingeleitet, da die Belastung über ein Kranrad bei einer exzentrischen Belastung nicht möglich ist. In Abbildung 5.5 wird die Belastung mittels Laststempel zentrisch sowie exzentrisch gezeigt.



Abbildung 5.5: Versuchsaufbau mit Laststempel zentrisch (links) und mit Laststempel exzentrisch (rechts)
(Foto: Kiem, April 2019)

5.3.2. Lastposition II

Für Lastposition II (Last über einer Quersteife, Lagerung zwischen den Quersteifen) wurden vier Belastungen durchgeführt. Abbildung 5.6 zeigt eine Versuchsskizze, dabei wird links der Fall der Belastung in Feldmitte dargestellt und rechts der Fall derselben Belastung, aber mit einem zusätzlichen Auflager in Feldmitte unterhalb der Steife.

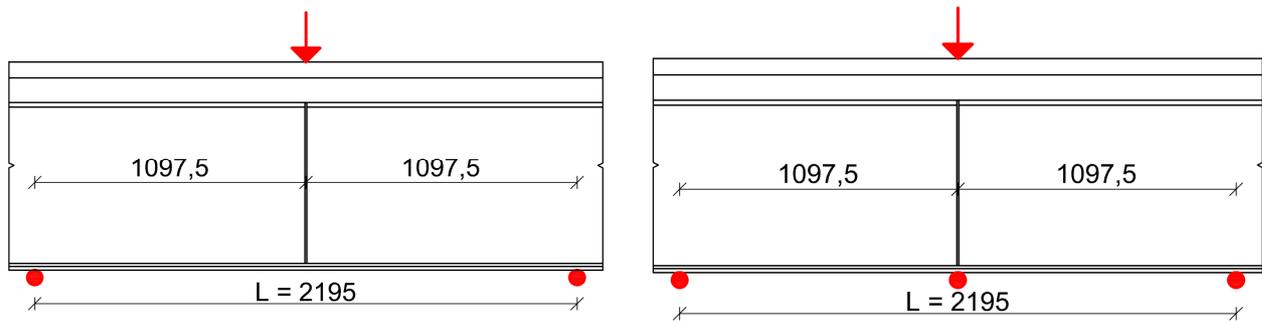


Abbildung 5.6: Versuchsaufbau Lastposition II ohne zusätzliches Auflager (links) und mit zusätzlichem Auflager unter der Quersteife (rechts)

Die Belastung wurde zunächst über ein Kranrad zentrisch über einer Quersteife aufgebracht. Um den Einfluss eines Auflagers auf die Spannungen in der Schiene zu ermitteln, wurde beim zweiten Versuch ein Auflager geschaffen, indem eine Rolle unter der Steife platziert wurde. Darüber hinaus wurde versucht den Einfluss des Auflagers festzustellen, indem die Rolle einmal bei einer Belastung von ca. 200 kN in Kontakt mit dem Träger kam und einmal bereits von Beginn an in Verbindung mit dem Träger stand. Als letzten Versuch an dieser Lastposition wurde die Belastung über einen Laststempel (ohne zusätzliches Auflager) aufgebracht. Alle diese Versuche wurden bei einer zentrischen Belastung mit einer maximalen Kraft von 350 kN durchgeführt.

5.4. Darstellung der Versuchsergebnisse

In den folgenden Abschnitten dieser Arbeit wird auf die Versuchsergebnisse eingegangen. Dabei wird ein Vergleich zwischen Kranrad und Laststempel geführt, die Messergebnisse an den Schienen besprochen sowie die Ergebnisse der Messungen am Stegblech dargestellt und mit den FE-Berechnungen bzw. den Berechnungen nach Norm verglichen.

5.4.1. Vergleich zwischen Kranrad und Laststempel

Wie schon in Abschnitt 3.2 erwähnt, werden zwei Lastaufbringungsvarianten untersucht. Dabei handelt es sich einmal um ein Kranrad mit einem Radius von 300 mm und einmal um einen sphärischen Laststempel, mit einem Radius von 40 mm. In Abbildung 5.7 sind die beiden Belastungsarten dargestellt, links das Kranrad und rechts der Laststempel.



Abbildung 5.7: Belastung mittels Kranrad (links), Belastung mittels Laststempel (rechts) (Foto: Kiem, April 2019)

In der folgenden Abbildung 5.8 werden die beiden Varianten anhand von Kraft-Dehnungs-Diagrammen verglichen. Es werden jeweils sechs Dehnmessstreifen in einem Diagramm dargestellt, wobei dies jeweils jene Dehnmessstreifen sind, welche an der betrachteten Position genau gegenüberliegen. Die oberen beiden Diagramme zeigen die Dehnungen der Dehnmessstreifen an Position 1 (oben) und an Position 2 (unten) bei der Belastung mittels Kranrad. Die unteren beiden Diagramme zeigen die Dehnungen an Position 1 (oben) und an Position 2 (unten) bei der Belastung mittels Laststempel. Die Linien in den Diagrammen wurden so gewählt, dass jeweils die gleiche Farbe für gegenüberliegende DMS verwendet wurde, aber eine Linie durchgehend und die dazugehörige gegenüberliegende Linie strichliert dargestellt wird. So wird z.B. im Diagramm a) der DMS 3 Blau dargestellt und dessen gegenüberliegender DMS 11 wird Blau strichliert dargestellt. Es ist erkennbar, dass zwischen Kranrad und Laststempel nahezu kein Unterschied herrscht. Der Unterschied in der maximalen Dehnung ist darauf zurückzuführen, dass beim Fall des Kranrads nur bis zu einer Kraft von 350 kN belastet wurde, hingegen beim Laststempel bis zu einer Belastung von 400 kN. Ebenso ist ein Unterschied zwischen den DMS 4 und DMS 5, je nach Belastung, erkennbar. Dieser Unterschied der Linien ist allerdings nur am Entlastungsast erkennbar und kann daher vernachlässigt werden.

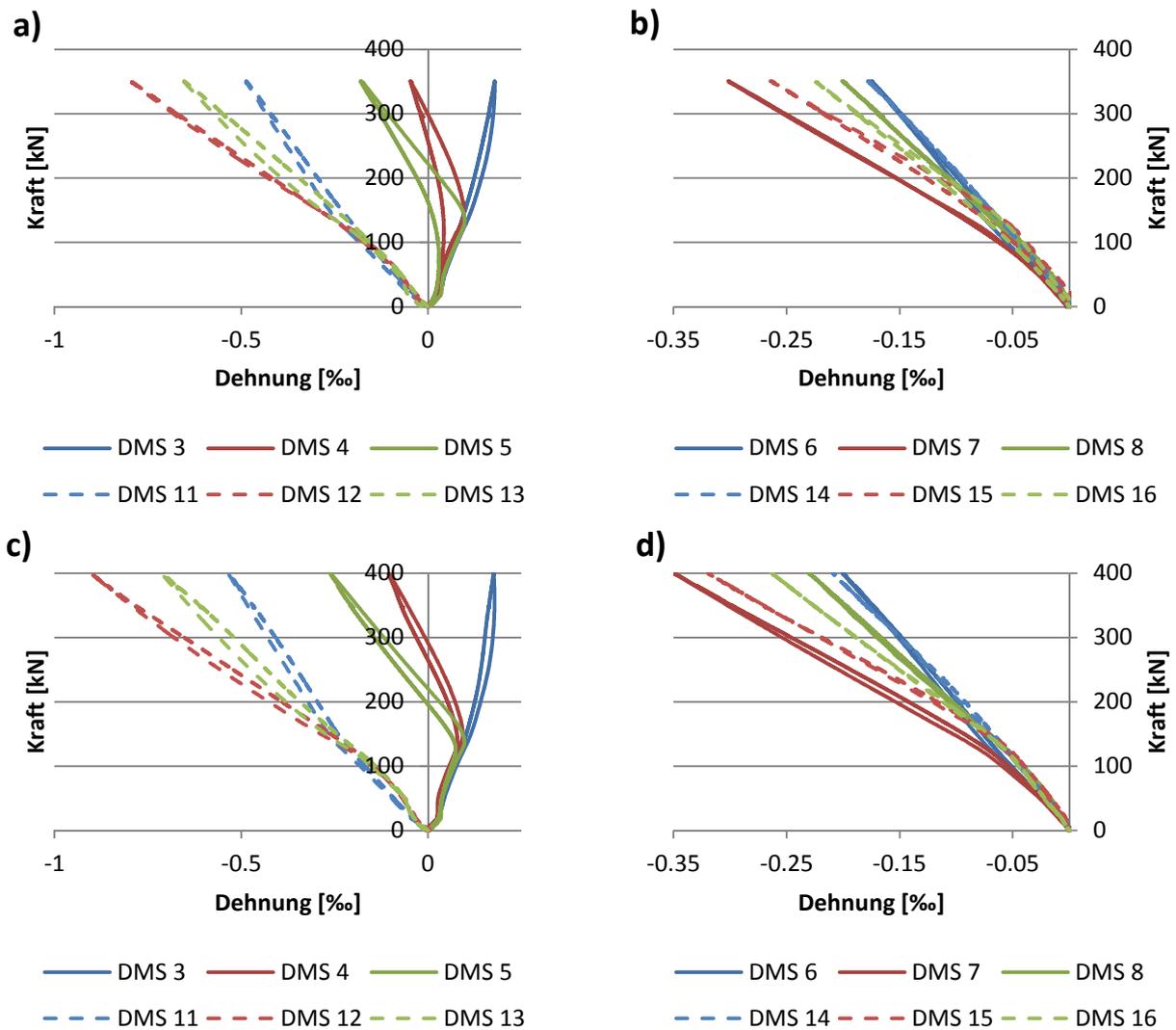


Abbildung 5.8: DMS Ergebnisse: a) mit Kranrad an Position 1 (oben), b) mit Kranrad an Position 2 (unten), c) mit Laststempel an Position 1 (oben), d) mit Laststempel an Position 2 (unten)

In Abbildung 5.9 werden die Dehnungen bei Belastung durch Kranrad und Laststempel über die Trägerlänge bei einer Belastung von 350 kN an Position 1 (oben) aufgetragen.

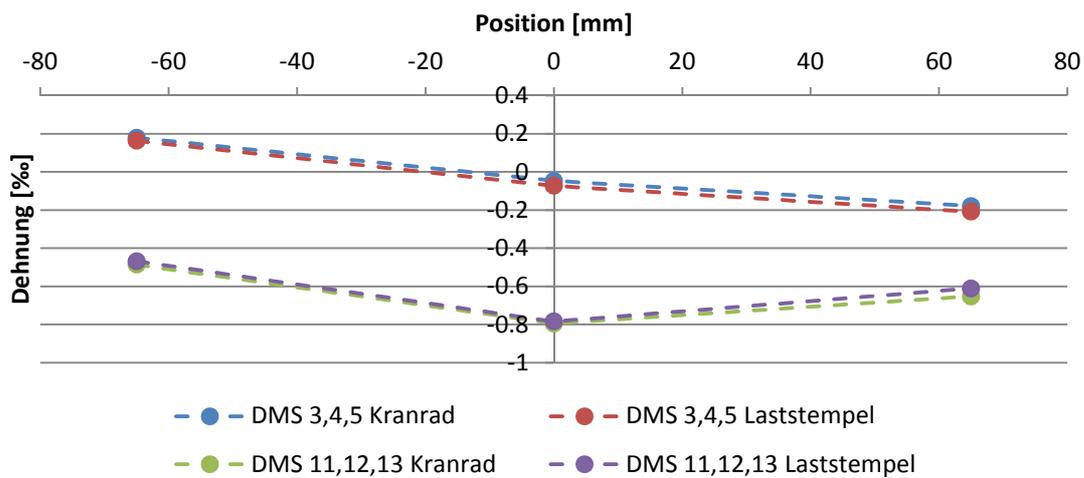


Abbildung 5.9: Vergleich zwischen Kranrad und Laststempel, Dehnungsverlauf längs des Trägers bei einer zentrischen Belastung (350 kN) an Position 1 (oben)

Abbildung 5.10 zeigt die Dehnungen bei derselben Belastung an Position 2 (unten). Wieder zeigt sich, dass der Unterschied zwischen Kranrad und Laststempel bei allen Dehnmesstreifen sehr gering ist. Damit werden die Ergebnisse aus den FE-Berechnungen bestätigt und es kann angenommen werden, dass die Messergebnisse durch die Verwendung eines Laststempels, anstatt des tatsächlichen Kranrads, nicht verfälscht werden.

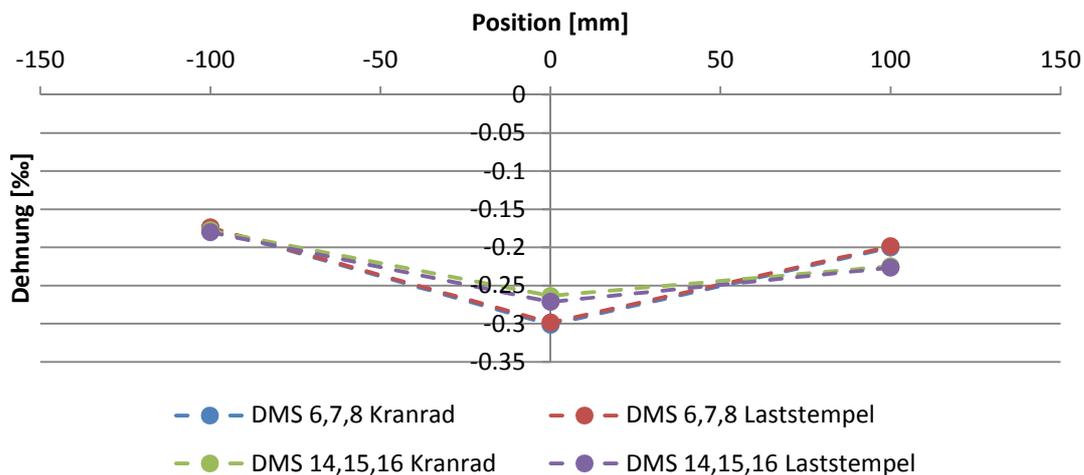


Abbildung 5.10: Vergleich zwischen Kranrad und Laststempel, Dehnungsverlauf längs des Trägers bei einer zentrischen Belastung (350 kN) an Position 2 (unten)

5.4.2. Messdaten am Steg des Kranbahnträgers

Nachfolgend werden die Messdaten der Dehnungen (DMS 3-8 und DMS 11-16) im Stegblech des Kranbahnträgers bei zentrischer und exzentrischer Belastung an Lastposition I behandelt. Da der Unterschied zwischen Kranrad und Laststempel als vernachlässigbar klein beurteilt wurde, wird in diesem Teil auf die Messdaten bei Belastung durch Kranrad verzichtet. In Abbildung 5.11 wird das Kraft-Dehnungsdiagramm für eine zentrische Belastung, an Lastposition I mittels Laststempel, dargestellt.

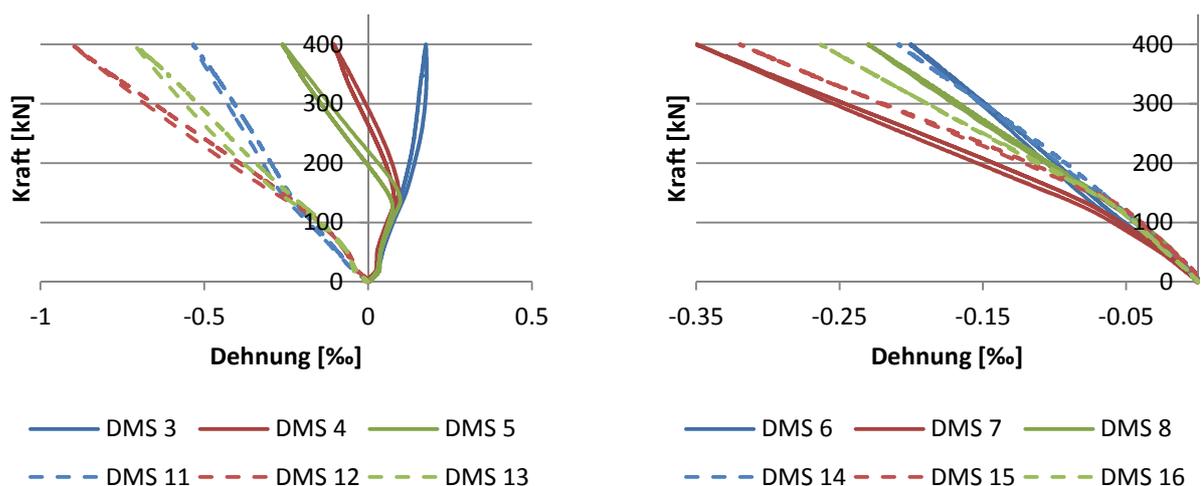


Abbildung 5.11: Kraft-Dehnungsdiagramm im Steg bei einer zentrischen Belastung an Lastposition I mittels Laststempel: links an Position 1 (oben), rechts an Position 2 (unten)

In den folgenden beiden Abbildungen werden die Kraft-Dehnungsdiagramme für die exzentrischen Belastungen $e=+15$ mm (Abbildung 5.12) und $e=-15$ mm (Abbildung 5.13) dargestellt.

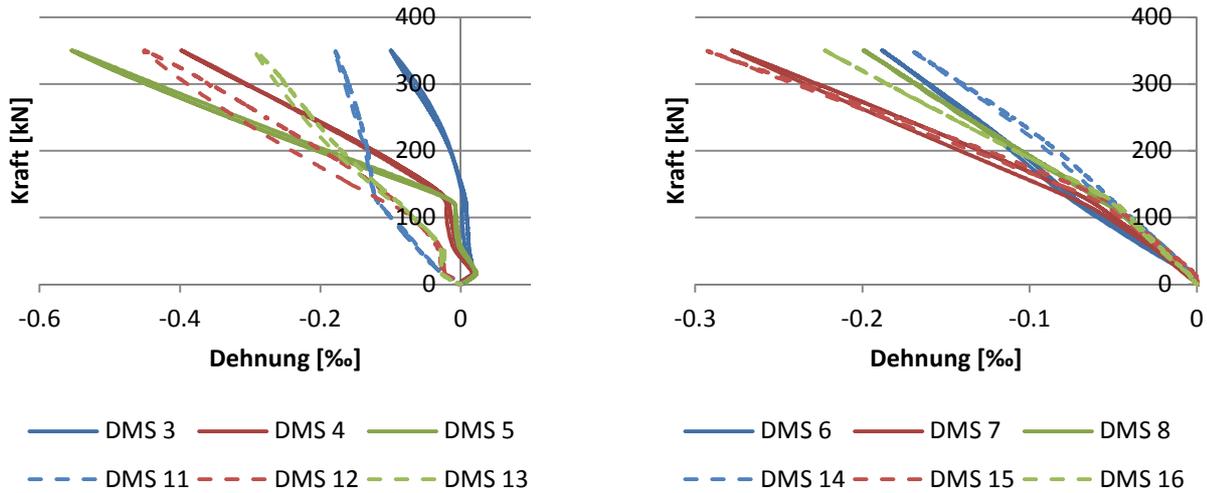


Abbildung 5.12: Kraft-Dehnungsdiagramm im Steg bei einer exzentrischen Belastung (+15 mm) an Lastposition I mittels Laststempel: links an Position 1 (oben), rechts an Position 2 (unten)

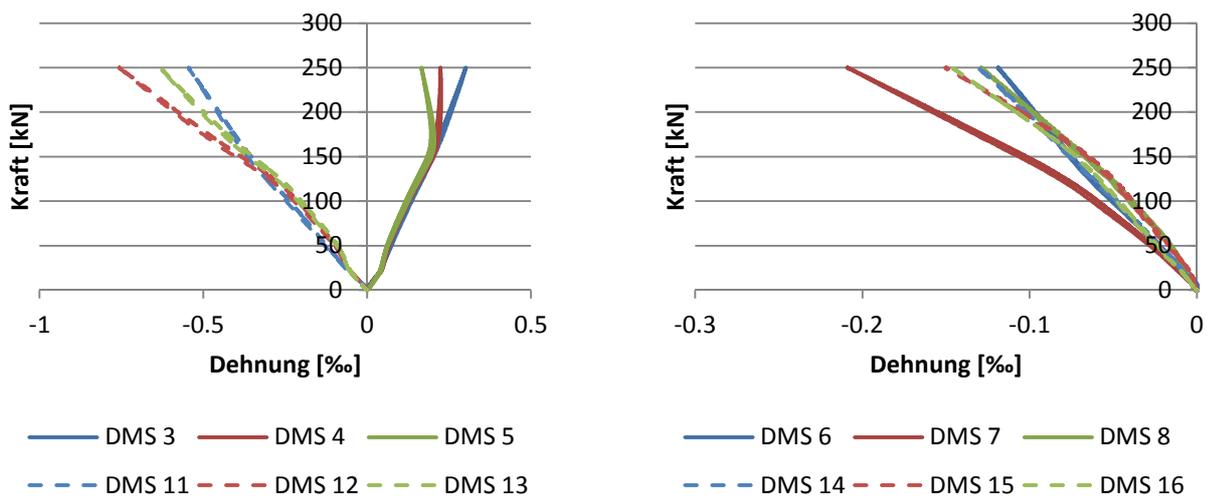


Abbildung 5.13: Kraft-Dehnungsdiagramm im Steg bei einer exzentrischen Belastung (-15 mm) an Lastposition I mittels Laststempel: links an Position 1 (oben), rechts an Position 2 (unten)

5.4.3. Messdaten an der Schiene des Kranbahnträgers (DMS 1,2,9,10)

Das Hauptaugenmerk dieses Versuchs lag auf den Spannungen im Stegblech durch zentrische und exzentrische Belastung. Da jedoch in einer Masterarbeit am Institut für Stahlbau der Technischen Universität Graz [4] die experimentelle Ermittlung von Radlasten auf Kranbahnschienen untersucht wurde, wurden im Zuge des Laborversuchs die Dehnungen an der Schiene des Kranbahnträgers gemessen, um die in [4] behandelten Themen zu überprüfen.

In Abbildung 5.14 werden die Messdaten der Dehnmessstreifen 2 und 10 (für Lastposition II, vgl. Abbildung 5.3) dargestellt. Links in der Abbildung werden die Daten an Lastposition II bei einer Belastung durch ein Kranrad ohne zusätzliches Auflager in Feldmitte und rechts die Messdaten bei derselben Belastung mit zusätzlichem Auflager in Feldmitte dargestellt. Dabei bestand zwischen Träger und Auflager ein geringer Spalt, welcher erst bei einer Kraft von 200 kN geschlossen wurde. Das heißt, erst ab dieser Belastung konnte das zusätzliche Auflager einen Effekt auf die Spannungen ausüben. Dieser Effekt des zusätzlichen Auflagers ist durch den Knick im Belastungspfad des Dehnmessstreifens 10 bei einer Kraft von 200 kN erkennbar.

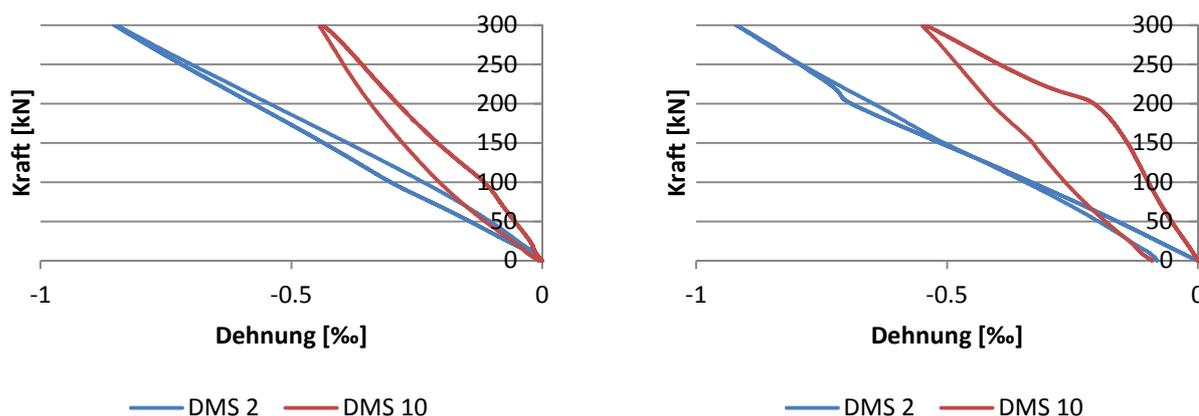


Abbildung 5.14: Vergleich der Dehnungen in der Schiene, unmittelbar unter der Last, bei einer zentrischen Belastung durch ein Kranrad an Lastposition II: ohne zusätzliches Auflager (links), mit zusätzlichem Auflager aber mit Spalt (rechts)

An Lastposition II wurde ebenso die Belastung über einen Laststempel untersucht. Die Messdaten dazu werden in Abbildung 5.15 (rechts) dargestellt. Es ist erkennbar, dass die Abweichung zwischen DMS 2 und DMS 10 bei der Lastaufbringungsmethode über Laststempel deutlich geringer ist, als bei jener über ein Kranrad. Links in Abbildung 5.15 wird der Verlauf der Dehnungen bei zentrischer Belastung mittels Kranrad und einem zusätzlichen Auflager ohne Spalt dargestellt.

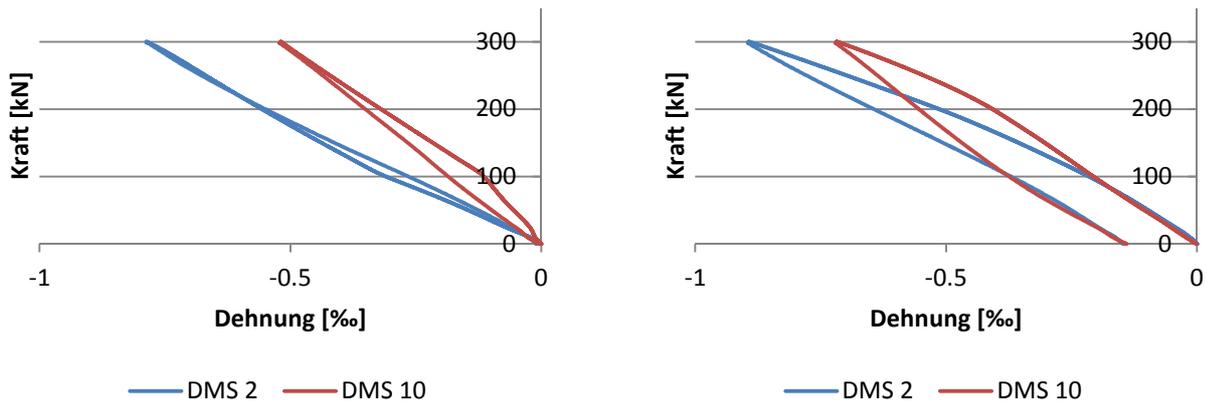


Abbildung 5.15: Vergleich der Dehnungen in der Schiene, unmittelbar unter der Last, bei einer zentrischen Belastung an Lastposition II: mit zusätzlichem Auflager (ohne Spalt) und Kranrad (links), ohne zusätzliches Auflager mit Laststempel (rechts)

Abschließend werden für Lastposition II die wichtigsten Werte der Dehnungen für die Belastungen von 50-300 kN in Tabelle 5-1 dargestellt.

Tabelle 5-1: Dehnungen [‰] in der Schiene an Lastposition II für die Belastungen von 50-300 kN

Kraft	Kranrad ohne Auflager ; e=0 mm		Laststempel ohne Auflager ; e=0 mm		Kranrad mit Auflager mit Spalt ; e=0 mm		Kranrad mit Auflager ohne Spalt ; e=0 mm	
	DMS 2	DMS 10	DMS 2	DMS 10	DMS 2	DMS 10	DMS 2	DMS 10
50	-0.1444	-0.0548	-0.0974	-0.1045	-0.1602	-0.0524	-0.1453	-0.0551
100	-0.3024	-0.1160	-0.2154	-0.2062	-0.3319	-0.0988	-0.3098	-0.1143
150	-0.4362	-0.2088	-0.3552	-0.3032	-0.5144	-0.1404	-0.4379	-0.2159
200	-0.5774	-0.2883	-0.5133	-0.4071	-0.6916	-0.2077	-0.5567	-0.3192
250	-0.7197	-0.3597	-0.6979	-0.5445	-0.7944	-0.3963	-0.6691	-0.4212
300	-0.8533	-0.4375	-0.8921	-0.7168	-0.9207	-0.5423	-0.7862	-0.5186

Ebenso wie an Lastposition II, wurden die Dehnungen der Schiene auch an Lastposition I (DMS 1 und 9, vgl. Abbildung 5.3) gemessen. Wiederum wurden die Dehnungen für die Belastung über ein Kranrad sowie über einen Laststempel aufgenommen und werden in der folgenden Abbildung 5.16 dargestellt.

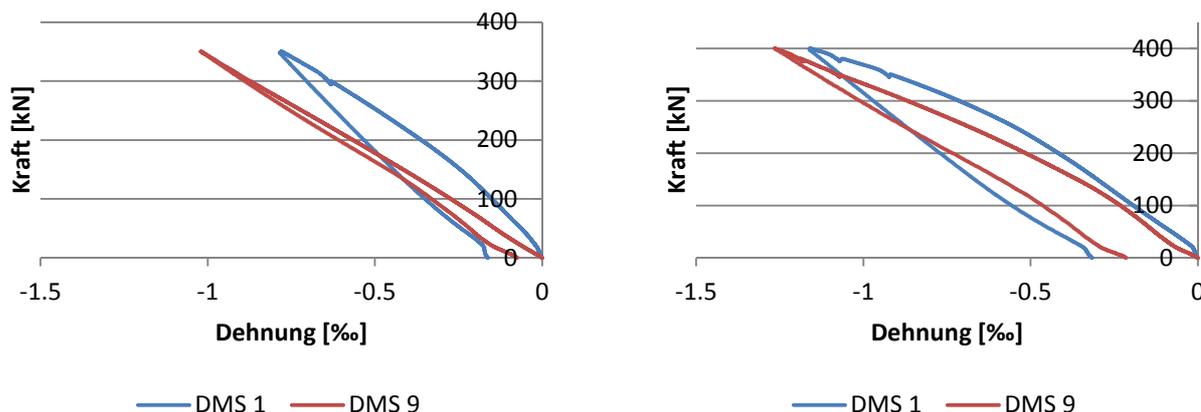


Abbildung 5.16: Vergleich der Dehnungen in der Schiene, unmittelbar unter der Last, bei einer zentrischen Belastung an Lastposition I: mit Kranrad (links), mit Laststempel (rechts)

In [4] wird gezeigt wie sensibel die Dehnungen in der Schiene auf eine exzentrische Lasteinleitung reagieren. In Abbildung 5.16 (rechts) ist eine sehr geringe Abweichung der Dehnungen, zwischen links (DMS 9) und rechts (DMS 1) der Schiene, erkennbar. Man kann aus diesem Grund davon ausgehen, dass die Lasteinleitung sehr zentrisch erfolgte. Dies ist wichtig, da die Messdaten der Dehnungen im Steg demselben Versuch entsprechen.

Auch für Lastposition I werden die wichtigsten Dehnungen der Schiene für die Belastung von 50-300 kN in Tabelle 5-2 dargestellt.

Tabelle 5-2: Dehnungen [‰] in der Schiene an Lastposition I für die Belastungen von 50-300 kN

Kraft	Kranrad		Laststempel	
	DMS 1	DMS 9	DMS 1	DMS 9
50	-0.0626	-0.1413	-0.0793	-0.1294
100	-0.1501	-0.2728	-0.1932	-0.2315
150	-0.2448	-0.4158	-0.3015	-0.3621
200	-0.3617	-0.5658	-0.4169	-0.5146
250	-0.4919	-0.7187	-0.5485	-0.6829
300	-0.6322	-0.8735	-0.7147	-0.8688

5.4.4. Vergleich zwischen Versuch, FE-Berechnungen und Norm

Die in Abschnitt 5.4.2 dargestellten Dehnungen bei zentrischer und exzentrischer Belastung werden nun mit den FE-Berechnungen und den Berechnungen nach Norm verglichen. Um die Spannungen aus Kapitel 2 mit den Versuchsergebnissen vergleichen zu können, müssen die Spannungen in Dehnungen umgerechnet werden. Da es sich in dem betrachteten Steg nicht um einen eindimensionalen Dehnungszustand handelt, kann die Umrechnung der Spannungen in Dehnungen nicht nur anhand des Elastizitätsmoduls erfolgen. Aus diesem Grund wird die folgende Formel zur Umrechnung der Spannungen in Dehnungen verwendet.

$$\varepsilon_z = \frac{1}{E} (\sigma_z - \sigma_x \cdot \nu)$$

σ_z ist die laut Norm berechnete vertikale Druckspannung und daher bekannt. Um die Dehnungen ε_z zu berechnen wird daher lediglich der Wert der Spannung σ_x in Trägerlängsrichtung benötigt. Um diese horizontale Spannung zu berechnen, muss zunächst das Trägheitsmoment des gesamten Trägers berechnet werden. Dazu wird die folgende Tabelle 5-3 verwendet.

Tabelle 5-3: Tabelle zur Berechnung des Schwerpunkts und des Trägheitsmomentes um die Y-Achse des Kranbahnträgers

	b [cm]	h [cm]	A [cm ²]	e [cm]	A·e [cm ³]	A·e ² [cm ⁴]	I _y [cm ⁴]
Lamelle	30	1,5	45	0,75	33,8	25,31	8,44
UG	36	1,2	43,2	2,1	90,7	190,51	5,18
Steg	1,2	75,0	90	40,2	3618	145443,60	42187,50
Verstärkungsblech 1	15,5	1,95	30,2	67,68	2043,9	138333,59	9,58
Verstärkungsblech 2	15,5	1,95	30,2	67,68	2043,9	138333,59	9,58
OG			56,6	75,76	4288	324860,09	538
Σ			295,2		12118,3	747186,69	42758,28

Mithilfe der Tabelle kann der Schwerpunkt des Querschnitts mit folgender Formel berechnet werden (Abstand von Unterkante Träger).

$$z_s = \frac{\Sigma A \cdot e}{\Sigma A} = \frac{12118,3}{295,2} = 41,05 \text{ cm}$$

Mit dieser Schwerpunktlage kann das Trägheitsmoment des Querschnitts berechnet werden.

$$I_y = \Sigma I_y + \Sigma A \cdot e^2 - \Sigma A \cdot z_s^2 = 42758,28 + 747186,69 - 295,2 \cdot 41,05^2 = 292502,7 \text{ cm}^4$$

Ausgehend vom vorher berechneten Schwerpunkt des Querschnitts kann der Abstand der beiden Positionen zum Ergebnisvergleich, Position 1 (oben) und Position 2 (unten), zum Schwerpunkt berechnet werden.

$$z_{Pos1} = 1,5 + 1,2 + 75 - 3 - 41,05 = 33,65 \text{ cm}$$

$$z_{Pos2} = 1,5 + 1,2 + 75 - 14 - 41,05 = 22,65 \text{ cm}$$

Das Widerstandsmoment wird durch die Division des Trägheitsmoments durch den Abstand des Messpunkts zum Schwerpunkt berechnet.

$$W_{y,Pos1} = \frac{I_y}{z_{Pos1}} = \frac{292502,7}{33,65} = 8692,50 \text{ cm}^3$$

$$W_{y,Pos2} = \frac{I_y}{z_{Pos2}} = \frac{292502,7}{22,65} = 12914,03 \text{ cm}^3$$

Nun wird das Moment des Trägers berechnet. Dabei wird von einer Belastung durch eine Einzellast in Feldmitte eines Einfeldträgers ausgegangen.

$$M_y = \frac{F \cdot l}{4} = \frac{100 \text{ kN} \cdot 219,5 \text{ cm}}{4} = 5487,5 \text{ kNcm}$$

Mit diesem Moment kann die Längsspannung σ_x an den beiden Stellen, Position 1 (oben) und Position 2 (unten) berechnet werden.

$$\sigma_{x,Pos1} = \frac{M_y}{W_{y,Pos1}} = \frac{5487,5 \cdot 10^3}{8692,50} = 6,3 \text{ N/mm}^2$$

$$\sigma_{x,Pos2} = \frac{M_y}{W_{y,Pos2}} = \frac{5487,5 \cdot 10^3}{12914,03} = 4,3 \text{ N/mm}^2$$

Mit der nach Norm in Abschnitt 2.1 berechneten Spannung kann der Faktor für die Umrechnung von σ_z in σ_x berechnet werden. (zentrische Belastung, ohne Exzentrizität, siehe Gl. (4), (5)). Vereinfachend wurde hier auf die Ergebnisse ohne Schienenabnutzung bezogen.

$$\sigma_{x,Pos1} = \frac{6,3}{35,8} \cdot \sigma_z = 0,176 \cdot \sigma_z$$

$$\sigma_{x,Pos2} = \frac{4,3}{18,4} \cdot \sigma_z = 0,234 \cdot \sigma_z$$

Mithilfe dieses Umrechnungsfaktors von σ_z in σ_x wird nachfolgend der Faktor zur Umrechnung von σ_z in die vertikale Dehnung ε_z berechnet.

$$\varepsilon_{z,Pos1} = \frac{1}{E} (\sigma_z - \sigma_x \cdot \nu) = \frac{1}{E} (\sigma_z - 0,176 \cdot \sigma_z \cdot 0,3) = \frac{1}{E} \cdot 0,947 \cdot \sigma_z$$

$$\varepsilon_{z,Pos2} = \frac{1}{E} (\sigma_z - \sigma_x \cdot \nu) = \frac{1}{E} (\sigma_z - 0,234 \cdot \sigma_z \cdot 0,3) = \frac{1}{E} \cdot 0,930 \cdot \sigma_z$$

Diese Faktoren ermöglichen die Umrechnung der ermittelten Spannungen aus der Normenanwendung in Dehnungen, womit diese Dehnungen mit den FE-Berechnungen sowie den Versuchen verglichen werden können.

Der Vergleich zwischen den ermittelten Werten und den Versuchen erfolgt bei einer Belastung von $F_z=350$ kN. Dafür wird die Spannung nach Norm neu berechnet, da diese in Abschnitt 2.1 nur für 100 kN berechnet wurde. Diese Spannungen werden mit abgenutzter Schiene berechnet.

$$\sigma_{oz,Ed,1} = \frac{F_{z,Ed}}{l_{eff,Pos1,12.5\%} \cdot t_w} = \frac{350 \text{ kN} \cdot 10^3}{224,8 \text{ mm} \cdot 12 \text{ mm}} = 129,7 \text{ N/mm}^2$$

$$\sigma_{oz,Ed,2} = \frac{F_{z,Ed}}{l_{eff,Pos2,12.5\%} \cdot t_w} = \frac{350 \text{ kN} \cdot 10^3}{444,8 \text{ mm} \cdot 12 \text{ mm}} = 65,6 \text{ N/mm}^2$$

Mit diesen Spannungen werden nachfolgend die Dehnungen an Position 1 (oben) und Position 2 (unten) berechnet.

$$\varepsilon_{z,Pos1} = \frac{1}{E} \cdot 0,947 \cdot \sigma_z = \frac{1}{210000} \cdot 0,947 \cdot 129,7 = 0,585 \text{ ‰}$$

$$\varepsilon_{z,Pos2} = \frac{1}{E} \cdot 0,930 \cdot \sigma_z = \frac{1}{210000} \cdot 0,930 \cdot 65,6 = 0,291\text{‰}$$

Da die Dehnungen laut Norm jetzt bekannt sind, können diese mit den ermittelten Dehnungen im Laborversuch und den berechneten Dehnungen der FE-Berechnungen verglichen werden. Die Dehnungen werden dabei längs des Trägers, bei einer Belastung von $F_z=350$ kN, dargestellt und in Promille aufgetragen. In den Diagrammen enthalten sind die Werte aus der FE-Berechnung (Modell 3), die Dehnungen laut Norm, aufgetragen über die effektive Lastausbreitungslänge, sowie die gemessenen Dehnungen des Laborversuchs. Abbildung 5.17 zeigt den Dehnungsverlauf längs des Trägers an Position 1 (oben). Es ist erkennbar, dass die Dehnungen der DMS 11-13 relativ gut mit jenen der FE-Berechnung zusammenpassen, wogegen die DMS 3-5 weit von den berechneten Werten abweichen. Ebenso weicht die Dehnung, berechnet nach Norm, von den Versuchswerten sowie den Dehnungen laut FE-Berechnungen ab.

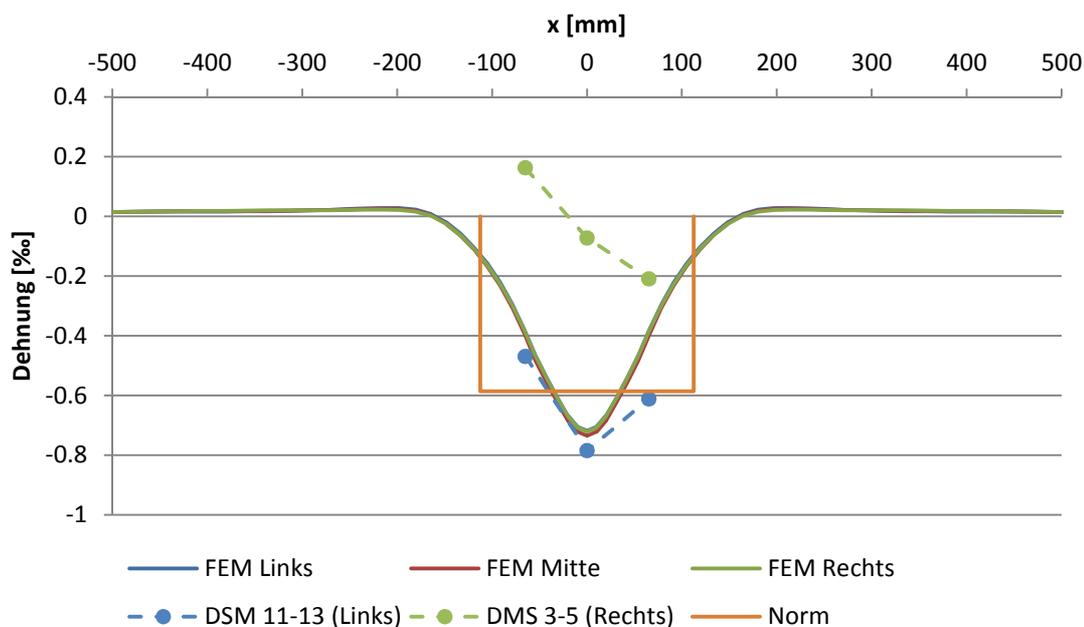


Abbildung 5.17: Vergleich der Dehnungen längs des Trägers zwischen FEM, Versuchsergebnissen und Norm bei zentraler Belastung (350 kN), mittels Laststempel an Position 1 (oben)

In Abbildung 5.18 wird der Vergleich der Dehnungen bei zentraler Belastung an Position 2 (unten) dargestellt. An dieser Position passen die Maximalwerte des Versuchs relativ gut mit den berechneten Werten laut Norm zusammen, während die Dehnungen laut FE-Modell demgegenüber größere Stauchungen ergeben.

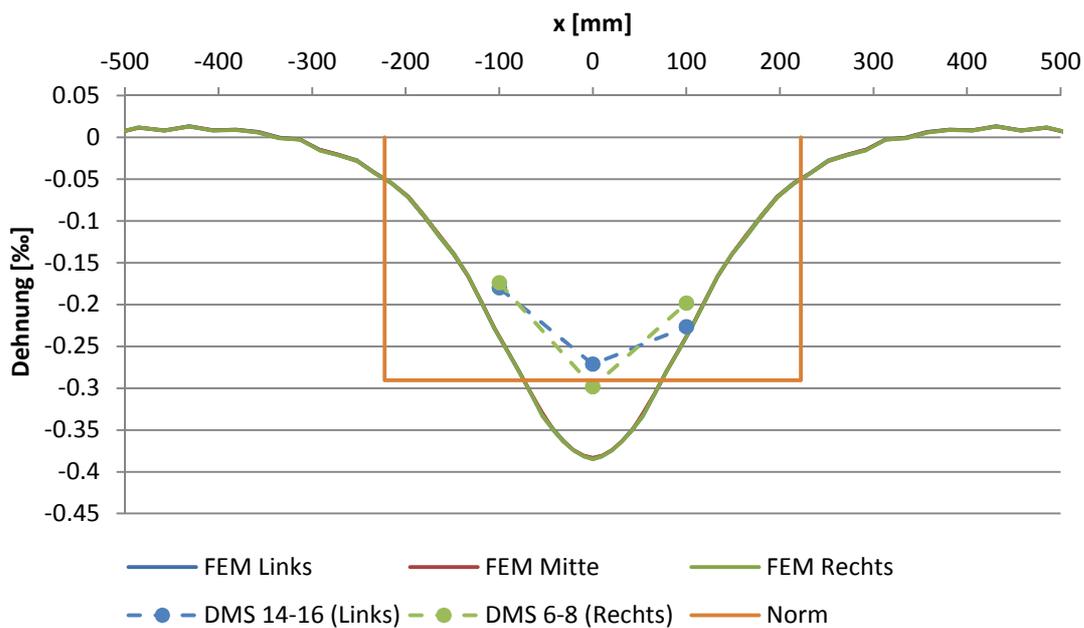


Abbildung 5.18: Vergleich der Dehnungen längs des Trägers zwischen FEM, Versuchsergebnissen und Norm bei zentraler Belastung (350 kN), mittels Laststempel an Position 2 (unten)

Da für eine exzentrische Belastung keine Werte laut Norm berechnet wurden, zeigen die folgenden Abbildungen nur die Vergleiche zwischen FE-Berechnungen und Versuchsergebnissen. In Abbildung 5.19 wird der Vergleich bei exzentrischer Belastung ($e=+15$ mm) mittels Laststempel an Position 1 (oben) bei einer Belastung von $F_z=350$ kN dargestellt. Auch in dieser Abbildung zeigt sich zwischen den Ergebnissen der Dehnmessstreifen auf der rechten Seite und den FEM-Ergebnissen auf derselben Seite ein großer Unterschied. Im Gegensatz dazu weichen die Dehnungen der Dehnmessstreifen an der linken Seite nur gering von jenen der FE-Berechnungen ab.

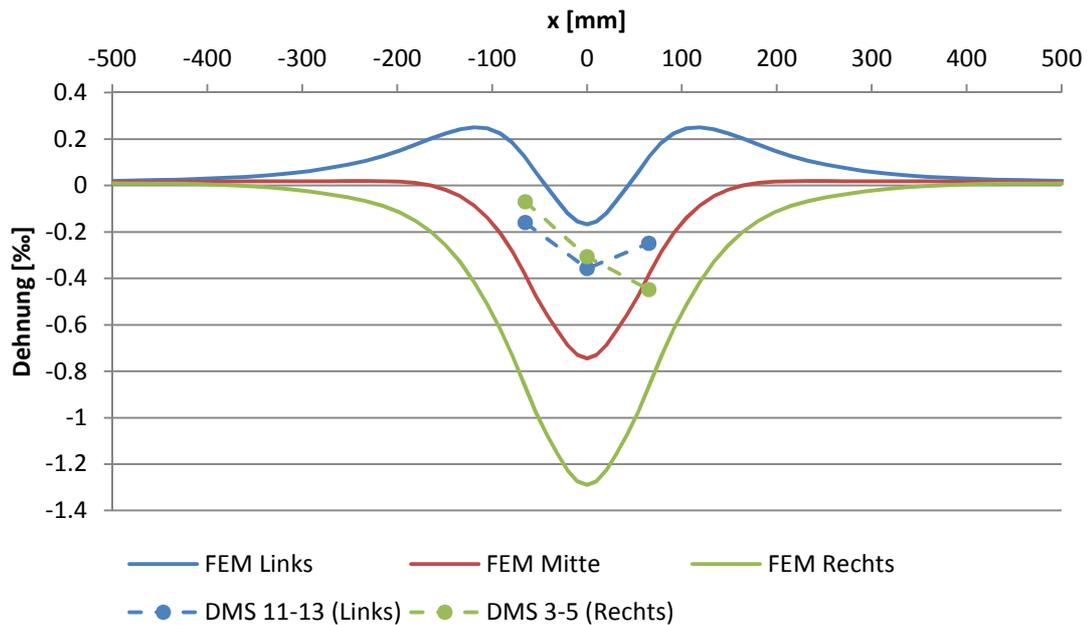


Abbildung 5.19: Vergleich der Dehnungen längs des Trägers zwischen FEM und Versuchsergebnissen bei exzentrischer Belastung (350 kN) von $e=+15$ mm mittels Laststempel an Position 1 (oben)

Abbildung 5.20 zeigt die Dehnungen in Trägerlängsrichtung an Position 2 (unten). An dieser Stelle ist der Unterschied zwischen DMS links und DMS rechts, ebenso wie bei zentrischer Belastung, sehr gering. Allerdings weichen die Messungen von den erwarteten Ergebnissen ab und entsprechen nicht den Dehnungen der FE-Berechnungen. Da die Differenz zwischen den Dehnmessstreifen beidseits des Steges so gering ist, zeigt dies, dass unterhalb des Hohlkastens nur mehr eine sehr geringe Biegespannung im Steg herrscht. Die nahezu gesamte Biegebeanspruchung wird über den Hohlkasten abgetragen.

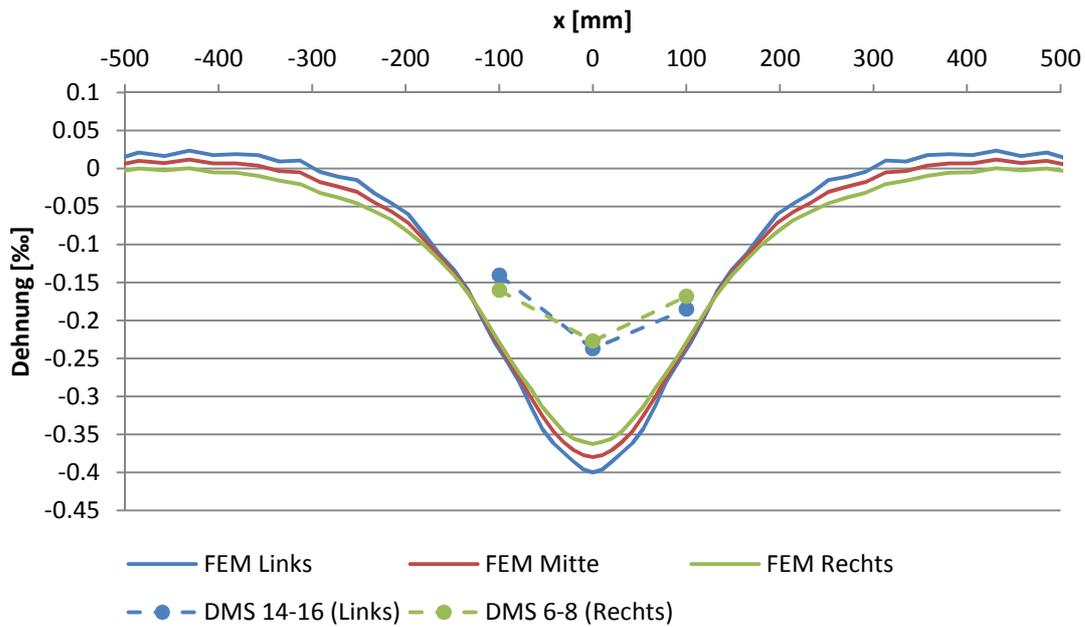


Abbildung 5.20: Vergleich der Dehnungen längs des Trägers zwischen FEM und Versuchsergebnissen bei exzentrischer Belastung (350 kN) von $e=+15$ mm mittels Laststempel an Position 2 (unten)

Als letzter Vergleich zwischen FE-Berechnungen und Versuchsergebnissen wird eine exzentrische Belastung von $e=-15$ mm betrachtet.

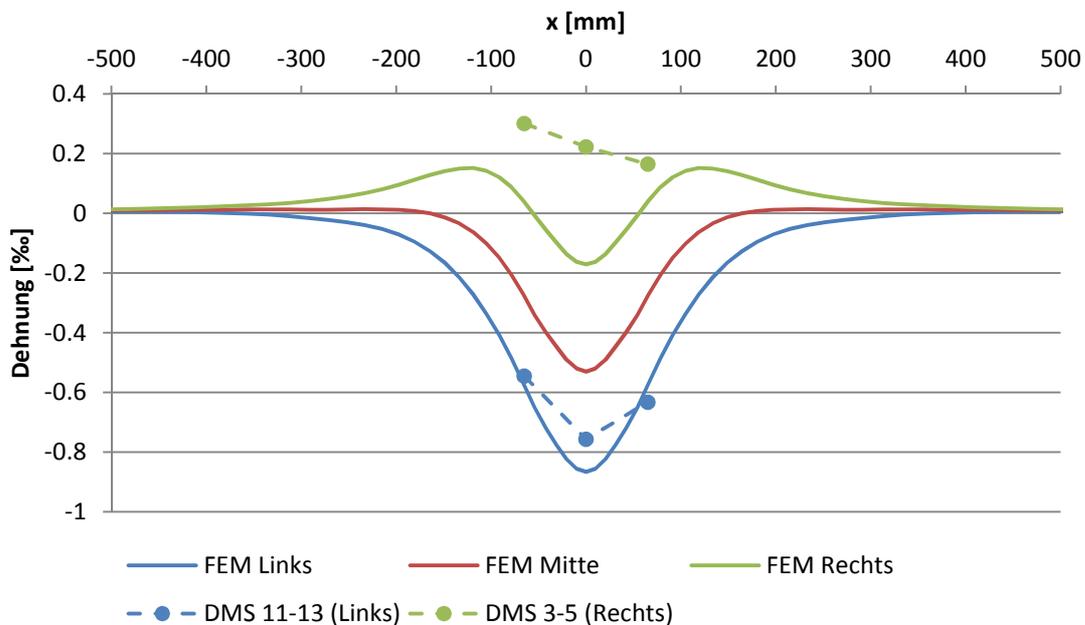


Abbildung 5.21: Vergleich der Dehnungen längs des Trägers zwischen FEM und Versuchsergebnissen bei exzentrischer Belastung (250 kN) von $e=-15$ mm mittels Laststempel an Position 1 (oben)

In Abbildung 5.21 ist erkennbar, dass die Dehnungen an der linken Seite des Steges mit den Dehnungen laut FE-Berechnungen gut zusammenpassen, während die Dehnungen an der rechten Seite des Steges, wie schon in den vorangehenden Abbildungen, von den FE-Berechnungen abweichen. Abschließend zeigt Abbildung 5.22 die Dehnungen längs des Trägers bei einer exzentrischen Belastung von $e=-15$ mm.

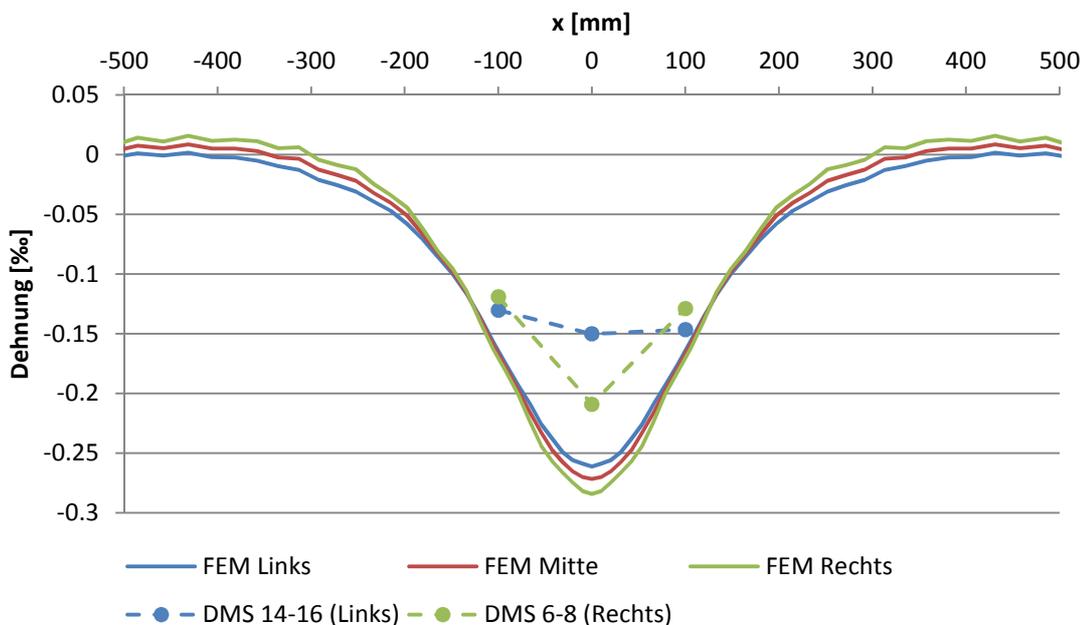


Abbildung 5.22: Vergleich der Dehnungen längs des Trägers zwischen FEM und Versuchsergebnissen bei exzentrischer Belastung (250 kN) von $e=-15$ mm mittels Laststempel an Position 2 (unten)

Es wird angenommen, dass der Unterschied der Dehnungen, zwischen Laborversuchen und FE-Berechnungen, durch verschiedene lokale Einflüsse entstehen kann. So ist nicht bekannt, ob die Schiene, durch das Fehlen einer Schienenunterlage, über die gesamte Trägerlänge flächendeckend auf dem Obergurt aufliegt, oder ob es an gewissen Stellen am Steg zu Spannungsspitzen kommt. Ebenso besteht durch das fortgeschrittene Alter des Trägers die Möglichkeit, dass gewisse Bereiche durch Rost beeinträchtigt werden und es somit zu Spannungsumlagerungen kommt.

Zusätzlich muss davon ausgegangen werden, dass die in der FE-Berechnung angenommene perfekte Geometrie nicht dem realen Kranbahnträger entspricht, welcher durch verschiedenste Ungenauigkeiten nicht perfekt ist (lokale Imperfektionen). Dadurch können verschiedene lokale Einflüsse nicht genau abgebildet werden, was schlussendlich zu großen Unterschieden zwischen Simulation und Messdaten führen kann.

6

6. Bemessungsmodell – lokale Stegbiegespannungen

Dieses Kapitel widmet sich der Entwicklung von zwei Bemessungsmodellen. Ein Bemessungsmodell kann dazu verwendet werden, um bei einem Kranbahnträger, mit ähnlicher Geometrie des in dieser Arbeit untersuchten Kranbahnträgers (Torsionskasten als Obergurt), die Biegespannungen im Steg zu berechnen. Das andere Bemessungsmodell kann zur Berechnung der Biegespannungen im Steg bei einem Kranbahnträger mit I-Querschnitt und beidseitigen, schrägen Stegstreben verwendet werden. Die beiden Bemessungsmodelle benötigen dabei lediglich die Geometrie des Trägerquerschnitts sowie ein einfaches Stabmodell des Querschnitts (Momentenverlauf im Steg).

6.1. Bemessungsmodell 1

Da die in Abschnitt 2.2 untersuchten Annäherungen zur Berechnung der lokalen Biegespannungen im Steg nicht zufriedenstellend sind, wird in diesem Kapitel ein einfacher Ansatz diskutiert, um diese über einen einfachen Weg zutreffender berechnen zu können. Abbildung 6.1 zeigt den Verlauf der Biegespannungen über die Höhe des Steges, bei exzentrischer Belastung. Da in gewissen Bereichen des FE-Modells, durch den Einfluss der Verbindung zweier Bauelemente, unrealistisch hohe Werte entstehen, werden die Werte in diesen Bereichen linear extrapoliert und strichliert dargestellt. Die dargestellten Spannungen in diesen Bereichen ergeben sich über Extrapolation der bekannten Werte. Zwischen 90,5 und 110 mm werden keine Werte dargestellt, da in diesem Bereich, aufgrund der Verstärkungsbleche, dem FE-Modell keine realistischen Werte entnommen werden können. Die durchgezogene Linie entspricht der Biegespannung aus den FE-Berechnungen. Es ist erkennbar, dass bei einer exzentrischen Belastung auch Biegespannungen im Steg, im Bereich des Hohlkastens, auftreten. Im unteren Bereich des Diagramms (unter dem Hohlkasten) liegen die Biegespannungen hingegen nahezu bei Null. Dies lässt darauf schließen, dass die gesamte Exzentrizitätswirkung vom Hohlkasten aufgenommen wird und über diesen an die Auflager abgeleitet wird, sodass der Steg darunter keine Biegespannungen mehr aufweist. Die Biegespannung entspricht an Position 2 (unten) laut FE-Berechnung nur noch $1,0 \text{ N/mm}^2$.

Die Annäherung des Hohlkastens in Abschnitt 2.2.3 sieht eine Biegespannung unterhalb des Hohlkastens von $1,2 \text{ N/mm}^2$ vor. Da diese Werte laut FE-Berechnung und Annäherung Hohlkasten nahezu ident sind (siehe Abbildung 4.6 in Abschnitt 2.2.3), kann davon ausgegangen werden, dass

die Biegespannung im Steg unterhalb des Hohlkastens über diese Annäherung korrekt berechnet wird. Die Biegespannungen am oberen Ende des Steges wird in Abschnitt 2.2.3 mit 0 N/mm^2 angenommen. In Abbildung 6.1 ist klar erkennbar, dass die Biegespannung nicht dem angenommenen Wert von 0 N/mm^2 entspricht. Aufgrund dieser Erkenntnisse wird nachfolgend ein Bemessungsvorschlag entwickelt, welcher die Berechnung der Biegespannungen im Steg im oberen Bereich des Hohlkastens anhand einer einfachen Rechnung, ohne FE-Analyse, ermöglichen soll.

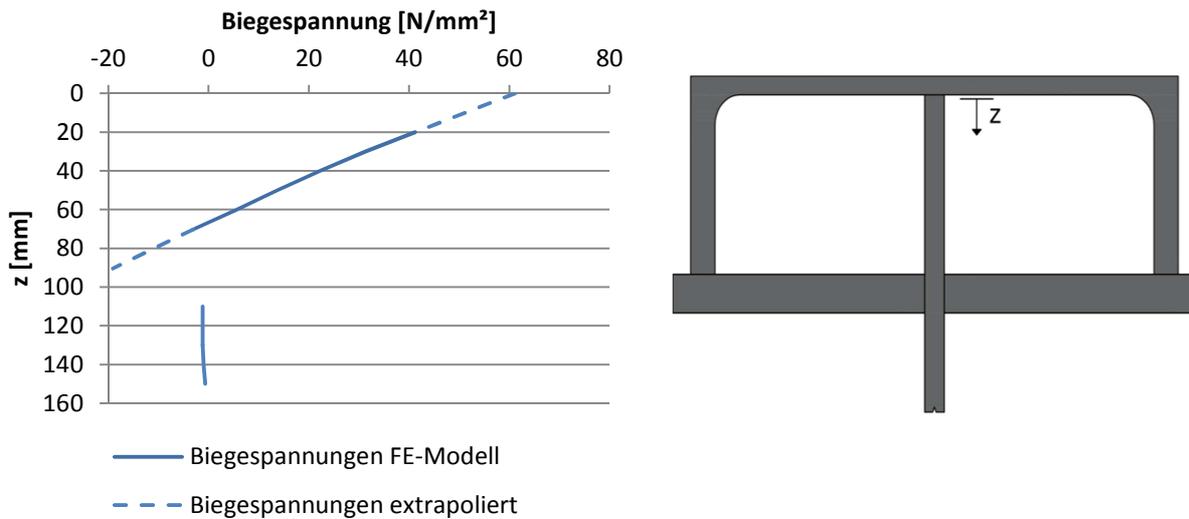


Abbildung 6.1: Darstellung der Biegespannungen im Steg über die Steghöhe bei exzentrischer Belastung von 100 kN , $e=15 \text{ mm}$ (links) und der Querschnitt des Kranbahnträgers (rechts)

6.1.1. Parameterstudie zum Hohlkastenverhalten

In Kapitel 5 wird gezeigt, dass aufgrund der vielen lokalen Einflüsse eine genaue Modellierung des Kranbahnträgers sehr schwierig ist. Der Unterschied zwischen den einzelnen FE-Modellen ist viel geringer, als die Differenz zu den im Versuch erhaltenen Dehnungen. Deshalb wird die Entwicklung des Bemessungsmodells am Modell 0 durchgeführt. Um das Bemessungsmodell entwickeln zu können, wird eine Parameterstudie durchgeführt, in welcher der Hohlkasten im oberen Bereich des Kranbahnträgers in Höhe und Breite sowie hinsichtlich der Stärke der Bleche verändert wird. Zu diesen verschiedenen Geometrien werden jeweils ein FE-Modell und ein ebenes Stabmodell modelliert. Mithilfe dieser Daten kann anschließend eine Gleichung entwickelt werden, die eine Ermittlung der Biegespannungen im Steg, ohne ein FE-Modell, ermöglicht. Die Grundlage für das Stabmodell wird in Abbildung 6.2 dargestellt. Im Stabmodell wird $I_{\text{eff}}=1 \text{ cm}$ angenommen.

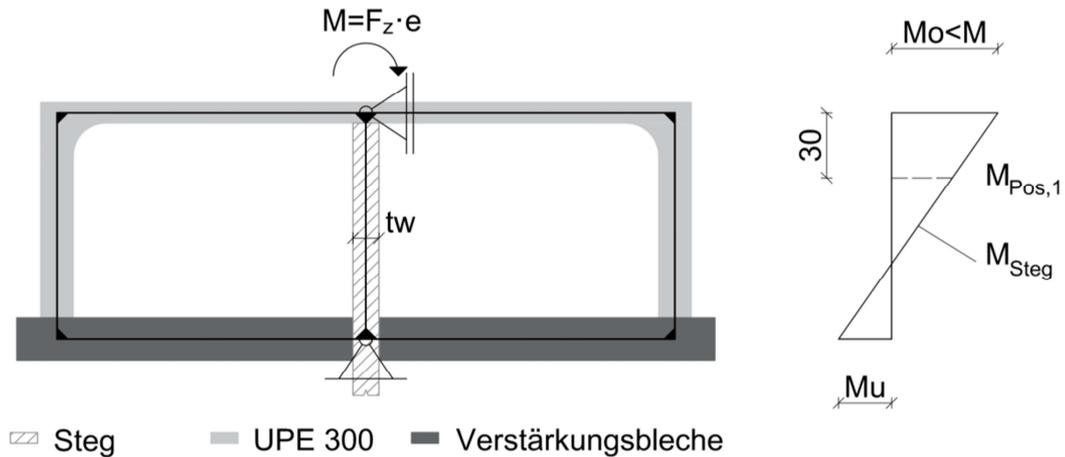


Abbildung 6.2: Skizze des einfachen Stabmodells zur Ermittlung der Stegbiegespannungen (Rahmenmodell)

Um das Bemessungsmodell zu entwickeln, werden der FE-Berechnung für jedes Modell die Biegespannungen bei exzentrischer Belastung entnommen. Durch die Modellierung eines ebenen Stabmodells des Querschnitts, in welchem ein Moment direkt über dem Steg aufgebracht wird, ist der Momentenverlauf über die Steghöhe bekannt. Da die Geometrie des Querschnitts zwar bekannt ist, die mitwirkende Länge des Querschnitts in Trägerlänge $l_{eff,T}$ jedoch nicht, wird diese mithilfe der folgenden Gleichungen (14) und (15) ermittelt.

$$\sigma = \frac{M}{W} \rightarrow W = \frac{M}{\sigma} \quad (14)$$

$$W = \frac{l_{eff,T} \cdot t_w^2}{6} \rightarrow l_{eff,T} = \frac{W \cdot 6}{t_w^2} \quad (15)$$

Mithilfe dieser beiden Formeln kann aus den bekannten Spannungen laut FE-Berechnung und dem bekannten Momentenverlauf (basierend auf dem vereinfachten Stabmodell des Rahmens in Abbildung 6.2) die zutreffende effektiv mitwirkende Länge $l_{eff,T}$ ermittelt werden.

$$l_{eff,T} = \frac{M_{Pos1} \cdot 6}{\sigma_{T,FEM} \cdot t_w^2} \quad (16)$$

Nachfolgend werden verschiedene Variationen des Hohlkastens untersucht. Die wichtigsten Abmessungen der verschiedenen Varianten werden in Abbildung 6.3 dargestellt.

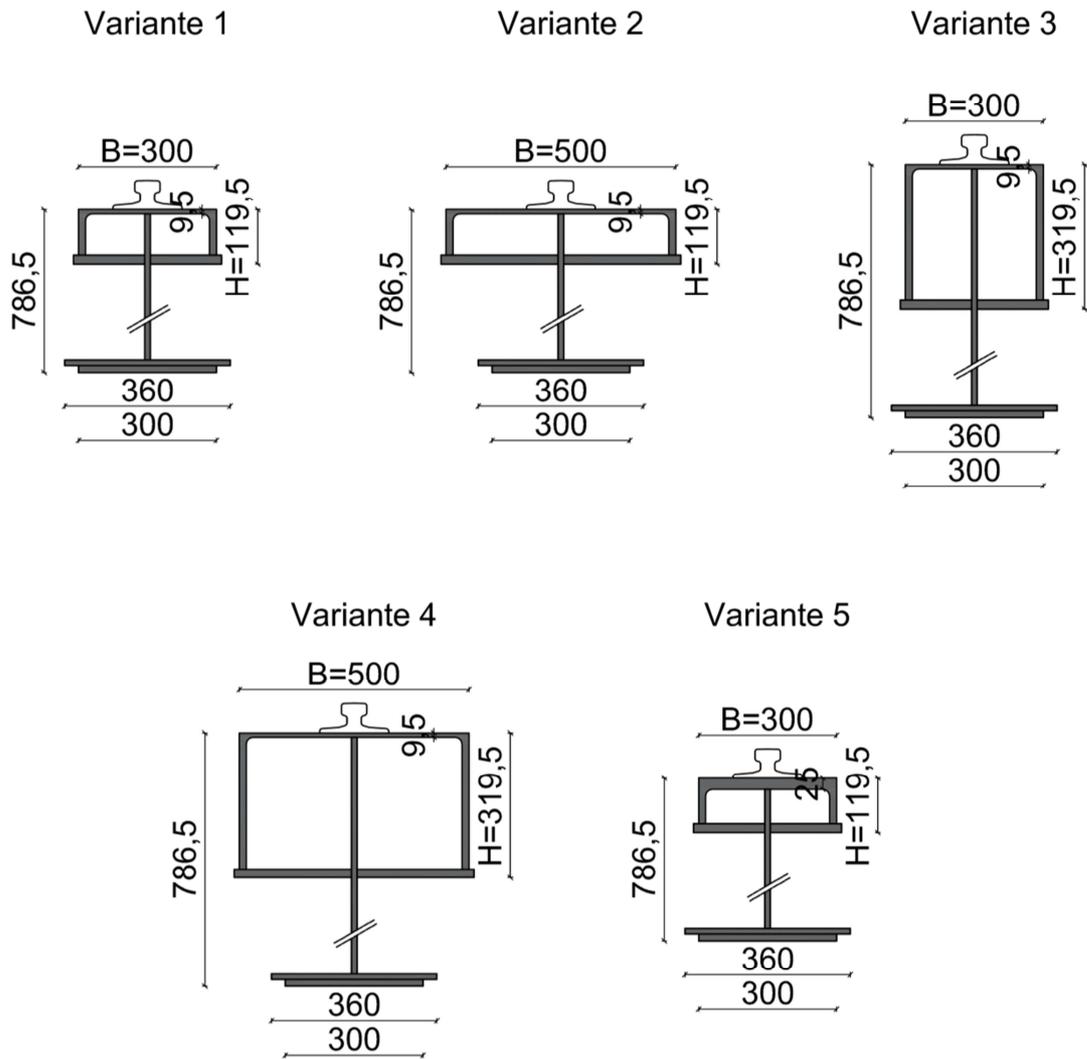


Abbildung 6.3: Vergleich der Varianten: Variante 1 (links oben), Variante 2 (Mitte oben), Variante 3 (rechts oben), Variante 4 (links unten) und Variante 5 (rechts unten)

Nachfolgend werden jeweils (Abbildung 6.4 bis Abbildung 6.8) die Abmessungen des Hohlkastens (links) und die Modellierung des dazugehörigen einfachen Stabmodells, inklusive des Verlaufs des Moments über die Höhe des Steges (rechts), dargestellt. Zu jeder Variante wird mithilfe dieser Daten der Wert $I_{eff,T}$ nach Gl. (16) berechnet. Es wird eine Belastung von $F_2=100$ kN mit einer Exzentrizität von $e=15$ mm angenommen. Beim Stabmodell wird deshalb eine Belastung von $M=F_2 \cdot e=1,5$ kNm direkt über dem Steg aufgebracht.

- Variante 1

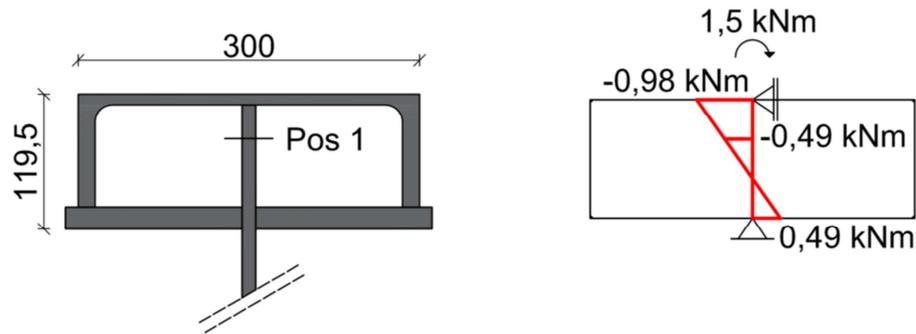


Abbildung 6.4: Abmessungen des Hohlkastens (links) und vereinfachtes Stabmodell inklusive Momentenverlauf im Steg (rechts) für Variante 1

$$\sigma_{T,FEM} = 31,4 \text{ N/mm}^2 (\text{in Pos1})$$

$$l_{eff,T} = \frac{M_{Pos1} \cdot 6}{\sigma_{T,FEM} \cdot t_w^2} = \frac{0,49 \cdot 10^6 \cdot 6}{31,4 \cdot 12^2} = 650,6 \text{ mm}$$

- Variante 2:

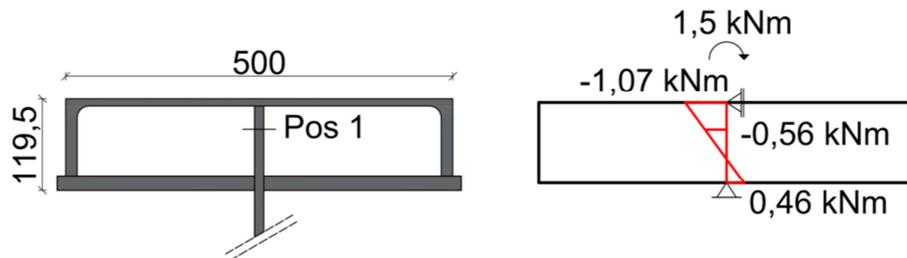


Abbildung 6.5: Abmessungen des Hohlkastens (links) und vereinfachtes Stabmodell inklusive Momentenverlauf im Steg (rechts) für Variante 2

$$\sigma_{T,FEM} = 43,7 \text{ N/mm}^2 (\text{in Pos1})$$

$$l_{eff,T} = \frac{M_{Pos1} \cdot 6}{\sigma_{T,FEM} \cdot t_w^2} = \frac{0,56 \cdot 10^6 \cdot 6}{43,7 \cdot 12^2} = 533,5 \text{ mm}$$

- Variante 3:

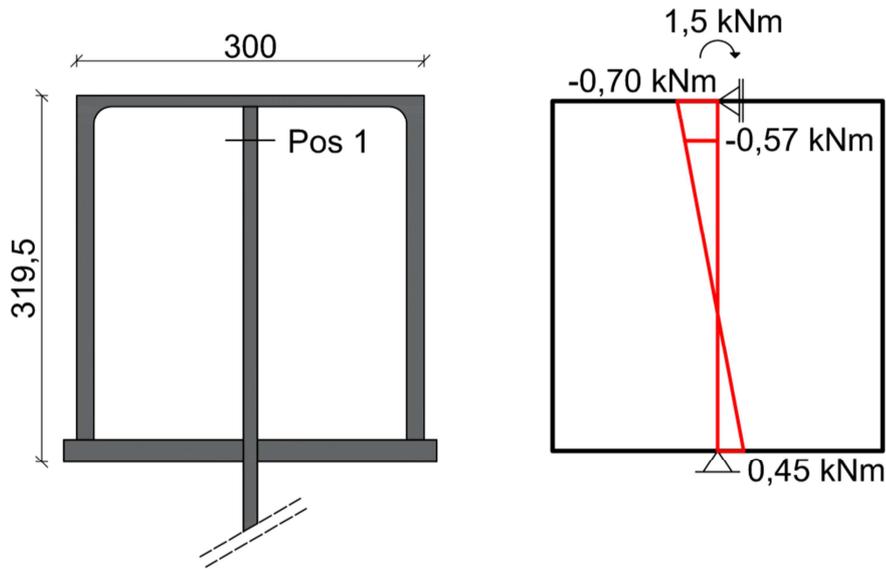


Abbildung 6.6: Abmessungen des Hohlkastens (links) und vereinfachtes Stabmodell inklusive Momentenverlauf im Steg (rechts) für Variante 3

$$\sigma_{T,FEM} = 24,2 \text{ N/mm}^2 (\text{in Pos1})$$

$$l_{eff,T} = \frac{M_{Pos1} \cdot 6}{\sigma_{T,FEM} \cdot t_w^2} = \frac{0,57 \cdot 10^6 \cdot 6}{24,2 \cdot 12^2} = 980,2 \text{ mm}$$

- Variante 4:

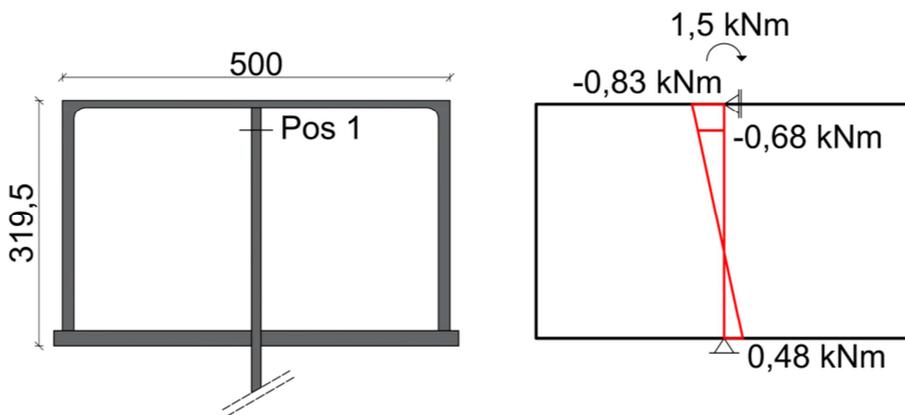


Abbildung 6.7: Abmessungen des Hohlkastens (links) und vereinfachtes Stabmodell inklusive Momentenverlauf im Steg (rechts) für Variante 4

$$\sigma_{T,FEM} = 36,8 \text{ N/mm}^2 (\text{in Pos1})$$

$$l_{eff,T} = \frac{M_{Pos1} \cdot 6}{\sigma_{T,FEM} \cdot t_w^2} = \frac{0,68 \cdot 10^6 \cdot 6}{36,8 \cdot 12^2} = 770,8 \text{ mm}$$

- Variante 5:

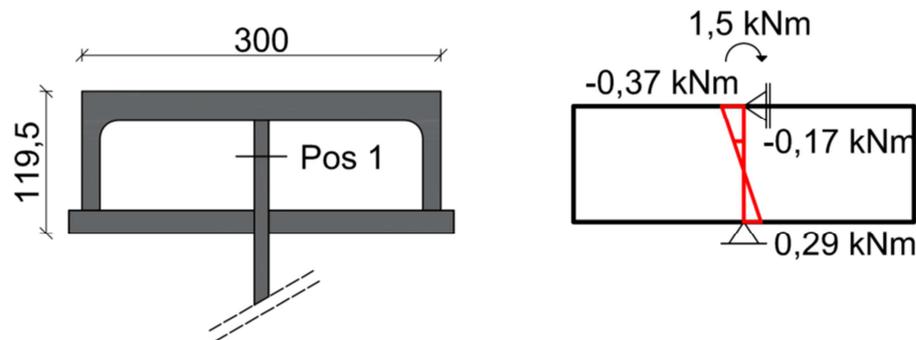


Abbildung 6.8: Abmessungen des Hohlkastens (links) und vereinfachtes Stabmodell inklusive Momentenverlauf im Steg (rechts) für Variante 5

$$\sigma_{T,FEM} = 10,3 \text{ N/mm}^2 (\text{in Pos1})$$

$$l_{eff,T} = \frac{M_{Pos1} \cdot 6}{\sigma_{T,FEM} \cdot t_w^2} = \frac{0,17 \cdot 10^6 \cdot 6}{10,3 \cdot 12^2} = 685,6 \text{ mm}$$

In Tabelle 6-1 werden die Ergebnisse dieser verschiedenen Varianten zusammengefasst dargestellt. Man sieht hier deutlich, dass das Verhältnis von Höhe/Breite des Hohlkastens großen Einfluss auf die effektive Länge ausübt. Demgegenüber hat die Dicke des Obergurtbleches keinen so großen Einfluss auf die effektiv mitwirkende Länge.

Tabelle 6-1: Vergleich der effektiv mitwirkenden Längen l_{eff} zwischen den verschiedenen Varianten des Hohlkastens bei einer exzentrischen Belastung (100 kN)

	Verhältnis H/B	Flanschdicke [mm]	$l_{eff,T}$ [mm]
Variante 1	0,40	9,5	650,6
Variante 2	0,24	9,5	533,5
Variante 3	1,07	9,5	980,2
Variante 4	0,64	9,5	770,8
Variante 5	0,40	25,0	685,6

In der folgenden Tabelle 6-2 werden ergänzend die lokalen Vertikalspannungen (Membranspannungen aus zentrischer Radlast) bei einer zentrischen Belastung an den verschiedenen Modellen (FE-Ergebnisse) aufgelistet. Diese Tabelle zeigt, dass sich die Spannungen bei zentrischer Belastung, je nach Variante, nur geringfügig ändern. Lediglich bei einem stärkeren Obergurtblech ändern sich die Spannungen deutlicher. Diese Stärke des Obergurts fließt aber bei

6. Bemessungsmodell – lokale Stegbiegespannungen

einer Berechnung nach Norm ($\sigma_{0z,Ed}$ nach Gl. (1) in Abschnitt 2.1) in die effektive Länge ein. Somit kann gezeigt werden, dass das Verhältnis H/B bei zentrischer Belastung keinen Einfluss auf die Spannungen hat.

Tabelle 6-2: Vergleich der maximalen Spannung aus FE-Rechnung der verschiedenen Varianten des Hohlkastens bei einer zentrischen Belastung (100 kN) an Position 1 (oben)

	Verhältnis H/B	Flanschdicke [mm]	Vertikale Spannung σ_z [N/mm ²]
Variante 1	0,40	9,5	-47,2
Variante 2	0,24	9,5	-47,8
Variante 3	1,07	9,5	-46,3
Variante 4	0,64	9,5	-47,5
Variante 5	0,40	25,0	-39,1

Durch diese Parameterstudie wird deutlich, dass bei Biegung insbesondere das Verhältnis H/B Einfluss auf die effektiv mitwirkende Länge des Steges hat. Auf Grundlage dieser Erkenntnisse kann mithilfe der mitwirkenden effektiven Länge nach Norm l_{eff} (für zentrische Belastung), der in der Parameterstudie ermittelten effektiven Länge bei Torsion $l_{eff,T}$ bzw. Biegebeanspruchung des Steges und dem Verhältnis von H/B ein Diagramm entwickelt werden. Dieses Diagramm wird in Abbildung 6.9 dargestellt. In dieser Abbildung wird über die Abszisse das Verhältnis von H/B aufgetragen und über die Ordinate das Verhältnis von $l_{eff,T}/l_{eff}$. In Schwarz strichliert wird eine Trendlinie eingefügt.

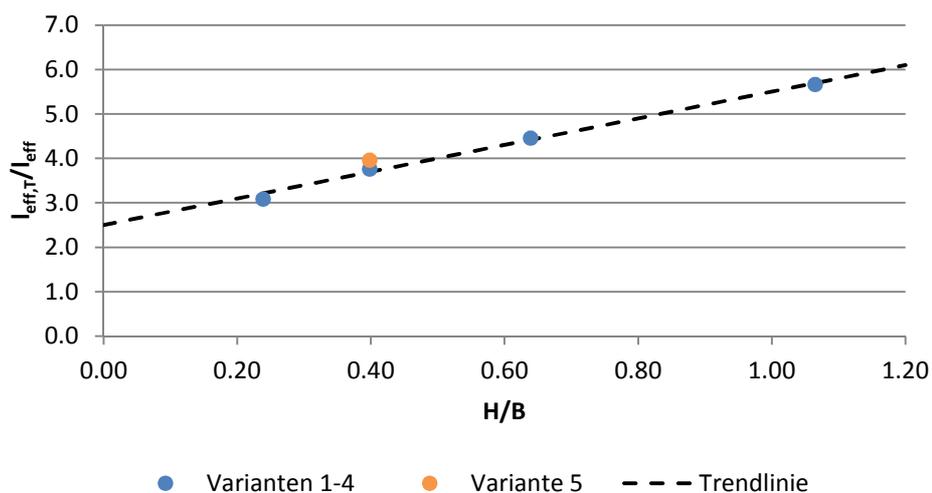


Abbildung 6.9: Vergleich der Varianten 1-5 zur Entwicklung des Bemessungsmodells 1 (Anmerkung: l_{eff} ermittelt nach Gl. (2), ohne Schienenabnutzung)

Mithilfe dieses Diagramms lässt sich die Gleichung (17) für die Größe $l_{eff,T}$ ermitteln, welche es ermöglicht über das Verhältnis von H/B des Hohlkastens und der laut Norm effektiv mitwirkenden Länge l_{eff} bei zentrischer Belastung, die effektiv mitwirkende Länge $l_{eff,T}$ bei Torsion zu berechnen. Über dieses $l_{eff,T}$ kann anschließend die Biegespannung im Steg an gewünschter Stelle, mithilfe des dort herrschenden Moments (mit einfachem Stabmodell für die Rahmenwirkung ermittelt), berechnet werden.

$$l_{eff,T} = l_{eff} \cdot (2,5 + 3,0 \cdot H/B) \quad (17)$$

6.1.2. Anwendung des Bemessungsmodell 1 auf den Kranbahnträger

Die entwickelte Gleichung des Bemessungsmodells 1 wird nun auf den untersuchten Kranbahnträger angewandt und auch mit den Dehnungen des Versuchs verglichen. Um diesen Vergleich durchführen zu können, wird die Belastung mit einer Kraft von $F_z=250$ kN und einer Exzentrizität von $e=15$ mm angesetzt. In Abbildung 6.10 ist das System des Hohlkastens und das dazugehörige einfache Stabmodell, inklusive Momentenverlauf (rechts), dargestellt.

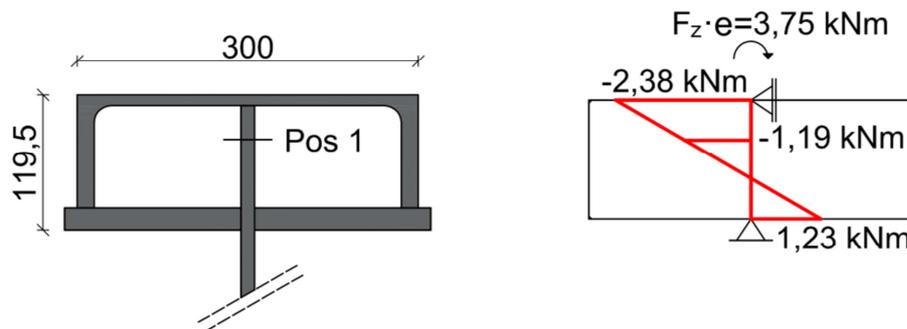


Abbildung 6.10: Anwendung des Bemessungsmodells: System Hohlkasten (links) und vereinfachtes Stabmodell inklusive Momentenverlauf im Steg (rechts)

Über das Verhältnis H/B und der in Kapitel 2 berechneten mitwirkenden effektiven Länge bei zentrischer Belastung l_{eff} (siehe Abschnitt 2.1) kann $l_{eff,T}$ berechnet werden. Zu beachten ist, dass bei der Berechnung von l_{eff} die Schienenabnutzung berücksichtigt wird.

$$l_{eff,T} = l_{eff,12.5\%} \cdot \left(2,5 + 3,0 \cdot \frac{H}{B}\right) = 164,8 \cdot \left(2,5 + 3,0 \cdot \frac{119,5}{300}\right) = 608,9 \text{ mm}$$

Mithilfe von $l_{eff,T}$ kann nun die Biegespannung berechnet werden. Die Spannung wird hier an Position 1 (oben) ermittelt, um diese mit dem Laborversuch vergleichen zu können.

6. Bemessungsmodell – lokale Stegbiegespannungen

$$\sigma_T = \frac{M_{Pos1} \cdot 10^6 \cdot 6}{l_{eff,T} \cdot t_w^2} = \frac{1,19 \cdot 10^6 \cdot 6}{608,9 \cdot 12^2} = 81,4 \text{ N/mm}^2$$

Diese Spannung muss, um den Vergleich mit den Versuchsergebnissen führen zu können, in eine Dehnung umgerechnet werden (Die Herleitung dieser Gleichung wird in Abschnitt 5.4.4 erläutert).

$$\varepsilon_{z,Pos1} = \frac{1}{E} \cdot 0,947 \cdot \sigma_z = \frac{1}{210000} \cdot 0,947 \cdot 81,4 = 0,367 \text{ ‰}$$

Dieser Wert entspricht der Dehnung aufgrund der reinen Biegespannung und wird zum Wert der Dehnung durch zentrische Belastung nach Norm (0,42 ‰ bei 250 kN) addiert. Das Ergebnis wird in Abbildung 6.11 dargestellt. Es zeigt sich, dass der so berechnete Wert der Dehnung auf der rechten Seite des Steges nahezu mit dem Wert laut Versuch zusammenfällt. Beide Werte sind dabei ein wenig geringer als jener Wert laut FE-Berechnung.

Es wird somit sehr deutlich gezeigt, dass der in Abschnitt 2.2.4 angenommene Wert der Biegespannung von 0 N/mm² im Falle eines Hohlkastens nicht den tatsächlichen Spannung im Steg innerhalb des Hohlkastens entspricht. Der durch das Bemessungsmodell 1 berechnete Biegespannungswert entspricht allerdings ziemlich genau den im Laborversuch gemessenen Werten.

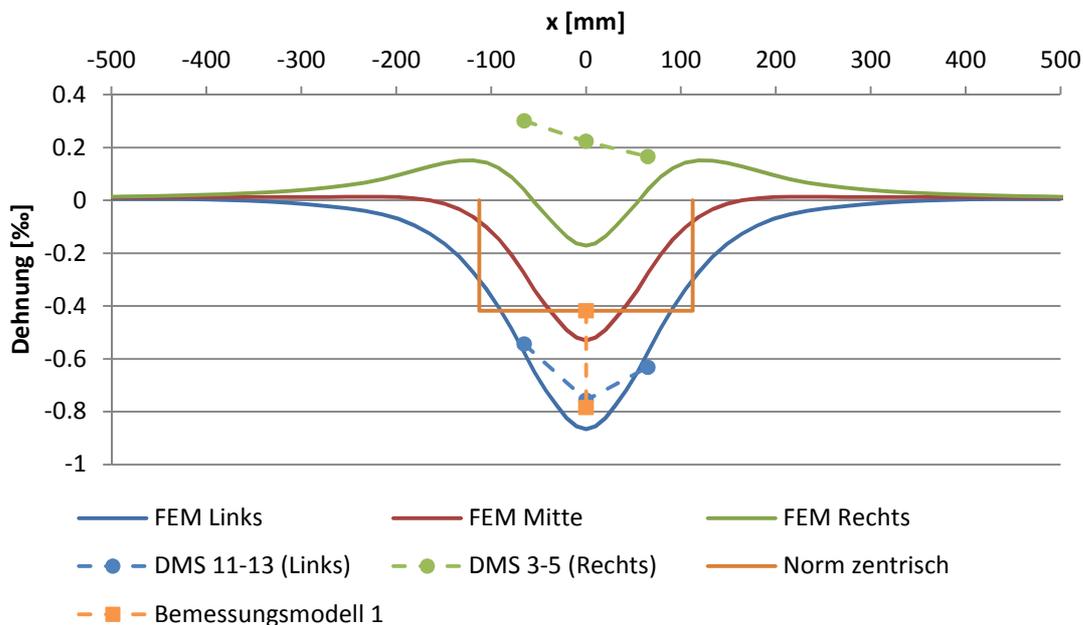


Abbildung 6.11: Vergleich der Dehnungen längs des Trägers zwischen FEM (Modell 3), Versuchsergebnissen und Norm inklusive Bemessungsmodell 1 bei exzentrischer Belastung (250 kN) von $e=-15$ mm mittels Laststempel an Position 1 (oben)

6.2. Bemessungsmodell 2

Im folgenden Abschnitt wird versucht ein Bemessungsmodell für die Berechnung der Biegespannung im Steg für einen I-Träger, mit beidseitigen, schrägen Stegstreben nach Abbildung 6.12, zu entwickeln. Bei Untersuchungen im Zuge dieser Arbeit hat sich herausgestellt, dass das Verhältnis von H/B im Fall des dreieckigen Hohlkastenquerschnitts keinen Einfluss auf den Wert $I_{\text{eff},T}$ hat, weshalb das entwickelte Bemessungsmodell 1 hier nicht angewandt werden kann. Die verwendete Geometrie dieses Kranbahnträgers baut auf die Untersuchungen einer Masterarbeit [5], die auch an der Technischen Universität Graz durchgeführt wurde, auf und wird in Abbildung 6.12 dargestellt.

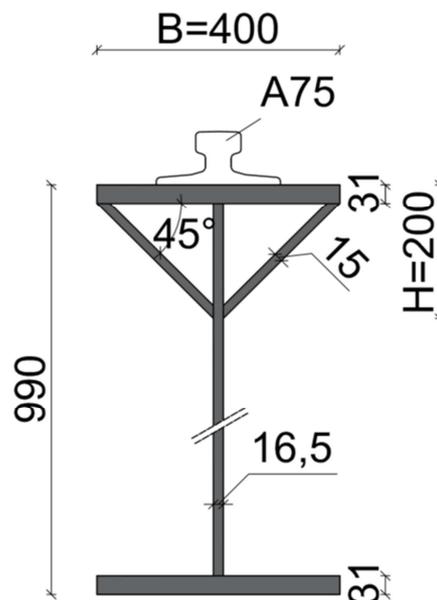


Abbildung 6.12: Querschnitt des untersuchten I-Trägers mit beidseitigen, schrägen Stegstreben

Die Begründung, warum das zuvor entwickelte Bemessungsmodell auf diese Art des Kranbahnträgers nicht angewandt werden kann, findet sich in den lokalen Verformungsfiguren der beiden Systeme. In Abbildung 6.13 werden die beiden Systeme mit ihrer Verformungsfigur dargestellt. Dabei ist ein deutlicher Unterschied im Verhalten erkennbar. Es zeigt sich, dass der rechteckige Hohlkastenquerschnitt ein weniger steifes Verhalten aufweist, als der dreiecksförmige Stegstrebenquerschnitt. Dies veranschaulicht die Abbildung 6.13. Nur beim Hohlkastenquerschnitt kommt es zu einer vertikalen Verschiebung der außenseitigen Stegelemente. Dies führt dazu, dass der Effekt des Geometrieverhältnisses H/B beim Stegstrebenquerschnitt nicht gegeben ist.

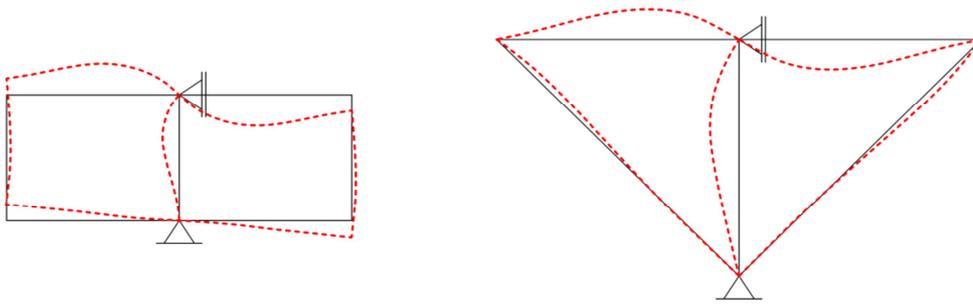


Abbildung 6.13: Vergleich der Verformungsfiguren: Hohlkastenquerschnitt (links) und Stegstrebenquerschnitt (rechts)

Um für den Fall der beidseitigen, schrägen Stegstreben, welcher in der Praxis häufiger anzutreffen ist als der Fall des Hohlkastenquerschnitts, ebenso ein Bemessungsmodell entwickeln zu können, wird nachfolgend, ähnlich dem Vorgehen bei Bemessungsmodell 1, eine Parameterstudie für diesen Querschnitt durchgeführt. Da dieser Querschnitt bereits in [5] untersucht wurde, werden die dabei verwendeten FE-Modelle als Grundlage dieser Parameterstudie verwendet.

Der große Unterschied der FE-Untersuchungen in [5], zu jenen FE-Berechnungen in dieser Arbeit, liegt in der Art der Lastaufbringung. So wird die Belastung auf die Kranbahnschiene in [5] nicht über einen Laststempel, sondern direkt auf die Kranbahnschiene aufgebracht. Dabei wird zum einen in eine Belastung mittels Einzellast und zum anderen in eine Belastung mittels Flächenlast unterschieden. Der Unterschied zwischen diesen beiden Varianten liegt darin, dass die Flächenlast senkrecht auf die belastete Fläche wirkt, wodurch im Falle der gekrümmten Schiene eine zusätzliche Horizontalbelastung entstehen kann. In Abbildung 6.14 wird der Vergleich dieser beiden Belastungsarten anhand der Biegespannungen im Steg, über die Höhe des Steges, dargestellt. Die strichlierten Bereiche entsprechen dabei den linear extrapolierten Werten des Verlaufs, da in diesen Bereichen keine realistischen Werte der FE-Berechnung vorhanden sind. Dies ist auf den Einfluss der Verbindung der verschiedenen Elemente in der Software Abaqus zurückzuführen. In der Abbildung ist erkennbar, dass, wie in [5] beschrieben, abhängig von der Belastungsart unterschiedliche Spannungen erzeugt werden. Dabei wird in [5] darauf verwiesen, dass die Spannungen, welche sich über die Belastung mittels Flächenlast ergeben, die realistischeren Ergebnisse liefern. Diese Art der Lastaufbringung sollte auch die in dieser Arbeit verwendete Methode der Belastung über Laststempel am besten widerspiegeln. Aufgrund dieser Erkenntnis werden die folgenden Untersuchungen der Spannungen im Steg, mittels der Belastung über Flächenlast durchgeführt.

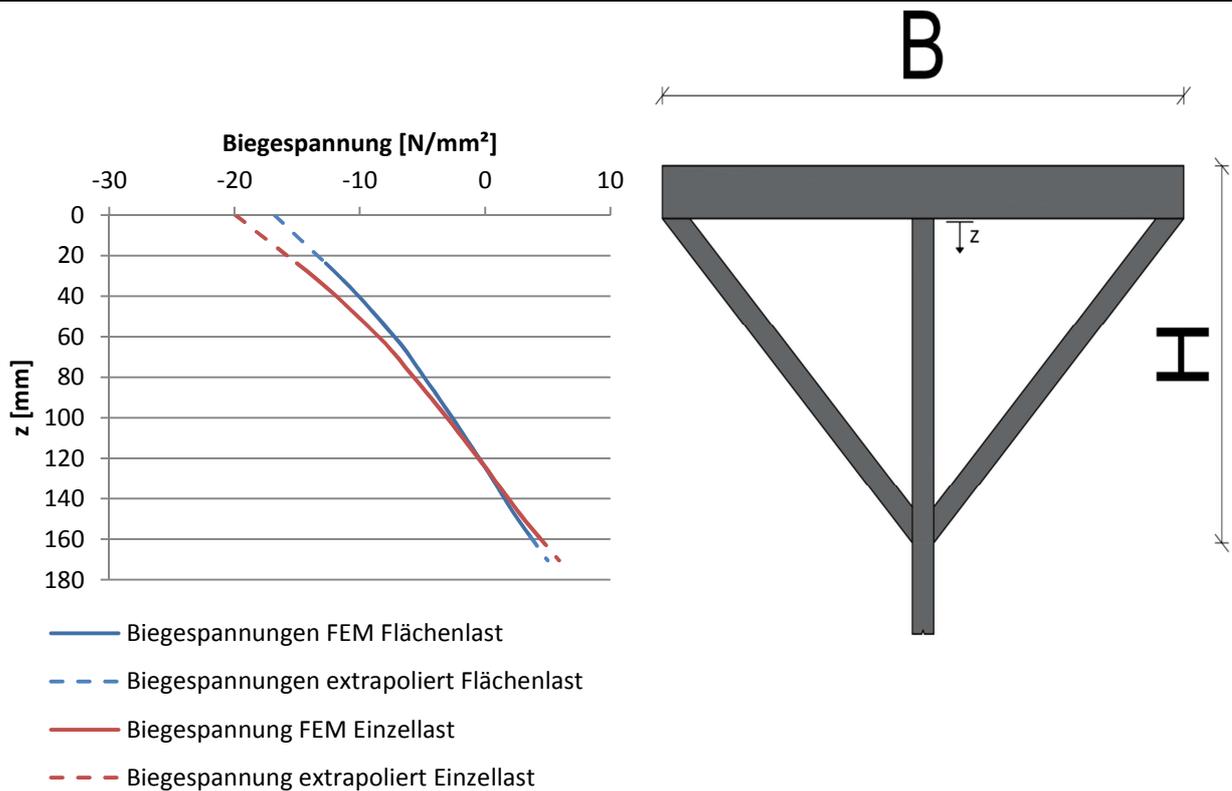


Abbildung 6.14: Vergleich der Biegespannungen zwischen exzentrischer Belastung über Einzellast sowie Flächenlast über die Höhe des Steges ($F_z=300\text{kN}$, $e=18,75\text{ mm}$)

6.2.1. Parameterstudie zum Verhalten mit Schrägsteifen

In dieser Parameterstudie werden vier verschiedene Querschnitte untersucht. Variante 1 entspricht dem in [5] untersuchten Querschnitt. In Variante 2 wird die Neigung der Stegstreben verändert, um ein Verhältnis von H/B von eins zu erreichen. Variante 3 unterscheidet sich vom Grundmodell lediglich in der Stärke des Obergurts, welche auf 15 mm reduziert wird und Variante 4 wird mit derselben Stegstrebenneigung wie Variante 2 und der Obergurtdicke von 15 mm modelliert. Diese vier Varianten werden nachfolgend dazu verwendet, um mithilfe der Biegespannungen im Steg laut FE-Berechnungen und einem einfachen Stabmodell für die Rahmenwirkung (Momentenverlauf), ähnlich dem Vorgehen bei Bemessungsmodell 1, eine Gleichung für $I_{\text{eff,T}}$ zu entwickeln. In Abbildung 6.15 werden die vier Varianten dargestellt.

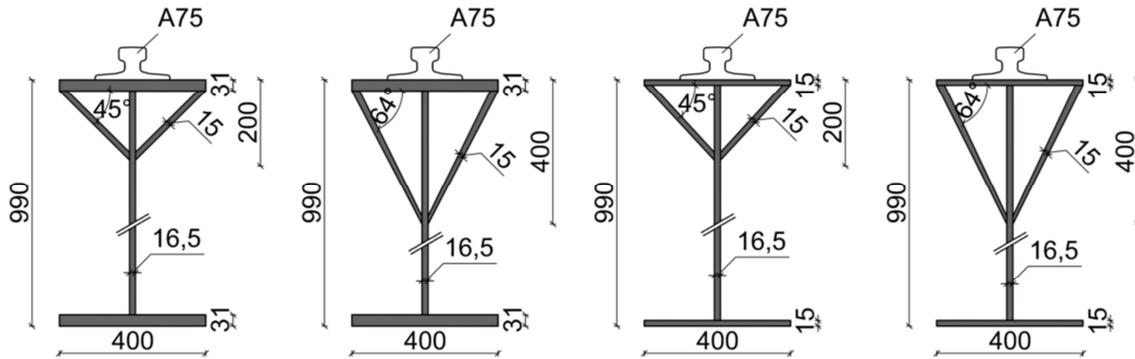


Abbildung 6.15: Vergleich der untersuchten Varianten, Referenzfall (links), mit veränderter Strebenneigung (Mitte links), mit veränderter Obergurtstärke (Mitte rechts) und veränderter Strebenneigung und Obergurtstärke (rechts)

Die folgende Parameterstudie wird ähnlich zu jener des Hohlkastenquerschnitts durchgeführt. Das bedeutet, dass zu jeder Variante nach Abbildung 6.15 die Biegespannung im Steg mithilfe einer FE-Berechnung ermittelt wird (siehe Abbildung 6.16 bis Abbildung 6.19). Die Belastung ($F_z=300\text{ kN}$) wird mit einer Exzentrizität von $e=18,75\text{ mm}$ aufgebracht, da dies bei einer Schiene des Typs A75 dem Wert von $k/4$ entspricht. Mithilfe des vorhandenen Moments im Steg, ermittelt über ein einfaches Stabmodell, wird die effektiv mitwirkende Länge im Falle von Torsion $l_{eff,T}$ nach Gl. (16) berechnet. Die Biegespannung und das vorhandene Moment werden dabei 28 mm unterhalb des Obergurts ermittelt (Position 1). Die 28 mm entstehen dabei durch die Modellierung des FE-Netzes.

- Variante 1

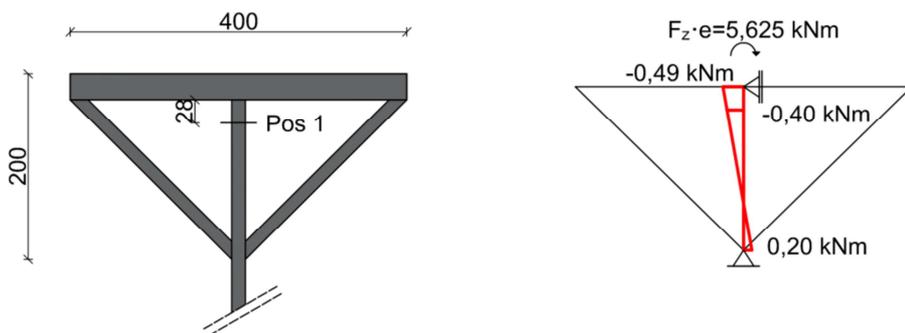


Abbildung 6.16: Abmessungen des Hohlkastens (links) und vereinfachtes Stabmodell inklusive Momentenverlauf im Steg (rechts) für Variante 1

$$\sigma_{T,FEM} = 12,0\text{ N/mm}^2$$

$$l_{eff,T} = \frac{M_{Pos1} \cdot 6}{\sigma_{T,FEM} \cdot t_w^2} = \frac{0,40 \cdot 10^6 \cdot 6}{12,0 \cdot 16,5^2} = 734,6\text{ mm}$$

- Variante 2:

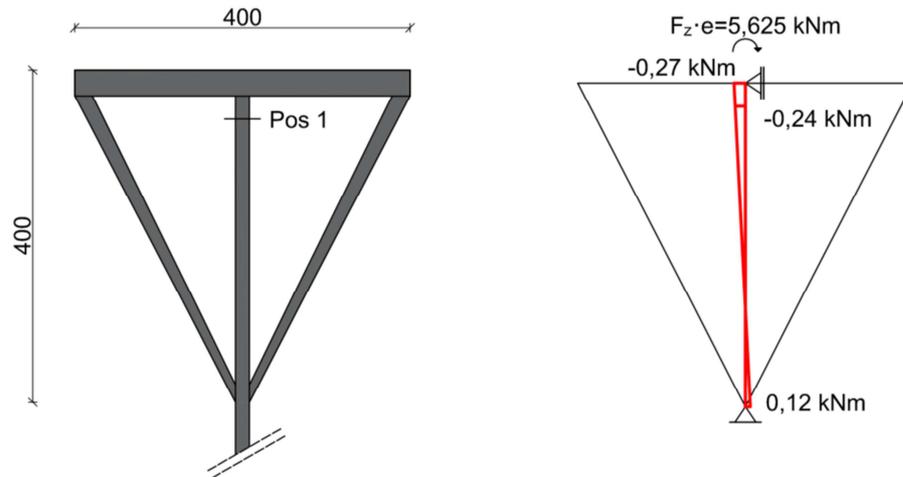


Abbildung 6.17: Abmessungen des Hohlkastens (links) und vereinfachtes Stabmodell inklusive Momentenverlauf im Steg (rechts) für Variante 2

$$\sigma_{T,FEM} = 8,0 \text{ N/mm}^2$$

$$l_{eff,T} = \frac{M_{Pos1} \cdot 6}{\sigma_{T,FEM} \cdot t_w^2} = \frac{0,24 \cdot 10^6 \cdot 6}{8,0 \cdot 16,5^2} = 661,2 \text{ mm}$$

- Variante 3:

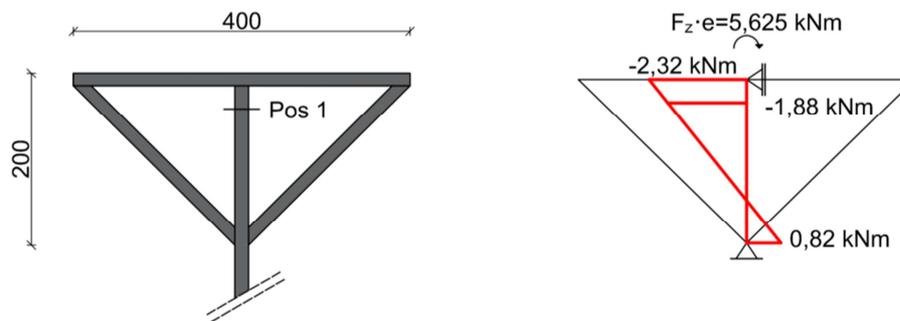


Abbildung 6.18: Abmessungen des Hohlkastens (links) und vereinfachtes Stabmodell inklusive Momentenverlauf im Steg (rechts) für Variante 3

$$\sigma_{T,FEM} = 29,9 \text{ N/mm}^2$$

$$l_{eff,T} = \frac{M_{Pos1} \cdot 6}{\sigma_{T,FEM} \cdot t_w^2} = \frac{1,88 \cdot 10^6 \cdot 6}{29,9 \cdot 16,5^2} = 1385,7 \text{ mm}$$

- Variante 4:

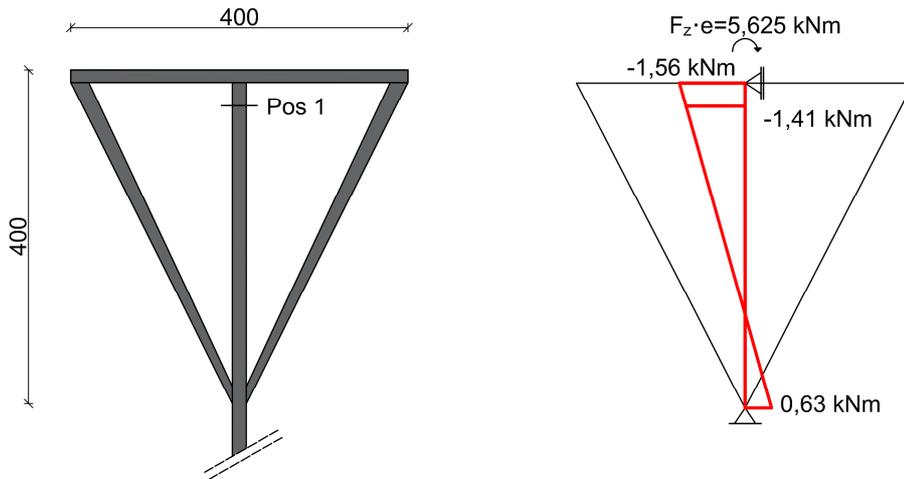


Abbildung 6.19: Abmessungen des Hohlkastens (links) und vereinfachtes Stabmodell inklusive Momentenverlauf im Steg (rechts) für Variante 4

$$\sigma_{T,FEM} = 22,1 \text{ N/mm}^2$$

$$l_{eff,T} = \frac{M_{Pos1} \cdot 6}{\sigma_{T,FEM} \cdot t_w^2} = \frac{1,41 \cdot 10^6 \cdot 6}{22,1 \cdot 16,5^2} = 1505,8 \text{ mm}$$

Diese berechneten Längen $l_{eff,T}$ werden in Abbildung 6.20 dem Diagramm, welches zur Ermittlung des Bemessungsmodells 1 verwendet wurde (vergleiche Abbildung 6.9), hinzugefügt. Man sieht, dass die hinzugefügten Punkte nicht auf der Trendlinie des Bemessungsmodell 1 liegen. Darüber hinaus zeigt sich, dass das Verhältnis von H/B keinen Einfluss auf $l_{eff,T}/l_{eff}$ hat. Allerdings hat die Stärke des Obergurts einen beträchtlichen Einfluss auf das ermittelte Verhältnis $l_{eff,T}/l_{eff}$. Deshalb wird nachfolgend eine Gleichung angegeben (Gl. (18)), in welcher das Verhältnis H/B nicht enthalten ist. Dafür wird der Parameter des Verhältnisses der Stegdicke zur Obergurtstärke t_w/t_f eingeführt.

Die für dieses Diagramm verwendeten Werte von l_{eff} wurden anhand der in Kapitel 2 erläuterten Berechnung nach Norm (ohne Schienenabnutzung) mit Gl. (2) errechnet und lauten wie folgt:

$$\text{Variante 1,2: } l_{eff,1+2} = 233,9 \text{ mm}$$

$$\text{Variante 3,4: } l_{eff,3+4} = 224,6 \text{ mm}$$

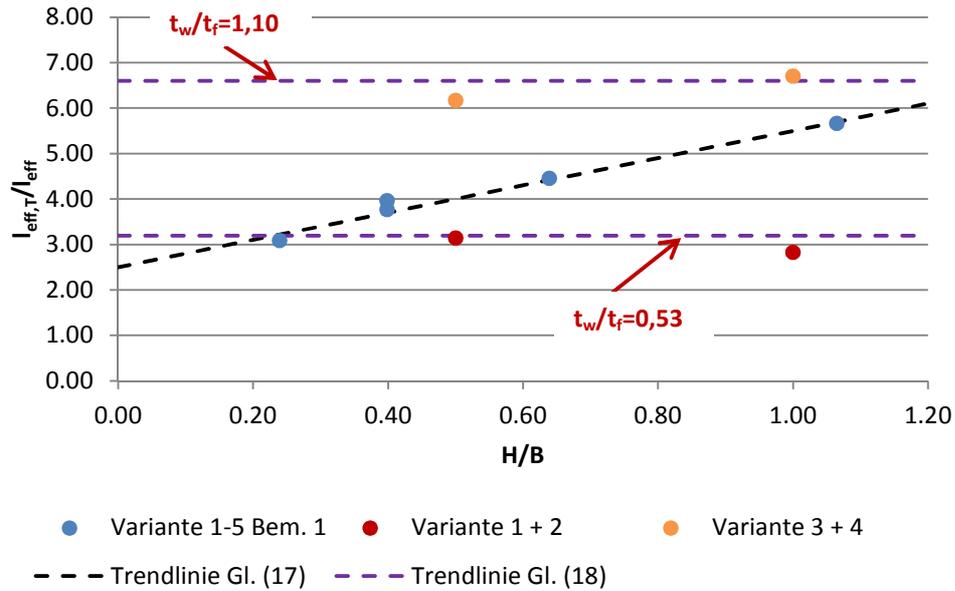


Abbildung 6.20: Vergleich zwischen den Varianten der Parameterstudie aus Bemessungsmodell 1 und den Varianten 1-4 (beidseitig, schräge Stegstreben) des Bemessungsmodells 2

Die Gleichung für $l_{eff,T}$ für den Fall der beidseitigen, schrägen Stegstreben wird folgendermaßen angenommen:

$$l_{eff,T} = 6,0 \cdot \frac{t_w}{t_f} \cdot l_{eff} \quad (18)$$

Mithilfe dieser Gleichung kann über das Verhältnis von t_w/t_f und der laut Norm berechneten mitwirkenden effektiven Länge bei zentrischer Belastung l_{eff} eine mitwirkende effektive Länge bei Torsion $l_{eff,T}$ ermittelt werden. Über diese Größe $l_{eff,T}$ kann die Biegespannung an dieser Stelle mithilfe des Biegemomentes aus dem Rahmenmodell ermittelt werden.

In [3] wird das Beispiel eines ähnlichen I-Trägers mit beidseitigen, schrägen Stegstreben behandelt. Darin wird angenommen, dass praktisch das gesamte äußere Torsionsmoment vom Obergurt aufgenommen wird, und somit im Steg nahezu keine Biegespannung vorhanden ist. In dieser Arbeit wird gezeigt, dass eine gewisse Biegespannung im Steg vorhanden ist, welche in der Bemessung nicht vernachlässigt werden sollte. Mithilfe der entwickelten Gleichung in diesem Abschnitt, kann diese Biegespannung im Steg aufgrund von Torsion (infolge exzentrischer Radlast) berechnet werden.

7

7. Zusammenfassung und Ausblick

7.1. Zusammenfassung

In dieser Masterarbeit wurden verschiedene Untersuchungen zu lokalen Spannungen im Steg, infolge zentrischer und exzentrischer Radlast, an einem in der Industrie über Jahre eingesetzten Kranbahnträger, durchgeführt. Durch die ungewöhnliche Geometrie des Trägers, welche im Laufe des Nutzungszeitraums verändert wurde (horizontale Verstärkungsbleche angeschweißt), ergeben sich zusätzliche Spannungen im Steg, insbesondere aufgrund exzentrischer Belastung, welche durch eine gewöhnliche Berechnung nach Eurocode nicht vollkommen abgebildet werden.

Im Zuge dieser Arbeit wurden zu diesem Träger Berechnungen laut Norm, umfangreiche numerische FE-Berechnungen und Laborversuche durchgeführt. In den Berechnungen nach Norm wurden die Spannungen im Steg bei zentrischer und exzentrischer Belastung über verschiedene Annäherungen untersucht.

Anschließend wurde im Rahmen einer Vorstudie mithilfe von Finite-Elemente-Berechnungen bewiesen, dass der Unterschied zwischen einer Belastung durch ein herkömmliches Kranrad und der Belastung durch einen Laststempel so gering ist, dass alle weiteren Untersuchungen ohne Bedenken mithilfe des sphärischen Laststempels durchgeführt werden konnten. Dieser Beweis musste erbracht werden, da die Aufbringung gezielter exzentrischer Lasten auf die Kranbahnschiene mithilfe eines Kranrads nicht möglich ist.

Ebenso wurde der Einfluss der Schienenklemmen auf die Spannungen im Steg untersucht. Dabei wurde festgestellt, dass zwar ein Einfluss der Klemmen vorhanden ist, dieser jedoch, vor allem in einem gewissen Abstand zur Lasteinleitung, so gering ist, dass dieser vernachlässigt werden kann.

Weiters wurde der Einfluss der nachträglich an den Kranbahnträger angebrachten Verstärkungsbleche auf die Spannungen im Steg gezeigt. Dabei wurde festgestellt, dass bei zentrischer Belastung kein Einfluss der Verstärkungsbleche erkennbar ist. Im Gegensatz dazu üben die Verstärkungsbleche bei exzentrischer Belastung, durch die Bildung eines Hohlkastens, einen großen Einfluss auf die Biegespannungen im Steg aus, indem die gesamte Torsionswirkung nun über den Hohlkasten abgetragen wird. Somit herrschen im Steg unterhalb des Hohlkastens keine Biegespannungen mehr.

Im Anschluss an diese Vorstudie wurde das für diese Untersuchungen verwendete Modell 0 in mehreren Schritten verändert, um es an den realen Kranbahnträger anzupassen. Dazu wurden drei weitere FE-Modelle entwickelt, welche sich jeweils in einem Bauelement vom Vorgängermodell unterscheiden. Im Zuge dieser Verbesserung der FE-Modelle wurde somit der Einfluss der Abnutzung der Schiene, der verbreiteten Schweißnaht zwischen Obergurt und Steg sowie eines zusätzlichen Spalts zwischen Obergurt und Steg gezeigt.

Im Zuge dieser Arbeit wurden am untersuchten Kranbahnträger Versuche durchgeführt, um die Ergebnisse der FE-Berechnungen zu überprüfen. Dazu wurden die vertikalen Dehnungen, mithilfe von Dehnmessstreifen, an beiden Seiten des Steges bei zentrischer und exzentrischer Belastung gemessen. Der Versuchsaufbau bestand darin, den Kranbahnträger auf zwei Rollen, jeweils unterhalb einer Steife, in einem Abstand von $L=2,195$ m zu lagern und die Belastung in Feldmitte aufzubringen. Durchgeführt wurden in dieser Konstellation vier Versuche. Zuerst wurde eine zentrische Belastung mittels Kranrad, anschließend eine zentrische Belastung mittels Laststempel und darauffolgend jeweils eine exzentrische Belastung von $e=+15$ mm und $e=-15$ mm aufgebracht. Darüber hinaus wurden im Laufe dieser Laborversuche die Dehnungen an der Schiene des Kranbahnträgers aufgezeichnet. Dazu wurden zusätzlich noch vier Versuche bei einer Belastung direkt über einer Quersteife durchgeführt, um die Dehnungen der Schiene in diesem Fall zu untersuchen. Im Anschluss wurden die Laborergebnisse mit den FE-Berechnungen und Berechnungen nach Norm verglichen.

Mithilfe dieser Vergleiche und den Ergebnissen aus den FE-Berechnungen wurde eine Parameterstudie durchgeführt, auf deren Basis ein Bemessungsmodell entwickelt wurde. Dieses Bemessungsmodell kann für Kranbahnträger mit ähnlicher Geometrie verwendet werden, um die Spannungen im Steg an der Oberkante des Steges zu berechnen. Dazu müssen lediglich die effektive Lastausbreitungslänge bei zentrischer Belastung nach Norm, die Geometrie des Hohlkastens und das Biegemoment des Steges, welches sich durch ein einfaches Stabmodell des gesamten Hohlkastenquerschnitts berechnen lässt, bekannt sein.

Zusätzlich wurde ein zweites Bemessungsmodell für den Fall eines I-Trägers mit beidseits geneigten Stegstreben entwickelt, da dieser Fall in der Praxis häufiger anzutreffen ist, als der in dieser Arbeit untersuchte Trägerquerschnitt. Für dieses Bemessungsmodell sind ebenso nur die Geometrie des Kranbahnträgers, die effektive Lastausbreitungslänge bei zentrischer Belastung nach Norm, sowie das Biegemoment des Steges (ermittelt mit Stabmodell) zur Berechnung einer effektiv mitwirkenden Länge bei Biegung nötig.

7.2. Ausblick

Die vorgeschlagenen Bemessungsmodelle, zur Ermittlung der effektiven Lastausbreitungslänge bei exzentrischer Belastung des Kranbahnträgers, stellen einen ersten Ansatz dar. Für die Anwendbarkeit des vorgeschlagenen Modells sind noch weitere Analysen notwendig.

Um das Bemessungsmodell für die Praxis anwendbar machen zu können, sollten zunächst alle in dieser Arbeit getroffenen Annahmen überprüft werden. Zudem sollte der Einfluss verschiedener Geometrien sowie verschiedener Blechstärken der einzelnen Bauelemente des Hohlkastens untersucht werden. Da im Laufe dieser Arbeit nur der Einfluss des Verhältnisses von Höhe zu Breite des Hohlkastens sowie der Einfluss des Verhältnisses von Stegdicke zu Flanschdicke beim I-Träger mit beidseitigen schrägen Stegstreben betrachtet wurde, ist ebenso zu untersuchen ob andere Parameter Einfluss auf die Ergebnisse haben.

8

8. Literaturverzeichnis

- [1] **ÖNORM EN 1993-6, Eurocode 3.** *Bemessung und Konstruktion von Stahlbauten; Teil 6: Kranbahnen.* Wien : Österreichisches Normungsinstitut, 15.08.2010.
- [2] **Kraus M., Mämpel S.** Kennwerte neuer und abgenutzter Kranschiene für die Bemessung von Kranbahnträgern. *Stahlbau 86.* 2017.
- [3] **Petersen, Christian.** Stahlbau: Grundlagen der Berechnung und baulichen Ausbildung von Stahlbauten, 2. Auflage. Braunschweig/Wiesbaden : Friedr. Vieweg & Sohn, 1990, S. 894-897.
- [4] **Zauchner, Paul.** Laborversuche und numerische Berechnungen zur experimentellen Ermittlung von Radlasten auf Kranbahnschienen. *Technische Universität Graz.* 2019.
- [5] **Harrer, Bernhard.** Lokale Biegespannungen in Stegen von Kranbahnträgern infolge exzentrischer Radlasteinleitung. *Technische Universität Graz.* 2017.

Dies ist eine Veröffentlichung des

FACHBEREICHS INGENIEURBAUKUNST (IBK) AN DER TU GRAZ

Der Fachbereich Ingenieurbaukunst umfasst die dem konstruktiven Ingenieurbau nahe stehenden Institute für Baustatik, Betonbau, Stahlbau, Holzbau & Holztechnologie, Materialprüfung & Baustofftechnologie, Baubetrieb & Bauwirtschaft, Hochbau & Industriebau, Bauinformatik und Allgemeine Mechanik der Fakultät für Bauingenieurwissenschaften an der Technischen Universität Graz.

Dem Fachbereich Ingenieurbaukunst ist das Bautechnikzentrum (BTZ) zugeordnet, welches als gemeinsame hochmoderne Laboreinrichtung zur Durchführung der experimentellen Forschung aller beteiligten Institute dient. Es umfasst die drei Laboreinheiten für konstruktiven Ingenieurbau, für Bauphysik und für Baustofftechnologie.

Der Fachbereich Ingenieurbaukunst kooperiert im gemeinsamen Forschungsschwerpunkt „Advanced Construction Technology“. Dieser Forschungsschwerpunkt umfasst sowohl Grundlagen- als auch praxisorientierte Forschungs- und Entwicklungsprogramme.

Weitere Forschungs- und Entwicklungskooperationen bestehen mit anderen Instituten der Fakultät, insbesondere mit der Gruppe Geotechnik, sowie nationalen und internationalen Partnern aus Wissenschaft und Wirtschaft.

Die Lehrinhalte des Fachbereichs Ingenieurbaukunst sind aufeinander abgestimmt. Aus gemeinsam betreuten Projektarbeiten und gemeinsamen Prüfungen innerhalb der Fachmodule können alle Beteiligten einen optimalen Nutzen ziehen.

Durch den gemeinsamen, einheitlichen Auftritt in der Öffentlichkeit präsentiert sich der Fachbereich Ingenieurbaukunst als moderne Lehr- und Forschungsgemeinschaft, welche die Ziele und Visionen der TU Graz umsetzt.

Nummerierungssystematik der Schriftenreihe:

D – Diplom-, Masterarbeiten/Dissertationen | F – Forschungsberichte
S – Skripten, Vorlesungsunterlagen | V – Vorträge, Tagungen

Institutskenzahl:

1 – Allgemeine Mechanik | 2 – Baustatik | 3 – Betonbau
4 – Holzbau & Holztechnologie | 5 – Stahlbau & Flächentragwerke
6 – Materialprüfung & Baustofftechnologie | 7 – Baubetrieb & Bauwirtschaft
8 – Hochbau & Industriebau | 9 – Bauinformatik
10 – Labor für Konstruktiven Ingenieurbau

Fortlaufende Nummer pro Reihe und Institut / Jahreszahl