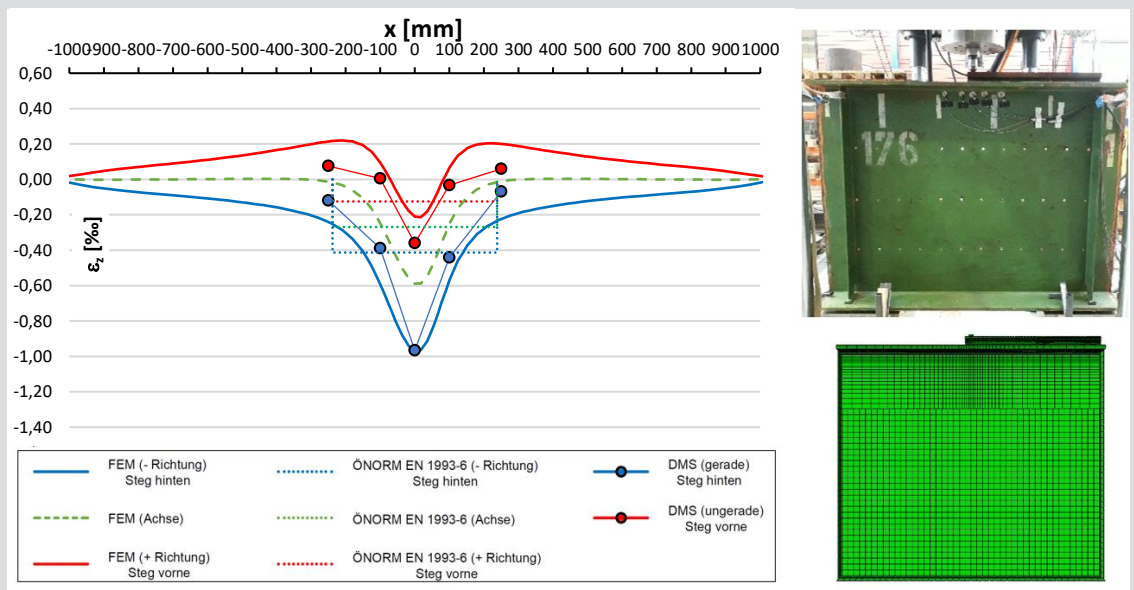


Laborversuche und numerische Berechnung eines realen Kranbahnträgers mit lokaler Radlasteinleitung



D-5-85/2020

Dollinger Christian
 Institut für Stahlbau
 Technische Universität Graz

Laborversuche und numerische Berechnung eines realen Kranbahnträgers mit lokaler Radlasteinleitung

Masterarbeit

Zur Erlangung des akademischen Grades

Diplom-Ingenieur (Dipl.-Ing.)

Masterstudium Bauingenieurwissenschaften – Konstruktiver Ingenieurbau

Verfasser

Bmst. Christian Dollinger, BSc.

Graz, 2020

Eingereicht an der

Technischen Universität Graz

Fakultät für Bauingenieurwissenschaften – Institut für Stahlbau

Betreuer

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

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

Eidesstattliche Erklärung

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

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 next document updated to TUGRAZonline is identical to the present master's thesis.

Datum / date

Unterschrift / signature

Danksagung

Zu Beginn möchte ich mich herzlich bei allen bedanken, die mich auf meinem Weg zum Diplom begleitet und unterstützt haben.

Besonderer Dank gebührt Herrn Ass. Prof. Dipl.-Ing. Dr. techn. Markus Kettler, der meine Masterarbeit betreut hat. Seine positive Energie und die Freude, mit der er Probleme löst, motivierte mich stets mein Bestes zu geben. Für die immer offenstehende Tür, die konstruktive Kritik und die fachliche Unterstützung bei der Erstellung meiner Masterarbeit bedanke ich mich sehr.

Weiters möchte ich mich bei den Mitarbeitern des Institutes für Stahlbau und dem Labor für Konstruktiven Ingenieurbau bedanken, die Herrn Ass. Prof. Dipl.-Ing. Dr. techn. Kettler und mich beim Versuchsaufbau und der Durchführung der experimentellen Versuche unterstützt haben.

Ein großer Dank gilt meiner gesamten Familie, besonders meinen Eltern, die mir ein problemloses Studium ermöglichten und mich jederzeit bestens unterstützt haben. Einen Dank schulde ich meinen beiden Mädls, meiner Schwester Steffi und meiner Freundin Maria, die mir sehr viel Rückhalt geben.

Danke an die vier Männer, die mit mir die unzähligen Prüfungen, Übungen und Partys überstanden haben. Danke Andi, Lauli, Pazi und Ray für die großartige Zeit. Ich hoffe auf die Aufrechterhaltung unserer Freundschaft!

Zum Schluss will ich mich bei allen Mitgliedern des Beton- und Holzbauzeichensaals bedanken, die mir eine wirklich einzigartige Studienzeit beschert haben. Hier wurden viele unvergessliche Momente geschaffen, an die ich immer gerne zurückdenke. Ich bin froh über jede Freundschaft, die dadurch entstanden ist.

Kurzfassung

In dieser Masterarbeit werden lokale Beanspruchungen an einem realen Kranbahnträger mit geschweißtem I-Profil und Kranschiene infolge vertikaler Radlast untersucht. Die aktuelle Fassung der ÖNORM EN 1993-6 enthält ein Rechenmodell, mit dem lokale vertikale Druckspannungen infolge zentrischer Radlasten und lokale Biegespannungen infolge exzentrischer Radlast im Steg berechnet werden können. Es wurden experimentelle Laborversuche vorgenommen, um anhand dieser Messergebnisse Erkenntnisse über das Tragverhalten von Kranbahnträgern zu erhalten. Der Schwerpunkt der Arbeit sind in der Norm nicht erfasste Ausführungsformen, wie Schienenstöße sowie eine zusätzliche Längssteife am Kranbahnträgersteg. Da sich die ÖNORM nicht mit Schienenstößen oder dem Einfluss von Längssteifen im Trägersteg auf die Biegespannung befasst, bedarf es einer genaueren Untersuchung dieser Einflussfaktoren. Die vorliegende Arbeit analysiert die jeweiligen Einflüsse auf die Dehnungen und Spannungen am Steg des Kranbahnträgers unter verschiedenen konstruktiven Gegebenheiten.

Abstract

In this master's thesis, local stresses on a real crane runway girder with a welded I-profile and crane rail because of vertical wheel load are investigated. The current version of ÖNORM EN 1993-6 contains a calculation model with which local vertical compressive stresses due to centric wheel loads and local bending stresses due to eccentric wheel load in the web can be calculated. Experimental laboratory tests were carried out to obtain knowledge about the load-bearing behavior of crane runway girders based on these measurement results. The main focus of the work is on embodiments not covered by the standard, such as rail joints and additional longitudinal stiffeners on the crane runway girder web. Since the ÖNORM does not deal with rail joints or the influence of longitudinal stiffeners in the girder web on the bending stress, these influencing factors need to be examined more closely. The present work analyzes the respective influences on the expansions and stresses on the bridge of the crane runway girder under various structural conditions.

Inhaltsverzeichnis

Inhaltsverzeichnis	I
1. Einleitung	1
1.1. Motivation.....	1
1.2. Zielsetzung und Vorgehen	1
2. Berechnung der lokalen Spannungen im Steg infolge Radlasten nach ÖNORM EN 1993-6	3
2.1. Lokale vertikale Druckspannungen	3
2.2. Lokale Biegespannungen im Steg infolge exzentrischer Radlasten	4
3. Laborversuche	7
3.1. Allgemeine Angaben zum Versuchsobjekt	7
3.2. Versuchsbeschreibung und -programm	8
3.2.1. Prüfstand	9
3.2.2. Messtechnik	10
3.3. Versuchsreihe I – Versuchsaufbau mit zusätzlichen Längssteifen	11
3.4. Versuchsreihe II – Versuchsaufbau mit zusätzlichen Schienenstößen	12
3.5. Ergebnisse der Laborversuche	13
3.5.1. Versuchsreihe I – mit Stahlblech Unterlage	13
3.5.2. Versuchsreihe I – mit elastischer Unterlage	20
3.5.3. Versuchsreihe II – mit Stahlblech Unterlage	26
3.5.4. Versuchsreihe II – mit elastischer Unterlage	30
4. Finite Elemente Berechnungen	35
4.1. Angaben zur Modellierung in ABAQUS	35
4.1.1. Modell für die Studie I – Abbildung zusätzlicher Längssteifen	35
4.1.2. Modell für die Studie II – Abbildung Kranschienenstoß	39
4.2. Vergleich und Interpretation der Ergebnisse für die Studie I mit zusätzlichen Längssteifen	43
4.2.1. Studie Ia mit nomineller Schienengeometrie und ohne Schienen-exzentrizität	44
4.2.2. Studie Ib mit der tatsächlichen Schienengeometrie und Schienenlage	57
4.3. Vergleich und Interpretation der Ergebnisse für die Studie II mit zusätzlichem Schienenstoß	71
4.3.1. Studie IIa mit geradem Schienenstoß	71
4.3.2. Studie IIb mit schrägem Schienenstoß	76

4.3.3. Gegenüberstellung der Finite Elemente Simulation der Studie Ib mit Studie IIa und Studie IIb	81
4.3.4. Gegenüberstellung der Laborversuche der Studie Ib mit Studie IIa und Studie IIb ..	83
5. Zusammenfassung und Ausblick	85
5.1. Abschließende Zusammenfassung zur Studie I – zusätzliche Längssteifen am Trägersteg	86
5.2. Abschließende Zusammenfassung zur Studie II – zusätzliche Kranschieneinstöße	87
6. Verzeichnis	89
6.1. Literaturverzeichnis	89
6.2. Quellenverzeichnis	89
6.3. Abbildungsverzeichnis	90
6.4. Tabellenverzeichnis	93
Anhang A	95

1

1. Einleitung

Kranbahnträger erfahren dynamische Beanspruchungen, die durch betriebliche Lastzyklen entstehen. Das hat zur Folge, dass die Gefahr des Versagens durch Materialermüdung gegeben ist. Grundsätzlich werden im Hochbau keine Ermüdungsnachweise geführt, außer bei besonderen Gegebenheiten, wie zum Beispiel beim Kranbahnträger.

1.1. Motivation

Um das Ermüdungsverhalten von Kranbahnträgern besser zu verstehen und die Nutzungsdauer der Kranbahnträger zu steigern, müssen verschiedene Anwendungsfälle betrachtet werden. Die aktuelle Fassung der ÖNORM EN 1993-6 enthält ein Rechenmodell, mit dem lokale vertikale Druckspannungen infolge zentrischer Radlast und lokale Biegespannungen infolge exzentrischer Radlast im Steg berechnet werden können. Da sich die ÖNORM nicht mit Schienenstößen, oder dem zusätzlichen Einfluss von Längssteifen im Trägersteg auf diese lokale Spannung befasst, erfordert es eine genauere Untersuchung dieser Einflussnahmen. Die vorliegende Arbeit analysiert die Einflüsse von elastischen Unterlagen zwischen Schiene und Obergurt des Kranbahnträgers, von stegunterstützenden Längssteifen und von Schienenstößen auf die lokalen Dehnungen und Spannungen am Steg des Kranbahnträgers.

1.2. Zielsetzung und Vorgehen

Im Zuge der Forschungsarbeit an der Technischen Universität Graz wurden an einem realen Kranbahnträger mehrere experimentelle Druckversuche durchgeführt, um die Größe und Verteilung der lokalen Spannungen infolge lokaler Radlast zu untersuchen. Des Weiteren wurden im Finite Elemente Programm ABAQUS [1] Modelle entwickelt und diese Ergebnisse mit den Werten aus den Laborversuchen verglichen. Das Ziel dieser Arbeit ist es, die Einflüsse von Längssteifen, elastischen Unterlagen und Schienenstößen auf die lokalen Dehnungen am Trägersteg, die durch eine lokale vertikale Radlasteinleitung entstehen, herauszufinden. Weiters soll ein Modell im Finite Elemente Programm ABAQUS [1] entwickelt werden, mit dem möglichst realgetreue Vorhersagen über das Tragverhalten des Kranbahnträgers getroffen werden können. Außerdem soll die ÖNORM EN 1993-6 [6] weiterentwickelt und herausgefunden werden, an welchen Stellen genauere Untersuchungen sinnvoll sind.

1. Einleitung.

Als Erstes wird in Kapitel 2 das Rechenmodell der ÖNORM EN 1993-6 [6] zur Berechnung der lokalen Spannungen infolge von vertikalen Radlasten erläutert. Dabei werden unterschiedliche Fälle beschrieben und deren Einflüsse auf die lokalen Spannungen im Trägersteg erklärt.

In Kapitel 3 wird auf die Laborversuche an einem realen Kranbahnträger eingegangen. Dabei werden der Versuchsaufbau und die Versuchsdurchführung genau erläutert. Außerdem wird die verwendete Messtechnik erklärt. Die Ergebnisse der verschiedenen Versuchsaufbauten werden in Kapitel 3.3 in Diagrammen, für unterschiedliche Laststufen, angeführt.

Kapitel 4 soll das Vorgehen der Entwicklung eines Modelles in ABAQUS [1] erklären. In Kapitel 4.2 werden dann die Ergebnisse aus den Laborversuchen mit den Ergebnissen nach EC 1993-6 und den numerischen Finite Elemente Berechnungen verglichen.

Zum Schluss werden in Kapitel 5 alle Erkenntnisse zusammengefasst und ein Ausblick auf zukünftige Forschung gemacht.

2

2. Berechnung der lokalen Spannungen im Steg infolge Radlasten nach ÖNORM EN 1993-6

2.1. Lokale vertikale Druckspannungen

Mit der aktuellen Fassung der ÖNORM EN 1993-6 [6] ist es möglich die lokalen Spannungen $\sigma_{oz,Ed}$ an der Stegoberkante infolge vertikaler zentrischer Radlasten auf dem Oberflansch bzw. auf der Kranschiene, zu berechnen. Die Norm geht dabei von einer zentrischen Lage der Schiene über dem Trägersteg aus.

$$\sigma_{oz,Ed} = \frac{F_{z,Ed}}{l_{eff}t_w} \quad (2.1)$$

Dabei ist $F_{z,Ed}$ die zentrische Radlast, t_w die Stegdicke und l_{eff} die effektive Lastausbreitungslänge. Bei der Ermittlung der effektiven Lastausbreitungslänge werden drei Fälle, wie die Kranschiene mit dem Oberflansch verbunden ist, unterschieden:

- a) Kranschiene schubstarr am Flansch befestigt
- b) Kranschiene nicht schubstarr am Flansch befestigt
- c) Kranschiene auf einer mindestens 6mm dicken nachgiebigen Elastomerunterlage

Es handelt sich um eine schubstarre Befestigung (Fall a), wenn die Kranschiene mit Passschrauben, vorgespannten Schrauben oder mit Schweißnähten am Oberflansch befestigt ist. Die Schiene am untersuchten Kranbahnträger ist nicht schubstarr mit dem Obergurt verbunden. Daher wird Fall a) nicht näher behandelt. Die effektive Lastausbreitungslänge (l_{eff}) berechnet sich mit den Gleichungen (2.2) bzw. (2.3).

$$\text{Fall b)} \quad l_{eff} = 3,25 [(I_r + I_{f,eff})/t_w]^{1/3} \quad (2.2)$$

$$\text{Fall c)} \quad l_{eff} = 4,25 [(I_r + I_{f,eff})/t_w]^{1/3} \quad (2.3)$$

Mit I_r , dem Flächenträgheitsmoment der Schiene [4] und $I_{f,eff}$, dem Flächenträgheitsmoment des effektiven Teiles des Flansches, beide um die horizontale Schwerlinie [5]. Der effektive Anteil des Flansches wird über die Flanschdicke t_f und die effektive Breite des Flansches berechnet. Wobei sich die effektive Breite aus der Summe der Breite b_{eff} des Schienenfußes b_{fr} , der Schienenhöhe h_r und der Dicke des Flansches t_f nach Gleichung (2.4) ergibt. Die Summe darf jedoch nicht größer als die vorhandene Flanschbreite sein.

2. Berechnung der lokalen Spannungen im Steg infolge Radlasten nach ÖNORM EN 1993-6.

$$b_{eff} = b_{fr} + h_r + t_f < b \quad (2.4)$$

Ist es erforderlich, die Spannung an einer anderen Position innerhalb des Stegs zu berechnen, so vergrößert sich das Maß l_{eff} um den doppelten Wert des Abstandes z an der gewünschten Stelle von der Unterkante des Trägerflansches. Der Lastausbreitungswinkel beträgt also 45° , ausgehend von der wirksamen Lastausbreitungslänge l_{eff} , wie Abb.2.1 zeigt.

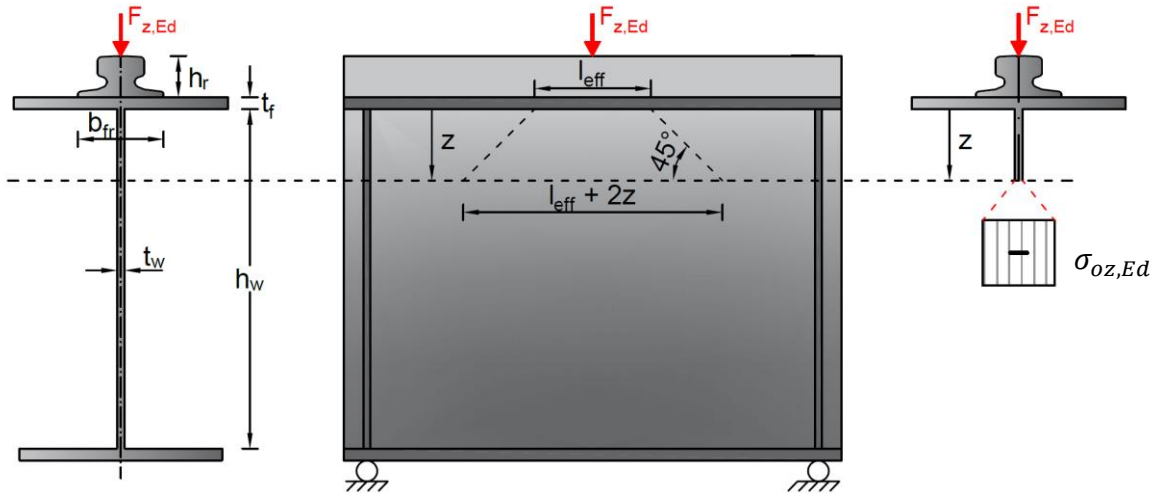


Abbildung 2.1: Lastausbreitungslänge und vertikale Druckspannung $\sigma_{oz,Ed}$

Werden die Gleichungen (2.2) und (2.3) miteinander verglichen, so ist zu erkennen, dass gemäß der ÖNORM eine mindestens 6mm nachgiebige Elastomerunterlage zu einer Erhöhung der Lastausbreitungslänge um ca. 30 % führt, für den Fall, dass die Schiene nicht schubstarr am Flansch befestigt ist. Es wird angenommen, dass sich die Druckspannungen besser über den Querschnitt des Stegs in Trägerlängsrichtung verteilt und die Spannungsspitzen dadurch verringert werden.

2.2. Lokale Biegespannungen im Steg infolge exzentrischer Radlasten

Für die Erläuterung des theoretischen Hintergrundes von lokalen Biegespannungen infolge exzentrischer Radlast wurden neben der ÖNORM EN 1993-6 [6] die Erkenntnisse von Kettler et al. [3] und das Skriptum von Unterweger [5] verwendet. Die maximalen Biegespannungen an der Stegoberkante $\sigma_{oz,Ed}$ ergeben sich nach Gleichung (2.5), wobei wieder eine zentrische Lage der Kranschiene über dem Trägersteg vorausgesetzt wird.

$$\sigma_{T,Ed} = \frac{6 T_{Ed}}{a t_w} \eta \tanh(\eta) \quad (2.5)$$

Dass die Radlast $F_{z,Ed}$ exakt zentrisch auf den Schienenkopf wirkt, ist normalerweise nicht der Fall. Deshalb sollte diese exzentrische Belastung (diese führt zum Torsionsmoment $T_{Ed} = F_{z,Ed} * e$ in Gleichung (2.5)) bei der Bemessung eines Kranbahnträgers immer zu einem gewissen Teil berücksichtigt werden. Dadurch, dass die Radlast mit einer Exzentrizität e die Schiene belastet, entsteht das Torsionsmoment in Gleichung (2.6) Das Verfahren zur Berechnung der Spannungen im

Steg fasst die Abb.2.2 nochmals zusammen. Die Spannungen werden in zwei Spannungskomponenten geteilt, einmal in die vertikale Druckspannung aus zentrischer Belastung aus Gleichung (2.1) und zweitens in die Biegespannung aus der exzentrischen Belastung aus Gleichung (2.5).

$$T_{Ed} = F_{z,Ed} * e \tag{2.6}$$

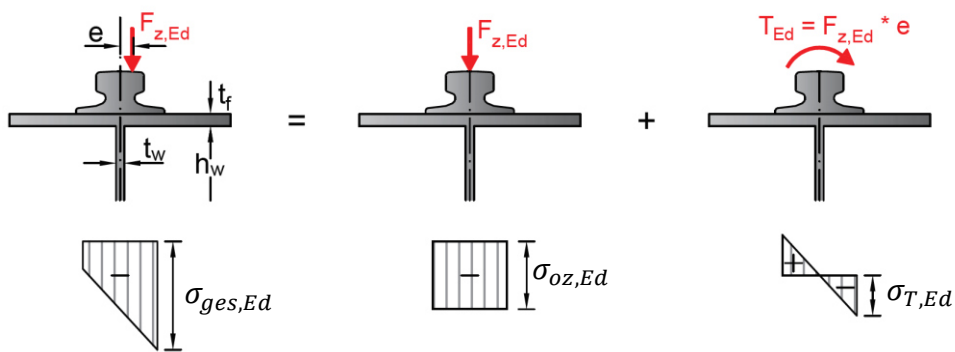


Abbildung 2.2: Spannungskomponenten der gesamten lokalen vertikalen Spannungen $\sigma_{ges,Ed}$

Aus den beiden Spannungskomponenten ergibt sich die gesamte vertikale Spannung $\sigma_{ges,Ed}$.

Mit dem Parameter η aus der Gleichung (2.7) zur Bestimmung von $\sigma_{T,Ed}$ fließt die Annahme ein, dass das Biegemoment in Stegoberkante wie auch die Verdrehung des Steges als Sinuskurve wirken. Für eine genaue Erklärung wird auf [3] verwiesen. Dabei ist a der Abstand zwischen den Quersteifen und t_w die Dicke des Stegblechs. Mit I_T [4] fließt das Torsionsträgheitsmoment des Flansches und der Schiene in die Formel mit ein (Addition beider Anteile). Die Stegblechhöhe, bei der eine Verformung aus der Ebene möglich ist, wird mit h_w berücksichtigt. Üblicherweise ist h_w dabei die Höhe des lichten Abstandes zwischen den Flanschen.

Mit:
$$\eta = \left[\frac{0,75 a t_w^3}{I_T} * \frac{\sinh^2(\pi h_w/a)}{\sinh(2 \pi h_w/a) - 2 \pi h_w/a} \right]^{0,5} \tag{2.7}$$

Der Einsatz von Längssteifen verändert das lokale Tragverhalten des Kranbahnträgers. Es wird nun konservativ angenommen, dass die oberste Längssteife die Deformation aus der Ebene des Steges vollständig verhindert. Das bedeutet, dass die Höhe des Trägers von h_w auf h_w^* reduziert wird, bei der Ermittlung von $\sigma_{T,Ed}$ nach Gleichung (2.5) und (2.7). Dadurch wird die Querbiegesteifigkeit des Stegblechs gesteigert. Die Höhe h_w^* ist der Abstand zwischen oberster Längssteife und dem oberen Flansch (Unterseite).

3

3. Laborversuche

3.1. Allgemeine Angaben zum Versuchsobjekt

Der Kranbahnträger für die Laborversuche war davon 25 Jahre im Einsatz und hatte eine Spannweite von 18m. Auf den Schienen fuhren zwei Einträger Brückenlaufkräne mit einer Hublast von bis zu 50 Tonnen.

Für die Laborversuche wurde ein Abschnitt mit einer Länge von 2200mm und einer Gesamthöhe von 1960mm vom Kranbahnträger entnommen. Der Obergurt hat eine Stärke von 30mm und eine Breite von 550mm, der Steg ist 18mm stark und 1900mm hoch und der Untergurt ist 30mm stark und 520mm breit. Die Schiene ist ein A120 Profil, mit den Abmessungen nach Abb.3.2.

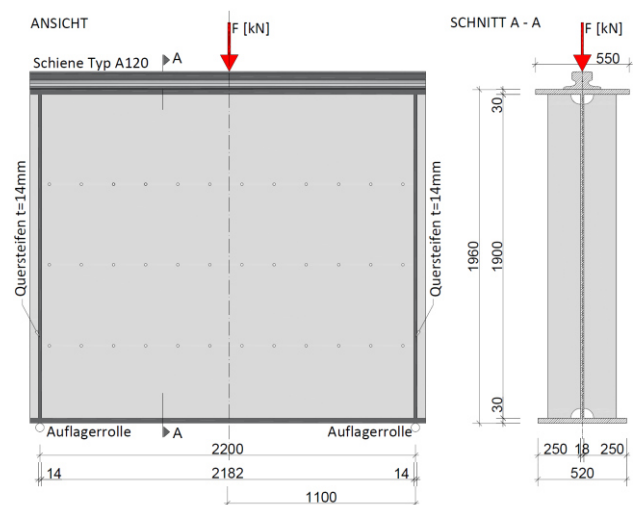


Abbildung 3.1: Ansicht und Schnitt des realen Kranbahnträgers

Diese Abmessungen wurden direkt am Versuchsobjekt gemessen. An einer Probe der Schiene ergaben genaue Messungen eine Abnutzung von 2mm, gegenüber der ursprünglichen Schienenhöhe. Des Weiteren wurde festgestellt, dass die Schienenachse einen leichten horizontalen Versatz, gegenüber der Stegachse aufweist. Das hat zur Folge, dass so der Druckstempel die Last zentrisch auf die Schiene absetzt, eine Exzentrizität von 6,25mm vorliegt. Der Kranbahnträger hat in Abstand von 2m Querstreifen (14mm Stahlplattendicke), die am Steg und am Ober- und Unterflansch angeschweißt sind. In Abb.3.2 sind die nominelle Schienengeometrie und die tatsächliche Schienengeometrie mit der tatsächlichen Position im Schnitt A-A (siehe Abb.3.1) dargestellt.

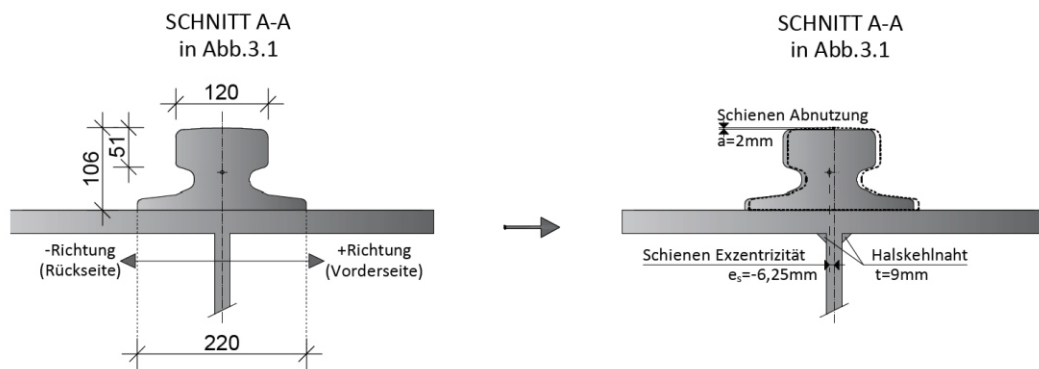


Abbildung 3.2: Kranschiene nominelle Geometrie und tatsächliche Geometrie sowie Schienenposition

Die Stützweite des Kranbahnträgers im Labor beträgt $L=2200\text{mm}$ und die Radlast F wird immer in Trägermitte aufgebracht (Vgl. Abb.3.1).

3.2. Versuchsbeschreibung und -programm

Das folgende Kapitel beschreibt die Durchführung der Versuche am Kranbahnträger. In der vorliegenden Arbeit werden, wie die Abb.3.4 zeigt, grundsätzlich zwei Versuchsreihen durchgeführt:

- Versuchsreihe I mit zusätzlichen Längssteifen
- Versuchsreihe II mit zusätzlichen Schienenstößen

Weiters wird untersucht, wie sich die Dehnungen am Trägersteg verhalten, wenn die Kranschiene entweder auf einer 6mm dicken Stahlblech-Unterlage oder einer 6mm dicken elastischen Unterlage liegt. Zusätzlich werden die drei Lastfälle (Abb.3.3): LF1, Radlast zentrisch mit $e=0\text{mm}$ und Radlast exzentrisch (LF2 und LF3) mit $e\pm 30\text{mm}$ zur Stegachse behandelt. Dabei wird die Exzentrizität e immer in Bezug zur Stegachse gemessen. Für LF1 mit $e=0$ wird die Kranschiene selbst also exzentrisch belastet, wegen der festgestellten Schienenexzentrizität $e_s=6,30\text{mm}$ (Vgl. Abb.3.2). Eine genaue Aufschlüsselung des Versuchsprogrammes wird in der darunterliegenden Abb.3.4 gezeigt.

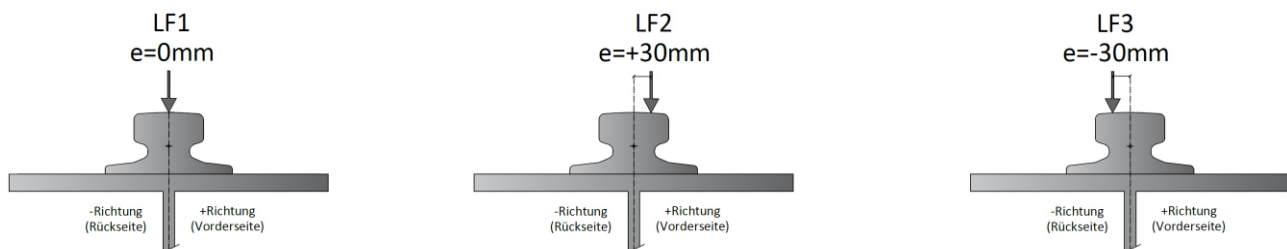


Abbildung 3.3: Untersuchte Lastfälle LF1, LF2 und LF3 – (Anm. die Exzentrizität e bezieht sich auf die Stegachse)

Die Position der Längssteifen (Pos. A,B,C) in den Laborversuchen zeigt die Abb.3.7.

Für die Vorbereitung der experimentellen Versuche wurde der Ablauf der Versuchsdurchführung genau geplant, um die Prüfzeit so effizient wie möglich zu nutzen.

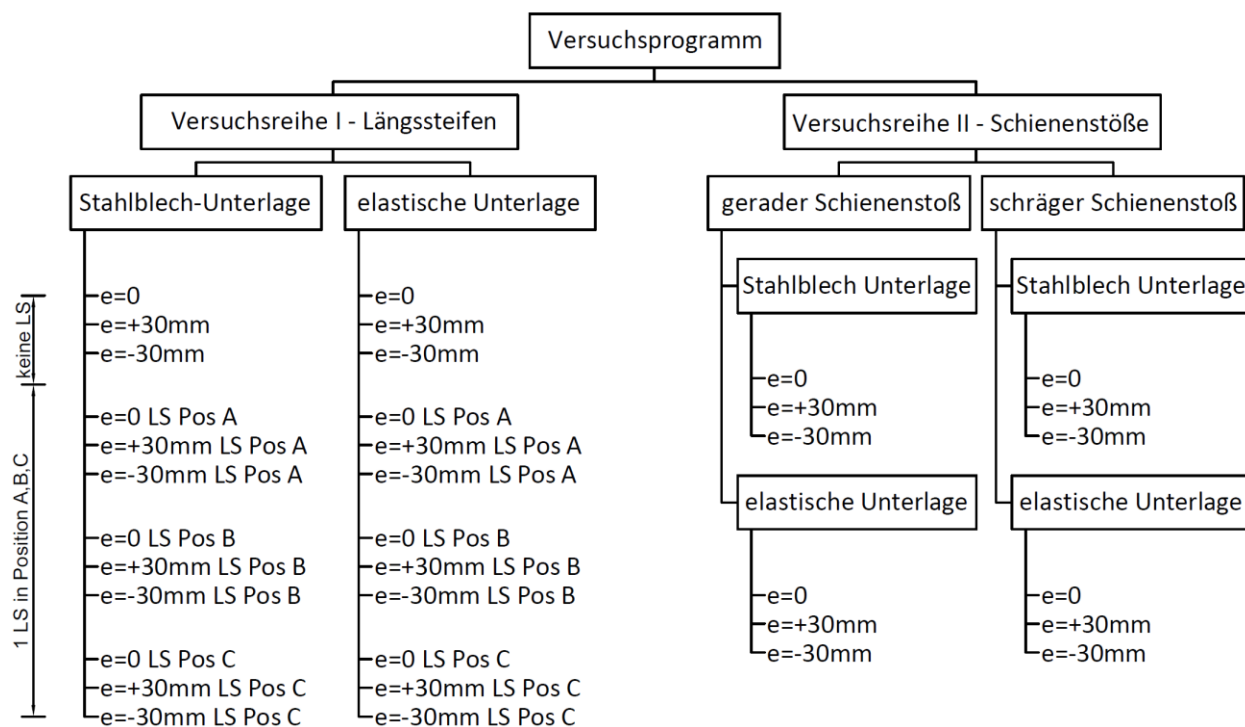


Abbildung 3.4: Versuchsstrukturplan (LS = Längssteifen)

3.2.1.Prüfstand

Die Versuche am Kranbahnträger fanden im Labor für Konstruktiven Ingenieurbau der TU Graz, kurz LKI, in der Inffeldgasse 24 in Graz statt. Bei dem Prüfstand handelt es sich um einen Prüfzylinder mit einem Antrieb von 4 MN [7]. Um eine essenzielle Messgenauigkeit zu gewährleisten, ist der Prüfstand fest mit dem Aufspannboden verbunden.

Für die notwendige lokale Lasteinwirkung wird in den Prüfstand ein sphärischer Druckstempel mit einem Radius von 40mm eingespannt (siehe Abb.3.6).



Abbildung 3.5: 4 MN Prüfstand am LKI

3.2.2. Messtechnik

Das Labor für Konstruktiven Ingenieurbau stellte die Messtechnik für die Versuchsdurchführung zur Verfügung. Bei der Messtechnik handelt es sich um elektrische Dehnungsmessstreifen (DMS), die am häufigsten zu Dehnungsmessungen herangezogen werden [8]. Es wurden insgesamt 16 Dehnmessstreifen am Versuchsobjekt befestigt. An jeder Seite der Schienen wurden drei DMS direkt unter dem Lasteinleitungspunkt angebracht (an beiden Oberseiten, direkt am Schienenhals). Diese Dehnungen finden in der vorliegende Masterarbeit keine Anwendung. Wichtig sind die Dehnmessstreifen direkt am Trägersteg, die 40mm unter der Unterkante des Obergurtes befestigt sind. Ausgehend von der Trägermitte, direkt unter der Radlast, messen fünf DMS die Dehnungen an jeder Seite des Trägerstegs, siehe Abb. 3.6.

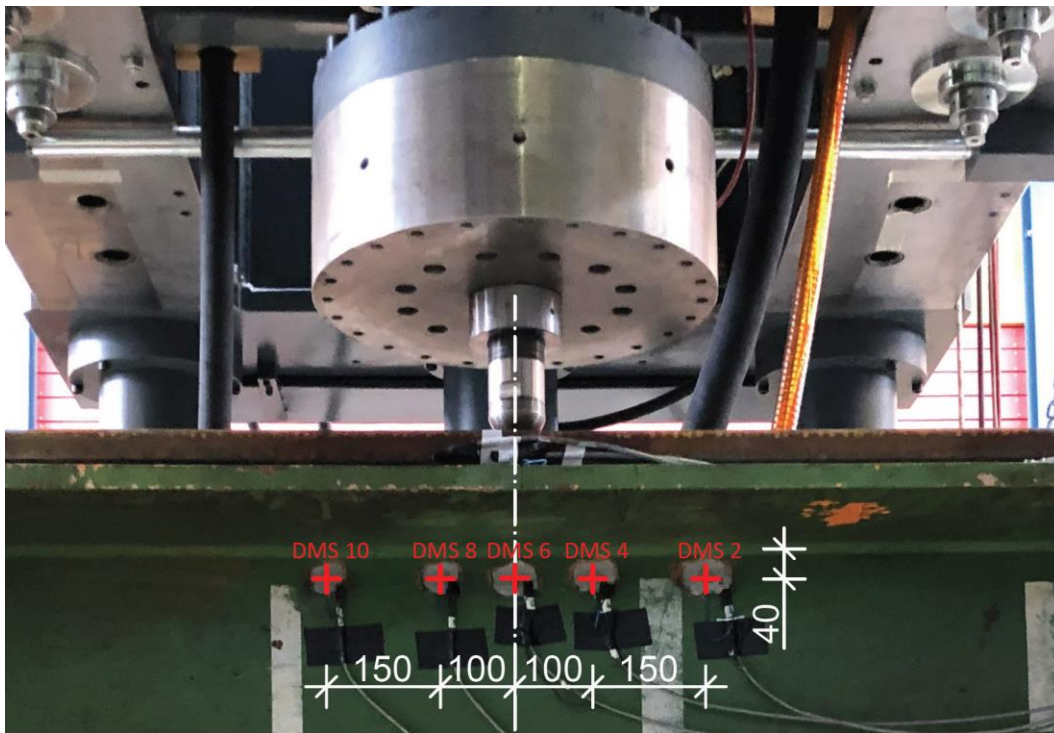


Abbildung 3.6: Anordnung der Dehnmessstreifen an der Rückseite des Trägerstegs

3.3. Versuchsreihe I – Versuchsaufbau mit zusätzlichen Längssteifen

Der Versuchsaufbau für die Versuchsreihe mit Längssteifen ist in Abb. 3.7 dargestellt. Die Auflager bilden zwei oben ebene Stahlblöcke (in Abb.3.7 nicht dargestellt), die fest mit dem Abspannboden verbunden sind. Unter den am Kranbahnträger geschweißten Quersteifen bilden zwei Lagerrollen aus Stahl die gelenkigen Auflager.

Die Prüflast Einleitung erfolgt mittels Druckstempels, der in einem hydraulischen Zylinder eingespannt ist. Der Prüfstand wurde in Kapitel 3.2.1 näher beschrieben. Um ein seitliches Kippen des Versuchsobjektes zu verhindern, wurden an den oberen Enden der Quersteifen und der Stützen der Prüfmaschine insgesamt vier Spanngurte befestigt.

Die genaue Position des Kranbahnträgers wurde mithilfe von vier rechteckigen Stahl Hohlquerschnitten, die mit Gewindestangen an den Stahlblöcken angeschraubt waren und den Trägergurt aus der Trägerebene beidseits abstützen, sichergestellt. Um zwischen den Lasteinleitungspunkten $e=0\text{mm}$, $e=+30\text{mm}$ und $e=-30\text{mm}$ zu wechseln, wird der gesamte Versuchsträger mit Schraubzwingen verschoben.

In Abb.3.3 ist dargestellt, dass für jede Position der Längssteifen (Pos. A,B,C siehe Abb.3.7) jeweils drei Druckversuche ($e=0\text{mm}$, $e=+30\text{mm}$, $e=-30\text{mm}$) durchgeführt wurden. Die Längssteifen sind zwei ungleichschenklige Winkelprofile ($h \times b \times t = 150 \times 100 \times 12\text{mm}$) mit einer Länge von 2160mm. Die warmgewalzten L-Profile wurden jeweils mit zwölf M20 10.9 Schrauben am Trägersteg befestigt. Die Schrauben wurden mithilfe des modifizierten Drehmomentenverfahrens aus DIN EN 1993-1-8-NA [2] angezogen. Die Regelvorspannkraft war dabei 160 kN und das Anziehdrehmoment 450 Nm, siehe Anhang A. Der gewählte Schraubenanschluss stellt einen starren Anschluss der Längssteife zum Trägersteg dar.

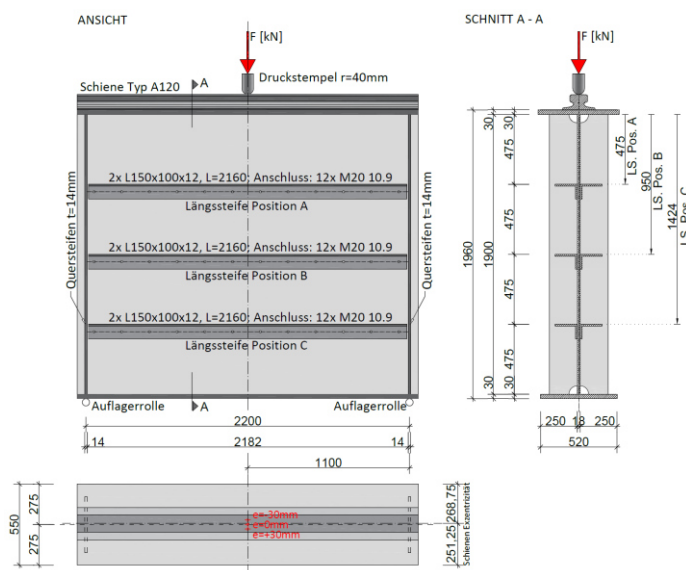


Abbildung 3.7: Ansichten und Schnitt der Versuchsreihe I

3.4. Versuchsreihe II – Versuchsaufbau mit zusätzlichen Schienenstößen

Der Versuchsaufbau der Versuchsreihe mit den zusätzlichen Schienenstößen erfolgte am selben Träger, wie bei Versuchsreihe I mit zusätzlichen Längssteifen. Bei der Versuchsdurchführung werden keine Längssteifen am Trägersteg befestigt. Wie in der Abb. 3.8 dargestellt, werden zwei verschiedene Schienenstöße untersucht, einmal der Fall mit einem geraden Schienenstoß und anschließend der Fall mit einem schrägen Schienenstoß.

Bei den Schienenstößen werden jeweils Druckversuche mit zwei unterschiedlichen Schienenunterlagen durchgeführt, einerseits die Versuche mit Stahlblech-Unterlage und andererseits die Versuche mit elastischer Unterlage.

Beim geraden Stoß handelt es sich ebenfalls um ein A120 Schienenprofil. Der Stoß befindet sich 50mm neben dem Einleitungspunkt des Druckstempels, dadurch ergibt sich eine Schienenlänge von 1150mm.

Für den schrägen Schienenstoß wurde für die Druckversuche ebenfalls A 120 Profile verwendet. Für den Stoß wurde eine Schiene schräg unter 45° abgeschnitten. Als Bezugspunkt zur Ausrichtung des Druckstempels wird der Eckpunkt der oberen Kante am Schienenkopf der abgeschnittenen Schiene herangezogen, dargestellt in Abb.3.8.

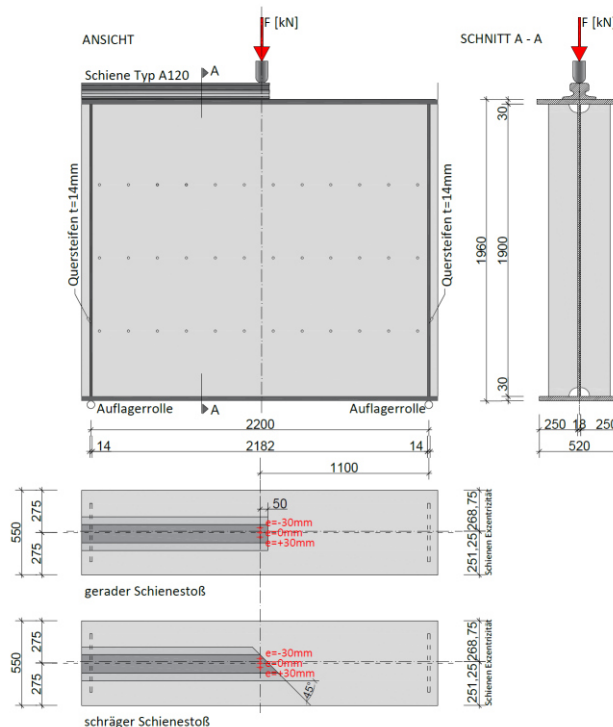


Abbildung 3.8: Ansichten und Schnitt der Versuchsreihe II

Da die Kranschiene nicht längsfest mit dem Kranträger verbunden sind, entfällt die Kranschiene im unbelasteten Bereich.

3.5. Ergebnisse der Laborversuche

In diesem Kapitel werden die Ergebnisse der experimentellen Versuche am Kranbahnträger dargestellt und analysiert. Auf Basis dieser Werte können Schlussfolgerungen getroffen werden, wie die unterschiedlichen Versuchsaufbauten am Versuchsobjekt die lokalen vertikalen Dehnungen am Trägersteg beeinflussen. Die folgenden Ergebnisse zeigen die lokalen vertikalen Dehnungen am Trägersteg, für ausgewählte Laststufen. Damit soll aussagekräftiger veranschaulicht werden, wie sich die Dehnungen am Steg verhalten.

Die Prüflast F auf die Schiene wurde mittels eines Druckstempels, der in einen hydraulischen Zylinder eingespannt ist, mit einer kontinuierlichen Vorschubgeschwindigkeit von ca. 1mm/min erhöht. Die Einwirkung wurde solange gesteigert, bis entweder die Dehnung am Trägersteg den Grenzwert $\varepsilon_{\max}=0,001$ aufweist oder die Prüflast den Grenzwert $F_{\max}=1400\text{kN}$ erreicht. Mit der Messung der Prüflast F und der Dehnung an den zehn Dehnmessstreifen am Steg des I-Trägers konnten Kraft-Dehnungs-Diagramme erstellt werden. Die Punkte in den nachfolgenden Diagrammen zeigen die vertikalen Dehnungen ε_z in Promille, die an den jeweiligen Dehnmessstreifen (Abb. 3.6) unter der dazugehörigen Laststufe F gemessen wurden. Die Punkte sind miteinander verbunden, um die Dehnungsverlauf zwischen den Dehnmessstreifen zu zeigen und um das Verhalten besser interpretieren zu können. Die Ergebnisspalte „ungerade DMS“ beinhalten die Kraft-Dehnungs-Diagramme für die Trägervorderseite und die Ergebnisspalte „gerade DMS“ für die Trägerrückseite (z.B. in Abb.3.9). Der Wert 0mm auf der x-Achse ist die Mitte des Kranbahnträgers und die Stelle, an der die Prüflast F aufgebracht wurde.

3.5.1. Versuchsreihe I – mit Stahlblech Unterlage

In Abb.3.9 sind die Ergebnisse für den zentrischen Fall und die beiden exzentrischen Fällen ($e=+30\text{mm}$ und $e=-30\text{mm}$) in Kraft-Dehnungs-Diagrammen dargestellt. Bei diesen Versuchen sind keine Längssteifen am Träger angeschraubt. Es wird untersucht, wie die Krafteinleitung mit/ohne Exzentrizität e das Tragverhalten des Trägerstegs beeinflusst.

Wie in Kapitel 3.1 näher erläutert, wurde bei genaueren Messungen am Kranbahnträgers festgestellt, dass die Schiene gegenüber dem Trägersteg eine Exzentrizität aufweist. Das zeigt sich beim Vergleich der Diagramme in Abb.3.9a und Abb.3.9b deutlich. Durch die Imperfektion sind die Dehnungen, trotz zentrischer Lasteinleitung über der Kranschiene, an der Vorderseite des Trägerstegs höher als an der Rückseite. Der Grund dafür ist, dass durch die Exzentrizität der Schiene eine exzentrische Belastung des Trägerstegs vorliegt. Dadurch entsteht ein Moment um die horizontale Achse (Stegbiegung aus der Stegebene) und die Belastung auf die Trägervorderseite erhöht sich.

Generell ist in Abb.3.9 - anders als erwartet - die Dehnung direkt unter der Prüflasteinleitung bei DMS5 und DMS6 geringer, als bei den benachbarten Dehnmessstreifen. Der Grund dafür ist ein

3.Laborversuche

nachträglich festgestellter Spalt, also kein direkter Kontakt zwischen Schiene und Oberflansch. Im Diagramm Abb.3.9a ist erst ab einer Laststufe von $F=1000\text{kN}$ eine kontinuierliche Steigerung der Dehnung zu sehen. Das bedeutet, dass ab diesem Zeitpunkt offenbar ein vollflächiger Kontakt zwischen Schiene und Oberflansch besteht. Zuvor muss die Prüflast F soweit erhöht werden, bis sich der Spalt schließt und die Biegesteifigkeit des Schienenquerschnittes überwunden wird. Interessanterweise ist in Abb. 3.9b (Rückseite Steg) schon bei $F=200\text{kN}$, ein gleichmäßiger Zuwachs der Dehnungen, bei Steigerung der Prüflast, zu erkennen. Nur bei DMS4 und DMS 10 ist ab $F=1000\text{kN}$ eine Verlangsamung zu erkennen. Bei der Versuchsdurchführung des zentrischen Falles ($e=0\text{mm}$) erreicht die Dehnung bei einer Kraft von $F_{\text{max}}=1400\text{kN}$ ein Maximalwert von $\varepsilon_{\text{max}}=-0,77$ Promille (DMS7).

Bei den exzentrischen Fällen ist es möglich, dass durch die zusätzlich entstehenden Biegespannungen an der unbelasteten Seite des Trägers sogar Zugspannungen bzw. Zugdehnungen auftreten. In Abb.3.9 tritt dies bei den Lasten von 200kN , 400kN und 600kN auf. Wird die Belastung höher, entstehen im oberen Trägerbereich über die gesamte Stegdicke Druckspannungen. Generell ist zu erkennen, dass die Kraft-Dehnungs-Linien sehr unsymmetrisch sind. Die gemessenen Werte der DMS7 und DMS8 erhalten bei allen Lastfällen die höchsten vertikalen Dehnungen. Erwähnenswert ist außerdem, dass bei Erreichen der höchsten Laststufe ($F_{\text{max}}=1400\text{kN}$) die maximalen Messwerte ε_z an der Trägervorderseite für LF1 und LF2 beinahe gleich groß sind (Abb. 3.9a, LF1 = -0.77‰ vs. Abb. 3.9c, LF2 = -0.81‰), obwohl es eigentlich für LF2 durch die zusätzliche Biegebeanspruchung an dieser Seite des Trägers zu wesentlich höheren Werten kommen sollte. Außerdem zeigen im Allgemeinen die Kraft-Dehnungs-Diagramme in der Ergebnisspalte „ungerade DMS“, dass die Messwerte an DMS1 und DMS9 andauernd ähnlich hoch sind. Das lässt vermuten, dass die Schiene bei $x=\pm 250\text{mm}$ dauerhaft vollen Kontakt mit der Oberfläche des I-Trägers hat.

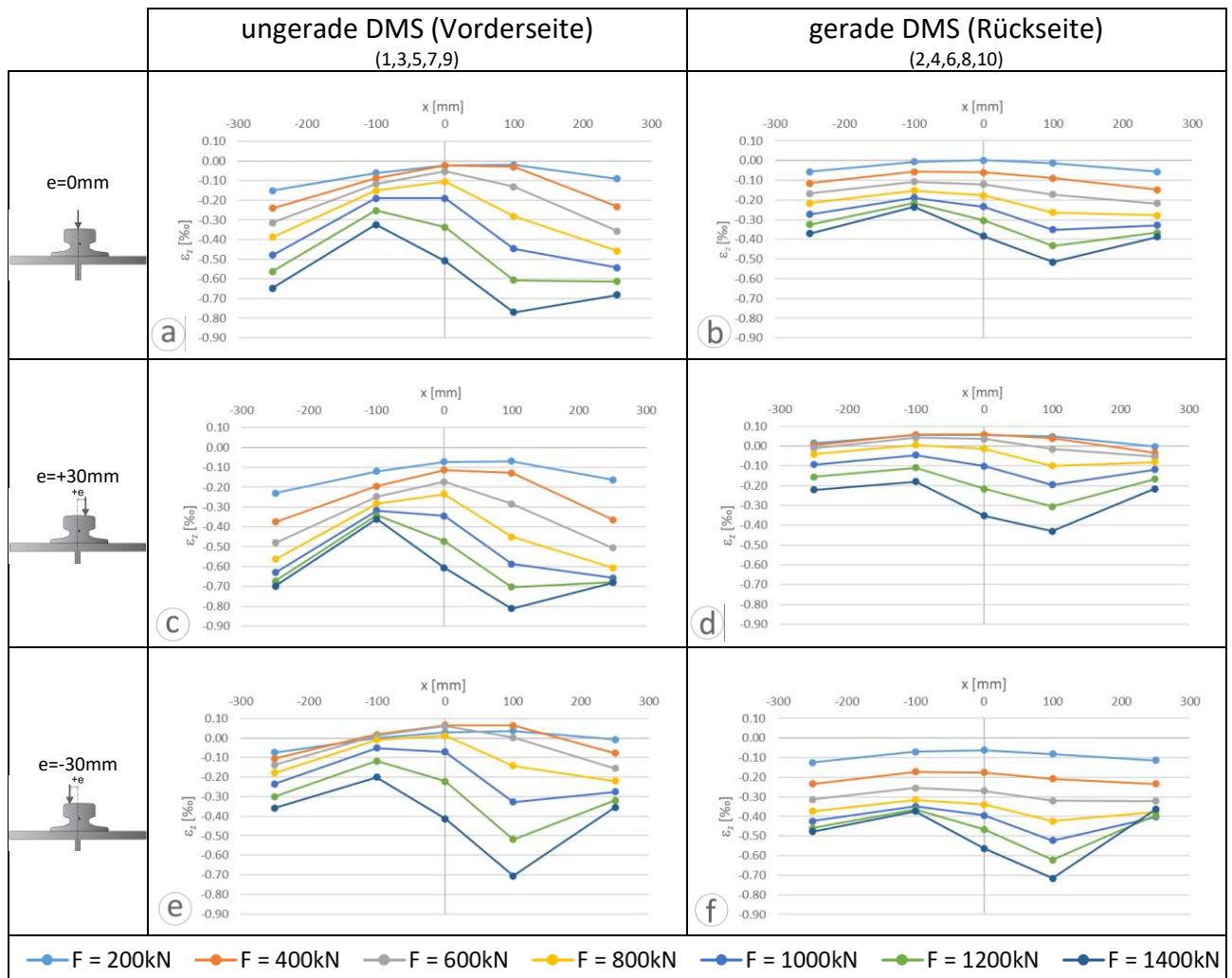


Abbildung 3.9: Gegenüberstellung der Messergebnisse ϵ_z für den LF1, LF2 und LF3 mit Stahlblech Unterlage und ohne Längssteifen

Die Diagramme in Abb.3.10 zeigen die Ergebnisse der zentrischen Versuchsdurchführung einmal ohne Längssteifen Abb.3.10a/3.10b, mit Längssteifen an Position A (Abb.3.10c/d) und mit Längssteifen an Position B (Abb.3.10e/f). Die Messwerte ϵ_z für den Kranbahnträger mit der Längssteife an der Position C werden nicht angeführt, da die Resultate identisch mit dem Versuch ohne Längssteifen sind. Die Diagramme 3.10a/b zeigen dieselben Werte wie in Abb.3.9a/b und wurden zum Vergleich in Abb.3.10 hinzugefügt. Mit Abb.3.10 soll herausgefunden werden, wie die Längssteifen die Dehnung ϵ_z am Steg im zentrischen Fall beeinflussen.

Wie in Kapitel 2.2 erläutert, wird angenommen, dass die oberste Versteifung die Deformation aus der Ebene des Steges verhindert. Das bedeutet, dass die fiktive Gesamthöhe des Stegblechs, zB. bei LS.Pos.A, von $h_w=1960\text{mm}$ auf $h_w^*505\text{mm}$ reduziert wird. Zunächst scheint es, dass an der belasteten Seite eine Abnahme der maximalen Druck-Dehnungen ϵ_z bei Zunahme der Höhenlage der Längssteife zu erkennen ist. Werden jedoch die Mittelwerte Ergebnisse in Tab.3.1 (aus Vorderseite und Hinterseite) verglichen, ist der Einfluss der Lage der Längssteifen bei zentrischer Lasteinleitung vernachlässigbar.

3.Laborversuche

Tabelle 3.1: Einfluss der Längssteifen auf die vertikalen Dehnungen (Mittelwert beider DMS) für eine zentrische Last von $F=1400\text{kN}$ mit Stahlblech Unterlage und LF1

	DMS1&2 [%o]	DMS3&4 [%o]	DMS5&6 [%o]	DMS7&8 [%o]	DMS9&10 [%o]
LF1: ohne LS	-0.509(100%)	-0.280 (100%)	-0.446 (100%)	-0.642 (100%)	-0.535(100%)
LF1: LS.Pos.A	-0.477 (94%)	-0.294 (105%)	-0.461 (103%)	-0.645 (100%)	-0.509 (95,1%)
LF1: LS.Pos.B	-0.509 (100%)	-0.285(102%)	-0.447 (99,8%)	-0.639 (99,5%)	-0.528 (98,7%)

Bei einer Prüflast von 400kN und 600kN werden für die Fälle Längssteife an Position A und Position B unerwartet an der Vorderseite (bei DMS5 und DMS7) minimal positive Werte gemessen. Dadurch, dass unterhalb der Prüflast kein Kontakt zwischen Schiene und oberem Trägerflansch besteht, wirken hier bei geringer Belastung keine Druckspannungen auf den Trägersteg. Doch entstehen durch die Exzentrizität der Schiene, wo ein vollflächiger Kontakt herrscht, gewisse Biegespannungen. Das könnte die Erklärung für die positiven Werte bei geringer Prüflast sein.

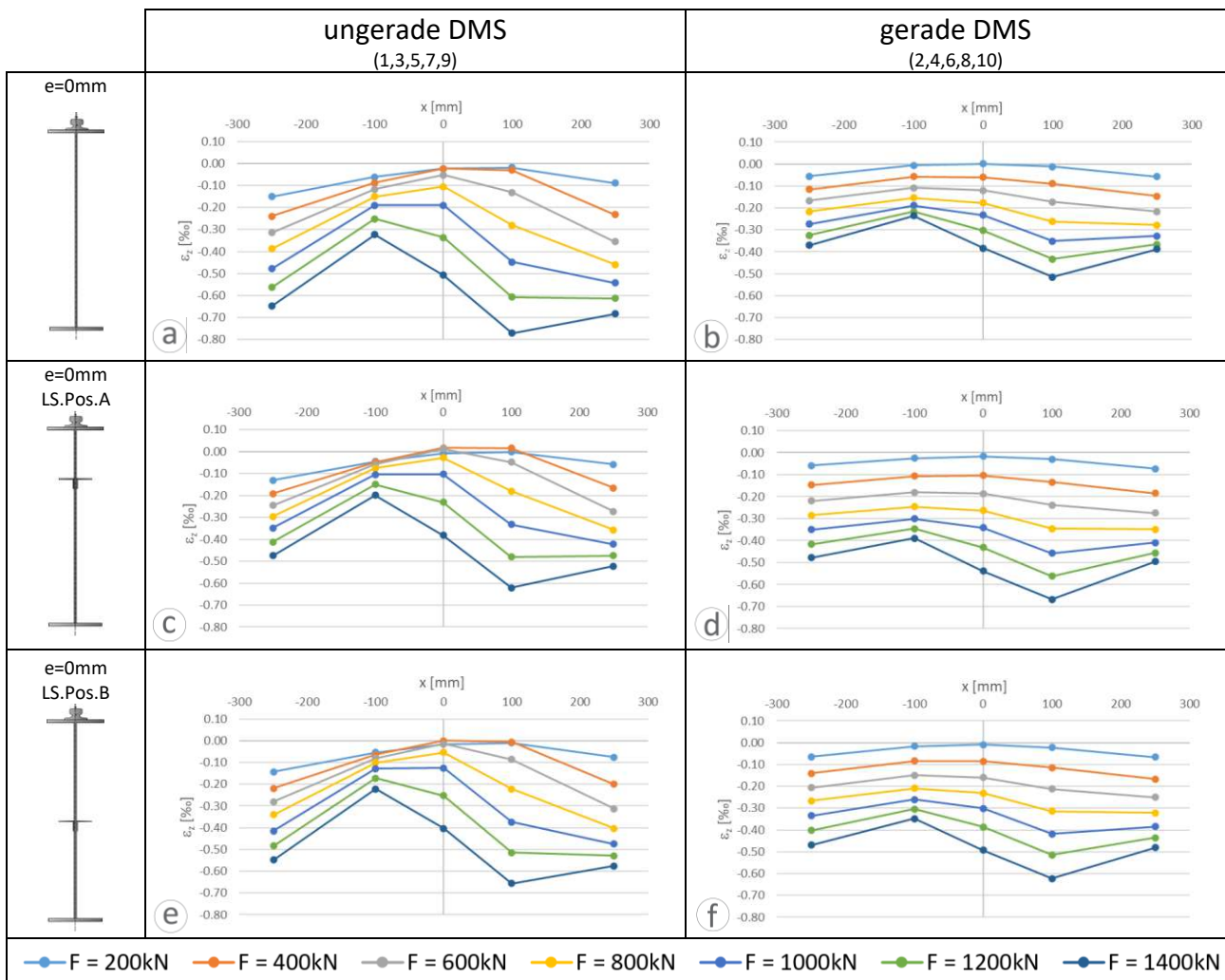


Abbildung 3.10: Gegenüberstellung der Messergebnisse ϵ_z für LF1 ($e=0$) mit Stahlblech Unterlage und ohne Längssteifen bzw. mit Längssteifen

Abb.3.11 zeigt die Ergebnisse aus der exzentrischen Versuchsdurchführung LF2 ($e=+30\text{mm}$) einmal ohne Längssteifen Abb.3.11a/3.11b, mit Längssteifen an Position A (Abb.3.11c/d), mit Längssteifen an Position B (Abb.3.11e/f) und mit Längssteifen an Position C (Abb.3.11g/h). Die Diagramme 3.11a/b sind dieselben wie in Abb.3.9c/d und wurden zum Vergleich in Abb.3.11 hinzugefügt. Mit Abb. 3.11 soll herausgefunden werden, wie die Längssteifen die Dehnung am Steg im exzentrischen Fall beeinflussen.

Für den exzentrischen Fall mit der Längssteife an Position A nimmt die Differenz der Dehnungen ε_z zwischen Vorderseite und Hinterseite am meisten zu. Hingegen zeigen sich kaum Unterschiede zu den vertikalen Dehnungen in Abb.3.11a/b ohne Längssteifen, wenn das Winkelprofil an Position C angeschraubt ist. Außerdem ist die maximale Dehnung $\varepsilon_{z,\max}$ von einem Promille in Abb.11c/d und Abb.11e/f schon ab einer Prüflast von 1000kN erreicht. Offensichtlich bewirkt das Vorhandensein einer hochliegenden Längssteife eine Verschlechterung des Tragverhaltens (Erhöhung ε_z) infolge exzentrischer Biegebeanspruchung.

Im Grunde lassen sich in Abb.3.12 bei negativer Schienenexzentrizität (LF3 $e=-30\text{mm}$) dieselben Beobachtungen machen wie für die Kraft-Dehnungs-Diagramme in Abb.3.11, abgesehen davon, dass die belastete Seite diesmal die Rückseite des Trägers ist.

3.Laborversuche

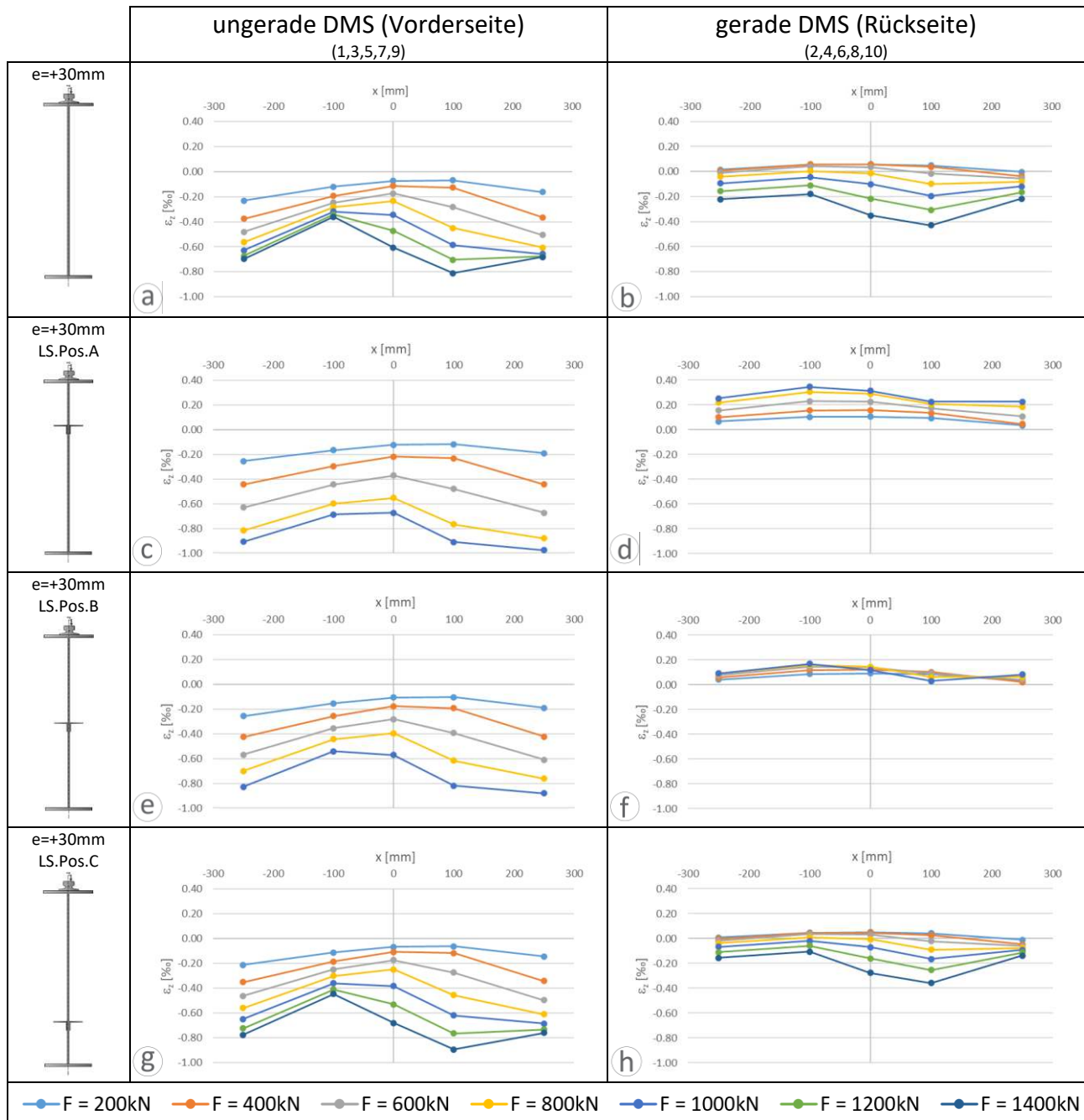


Abbildung 3.11: Gegenüberstellung der Messergebnisse ε_z für LF2 ($e=+30\text{mm}$) mit Stahlblech Unterlage und ohne Längssteifen bzw. mit Längssteifen

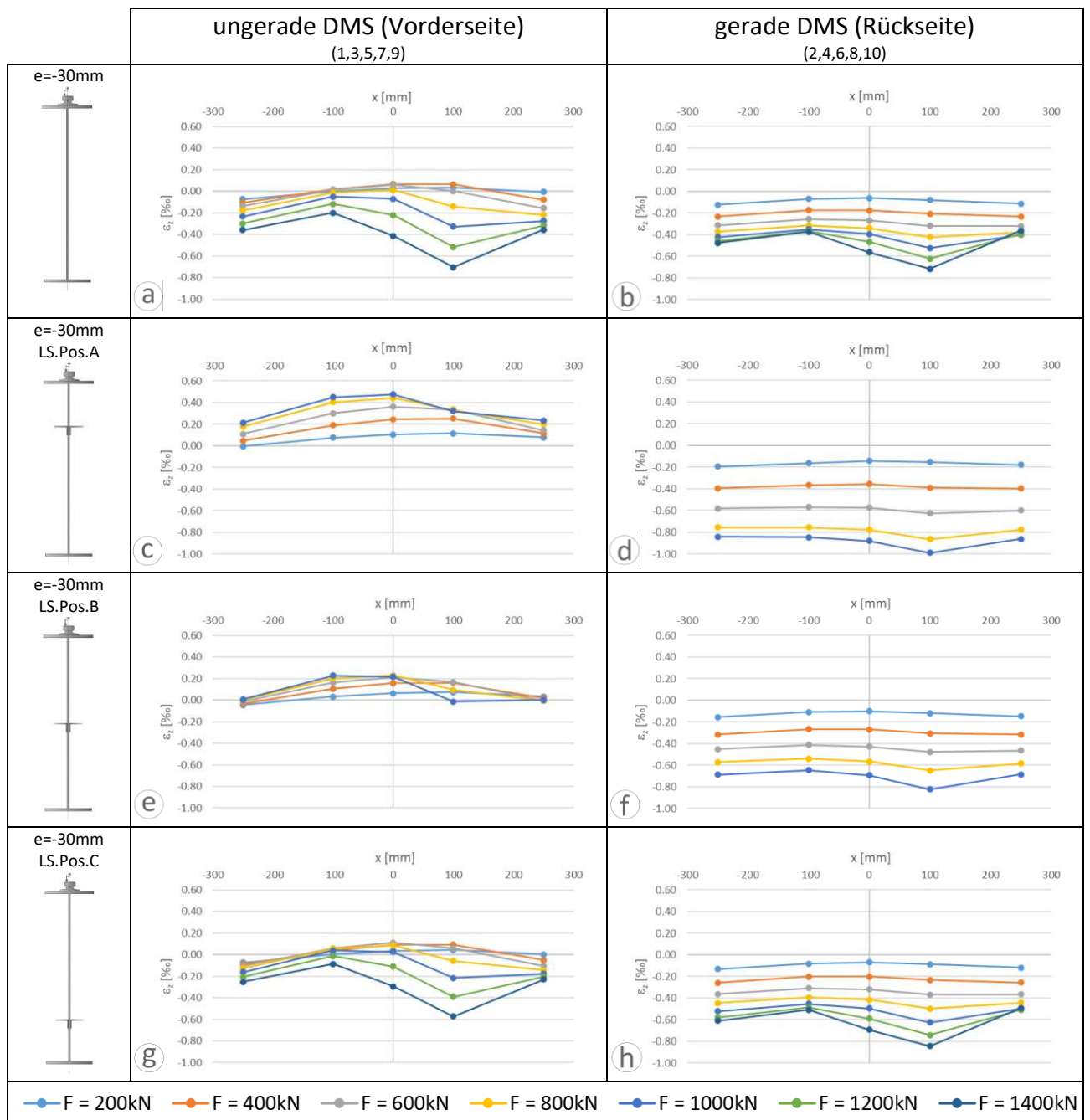


Abbildung 3.12: Gegenüberstellung der Messergebnisse ε_z für LF3 (e=-30mm) mit Stahlblech Unterlage und ohne Längssteifen bzw. mit Längssteifen

3.5.2. Versuchsreihe I – mit elastischer Unterlage

In den nachfolgenden Abbildungen werden die Resultate der Versuchsreihe mit Längssteifen und elastischer Unterlage dargestellt. Abb.3.13 zeigt die Ergebnisse für den zentrischen Fall und die beiden exzentrischen Fälle ($e=+30\text{mm}$ und $e=-30\text{mm}$) in Kraft-Dehnungs-Diagrammen. Bei dieser Gegenüberstellung soll nur der Einfluss der Krafteinleitung untersucht werden und deshalb wurden bei diesen Versuchen keine Längssteifen am Träger angeschraubt.

Hier wäre es nur möglich, eine direkte Gegenüberstellung der Ergebnisse mit Stahlblechunterlage und elastischer Unterlage zu machen. In diesem Kapitel werden nur erste Unterschiede behandelt und hauptsächlich die Ergebnisse der experimentellen Druckversuche untersucht, da es zu diesem Zeitpunkt schwierig ist, aussagekräftige Analysen herzustellen.

In Abb.3.13a und Abb.3.13b für zentrische Belastung zeigt sich, dass durch die unplanmäßige Exzentrizität der Kranschiene die Dehnungen an der Vorderseite des Trägerstegs höher sind als an der Rückseite. Offensichtlich entstehen durch die Exzentrizität der Kranschienenlage - obwohl die Prüflast direkt zentrisch über den Trägersteg eingeleitet wird - ein gewisse Verdrehung des Obergurtes und damit verbunden unterschiedlich hohe Spannungen bzw. Stegdehnungen (an Vorderseite und Rückseite des Stegbleches).

Bei allen Diagrammen in Abb.3.13 liegt der Maximalwert der vertikalen Dehnungen ε_z nicht direkt unterhalb der Prüflast (DMS5 und DMS6). Der Grund dafür ist, dass zwischen Schiene und Oberflansch kein direkter Kontakt vorliegt.

Da es sich generell um geringe Dehnungen handelt, kann ein elastisches Verformungsverhalten angenommen werden. Dadurch herrscht ein ebener Spannungszustand im Stegblech, entsprechend Gleichung (3.1). Dabei ist die Querkontraktion für Stahl ($\nu=0,30$) und σ_x ist die Längsspannung im Stegblech aufgrund der globalen Biegebeanspruchung M_y .

$$\varepsilon_z = \frac{1}{E} * \sigma_z + \nu * \sigma_x \quad (3.1)$$

Mit Erhöhung der Belastung nehmen die Spannungen σ_z und σ_x gleichermaßen zu. Durch die Formel (3.1) gilt ein linearer Zusammenhang zwischen den Dehnungen und den Spannungen und damit wird angenommen, dass ein vollflächiger Kontakt zwischen Schienenfuß und der Oberfläche des oberen Flansches des Kranbahnträgers vorhanden ist, wenn die vertikalen Dehnungen bei kontinuierlicher Steigerung der Prüflast im gleichen Maße ansteigen. Zum Beispiel ist im Diagramm Abb.3.13a ab einer Laststufe von 1000kN ein gleichermaßen steigender Zuwachs der Dehnungen zu erkennen.

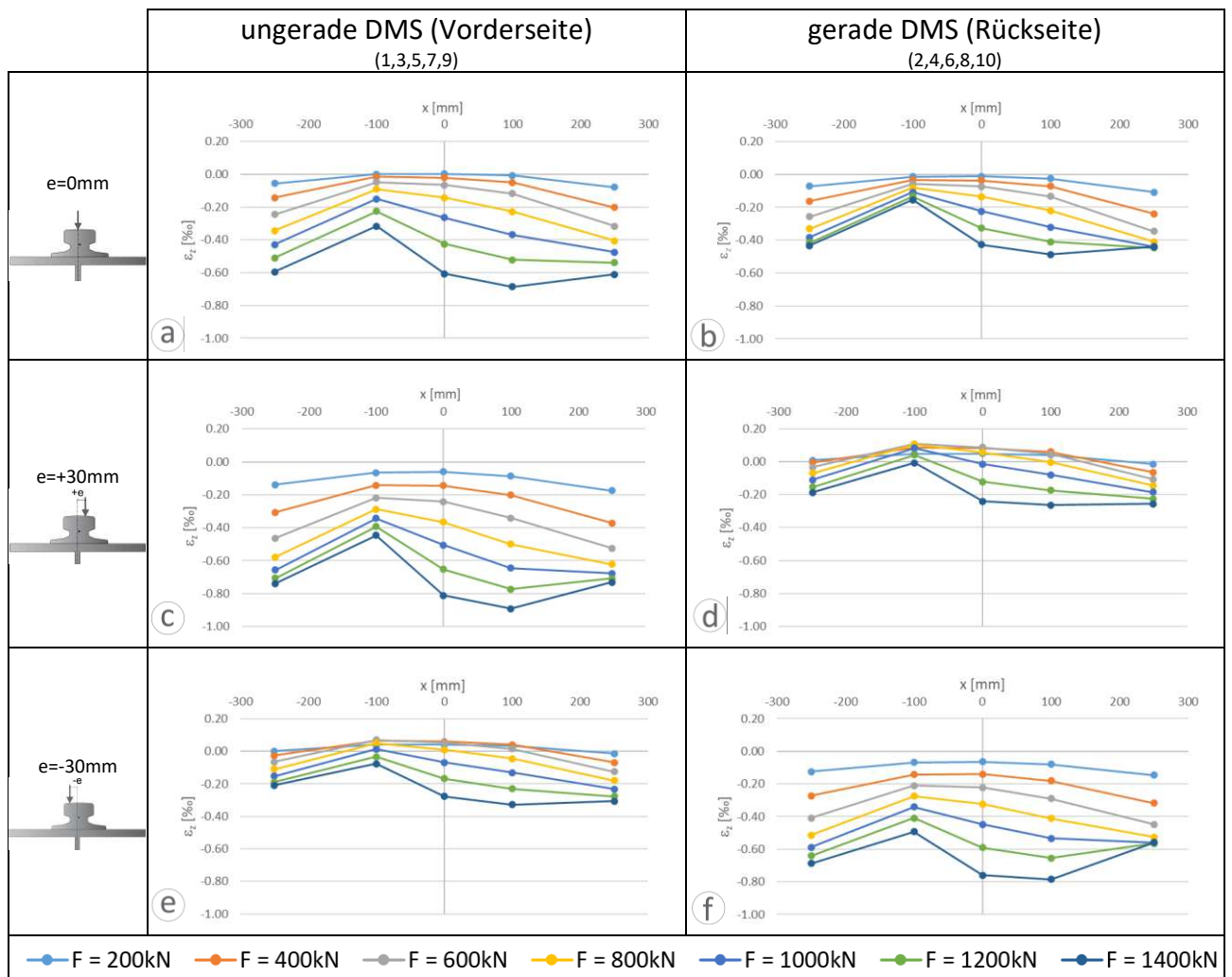


Abbildung 3.13: Gegenüberstellung der Messergebnisse ε_z für LF1, LF2 und LF3 mit elastischer Unterlage und ohne Längssteifen

3.Laborversuche

Die Diagramme in Abb.3.14 zeigen die Ergebnisse der zentrischen Versuchsdurchführung einmal ohne Längssteifen Abb.3.14a/3.14b, mit Längssteifen an Position A (Abb.3.14c/d) und mit Längssteifen an Position B (Abb.3.14e/f). Für den Versuchsaufbau mit elastischer Unterlage werden die Messwerte ε_z für den Kranbahnträger mit der Längssteife an Position C nicht dargestellt, da die Resultate nahezu identisch mit dem Versuch ohne Längssteifen sind. Die Diagramme 3.14a/b zeigen dieselben Werte, wie in Abb.3.13a/b und wurden zum Vergleich in Abb.3.14 hinzugefügt. Mit Abb. 3.14 soll herausgefunden werden, wie die Längssteifen die Dehnung ε_z am Steg im zentrischen Fall beeinflussen.

Der Vergleich der lokalen Dehnungen ε_z in Abb.3.14 für die Fälle mit und ohne Längssteifen zeigt gewisse lokale Unterschied, die in erster Linie auf geringfügige Unterschiede der Lage des Druckstempels am Kranbahnträger zurückzuführen sind. Tab. 3.2 zeigt jedoch, dass die Längssteifen die Tragfähigkeit des Trägers nicht wesentlich beeinflussten. Denn werden die Mittelwerte der Dehnungen an der Vorderseite und an der Rückseite des Trägers verglichen, so ist nur ein vernachlässigbarer Unterschied zu beobachten.

Tabelle 3.2: Einfluss der Längssteifen auf die vertikalen Dehnungen (Mittelwert beider DMS) für eine zentrische Last von $F=1400\text{kN}$ mit elastische Unterlage und LF1 mit $e=0$

	DMS1&2 [‰]	DMS3&4 [‰]	DMS5&6 [‰]	DMS7&8 [‰]	DMS9&10 [‰]
LF1: ohne LS	-0.514 (100%)	-0.236 (100%)	-0.517 (100%)	-0.587(100%)	-0.526 (100%)
LF1: LS.Pos.A	-0.488 (94,9%)	-0.241 (102,1%)	-0.556 (107,5%)	-0.609(103,7%)	-0.516 (98,1%)
LF1: LS.Pos.B	-0.490 (95,3%)	-0.239 (101,3%)	-0.555(107,4%)	-0.611(104,1%)	-0.519 (98,7%)

Abb.3.15 zeigt die Ergebnisse aus der exzentrischen Versuchsdurchführung LF2 ($e=+30\text{mm}$) einmal ohne Längssteifen Abb.3.15a/3.15b, mit Längssteifen an Position A (Abb.3.15c/d), mit Längssteifen an Position B (Abb.3.15e/f) und mit Längssteifen an Position C (Abb.3.15g/h). Die Diagramme 3.15a/b sind dieselben, wie in Abb.3.13c/d und wurden zum Vergleich in Abb.3.15 hinzugefügt. Mit Abb. 3.15 soll herausgefunden werden, wie die Längssteifen die Dehnung am Steg im exzentrischen Fall beeinflussen.

Für die exzentrischen Lastfälle nimmt die Differenz der Dehnungen ε_z zwischen Vorderseite und Hinterseite erwartungsgemäß zu. Der größte Unterschied ist in jenem Fall zu sehen, wenn die Längssteife an der Position A befestigt ist, während für den Fall, dass das Winkelprofil an Position C angeschraubt ist, kaum Unterschiede zu den vertikalen Dehnungen in Abb.3.15a/b zeigen. Außerdem ist die maximale Dehnung $\varepsilon_{z,\text{max}}=0,001$ in Abb.15c und Abb.16d, schon ab einer Prüflast von 1000kN erreicht. Offensichtlich bewirkt das Vorhandensein einer hochliegenden Längssteife eine Verschlechterung des Tragverhalten (Erhöhung ε_z) infolge exzentrischer Biegebeanspruchung.

Im Grunde lassen sich in Abb.3.16 für die negative Exzentrizität (LF3 $e=-30\text{mm}$) dieselben Beobachtungen machen wie für die Kraft-Dehnungs-Diagramme in Abb.3.15, abgesehen davon, dass die belastete Seite diesmal die Rückseite des Trägers ist.

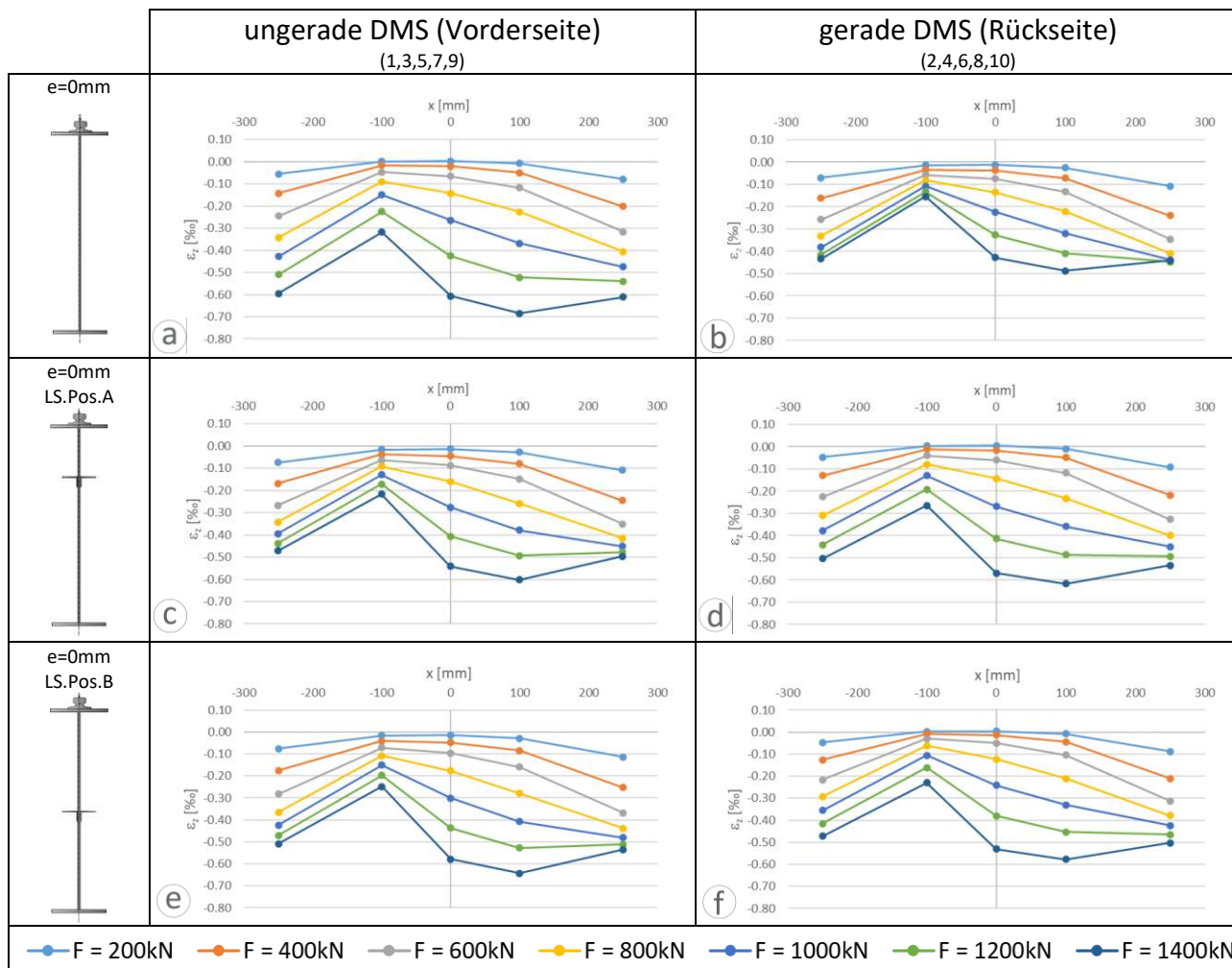


Abbildung 3.14: Gegenüberstellung der Messergebnisse ϵ_z für LF1 ($e=0$) mit elastischer Unterlage und ohne Längssteifen bzw. mit Längssteifen

3.Laborversuche

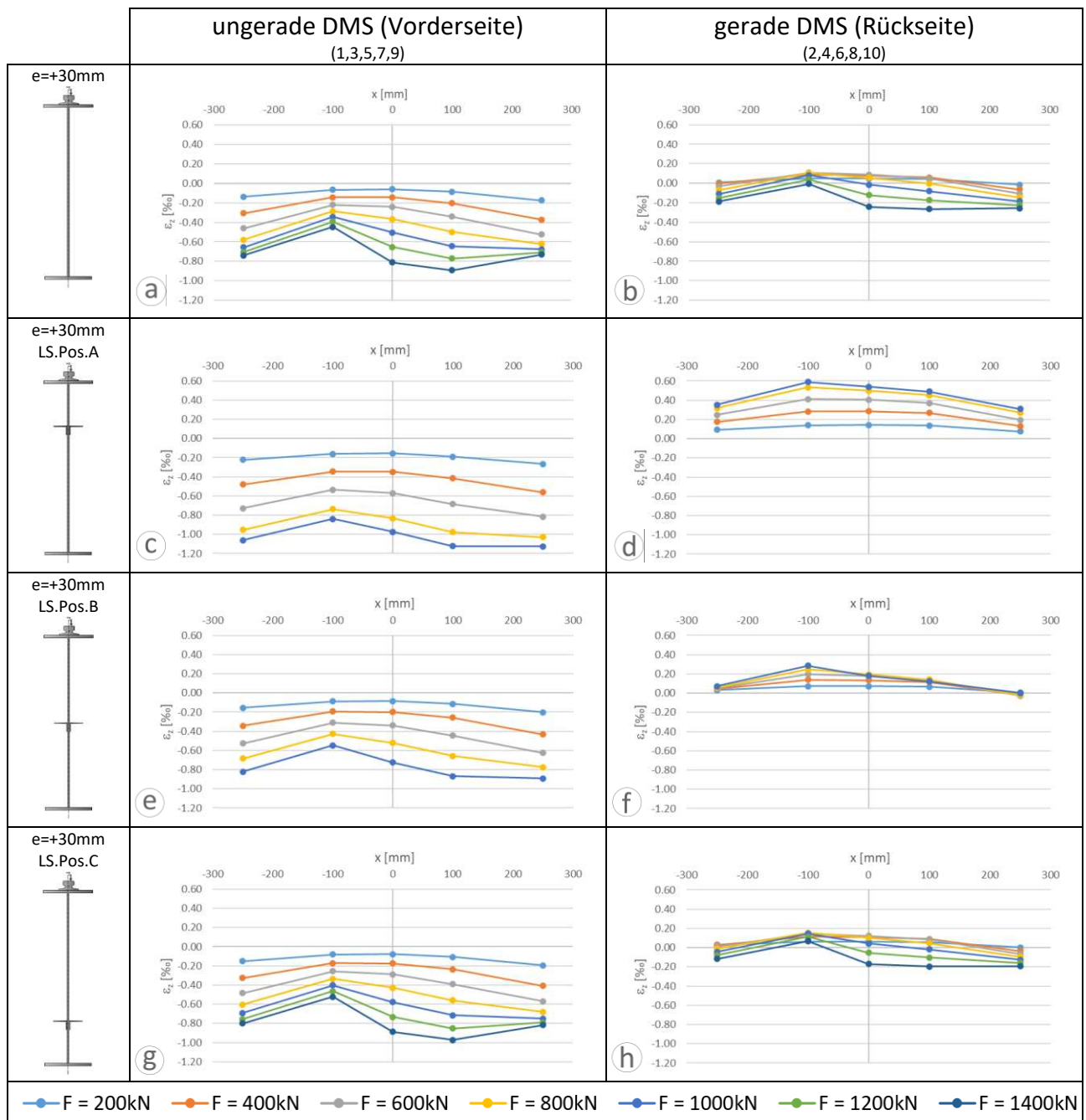


Abbildung 3.15: Gegenüberstellung der Messergebnisse ε_z für LF2 ($e=+30\text{mm}$) mit elastischer Unterlage und ohne Längssteifen bzw. mit Längssteifen

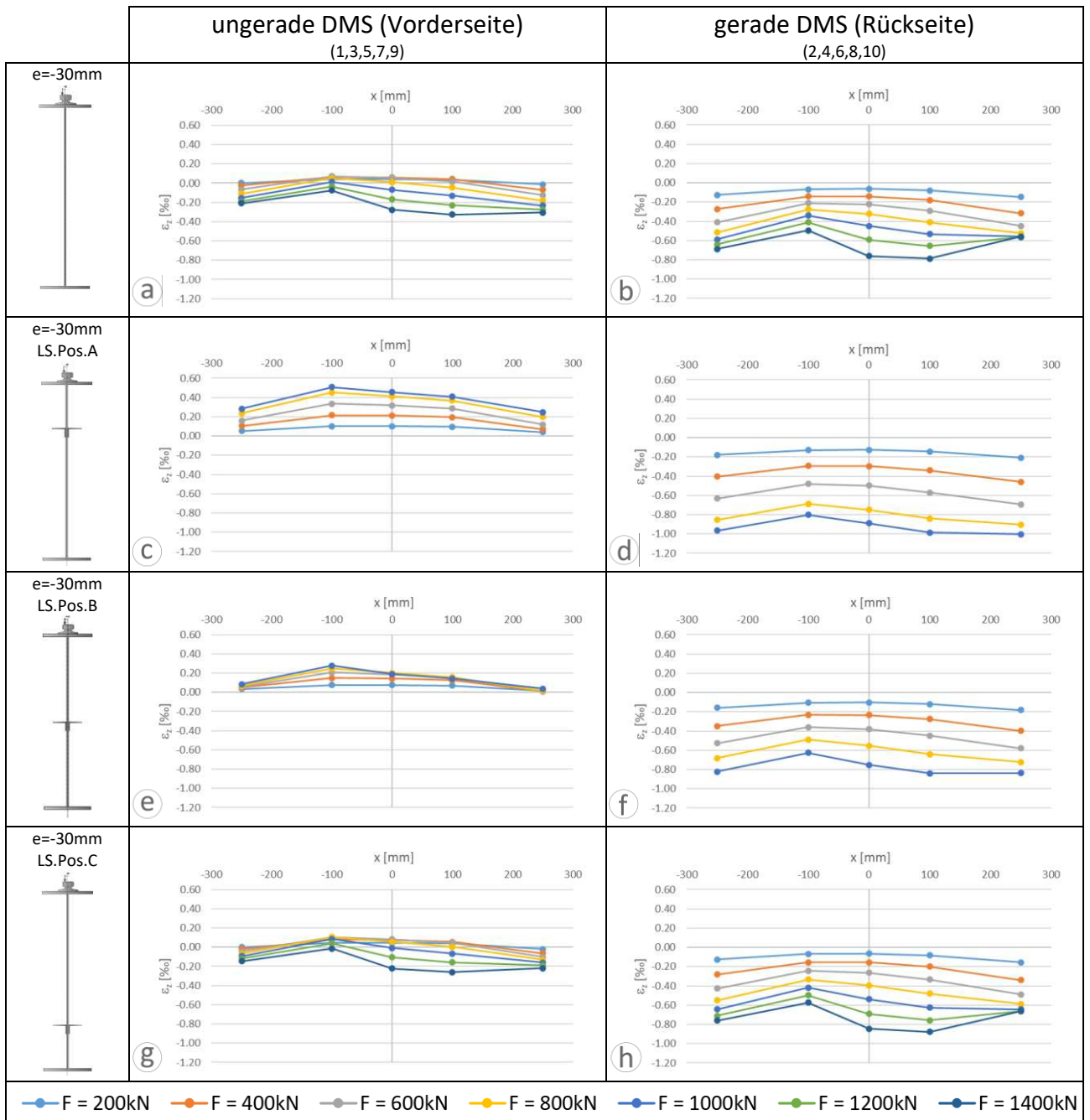


Abbildung 3.16: Gegenüberstellung der Messergebnisse ε_z für LF3 (e=-30mm) mit elastischer Unterlage und ohne Längssteifen bzw. mit Längssteifen

3.5.3. Versuchsreihe II – mit Stahlblech Unterlage

In diesem Kapitel werden die Ergebnisse der Versuchsreihe II mit Kranschienenstoß mit Stahlblech-Unterlage untersucht. Die Schienenstöße werden für den zentrischen Fall und die beiden exzentrischen Fälle ($e=+30\text{mm}$ und $e=-30\text{mm}$) in Kraft-Dehnungs-Diagrammen dargestellt. In den folgenden Abbildungen sind die Resultate der Fälle Schiene ohne Stoß, Schiene mit geradem Stoß und Schiene mit schrägem Stoß untereinander abgebildet. Das Ziel ist es herauszufinden, wie die Schienenstöße das Tragverhalten des Kranbahnträgers beeinflussen.

Abb.3.17 zeigt die Ergebnisse für den zentrischen Lastfall. Die Werte in Abb.3.17a/b sind dieselben wie in Abb.3.9a/b und wurden zur Gegenüberstellung hinzugefügt, um die Einflüsse der Schienenstöße untersuchen zu können. Anders als in Abb.3.17a/b befindet sich die maximale vertikale Dehnung ε_z im Fall mit Kranschienenstoß in Abb. 3.17c/d direkt unter der Krafteinleitung bei $x=0\text{mm}$. Das lässt darauf schließen, dass kein Spalt zwischen Schienenfuß und dem oberen Flansch vorhanden war oder die Biegesteifigkeit der Schiene schnell überwunden wurde. Demnach kann davon ausgegangen werden, dass diese vertikalen Dehnungen ε_z für $x=0$ wirklich die Maximalwerte der jeweiligen Lastfälle zeigen. Wiederum befinden sich die Maxima der Dehnungen ε_z bei schrägem Schienenstoß in Abb.3.17e/f an den Dehnmessstreifen, die $x=+100\text{mm}$ vom Prüfstempel entfernt sind. Weiters ist zu beobachten, dass die Versuche mit den Schienenstößen eine höhere Dehnung ε_z zur Folge haben, da die maximale Dehnung von einem Promille ($\varepsilon_{z,\text{max}}=0,001$) mit einer Prüflast von 1200kN erreicht werden. Der Grund ist das Fehlen der Biegesteifigkeit und damit das Mitwirken der Schiene über die volle Länge des Versuchsobjekts. Bei den Druckversuchen mit schrägem Schienenstoß ist der Unterschied der gemessenen Werte ε_z zwischen Vorderseite und Hinterseite am größten. Interessant ist, dass bei einer Prüflast von 1200kN plötzlich eine unerwartete Dehnungssteigerung auftritt. Die größten vertikalen Dehnungen werden im Fall mit schrägem Schienenstoß erreicht. ($F=1200\text{kN} \rightarrow \varepsilon_z = -1.00\text{‰}$)

Bei den exzentrischen Fällen wird durch die zusätzlichen Biegespannungen die vordefinierte Grenzdehnung von einem Promille schneller erreicht. Abb.3.18 und Abb.3.19 zeigen, dass der schräge Schienenstoß mit der exzentrischen Belastung bessere Werte (geringere Dehnungen ε_z) aufweist als der gerade Schienenstoß. Der gerade Schienenstoß konnte beim LF2 nur bis zur Laststufe 800kN und bei LF3 nur bis 600kN belastet werden. Die Diagramme in Abb.3.19e/f zeigen bei einer Prüflast von 1200kN eine unerwartete Dehnungssteigerung.

Bei Belastung des schrägen Schienenstoßes zur Spitze hin (für $e=+30\text{mm}$) ist zu erkennen, dass sich zum geraden Schienenstoß vergleichbare Messergebnisse ergeben. Während bei Belastung mit Exzentrizität zur anderen Seite (für $e=-30\text{mm}$) die Druck-Dehnungen wesentlich kleiner sind. Grundsätzlich ergeben die Analysen der gemessenen Werte der Laborversuche, dass die vertikalen Dehnungen ε_z der Schienenstöße bei allen Lastfällen deutlich größer sind, als für den Kranbahnträger ohne Schienenstoß.

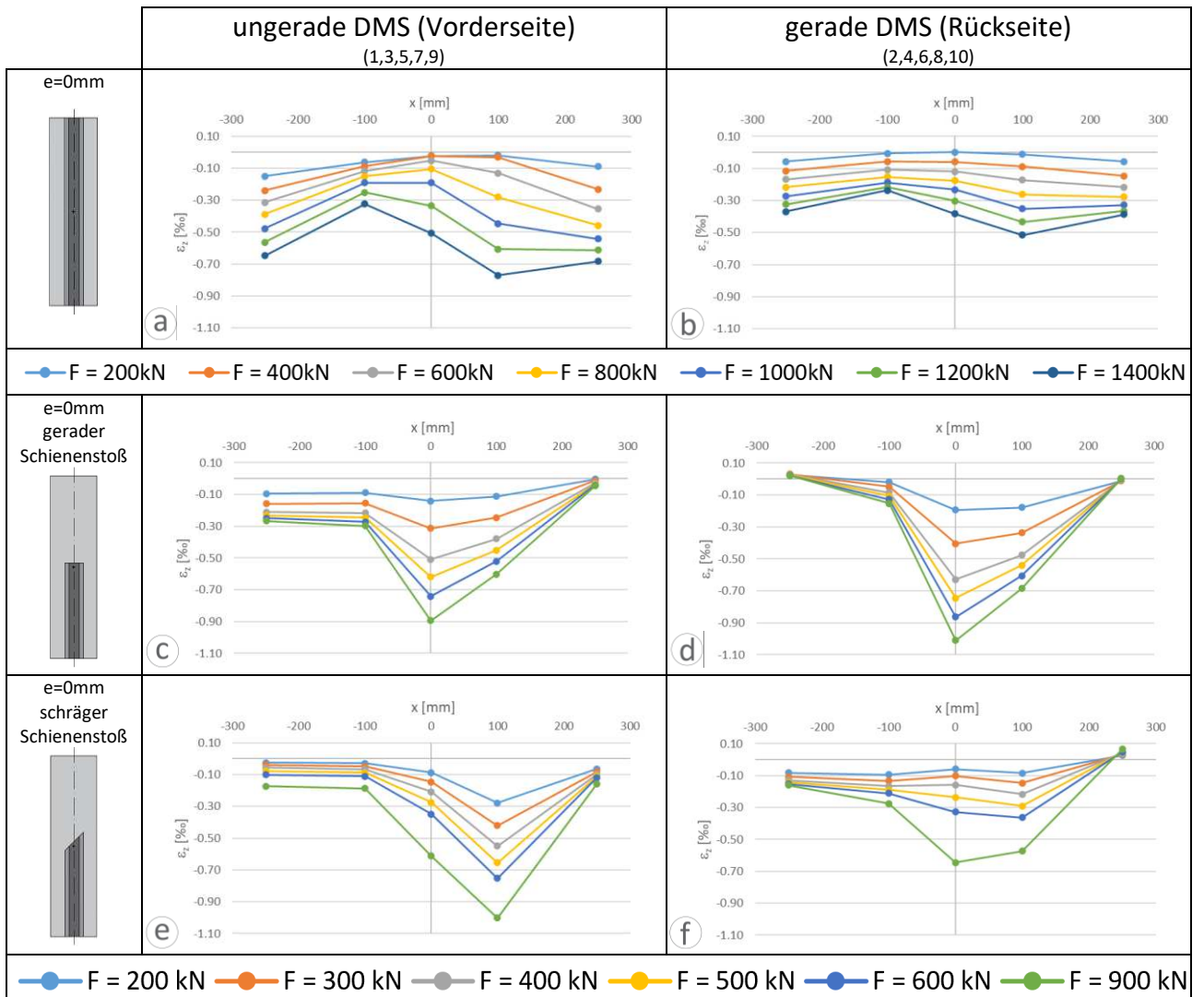


Abbildung 3.17: Gegenüberstellung der Messergebnisse ϵ_z für LF1 ($e=0$) mit Stahlblech Unterlage, bei geradem Schienenstoß und schrägem Schienenstoß

3.Laborversuche

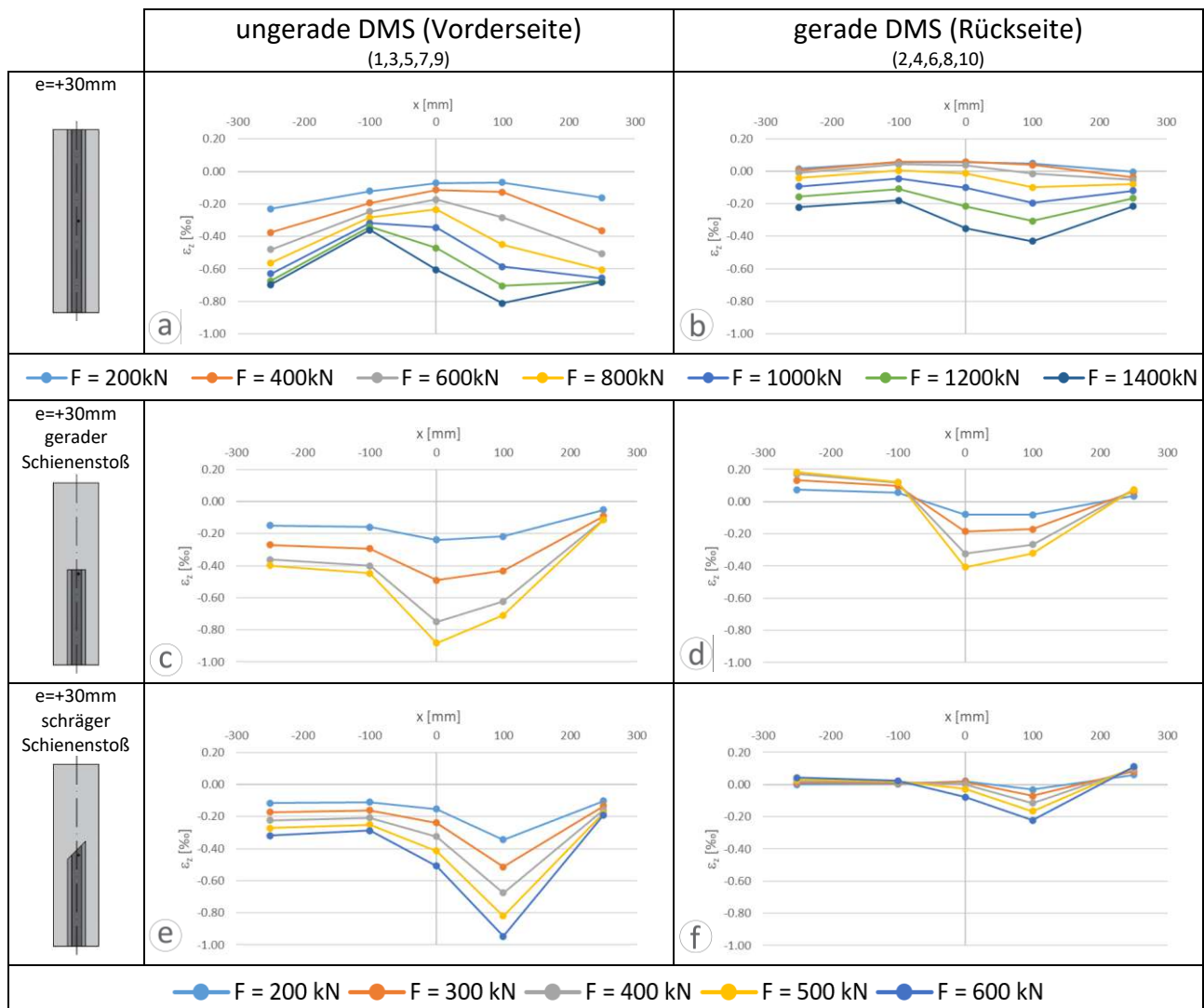


Abbildung 3.18: Gegenüberstellung der Messergebnisse ε_z für LF2 ($e=+30\text{mm}$) mit Stahlblech Unterlage, bei geradem Schienenstoß und schrägem Schienenstoß

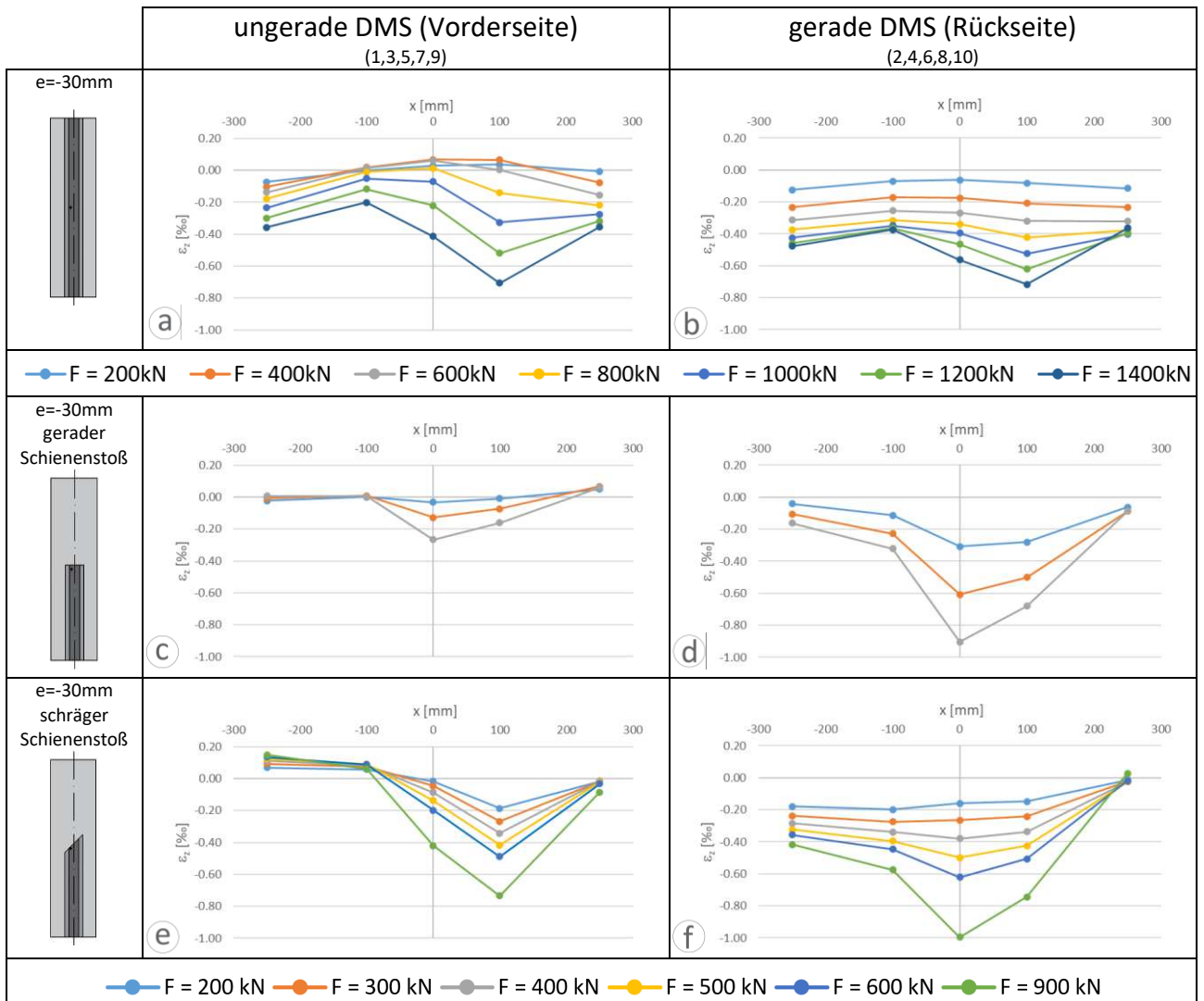


Abbildung 3.19: Gegenüberstellung der Messergebnisse ϵ_z für LF3 ($e=-30\text{mm}$) mit Stahlblech Unterlage, bei geradem Schienenstoß und schrägem Schienenstoß

3.5.4. Versuchsreihe II – mit elastischer Unterlage

In diesem Kapitel werden die Ergebnisse der Versuchsreihe II mit Kranschienenstößen mit elastischer Unterlage untersucht. Die Ergebnisse für Schienenstöße werden wie in Kapitel 3.5.3 für die Fälle mit Stahlblech-Unterlage für den zentrischen Fall und die beiden exzentrischen Fällen ($e=+30\text{mm}$ und $e=-30\text{mm}$) in Kraft-Dehnungs-Diagrammen dargestellt. In den folgenden Abbildungen sind die Fälle Schiene ohne Stoß, Schiene mit geradem Stoß und Schiene mit schrägem Stoß untereinander abgebildet. Das Ziel ist es herauszufinden, wie die Schienenstöße das Tragverhalten des Kranbahnträgers beeinflussen.

Hier wäre es wieder möglich, eine direkte Gegenüberstellung der Ergebnisse mit Stahlblechunterlage und elastischer Unterlage zu machen. In diesem Kapitel werden nur erste Unterschiede behandelt und hauptsächlich die Ergebnisse der experimentellen Druckversuche untersucht, da es zu diesem Zeitpunkt schwierig ist, aussagekräftige Analysen herzustellen. In Kapitel 4.3.1 und 4.3.2 wird eine genauere Untersuchung des Einflusses der verschiedenen Unterlagen im Fall von Schienenstößen gemacht.

Abb.3.20 zeigt die Ergebnisse für den zentrischen Lastfall ohne Schienenstoß, mit geradem Schienenstoß und mit schrägem Schienenstoß. Die Werte in Abb.3.20a/b sind dieselben wie in Abb.3.13a/b und wurden zur Gegenüberstellung hinzugefügt, um die Einflüsse der Schienenstöße untersuchen zu können. In Abb.3.20c/d und Abb.3.20e/f befinden sich die maximalen vertikalen Dehnungen ε_z direkt unter der Krafteinleitung bei $x=0\text{mm}$. Das lässt darauf schließen, dass kein Spalt zwischen Schienenfuß und dem oberen Flansch vorhanden war, oder die Biegesteifigkeit der Schiene schnell überwunden wurde. Augenscheinlich sind diese vertikalen Dehnungen ε_z wahrscheinlich die „exakten Maximalwerte“ der jeweiligen Lastfälle. Außerdem ist zu beobachten, dass bei den Versuchen mit den Schienenstößen und elastischer Unterlage die Prüflast um einiges mehr erhöht werden konnte, als mit den Schienenstößen mit Stahlblech-Unterlage, ohne dass der Maximalwert $\varepsilon_{z,\text{max}}=0,001$ überschritten wurde. Trotzdem sind die gemessenen Werte in Abb.3.20 viel höher als beim Fall ohne Schienenstoß. Der Grund ist mit Sicherheit auch hier das Fehlen der Biegesteifigkeit und Mitwirken der Schiene über die volle Länge des Versuchsobjekts. Die Messergebnisse ε_z der Schienenstöße in Abb.3.20 sind an der Vorderseite und an der Hinterseite beinahe identisch. Offensichtlich wird der Kranbahnträger exakt zentrisch belastet und es entstehen nur Druckspannungen. Generell sind die Kraft-Dehnungs-Linien annähernd symmetrisch.

Abb.3.21 und Abb.3.22 zeigen die Kraft-Dehnungs-Diagramme der exzentrischen Lastfälle (LF2 und LF3). In den Diagrammen ist zu sehen, dass sich durch die zusätzliche Biegebeanspruchung unterschiedliche Ergebnisse an der Vorderseite und Hinterseite ergeben. Die Kranbahnschiene mit dem schrägen Schienenstoß (Abb.3.21e/f) konnte mit einer höheren Prüflast getestet werden, als mit dem geraden Schienenstoß. Es ist anzunehmen, dass der schräge Schienenstoß einen höheren Widerstand bei der exzentrischen Belastung hat. Beim LF3 werden beide Schienenstöße mit der

gleichen Prüflast belastet. Die Kraft-Dehnungs-Diagramme in Abb.3.22e/f zeigen eine andere Verteilung als die in Abb.3.21.e/f.

Die Messergebnisse für den Versuchsaufbau mit elastischer Unterlage, ergeben im Gegensatz zur Stahlblech-Unterlage, bei Belastung des schrägen Schienenstoßes exzentrisch hin zur Spitze (für $e=+30\text{mm}$) und exzentrisch hin zur anderen Seite (für $e=-30\text{mm}$) vergleichbare Messergebnisse zum geraden Schienenstoß. Im Allgemeinen ist aus der Analyse der gemessenen Werte ϵ_z der Laborversuche zu erkennen, dass die vertikalen Dehnungen ϵ_z im Falle der Schienenstöße für alle Lastfälle, deutlich größer sind, als für den Kranbahnträger ohne Schienenstoß.

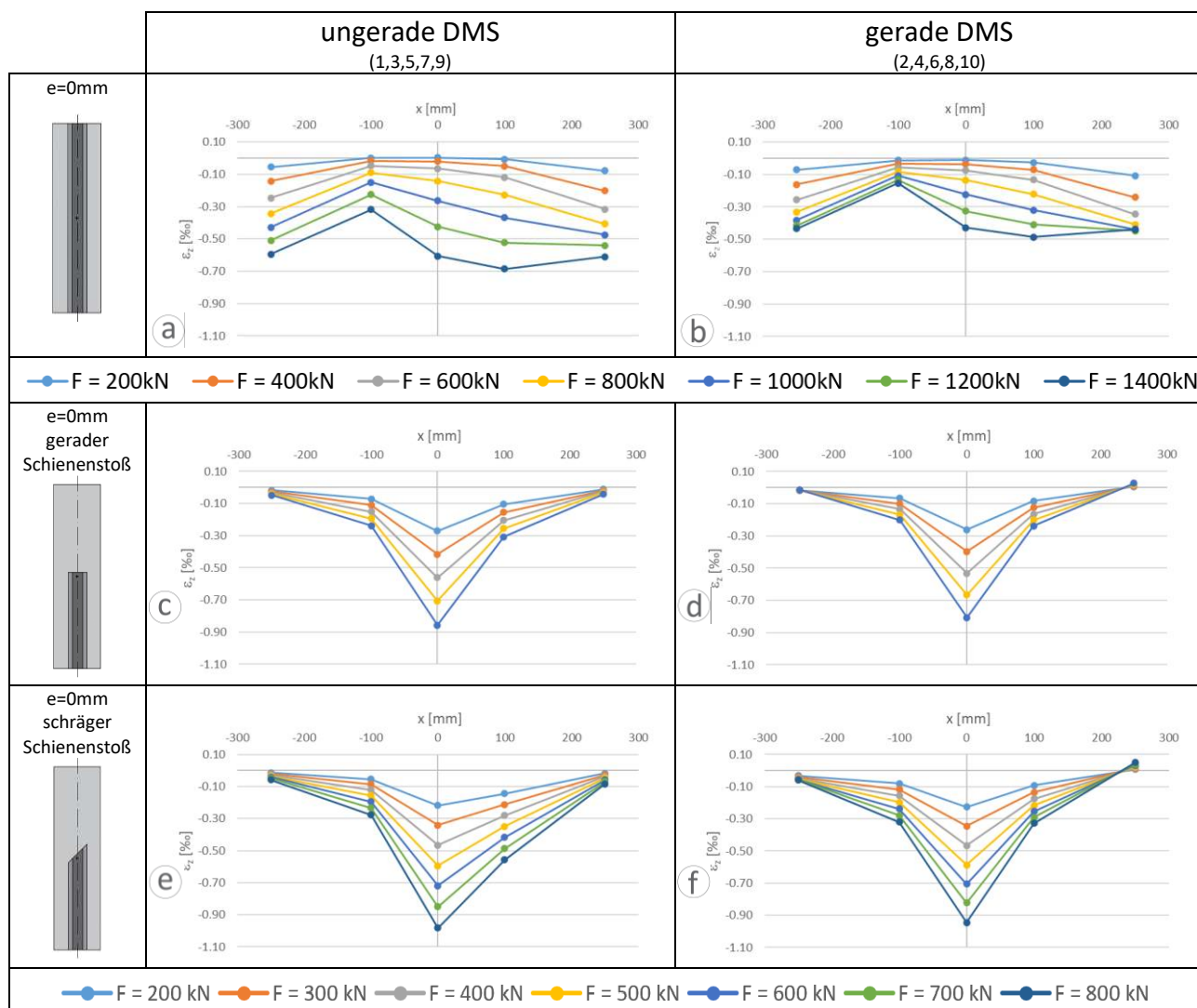


Abbildung 3.20: Gegenüberstellung der Messergebnisse ϵ_z für LF1 ($e=0$) mit elastischer Unterlage, bei geradem Schienenstoß und schrägem Schienenstoß

3.Laborversuche

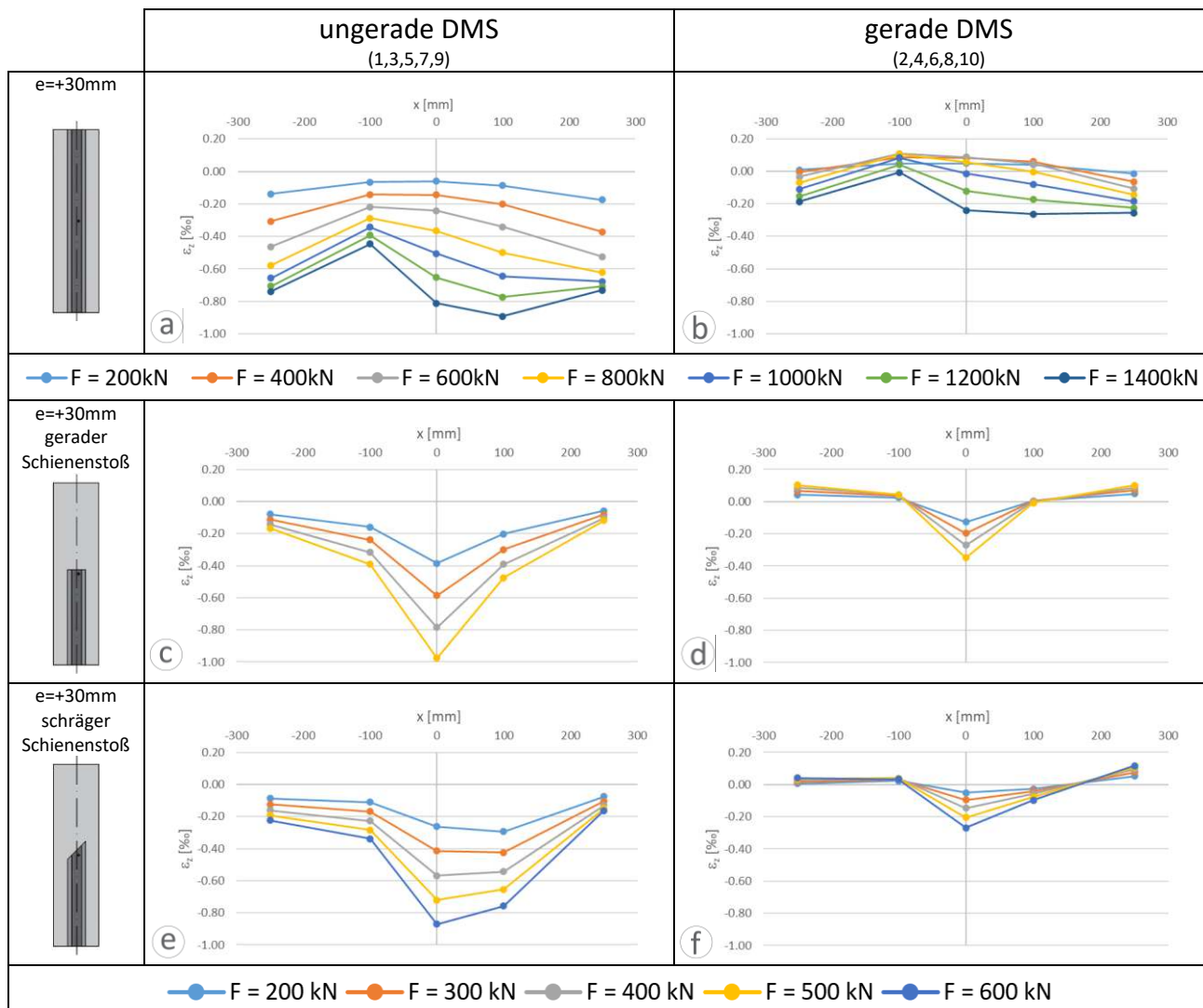


Abbildung 3.21: Gegenüberstellung der Messergebnisse ε_z für LF2 ($e=+30\text{mm}$) mit elastischer Unterlage, bei geradem Schienenstoß und schrägem Schienenstoß

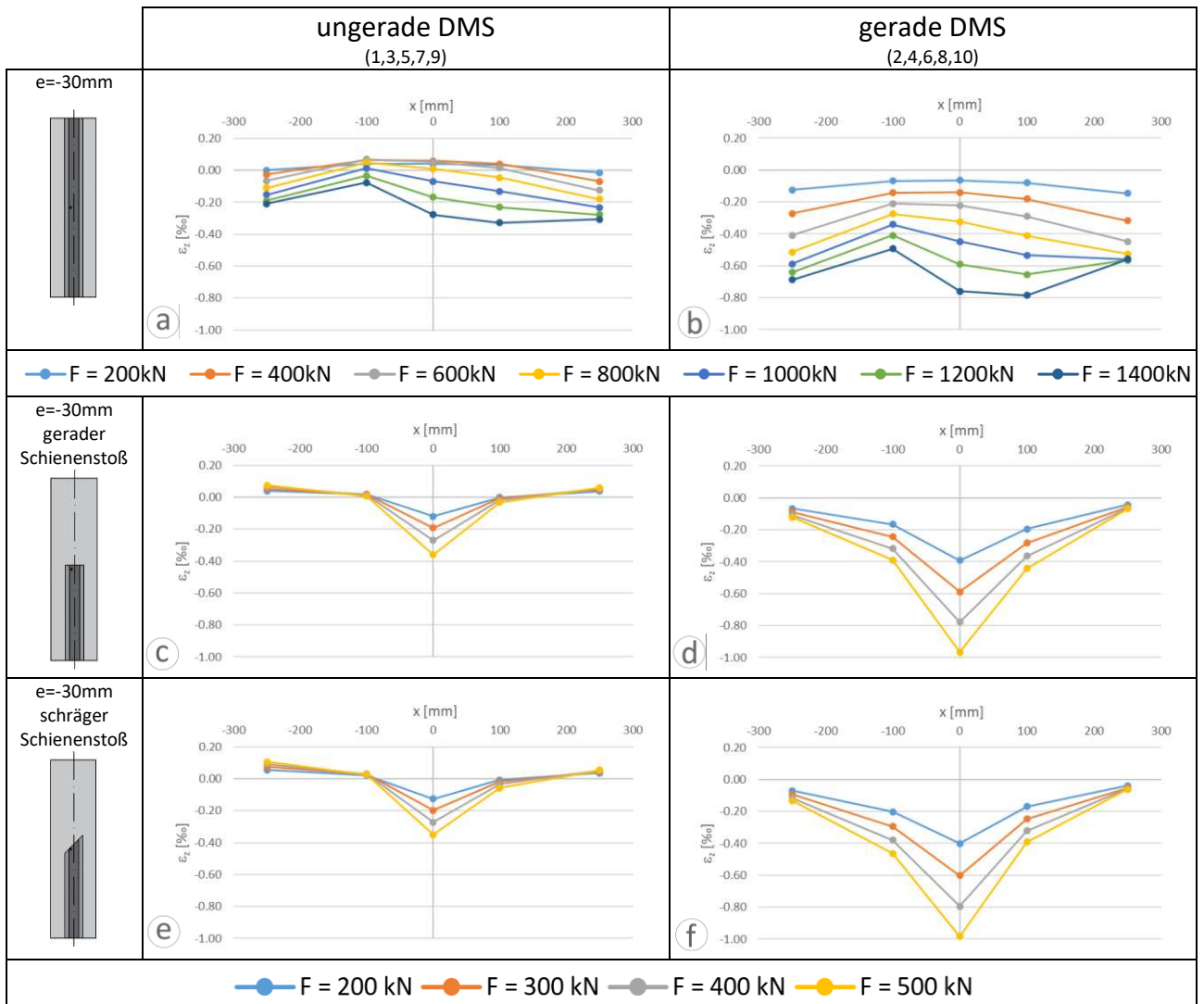


Abbildung 3.22: Gegenüberstellung der Messergebnisse ϵ_z für LF3 ($e=-30\text{mm}$) mit elastischer Unterlage, bei geradem Schienenstoß und schrägem Schienenstoß

4

4. Finite Elemente Berechnungen

Im folgenden Kapitel wird das Vorgehen bei der Modellierung in ABAQUS erklärt. Zum Beispiel wird erläutert, mit welchen Maßnahmen und Annahmen ein möglichst realgetreues Finite Elemente Modell entwickelt und wie die Rechenzeit optimiert wurde. In Kapitel 4.2 werden die numerischen Ergebnisse der Finite Elemente Berechnung und die Ergebnisse anhand des Rechenmodells der ÖNORM EN 1993-6 mit den Werten aus den Laborversuchen verglichen. Zugleich soll schlussendlich herausgefunden werden, wie die in Kapitel 3.3 und 3.4 genannten konstruktiven Ausführungen mit zusätzlichen Längssteifen bzw. zusätzlichen Kranschienenstößen am Kranbahnträger auf die Dehnungen am Trägersteg Einfluss nehmen, um das Rechenmodell in der ÖNORM EN 1993-6 in Zukunft zu verbessern bzw. auf diese Zusatzeffekte anzupassen.

4.1. Angaben zur Modellierung in ABAQUS

Im Finite Elemente Programm ABAQUS wurden für zwei Studien Modelle entwickelt. Einmal für die Studie I, bei der der Einfluss von Längssteifen an verschiedenen Positionen am Steg des Trägers untersucht werden. Für die Studie I wurden sogar zwei Modelle mit unterschiedlichen Detaillierungsgrad modelliert. Weiters für die Studie II, mit der die Auswirkungen von lokaler Radlast am Schienenstoß untersucht werden soll. Auch hier wurden zwei Modelle modelliert, einmal für den geraden Schienenstoß und einmal für den schrägen Schienenstoß.

4.1.1. Modell für die Studie I – Abbildung zusätzlicher Längssteifen

In ABAQUS wurden zwei Modelle erstellt, ein nominelles Modell Ia und ein tatsächliches Modell Ib. Im nominellen Modell Ia weist der Schienenkopf keine Abnutzung auf und die Schiene ist zentrisch über dem Trägersteg positioniert. Der Steg ist an der Oberkante, über dessen volle Dicke, starr mit dem Obergurt verbunden. Beim tatsächlichen Modell Ib wurde der Detaillierungsgrad erhöht. So wurde das FEM Modell genau nach den Abmessungen des realen Kranbahnträgers erstellt. Um ein möglichst reales Verhalten zu simulieren, wurden zusätzlich 9mm Kehlnähte in das Modell Ib hinzugefügt. Diese verbinden beidseitig den Steg mit dem Flansch des I-Trägers (somit Abbildung der voll durchgeschweißten Naht, mit zusätzlichen „außenliegenden Kehlnähten“). Wie in Kapitel 3.1 „Allgemeine Angaben zum Versuchsobjekt“ hingewiesen und in Abb.4.1 und Abb. 4.2 dargestellt, weist der Schienenkopf eine Abnutzung von 2mm auf und die gesamte Schiene hat eine Exzentrizität von $e_s=6,25\text{mm}$. Um diese Imperfektionen in die Berechnungen vom Modell Ib mit

4. Finite Elemente Berechnungen

ABAQUS einfließen zu lassen, wurde die Geometrie der Schiene angepasst und die Position um $e_s=6,25\text{mm}$ entsprechend parallel verschoben (in die negative Richtung, entsprechend Abb.4.1).

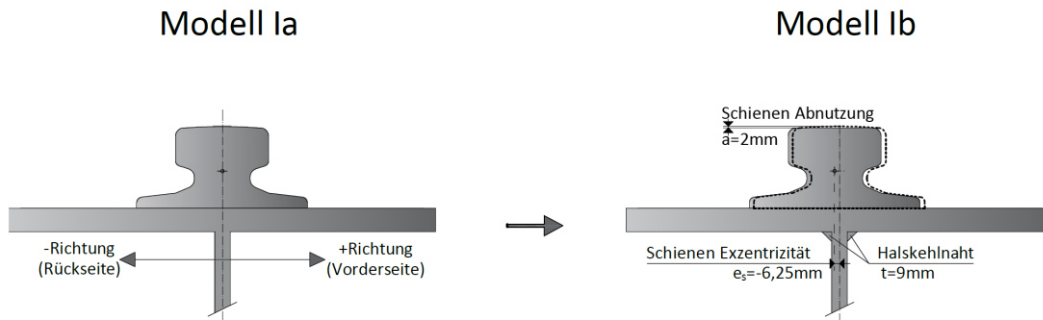


Abbildung 4.1: FE-Modell Ia und FE-Modell Ib – Detailausschnitt im Kranschienebereich

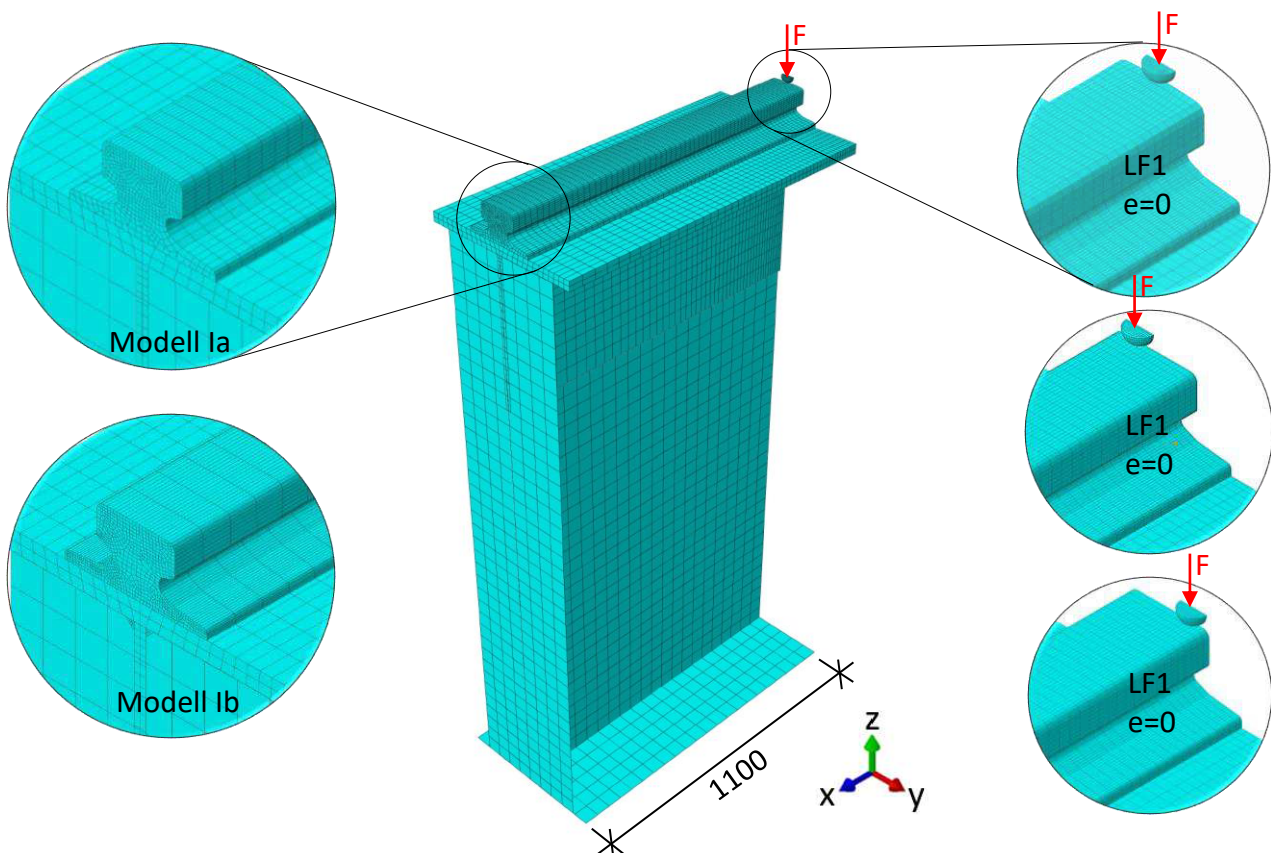


Abbildung 4.2: Finite Elemente Modell Ia und Modell Ib mit Radlast zufolge LF1, LF2 und LF3

Grundsätzlich wurde für das gesamte Modell ein linear-elastisches Materialverhalten mit einem E-Modul von 210.000 N/mm^2 und einer Querkontraktion $\nu=0,30$ gewählt.

Eine Herausforderung und wichtiger Punkt jeder FEM-Berechnung ist die Wahl der Netzgröße. Bei der Wahl einer zu groben Netzgröße kann es zu ungenauen Ergebnissen kommen, jedoch kann eine zu feine Netzgröße die Berechnungszeit massiv verlängern.

Da eine große Anzahl an unterschiedlichen Konfigurationen zu berechnen war, musste die Rechenzeit optimiert werden. Für die Berechnung der Modelle stellte das Institut für Stahlbau einen

rechenstarken PC zur Verfügung, mit dem die gesamten Simulationen dieser Masterarbeit durchgeführt wurden. Im Zuge einer Voruntersuchung wurden dazu mehrere mögliche Maßnahmen zur Auswahl einer optimalen Netzgröße analysiert. Zum Einen wurde beobachtet, an welchen Stellen das Modell genaue Ergebnisse benötigt (ident mit Lage der DMS in Laborversuchen) und dementsprechend wurden die Netzgrößen angepasst. Für die Elemente der Schiene wurden von $x=-1100\text{mm}$ bis -600mm lineare Volumselemente des Typs C3D8R und von $x=600\text{mm}$ bis $x=0$ quadratische Volumselemente des Typs C3D20R verwendet. (Der Ursprung der x-Achse liegt in Trägermitte, unter der Radlast) Der I-Träger besteht aus einem mit Volumselementen modellierten Teil und einem mit Schalenelementen modellierten Teil. Für den oberen Flansch und den Steg in deren Bereich bis zu $z=505\text{mm}$ (bis zur Lage der ersten Längssteife bei Pos.A), einschließlich der Schweißnähte, wurden lineare Volumselemente des Typs C3D8R gewählt. Der Flansch und der Steg bestehen über die Dicke aus jeweils zwei Elementen. Der untere Teil des I-Trägers und die Queraussteifung sind lineare Schalenelemente des Typs S4R. Für die Längssteifen wurde die Dicke des Schalenelementes des Steges, über eine Höhe von 100mm , um zwei Winkelprofildecken vergrößert und zusätzlich wurden im Winkel von 90° Schalenelemente ($l=150\text{mm}$), auf beiden Seiten des Steges, an den erforderlichen Höhen modelliert. Für den Druckstempel wurde nur die Stempelspitze mit dem Radius von 40mm , modelliert. Die Elemente sind lineare Volumselemente des Typs C3D8R. Die Netzgröße der Schiene an der Symmetrieachse in Trägermitte ($x=0$) beträgt $10 \times 5\text{mm}$ und vergrößert sich linear auf die Netzgröße von $20 \times 5\text{mm}$. Für den oberen Flansch des Kranbahnträgers, der mit Volumselementen modelliert wurde, beträgt die Netzfeinheit an der Symmetrieachse ($x=0$) $9 \times 20\text{mm}$ und vergrößert sich linear auf eine Netzgröße von $45 \times 20\text{mm}$. Beim mit Volumselemente modellierten Teil des Stegbleches steigt die Netzfeinheit horizontal von 9mm auf 45mm (Symmetrieachse bis Auflager) und vertikal von 45mm auf 15mm (von unten nach oben). Beim unteren Teil des Kranbahnträgers, der aus Schalenelemente besteht, ist die Netzfeinheit $50 \times 50\text{mm}$.

Weiters wurde die Symmetrie des Kranbahnträgers ausgenutzt. So wurde in Trägerlängsrichtung nur der halbe Träger modelliert, vom Auflagerpunkt bis zu dem Punkt, wo die Last auf die Schiene einwirkt. Der modellierte Bereich ist in Abb.4.3 eingezeichnet. Mit den erforderlichen Randbedingungen in der Symmetrieachse ($U_x = U_y = R_x = R_y = R_z = 0$); (Abb.4.2) konnte so ein identisches Tragverhalten, gegenüber dem Gesamtträger im Labor, hergestellt werden. Für das Auflager wurde ein Rollenlager definiert ($U_z = U_y = 0$). Außerdem wurde der Druckstempel so modelliert, dass nur eine Bewegung in vertikaler Richtung möglich ist ($U_x = U_y = R_x = R_y = R_z = 0$).

4. Finite Elemente Berechnungen

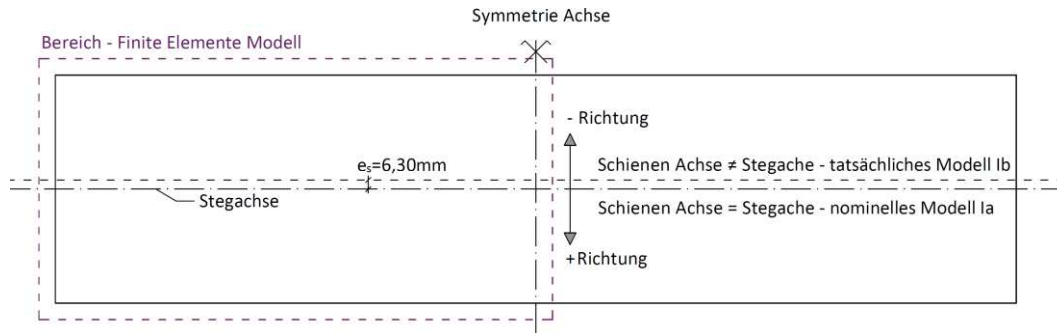


Abbildung 4.3: Draufsicht – Modell Ia bzw Ib für die FE-Studie

Die gesamten Kontaktbedingungen (Druckstempel auf Schienenkopf, Schienenfuß auf Oberflansch) wurden als „hard Contact“ modelliert. Jedoch wurde im Fall, bei der eine elastische Unterlage zwischen Schienenfuß und Oberflansch eingelegt wird, mit „Penalty“ – „Behaviour linear“ – ein Bettungskennwert von $C_{UL}=20\text{N/mm}^3$ angesetzt. Dieser basiert auf folgenden Kennwerten der elastischen Unterlage; Dicke $t_{UL}=6\text{mm}$, E-Modul $E_{UL}=120\text{N/mm}^3$ somit $C_{UL}=20\text{N/mm}^3$. Der Zusammenhang zwischen dem Bettungsmodul C_{UL} und dem E-Modul der Unterlage wird mit der Gleichung (4.1) beschrieben, wobei t_{UL} die Dicke der Unterlage ist. Das Tangentialverhalten ist mit einem Reibungskoeffizienten von $\mu=0,3$ berücksichtigt worden. Die Schweißnaht, die Queraussteifungen und die Längssteifen wurden mit der Funktion „Tie“ mit dem I-Träger starr verbunden.

$$E_{UL} = C_{UL} * t_{UL} \quad (4.1)$$

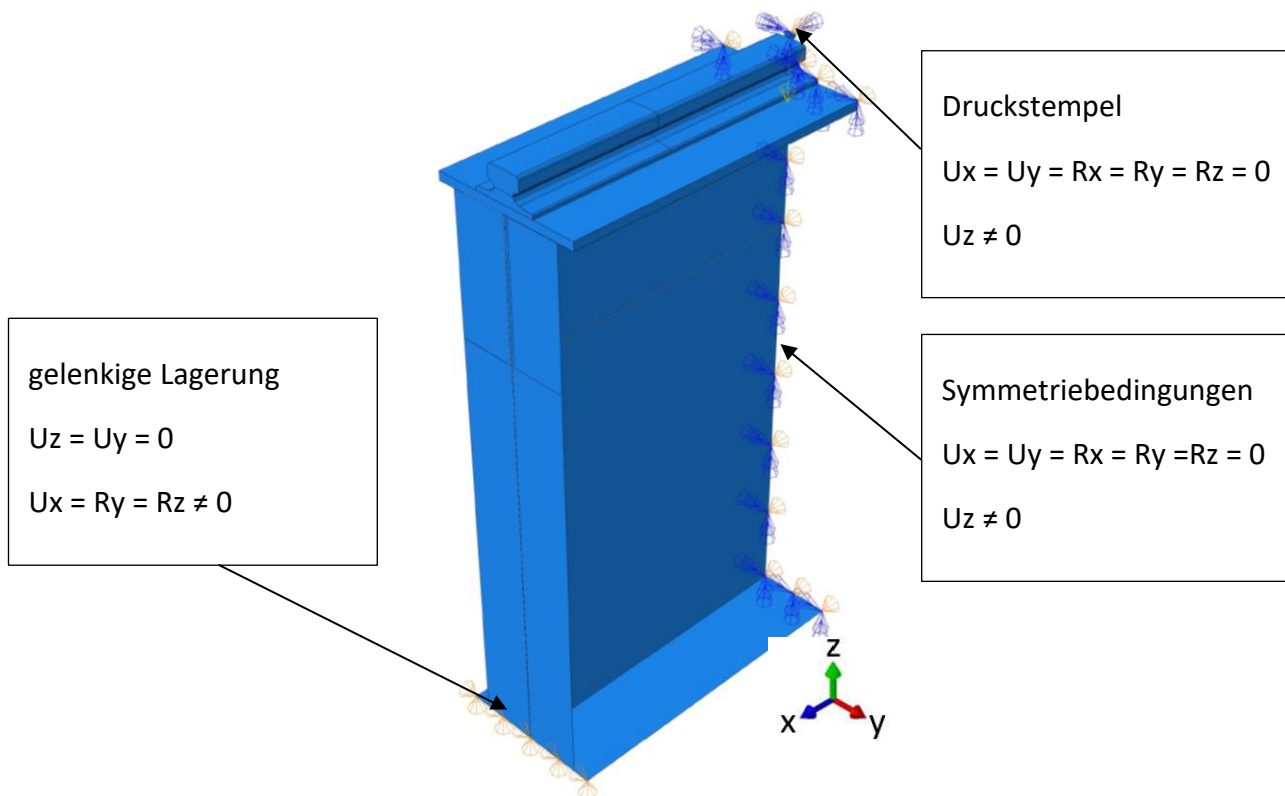


Abbildung 4.4: Randbedingungen für die Studie I – Modell Ia und Ib

4.1.2. Modell für die Studie II – Abbildung Kranschienenstoß

Im Finite Elemente Programm ABAQUS wurden auch für Studie II zwei Modelle erstellt, ein Modell mit geradem Schienenstoß (IIa) und ein Modell mit schrägem Schienenstoß (IIb). Der Detaillierungsgrad ist derselbe wie beim Modell Ib, jedoch immer ohne Abbildung der Längssteifen. Das Finite Elemente Modell wurde genau nach den Abmessungen des realen Kranbahnträgers erstellt. Um ein möglichst reales Verhalten zu simulieren, wurden zusätzlich zum volldurchgeschweißten Anschluss zwischen Trägergurt und -steg 9mm Kehlschweißnähte in den Modellen hinzugefügt. Diese verbinden beidseitig den Steg mit den Flanschen des I-Trägers. Wie in Kapitel 3.1 hingewiesen und in Abb.4.1 und Abb. 4.2 dargestellt, weist der Schienenkopf eine Abnutzung von 2mm auf und die gesamte Schiene hat eine Exzentrizität von $e_s=6,25\text{mm}$, gegenüber dem Trägersteg. Um diese Imperfektionen in die Berechnungen mit ABAQUS einfließen zu lassen, wurde die Geometrie der Schiene angepasst und die Position um $e_s=6,25\text{mm}$ horizontal entsprechend parallel verschoben.

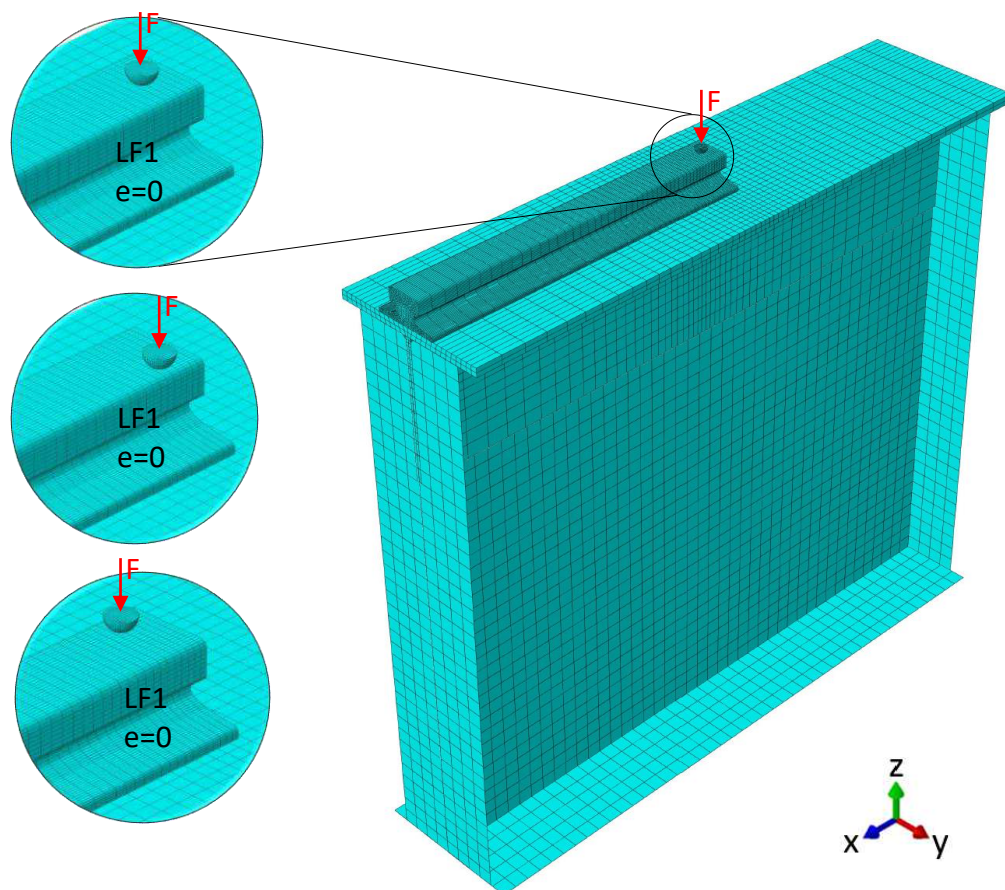


Abbildung 4.5: Finite Elemente Modell IIa für den geraden Schienenstoß, mit Radlast zufolge LF1, LF2 und LF3

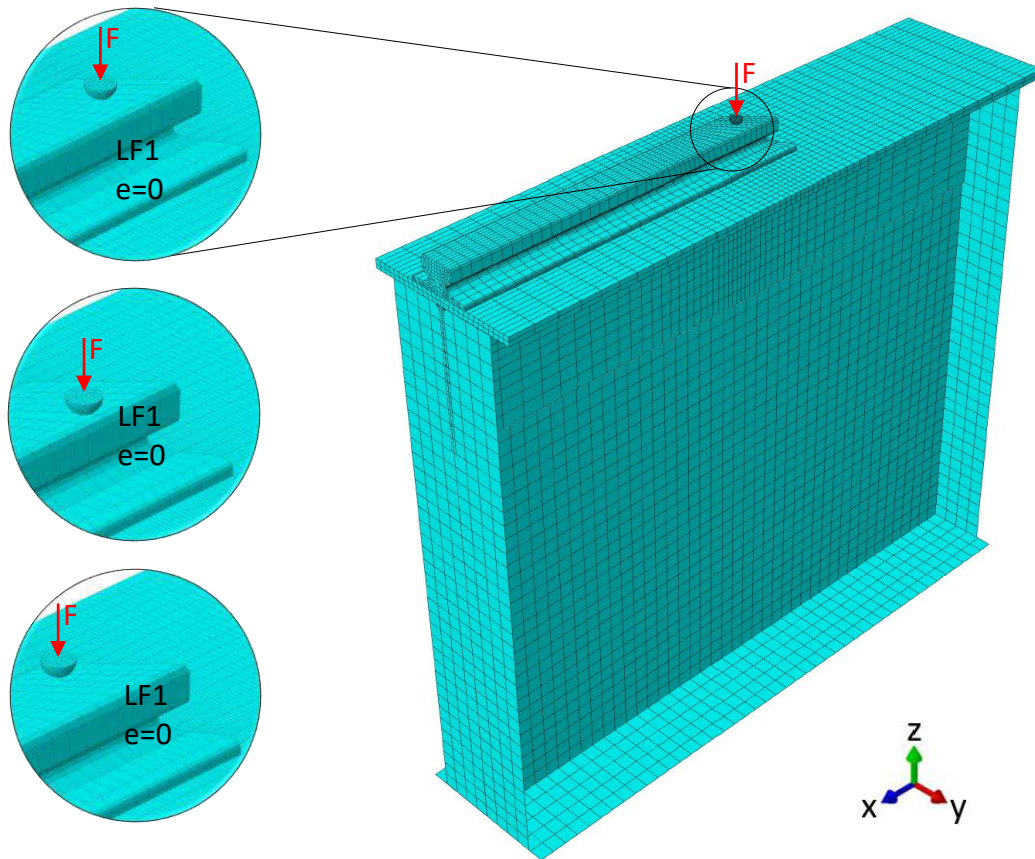


Abbildung 4.6: Finite Elemente Modell IIb für den schrägen Schienenstoß, mit Radlast zufolge LF1, LF2 und LF3

Für das gesamte Modell der Studie II wurde ein linear-elastisches Materialverhalten mit einem E-Modul von 210.000 N/mm² und einer Querkontraktion von $\nu=0,30$ gewählt.

Eine Herausforderung und wichtiger Punkt jeder FEM-Berechnung ist die Wahl der Netzgröße. Bei der Wahl einer zu groben Netzgröße kann es zu ungenauen Ergebnissen kommen, jedoch kann eine zu feine Netzgröße die Berechnungszeit massiv verlängern.

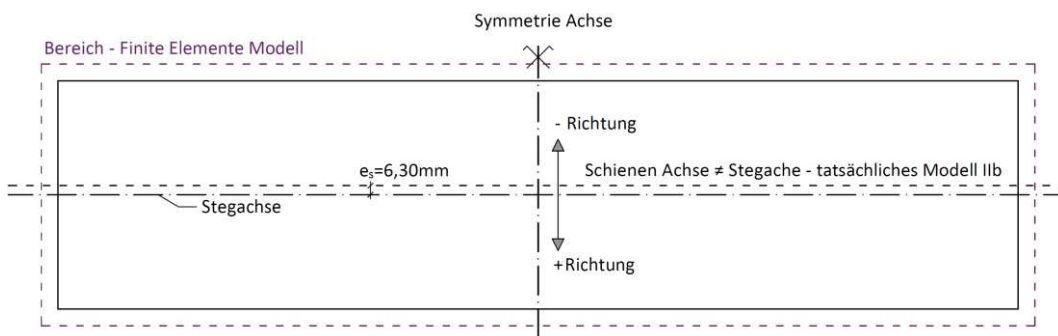


Abbildung 4.7: Draufsicht – Modell IIa und IIb für die FE-Studie

Da auch für diese Studie eine große Anzahl an unterschiedlichen Konfigurationen zu berechnen war, musste die Rechenzeit optimiert werden. Für die Berechnung der Modelle stellte das Institut für Stahlbau einen rechenstarken PC zur Verfügung, mit dem die gesamten Simulationen dieser Masterarbeit durchgeführt wurden. Im Zuge einer Voruntersuchung wurden dazu mehrere mögliche Maßnahmen analysiert. Zum Einen wurde beobachtet, an welchen Stellen das Modell genaue Ergebnisse benötigt (ident mit Lagen der DMS in Laborversuch) und dementsprechend die Netzgrößen angepasst. Anders als beim Modell für Studie I ist es für Studie II nicht möglich, die Symmetrie des Kranbahnträgers zu nützen, da die Schiene nicht über die volle Länge des Versuchsobjektes führt. Für die Elemente der Schiene wurden von $x=\pm 1100\text{mm}$ bis $\pm 600\text{mm}$ linear Volumselemente des Typs C3D8R und von $x=-600\text{mm}$ bis $x=+600\text{mm}$ quadratische Volumselemente des Typs C3D20R verwendet. (Der Ursprung der x-Achse liegt dabei in Trägermitte, unter der Radlast) Der I-Träger besteht aus einem mit Volumselementen modellierten Teil und einem mit Schalenelementen modellierten Teil. Für den oberen Flansch und den Steg in deren Bereich bis zu $z=505\text{mm}$, einschließlich der Schweißnähte, wurden die Elemente als lineare Volumselemente des Typs C3D8R gewählt. Für den unteren Teil des I-Träger und die Queraussteifung sind lineare Schalenelemente des Typs S4R gewählt worden. Für den Druckstempel wurde nur die Stempelspitze, mit dem Radius von 40mm modelliert. Anders als beim Druckstempel für die Studie I handelt es sich wieder um eine Halbkugel, bei der jedoch der untere Teil abgeflacht werden musste, um eine stabile Simulation zu erreichen. Die Elemente der Halbkugel sind Volumselemente des Typs C3D4. Die Netzgröße der Schiene am Stoß ($x=+50\text{mm}$) beträgt $15\times 15\text{mm}$ und vergrößert sich linear auf die Netzgröße von $35\times 15\text{mm}$. Die Netzgröße des oberen Teils der Kranbahnschiene beträgt am Schienenstoß $10\times 20\text{mm}$ und vergrößert sich zu den Trägerenden auf hin $40\times 20\text{mm}$. Für den unteren Kranbahnträgerteile, die Schalenelemente aufweisen, beträgt die Netzgröße $50\times 50\text{mm}$. Für das Auflager wurde ein Rollenlager definiert ($U_z = U_y = 0$). Außerdem wurde der Druckstempel so modelliert, dass nur eine Bewegung in vertikaler Richtung möglich ist ($U_x = U_y = R_x = R_y = R_z = 0$).

Die gesamten Kontaktbedingungen (Druckstempel auf Schienenkopf, Schienenfuß auf Oberflansch) wurden als „hard Contact“ modelliert. Jedoch wurde im Fall, bei der eine elastische Unterlage zwischen Schienenfuß und Oberflansch eingelegt wird, mit „Penalty“ – „Behaviour linear“ – wieder ein Bettungskennwert von $C_{UL}=20\text{kN/m}^3$ angesetzt. Das Tangentialverhalten ist mit einem Reibungskoeffizienten von $\mu=0,3$ berücksichtigt worden. Die Schweißnaht, die Queraussteifungen und die Längssteifen wurden mit der Funktion „Tie“ mit dem I-Träger starr verbunden.

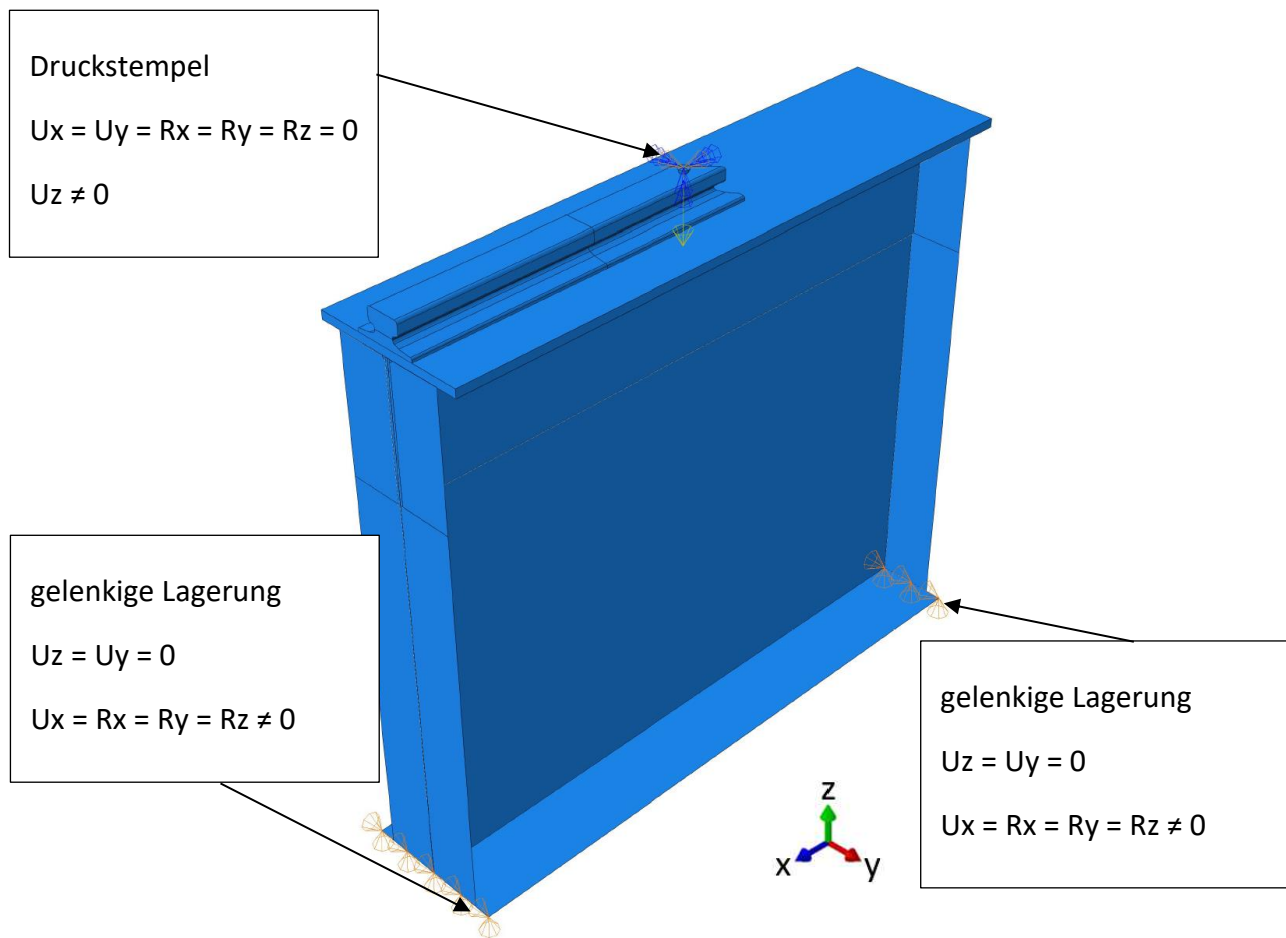


Abbildung 4.8: Randbedingungen für die Studie II

4.2. Vergleich und Interpretation der Ergebnisse für die Studie I mit zusätzlichen Längssteifen

In diesem Kapitel werden die Ergebnisse aus den Finite Elemente Simulationen mit den Werten gemäß der ÖNORM EN 1993-6 und den Messwerten der experimentellen Laborversuche verglichen. Die Studie I behandelt den Einfluss von zusätzlichen Längssteifen auf das lokale Tragverhalten des Kranbahnträgers. Die Studie I wird unterteilt in die Studie Ia - Modell mit nomineller Schienengeometrie und zentrischer Schienenlage; damit soll verglichen werden, inwiefern das Rechenmodell der ÖNORM und die Werte der Finite Elemente Simulation mit den Messwerten aus den Laborversuchen an einem realen Kranbahnträger übereinstimmen. Der zweite Teil ist die Studie Ib – Modell mit der tatsächlichen Schienengeometrie und gemessener exzentrischer Schienenlage ($e_s=6,3\text{mm}$); hier soll untersucht werden, ob durch Erhöhung des Detaillierungsgrades der Modellierung eine bessere Annäherung der Ergebnisse ε_z an einen realen Kranbahnträger gelungen ist. Die Ergebnisse werden in Kraft-Dehnungs-Diagrammen zusammengefasst, um einen direkten Vergleich zu ermöglichen.

Die Last für die nominelle Berechnung und für die ÖNORM Berechnung beträgt $F=800\text{kN}$. Für die nachfolgenden Diagramme sind auch die Werte aus den Laborversuchen für die Laststufe 800kN dargestellt. Für die Vergleiche wurden die vertikalen Dehnungen ε_z verwendet. Bei den Laborversuchen wurde die vertikalen Dehnungen ε_z [%] am Steg direkt über die DMS ermittelt. Die Auswertung der numerischen Simulationen in ABAQUS erfolgte ebenfalls in Form der vertikalen Dehnungen ε_z in Promille [%]. Die Ergebnisse aus der ÖNORM EN 1993-6 müssen von Spannungen in Dehnungen ε_z umgerechnet werden, dafür wurde die Formel (4.2) verwendet. Bei der Umrechnung wurde mit einer Querdehnzahl von $\nu = 0,3$. Die Werte σ_z ergeben sich aus der Normberechnung, entweder gerechnet in Form der Druckspannung $\sigma_{\text{oz,Ed}}$ nach Gleichung (2.1) infolge der Radlast $F=800\text{kN}$ oder in Form der Biegespannungen $\sigma_{\text{T,Ed}}$ nach Gleichung (2.5) durch eine exzentrische Radlast. Die Längsspannungen σ_x wurden in Excel für den vorliegenden einfeldrigen Kranbahnträger händisch berechnet.

$$\varepsilon_z = \frac{1}{E} * (\sigma_z - \nu * \sigma_x) \quad (4.2)$$

Die Verteilung der vertikalen Dehnungen $\varepsilon_{z,2}$ gemäß (4.2) werden in den Kraft-Dehnungs-Diagrammen als Block angenähert. Die Länge dieses Blockes entspricht der entsprechenden Lastausbreitungslänge. Die l_{eff} für den Kranbahnträger mit Stahlblech Unterlage (Fall b) ergibt sich nach der Gleichung (2.2) und beträgt $383,22\text{ mm}$ und für die elastischer Unterlage (Fall c) nach Gleichung (2.3) beträgt $476,52\text{ mm}$. Dabei muss noch erwähnt werden, dass die Lastausbreitungslänge bis an die Stelle berechnet wurde, an der die Dehnmessstreifen in den Laborversuchen befestigt waren (40mm unter dem oberen Flansch).

4.2.1. Studie Ia mit nomineller Schienengeometrie und ohne Schienenexzentrizität

In der Studie Ia wird das Verhalten des Kranbahnträgers mit Modell Ia – nomineller Schienengeometrie und zentrischer Schienenlage untersucht. Die Kraft-Dehnungs-Diagramme in Abb.4.9 zeigen die Ergebnisse für den zentrischen Lastfall und für die exzentrischen Lastfälle am Modell Ia, ohne Längssteifen und ohne Schienenstöße. Es soll der Einfluss der verschiedenen Lastfälle auf das Dehnverhalten untersucht werden.

Die in Abb.4.9a dargestellten vertikalen Dehnungen ε_z aus der Finite Elemente Berechnung sind höher als die Werte aus der ÖNORM EN 1993-6. Außerdem ist für den zentrischen Fall nur eine Kraft-Dehnungslinie dargestellt, da die Werte über die Stegdicke konstant sind. Wie bereits in Kapitel 3.5 genauer untersucht, sind die Messwerte aus den Laborversuchen direkt unter dem Punkt der Lasteinleitung durch einen Spalt zwischen Schienen und oberem Flansch geringer, als an den benachbarten Messpunkte. An der Stegvorderseite (+Richtung) beträgt die Dehnung $-0,105\%$ und an der Hinterseite des Stegs(-Richtung) $-0,177\%$. Zum Vergleich ergibt sich aus der FE-Berechnung eine vertikale Dehnung ε_z von $-0,603\%$ und aus der ÖNORM von $-0,538\%$.

Abb.4.9b und 4.9c zeigen die Ergebnisse für die exzentrischen Fälle ($e=+30\text{mm}$ für LF2 und $e=-30\text{mm}$ für LF3). Die FE-Berechnung ergibt, dass die Werte ε_z in der Stegachse bei allen drei Lastfällen beinahe identisch sind. Weiters sind die vertikalen Dehnungen der belasteten und der unbelasteten Seite bei LF2 und LF3 gleich. Werden die Kraft-Dehnungs-Diagramme in Abb.4.9 verglichen, so ist zu erkennen, dass die Werte ε_z der beiden exzentrischen Lastfälle gegenüber des zentrischen Lastfalles, an der belasteten Seite höhere sind. Diese Beobachtungen unterstützt das Rechenmodell der ÖNORM (Kapitel 2.2) mit der Addition der beiden Spannungskomponenten (vertikale konstante Druckspannung + Biegespannung). In Abb.4.9b und Abb.4.9c sind die Werte der ÖNORM für die unbelastete Seite höhere als jene der FE-Berechnung. Die vertikalen Dehnungen ε_z in der Stegachse und an der belasteten Seite sind bei der FE-Berechnung höher als die Werte der ÖNORM.

Grundsätzlich ist zu erkennen, dass die Messergebnisse aus den Laborversuchen geringer sind als die Ergebnisse aus der FE-Berechnung und der ÖNORM. Nur die Dehnmessstreifen, die jeweils 250mm von dem Belastungspunkt bei $x=0$ entfernt sind, weisen höhere vertikale Dehnungen auf. Es wird davon ausgegangen, dass es durch den Spalt zwischen Schienenfuß und oberem Flansch zu Spannungsumlagerungen kommt. Dadurch erfahren die außenliegenden Dehnmessstreifen (DMS1, DMS9, DMS2 und DMS10) höhere Dehnungen.

In Abb.4.10 sind die Kraft-Dehnungs-Diagramme der zentrischen Lastfälle mit Längssteifen an Position A und Position B dargestellt. Die Werte zufolge der FE-Berechnung und der ÖNORM in Abb.4.9a ohne Längssteifen und Abb.4.10 mit Längssteifen sind beinahe gleich. Demzufolge hat das Vorhandensein von Längssteifen keinen Einfluss auf die lokale Dehnung am Steg. Nur beim Vergleich

der Messergebnisse der Laborversuche zeigen sich Unterschiede, doch das grundsätzliche Dehnungsverhalten ist dasselbe.

Die Abb.4.11 und Abb.4.12 zeigen die Resultate für die exzentrischen Lastfälle ($e=+30\text{mm}$ und $e=-30\text{mm}$) und bei der Anbringung von Längssteifen. Die vertikalen Dehnungen der FE-Berechnung sind in Abb.4.11 und 4.12 für die belastete Seite und die unbelastete Seite identisch. Die Ergebnisse der ÖNORM Berechnung unterschätzen die maximalen Dehnungen in der Stegachse (grün) und an der Stegvorderseite (Abb.4.11 rot, Abb.4.12 blau). Doch die tatsächlichen Dehnungen aus den Laborversuchen sind geringer. Außerdem sind die Werte an der unbelasteten Trägerseite (Abb.4.11 blau, Abb.4.12 rot) gemäß ÖNORM höher als die zufolge der Finite Elemente Berechnung und der Experimente.

4. Finite Elemente Berechnungen

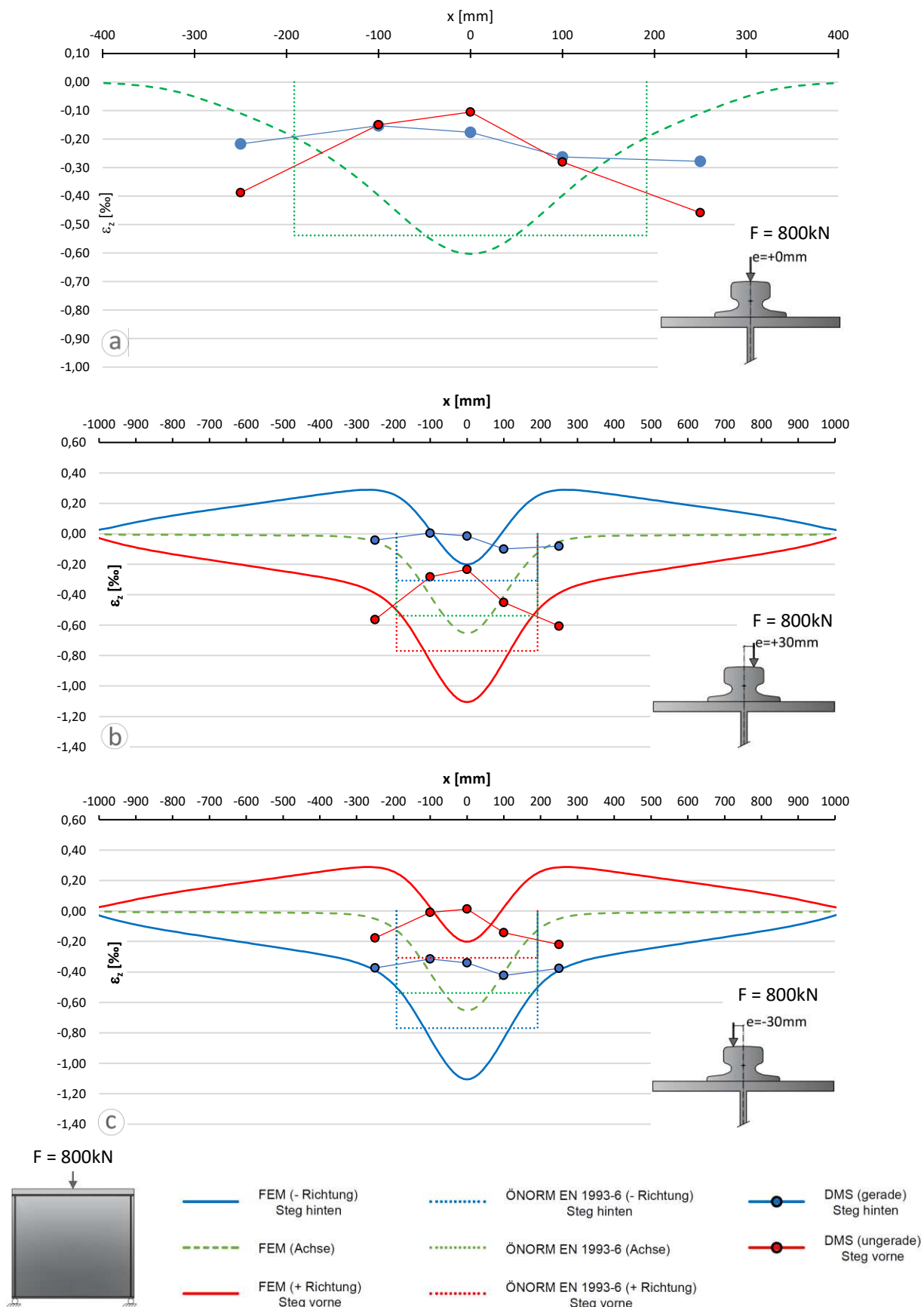


Abbildung 4.9: Vergleich der Ergebnisse der FE-Berechnung und der ÖNORM EN 1993-6 mit den Messwerten der Laborversuche für Studie Ia; mit Stahlblech Unterlage und ohne Längssteifen; LF1, LF2 und LF3

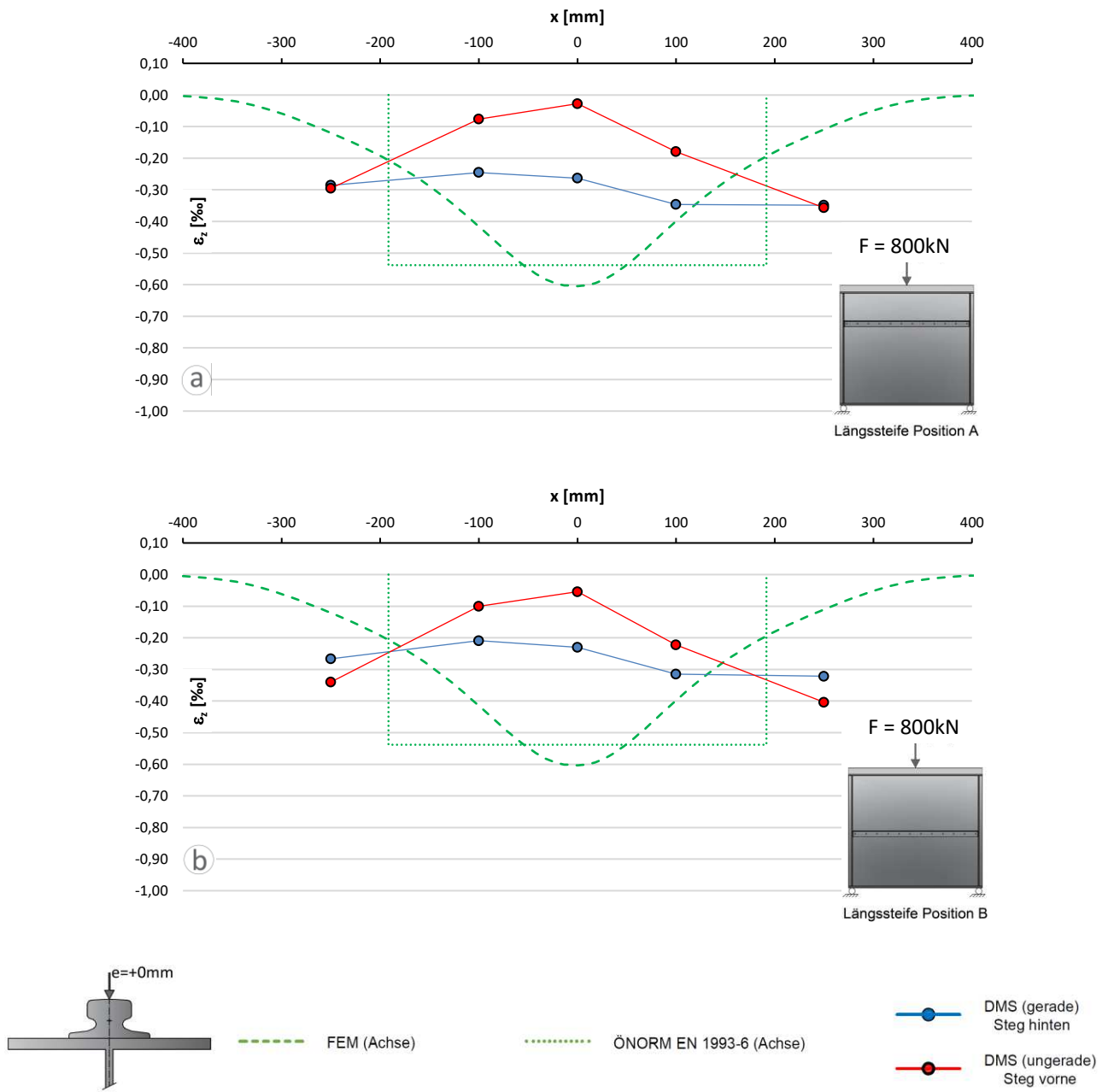


Abbildung 4.10: Vergleich der Ergebnisse der FE-Berechnung und der ÖNORM EN 1993-6 mit den Messwerten der Laborversuche für Studie Ia; mit Stahlblech Unterlage und mit Längssteifen; LF1 ($e=0$)

4. Finite Elemente Berechnungen

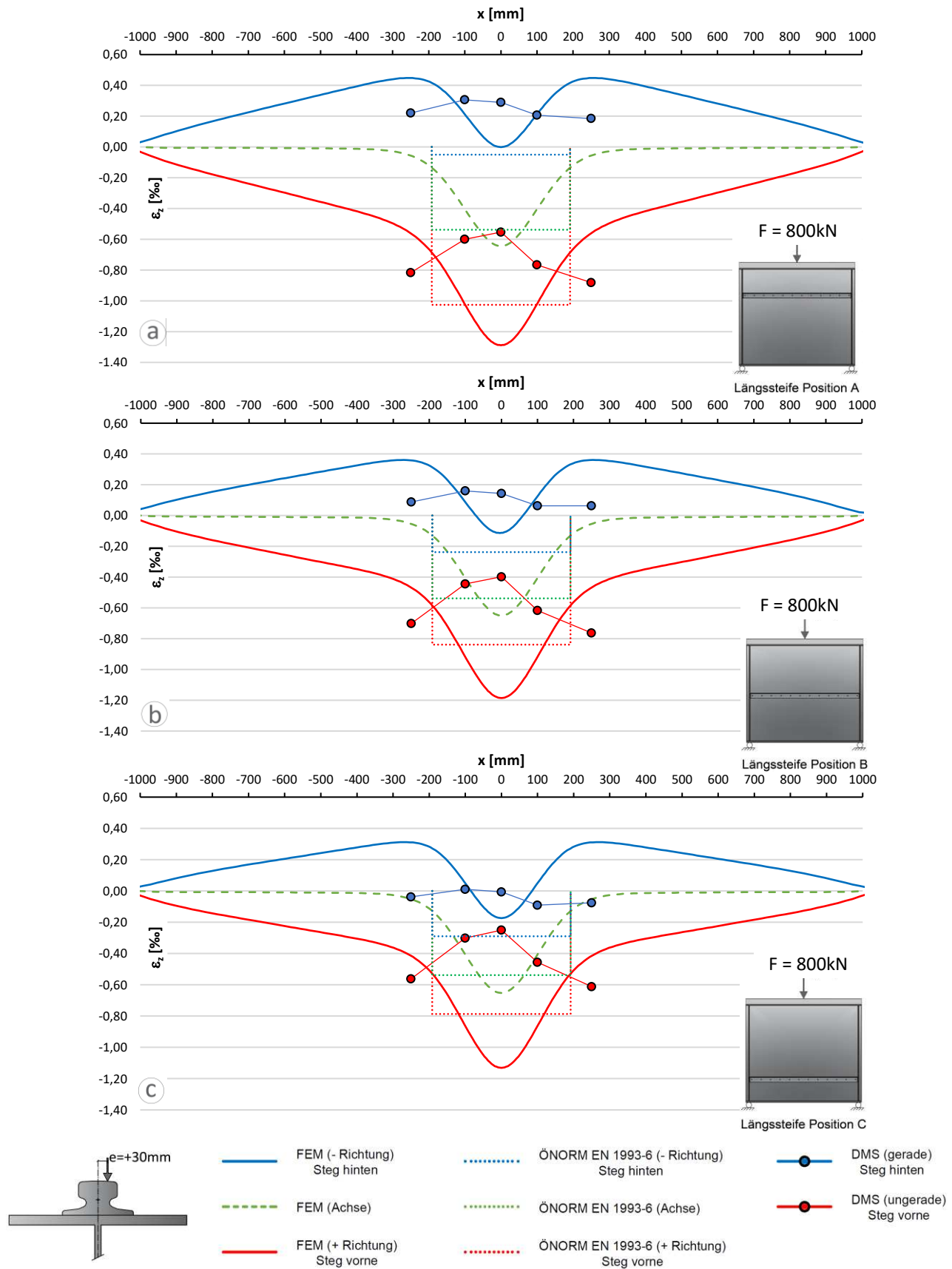


Abbildung 4.11: Vergleich der Ergebnisse der FE-Berechnung und der ÖNORM EN 1993-6 mit den Messwerten der Laborversuche für Studie Ia; mit Stahlblech Unterlage und mit Längssteifen; LF2 ($e = +30$ mm)

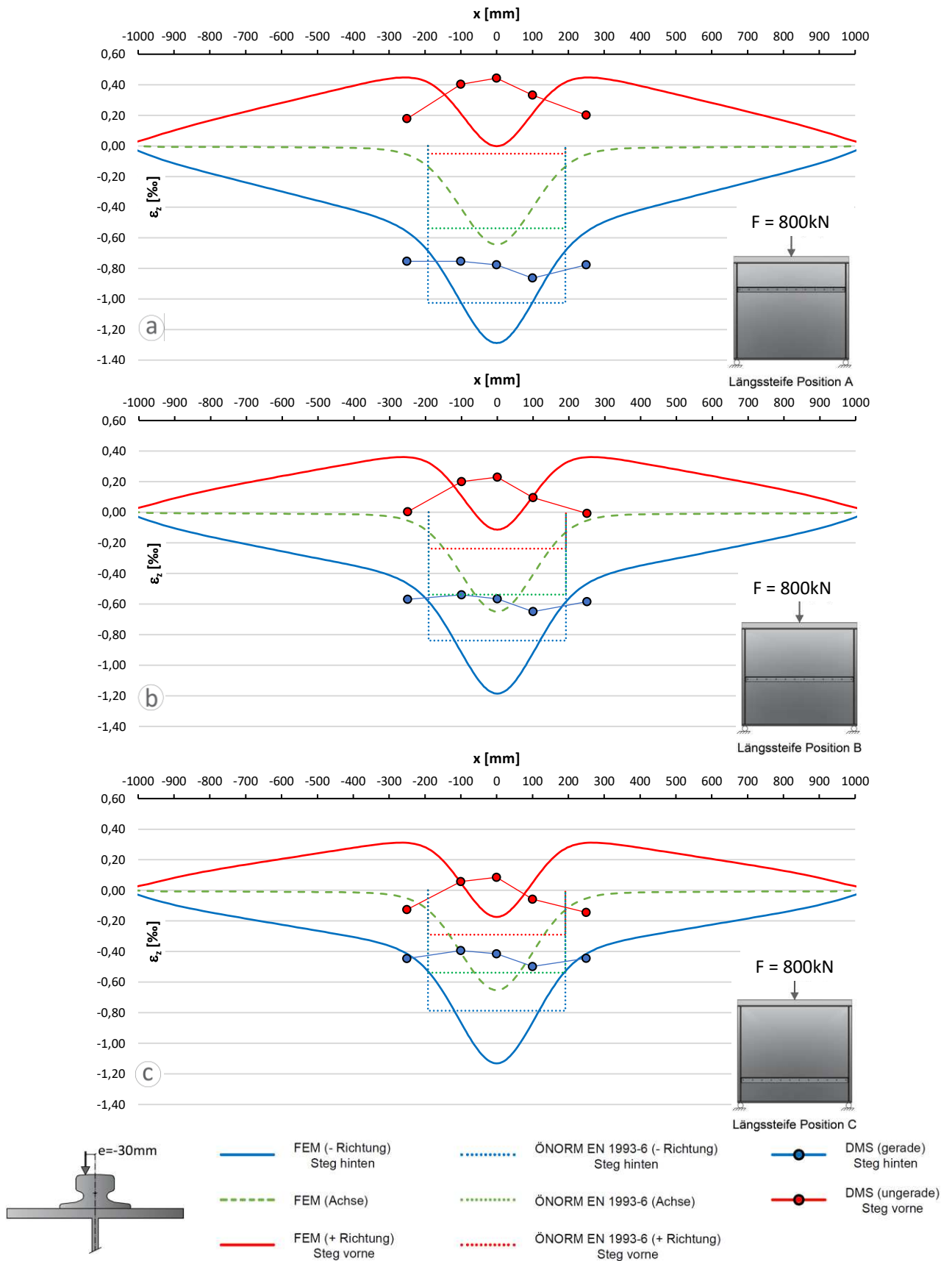


Abbildung 4.12: Vergleich der Ergebnisse der FE-Berechnung und der ÖNORM EN 1993-6 mit den Messwerten der Laborversuche für Studie Ia; mit Stahlblech Unterlage; und mit Längssteifen; LF3 ($e = -30\text{mm}$)

4.Finite Elemente Berechnungen

In den nachfolgenden Kraft-Dehnungs-Diagrammen sind die Ergebnisse für den zentrischen Fall und für die exzentrischen Fälle mit elastischer Unterlage zwischen Schienenfuß und Oberflansch, dargestellt, jeweils ohne Längssteifen.

Abb.4.13 zeigt die vertikalen Dehnungen ε_z für den LF1 und den LF2, einmal mit Stahlblech-Unterlage und eine mit elastischer Unterlage. Es soll veranschaulicht werden, wie der Einsatz einer nachgiebigen Elastomerunterlage die Dehnungen am Steg beeinflusst. Die Werte aller vier Diagramme ergeben sich infolge einer Prüfkraft von $F=800\text{kN}$. Zuerst werden die Finite Elemente Ergebnisse verglichen. Dabei ist zu erkennen, dass die maximalen vertikalen Dehnungen mit der Stahlblechunterlage höher sind, als mit der elastischen Unterlage. Die Werte der Dehnungen unter dem Punkt der Lasteinleitung ($x=0$) sind in Tab.4.1 anhand der FE-Ergebnisse zusammengefasst. In Abb.4.13a beträgt das Maximum $-0,603 \text{ ‰}$ und in Abb.4.13b $-0,359 \text{ ‰}$, dies bedeutet eine Reduktion von -40 Prozent. Im LF2 ($e=+30\text{mm}$) beträgt die Dehnung der belasteten Seite $-1,106 \text{ ‰}$ mit der Stahlunterlage und $-0,757 \text{ ‰}$ mit der elastischen Unterlage.

Tabelle 4.1: Vergleich der FE-Ergebnisse $\varepsilon_{z,\text{max}}$ für Stahlblech Unterlage und elastischer Unterlage mit Modell Ia – ohne Längssteifen

	Stahlblech Unterlage	Elastische Unterlage	Differenz [%]
LF1 ($e=0$)	-0.603 ‰	-0.359 ‰	$-40,5$
LF2 ($e=+30\text{mm}$)	-1.106 ‰	-0.757 ‰	$-31,6$

Mit dieser Beobachtung wird die Annahme der ÖNORM EN 1993-6 bestätigt, dass eine mindestens 6mm dicke nachgiebige Elastomerunterlage einen positiven Einfluss auf die effektive Lastausbreitungslänge l_{eff} hat und damit zu geringeren Spannungen $\sigma_{\text{Oz,Ed}}$ führt. In Kapitel 2.1 wurde beim Vergleich der Gleichung (2.2) und (2.3) erkannt, dass die elastische Unterlage eine ca. 30 prozentige Erhöhung der Lastausbreitungslänge bewirkt. Dadurch vergrößert sich die Fläche, über die die vertikale Druckspannung $\sigma_{\text{Oz,Ed}}$ infolge einer Radlast gleichmäßig verteilt wird und dementsprechend wird die Spannungsspitze im gleichen Ausmaß verringert.

Beim Analysieren der Unterschiede der Messergebnisse am realen Kranbahnträger ist generell zu erkennen, dass die elastische Unterlage zu einer gleichmäßigeren Dehnungsverteilung an der Stegvorderseite und an der Steghinterseite, im Gegensatz zu den Werten mit Stahlblech-Unterlage, führt. Durch die exzentrische Lage der Schiene, müssten sich für die Träger Vorderseite und die Rückseite für LF1 ($e=0$) unterschiedliche gemessene Dehnungen ergeben. Doch in Abb. 4.13b ist von der Imperfektion kaum etwas zu beobachten, die Werte sind beinahe gleich. Abb.4.13a zeigt jedoch, dass die Vorderseite des Steges unterschiedliche Werte aufweist als die Rückseite des Stegs. Die Ergebnisse in Abb.4.13c und 4.13d präsentieren das Dehnungsverhalten infolge exzentrischer Radlast. Hier ist zu erkennen, dass die Resultate mit elastischer Unterlage an der belasteten Seite

und an der unbelasteten Seite relativ parallel zueinander verlaufen, während sich in Abb.4.13c die Dehnungen unterschiedlich verhalten. Die gemessenen Dehnungen die 250mm von der Lasteinleitung entfernt sind, haben bei elastischer Unterlage die höchsten Werte.

Außerdem werden die vertikalen Dehnungen gemäß ÖNORM EN 1993-6 besser beschrieben, wenn zwischen Schiene und Träger die elastische Unterlage vorhanden ist.

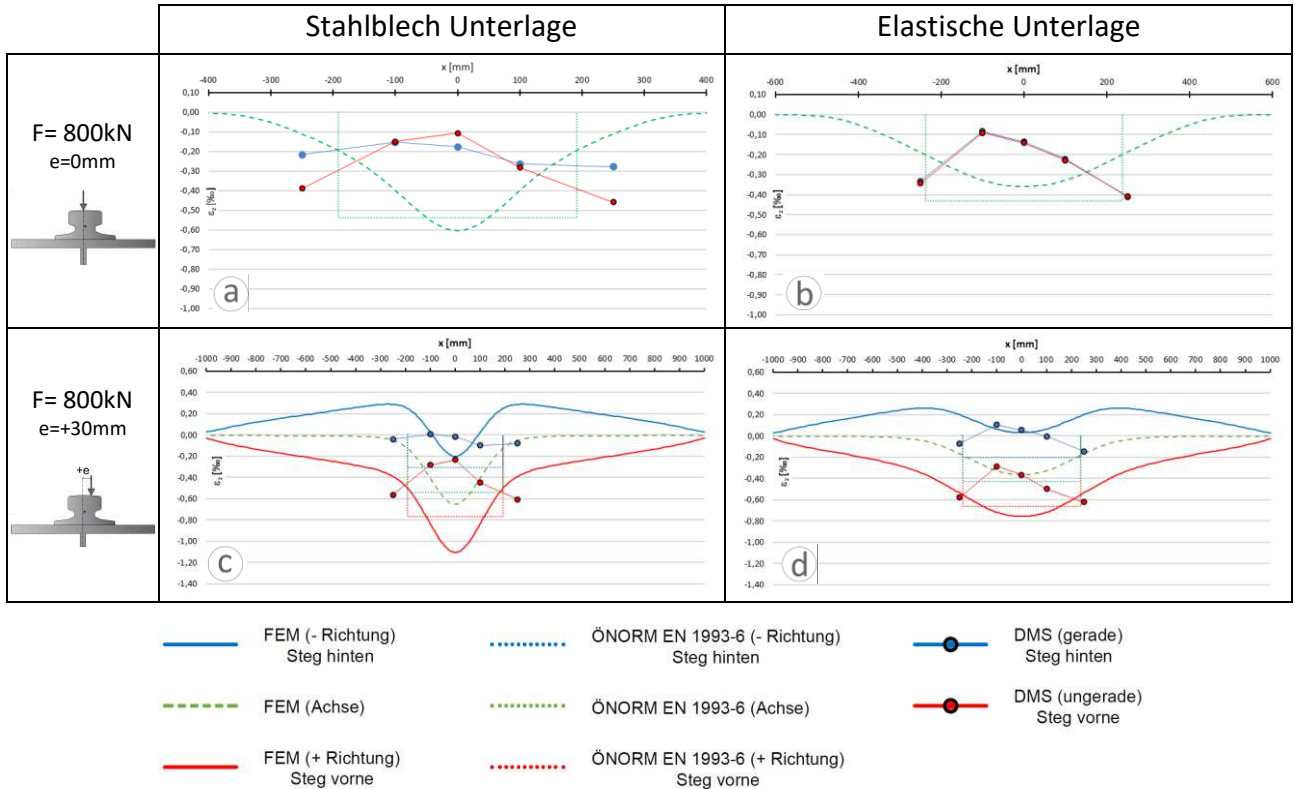


Abbildung 4.13: Vergleich der Ergebnisse für Stahlblech Unterlage und elastischer Unterlage mit Modell Ia – ohne Längssteifen

Die in Abb.4.14 dargestellten Diagramme zeigen die Ergebnisse aus der ÖNORM, FE-Berechnung und den Laborversuchen für den zentrischen Lastfall und die exzentrischen Lastfälle, ohne Anbringung von Längssteifen am Trägersteg. Es soll untersucht werden, welchen Einfluss die Lasteinleitung auf die Stegbiegespannungen des Kranbahnträgers hat.

Die Ergebnisse laut ÖNORM EN 1993-6 und infolge zentrischer Belastung erfassen die tatsächlichen maximalen Dehnungen gut. Jedoch unterschätzt die FE-Berechnung die gemessenen Werte an den DMS, die 250mm von der lokalen Radlast entfernt sind, sehr. Dies bedeutet, dass für diesen Fall weitere Maßnahmen am Finite Element Modell zu vollziehen sind, um die Realität besser abzubilden. Offensichtlich bewirkt der Spalt zwischen Schiene und oberem Flansch, direkt unter Einleitung der Prüflast, dass die Druckspannungen dort höher sind, wo der erste Kontakt vorhanden ist.

Für die exzentrischen Fälle (Abb.4.14b und Abb.4.14c) beschreibt die analytische Berechnung (ÖNORM) und die Simulation (FEM) das Dehnungsverhalten des Stegs des Kranbahnträgers relativ gut. Es zeigt sich, dass die maximalen vertikalen Dehnungen der numerischen Berechnung (FEM), im Vergleich zu den gemessenen Werten, auf der sicheren Seite liegen.

Abb.4.15 zeigt die Kraft-Dehnungs-Diagramme des zentrischen Lastfalles mit angebrachten Längssteifen, an verschiedenen Positionen am Steg. Da die Ergebnisse beinahe dieselben sind, wie im Diagramm Abb.4.13b ohne Längssteifen, lässt dies darauf schließen, dass die Lage der Längssteifen für diesen Lastfall keine Auswirkung auf das Tragverhalten haben.

Für die exzentrischen Fälle in Abb.4.16 und 4.17 bewirkt das Vorhandensein von Längssteifen merklich eine Veränderung der Ergebnisse in den Diagrammen. Sowohl die gemessenen Werte, als auch für die Resultate der FE-Berechnung und entsprechend der ÖNORM, nimmt die Differenz der Druck-Dehnungen zwischen Vorderseite und Hinterseite zu, während die Dehnungen in der Stegachse gleich groß bleiben. Die Differenz zwischen belasteter und unbelasteter Stegseite ist am größten, wenn die Längssteife an der Position A (Abb.4.16a und 4.17a) liegt. Wird die Längssteife an Position C (Abb.4.16c und Abb.4.17c) angebracht, so zeigen sich die nahezu gleichen Ergebnisse, wie wenn keine Längssteife am Steg angebracht ist. Offensichtlich beeinflusst das angeschraubte Winkelprofil an dieser Stelle nicht das Biegeverformungsverhalten des Steges des Kranbahnträgers.

Grundsätzlich zeigen die Vorhersagen der FE-Berechnung und der ÖNORM eine gute Übereinstimmung mit den gemessenen vertikalen Dehnungen ε_z infolge der lokalen Radlast. Beim Kraft-Dehnungs-Diagramm Abb.4.16a und 4.17a für exzentrische Belastung und die nächste Längssteifenlage unterschätzt die analytische Berechnung und die numerische Simulation die tatsächlich auftretenden Dehnungen an der belasteten Seite. Bei Abb.4.16b,4.17b,4.16c und 4.17c für die beiden tieferen Längssteifenlagen werden die gemessenen vertikalen Dehnungen gut vorhergesagt. Die entsprechenden FE-Berechnungen und die Berechnungen nach ÖNORM zeigen, dass die Tendenz in die richtige Richtung geht die Biegespannungen werden größer, je höher die Längssteife am Trägersteg befestigt wird. Jedoch werden die Dehnungen augenscheinlich von mehr Parametern beeinflusst als nur von der Annahme, dass sich die Steghöhe h_w auf das Maß h_w^* verringert. Die analytischen Berechnungen (ÖNORM) erfassen die Dehnungen an der unbelasteten Seite besonders ungenau. Hier ergeben die numerischen Simulationen (FEM) genauere Werte.

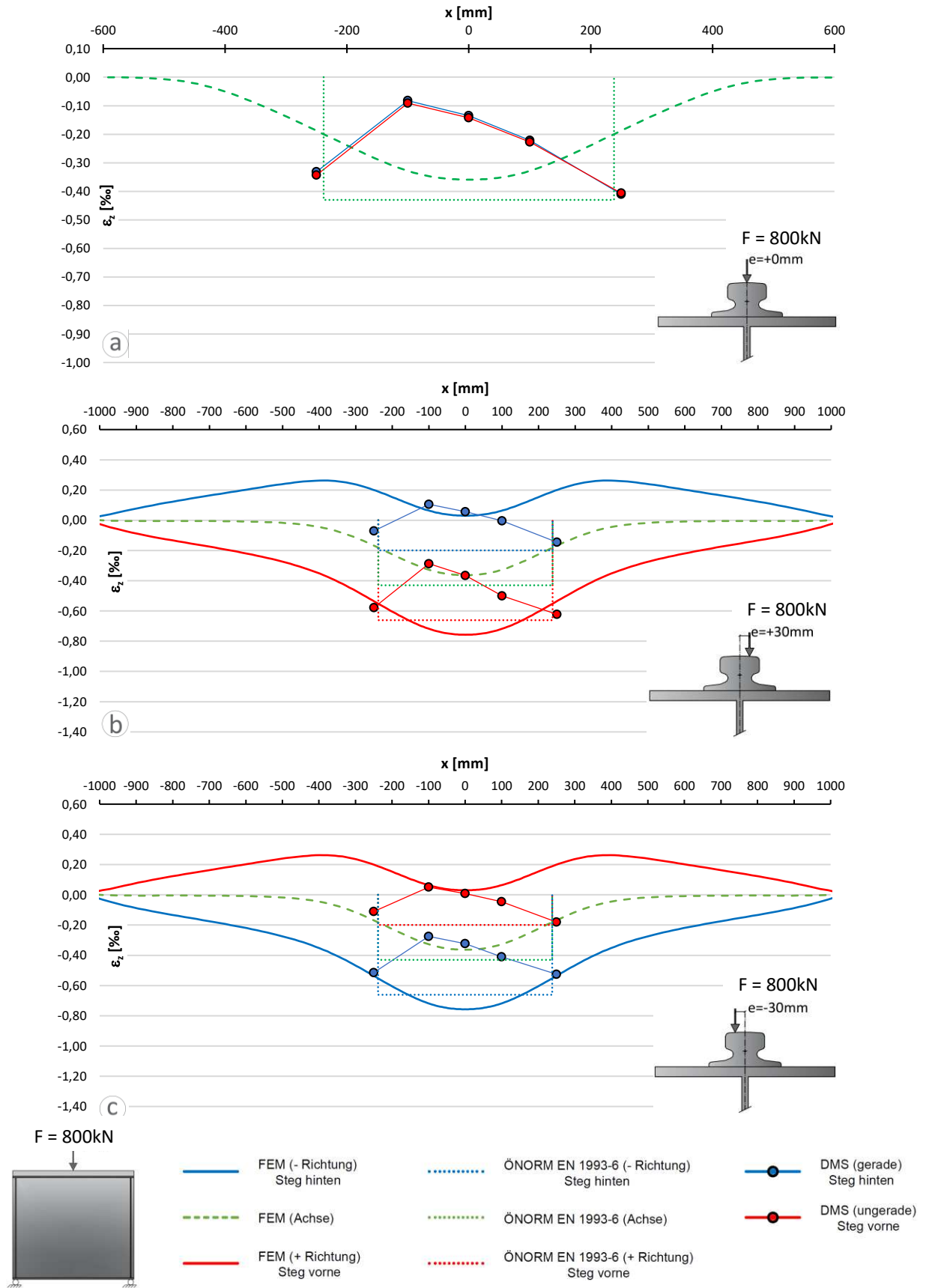


Abbildung 4.14: Vergleich der Ergebnisse der FE-Berechnung und der ÖNORM EN 1993-6 mit den Messwerten der Laborversuche für Studie Ia; mit elastischer Unterlage und ohne Längssteifen; LF1, LF2 und LF3

4. Finite Elemente Berechnungen

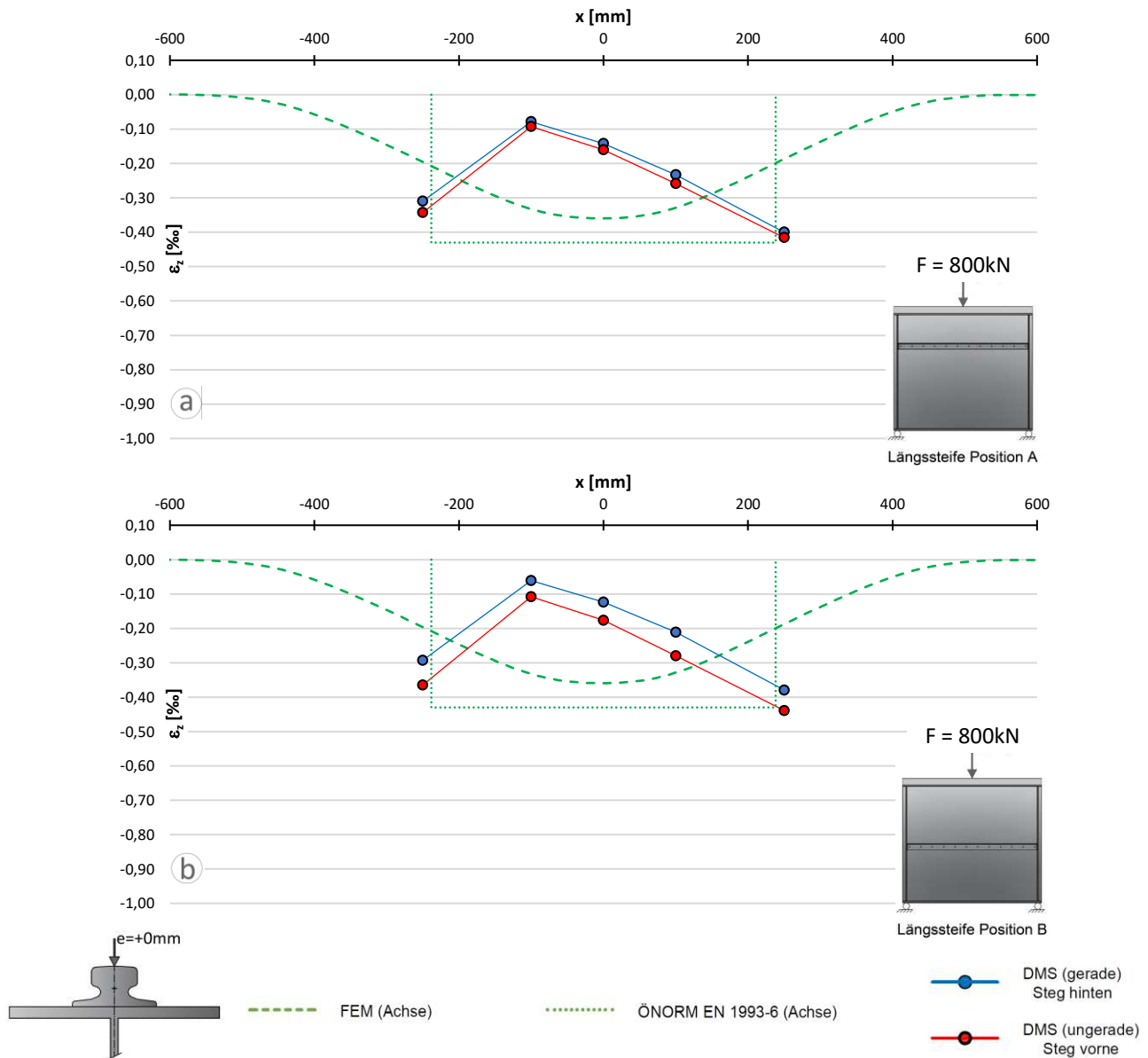


Abbildung 4.15: Vergleich der Ergebnisse der FE-Berechnung und der ÖNORM EN 1993-6 mit den Messwerten der Laborversuche für Studie Ia; mit elastische Unterlage und mit Längssteifen; LF1 (e=0)

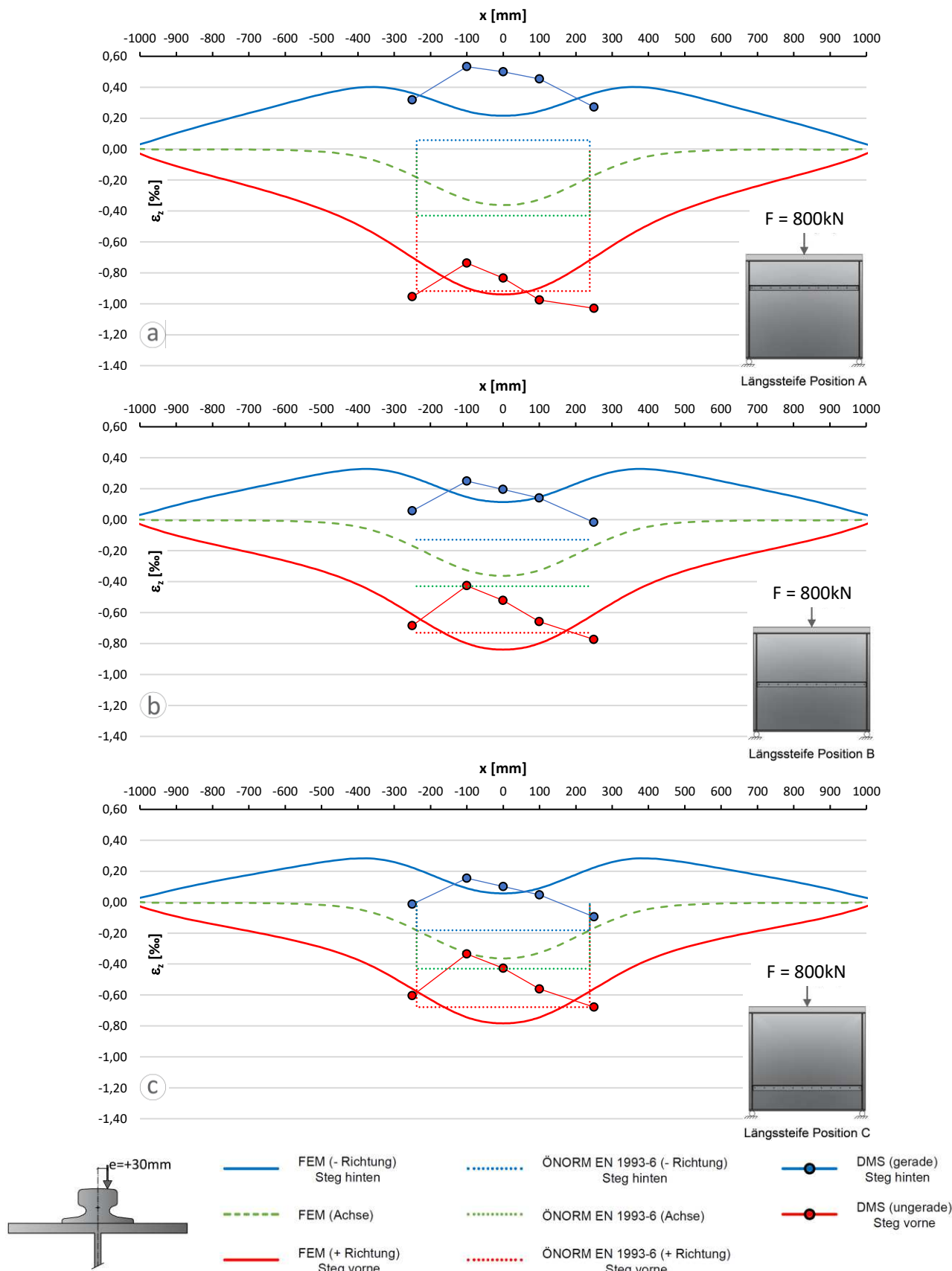


Abbildung 4.16: Vergleich der Ergebnisse der FE-Berechnung und der ÖNORM EN 1993-6 mit den Messwerten der Laborversuche für Studie Ia; mit elastischer Unterlage; und mit Längssteifen; LF2 ($e=+30\text{mm}$)

4. Finite Elemente Berechnungen

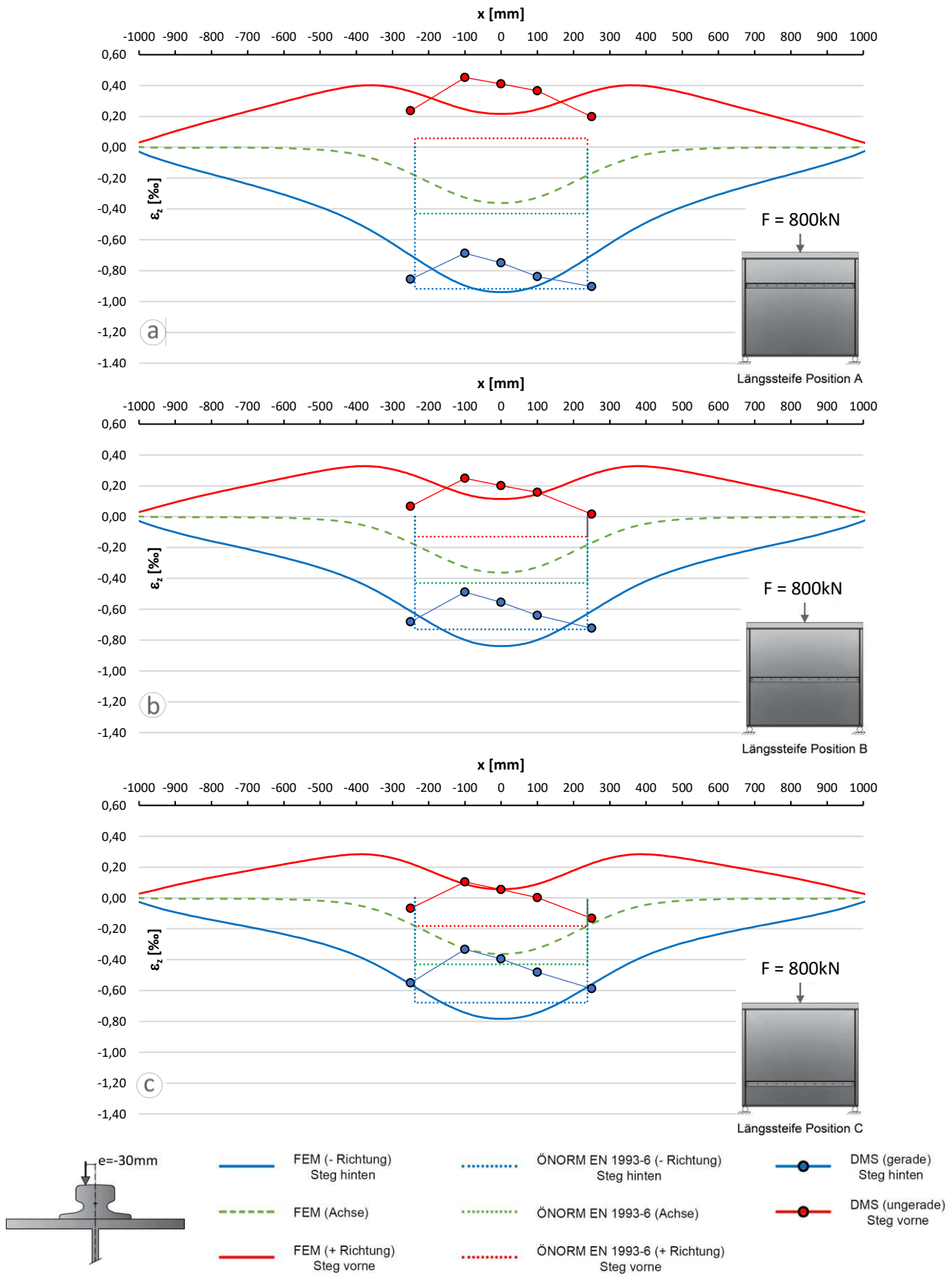


Abbildung 4.17: Vergleich der Ergebnisse der FE-Berechnung und der ÖNORM EN 1993-6 mit den Messwerten der Laborversuche für Studie Ia; mit elastischer Unterlage und mit Längssteifen; LF3 (e=-30mm)

4.2.2. Studie Ib mit der tatsächlichen Schienengeometrie und Schienenlage

In der Studie Ib wird das Verhalten des Kranbahnträgers mit tatsächlicher Schienengeometrie und exzentrischer Schienenlage ($e_s=6,30\text{mm}$) untersucht. Es soll herausgefunden werden, ob die zusätzlichen Maßnahmen am Finite Elemente Modell eine realgetreue Vorhersage der vertikalen Dehnungen ε_z bringen.

Abb.4.18 zeigt eine Gegenüberstellung der Ergebnisse für den LF1 und den LF2, einmal für Modell Ia und einmal für Modell Ib, beide mit Stahlblech-Unterlage und ohne Längssteifen. Es soll veranschaulicht werden, wie die zusätzlichen Maßnahmen am Finite Elemente Modell die Dehnungen am Steg beeinflussen. Die Werte aller vier Diagramme ergeben sich infolge einer Prüfkraft von 800kN und die Messergebnisse (DMS) sind für beide Modelle identisch. Im ersten Schritt werden die Finite Elemente Ergebnisse für LF1 verglichen. Dabei ist zu erkennen, dass für Modell Ib die Werte an der Vorderseite und an der Hinterseite unterschiedlich sind. Durch die Modellierung der Exzentrizität der Schiene in Modell Ib sind die Dehnungen an der Vorderseite des Trägerstegs höher als an der Rückseite. Der Grund dafür ist, dass durch die Exzentrizität der Schiene offenbar einer Verdrehung des Obergurtes und damit verbunden eine Zusatzbelastung am Steg entsteht. Zum Gegensatz dazu sind die Werte für Modell Ia und LF1 an der Vorderseite und an der Hinterseite dieselben und dadurch ist nur eine Kraft-Dehnungs-Linie (grün) dargestellt. Interessant ist, dass die maximale vertikale Dehnung in Modell Ia und jene für die Vorderseite in Modell Ib annähernd übereinstimmen.

Abb.4.18c und Abb.4.18d zeigen die Kraft-Dehnungslinien für den exzentrischen LF2. Hier sind in den Dehnungen keine signifikanten Unterschiede festzustellen. Offensichtlich haben die geringe Exzentrizität der Schiene wie auch das genauere Modellieren der Schweißnähte keinen Einfluss auf die Ergebnisse.

Die Werte maximalen der Dehnungen unter dem Punkt der Lasteinleitung sind in Tab.4.2 ersichtlich. In Abb.4.18a für LF1 ist das Maximum $-0,603\text{‰}$ und in Abb.4.18b $-0,632\text{‰}$, dies bedeutet eine Zunahme von $+4,8$ Prozent von Ia zu Ib. Im LF2 beträgt die Dehnung der belasteten Seite $-1,106\text{‰}$ für Modell I und $-1,159\text{‰}$ für Modell II, dies bedeutet ebenfalls eine Zunahme von $+4,8$ Prozent von Ia zu Ib.

Tabelle 4.2: Vergleich der FE-Ergebnisse $\varepsilon_{z,\max}$ für Modell Ia und Modell Ib (mit Stahlblech-Unterlage und ohne Längssteifen)

	Modell Ia	Modell Ib	Differenz [%]
LF1 ($e=0$)	$-0,603\text{‰}$	$-0,632\text{‰}$	$+4,8$
LF2 ($e=+30\text{mm}$)	$-1,106\text{‰}$	$-1,159\text{‰}$	$+4,8$

4. Finite Elemente Berechnungen

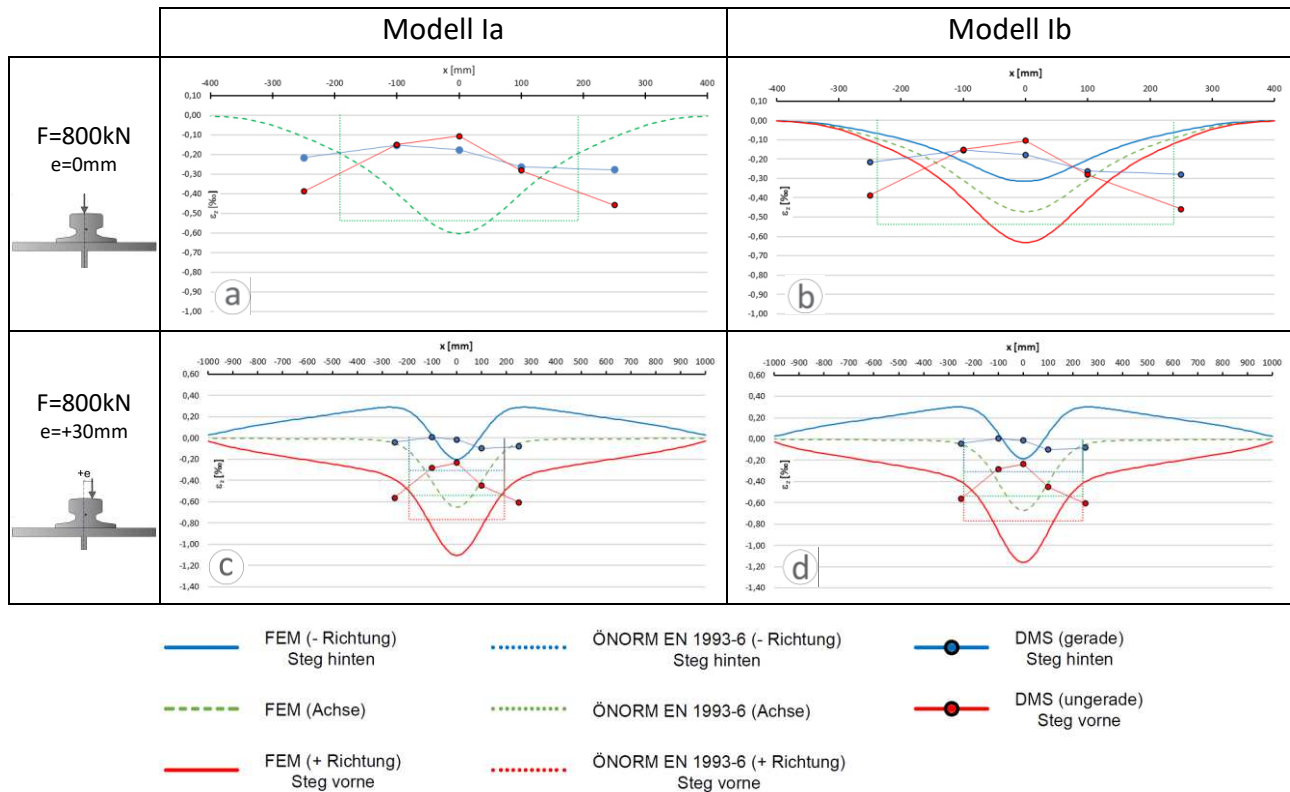


Abbildung 4.18: Vergleich der Ergebnisse von LF1 und LF2 für Modell Ia und Modell Ib – mit Stahlblech-Unterlage und ohne Längssteifen

In den nachfolgenden Kraft-Dehnungs-Diagrammen sind die Ergebnisse für den zentrischen Fall und die exzentrischen Fälle mit Stahlblech Unterlage zwischen Schienenfuß und Oberflansch, mit und ohne Längssteifen dargestellt. Mit Abb.4.19 soll der Einfluss der verschiedenen Lastfälle, im Fall ohne Längssteifen, auf das lokale Dehnungsverhalten am Steg untersucht werden. Die Ergebnisse der numerischen Simulation mit zentrischer Belastung für Modell Ib zeigen dieselbe Tendenz wie die gemessenen Werte (Abb.4.1a). In beiden Fällen kommt es trotz zentrischer Belastung, zu unterschiedlichen Ergebnissen an der Vorderseite und an der Hinterseite des Steges. Dennoch werden wesentlich höhere vertikale Dehnungen vorhergesagt, als wirklich gemessen wurden. Wie schon in Kapitel 3.5 herausgefunden, kommt es zu Spannungsumlagerungen, da direkt unter der Prüflasteinleitung kein Kontakt zwischen Schiene und oberem Flansch vorhanden ist. Auch die Berechnung gemäß der ÖNORM EN1993-6 ergibt konservativere Werte als sie bei den Laborversuchen aufgetreten sind.

Für die exzentrischen Lastfälle nimmt die Differenz der lokalen Dehnungen ε_z zwischen Vorderseite und Hinterseite zu. Werden die Ergebnisse aus LF2 und LF3 verglichen (Abb.4.19b/c), so ist zu erkennen, dass die Exzentrizität der Schiene keinen wesentlichen Einfluss auf die Simulation hat. Für die belastete und für die unbelastete Seite des Trägersteges ergeben sich annähernd die gleichen Werte ε_z . Abb.4.19b und Abb.4.19c zeigen, dass an der unbelasteten Seite viel größere

Zugspannungen (positive Dehnung) vorhergesagt werden, jedoch wurde keine positive Dehnung gemessen. Die ÖNORM als auch die FE-Berechnung überschätzen die gemessenen Dehnungen deutlich.

Die Abb.4.20 präsentiert die Resultate für den zentrischen Lastfall mit zusätzlichen Längssteifen. Im Gegensatz zum Kraft-Dehnungs-Diagramm in Abb.4.19a ohne Längssteifen zeigen sich keine Unterschiede zwischen den Dehnungen an der Vorderseite und an der Hinterseite. Die Dehnungen in der Stegachse sind durchgehend dieselben, mit und ohne Längssteifen. Diese Werte in der Stegmitte sollten auch für LF1 ($e=0$) immer die gleichen bleiben, da sie infolge der reinen zentrischen Radlasteinwirkung auftreten.

In Abb.4.21 und Abb.4.22 sind die Diagramme für den LF2 und LF3, mit zusätzlichen Längssteifen dargestellt. Die FE-Berechnung ergibt, dass die Werte in der Stegachse bei allen Lastfällen beinahe identisch sind. Auch hier zeigen sich, trotz der Exzentrizität der Schiene, keine Unterschiede in den Ergebnissen von LF2 und LF3. Wie bereits bei der Analyse der Ergebnisse mit Modell Ia gezeigt, sind die Unterschiede zwischen Vorderseite und Hinterseite am größten, wenn sich die Längssteifen an Position A befinden. Befindet sich das Winkelprofil an der Position C, sind die vertikalen Dehnungen beinahe dieselben wie ohne Längssteifen. Die Vorhersagen der FE-Simulation sind für die unbelastete Seite des Trägers gut. An der belasteten Seite sind die tatsächlichen Dehnungen geringer. Die ÖNORM erfasst die Dehnungen am besten, wenn die Längssteifen an Position B befestigt sind.

4. Finite Elemente Berechnungen

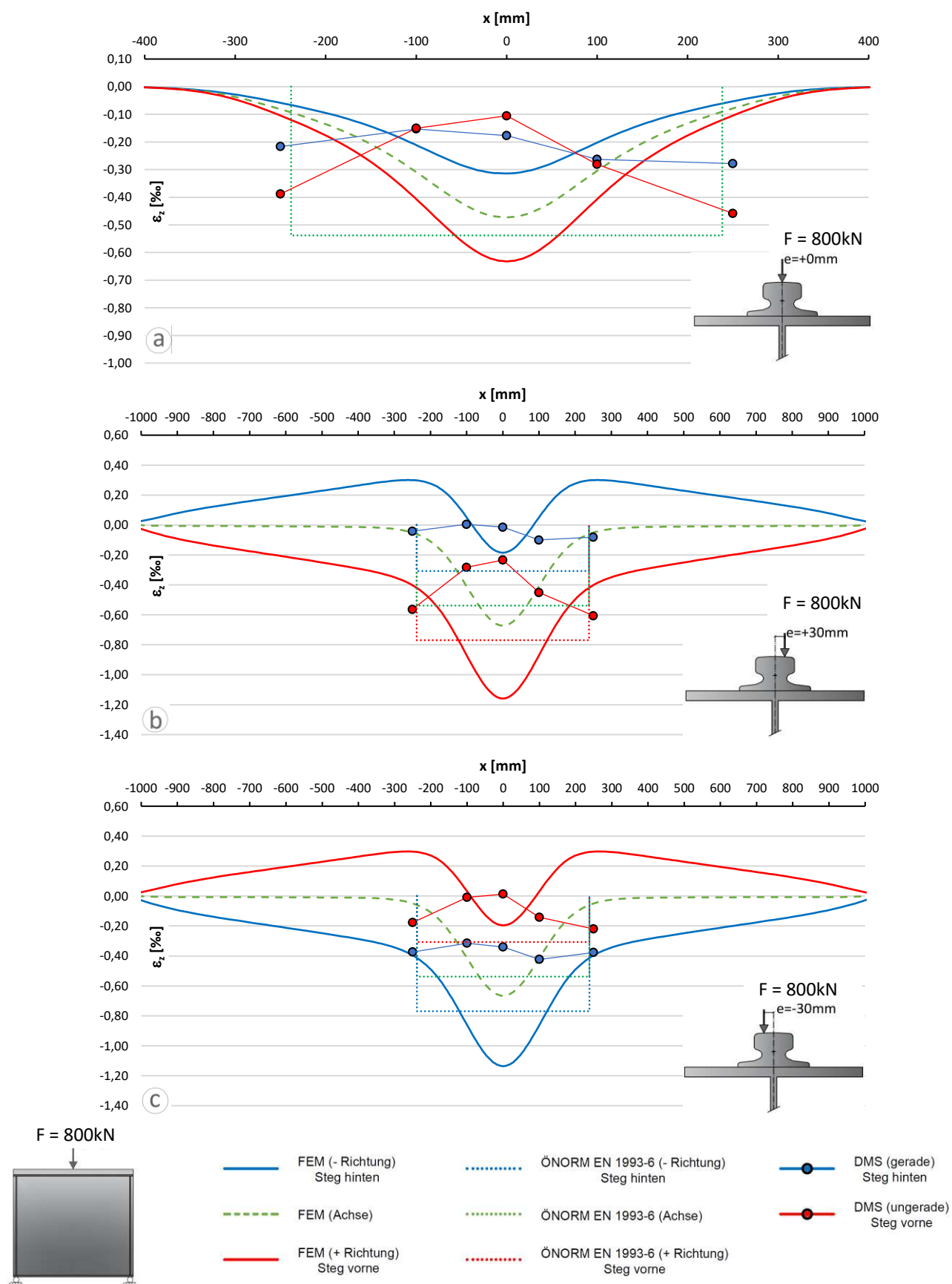
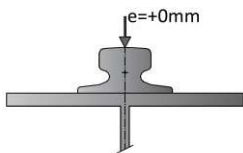
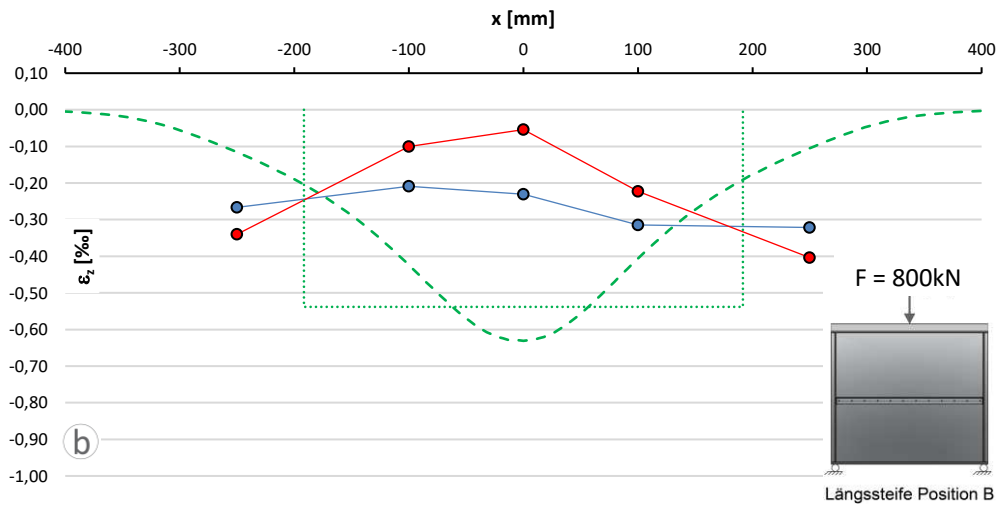
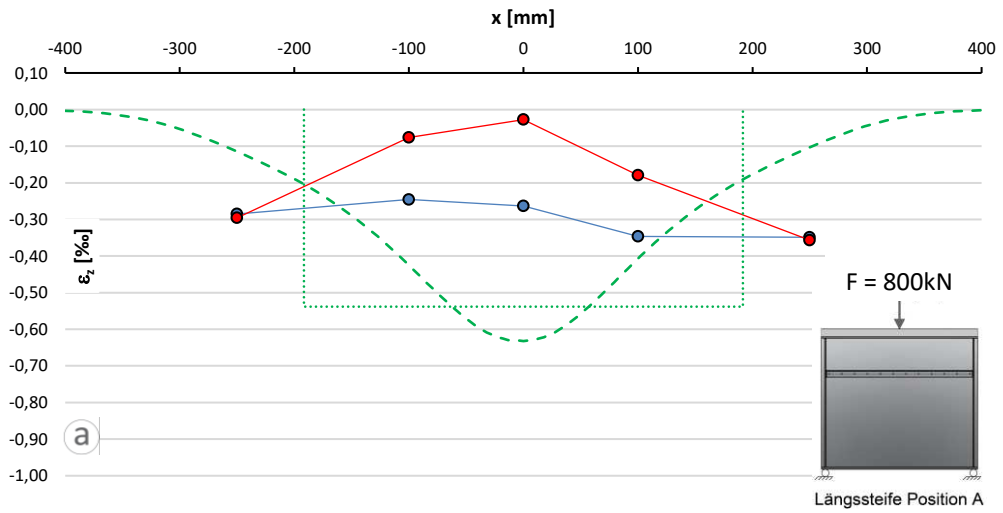


Abbildung 4.19: Vergleich der Ergebnisse der FE-Berechnung und der ÖNORM EN 1993-6 mit den Messwerten der Laborversuche für Studie Ib; mit Stahlblech Unterlage und ohne Längssteifen; LF1, LF2 und LF3



--- FEM (Achse)

..... ÖNORM EN 1993-6 (Achse)

- DMS (gerade) Steg hinten
- DMS (ungerade) Steg vorne

Abbildung 4.20: Vergleich der Ergebnisse der FE-Berechnung und der ÖNORM EN 1993-6 mit den Messwerten der Laborversuche für Studie Ib; mit Stahlblech Unterlage und mit Längssteifen; LF1 ($e=0\text{mm}$)

4. Finite Elemente Berechnungen

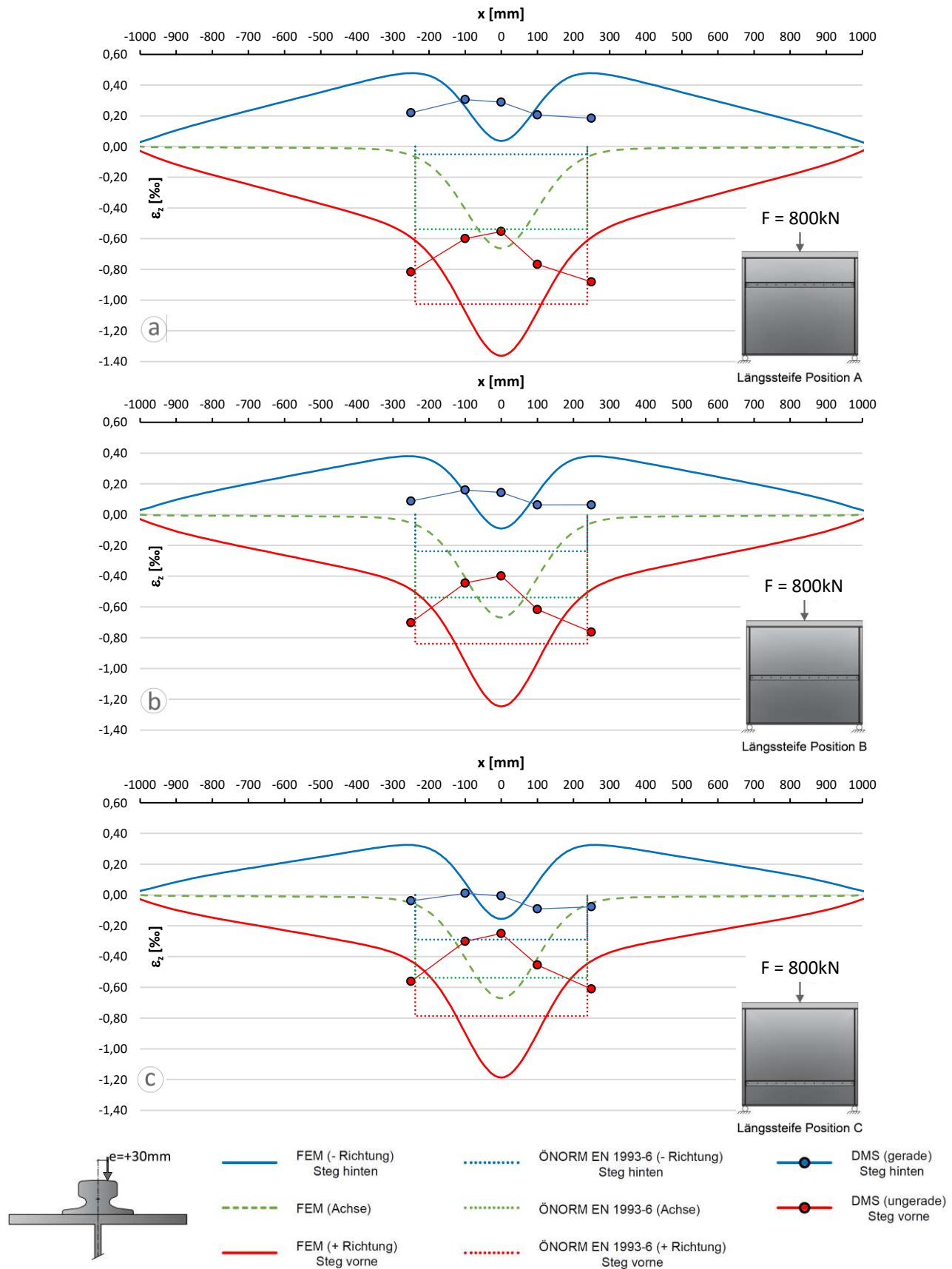


Abbildung 4.21: Vergleich der Ergebnisse der FE-Berechnung und der ÖNORM EN 1993-6 mit den Messwerten der Laborversuche für Studie Ib; mit Stahlblech Unterlage und mit Längssteifen; LF2 ($e=+30\text{mm}$)

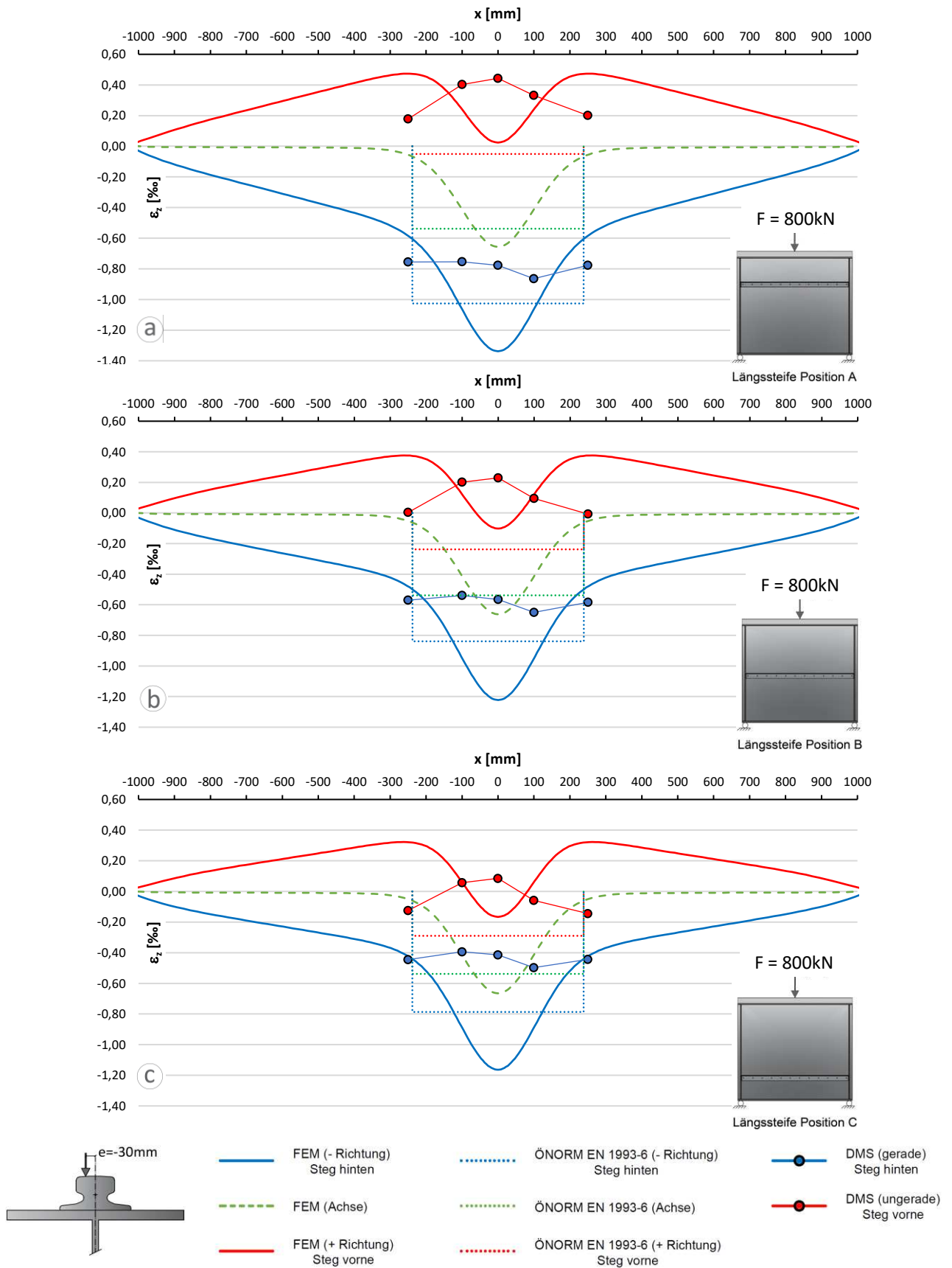


Abbildung 4.22: Vergleich der Ergebnisse der FE-Berechnung und der ÖNORM EN 1993-6 mit den Messwerten der Laborversuche für Studie Ib; mit Stahlblech Unterlage und mit Längssteifen; LF3 ($e = -30\text{mm}$)

In den nachfolgenden Kraft-Dehnungs-Diagrammen sind die Ergebnisse für den zentrischen Fall und die exzentrischen Fälle mit elastischer Unterlage zwischen Schienenfuß und Oberflansch dargestellt, ebenfalls mit und ohne Längssteifen.

Abb.4.23 zeigt die vertikalen Dehnungen für den LF1 und den LF2 einmal mit Stahlblech Unterlage und einmal mit elastischer Unterlage, jeweils ohne Längssteife. Es soll veranschaulicht werden, wie der Einsatz einer nachgiebigen Elastomerunterlage die Dehnungen am Steg beeinflusst. Die Werte aller vier Diagramme ergeben sich infolge einer Prüfkraft von 800kN. Die numerischen Ergebnisse (FEM) mit Stahlblech Unterlage zeigen höhere vertikale Dehnungen als die Werte mit elastischer Unterlage. Weiters ist zu beobachten, dass die Werte in Abb.4.20a mit Stahlblech-Unterlage, trotz des zentrischen Lastfalls, eine Differenz der lokalen Dehnung zwischen Vorderseite und Hinterseite haben, während in Abb.4.20b auf beiden Stegseiten beinahe identische Dehnungen vorhanden sind. Offensichtlich schafft die elastische Unterlage eine kraftverteilende Wirkung und damit eine gleichmäßige Belastung des Steges, in Tiefenrichtung. Beim exzentrischen Lastfall mit der Stahlblech-Unterlage (Abb.4.23c) steigen die vertikalen Dehnungen zur Trägermitte hin, ab $x=\pm 250\text{mm}$ um stärker an als bei den Ergebniswerten mit elastischer Unterlage (Abb.4.23d).

Die Werte in Tab.4.3 zeigen die maximalen Dehnungen unter dem Punkt der Lasteinleitung. In Abb.4.23a ist für LF1 das Maximum $-0,632\text{‰}$ und in Abb.4.23b $-0,378\text{‰}$, eine dies bedeutet Abnahme von -40 Prozent gegenüber den Ergebnissen mit Stahlblech Unterlage. Im LF2 beträgt die Dehnung der belasteten Seite $-1,159\text{‰}$ mit der Stahlunterlage und $-0,784\text{‰}$ mit der elastischen Unterlage, eine dies bedeutet Abnahme von $32,4$ Prozent (vgl. Abb.4.23c/d).

Tabelle 4.3: Vergleich der FE-Ergebnisse $\varepsilon_{z,\max}$ für Stahlblech Unterlage und elastischer Unterlage mit Modell Ib – ohne Längssteifen

	Stahlblech Unterlage	Elastische Unterlage	Differenz [%]
LF1 (e=0)	$-0,632\text{‰}$	$-0,378\text{‰}$	$-40,0$
LF2 (e=+30mm)	$-1,159\text{‰}$	$-0,784\text{‰}$	$-32,4$

Mit dieser Beobachtung wird die Annahme der ÖNORM EN 1993-6 bestätigt, dass eine mindestens 6mm dicke nachgiebige Elastomerunterlage einen positiven Einfluss auf die effektive Lastausbreitungslänge l_{eff} hat. Dadurch vergrößert sich die Fläche, über die die vertikale Druckspannung $\sigma_{oz,Ed}$ infolge einer Radlast gleichmäßig verteilt wird und dementsprechend wird die Spannungsspitze im gleichen Maße verringert.

Nun werden die gemessenen Werte des realen Kranbahnträgers mit den FE-Ergebnissen für Modell Ib verglichen. Allgemein ist zu erkennen, dass die elastische Unterlage eine gleichmäßigere Dehnung an der Stegvorderseite und an der Steghinterseite bewirkt. Wie im Versuchsaufbau beschrieben,

liegt die Kranschiene exzentrisch über den Trägersteg, dennoch ist davon in den Ergebnissen der Abb.4.23b kaum etwas zu erkennen. Abb.4.23a zeigt, dass die Vorderseite andere Werte ε_z aufweist als die Hinterseite des Trägerstegs. Die Ergebnisse in Abb.4.23c und 4.23d präsentieren das Dehnungsverhalten infolge exzentrischer Radlast. Hier ist zu erkennen, dass die Resultate mit elastischer Unterlage an der belasteten Seite und an der unbelasteten Seite relativ parallel verlaufen, während sich in Abb.4.23c mit Stahlblech-Unterlage die Dehnungen unterschiedlich verhalten. Die gemessenen Dehnungen, die 250mm von der Lasteinleitung entfernt sind, haben die höchsten Werte.

Außerdem werden die vertikalen Dehnungen gemäß ÖNORM EN 1993-6 besser beschrieben, wenn zwischen Schiene und Träger die elastische Unterlage vorhanden ist.

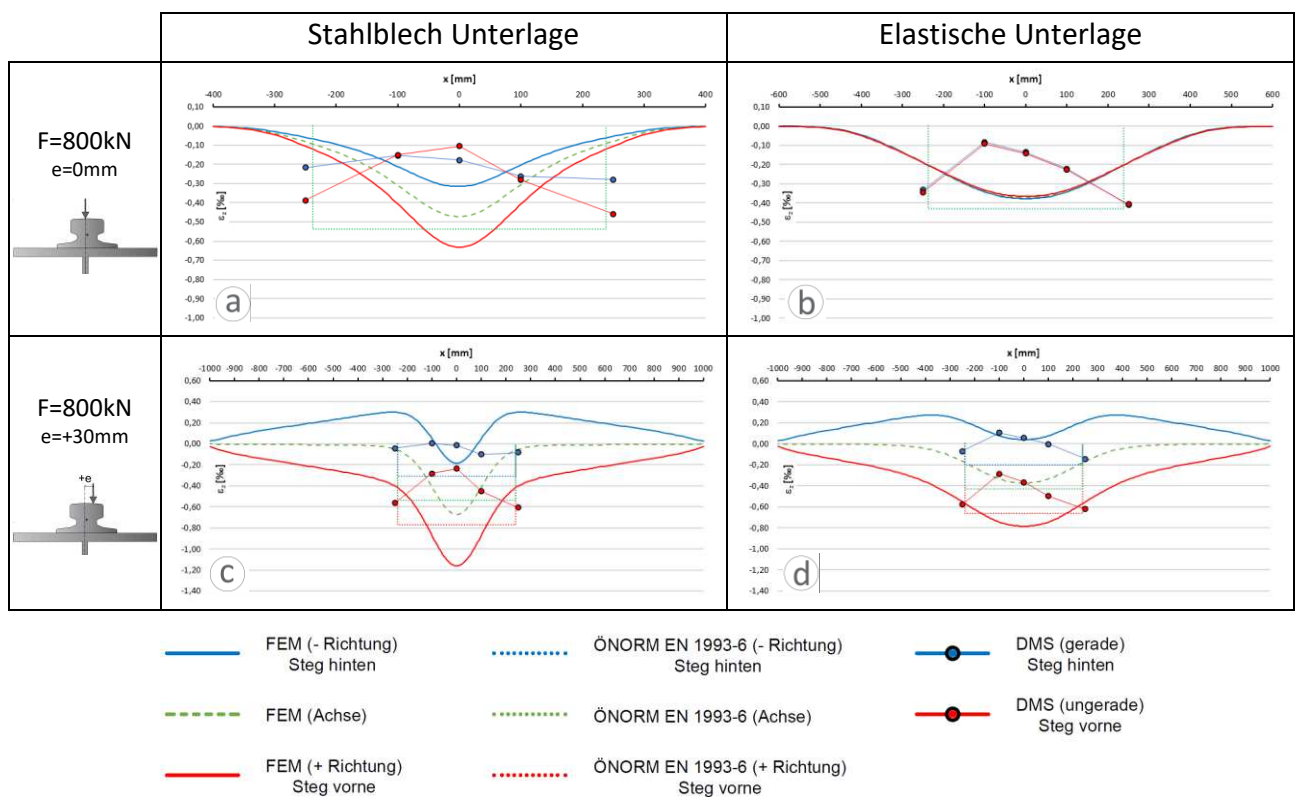


Abbildung 4.23: Vergleich der Ergebnisse für Stahlblech Unterlage und elastische Unterlage mit Modell Ib – ohne Längssteifen

Die in Abb.4.24 dargestellten Diagramme zeigen die Ergebnisse aus der ÖNORM, FE-Berechnung und den Laborversuchen für den zentrischen Lastfall LF1 und die exzentrischen Lastfälle, bei elastischer Unterlage und ohne Anbringung von Längssteifen am Trägersteg. Es soll untersucht werden, welchen Einfluss die Lasteinleitung auf das Biegeverformungsverhalten des Kranbahnträgers hat.

Die Ergebnisse gemäß ÖNORM EN 1993-6 und infolge zentrischer Belastung beschreiben die tatsächlichen maximalen Dehnungen gut. Die Dehnungen der FE-Berechnung haben beinahe die gleiche Höhe wie die gemessenen Werte an den DMS, die 250mm von der lokalen Radlast entfernt

sind, jedoch werden sie ein wenig unterschätzt. Das bedeutet, dass die Vorhersagen des Finite Elemente Modell beinahe richtige sind. Allerdings ist nicht sicher, ob die gemessenen Werte durch den Spalt an der Stelle der Lasteinleitung höher wären als die Messwerte an der Stelle $x=\pm 250\text{mm}$.

Für die exzentrischen Fälle (Abb.4.24b und Abb.4.24c) beschreibt die analytische Berechnung (ÖNORM) und die Simulation (FEM) das Dehnungsverhalten des Kranbahnträgerstegs bei elastischer Unterlage und ohne Längssteifen relativ gut. Es zeigt sich, dass die maximalen vertikalen Dehnungen der numerischen Berechnung (FEM), im Vergleich zu den gemessenen Werten, auf der sicheren Seite liegen.

Abb.4.25 zeigt die Kraft-Dehnungs-Diagramme des zentrischen Lastfalles mit zusätzlich angebrachten Längssteifen, an verschiedenen Positionen am Steg. Da die Ergebnisse beinahe dieselben sind, wie im Diagramm Abb.4.24a ohne Längssteifen, lässt dies darauf schließen, dass die Längssteifen für diesen Lastfall keine Auswirkung auf das Tragverhalten haben.

Die Ergebnisse der exzentrischen Lastfälle in Abb.4.26 und 4.27 wieder mit elastischer Unterlage und Längssteifen zeigen, dass das Vorhandensein von Längssteifen die Werte in den Diagrammen bemerkbar beeinflusst. Sowohl für die gemessenen Werte, als auch die Resultate der FE-Berechnung und entsprechend der ÖNORM, nimmt die Differenz der lokalen Dehnungen ε_z zwischen Vorderseite und Hinterseite des Stegs bei höherer Längssteifenlage zu, während die Dehnungen in der Stegmitte gleich groß bleiben. Die Differenz zwischen belasteter und unbelasteter Trägerseite ist am größten, wenn die Längssteife an der Position A (Abb.4.26a und 4.27a) liegt. Wird die Längssteife an Position C (Abb.4.26c und Abb.4.27c) angebracht, so zeigen sich die nahezu gleichen Ergebnisse, wie wenn keine Längssteife am Steg angebracht ist. Offensichtlich beeinflusst das angeschraubte Winkelprofil an dieser Stelle nicht das Biegeverhalten der Kranbahnträgerstegs.

Grundsätzlich zeigen die Vorhersagen der FE-Berechnung und der ÖNORM eine gute Übereinstimmung mit den gemessenen vertikalen Dehnungen infolge der lokalen Radlasten. Beim Kraft-Dehnungs-Diagramm Abb.4.26a und 4.27a unterschätzen die analytischen Berechnungen und die numerische Simulation die tatsächlich auftretenden maximalen Dehnungen an der belasteten Seite. Bei Abb.4.26b,4.27b,4.26c und 4.27c werden die gemessenen vertikalen Dehnungen gut vorhergesagt. Die entsprechenden FE-Berechnungen und die Berechnungen nach ÖNORM zeigen, dass die Tendenz in die richtige Richtung geht, dass die Biegespannungen größer werden, je höher die Längssteife am Trägersteg befestigt wird. Jedoch werden die Dehnungen augenscheinlich von mehr Parametern beeinflusst als nur von der Annahme, dass sich die Steghöhe h_w auf den Wert h_w^* verringert. Die analytischen Berechnungen (ÖNORM) erfassen die Dehnungen an der unbelasteten Seite besonders ungenau. Hier ergeben die numerischen Simulationen (FEM) genauere Werte.

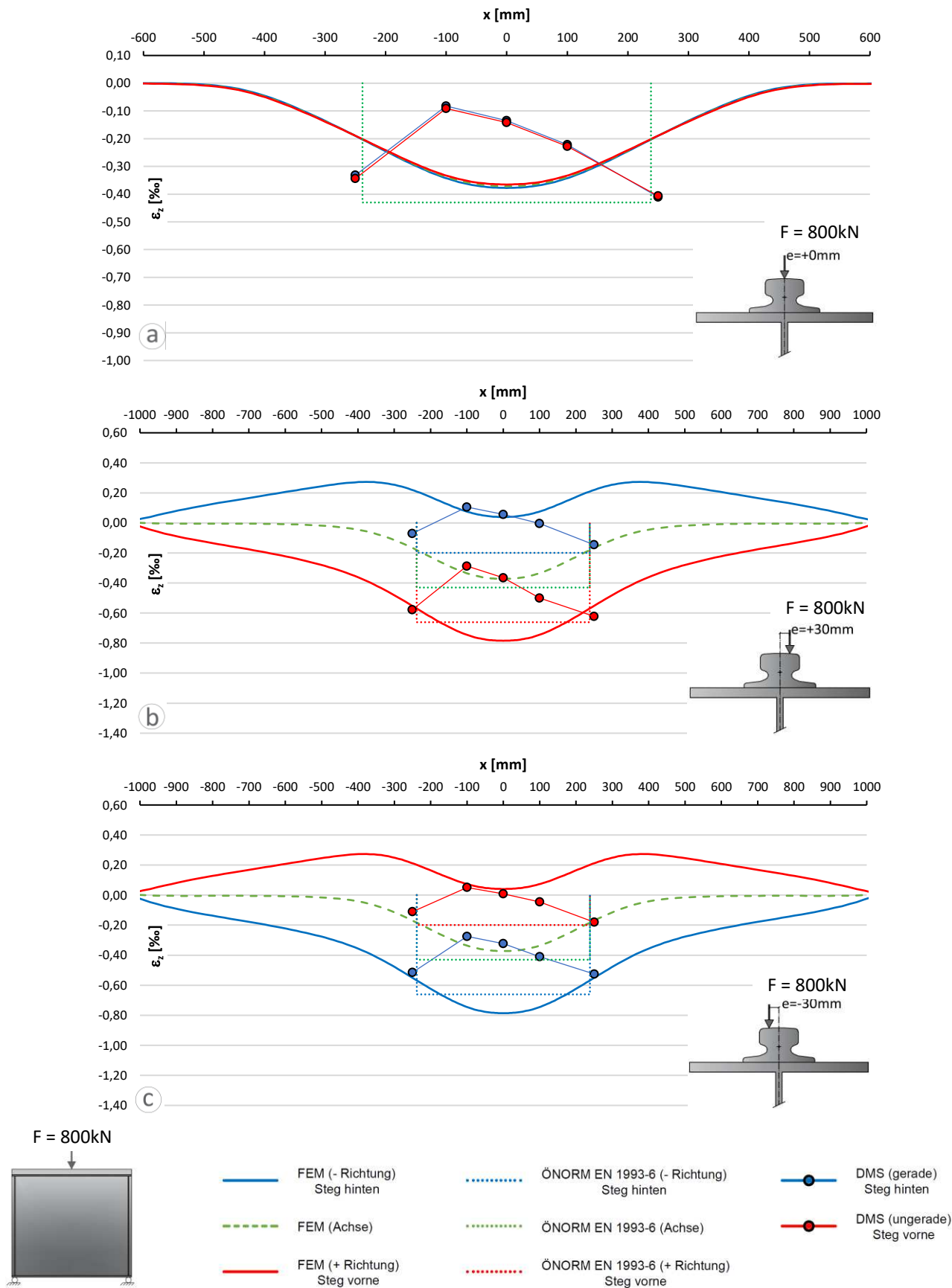


Abbildung 4.24: Vergleich der Ergebnisse der FE-Berechnung und der ÖNORM EN 1993-6 mit den Messwerten der Laborversuche für Studie Ib; mit elastischer Unterlage und ohne Längssteifen; LF1, LF2 und LF3

4. Finite Elemente Berechnungen

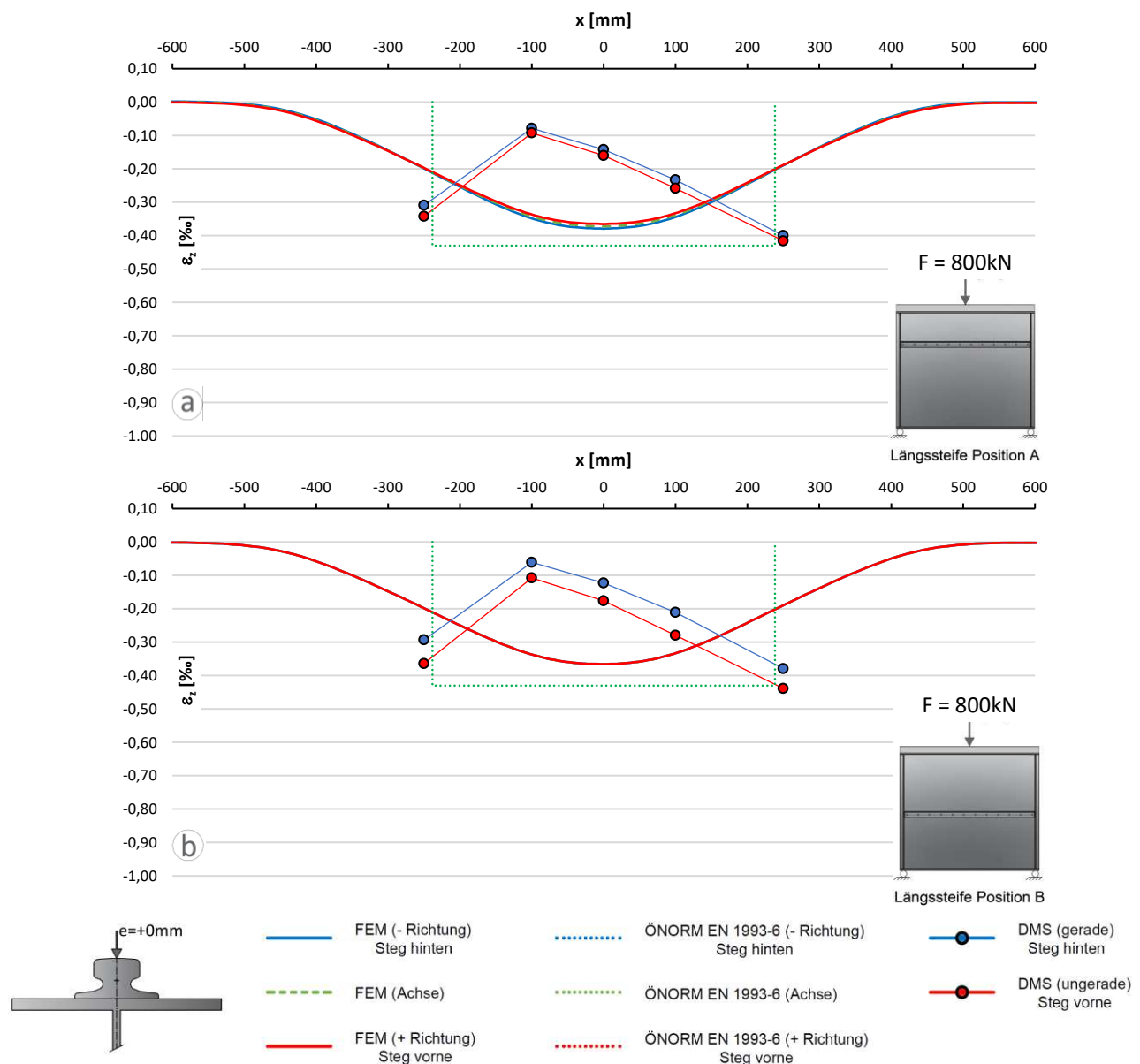


Abbildung 4.25: Vergleich der Ergebnisse der FE-Berechnung und der ÖNORM EN 1993-6 mit den Messwerten der Laborversuche für Studie Ib; mit elastischer Unterlage und mit Längssteifen; LF1 ($e=0$)

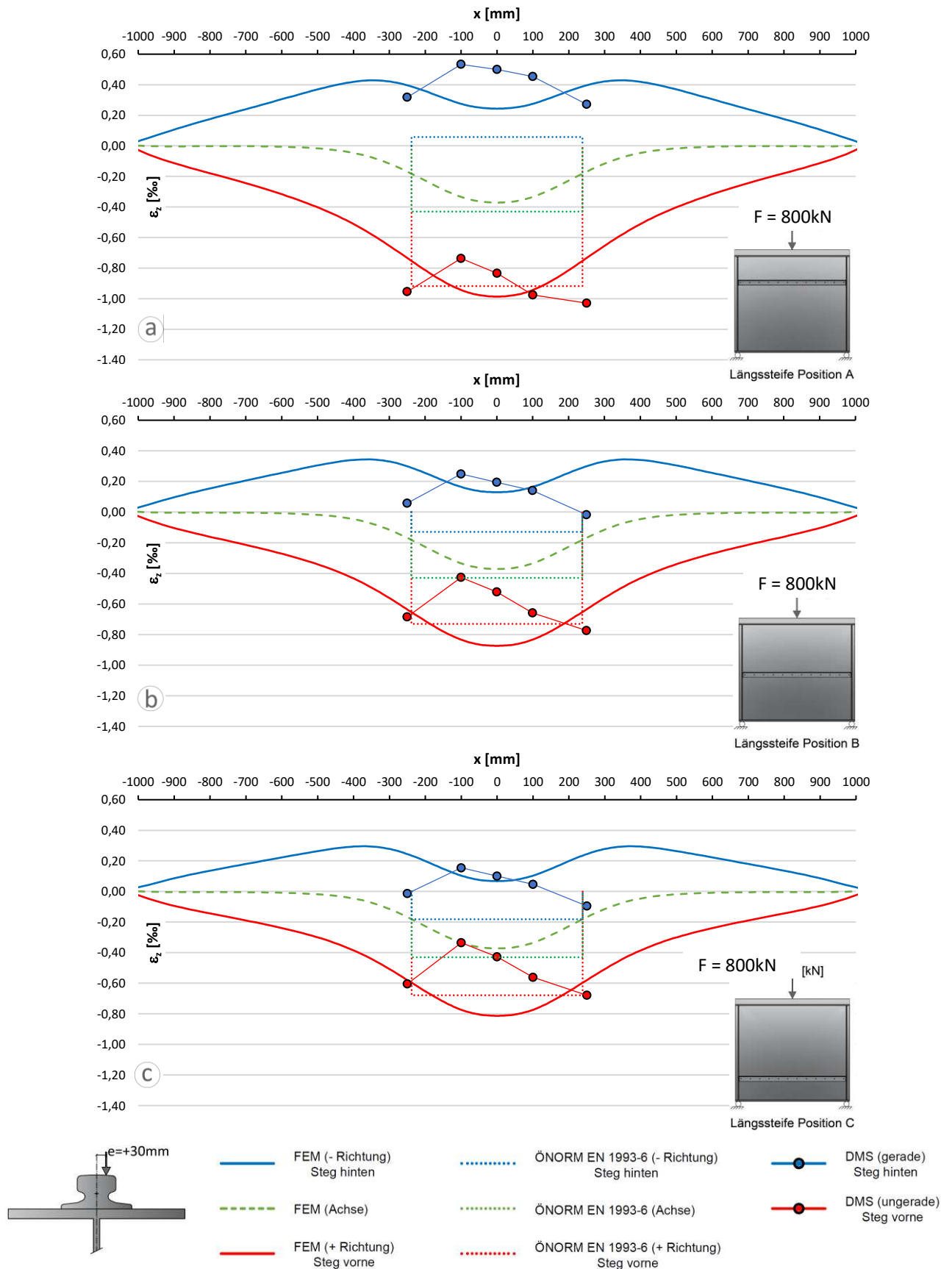


Abbildung 4.26: Vergleich der Ergebnisse der FE-Berechnung und der ÖNORM EN 1993-6 mit den Messwerten der Laborversuche für Studie Ib; mit elastischer Unterlage und mit Längssteifen; LF2 ($e = +30\text{mm}$)

4. Finite Elemente Berechnungen

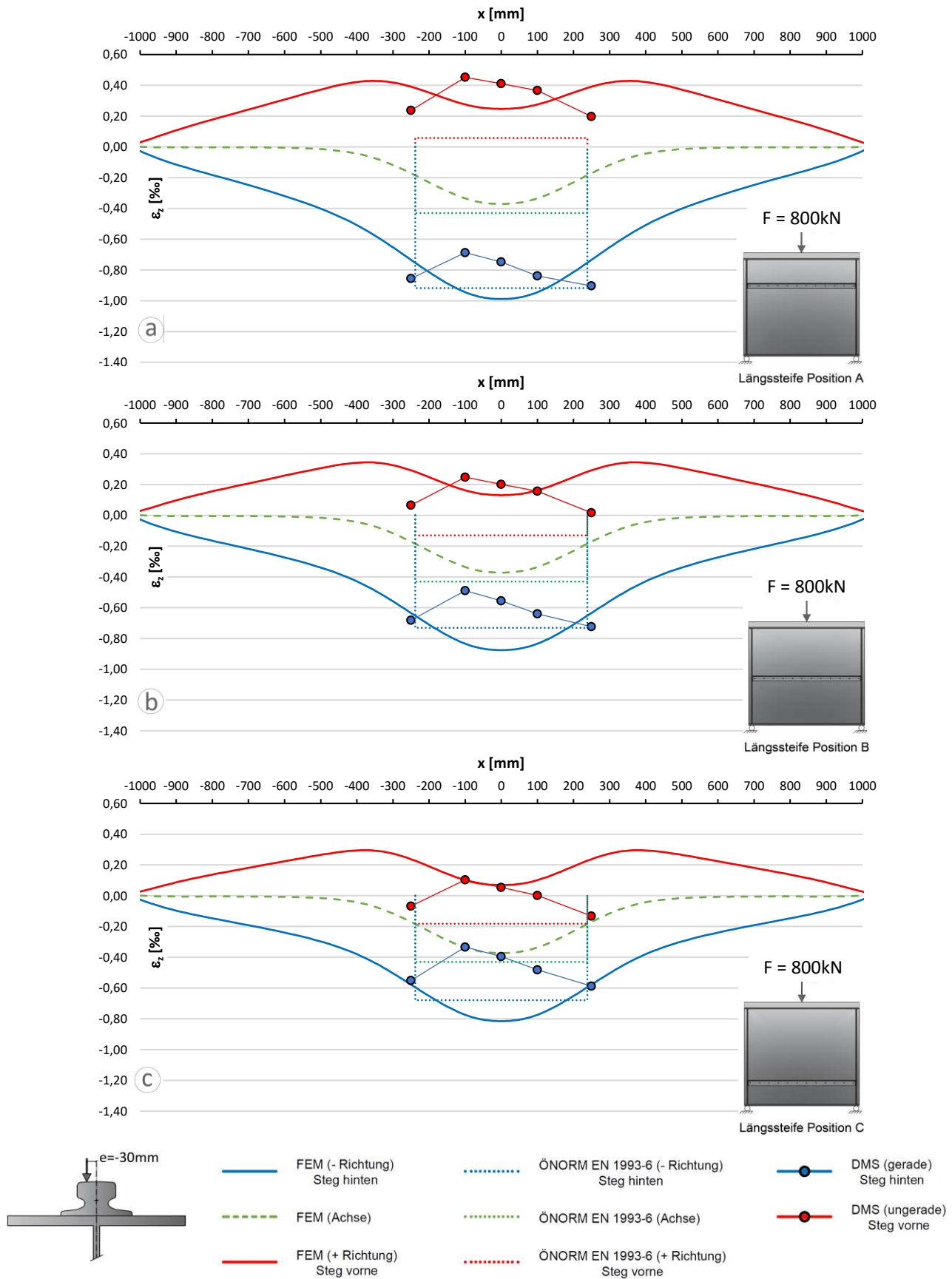


Abbildung 4.27: Vergleich der Ergebnisse der FE-Berechnung und der ÖNORM EN 1993-6 mit den Messwerten der Laborversuche für Studie Ib; mit elastischer Unterlage und mit Längssteifen; LF3 ($e = -30\text{mm}$)

4.3. Vergleich und Interpretation der Ergebnisse für die Studie II mit zusätzlichem Schienenstoß

In diesem Kapitel werden die Ergebnisse aus den Finite Elemente Berechnungen für Modell II mit den Werten aus den experimentellen Laborversuchen und den Ergebnissen der ÖNORM EN 1993-6 verglichen. Die Studie II behandelt den Einfluss von zusätzlichen Schienenstößen auf das lokale Tragverhalten des Kranbahnträgerstegs. Sie wird unterteilt in die Studie IIa mit geradem Schienenstoß und die Studie IIb mit dem schrägen Schienenstoß. Es soll verglichen werden, inwiefern das Rechenmodell der ÖNORM und die Werte der Finite Elemente Simulation mit den Messwerten aus den Laborversuchen an einem realen Kranbahnträger übereinstimmen. Die Ergebnisse werden in Kraft-Dehnungs-Diagrammen zusammengefasst, um einen direkten Vergleich zu ermöglichen.

Die Prüflast für die numerische Berechnung und für die ÖNORM Berechnung mit Stahlblech-Unterlage beträgt dabei durchwegs $F=600\text{kN}$. Für die nachfolgenden Diagramme sind die Werte aus den Laborversuchen ebenfalls für die Laststufe 600kN dargestellt. Die lokale Kraft für die numerische Berechnung, für die ÖNORM Berechnung und für die Laborversuche mit elastischer Unterlage hingegen beträgt $F=500\text{kN}$. Für die Vergleiche werden die vertikalen Dehnungen ε_z verwendet. Bei den Laborversuchen wurden die vertikalen Dehnungen [%] am Steg direkt über die DMS ermittelt. Die Auswertung der numerischen Simulationen in ABAQUS erfolgte ebenfalls mit den lokalen vertikalen Dehnungen ε_z in Promille [%]. Die Ergebnisse aus der ÖNORM EN 1993-6 müssen von Spannungen in Dehnungen umgerechnet werden, dafür wurde die Formel (4.2) verwendet. Bei der Umrechnung wurde mit einer Querdehnzahl von $\nu = 0,3$ gerechnet. Die Werte σ_z ergeben sich aus der Normberechnung entweder in Form der Druckspannung $\sigma_{\text{oz,Ed}}$ nach Gleichung (2.1) infolge der Radlast oder in Form der Biegespannungen $\sigma_{\text{T,Ed}}$ nach Gleichung (2.5) durch eine exzentrische Radlast. Die Normalspannungen σ_x wurden in Excel für den vorliegenden einfeldrigen Kranbahnträger händisch berechnet.

$$\varepsilon_{z,2} = \frac{1}{E} * (\sigma_z - \nu * \sigma_x) \quad (4.2)$$

4.3.1. Studie IIa mit geradem Schienenstoß

In der Studie IIa wird das Verhalten des Kranbahnträgers mit tatsächlicher Schienengeometrie, mit gemessener Schienenexzentrizität ($e_s=6,3\text{mm}$) und geradem Schienenstoß untersucht.

In den nachfolgenden Kraft-Dehnungs-Diagrammen sind die Ergebnisse infolge des zentrischen Lastfalls LF1 und den exzentrischen Lastfällen für den geraden Schienenstoß, mit Stahlblech-Unterlage zwischen Schienenfuß und Oberflansch, dargestellt. Mit Abb.4.28 soll der Einfluss der verschiedenen Lastfälle auf das Dehnungsverhalten untersucht werden. Abb.4.28a zeigt die Ergebnisse für den zentrischen Lastfall und es ist zu beobachten, dass sich der Maximalwert der FE-

4.Finite Elemente Berechnungen

Berechnung nicht an der Trägermitte ($x=0\text{mm}$) befindet. Dies lässt sich darauf zurückführen, dass der Schienenstoß 50mm über die Mitte des Kranbahnträgers hinausreicht. Im Allgemeinen ergeben die numerischen Simulationen in Abb.4.28 höhere Dehnungen als die gemessenen Werte. Die FE-Ergebnisse der Schienenstöße zeigen jedoch gleiche Tendenzen wie die tatsächlich auftretenden vertikalen Dehnungen, wobei diese jedoch durchgehend sehr konservativ sind. Für die exzentrischen Lastfälle (Abb.4.28b/c) zeigt die Vorhersage der numerischen Berechnung einen besonders schnellen und steilen Anstieg der Dehnungen im Bereich der Trägermitte. (Vorhersage an der belasteten Seite (bei $x=0$) für LF2 (rot): $-1,21\%$ vs. Messwert: $-0,75\%$ und Vorhersage an der belasteten Seite (bei $x=0$) für LF3 (blau): $-1,18\%$ vs. Messwert: $-0,904\%$) Die Berechnungen gemäß ÖNORM EN 1993-6 zeigen keine Übereinstimmung mit den Messwerten der experimentellen Laborversuche. Hier zeigt sich, dass die ÖNORM das Vorhandensein von Schienenstößen nicht berücksichtigt und die vorhergesagten Dehnungen um einiges geringer sind.

In den nachfolgenden Kraft-Dehnungs-Diagrammen sind die Ergebnisse infolge des zentrischen Lastfalls und der exzentrischen Lastfälle für den geraden Schienenstoß mit elastischer Unterlage zwischen Schienenfuß und Oberflansch dargestellt, jeweils ohne Längssteifen.

Die Ergebnisse der numerischen Simulation mit zentrischer Belastung zeigen dieselbe Tendenz wie die gemessenen Werte. Für den zentrischen Lastfall in Abb.4.29a zeigen die Ergebnisse beinahe eine genaue Übereinstimmung mit den gemessenen Werten an den Dehnmessstreifen beidseits der Radlast, einzig der maximale Wert in Trägermitte wird unterschätzt. Generell sind die Kraft-Dehnungs-Diagramme symmetrisch verteilt, obwohl die Schiene nicht über die gesamte Trägerlänge führt. Offensichtlich trägt die Schiene in diesem Fall nicht zur Lastabtragung bei. Außerdem ist zu beobachten, dass wie zu erwarten bei LF1 die Dehnungen an der Vorderseite beinahe dieselben sind wie an der Hinterseite.

In Abb.4.29b/c sind die Kraft-Dehnungs-Diagramme für die exzentrischen Lastfälle dargestellt. Für die exzentrischen Lastfälle nimmt die Differenz zwischen Vorderseite und Hinterseite zu. Die Werte der Finite Elemente Simulation für elastische Unterlage stimmen an der stärker belasteten Stegseite nahezu exakt mit den tatsächlich auftretenden Werten überein. Offensichtlich wurden für die Modellierung alle Parameter richtig angenommen. (Vorhersage an der belasteten Seite für LF2 (rot): $-0,978\%$ vs. Messwert: $-0,975\%$ und Vorhersage an der belasteten Seite für LF3 (blau): $-0,969\%$ vs. Messwert: $-0,967\%$) Das Rechenmodell der ÖNORM zeigt falsche Ergebnisse, die die Messwerte der Laborversuche deutlich unterschätzen.

Die nachfolgende Analyse soll die vertikalen Dehnungen für den LF1 und den LF2, einmal mit Stahlblech-Unterlage und einmal mit elastischer Unterlage, vergleichen. Es soll veranschaulicht werden, wie der Einsatz einer nachgiebigen Elastomerunterlage die Dehnungen am Steg beeinflussen. Die numerischen Ergebnisse (FEM) mit Stahlblech Unterlage (Abb.4.28) haben beinahe dieselben vertikale Dehnungen zur Folge als die Werte mit elastischer Unterlage (Abb.4.29). Weiters ist zu beobachten, dass die Kraft-Dehnungs-Diagramme in Abb.4.29 wesentlich besser die

tatsächlichen Dehnungen beschreiben als die dargestellten Dehnungen der FE-Berechnung in Abb.4.28.

Die Werte in Tab.4.4 zeigen die Dehnungen ε_z unter dem Punkt der Lasteinleitung bei $x=0$. Die Resultate für die Konstruktion mit starrer Unterlage wurden mit 600kN berechnet, während die Ergebnisse der Simulation für den Kranbahnträger mit elastischer Unterlage von 500kN auf 600kN skaliert wurden, um die Werte vergleichen zu können. In Abb.4.28a ist das Maximum -0.74 ‰ bei $x=+14,55\text{mm}$ und in Abb.4.29a $[-0,600*(600/500)]=-0,721 \text{ ‰}$ bei $x=0$, dies bedeutet eine Zunahme von $+2,6$ Prozent gegenüber den Werten mit Stahlblech Unterlage. Im LF2 beträgt die maximale Dehnung der belasteten Seite $-1,27 \text{ ‰}$ bei $x=26,94\text{mm}$ mit der Stahlunterlage und $[-0,98*(600/500)]=-1,17 \text{ ‰}$ bei $x=0$ mit der elastischen Unterlage, dies bedeutet eine Abnahme von $-7,9$ Prozent.

Tabelle 4.4: Vergleich der FE-Ergebnisse der Dehnung ε_z für Stahlblech Unterlage und elastische Unterlage mit Modell IIa für geraden Schienenstoß und ohne Längssteifen bei $F=600\text{kN}$

	Stahlblech Unterlage	Elastische Unterlage	Differenz [%]
LF1 ($e=0$)	$-0,74\text{‰}$	$-0,721\text{‰}$	$-2,6$
LF2 ($e=+30\text{mm}$)	$-1,27\text{‰}$	$-1,17\text{‰}$	$-7,9$

Bei dieser Gegenüberstellung finden die Formeln der ÖNORM EN 1993-6 für die Radlast am geraden Schienenstoß keine Anwendung. Beim Schienenstoß bestätigt sich nicht die größere Lastverteilungsbreite l_{eff} im Fall einer elastischen Unterlage, wie die Ergebnisse in Tab.4.4 zeigen.

Bei den gemessenen Werten am realen Kranbahnträger ist zu beobachten, dass die Dehnungsverteilung mit elastischer Unterlage viel symmetrischer zur Trägermitte ausgebildet ist als mit Stahlblech Unterlage. Ein Vergleich der Maximalwerte der Dehnungen ε_z für die Ausführung mit nachgiebiger Unterlage zeigt eine Reduktion der Dehnungen von -20 Prozent, gegenüber der starren Unterlage (bei gleicher Radlast F). Allgemein ist zu erkennen, dass die elastische Unterlage eine gleichmäßigere Belastung des Trägerstegs bewirkt. Wie in den Versuchsaufbau beschrieben, liegt die Kranschiene exzentrisch über den Trägersteg, dennoch ist davon in Abb.4.29a kaum etwas zu erkennen. Die Ergebnisse in Abb.4.29b und 4.29c präsentieren das Dehnungsverhalten infolge exzentrischer Radlast. Hier ist zu erkennen, dass die Resultate mit elastischer Unterlage an der belasteten Seite und an der unbelasteten Seite relativ parallel zueinander verlaufen, während sich in Abb.4.28 die Dehnungen an beiden Stegseiten unterschiedlich verhalten. Offensichtlich schafft die elastische Unterlage eine kraftverteilende Wirkung und damit eine gleichmäßige Belastung des Trägerstegs.

4. Finite Elemente Berechnungen

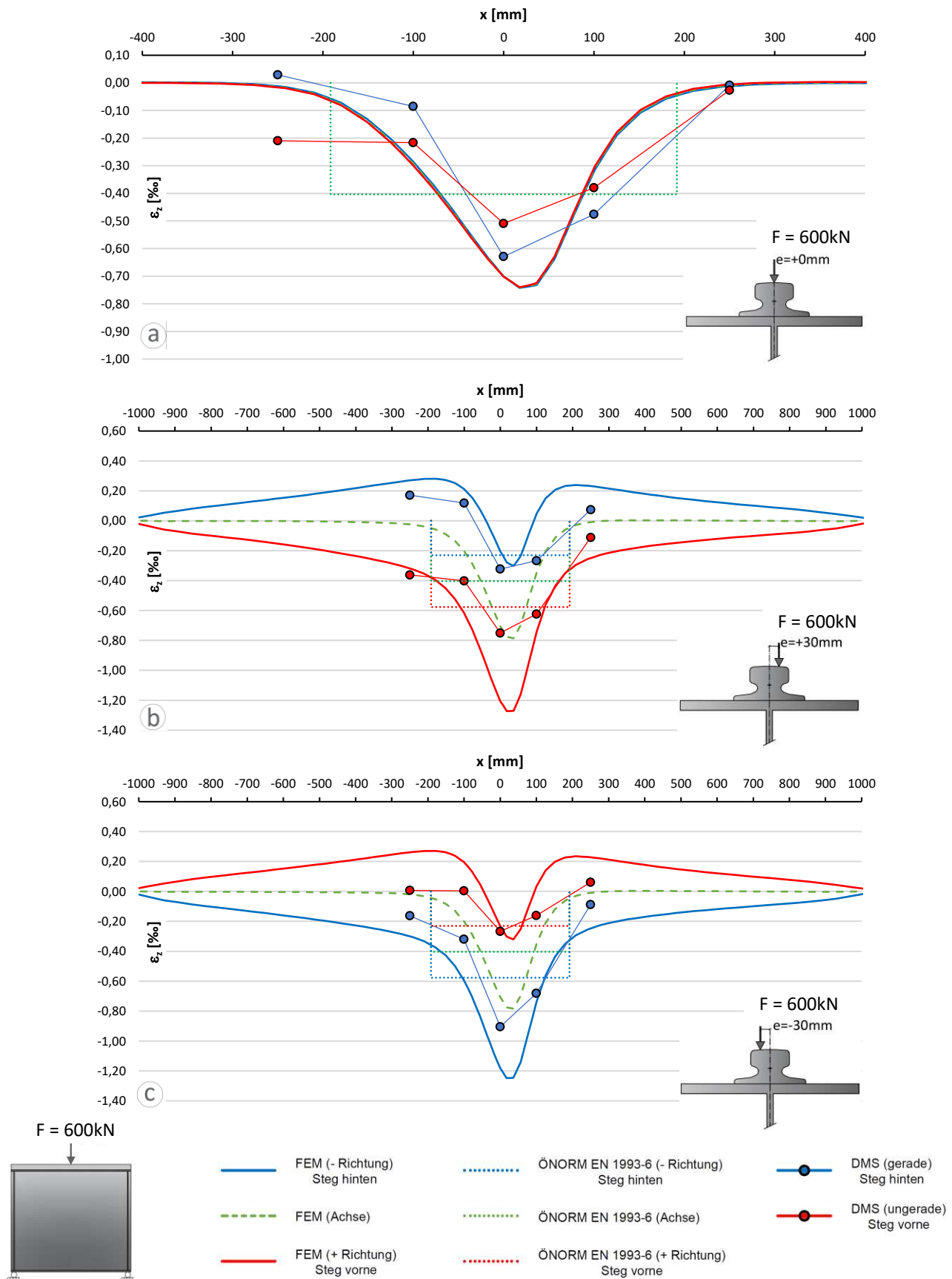


Abbildung 4.28: Vergleich der Ergebnisse der FE-Berechnung und der ÖNORM EN 1993-6 mit den Messwerten der Laborversuche für Studie IIa; mit Stahlblech Unterlage, geradem Schienenstoß und ohne Längssteifen; LF1, LF2 und LF3

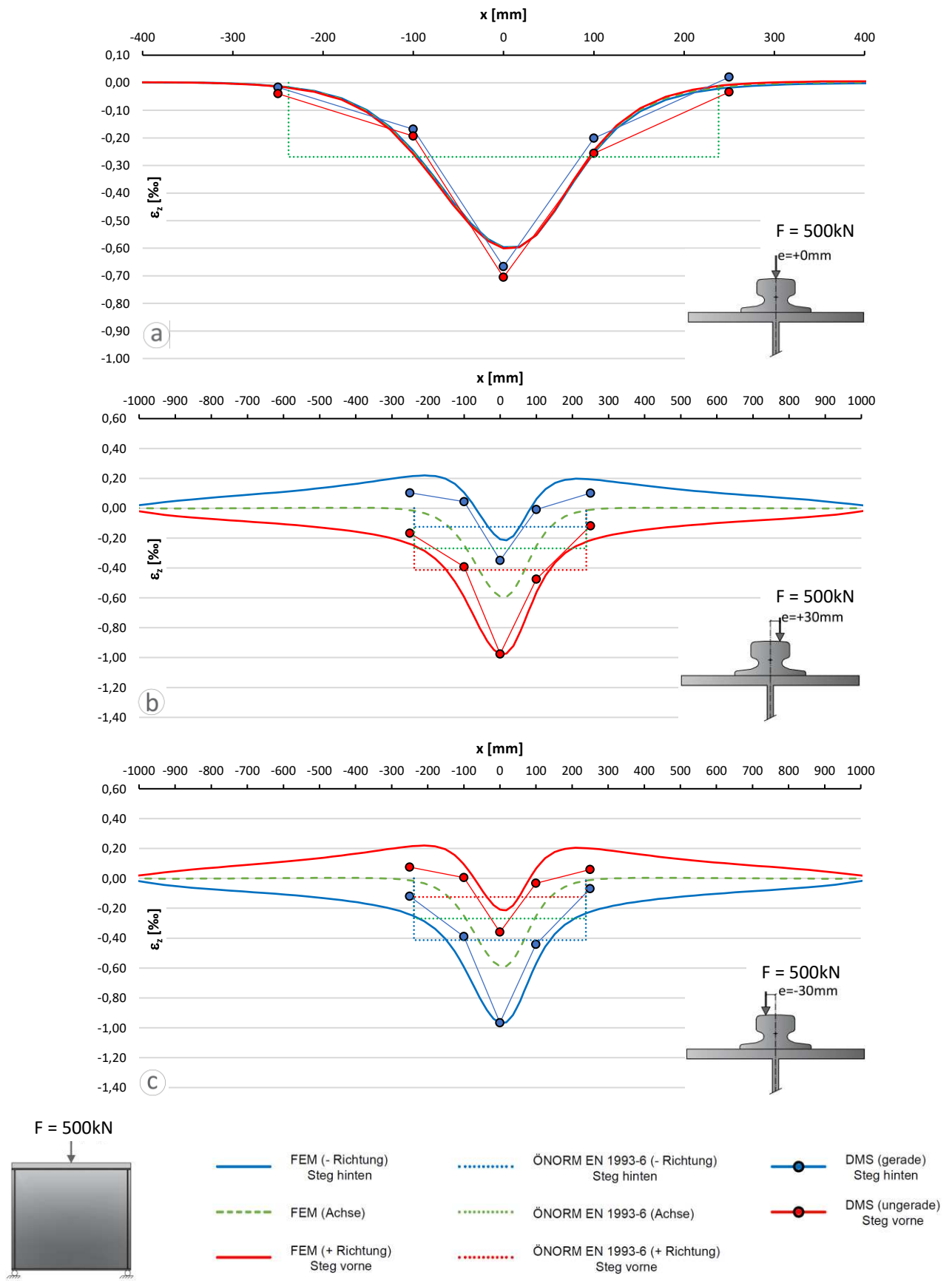


Abbildung 4.29: Vergleich der Ergebnisse der FE-Berechnung und der ÖNORM EN 1993-6 mit den Messwerten der Laborversuche für Studie IIa; mit elastischer Unterlage, geradem Schienenstoß und ohne Längssteifen; LF1, LF2 und LF3

4.3.2. Studie IIb mit schrägem Schienenstoß

In der Studie IIb wird das Verhalten des Kranbahnträgers mit tatsächlicher Schienengeometrie, gemessener Schienenexzentrizität ($e_s=6,30\text{mm}$) und schrägem Schienenstoß untersucht.

In Abb.4.30 sind die Ergebnisse infolge des zentrischen Lastfalls LF1 und der exzentrischen Lastfälle für den schrägen Schienenstoß mit Stahlblech-Unterlage zwischen Schienenfuß und Oberflansch dargestellt. Mit Abb.4.30 soll der Einfluss der verschiedenen Lastfälle auf das Dehnungsverhalten untersucht werden. Abb.4.30a zeigt die Ergebnisse für den zentrischen Lastfall und es ist zu erkennen, dass die Werte an der Stegvorderseite und an der Rückseite unterschiedlich sind. Die numerischen Resultate zeigen die gleichen Tendenzen wie die gemessenen Werte, wobei die maximalen Dehnungen unterschätzt wurden. Die tatsächlichen Dehnungen an der Trägervorderseite sind höher. (FE-Vorhersage an der Vorderseite (bei $x=0$) für LF1 (rot): $-0,598\%$ vs. Messwert: $-0,752\%$ und FE-Vorhersage Rückseite (bei $x=0$) für LF1 (blau): $-0,641\%$ vs. Messwert: $-0,363\%$) Die Ergebnisse der FE-Berechnung zeigen an einer anderen Stelle ihre maximalen vertikalen Dehnungen, als bei den gemessenen Werten. Weiters ist zu erkennen, dass das Maximum der numerischen Berechnung an der Rückseite des Trägers auftritt, während in Wirklichkeit an der Vorderseite die größte vertikale Dehnung am Stegblech gemessen wurde. In Abb.4.30a ist das Vorhandensein des schrägen Schienenstoßes an den Dehnungsverläufen an beiden Stegseiten zu erkennen, da die Kraft-Dehnungs-Linien ein wenig gegeneinander verschoben sind. Die Ergebnislinie an der Vorderseite des Trägers, also an der Seite an der sich die Spitze des schrägen Schienenstoßes befindet, sich etwas weiter rechts als die der Stegrückseite. Wie bereits bei den geraden Schienenstößen festgestellt wurde, zeigen die berechneten Dehnungen gemäß der ÖNORM EN 1993-6 keine Übereinstimmung mit den tatsächlichen Druck-Dehnungen auf.

Die Ergebnisse der FE-Berechnung für den exzentrischen Lastfall ($e=+30$) beschreiben die Messwerte der Laborversuche besser als im LF1, wie Abb.4.30b zeigt. Wie im zentrischen Lastfall findet sich auch hier keine Übereinstimmung mit der Position der Maximalstellen. Für den LF3 ist die Vorhersage der Dehnungen sehr ungenau (siehe Abb.4.30c), die tatsächlichen Dehnungen sind viel geringer. Die simulierte maximale Dehnung ist beinahe doppelt so hoch, als jene an gleicher Stelle gemessene. Im Gegensatz dazu werden die Werte an der unbelasteten Seite des Trägers bei der FE-Berechnung unterschätzt. Im Allgemeinen zeigen die Kraft-Dehnungs-Diagramme in Abb.4.30 keine durchgehend gute Qualität bei den Vorhersagen der tatsächlich auftretenden Dehnungen am Stegblech. Offensichtlich werden die Ergebnisse der Finite Elemente Berechnung von mehr Parametern beeinflusst, als derzeit angenommen.

In den Kraft-Dehnungs-Diagrammen der Abb.4.31 sind die Ergebnisse infolge des zentrischen Lastfalls LF1 und den exzentrischen Lastfällen für den schrägen Schienenstoß mit elastischer Unterlage zwischen Schienenfuß und Oberflansch dargestellt.

Die Ergebnisse der numerischen Simulation für den zentrischen Lastfall zeigen einen vollkommen gleichmäßigen Dehnungsverlauf ε_z am Trägersteg, da die Werte an der Vorderseite und an der Rückseite gleich groß sind. Jedoch sind die Kraft-Dehnungs-Linien etwas zueinander verschoben, da die Schiene am Stoß eine schräge Schnittkante hat. Generell werden die tatsächlich gemessenen Dehnungen mit der FE-Simulation gut beschrieben, aber ein wenig unterschätzt. Da die Dehnmessstreifen (DMS5 und DMS6) an der Trägermitte positioniert wurden und davon ausgegangen werden kann, dass an dieser Stelle für den schrägen Schienenstoß nicht die Maxima auftreten werden, sind die tatsächlichen maximalen Dehnungen schwer abzuschätzen.

In Abb.4.31b/c sind die Kraft-Dehnungs-Diagramme für die exzentrischen Lastfälle dargestellt. Die Differenz der lokalen Dehnungen ε_z zwischen Vorderseite und Rückseite nimmt auch beim schrägen Schienenstoß zu. Die Werte der vertikalen Dehnungen gemäß der ÖNORM zeigen in Abb.4.31b beinahe die auftretenden Druck-Dehnungen der FE-Berechnung, während die Resultate in Abb.4.31c keine Übereinstimmung aufweisen und die gemessenen Werte weit unterschätzen. Die Ergebnisse für den LF2 ($e=+30\text{mm}$) in Abb.4.31b, bei der die Schiene zur Spitze hin belastet wird, zeigen für die FE-Berechnung geringere maximale Dehnungen als für den LF3 ($e=-30\text{mm}$) in Abb.4.31c. Aus dieser Erkenntnis geht hervor, dass es für den schrägen Schienenstoß, im Gegensatz zum geraden Schienenstoß, zu unterschiedlichen Ergebnissen kommt, je nachdem ob die Schiene zur Vorderseite exzentrisch belastet wird oder zur anderen Seite. Offensichtlich weist der schräge Schienenstoß bei Belastung zur Spitze hin ein erhöhtes Torsionswiderstandsmoment auf. Die Kraft-Dehnungs-Diagramme in Abb.4.31c beschreiben die gemessenen Werte nur tendenziell gut und weisen ähnliche Verläufe auf, wobei die Dehnungen auch hier unterschätzt werden. (Vorhersage an der belasteten Seite (bei $x=0$) für LF2 (rot): $-0,464\%$ vs. Messwert: $-0,72\%$ und Vorhersage an der belasteten Seite (bei $x=0$) für LF3 (blau): $-0,836\%$ vs. Messwert: $-0,984\%$)

Die nachfolgende Analyse soll die vertikalen Dehnungen für LF1 ($e=0$) und LF2 ($e=+30\text{mm}$) für die Stahlblech Unterlage und die elastische Unterlage gegenüberstellen. Es soll gezeigt werden, wie der Einsatz einer nachgiebigen Elastomerunterlage die Dehnungen ε_z am Steg beeinflusst. Beim Vergleich der numerischen Ergebnisse (FEM) werden beinahe keine Unterschiede festgestellt. Außerdem ist zu beobachten, dass die Kraft-Dehnungs-Diagramme in Abb.4.31 besser die tatsächlichen Dehnungen beschreiben als die Vertikaldehnungen der FE-Berechnung in Abb.4.30.

Die Tab.4.5 zeigt die Maximalwerte der Dehnungen im Kraft-Dehnungs-Diagramm. Die Resultate für die Konstruktion mit Stahlblech-Unterlage wurden mit 600kN berechnet, während die Ergebnisse der Simulation für den Kranbahnträger mit elastischer Unterlage von 500kN auf 600kN skaliert wurden, um die Werte zu vergleichen. In Abb.4.30a für LF1 beträgt das Maximum der vertikalen Dehnungen $\varepsilon_z -0,662\%$ bei $x=+17,55\text{mm}$ und in Abb.4.31a $[-0,30 \cdot (600/500)] = -0,60\%$ bei $x=0$, eine

4.Finite Elemente Berechnungen

Abnahme von -6,4 Prozent gegenüber den Werten mit Stahlblech Unterlage. Im exzentrischen Lastfall (LF3) beträgt die maximale Dehnung an der belasteten Seite -1,19 ‰ bei $x=+26,94\text{mm}$ mit der Stahlunterlage und $[-0,845 \cdot (600/500)] = -1,01 \text{ ‰}$ mit der elastischen Unterlage, eine Abnahme von -5,7 Prozent.

Tabelle 4.5: Vergleich der FE-Ergebnisse der Dehnungen ε_z für Stahlblech Unterlage und elastische Unterlage mit Modell IIb für schrägen Schienenstoß und ohne Längssteifen bei $F=600\text{kN}$

	Stahlblech Unterlage	Elastische Unterlage	Differenz [%]
LF1 (e=0)	-0,641‰	-0,60‰	-6,4
LF2 (e=-30mm)	-1,19‰	-1,01‰	-7,3

Die Gegenüberstellung lässt den Schluss zu, dass die Gleichungen (2.2) und (2.3) laut ÖNORM EN 1993-6 für die Radlastbelastung am schrägen Schienenstoß keine Anwendung finden sollte. Denn die ÖNORM nimmt an, dass eine mindestens 6mm dicke nachgiebige Elastomerunterlage einen positiven Einfluss auf die effektive Lastausbreitungslänge l_{eff} hat. Doch die Druck-Dehnungen werden im Gegensatz dazu, wie Tab.4.5 zeigt nur minimal reduziert.

Die Messwerte am realen Kranbahnträger zeigen, dass die Dehnungsverteilung mit elastischer Unterlage an der Steg Vorderseite und der Rückseite gleichermaßen verlaufen. Der Vergleich der Maximalwerte der lokalen Dehnungen ε_z für die Konstruktion mit elastischer Unterlage zeigt jedoch nahezu keine Reduktion der Dehnungen gegenüber den Werten bei Einsatz einer Stahlblech-Unterlage (bei lokaler Radlast).

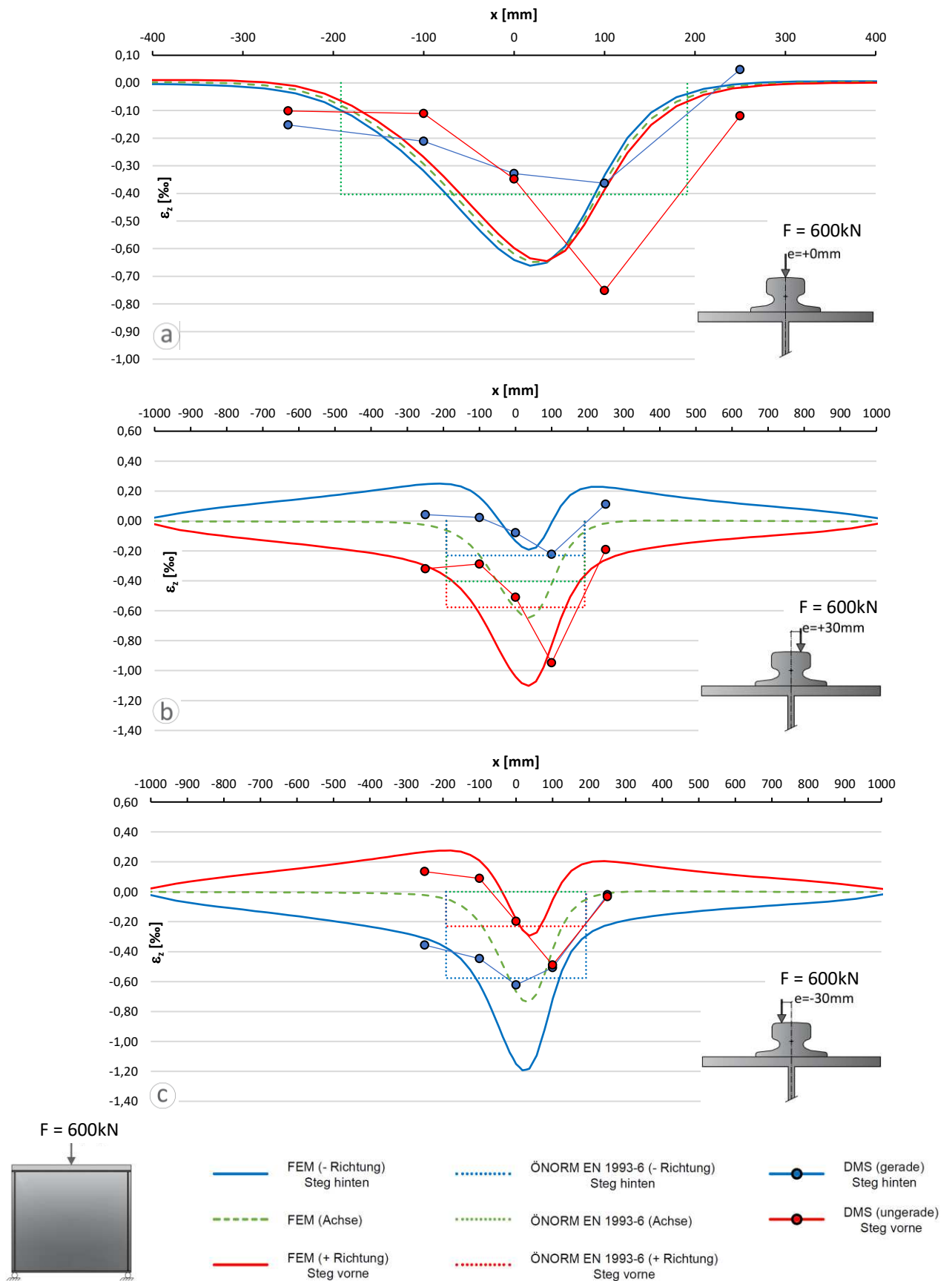


Abbildung 4.30: Vergleich der Ergebnisse der FE-Berechnung und der ÖNORM EN 1993-6 mit den Messwerten der Laborversuche für Studie IIb; mit Stahlblech-Unterlage, schrägem Schienenstoß und ohne Längssteifen; LF1, LF2 und LF3

4. Finite Elemente Berechnungen

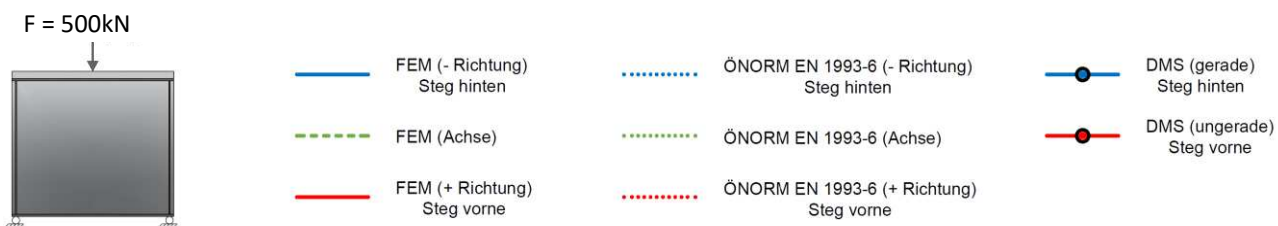
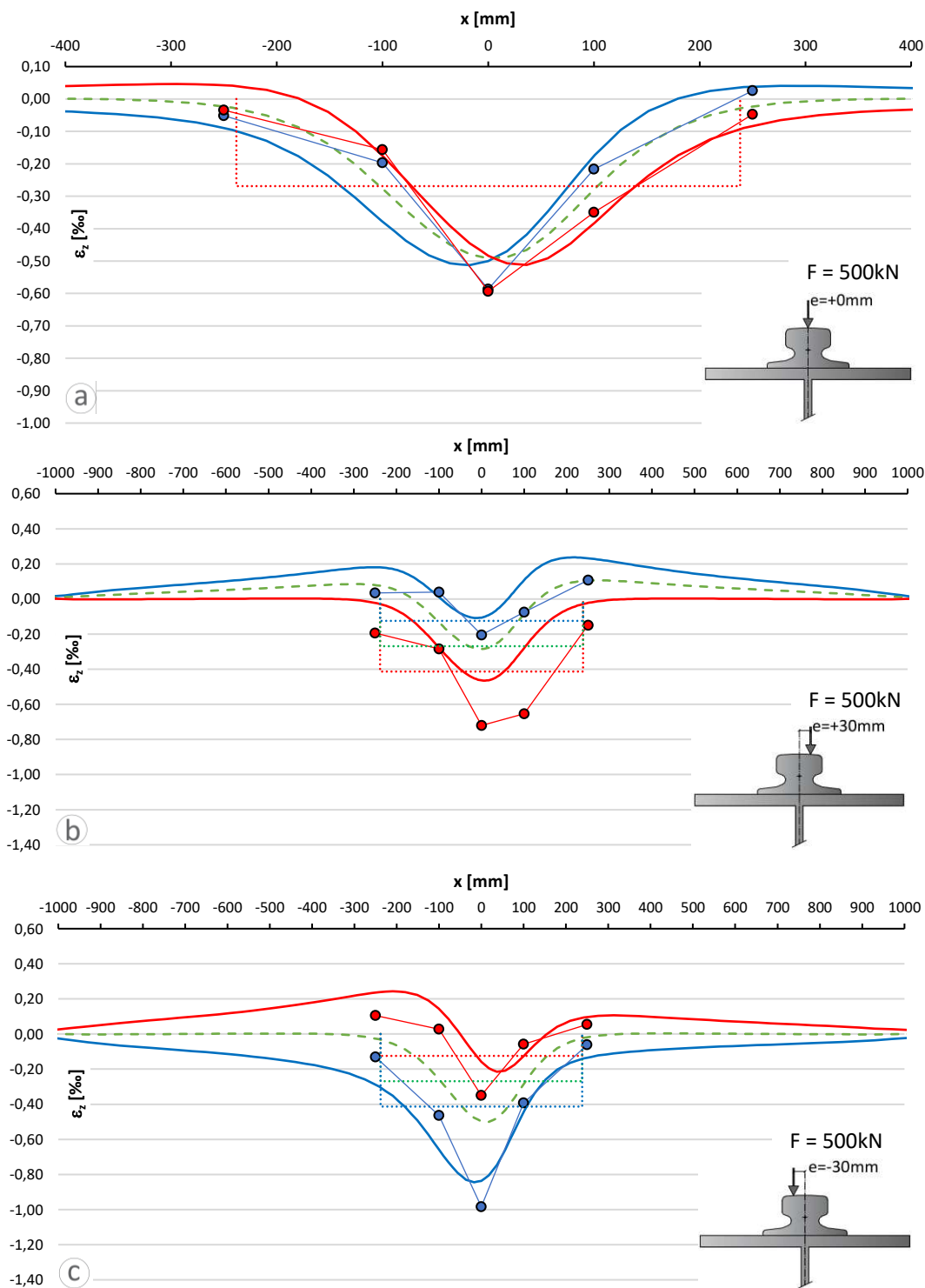


Abbildung 4.31: Vergleich der Ergebnisse der FE-Berechnung und der ÖNORM EN 1993-6 mit den Messwerten der Laborversuche für Studie IIb; mit elastische Unterlage, schrägem Schienenstoß und ohne Längssteifen; LF1, LF2 und LF3

4.3.3. Gegenüberstellung der Finite Elemente Simulation der Studie Ib mit Studie IIa und Studie IIb

In diesem Kapitel werden die Ergebnisse der Finite Elemente Berechnung für den Kranbahnträger ohne Schienenstoß (Studie Ib), mit jenen für den geraden Schienenstoß (Studie IIa) und den schrägen Schienenstoß (Studie IIb) jeweils ohne Längssteifen, in den Abb.4.32 und Abb.4.33 verglichen. Diese Gegenüberstellung soll zeigen, wie die lokalen Vertikaldehnungen bei lokaler Radlasteinwirkung am Schienenstoß, gegenüber der Konstruktion ohne Schienenstoß, zunehmen. Die Resultate sind in Kraft-Dehnungs-Diagrammen zusammengefasst, um einen direkten Vergleich zu ermöglichen.

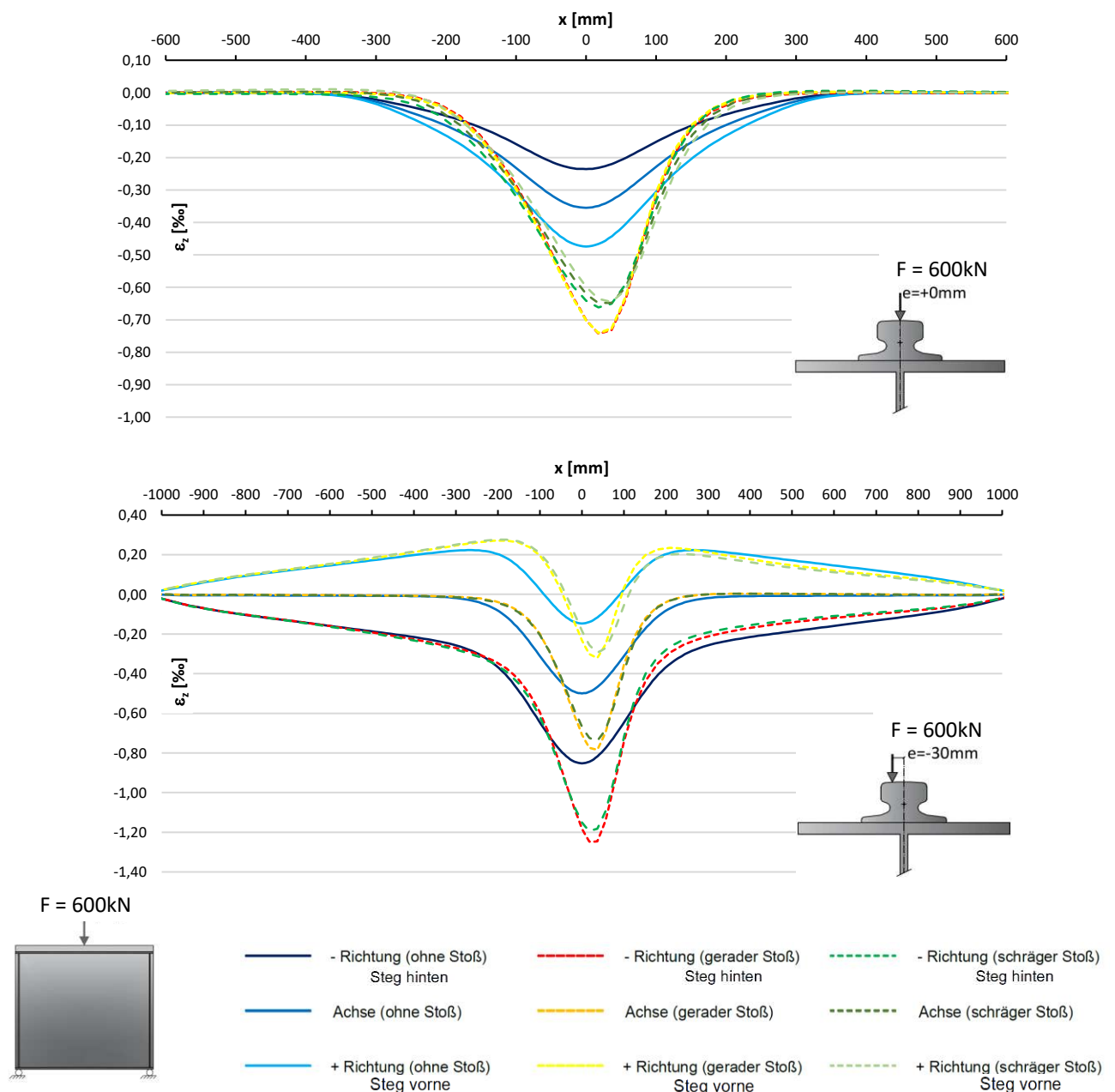


Abbildung 4.32: Gegenüberstellung der Ergebnisse der FE-Berechnungen für Studie Ib, Studie IIa und Studie IIb; mit Stahlblech Unterlage und ohne Schienenstoß; LF1 ($e=0$) bzw. LF3 ($e=-30$ mm)

4. Finite Elemente Berechnungen

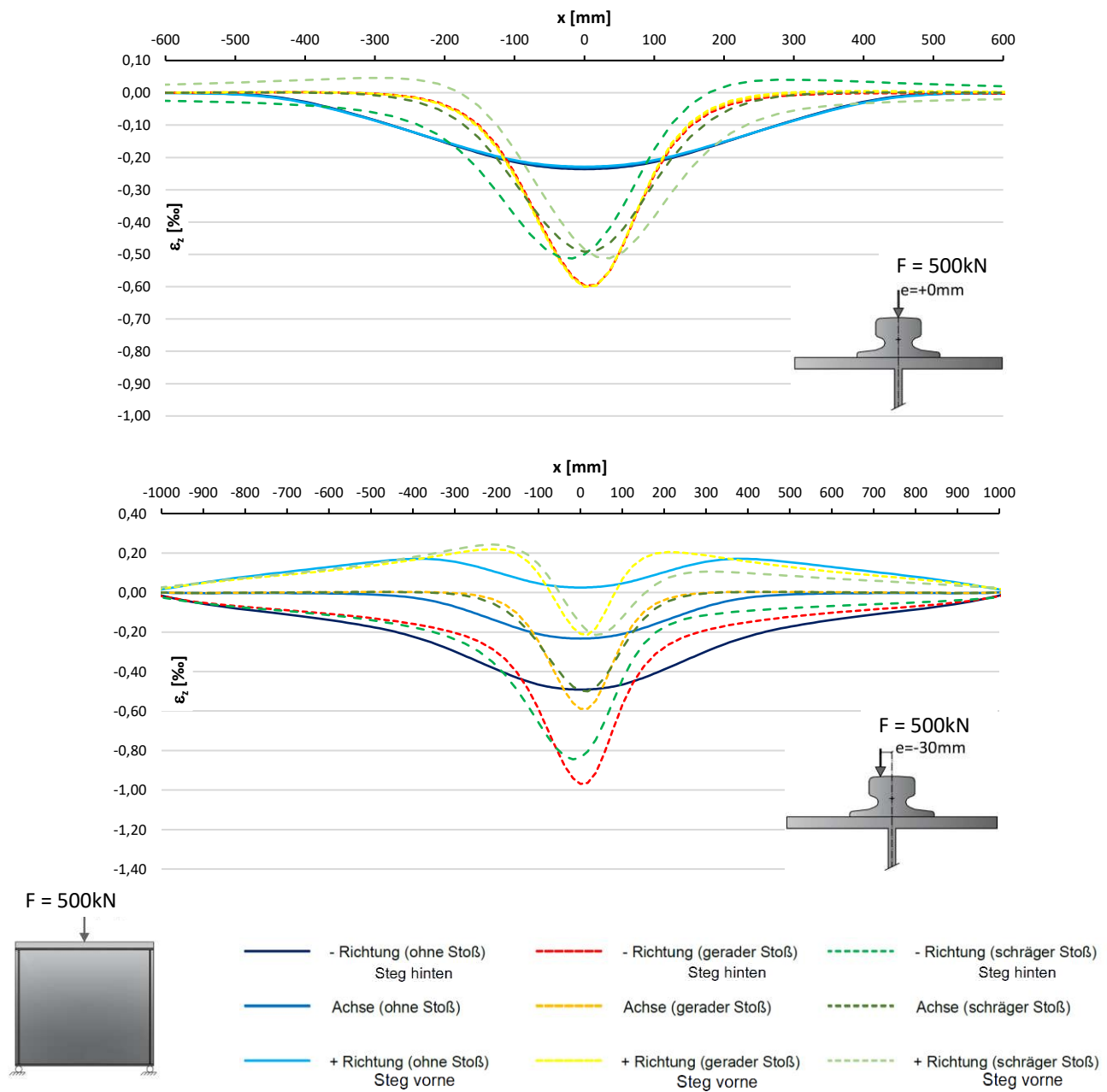


Abbildung 4.33: Gegenüberstellung der Ergebnisse der FE-Berechnungen für Studie Ib, Studie IIa und Studie IIb; mit elastische Unterlage und ohne Längssteifen; LF1 ($e=0$) bzw. LF3 ($e=-30\text{mm}$)

4.3.4. Gegenüberstellung der Laborversuche der Studie Ib mit Studie IIa und Studie IIb

In diesem Kapitel werden die Messergebnisse der Laborversuche für den Kranbahnträger ohne Schienenstoß (Studie Ib), mit jenen für den geraden Schienenstoß (Studie IIa) und schrägen Schienenstoß (Studie IIb), jeweils ohne Längssteifen, verglichen. Diese Gegenüberstellung soll zeigen wie die Vertikaldehnungen bei lokaler Radlasteinwirkung am Schienenstoß tatsächlich zunehmen. Außerdem lässt sich in den Kraft-Dehnungs-Diagrammen erkennen, dass beim Kranbahnträger ohne Schienenstoß offenbar ein Spalt zwischen Schiene und oberem Flansch vorhanden ist, (ansonst $\varepsilon_{z,max}$ an der Stelle $x=0$) während beim Versuchsaufbau mit Schienenstößen wahrscheinlich ein vollflächiger Kontakt (kein Spalt) gegeben ist.

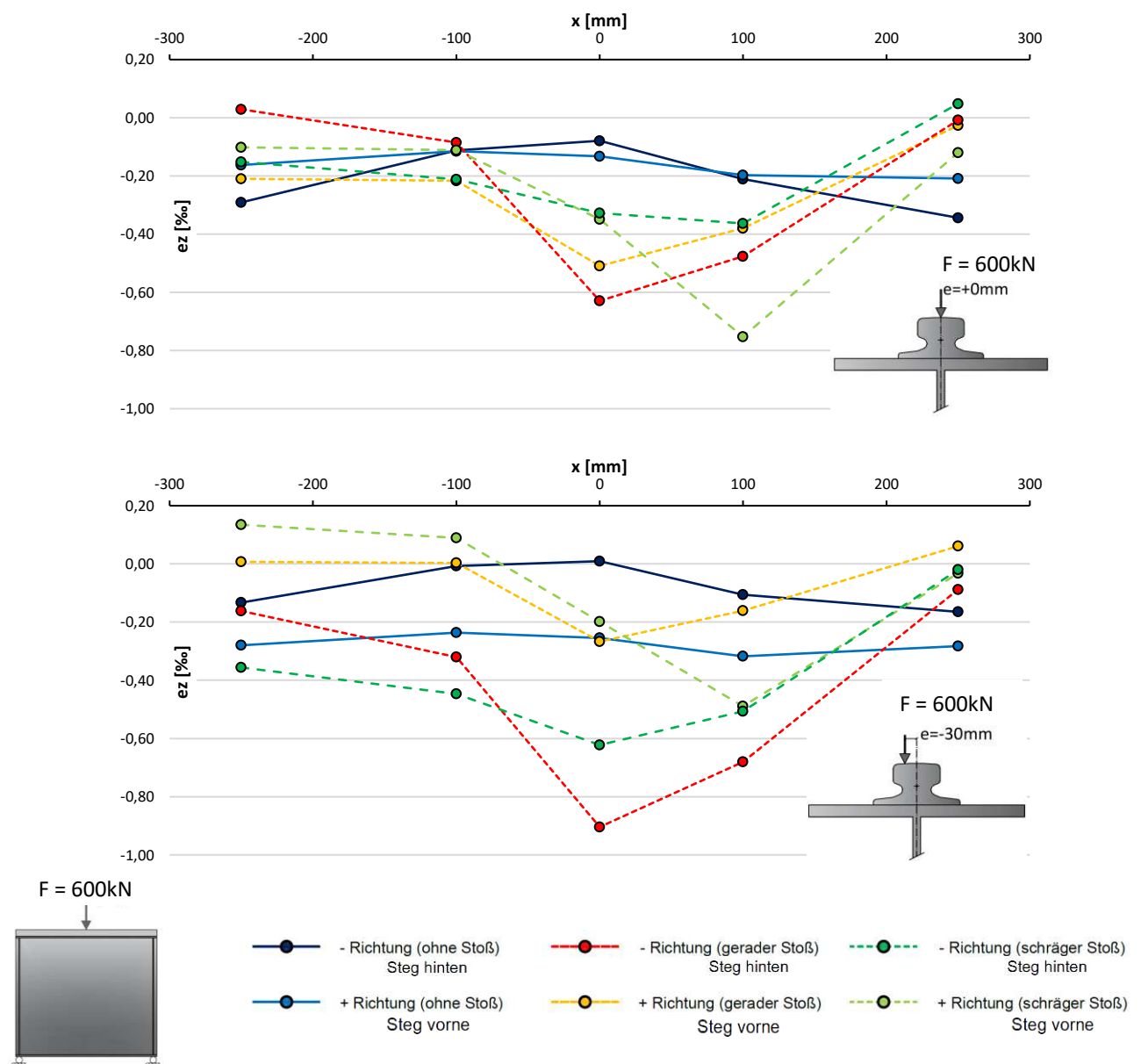


Abbildung 4.34: Gegenüberstellung der Messergebnisse der Laborversuche für Studie Ib, Studie IIa und Studie IIb; mit Stahlblech Unterlage und ohne Längssteifen; LF1 ($e=0$) bzw. LF3 ($e=-30\text{mm}$)

4. Finite Elemente Berechnungen

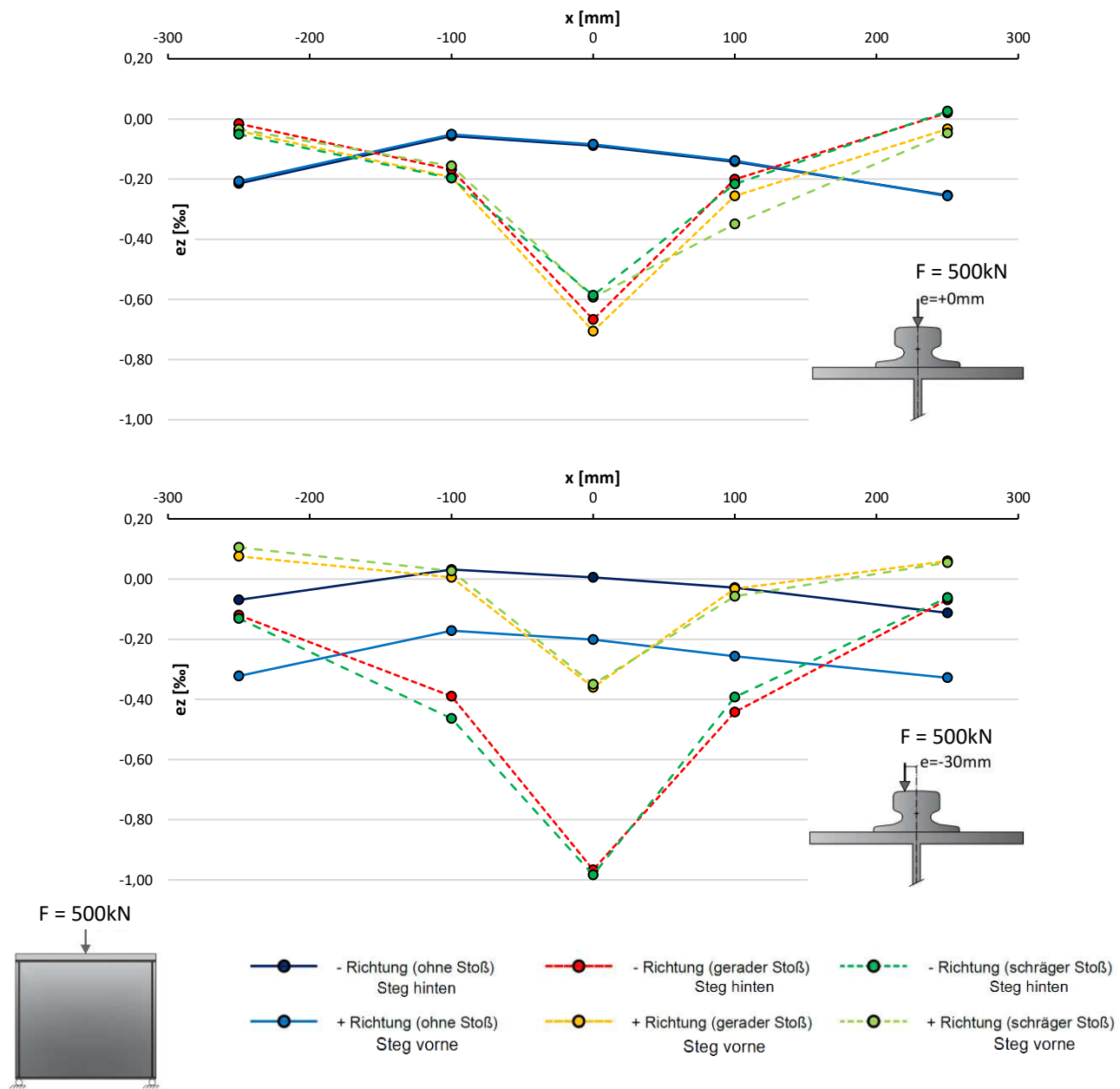


Abbildung 4.35: Gegenüberstellung der Messergebnisse der Laborversuche für Studie Ib, Studie IIa und Studie IIb; mit elastische Unterlage und ohne Längssteifen; LF1 ($e=0$) bzw. LF3 ($e=-30\text{mm}$)

5

5. Zusammenfassung und Ausblick

Mit den experimentellen Versuchen und dem Erstellen eines möglichst realgetreuen Finite Elemente Modells konnten viele Erkenntnisse zum Tragverhalten des untersuchten Kranbahnträgers, bei Variation der Längssteifenlage sowie der Ausführung von zusätzlichen Schienenstößen gewonnen werden. Dieses Kapitel soll diese Masterarbeit zusammenfassen und einen Ausblick auf die Relevanz der Ergebnisse bieten. An dieser Stelle wird auf die am Anfang definierten Ziele in Kapitel 1.2 und auf den Versuchsstrukturplan aus Abb.3.4 verwiesen, um die Nachvollziehbarkeit der folgenden Zusammenfassung zu unterstützen.

Zusammenfassend wurde eine ausführliche Untersuchung der lokalen Druck-Dehnungen ε_z infolge lokaler Biegespannungen aus Radexzentrizität und lokaler vertikaler Druckspannungen aus zentrischer Radlast am Steg von Kranbahnträgern mit I-Profil vorgestellt. Laborversuche mit zentrischer und exzentrischer Radlast wurden an einem Abschnitt eines real geschweißten I-Trägers durchgeführt. Dieser Abschnitt wurde thermisch aus einen 18m langen Kranbahnträger, der 25 Jahre lang im Bertieb war, herausgeschnitten. Bei den Versuchsdurchführungen wurden einige Imperfektionen festgestellt. Zum Einen war die Oberfläche des oberen Flansches nicht durchgehend eben und dadurch kam es nicht zum erwarteten Maximum der vertikalen Dehnungen ε_z , direkt unter dem Prüfzylinder bzw. der Radlast in Trägermitte. Weiters waren die angeschweißten Klemmen, die die Schiene mit dem I-Träger verbinden, so positioniert, dass dadurch eine leichte Fehlstellung der Kranschiene verursacht wurde. Diese Fehlstellung bewirkte eine Exzentrizität der Schiene von $e_s=6,3\text{mm}$ im Radlastbereich. Bei der durchgeführten Auswertung und Untersuchung der Messwerte wurde ersichtlich, dass diese Imperfektionen sowie die festgestellte Abnutzung der Kranschiene zu unerwarteten Ergebnissen geführt haben. Es wurde festgestellt, dass zwei verschiedene Fälle eine Exzentrizität für den Trägersteg verursachen. Einmal durch die Einwirkung selbst, also die Radlast des Brückenlaufkranes, die nicht zentrisch auf der Schiene läuft und zweites durch die Position der Schiene am I-Träger, wenn diese nicht zentrisch über dem Stegblech liegt.

Alle analysierten Daten der Laborversuche ohne Schienenstöße weisen auf einen hohen Einfluss des Spaltes zwischen dem oberen Flansch und der Schiene des Kranbahnträgers hin. Weitere Forschung in diesem Bereich ist notwendig, um herauszufinden, wie hoch die maximalen Dehnungen direkt unter der lokalen Radlast tatsächlich sind.

In den folgenden Kapiteln wird getrennt voneinander, auf die durchgeführten Studien am Kranbahnträger näher eingegangen.

5.1. Abschließende Zusammenfassung zur Studie I – zusätzliche Längssteifen am Trägersteg

Basierend auf den in dieser Masterarbeit vorgestellten Ergebnissen können die folgenden Schlussfolgerungen zur Studie I gezogen werden:

Es wurde festgestellt, dass der Einsatz von nachgiebigen Elastomerunterlagen, bei allen Lastfällen zu einer Reduktion der lokalen vertikalen Spannungen im Stegblech führt.

Die Analyse hat ergeben, dass die aktuellen Berechnungsmethoden der ÖNORM EN 1993-6 zur Berechnung der lokalen Spannungen mit elastischer Unterlage aufgrund der rein zentrischer Belastung, recht gut die Realität abbilden, während die Ausführung des Kranbahnträgers mit Stahlblech Unterlage keine besonders guten Ergebnisse liefert.

Die Ergebnisse dieser Untersuchung haben nachgewiesen, dass zusätzlich angebrachte Längssteifen die Biegebeanspruchungen aufgrund exzentrischer Belastung deutlich erhöhen können. Diese nehmen zu, wenn die Längssteife näher an den Obergurt des Kranbahnträgers heranrückt (Abstand h_w^*). Weiters wurde festgestellt, dass die Ergebnisse der Finite Elemente Simulation höher sind als nach den analytischen Formeln gemäß der ÖNORM, bereits mit Erfassung der Längssteifen durch die reduzierte Höhe h_w^* anstatt h_w . Außerdem zeigt die Untersuchung der Messdaten, dass mit der Stahlblech-Unterlage die Unebenheit des oberen Flansches nicht ausgeglichen werden kann, wodurch sich die maximalen lokalen Stegbeanspruchungen im Versuch in Bereiche außerhalb des direkten Radlastbereiches verlagert hat.

In der Praxis tritt die Radlast entlang des gesamten Trägers auf. Somit kann angenommen werden, dass bei Vorhandensein eines vollflächigen Kontaktes (kein Spalt) zwischen Kranschiene und oberem Flansch, sich die Ergebnisse aus der Finite Elemente Berechnung am Steg des Kranbahnträgers auch real einstellen. Damit können die Werte aus der FE-Simulation als ungünstigster Fall entlang des Kranbahnträgers herangezogen werden. Die gewonnenen Erkenntnisse ließen sich durch einen erneuten Laborversuch mit besonderem Merkmal auf das Vorhandensein eines vollflächigen Kontaktes der Schiene unter dem Druckstempel bestätigen.

Die Analyse der Ergebnisse, aufgrund exzentrischer Belastung für den Kranbahnträger mit elastischer Unterlage zeigen, dass die zuvor bestimmten Werte (Biegespannung aus Exzentrizität) gemäß ÖNORM und der FE-Berechnung mit den tatsächlich gemessenen Dehnungen aus den Laborversuchen eine angemessene Übereinstimmung haben.

Der Vergleich zwischen Laborversuchen und numerischer Simulation (FEM) in dieser Masterarbeit ergab, dass eine Erhöhung des Detaillierungsgrades und Anpassungen an die realen Gegebenheiten des Finite Elemente Modells in den meisten Fällen zu einer Verbesserung der Übereinstimmungsqualität führt.

5.2. Abschließende Zusammenfassung zur Studie II – zusätzliche Kranschienenstöße

Mit den gewonnenen Erkenntnissen der Studie II in dieser Masterarbeit können die folgenden Schlussfolgerungen gezogen werden:

Im Zuge der Untersuchung wurde der genaue Einfluss von Schienenstößen studiert. Die Ergebnisse dieser Analyse zeigen, dass die ÖNORM EN 1993-6 die erhöhte lokale Stegspannung σ_z infolge der Radbelastung an den Schienenstößen nicht erfassen kann beschreibt. Die Ergebnisse der tatsächlich auftretenden Vertikaldehnungen ε_z bei den Schienenstößen sind signifikant größer. Das wirft die Frage auf, in welcher Form das zukünftig in der Norm berücksichtigt werden sollte.

Die Ergebnisse dieser Untersuchung zeigen, dass die Unebenheit der Flanschoberfläche geringe Auswirkungen auf die Messergebnisse der Versuche mit Schienenstößen hat.

Es wurde festgestellt, dass der Einsatz von nachgiebigen Elastomerunterlagen zu keiner Reduktion der lokalen Spannungen im Stegblech, bei allen untersuchten Lastfällen (mit/ohne Exzentrizität), führt. Es konnte lediglich beobachtet werden, dass die elastische Unterlage die Verteilung der lokalen Dehnungen bzw. Spannungen über den Kranbahnträgersteg vergleichmäßig und somit die Maximalwerte reduziert.

Es konnte gezeigt werden, dass die Finite Elemente Berechnungen mit dem Modell IIa mit Stahlblech Unterlage eine gute Annäherung an die realen vertikalen Dehnungsverteilungen liefern. Die Simulation für die Bauform mit elastischer Unterlage konnte für die exzentrischen Fälle eine exakte Vorhersage der Druck-Dehnungen abgeben.

Die Analyse der Ergebnisse des schrägen Schienenstoßes mit Stahlblech Unterlage haben ergeben, dass die Stelle, an der die maximalen Dehnungen mit der FE-Berechnung bestimmt wurden, nicht mit der tatsächlichen Lage der Radlast am Steg übereinstimmen. Die Untersuchung zeigt, dass die Ergebnisse der Finite Elemente Berechnung, bei Belastung der Schiene zur Spitze hin, nicht besonders gut mit den tatsächlichen Messwerten übereinstimmen. Es kommt zu sehr lokalen Effekten an der Spitze des Stoßes. Daher wäre es in diesem Zusammenhang erforderlich weitere Untersuchungen dies bezüglich durchzuführen.

Die gemessenen lokalen Dehnungen ε_z des schrägen Schienenstoßes mit elastischer Unterlage konnten durch die FE-Berechnung sehr gut bestimmt werden. Generell ist zu erkennen, dass der Einsatz einer elastischen Unterlage eine zutreffende Simulation des Kranbahnträgers begünstigt und realgetreue Vorhersagen der lokalen Dehnungen des Trägersteges und den davon abgeleiteten Spannungen möglich sind.

6

6. Verzeichnis

6.1. Literaturverzeichnis

- [1] F. P. ABAQUS, Version 6.14-3, Dassault System Simulia Corp., Providence, RI, USA
- [2] DIN EN 1993-1-8/NA:2010-12: Eurocode 3, Bemessung und Konstruktion von Stahlbauten – Teil 1-8: Bemessung von Anschlüssen, Berlin: DIN, 2010
- [3] Kettler M., Derler C., Schörghofer A., Macho C., Unterweger H. (2019). Laboratory and numerical tests on real crane runway girder with box section. Journal of Constructional Steel Research, S. 540-558.
- [4] Kraus M., Mämpel S. (2017). Kennwerte neuer und abgenutzter Kranschienen für die Bemessung von Kranbahnen. Stahlbau 86, S. 36-44
- [5] Unterweger H., Stahlbau GL. Skriptum zur Lehrveranstaltung „Stahlbau GL“ Institut für Stahlbau, Technische Universität Graz, 2018.
- [6] ÖNORM EN 1993-6: Eurocode 3, Bemessung und Konstruktion von Stahlbauten – Teil 6: Kranbahnen, Wien: ASI, 2010

6.2. Quellenverzeichnis

- [7] Technische Universität Graz: Materialversuche. Homepage des Labors für Konstruktiven Ingenieurbau: <https://www.tugraz.at/institute/lki/methoden/materialversuche/> (Zugriff: 05.07.2020)
- [8] HBM Österreich: Services & Support. Grundlagen der Dehnungsmessung. Homepage der HBK Company: <https://www.hbm.com/de/6896/dehnungsmessungen-und-experimentelle-spannungsanalyse/> (Zugriff: 05.07.2020)

6.3. Abbildungsverzeichnis

Abbildung 2.1: Lastausbreitungslänge und vertikale Druckspannung σ_{oz} , E_d	4
Abbildung 2.2: Spannungskomponenten der gesamten lokalen vertikalen Spannungen $\sigma_{ges,Ed}$	5
Abbildung 3.1: Ansicht und Schnitt des realen Kranbahnträgers	7
Abbildung 3.2: Kranschiene nominelle Geometrie und tatsächliche Geometrie sowie Schienenposition	8
Abbildung 3.3: Untersuchte Lastfälle LF1, LF2 und LF3 – (Anm. die Exzentrizität e bezieht sich auf die Stegachse)	8
Abbildung 3.4: Versuchsstrukturplan	9
Abbildung 3.5: 4 MN Prüfstand am LKI.....	9
Abbildung 3.6: Anordnung der Dehnmessstreifen an der Rückseite des Trägerstegs.....	10
Abbildung 3.7: Ansichten und Schnitt der Versuchsreihe I	11
Abbildung 3.8: Ansichten und Schnitt der Versuchsreihe II	12
Abbildung 3.9: Gegenüberstellung der Messergebnisse ε_z für den LF1, LF2 und LF3 mit Stahlblech Unterlage und ohne Längssteifen	15
Abbildung 3.10: Gegenüberstellung der Messergebnisse ε_z für LF1 ($e=0$) mit Stahlblech Unterlage und ohne Längssteifen bzw. mit Längssteifen	16
Abbildung 3.11: Gegenüberstellung der Messergebnisse ε_z für LF2 ($e=+30\text{mm}$) mit Stahlblech Unterlage und ohne Längssteifen bzw. mit Längssteifen	18
Abbildung 3.12: Gegenüberstellung der Messergebnisse ε_z für LF3 ($e=-30\text{mm}$) mit Stahlblech Unterlage und ohne Längssteifen bzw. mit Längssteifen	19
Abbildung 3.13: Gegenüberstellung der Messergebnisse ε_z für LF1, LF2 und LF3 mit elastischer Unterlage und ohne Längssteifen	21
Abbildung 3.14: Gegenüberstellung der Messergebnisse ε_z für LF1 ($e=0$) mit elastischer Unterlage und ohne Längssteifen bzw. mit Längssteifen	23
Abbildung 3.15: Gegenüberstellung der Messergebnisse ε_z für LF2 ($e=+30\text{mm}$) mit elastischer Unterlage und ohne Längssteifen bzw. mit Längssteifen	24
Abbildung 3.16: Gegenüberstellung der Messergebnisse ε_z für LF3 ($e=-30\text{mm}$) mit elastischer Unterlage und ohne Längssteifen bzw. mit Längssteifen	25
Abbildung 3.17: Gegenüberstellung der Messergebnisse ε_z für LF1 ($e=0$) mit Stahlblech Unterlage, bei geradem Schienenstoß und schrägem Schienenstoß	27
Abbildung 3.18: Gegenüberstellung der Messergebnisse ε_z für LF2 ($e=+30\text{mm}$) mit Stahlblech Unterlage, bei geradem Schienenstoß und schrägem Schienenstoß	28
Abbildung 3.19: Gegenüberstellung der Messergebnisse ε_z für LF3 ($e=-30\text{mm}$) mit Stahlblech Unterlage, bei geradem Schienenstoß und schrägem Schienenstoß	29
Abbildung 3.20: Gegenüberstellung der Messergebnisse ε_z für LF1 ($e=0$) mit elastischer Unterlage, bei geradem Schienenstoß und schrägem Schienenstoß	31
Abbildung 3.21: Gegenüberstellung der Messergebnisse ε_z für LF2 ($e=+30\text{mm}$) mit elastischer Unterlage, bei geradem Schienenstoß und schrägem Schienenstoß	32
Abbildung 3.22: Gegenüberstellung der Messergebnisse ε_z für LF3 ($e=-30\text{mm}$) mit elastischer Unterlage, bei geradem Schienenstoß und schrägem Schienenstoß	33
Abbildung 4.1: FE-Modell Ia und FE-Modell Ib – Detailausschnitt im Kranschienebereich	36

Abbildung 4.2: Finite Elemente Modell Ia und Modell Ib mit Radlast zufolge LF1, LF2 und LF3.....	36
Abbildung 4.3: Draufsicht – Modell Ia bzw Ib für die FE-Studie	38
Abbildung 4.4: Randbedingungen für die Studie I – Modell Ia und Ib.....	38
Abbildung 4.5: Finite Elemente Modell IIa für den geraden Schienenstoß, mit Radlast zufolge LF1, LF2 und LF3.....	39
Abbildung 4.6: Finite Elemente Modell IIb für den schrägen Schienenstoß, mit Radlast zufolge LF1, LF2 und LF3	40
Abbildung 4.7: Draufsicht – Modell IIa und IIb für die FE-Studie.....	40
Abbildung 4.8: Randbedingungen für die Studie II	42
Abbildung 4.9: Vergleich der Ergebnisse der FE-Berechnung und der ÖNORM EN 1993-6 mit den Messwerten der Laborversuche für Studie Ia; mit Stahlblech Unterlage und ohne LS; LF1, LF2 und LF3	46
Abbildung 4.10: Vergleich der Ergebnisse der FE-Berechnung und der ÖNORM EN 1993-6 mit den Messwerten der Laborversuche für Studie Ia; mit Stahlblech Unterlage und mit Längssteifen; LF1 (e=0).....	47
Abbildung 4.11: Vergleich der Ergebnisse der FE-Berechnung und der ÖNORM EN 1993-6 mit den Messwerten der Laborversuche für Studie Ia; mit Stahlblech Unterlage und mit LS; LF2 (e=+30mm)	48
Abbildung 4.12: Vergleich der Ergebnisse der FE-Berechnung und der ÖNORM EN 1993-6 mit den Messwerten der Laborversuche für Studie Ia; mit Stahlblech Unterlage; und mit LS; LF3 (e=-30mm).....	49
Abbildung 4.13: Vergleich der Ergebnisse für Stahlblech Unterlage und elastischer Unterlage mit Modell Ia – ohne Längssteifen.....	51
Abbildung 4.14: Vergleich der Ergebnisse der FE-Berechnung und der ÖNORM EN 1993-6 mit den Messwerten der Laborversuche für Studie Ia; mit elastischer Unterlage und ohne LS; LF1, LF2 und LF3	53
Abbildung 4.15: Vergleich der Ergebnisse der FE-Berechnung und der ÖNORM EN 1993-6 mit den Messwerten der Laborversuche für Studie Ia; mit elastische Unterlage und mit Längssteifen; LF1 (e=0).....	54
Abbildung 4.16: Vergleich der Ergebnisse der FE-Berechnung und der ÖNORM EN 1993-6 mit den Messwerten der Laborversuche für Studie Ia; mit elastischer Unterlage; und mit LS; LF2 (e=+30mm)	55
Abbildung 4.17: Vergleich der Ergebnisse der FE-Berechnung und der ÖNORM EN 1993-6 mit den Messwerten der Laborversuche für Studie Ia; mit elastischer Unterlage und mit LS; LF3 (e=-30mm).....	56
Abbildung 4.18: Vergleich der Ergebnisse von LF1 und LF2 für Modell Ia und Modell Ib – mit Stahlblech-Unterlage und ohne Längssteifen.....	58
Abbildung 4.19: Vergleich der Ergebnisse der FE-Berechnung und der ÖNORM EN 1993-6 mit den Messwerten der Laborversuche für Studie Ib; mit Stahlblech Unterlage und ohne LS; LF1, LF2 und LF3.....	60
Abbildung 4.20: Vergleich der Ergebnisse der FE-Berechnung und der ÖNORM EN 1993-6 mit den Messwerten der Laborversuche für Studie Ib; mit Stahlblech Unterlage und mit LS; LF1 (e=0mm)	61

Abbildung 4.21: Vergleich der Ergebnisse der FE-Berechnung und der ÖNORM EN 1993-6 mit den Messwerten der Laborversuche für Studie Ib; mit Stahlblech Unterlage und mit LS; LF2 (e=+30mm)	62
Abbildung 4.22: Vergleich der Ergebnisse der FE-Berechnung und der ÖNORM EN 1993-6 mit den Messwerten der Laborversuche für Studie Ib; mit Stahlblech Unterlage und mit LS; LF3 (e=-30mm)	63
Abbildung 4.23: Vergleich der Ergebnisse für Stahlblech Unterlage und elastische Unterlage mit Modell Ib – ohne Längssteifen	65
Abbildung 4.24: Vergleich der Ergebnisse der FE-Berechnung und der ÖNORM EN 1993-6 mit den Messwerten der Laborversuche für Studie Ib; mit elastischer Unterlage und ohne LS; LF1, LF2 und LF3	67
Abbildung 4.25: Vergleich der Ergebnisse der FE-Berechnung und der ÖNORM EN 1993-6 mit den Messwerten der Laborversuche für Studie Ib; mit elastischer Unterlage und mit Längssteifen; LF1 (e=0)	68
Abbildung 4.26: Vergleich der Ergebnisse der FE-Berechnung und der ÖNORM EN 1993-6 mit den Messwerten der Laborversuche für Studie Ib; mit elastischer Unterlage und mit LS; LF2 (e=+30mm)	69
Abbildung 4.27: Vergleich der Ergebnisse der FE-Berechnung und der ÖNORM EN 1993-6 mit den Messwerten der Laborversuche für Studie Ib; mit elastischer Unterlage und mit LS; LF3 (e=-30mm)	70
Abbildung 4.28: Vergleich der Ergebnisse der FE-Berechnung und der ÖNORM EN 1993-6 mit den Messwerten der Laborversuche für Studie IIa; mit Stahlblech Unterlage, geradem Schienenstoß und ohne Längssteifen; LF1, LF2 und LF3	74
Abbildung 4.29: Vergleich der Ergebnisse der FE-Berechnung und der ÖNORM EN 1993-6 mit den Messwerten der Laborversuche für Studie IIa; mit elastischer Unterlage, geradem Schienenstoß und ohne Längssteifen; LF1, LF2 und LF3	75
Abbildung 4.30: Vergleich der Ergebnisse der FE-Berechnung und der ÖNORM EN 1993-6 mit den Messwerten der Laborversuche für Studie IIb; mit Stahlblech-Unterlage, schrägem Schienenstoß und ohne Längssteifen; LF1, LF2 und LF3	79
Abbildung 4.31: Vergleich der Ergebnisse der FE-Berechnung und der ÖNORM EN 1993-6 mit den Messwerten der Laborversuche für Studie IIb; mit elastische Unterlage, schrägem Schienenstoß und ohne Längssteifen; LF1, LF2 und LF3	80
Abbildung 4.32: Gegenüberstellung der Ergebnisse der FE-Berechnungen für Studie Ib, Studie IIa und Studie IIb; mit Stahlblech Unterlage und ohne Schienenstoß; LF1 (e=0) bzw. LF3 (e=-30mm).....	81
Abbildung 4.33: Gegenüberstellung der Ergebnisse der FE-Berechnungen für Studie Ib, Studie IIa und Studie IIb; mit elastische Unterlage und ohne Längssteifen; LF1 (e=0) bzw. LF3 (e=-30mm).....	82
Abbildung 4.34: Gegenüberstellung der Messergebnisse der Laborversuche für Studie Ib, Studie IIa und Studie IIb; mit Stahlblech Unterlage und ohne Längssteifen; LF1 (e=0) bzw. LF3 (e=-30mm)	83

Abbildung 4.35: Gegenüberstellung der Messergebnisse der Laborversuche für Studie Ib, Studie IIa und Studie IIb; mit elastische Unterlage und ohne Längssteifen; LF1 (e=0) bzw. LF3 (e=-30mm).....	84
--	----

6.4. Tabellenverzeichnis

Tabelle 3.1: Einfluss der Längssteifen auf die vertikalen Dehnungen (Mittelwert beider DMS) für eine zentrische Last von F=1400kN mit Stahlblech Unterlage und LF1 mit e=0	16
Tabelle 3.2: Einfluss der Längssteifen auf die vertikalen Dehnungen (Mittelwert beider DMS) für eine zentrischen Last von F=1400kN mit elastischer Unterlage und LF1 mit e=0.....	22
Tabelle 4.1: Vergleich der FE-Ergebnisse $\varepsilon_{z,max}$ für Stahlblech Unterlage und elastischer Unterlage mit Modell Ia – ohne Längssteifen	50
Tabelle 4.2: Vergleich der FE-Ergebnisse $\varepsilon_{z,max}$ für Modell Ia und Modell Ib (mit Stahlblech-Unterlage und ohne Längssteifen).....	57
Tabelle 4.3: Vergleich der FE-Ergebnisse $\varepsilon_{z,max}$ für Stahlblech Unterlage und elastischer Unterlage mit Modell Ib – ohne Längssteifen	64
Tabelle 4.4: Vergleich der FE-Ergebnisse der Dehnung ε_z für Stahlblech Unterlage und elastische Unterlage mit Modell IIa für geraden Schienenstoß und ohne Längssteifen bei F=600kN	73
Tabelle 4.5: Vergleich der FE-Ergebnisse der Dehnungen ε_z für Stahlblech Unterlage und elastische Unterlage mit Modell IIb für schrägen Schienenstoß und ohne Längssteifen bei F=600kN	78

Anhang A

DIN EN 1993-1-8/NA:2010-12

Tabelle NA.A.2 — Vorspannkraften und Anziehungsmomenten für Drehimpuls-, modifiziertes Drehmoment-, und modifiziertes kombiniertes Vorspannverfahren für Garnituren der Festigkeitsklasse 10.9 nach DIN EN 14399-4, DIN EN 14399-6 und DIN EN 14399-8 — k-Klasse K1 nach DIN EN 14399-1

1	2	3	4	5	
Maße	Regel-Vorspannkraft $F_{p,C}^*$ kN	Drehimpuls- verfahren	Modifiziertes Drehmoment- verfahren	Modifiziertes kombiniertes Verfahren	
		Einzustellende Vorspannkraft $F_{V,DI}$ zum Erreichen der Regel- Vorspannkraft $F_{p,C}^*$ kN	Aufzubringendes Anziehungsmoment M_A zum Erreichen der Regelvorspannkraft $F_{p,C}^*$ Nm	Voranziehungsmoment $M_{A,MKV}$ Nm	
		Oberflächenzustand: feuerverzinkt und geschmiert ^a oder wie hergestellt und geschmiert ^a			
1	M12	50	60	100	75
2	M16	100	110	250	190
3	M20	160	175	450	340
4	M22	190	210	650	490
5	M24	220	240	800	600
6	M27	290	320	1 250	940
7	M30	350	390	1 650	1 240
8	M36	510	560	2 800	2 100

^a Muttern mit Molybdänsulfid oder gleichwertigem Schmierstoff behandelt.

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