

Diploma Thesis

Research on the transversal load-bearing behaviour of a trough bridge with an SCSC-Plate

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

Diplomarbeit

Untersuchungen zur Quertragwirkung einer Trogbücke mit SCSC-Platte

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

von

Philipp Egly, BSc

Matr.Nr.: 01525869

unter der Anleitung von

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

Dipl.-Ing. Dr.techn. **Patrik Takács, IWE**

Institut für Tragkonstruktionen
Forschungsbereich Stahlbau
Technische Universität Wien
Karlsplatz 13/212, 1040 Wien, Österreich

Wien, im Juni 2022



Die approbierte gedruckte Originalversion dieser Diplomarbeit ist an der TU Wien Bibliothek verfügbar
The approved original version of this thesis is available in print at TU Wien Bibliothek.

Kurzfassung

Die SCSC-Platte (*Steel-Concrete-Steel-Composite-Plate*) ist eine Verbundplatte mit extrem geringer Bauhöhe, welche am Institut für Tragkonstruktionen – Forschungsbereich Stahlbau der TU Wien entwickelt wird. Das langfristige Ziel ist es, eine Alternative zur Grobblechplatte zu bieten, dementsprechend umfasst das Einsatzgebiet der SCSC-Platte den Eisenbahnbrückenbau mit kurzen Spannweiten, wobei zwischen den Anwendungsfällen *Fahrbahndeck einer Trogbrücke* und *Plattenbrücke* unterschieden wird. Die vorliegende Arbeit beschäftigt sich mit Untersuchungen zur Quertragwirkung der Platte als Fahrbahndeck einer Trogbrücke. Die Besonderheit dieses Anwendungsfalls ist die Tatsache, dass die Platte als Untergurt der Hauptträger fungiert und somit einer nicht zu vernachlässigenden Zugbelastung in Brückenlängsrichtung ausgesetzt ist.

Unter anderem der Einfluss dieser Längsdehnung wird mithilfe von Finite-Elemente-Simulationen analysiert. Dabei zeigt sich, dass die mit der Längsdehnung einhergehende Querkontraktion einen maßgeblichen Einfluss auf die Tragmechanismen in der Platte hat. Weiters werden die Auswirkungen eines Bewehrungskorbes im Beton sowie beidseitige Verschweißungen der Dübelleisten im Randbereich der Platte untersucht.

Die Arbeit startet mit der Beschreibung der SCSC-Platte und den bisherigen Forschungen in den Kapiteln 1 und 2. Anschließend wird die Modellierung der Berechnungsmodelle in Kapitel 3 ausführlich beschrieben. Dabei wird unter anderem auf die Material- und Kontaktdefinitionen sowie die Lastaufstellung eingegangen. Außerdem folgen Erläuterungen zu den Erweiterungen mit Bewehrung und den zusätzlichen Schweißnähten. In Kapitel 4 werden schließlich die ersten Resultate dargestellt. Es handelt sich dabei um einen Ergebnisvergleich von Schnittgrößen und Verschiebungen zwischen dem RFEM- sowie einem Abaqus-Modell, wobei eine gute Übereinstimmung zu beobachten ist. Im Anschluss daran folgt mit Kapitel 5 eine detaillierte Auswertung der Ergebnisse aller Abaqus-Modelle.

Zuerst wird die Länge der zusätzlichen Schweißnähte im Randbereich untersucht. Dabei wird festgestellt, dass die Nähte möglichst lang sein sollten, wobei sie in der Mitte zwischen zwei Dübeln enden müssen. Anschließend werden die Arbeitslinien – die Gegenüberstellung von Belastung und Verschiebung – dargestellt und daran die Auswirkungen der verschiedenen Modellvarianten diskutiert. Sowohl die Längsdehnung, als auch der Bewehrungskorb sowie die zusätzlichen Schweißnähte führen zu einer Verringerung der Durchbiegung in Plattenmitte. Während dies bei den zwei letzteren zu erwarten war, waren die Auswirkungen der Längsdehnung unerwartet. Um ein tieferes Verständnis für die Gründe dieser Ergebnisse zu erlangen, werden weitere speziell modifizierte Modelle entwickelt, Teilschnittgrößen in Plattenmitte, Dübelkräfte und die Hauptdruckspannungen im Betonkern untersucht. Zuletzt werden die Biegesteifigkeiten der verschiedenen Plattenvarianten in Querrichtung bestimmt und diskutiert.

Zum Abschluss folgt eine Zusammenfassung der Ergebnisse sowie ein Ausblick, welche weiteren Forschungen aktuell im Gange sind und welche Aspekte aus vorliegender Arbeit in Zukunft sinnvollerweise näher untersucht werden sollten.



Die approbierte gedruckte Originalversion dieser Diplomarbeit ist an der TU Wien Bibliothek verfügbar
The approved original version of this thesis is available in print at TU Wien Bibliothek.

Abstract

The SCSC-Plate (*Steel-Concrete-Steel-Composite-Plate*) is a composite plate with extremely small thickness, which is being developed at the Institute of Structural Engineering – Research Unit Steel Structures of the TU Wien. The long term goal is to offer an alternative for very thick (120 mm) steel plates for short-span railway bridges, where we differentiate between the two use cases *deck slab of a trough bridge* and *slab bridge*. The present thesis deals with the investigation of the transversal load-bearing behaviour as a deck slab of a trough bridge. The specialty of this use case is the fact that the slab functions as the main girder's bottom flange and therefore gets a not negligible tensile force in the longitudinal direction of the bridge.

Among other topics, the effects of this longitudinal strain is analysed with the aid of finite-element-simulations. It shows that the transversal contraction, which comes along with the strain in longitudinal direction, has a major impact on the load-bearing mechanisms of the composite slab. Further, the effects of a reinforcement cage in the concrete as well as the dowel bars welded on cover and bottom plate in the outer regions of the slab are investigated.

The thesis starts with a description of the SCSC-Plate and an analysis of the previous research in Chapters 1 and 2. Next, the modelling of the computational models is described in detail in Chapter 3. For example, the material and contact definitions as well as the acting loads are discussed in this section. Furthermore, an explanation of the extensions with reinforcement and the additional weldings follows. Chapter 4 shows the first results, which are comparisons of the appearing internal forces and displacements in the RFEM and in the Abaqus model. A good match is achieved. In Chapter 5, a detailed evaluation of the results of all Abaqus models is presented.

At first, the length of the additional weldings in the edge area is investigated. The research on this shows that the weldings should be as long as possible and have to end in the middle between two dowels. Furthermore, the force-displacement behaviour is used to determine the differences between the models and therefore the effects of the longitudinal strain, reinforcement and the additional weldings. All of these three aspects reduce the vertical displacement in the middle of the slab. While this was expected for the last two, it came as a surprise for the longitudinal strain. To gain a deeper understanding of the reason for this behaviour, more models with small but very special modifications are developed. Furthermore, the internal forces in the middle of the slab as well as dowel forces and the minimal principal stresses in the concrete are analysed. At the end of Chapter 5, the bending stiffness in transversal direction of the models is calculated and discussed.

Finally, Chapter 6 consists of a summary of all relevant results as well as an outlook that shows which research is currently in progress and which aspects of the present thesis should be further investigated.



Die approbierte gedruckte Originalversion dieser Diplomarbeit ist an der TU Wien Bibliothek verfügbar
The approved original version of this thesis is available in print at TU Wien Bibliothek.

Inhaltsverzeichnis

1	Einleitung	1
1.1	Problemstellung	1
1.2	Evolution zur geringen Bauhöhe	2
1.3	Die SCSC-Platte	3
1.4	Fokus dieser Arbeit	4
2	Stand der Technik	5
2.1	Herrmann 2013: Tragfunktionsanalyse und rechnerische Modellbildung der SCSC-Platte	5
2.2	Steurer 2017: Experimentelle und numerische Untersuchungen zur Tragfähigkeit der SCSC-Platte	6
2.3	Takács 2018: Untersuchungen zur Ermüdungsfestigkeit der SCSC-Platte	7
2.4	Palotás 2021: Weitere Untersuchungen zu den Tragmechanismen der SCSC-Platte	7
2.5	Diverse Diplomarbeiten	9
3	Modellierung	10
3.1	Verwendete Software	10
3.2	Die Modelle im Programm RFEM	10
3.2.1	Modell der gesamten Brücke	10
3.2.2	Ersatzmodell	11
3.3	Die Abaqus-Modelle	12
3.4	Modellierung in Abaqus - Das erste Modell	12
3.4.1	Allgemeine Vorgehensweise	12
3.4.2	Parts und Instances	13
3.4.3	Materialien	13
3.4.4	Kontaktdefinitionen	14
3.4.5	Lastaufstellung	18
3.4.6	Lagerungsbedingungen und weitere Randbedingungen	22
3.4.7	Berechnungsschritte	28
3.4.8	Erstellung des Finite-Elemente-Netzes	29
3.5	Berechnung des Modells	30
3.6	Erweiterungen des ersten Modells	30
3.6.1	Erweiterung um die Dehnung in Längsrichtung	30
3.6.2	Erweiterung um einen Bewehrungskorb und Längsbewehrung	31
3.6.3	Erweiterung um zusätzliche Schweißnähte	33
4	Vergleich der Ergebnisse aus RFEM und Abaqus	34
4.1	Verifikation der Abaqus-Berechnungsergebnisse	34
4.1.1	Kontrolle der <i>Energy balance</i>	34
4.1.2	Kontrolle der Auflagerkraft	35
4.2	Vergleich der Schnittgrößen	35
4.2.1	Vergleich des Biegemoments um die Brückenlängsachse	35
4.2.2	Vergleich der Querkraft in der Platte in vertikaler Z-Richtung	36

4.2.3	Vergleich der Normalkraft in der Platte in Querrichtung	38
4.3	Vergleich der Plattendurchbiegung	38
5	Detaillierte Auswertung der Abaqus-Ergebnisse	41
5.1	Länge der zusätzlichen Schweißnähte	41
5.1.1	Erster Vergleich: Schweißnaht bis zur Mitte eines Dübels oder zwischen zwei Dübeln endend	41
5.1.2	Zweiter Vergleich: Typ (ii) mit unterschiedlichen Längen	43
5.2	Arbeitslinien	44
5.2.1	Effekte von Längsdehnung und Querkontraktion auf die Arbeitslinien . .	46
5.3	Teilschnittgrößen am Längsschnitt in Plattenmitte	47
5.3.1	Erläuterung der Vorgehensweise am Modell mit Dehnung, ohne Bewehrung, ohne zusätzliche Schweißnähte	48
5.3.2	Vergleich mit den anderen Modellen	50
5.3.3	Teilmomente	53
5.4	Dübelkräfte	55
5.4.1	Unterschiede zwischen der Horizontalkomponente und der Resultierenden der Dübelkräfte	56
5.4.2	Dübelkräfte der Dübelleiste 3 (unten über ganze Länge angeschweißt) . .	57
5.4.3	Dübelkräfte der Dübelleiste 4 (oben über ganze Länge angeschweißt) . . .	58
5.4.4	Interpretation der Ergebnisse	58
5.4.5	Maximal beanspruchte Dübel über die Zeit	65
5.5	Hauptdruckspannungen im Betonkern	66
5.5.1	Vollständige Darstellung für das Modell ohne Dehnung, ohne Bewehrung und ohne zusätzliche Schweißnähte	67
5.5.2	Einfluss der Längsdehnung	69
5.5.3	Einfluss der Bewehrung	72
5.5.4	Einfluss der zusätzlichen Schweißnähte	74
5.6	Biegesteifigkeit der SCSC-Platte in Querrichtung	75
5.6.1	Allgemeines zur Vorgehensweise	75
5.6.2	Methode 1: Bestimmung mithilfe der Differentialbeziehungen der Balken- theorie	76
5.6.3	Methode 2: Schubstarrer Biegeträger in RFEM	82
5.6.4	Zusammenfassung und Vergleich von Methode 1 und Methode 2	85
6	Zusammenfassung und Ausblick	87
6.1	Zusammenfassung und Beantwortung der Forschungsfragen	87
6.1.1	Zur ersten Forschungsfrage: Einfluss der Längsdehnung	88
6.1.2	Zur zweiten Forschungsfrage: Einfluss der Bewehrung	90
6.1.3	Zur dritten Forschungsfrage: Einfluss der zusätzlichen Schweißnähte . . .	91
6.2	Fazit und Ausblick	92
A	Ergänzende Abbildungen und Tabellen	95
A.1	Lastaufstellung für die Eingabe in Abaqus	95
A.2	Geometrie des RFEM-Brückenmodells	98
A.3	Dübelkräfte auf ULS-Lastniveau	100
A.4	Biegelinien und Momentenverläufe zur Ermittlung der effektiven Biegesteifigkeit	102

Kapitel 1

Einleitung

1.1 Problemstellung

Bis in die siebziger Jahre des letzten Jahrhunderts wurden Stahlbrücken in Österreich in der Regel mit einer offenen Fahrbahn hergestellt [18]. Diese Bauweise, vor allem als Trogbücke, ist gekennzeichnet durch einen extrem geringen Abstand von Konstruktionsunterkante zu Gleisoberkante, die sogenannte Bauhöhe. Abbildung 1.1 zeigt einen Querschnitt einer solchen Konstruktion und veranschaulicht den Grund für diese geringe Höhe: ohne einem Schotterbett oder ähnlichem sind die Brückenhölzer, auf denen die Schienen liegen, direkt an den Längsträgern befestigt. Diese leiten die Lasten weiter in die Querträger, welche schlussendlich auf den Hauptträgern lagern.

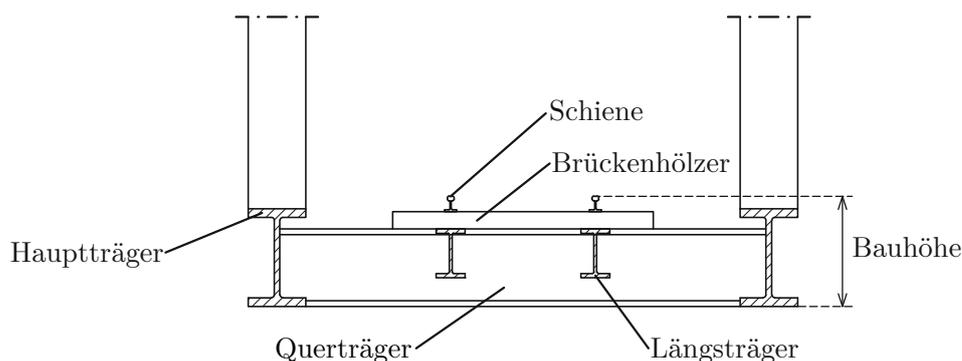


Abb. 1.1: Querschnitt einer Fachwerkbrücke mit offener Fahrbahn

Wie zu Beginn erwähnt, werden solche Stahlbrücken seit ungefähr 50 Jahren nicht mehr gebaut, wofür es verschiedene Gründe gibt. Zum einen entsteht bei der Zugüberfahrt über eine Brücke mit offener Fahrbahn viel Lärm, der heutzutage für Neubauten nicht mehr akzeptiert wird. Auch die Instandhaltung, z. B. beim Korrosionsschutz, gestaltet sich aufwendiger als bei heute üblichen Bauweisen, wie beispielsweise der orthotropen Platte mit Schotterbett [18].

Nun haben wir heute die Situation, dass alte Tragwerke mit offener Fahrbahn ersetzt werden müssen durch Brücken mit zusätzlichem Schotterbett, welches im Netz der Österreichischen Bundesbahnen (ÖBB) eine Regelhöhe von 550 mm aufweist. Wenn die neue Tragkonstruktion also die gleiche Höhe hat wie die alte, liegt man mit der Gleislage um dieses Maß höher als davor. Ein Absenken der gesamten Brücke ist in der Regel nicht möglich, da das Lichtraumprofil unter ihr nicht verkleinert werden darf. Die Konsequenz daraus ist dann, dass das Gleis vor und nach der Brücke angerammt werden muss, um den Höhengsprung zufolge Schotterbett zu bewerkstelligen. Dies geht mit hohen Kosten einher.

Zusammengefasst ist die grundsätzliche Problemstellung, dass die Bauhöhe der neuen Brücke zu hoch ist und reduziert werden muss, um das Schotterbett bei gleichbleibender Gleislage mit unterzubringen.

1.2 Evolution zur geringen Bauhöhe

Abbildung 1.2, welche aus der Dissertation von Herrmann [7] stammt, zeigt den Zusammenhang zwischen dem Sprung in der Gleislage aufgrund der Bauhöhe und der dafür notwendigen Rampenlänge vor und nach der Brücke.

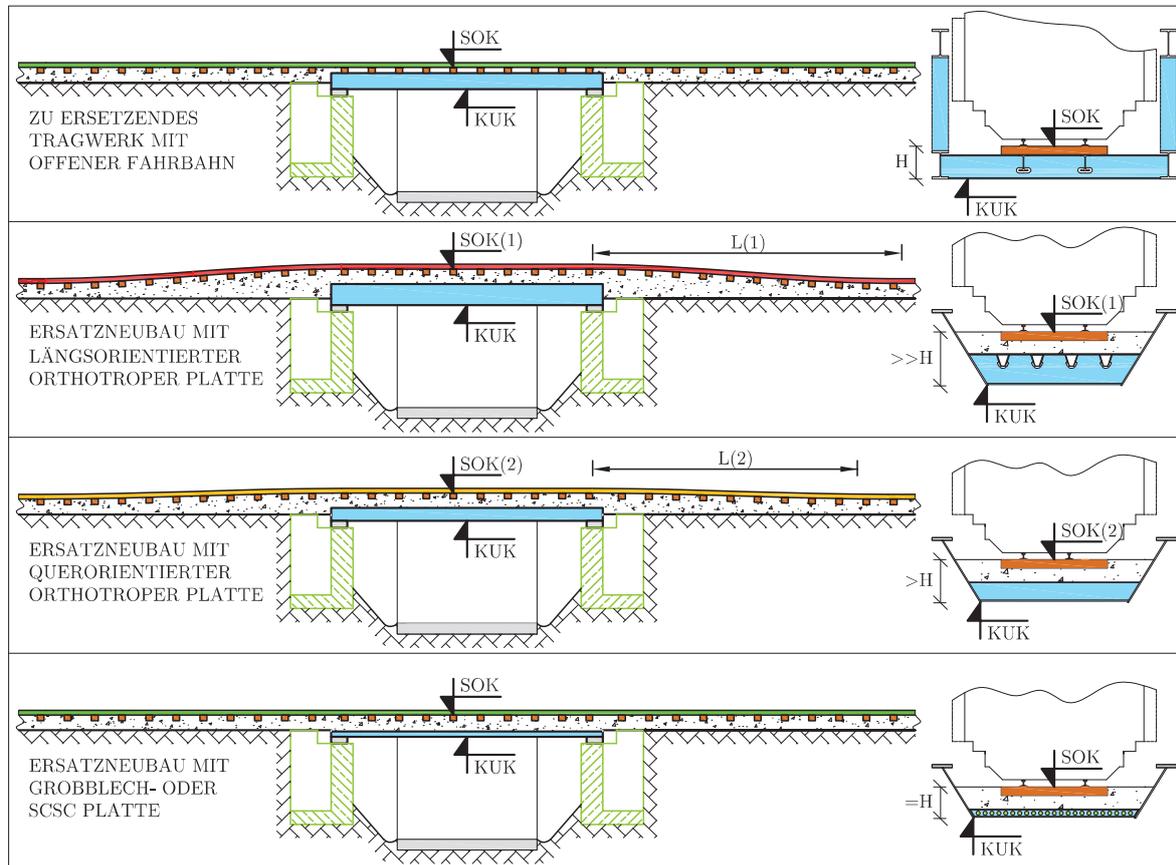


Abb. 1.2: Zusammenhang Bauhöhe und Rampenlänge aus [7]

Wie bereits erwähnt, ist heutzutage die orthotrope Platte (in Abbildung 1.2 zweites Bild von oben) bei Stahlbrücken die bevorzugte Variante bei jenen Konstruktionen, bei denen die Bauhöhe nicht beschränkt ist. Sie zeichnet sich aus durch ihr verhältnismäßig geringes Gewicht und dadurch niedrige Kosten für Material und Manipulation (z. B. kann der Kran kleiner dimensioniert werden). Nachteilig ist allerdings die große Bauhöhe, die eine lange Anrampung vor und nach der Brücke nach sich ziehen würde.

Um die Bauhöhe und somit die Rampenlänge bei einer orthotropen Platte zu verringern, steht die sogenannte querorientierte orthotrope Platte zur Verfügung. Bei dieser „erkauft“ man sich eine Bauhöhenreduktion aufgrund des Weglassens der Längsrippen durch einen geringeren Querträgerabstand, wodurch die Konstruktion insgesamt schwerer und somit teurer wird. Dem steht entgegen, dass der Höhengsprung kleiner ausfällt und somit die Länge der Rampen bei gleicher Längsneigung reduziert wird, d. h. $L(2) < L(1)$.

Die geringste Bauhöhe wird aktuell mit der Grobblechplatte erzielt. Im Spannweitenbereich bis sechs Meter kann mit ihr eine extrem hohe Schlankheit von bis zu $1/30$ erzielt werden. Am Institut für Tragkonstruktionen – Forschungsbereich Stahlbau wurde eine Regelstatik für Trogbauwerke mit einer 120 mm dicken Grobblechplatte als Fahrbahndeck für die ÖBB entwickelt [5]. Nachteilig ist

jedoch, dass sich zum einen die Herstellung (z. B. die Montagestöße) schwierig gestaltet und zum anderen die Verfügbarkeit so dicker Stahlbleche eingeschränkt ist. Diese Umstände führen zu noch höheren Kosten der Brücke als bei der querorientierten orthotropen Platte. Allerdings kann auf eine Rampe verzichtet werden, wodurch das Bauprojekt insgesamt oft am günstigsten ist. Um eine Alternative zu erhalten, welche die Vorteile der Grobblechplatte – also vor allem die geringe Bauhöhe – aber nicht die Nachteile besitzt, wird am Forschungsbereich Stahlbau der TU Wien eine neuartige Sandwich-Verbundplatte, die *Steel-Concrete-Steel-Sandwich-Platte* (kurz *SCSC-Platte*) entwickelt. Sie wird im Kapitel 1.3 vorgestellt.

1.3 Die SCSC-Platte

Der Grundgedanke der neuen Verbundplatte ist die Entfernung des teuren Materials Stahl aus dem statisch wenig wirksamen Bereich um die Schwerachse. Es entstehen so zwei außenliegende Bleche, die schubfest miteinander verbunden werden müssen. Dies wird durch abwechselnd angeschweißte Dübelleisten und einen Betonkern bewerkstelligt. In Abbildung 1.3, ebenfalls von Herrmann [7] übernommen, sind die Bauteile der Platte sowie die Produktionsschritte veranschaulicht.

Im ersten Schritt werden die Dübelleisten an Boden- bzw. Deckblech geschweißt, wodurch ein Oberteil und ein Unterteil entsteht. Diese werden in weiterer Folge aufeinander gelegt. Abbildung 1.3 links unten zeigt das Abschlussblech, welches mit den beiden außenliegenden Blechen verschweißt wird. Im letzten Schritt wird der Hohlraum zwischen Boden- und Deckblech mit Beton ausgegossen, wodurch Ober- und Unterteil miteinander verbunden werden.

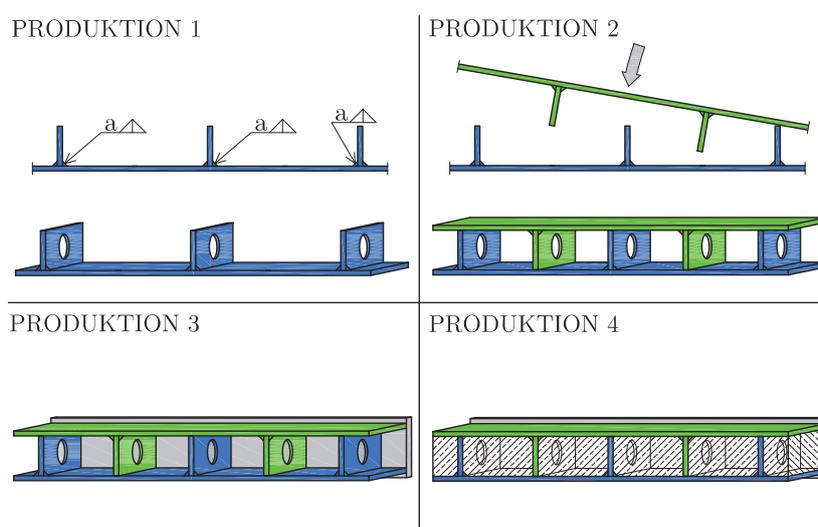


Abb. 1.3: Produktionsschritte der SCSC-Platte aus [7]

Wären die beiden Bleche nicht schubsteif miteinander verbunden, würden sie nicht als ein Querschnitt zusammen wirken. Mechanisch gesprochen ist die schubsteife Verbindung dazu notwendig, um die Steiner-Anteile der außenliegenden Bleche zu aktivieren. Verglichen mit einem I-Profil wirkt das Deckblech dann wie der Obergurt und das Bodenblech wie der Untergurt, wodurch hohe Biegegewidstände mit relativ wenig Stahleinsatz erreicht werden können. Erzielt wird die Steifigkeit dadurch, dass sich im Beton Druckstreben bilden, welche sich an den runden Ausschnitten der Dübelleisten abstützen. Abbildung 1.4 aus [7] veranschaulicht das Prinzip.

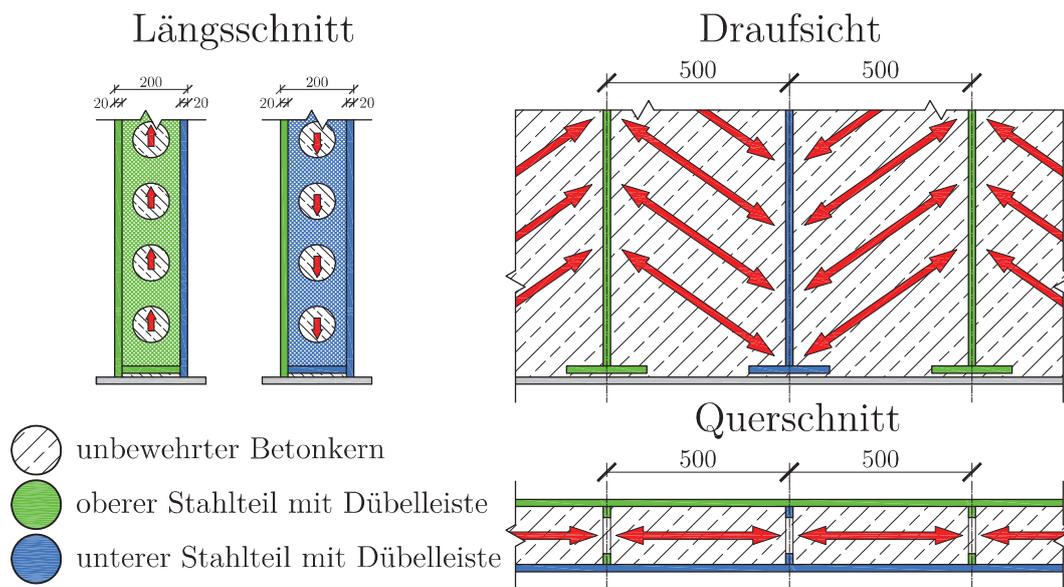


Abb. 1.4: Wirkungsweise der Kombination Betondruckstrebe und Dübelleiste aus [7]

1.4 Fokus dieser Arbeit

Die Forschungen zur SCSC-Platte laufen seit etwa 2012. Dementsprechend sind schon mehrere Diplomarbeiten sowie Dissertationen dazu entstanden, welche unterschiedliche Problemstellungen betrachten. In Kapitel 2 sind die bisherigen Forschungsarbeiten beschrieben. Die vorliegende Diplomarbeit beschäftigt sich mit der Quertragfähigkeit der Platte als Fahrbahndeck einer Trogbrücke. Erstmals wurde auch der Hauptträger, bestehend aus Steg und Obergurt, modelliert. Dadurch kann die Einspannwirkung des Hauptträgers berücksichtigt werden.

Ziel ist es, folgende Forschungsfragen zu beantworten:

1. Welchen Einfluss hat die Längsdehnung (aus der Längstragwirkung) auf die Tragfähigkeit der SCSC-Platte?
2. Welchen Einfluss hat ein Bewehrungskorb auf die Tragfähigkeit der SCSC-Platte?
3. Welchen Einfluss haben oben und unten angeschweißte Dübelleisten im Randbereich der SCSC-Platte auf deren Tragfähigkeit?

Beantwortet sollen die Fragen mithilfe von softwaregestützten Berechnungen mit der Finite-Elemente-Methode. Es sind die folgenden vier Modelle dafür notwendig:

1. ohne Längsdehnung, ohne Bewehrung, ohne zusätzliche Schweißnähte
2. mit Längsdehnung, ohne Bewehrung, ohne zusätzliche Schweißnähte
3. mit Längsdehnung, mit Bewehrung, ohne zusätzliche Schweißnähte
4. mit Längsdehnung, mit Bewehrung, mit zusätzliche Schweißnähte

Eine genauere Beschreibung der Modelle folgt im Kapitel 3.

Kapitel 2

Stand der Technik

Wie in Abschnitt 1.4 bereits erwähnt, startete die Forschung und Entwicklung der „neuartigen Sandwich-Verbundplatte“ mittlerweile vor über zehn Jahren. Die erste Dissertation von Herrmann [7] zum Thema erschien 2013, in der der Autor grundlegende Überlegungen und Versuche zur Konstruktion anstellte. Im Forschungsprojekt von Steuerer [19] wurden die experimentellen und numerischen Untersuchungen zur Tragfähigkeit der Sandwichplatte weitergeführt. Im darauf folgenden Schritt untersuchte Takács in seiner Dissertation [20] das Ermüdungsverhalten der SCSC-Platte. Zusätzlich dazu wurden diverse Diplomarbeiten zu verschiedenen Themen erstellt. Im Folgenden werden die bisher veröffentlichten Arbeiten in ihren Grundzügen vorgestellt.

2.1 Herrmann 2013: Tragfunktionsanalyse und rechnerische Modellbildung der SCSC-Platte

Paul Herrmann beschreibt erstmals die Konstruktion und Tragmechanismus der SCSC-Platte. Dabei erklärt er zuerst die grundsätzlichen Überlegungen zur Schubübertragung zwischen den außenliegenden Stahlblechen. Ausgehend davon fasst er die Aufgaben eines jeden Bauteils zusammen, um diese schließlich danach zu konstruieren. Besonderes Augenmerk liegt dabei auf der Ausbildung der Dübelleisten, wofür Vor- und Nachteile von verschiedenen Varianten erörtert werden. Abbildung 2.1 zeigt diese Varianten.

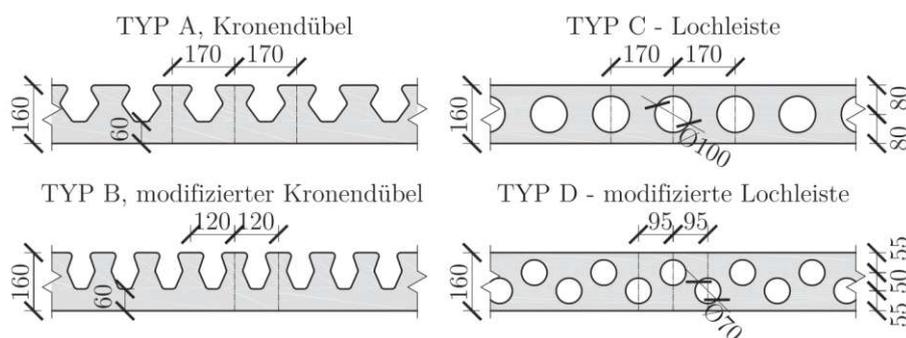


Abb. 2.1: Untersuchte Dübelleistenausformungen in [7]

Erste Detailfragen, wie etwa der Anschluss an den Hauptträgersteg oder verschiedene Varianten zur Realisierung von Stößen der SCSC-Platte, werden diskutiert. Weiters werden im ersten Themenblock Überlegungen zur Herstellung und Montage der Brücke angestellt und die Wirtschaftlichkeit der neuartigen Verbundplatte beurteilt. Letzteres führt zu dem in Tabelle 2.1 angegebenen Vergleich verschiedener Bauweisen. Darin werden die Konstruktionshöhen, die Gewichte je Quadratmeter sowie die normierten Herstellungskosten der Konstruktionsvarianten angeführt. Normiert bedeutet in diesem Fall, dass die Kosten zur Herstellung einer querorientierten orthotropen Platte mit 100 % definiert sind und die anderen Varianten in Relation

dazu gesetzt werden. Es ist ersichtlich, dass bei Verwendung der SCSC-Platte im Vergleich zum Grobblech die Kosten ungefähr halbiert werden können, während die Bauhöhe ebenfalls relativ gering gehalten und das Gewicht reduziert wird.

Tab. 2.1: Vergleich verschiedener Brückenvarianten nach Bauhöhe und Kosten, adaptiert nach [7]

Var.	Bezeichnung	$h_{Konstr.}$ [mm]	Gewicht [kg/m ²]	norm. HK [%]
1	orthotrope Platte mit Trapezrippen	750	300	102,9
2	orthotrope Platte mit Flachstahlrippen	615	320	124,5
3	querorientierte orthotrope Platte	400	355	100,0
4	Grobblechplatte	120	942	192,2
5	Verbundplatte mit Querträgern	650	854	48,1
6	Verbundplatte mit Blech	365	1040	50,1
7	Stahlbetonplatte	450	1240	47,1
8	SCSC-Platte	200	745	82,9

Die weitere Arbeit beschäftigt sich mit Vierpunkt-Biegeversuchen an vier Probekörpern mit verschieden ausgeführten Dübelleisten, sowie Finite-Elemente-Simulationen zur Verifikation der Versuchsergebnisse und zur detaillierteren Untersuchung von schwer oder nicht messbaren Prozessen im Platteninneren.

Anhand dieser Forschungsergebnisse entwirft und diskutiert Herrmann schließlich drei verschiedene Ingenieurmodelle zur praktischen Berechnung des Trag- und Verformungsverhaltens der SCSC-Platte.

2.2 Steuerer 2017: Experimentelle und numerische Untersuchungen zur Tragfähigkeit der SCSC-Platte

Marlene Steuerer führte mit einem Forschungsprojekt im Rahmen der Verkehrsinfrastruktur 2012 die Forschungen von Herrmann fort. Im Endbericht von Mai 2017 [19] sind verschiedene Laborversuche sowie begleitende FE-Berechnungen beschrieben. Die experimentellen Untersuchungen beinhalten zum einen Ausziehversuche, um durch diese die Materialkennwerte für FE-Analysen besser zu eichen. Weiters gab es Versuche an SCSC-Platten mit einer Breite von ungefähr vier Metern, an denen die Tragfähigkeit unter einer Flächenlast experimentell ermittelt wurde. Bei den Probekörpern wurde zwischen der äquidistanten Dübelverteilung und eng nebeneinander liegenden Dübelleisten unterschieden. Beide Versionen sind in Abbildung 2.2 dargestellt. Eine der Erkenntnisse war, dass der gleichmäßige Achsabstand von 500 mm ein besseres Tragverhalten erzielt.

Die Ergebnisse sind in weiteren Kapiteln des Endberichts von den numerischen Analysen begleitet. In diesem Abschnitt wird auch das Programm Abaqus [3], sowie grundlegende Informationen zur Finite-Elemente-Methode erläutert.

Abschließend wird das von Herrmann vorgeschlagene Ingenieurmodell kritisch hinterfragt und sowohl mit den Versuchs- als auch mit den FE-Ergebnissen verglichen. Es zeigt sich, dass das Ingenieurmodell die realitätsnahen FE-Untersuchungen nicht ausreichend genau abbilden kann, woraufhin erste Ansätze zur Verbesserung des Ingenieurmodells vorgestellt werden.

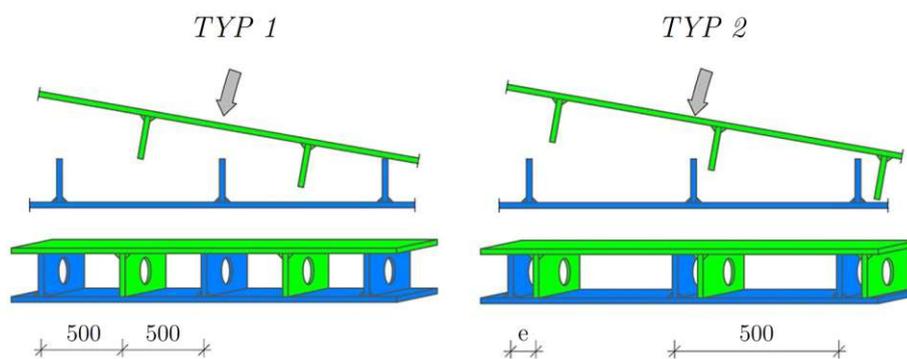


Abb. 2.2: Untersuchte Dübelverteilungen in [19], Bild aus [20]

2.3 Takács 2018: Untersuchungen zur Ermüdungsfestigkeit der SCSC-Platte

Wie bereits erwähnt, widmet sich Takács in seiner Dissertation [20] dem Ermüdungsverhalten der SCSC-Platte, wobei er sich auf die Lochdübelleiste als Schlüsselbauteil konzentriert. Für die Lebensdauerberechnung wird das Kerbdehnungskonzept herangezogen, welches zu Beginn mit anderen theoretischen Grundlagen erläutert wird. Nach der Beschreibung des Finite-Elemente-Modells in Abaqus (siehe Abbildung 2.3) werden die relevanten Ergebnisse präsentiert und schließlich die Lebensdauerberechnung inklusive Parameterstudie durchgeführt. Als Resultat erhält er analog zum Ermüdungskonzept des Eurocode 3 Wöhlerlinien, mit deren Hilfe Takács abschließend beispielhaft einen Nachweis der Ermüdungsfestigkeit erfolgreich durchführt.

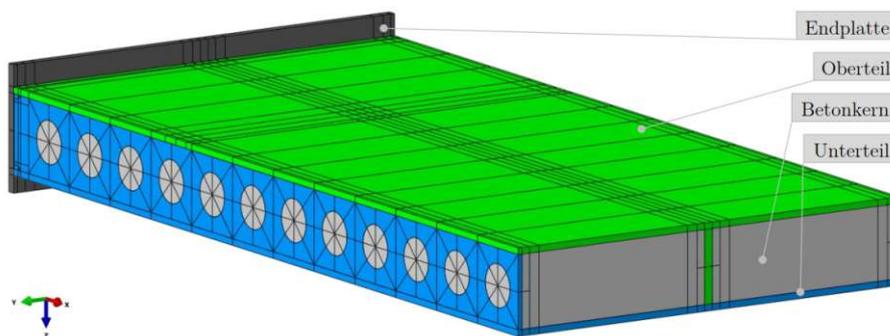


Abb. 2.3: Von Takács untersuchtes Abaqus-Modell, Bild aus [20]

2.4 Palotás 2021: Weitere Untersuchungen zu den Tragmechanismen der SCSC-Platte

Palotás untersucht in seiner Dissertation [17] unter anderem die Tragmechanismen der SCSC-Platte anhand von Finite-Elemente-Berechnungen. Zu Beginn erläutert er die Schubkraftübertragung mit den horizontalen Druckdiagonalen im Beton. Weiters werden in der Arbeit detaillierte Untersuchungen zur vertikalen Kraftübertragung angestellt, was schließlich in der Darstellung als „Sprengwerk“ mündet. In Abbildung 2.4, welche aus [17] stammt, ist das Prinzip dieses Tragmechanismus illustriert. Ein Beispiel, wie dieser Kraftfluss in einem statischen System dargestellt wird, ist in Abbildung 2.5, ebenfalls aus [17], zu sehen.

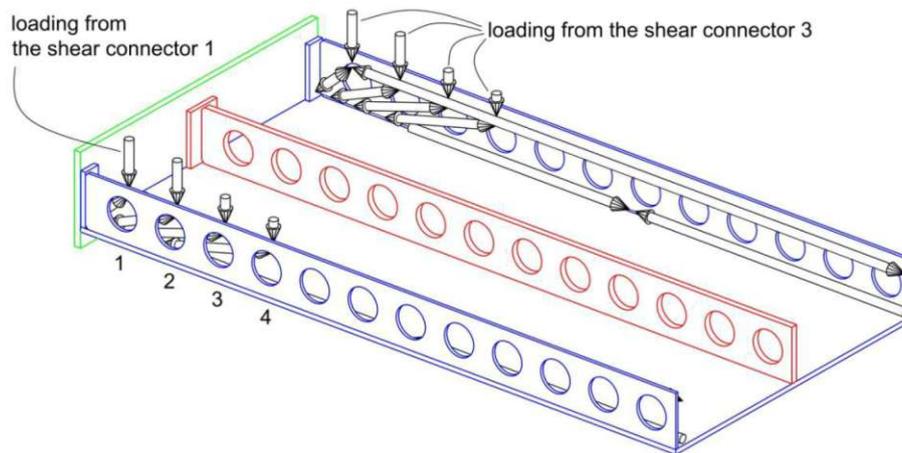


Abb. 2.4: Dreidimensionale Darstellung des Tragmechanismus „Sprengwerk“, Bild aus [17]

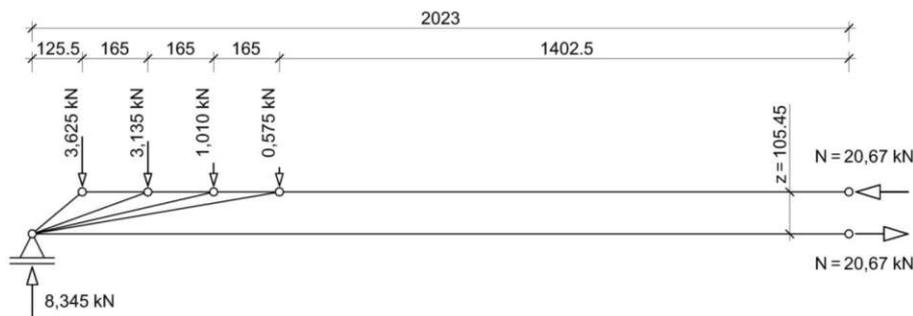


Abb. 2.5: Beispiel eines statischen Systems zur Modellierung des Tragmechanismus „Sprengwerk“, Bild aus [17]

In einem weiteren Kapitel entwickelt Palotás das sogenannte *spring framework model*, ein Ingenieurmodell mit dem Ziel, die langwierige und aufwendige Abaqus-Simulation durch eine MATLAB-Berechnung zu ersetzen. Der Grundgedanke besteht darin, durch ein System aus Stäben und Federn das Verhalten der SCSC-Platte nachzubilden und so beispielsweise innere Kräfte wie Dübelkräfte oder die Durchbiegung in Plattenmitte zu bestimmen. Die Verbindung von Ober- und Unterteil, welche in der Realität von den Betondübeln bewerkstelligt wird, ist hier durch Federn gegeben, deren Steifigkeit durch Laborversuche ermittelt wurde. Ein Vergleich der Resultate aus dem Ingenieurmodell und der Abaqus-Simulation zeigt, dass das Modell durchaus ausreichend genaue Ergebnisse bei der statischen Belastung liefert.

Im letzten großen Kapitel der Dissertation beschreibt Palotás die Erweiterung des Modells für zyklische Belastung. Ein Effekt, der bei Entlastung der Platte auftritt, ist, dass zwischen Beton und den Löchern in den Dübelleisten ein kleiner Spalt entsteht. Bei der darauf folgenden Wiederbelastung wirken Ober- und Unterteil nicht als ein Querschnitt, bis dieser Spalt wieder geschlossen ist. Dieses Phänomen wird als *inelastic slip* bezeichnet. Aufgrund der Untersuchungen ist es deutlich, dass dieses Verhalten nicht vernachlässigbar ist, denn die vertikale Verschiebung in Plattenmitte steigt um rund 25 %.

Abschließend wird in der Dissertation festgehalten, dass das präsentierte *spring framework model* noch nicht ganz in der Lage ist, die Realität ausreichend genau abzubilden. So fehlt beispielsweise noch der Zug auf die Platte aus der Längstragwirkung.

2.5 Diverse Diplomarbeiten

Diplomarbeit Fruhmann Marco Fruhmann beleuchtet in seiner Diplomarbeit [6] die konkrete Herstellung der SCSC-Platte für unterschiedliche Anwendungsfälle. Die verschiedenen Techniken sind:

- Herstellung der SCSC-Platte mit nachträglich angeschweißten Hauptträgerstegen,
- Herstellung der SCSC-Platte mit bereits angeschweißten Hauptträgerstegen vor dem Betonieren,
- Herstellung der SCSC-Platte als Plattenbrücke.

Dabei geht er zu Beginn unter anderem auf den Transport der Stahlteile zur Baustelle ein. Im Weiteren werden Betonierhilfskonstruktionen beschrieben, konstruiert und beispielhaft dimensioniert.

Diplomarbeit Lorenz Die Diplomarbeit von Stephan Lorenz [11] behandelt verschiedene Details der SCSC-Platte als alleinige Tragkonstruktion, also als Plattenbrücke. Die Spannweite bewegt sich hierfür zwischen drei und acht Metern und eignet sich daher z. B. für Durchlässe oder Tragwerke mit kurzen Spannweiten, deren Herstellung in kurzer Zeit durchgeführt werden muss, beispielsweise um die Verkehrsstörung gering zu halten. Aktuell sind diese Bereiche auch von der Grobblechbrücke abgedeckt, das heißt, die SCSC-Platte bietet sich auch hier wieder als Alternative dazu an.

Die Details, die Lorenz behandelt, sind:

- die Ausbildung der Randbereiche,
- die Zuordnung der Dübelleisten zu Deck- und Bodenblech sowie
- die Auflagerbereiche.

Nach einigen grundsätzlichen Überlegungen dazu führt er im letzten Abschnitt schließlich eine Parameterstudie mit den verschiedenen Varianten durch und untersucht sie hinsichtlich Spannungs- und Verformungsverhalten mithilfe von FE-Berechnungen.

Diplomarbeit Hestmann und Hasenbichler Diese Arbeit [8] beschäftigt sich mit der Längstragwirkung der SCSC-Platte als Fahrbahndeck einer Trogbrücke. Es werden verschiedene Varianten eines Ersatzmodells untersucht, um beispielsweise den Einfluss von Bewehrung oder Kopfbolzendübeln ersichtlich zu machen. Desweiteren werden die Varianten hinsichtlich ihrer Biegesteifigkeiten in Längsrichtung analysiert, wobei beobachtet wird, dass die größten Werte mit einem einzelnen Stab Längsbewehrung je Dübelloch erreicht werden.

Diplomarbeit Holyevác In dieser Arbeit [9] liegt der Fokus auf der Analyse der Tragmechanismen in Querrichtung unter Einfluss der Längsdehnung aufgrund der Funktion als Untergurt einer Trogbrücke. Dazu werden mehrere Abaqus-Modelle berechnet, welche sich in Längszug und Bewehrungseinlagen unterscheiden. Die Modelle sind dabei so aufgebaut, dass ein biaxialer Laborversuch simuliert wird. Holyevác konzentriert sich stark darauf, die Ergebnisse durch nicht unmittelbar sichtbare Prozesse zu erklären und zu verstehen. Unter anderem zeigt sich schließlich, dass die Längsbewehrung die Steifigkeit der Betonkammer bei niedriger Schubbeanspruchung zunächst verringert, allerdings bei höherer Belastung zu einer großen Duktilität führt, was sehr wichtig ist.

Kapitel 3

Modellierung

3.1 Verwendete Software

Zur Lösung der Aufgabenstellung wurde das Programm RFEM 5.25 von Dlubal [4] sowie Abaqus/CAE 2019 von Dassault Systèmes [3] verwendet. Diese beiden Programme werden in sehr vielen Anwendungsszenarien eingesetzt. RFEM ist ein sehr intuitives Programm, welches bei vielen Tragwerksplanern für alltägliche Statikaufgaben zur Anwendung kommt. Abaqus ist hingegen ein Softwarepaket, welches viel „mächtiger“, aber auch aufwendiger ist und daher eher in der Forschung und Entwicklung beheimatet ist.

Ziel ist es, das Tragverhalten der Trogbücke mit SCSC-Platte in Querrichtung mit beiden Programmen zu untersuchen und die Ergebnisse zu vergleichen.

3.2 Die Modelle im Programm RFEM

3.2.1 Modell der gesamten Brücke

Die Grundlage der Berechnungen stellt ein RFEM-Modell der kompletten Trogbücke dar, welches aus einer unveröffentlichten Forschungsarbeit am Institut für Tragkonstruktionen, Forschungsbereich Stahlbau der TU Wien [1] stammt. Abbildung 3.1 zeigt dieses Modell.

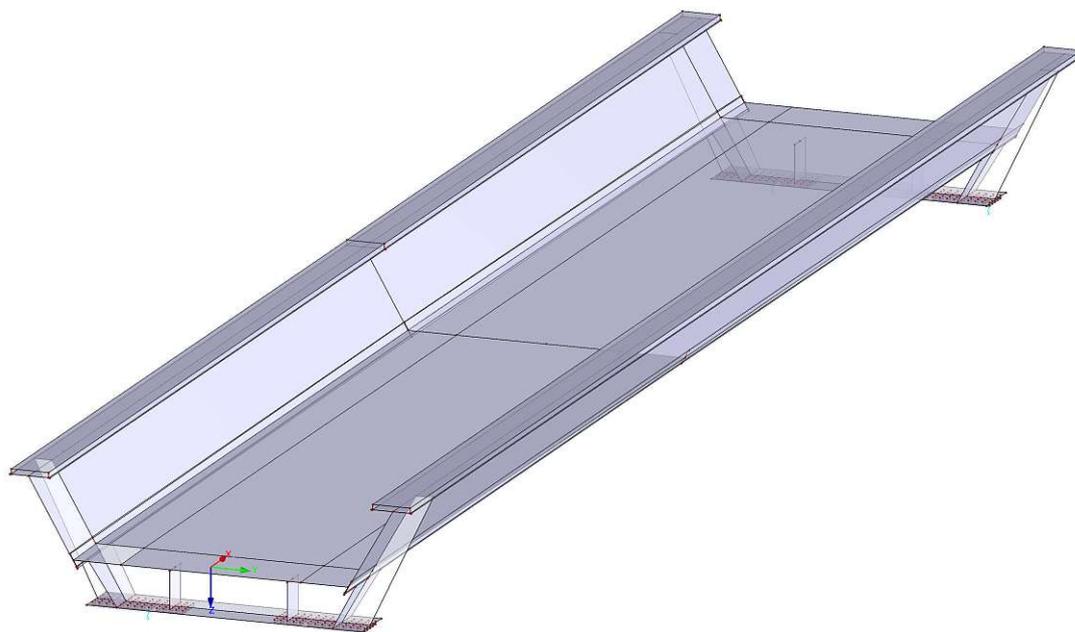


Abb. 3.1: RFEM-Modell der gesamten Brücke [1]

In diesem Modell ist die Sandwich-Verbundplatte als eine orthotrope Fläche definiert, bei der die Biege- und Schubsteifigkeiten so definiert sind, dass das Verhalten der SCSC-Platte näherungsweise nachgebildet wird. Neben der Platte besteht das Brückenmodell noch aus den Hauptträgerstegen und Hauptträgerobergurten. Weiters sind die Auflagerbereiche detailliert ausgebildet, sowie die Überhöhung der Platte in Längsrichtung wegen der Entwässerung berücksichtigt. Aufgrund der Überhöhung von 181 mm entsteht in Brückenmitte ein Knick. Die Geometrie des Brückenmodells ist im Anhang A.2 dokumentiert.

3.2.2 Ersatzmodell

Aus der Mitte des Brückenmodells wird ein zwei Meter langer Streifen mit halber Brückenbreite herausgeschnitten. Dies ist in Abbildung 3.2 dargestellt. Der hintere Schnitt liegt in der halben Brückenlänge und der seitliche Schnitt in halber Brückenbreite. Diese zwei Linien stellen Symmetrieebenen dar.

Die Motivation einen Teil herauszuschneiden rührt daher, die Trogbücke später auch in Abaqus untersuchen zu wollen. Aufgrund des großen Modellierungsaufwands und vor allem der Berechnungsdauer in diesem Programm wäre es praktisch nicht möglich, die komplette Brücke zu simulieren. Mit der erwähnten Länge von zwei Meter befindet sich jeweils zumindest eine unten und oben angeschweißte Dübelleiste außerhalb des Störbereichs der im Modell definierten Randbedingungen. Die halbe Breite bietet sich aufgrund der Symmetrieachse an.

Der Ausschnitt wird nun als RFEM-Ersatzmodell bezeichnet. Zu beachten ist, dass die Längsneigung der Brücke aufgrund der Überhöhung hier vernachlässigt ist. Das RFEM-Ersatzmodell wurde in weiterer Folge vor allem dazu verwendet, die Randbedingungen sowie die beste Möglichkeit der Lastaufbringung zu testen, um die gleichen Schnittgrößen und Verformungen wie im Brückenmodell zu erzeugen. Der Vorteil hierbei ist, dass die Berechnungen in wenigen Minuten erledigt und somit schnell die Auswirkungen verschiedener Einflüsse zu sehen sind.

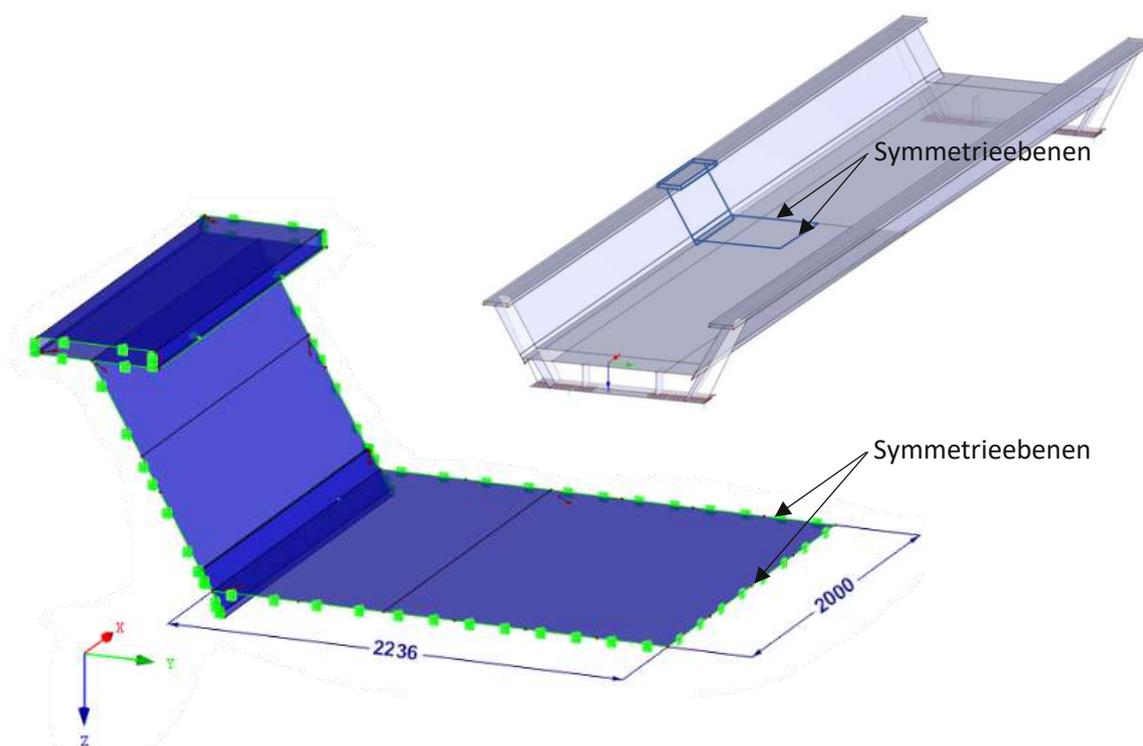


Abb. 3.2: RFEM-Ersatzmodell

3.3 Die Abaqus-Modelle

Im weiteren Verlauf wurden dann schließlich verschiedene Modelle in Abaqus analog zum RFEM-Ersatzmodell erstellt. Gestartet wurde mit einem Modell, bei dem die SCSC-Platte grundsätzlich den gleichen Aufbau hat wie in der Dissertation von Takács [20]. Die Erstellung dieses Modells ist in Abschnitt 3.4 dokumentiert.

Anschließend wurde ein Bewehrungskorb eingebaut und zuletzt wurden in einem Modell die Dübelleisten im Randbereich beidseitig verschweißt. Genaueres dazu folgt in den Kapiteln 3.6.2 und 3.6.3. Gemeinsam haben alle Modelle, dass neben der Platte auch der Hauptträger modelliert ist.

In Tabelle 3.1 ist ein Überblick über die Unterschiede der Modelle sowie deren weitere Bezeichnung gegeben. Eine genaue Beschreibung der Modellierung folgt in den Kapiteln 3.4 bis 3.6.3.

Tab. 3.1: Abaqus-Modelle

Modellbezeichnung	Längsdehnung	Bewehrung	zus. Schweißnähte
ohne Dehn, ohne Bew, ohne SN	✗	✗	✗
mit Dehn, ohne Bew, ohne SN	✓	✗	✗
mit Dehn, mit Bew, ohne SN	✓	✓	✗
mit Dehn, mit Bew, mit SN	✓	✓	✓

3.4 Modellierung in Abaqus - Das erste Modell

3.4.1 Allgemeine Vorgehensweise

Grundsätzlich beginnt eine Modellierung in Abaqus mit den *Parts*, welche die einzelnen Bestandteile des Modells ausmachen. Die Geometrie wird üblicherweise in einer 2D-Skizze entworfen und anschließend beispielsweise extrudiert oder rotiert, um einen dreidimensionalen Volumenkörper zu erhalten. Weiters wird den *Parts* auch ein Material, welches vorher definiert wird, zugeordnet. Die *Parts* werden dann als *Instances* in *Assembly* ein- und zusammengefügt. Ist dies erledigt, sieht das Modell schon weit fortgeschritten aus. Das Programm weiß allerdings natürlich noch nicht, wie die einzelnen *Instances* miteinander interagieren. Es fehlt noch die Information, ob zwei Teile beispielsweise verschweißt sind, oder ob sie lediglich aneinander liegen. Diese wichtigen Informationen werden Kontaktbedingungen genannt und werden mit den Funktionen *Constraints* und *Interactions* definiert.

Der nächste Schritt ist die Bestimmung von Rand- bzw. Auflagerbedingungen, welche auf englisch *Boundary Conditions* heißen und dementsprechend in Abaqus mit *BCs* abgekürzt werden. Zum einen können diese natürlich manuell definiert werden, zum anderen gibt es auch vordefinierte Konfigurationen – beispielsweise für eine Symmetrieebene.

Mit der Funktion *Loads* werden schließlich Lasten aufgebracht. Hier gibt es viele Unterscheidungen, beispielsweise *Pressure* oder *Surface traction* für Flächenlasten oder *Concentrated force* für Einzellasten. Neben den mechanischen Einwirkungen bietet Abaqus die Möglichkeit einiger anderer Kategorien, wie z. B. *Thermal*, *Acoustic* oder *Electrical*. Diese Funktionen sind in dieser Arbeit nicht von Bedeutung, sie zeigen allerdings die Vielseitigkeit und Komplexität dieser FE-Software.

Die Belastung und die Auflagerbedingungen können weiters in *Steps* eingeteilt werden, das heißt, es kann eine Reihenfolge vorgegeben werden, in der die Lasten aufgebracht werden.

Außerdem wird für diese Schritte unter anderem deren Zeitdauer definiert, wodurch ebenfalls die Belastungsgeschwindigkeit vorgegeben werden kann.

Um zu guter Letzt aus dem Modell ein Finite-Elemente-Modell zu erzeugen, wird mit der Funktion *Mesh* das FE-Netz erstellt. Hierbei wird die gewünschte Größe der finiten Elemente definiert. Schlussendlich gibt es in Abaqus noch das Modul *Jobs*, in welchem Berechnungsdateien erzeugt und gestartet werden können.

Im Folgenden werden all diese Schritte konkret für die verschiedenen Modelle erläutert, wobei zuerst die Modellierung ohne Längsdehnung, Bewehrung und zusätzlichen Schweißnähten dokumentiert ist. Erst die darauf folgenden Kapitel zeigen die Erweiterungen.

3.4.2 Parts und Instances

Um die Modelle ohne Bewehrung in Abaqus zu modellieren, sind 14 Parts notwendig, wovon einer lediglich ein rigid-body für die Lagerung ist. Diese Parts werden nun (teilweise mehrmals) in Assembly eingefügt, sodass 24 Instances vorhanden sind. Der Aufbau ist in Abbildung 3.3 dargestellt, wobei verschiedene Hauptteile farblich einheitlich sind. Die Hauptteile sind in Anlehnung an Takács [20] Unterteil, Betonkern, Oberteil, Abschlussbleche und Hauptträger.

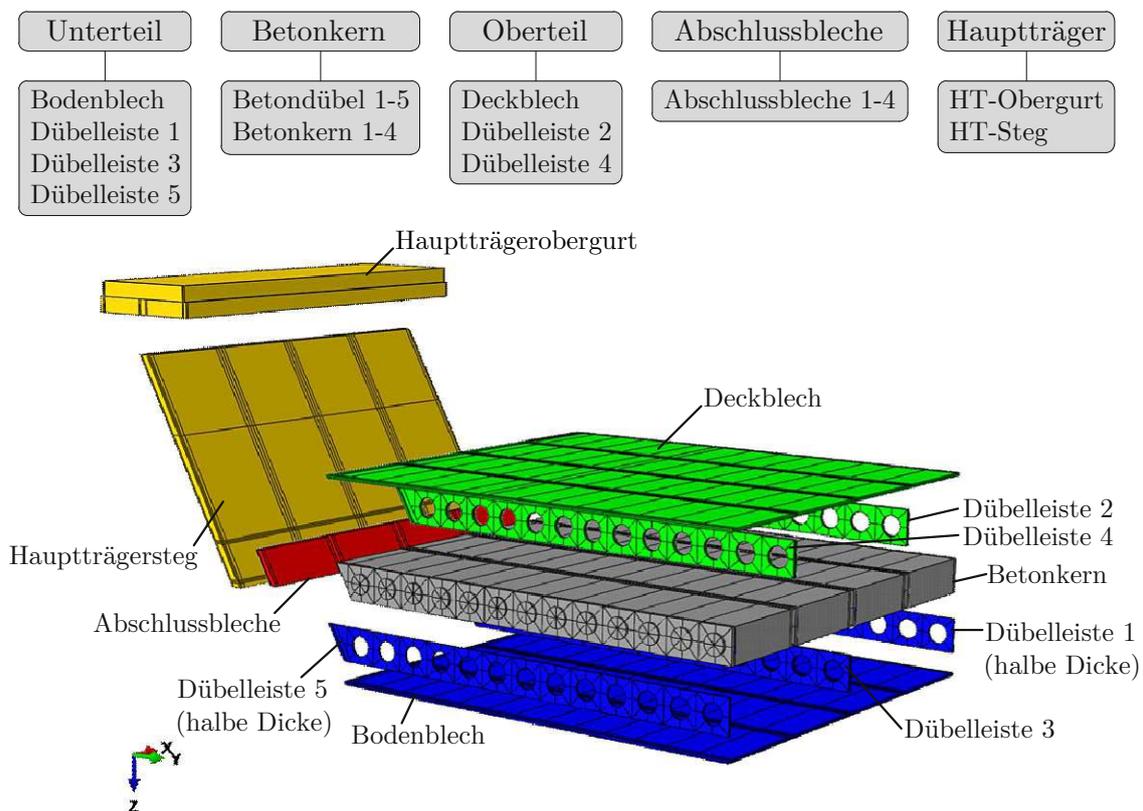


Abb. 3.3: Instances

3.4.3 Materialien

In den Modellen ohne Bewehrung sind die Baustoffe Stahl S355 sowie Beton C40/50 vorhanden.

Baustahl S355 besitzt eine Dichte von $7,85 \text{ Tonnen}/\text{m}^3$. Um die Einheiten in Abaqus konsistent zu halten, ist der Wert in $[\text{Tonnen}/\text{mm}^3]$ einzugeben, also $7,85 \cdot 10^{-9}$. Weiters wurde

ein linear-elastisches Materialmodell mit linearer Verfestigung gewählt. Im elastischen Bereich wird ein Elastizitätsmodul von 210.000 N/mm^2 und eine Querdehnungszahl von $0,3$ definiert. Diese Werte werden in der Eigenschaft *Elastic* in Abaqus eingegeben. In *Plastic* wird anschließend das Fließverhalten in Tabellenform definiert: bei der Streckgrenze von 355 N/mm^2 beträgt die plastische Dehnung gleich Null und bei der Zugfestigkeit 470 N/mm^2 nimmt sie den Wert $0,18$ an.

Beton C40/50 besitzt ein nichtlineares Materialverhalten. Dieses wird nach [20] mit dem Materialmodell *Concrete Damaged Plasticity* abgebildet. Hierbei sind neben einigen Basiswerten auch jeweils eine Arbeitslinie für den Druckbereich sowie für den Zugbereich zu definieren. All diese Eingaben werden von Takács [20] übernommen. Die Basiswerte sind in Tabelle 3.2 angeführt, die Eingabewerte für die Verhältnisse von Spannung zu Dehnung können in Kapitel 4.3.3 in der Arbeit von Takács [20] nachgeschlagen werden.

Tab. 3.2: Basiswerte des Materialverhalten *Concrete Damaged Plasticity* aus [20]

Eigenschaft	Abkürzung	Wert	Einheit
Dichte	ρ	$2,40 \cdot 10^{-9}$	[Tonnen/mm ³]
Elastizitätsmodul	E_{cm}	35.200	[N/mm ²]
Querdehnzahl	ν	0,20	[-]
Dilatationswinkel	ψ_c	36	[°]
Exzentrizität	ϵ	0,1	[-]
Spannungsverhältnis	f_{b0}/f_{c0}	1,16	[-]
Formfaktor	K_c	0,667	[-]

3.4.4 Kontaktdefinitionen

Um in Abaqus Kontaktbedingungen zu erstellen, ist es notwendig, zuvor die Flächen, welche sich berühren, in den jeweiligen Parts zu definieren. Anschließend werden die festen Verbindungen zwischen den verschweißten Stahlteilen sowie den Betonteilen untereinander mit der Funktion *Constraints* → *Tie* kreiert. Um die Schweißnähte realitätsnah abzubilden, sind bei den Verbindungen Stahl/Stahl nicht die kompletten Flächen miteinander verbunden, sondern lediglich Teilflächen dort, wo auch wirklich Nähte sind. Beispielsweise werden bei der Verbindung der Dübelleisten mit einer Dicke von 20 mm an Deck- oder Bodenblech lediglich die äußeren 5 mm auf beiden Seiten starr gekoppelt.

Alle Kontaktflächen zwischen Stahl und Beton, sowie die nicht verschweißten Bereiche zwischen Stahlteilen, sind mit der Funktion *Interaction* erstellt, wobei nach Takács [20] die Einstellungen *surface-to-surface* sowie *penalty contact method* gewählt wurden. Hierbei ist weiters zu beachten, dass in den Kontaktflächen der Dübel ein Reibungsbeiwert von $\mu = 0,3$ definiert ist (*friction*), während sonst alle Kontaktflächen reibungsfrei (*frictionless*) sind.

In den folgenden Abbildungen 3.4 bis 3.13 sind die Verbindungen und die Zusammensetzung der Instances dargestellt.

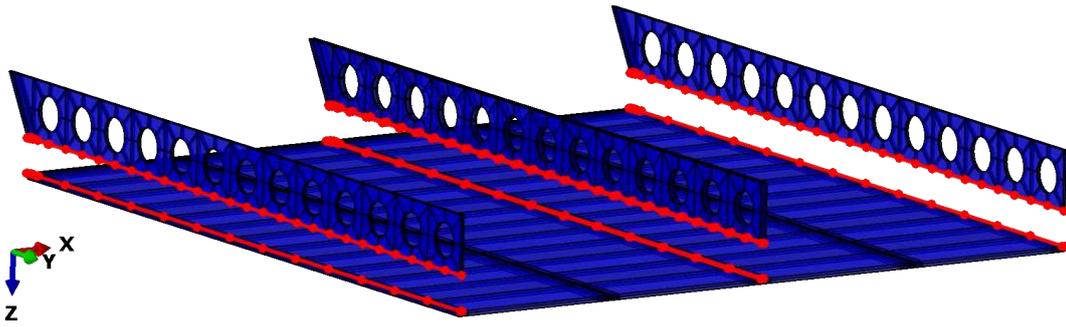


Abb. 3.4: *Tie-Constraints* zwischen dem Bodenblech und den daran angeschweißten Dübelleisten

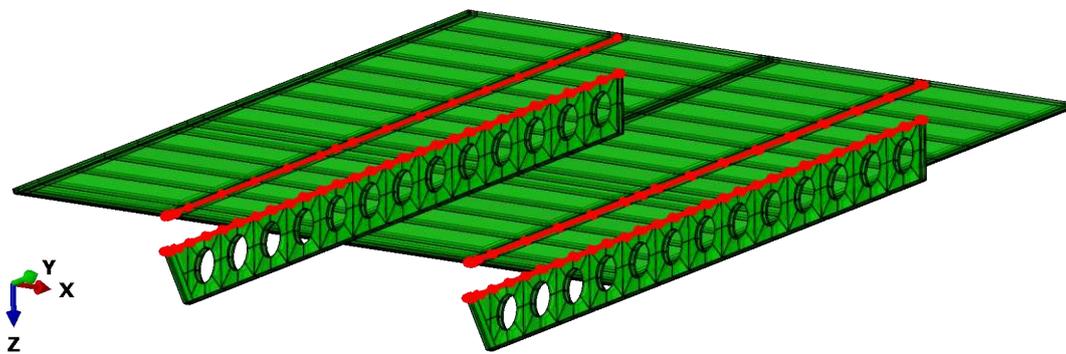


Abb. 3.5: *Tie-Constraints* zwischen dem Deckblech und den daran angeschweißten Dübelleisten

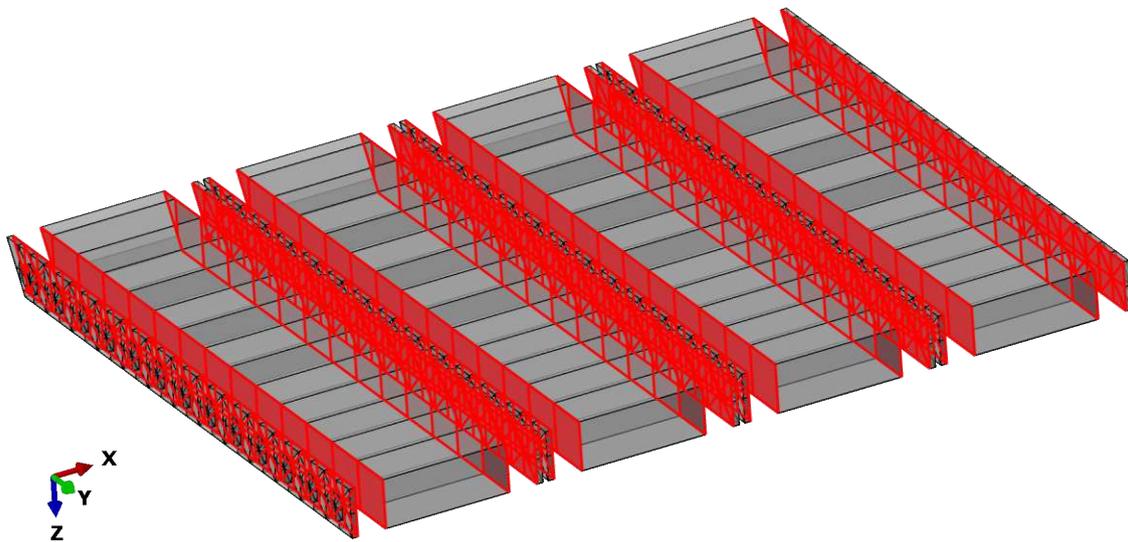


Abb. 3.6: *Tie-Constraints* zwischen den Betonkernen und Betondübeln

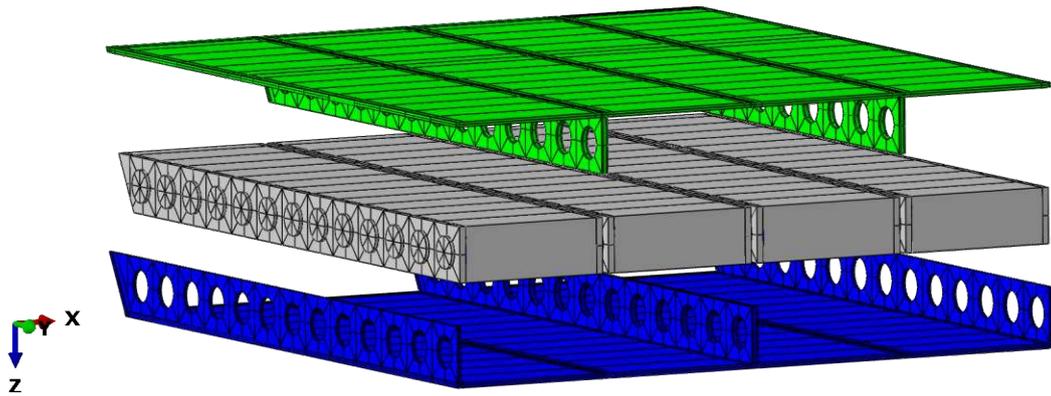


Abb. 3.7: Unterteil, Oberteil und Beton

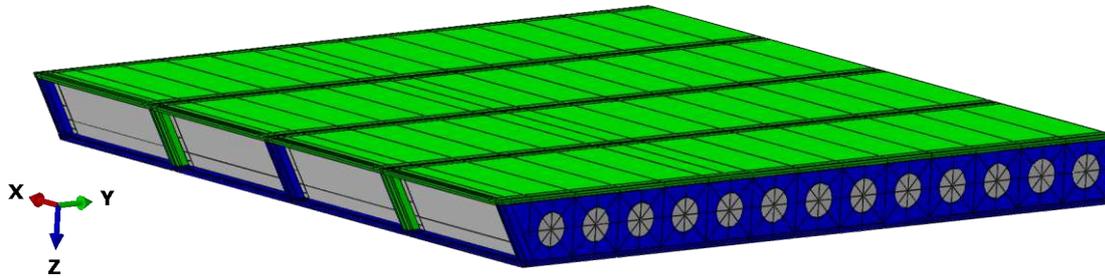


Abb. 3.8: Zusammengesetzte SCSC-Platte mit ausragenden Dübelleisten

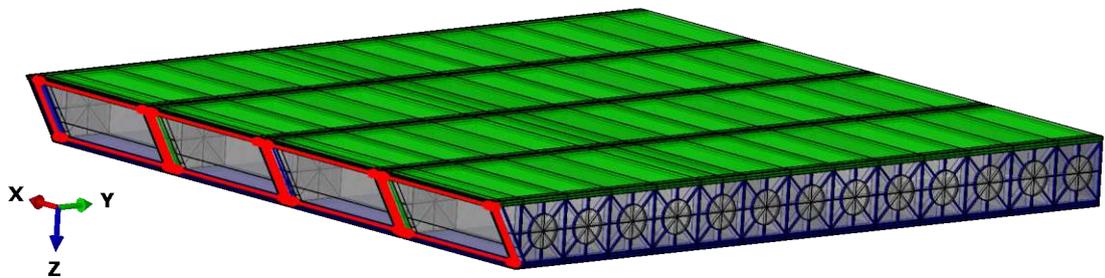


Abb. 3.9: *Tie* zwischen den Abschlussblechen und Dübelleisten sowie Deck- und Bodenblech

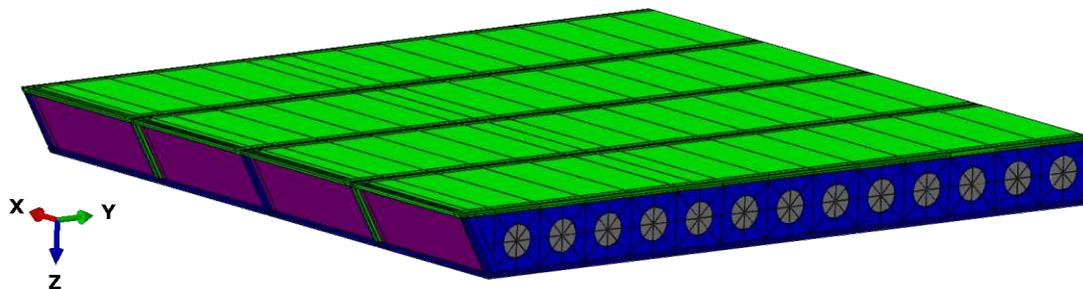


Abb. 3.10: Zusammengesetzte SCSC-Platte inkl. Abschlussblechen

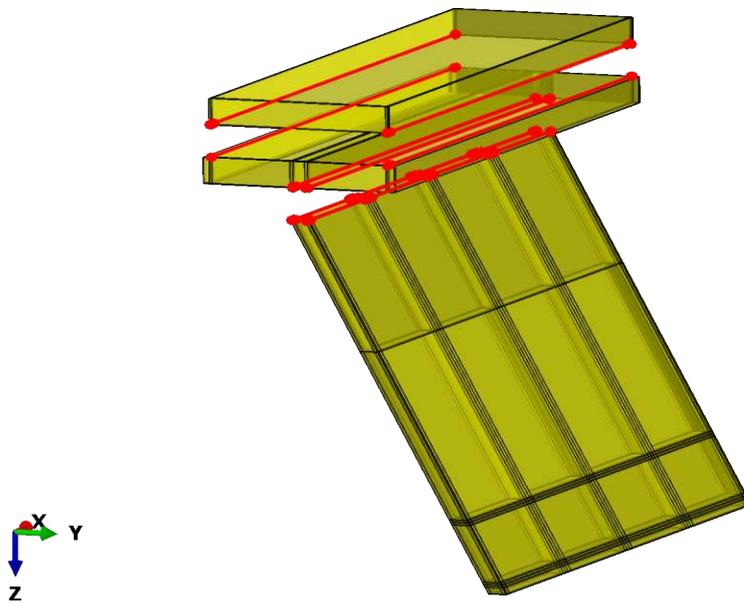


Abb. 3.11: *Tie-Constraints* im Hauptträger

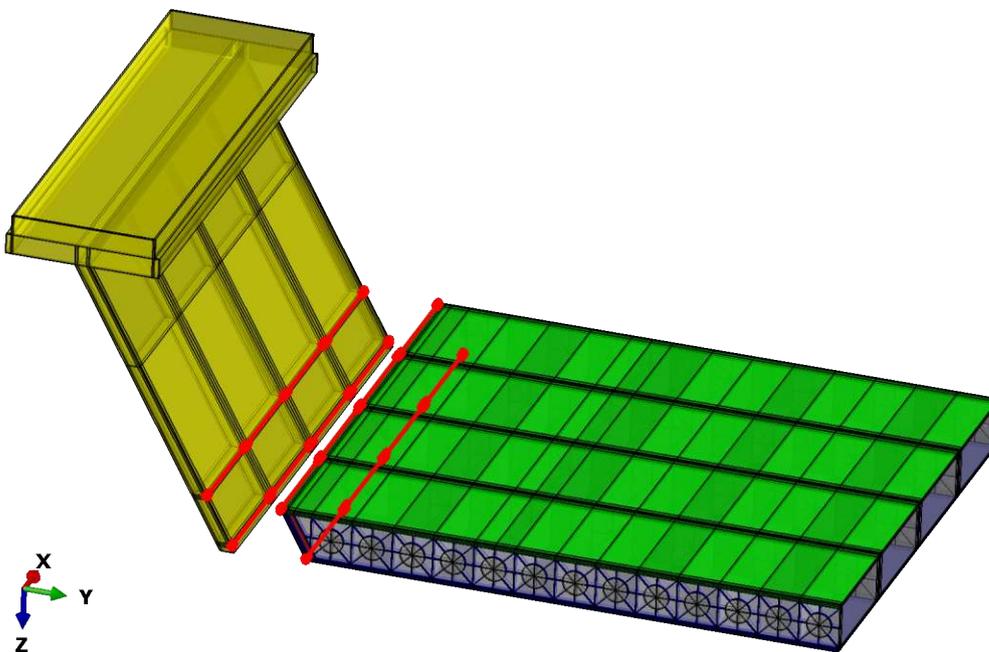


Abb. 3.12: *Tie-Constraints* zwischen der SCSC-Platte und dem Hauptträger

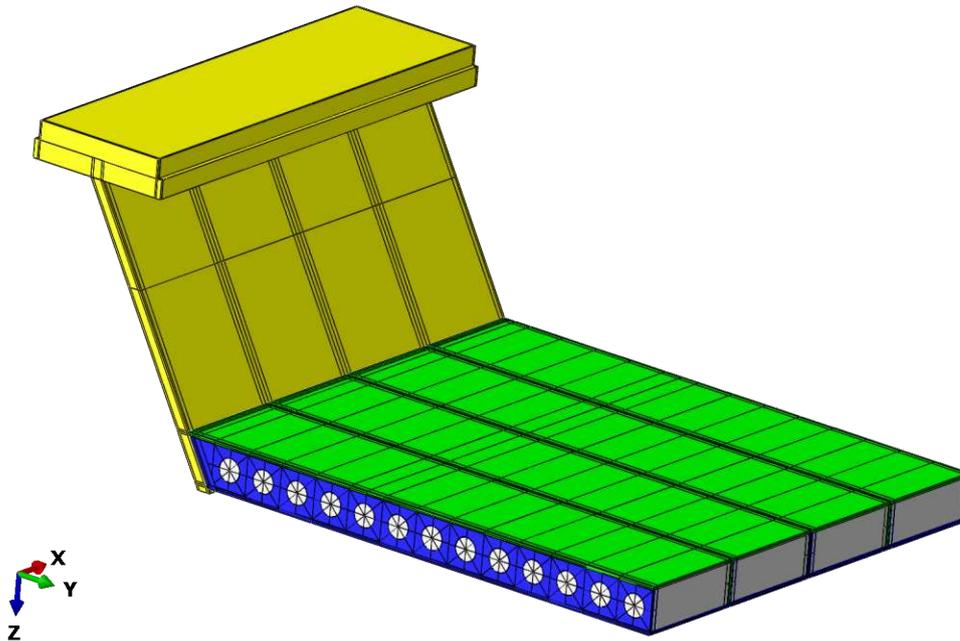


Abb. 3.13: Hauptträger und SCSC-Platte zusammen

3.4.5 Lastaufstellung

Grundsätzlich wurden bei den Untersuchungen der vorliegenden Arbeit lediglich ständige Lasten und Verkehrslasten aus dem Lastmodell 71 nach ÖNORM EN 1991-2 [16] berücksichtigt, wobei Seitenstoß, Anfahr- und Bremskräfte sowie seitliche Exzentrizität nicht beachtet wurden. Außerdem sind Wind, Schnee oder andere Lastfälle, die bei einer genauen statischen Berechnung zu bedenken wären, hier vernachlässigt.

3.4.5.1 Ständige Lasten

Es sind folgende ständige Lasten zu berücksichtigen:

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

Eigengewicht In Abaqus gibt es die Möglichkeit, ein Gravitationsfeld zu definieren, wodurch Eigengewichte automatisch berücksichtigt werden. Aufgrund von berichteten Problemen mit dieser Funktion in vorherigen Diplomarbeiten sowie auf Empfehlung des Betreuers der vorliegenden Arbeit, wird die Option nicht verwendet. Stattdessen werden alle Eigengewichte als äußere Flächenlasten auf die Bauteile aufgebracht. Die Schwerkraft wird mit 10 m/s^2 berücksichtigt, wodurch sich die Wichten der Materialien in Tab. 3.3 ergeben.

Tab. 3.3: Dichten und Wichten

Material	Dichte ρ in $\text{Tonnen}/\text{mm}^3$	Wichte γ in kN/m^3
Stahl	$7,85 \cdot 10^{-9}$	78,5
Beton	$2,40 \cdot 10^{-9}$	24,0

Für die Bauteile Obergurt und Steg erhält man die Flächenlasten durch Multiplikation der Wichte mit der jeweiligen Blechdicke. Es ergeben sich folgende Werte:

$$g_{\text{EG,Steg}} = \gamma_{\text{Stahl}} \cdot t_{\text{Steg}} = 78,5 \cdot 0,05 = 3,925 \text{ kN}/\text{m}^2 = 0,003925 \text{ N}/\text{mm}^2$$

$$g_{\text{EG,OG,unten}} = \gamma_{\text{Stahl}} \cdot t_{\text{OG,unten}} = 78,5 \cdot 0,08 = 6,28 \text{ kN}/\text{m}^2 = 0,00628 \text{ N}/\text{mm}^2$$

$$g_{\text{EG,OG,oben}} = \gamma_{\text{Stahl}} \cdot t_{\text{OG,oben}} = 78,5 \cdot 0,08 = 6,28 \text{ kN}/\text{m}^2 = 0,00628 \text{ N}/\text{mm}^2$$

Das Eigengewicht der SCSC-Platte muss aufgrund des inhomogenen Querschnitts gesondert berechnet werden. Dabei wird das Gesamtgewicht ermittelt, welches dann durch die äußere Oberfläche des Deckblechs dividiert wird. Es ergibt sich folgender Wert für das charakteristische Eigengewicht:

$$g_{\text{SCSC-Platte}} = 6,45 \text{ kN}/\text{m}^2 = 0,00645 \text{ N}/\text{mm}^2$$

Schotterbett Üblicherweise beträgt die Nennhöhe des Schotterbetts laut ÖNORM 550 mm .

Außerdem ist diese Höhe um 30 % abzumindern oder zu erhöhen, je nachdem, was für die jeweilige Bemessung ungünstiger ist. Im Falle des hier vorliegenden Forschungsprojekts wurde die Nennhöhe des Schotterbetts allerdings mit 500 mm festgelegt, weiters wird in dieser Arbeit die Variation um $\pm 30\%$ nicht berücksichtigt. Die Dichte des Gleisschotters beträgt nach [20] $2000 \text{ kg}/\text{m}^3$, was einer Wichte von $20 \text{ kN}/\text{m}^3$ entspricht. Die Flächenlast ergibt sich somit zu

$$g_{\text{Schotter}} = \gamma_{\text{Schotter}} \cdot 0,500 = 10 \text{ kN}/\text{m}^2 = 0,010 \text{ N}/\text{mm}^2.$$

Auf der SCSC-Platte ist diese Flächenlast konstant verteilt, auf dem Steg nimmt sie mit geringerer Höhe des Schotterbetts demnach linear ab. Weiters ist neben dem vertikal wirkenden Gewicht des Schotterbetts auch der horizontale Erddruck auf den Steg zu beachten. Da der Steg biegesteif mit der Platte verbunden ist, ist seine Verschiebung durch den Erddruck vernachlässigbar, wodurch der aktive Erddruck ausgeschlossen werden kann. Bei Biegung der Platte und dementsprechender Verformung des Stegs bewegt sich letzterer zwar gegen das Schotterbett, es wird allerdings kein passiver Erddruck aufgebaut, da sich das Schotterbett ebenfalls mit Biegung der Platte vom Steg wegbewegt und somit keine Stützwirkung entsteht. Dementsprechend wird der Erdruchdruck gewählt, bei welchem sich der Erddruck nach Gleichung (3.1) zu $K_0 = 0,5$ ergibt. In Gleichung (3.2) ist schließlich der Maximalwert des linearen Spannungsverlaufs zu $0,005 \text{ N}/\text{mm}^2$ berechnet, wobei der Winkel der inneren Reibung mit $\varphi = 30^\circ$ angenommen wird.

$$K_0 = 1 - \sin \varphi = 1 - \sin 30^\circ = 0,5 \quad (3.1)$$

$$e_{0,\text{max}} = \gamma_{\text{Schotter}} \cdot h_{\text{Schotter}} \cdot K_0 = 5 \text{ kN}/\text{m}^2 = 0,005 \text{ N}/\text{mm}^2 \quad (3.2)$$

Gleiskörper Die Schienen inkl. ihren Befestigungen und die Schwellen werden durch dem Begriff Gleiskörper zusammengefasst. Nach ÖNORM EN 1991-1-1 [15] Tabelle A.6 haben zwei Schienen UIC60 mit Schienenbefestigung ein Gewicht von $1,7 \text{ kN/m}$.

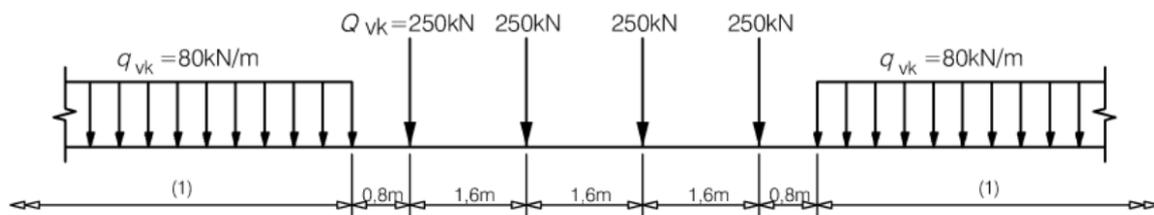
Die Schwellen sind aus Stahlbeton und haben eine Länge von 2600 mm , eine Breite von 260 mm und eine Höhe von 210 mm . Sie liegen im Abstand von 60 cm und besitzen eine Wichte von 25 kN/m^3 . Daraus ergibt sich – unter Abzug des Schotters an den Stellen der Schwellen – eine zusätzliche Belastung von $1,183 \text{ kN}$ pro Meter.

Diese Gewichte breiten sich unterhalb der Schwelle im Schotterbett mit einem Steigungsverhältnis von $1 : 4$ in Querrichtung aus, wodurch sich eine Breite von 2745 mm an der Oberfläche des Deckblechs ergibt. Damit kommt der Gleiskörper gemäß Gleichung (3.3) insgesamt auf eine charakteristische Flächenlast von $1,05 \text{ kN/m}^2$.

$$g_{\text{Gleiskörper}} = \frac{1,7 + 1,183}{2,745} = 1,05 \text{ kN/m}^2 = 0,00105 \text{ N/mm}^2 \quad (3.3)$$

3.4.5.2 Verkehrslast

Die Verkehrslast ergibt sich aus dem Lastmodell 71 nach ÖNORM EN 1991-2 [16]. In Abbildung 3.14 ist das Belastungsbild aus der Norm, welches die Lasten in Brückenlängsrichtung angibt, dargestellt.



Legende

- 1 keine Begrenzung

Abb. 3.14: Belastung in Brückenlängsrichtung gemäß Lastmodell 71 aus [16]

Für das maximale Biegemoment und somit die maximale Zugkraft in der SCSC-Platte wirken die Einzellasten zu je 250 kN im Abstand von $1,6 \text{ m}$ in Brückenmitte. Außerhalb des $6,4 \text{ m}$ langen Bereichs wirkt die Streckenlast von 80 kN/m . Da diese Kräfte auf den Gleiskörper wirken, wird auch hier die Lastausbreitung im Verhältnis von $1 : 4$ wie oben berücksichtigt. Die charakteristische Verkehrslast in Brückenmitte ergibt sich somit in Gleichung (3.4) zu $56,9 \text{ kN/m}^2$, außerhalb des mittleren Bereichs beträgt die Flächenlast gemäß Gleichung (3.5) $29,1 \text{ kN/m}^2$.

$$q_{\text{LM71,Mitte}} = \frac{250}{1,6 \cdot 2,745} = 56,9 \text{ kN/m}^2 = 0,0569 \text{ N/mm}^2 \quad (3.4)$$

$$q_{\text{LM71,Rand}} = \frac{80}{2,745} = 29,1 \text{ kN/m}^2 = 0,0291 \text{ N/mm}^2 \quad (3.5)$$

Die in der ÖNORM EN 1991-2 [16] angeführten Exzentrizitäten, beispielsweise aus ungleichmäßiger Beladung eines Zuges oder auch aus einer Gleislage im Bogen, werden bei den vorliegenden

Untersuchungen nicht berücksichtigt. Weiters werden die Lastfälle Seitenstoß, Anfahr- bzw. Bremskräfte sowie andere veränderliche Lasten wie Wind und Schnee vernachlässigt.

3.4.5.3 Lastniveau ULS

Die bisher angegebenen Werte der Lastaufstellung sind als charakteristische Werte zu verstehen. Im Grenzzustand der Tragfähigkeit, welcher untersucht werden soll, sind diese Werte noch mit Teilsicherheitsbeiwerten und anderen Faktoren zu multiplizieren. Die ständige Belastung bekommt hier lediglich den Beiwert von $\gamma_G = 1,35$, während bei der Verkehrslast nach ÖNORM EN 1991-2 [16] die im Folgenden diskutierten Beiwerte zu beachten sind.

Der Teilsicherheitsbeiwert γ_Q beträgt laut ÖNORM 1990/A1 [14] für Einwirkungen aus Schienenverkehr LM71 1,45.

Der Lastklassenbeiwert α berücksichtigt Verkehr, welcher schwerer oder leichter als der Regelverkehr aus dem LM71 ist. Dementsprechend kann er auch größer oder kleiner als 1,0 sein. Im Nationalen Anhang [13] wird der Wert mit $\alpha = 1,21$ festgelegt.

Der dynamische Beiwert φ erhöht die statischen Lasten aus dem LM71, um die dynamische Beanspruchung durch die Zugüberfahrt zu berücksichtigen. Die ÖNORM EN 1991-2 [16] stellt zwei Formeln zur Verfügung, die sich durch die Instandhaltung der Gleise unterscheiden. National ist festgelegt, dass für Strecken der ÖBB die sorgfältige Instandhaltung der Gleise vorausgesetzt werden kann, sofern nichts anderes festgelegt ist. Abhängig ist der dynamische Beiwert von der „maßgebenden“ Länge L_φ , die in Tabelle 6.2 der Norm festgelegt wird. Nach Takács [20] wird der Fall 4.2 – Fahrbahnplatte aus Beton mit Schotterbett bei Trogbrücken mit Tragwirkung rechtwinklig zu den Hauptträgern gewählt. L_φ berechnet sich demnach gemäß Gleichung (3.6) aus der zweifachen Plattenstützweite zuzüglich 3 m zu 11,87 m. Mit Gleichung (3.7) ergibt sich der dynamische Beiwert φ_2 schließlich zu 1,264.

$$L_\varphi = 2 \cdot 4,435 + 3 = 11,87 \text{ m} \quad (3.6)$$

$$\varphi = \frac{1,44}{\sqrt{L_\varphi} - 0,2} + 0,82 = 1,264 \quad (3.7)$$

In Tabelle 3.4 sind die Faktoren, die für das Lastniveau ULS zu beachten sind, noch einmal übersichtlich zusammengestellt.

Tab. 3.4: Faktoren für ULS

Faktor	Wert
TSBW für ständige Lasten γ_G	1,35
TSBW für Verkehrslasten γ_Q	1,45
Lastklassenbeiwert α	1,21
dynamischer Beiwert φ	1,264
Gesamt Verkehrslast $\gamma_Q \cdot \alpha \cdot \varphi$	2,22

Alle Lasten für den Grenzzustand der Tragfähigkeit sind schließlich in Tabelle 3.5 zusammengefasst und in Abbildung 3.15 dargestellt, wobei hier nur die Verkehrslast im Bereich der Brückenmitte angegeben ist.

Tab. 3.5: ULS-Belastung

Last	char. in kN/m^2	ULS in kN/m^2	ULS in N/mm^2
Eigengewicht Steg	3,93	5,30	0,00530
Eigengewicht je Obergurt	6,28	8,48	0,00848
Eigengewicht SCSC-Platte	6,45	8,71	0,00871
Schotterbett auf Platte	10,00	13,50	0,01350
Schotter auf Steg vertikal	10,00	13,50	0,01350
Schotter auf Steg Erddruck	5,00	6,75	0,00675
Gleiskörper	1,05	1,42	0,00142
Verkehrslast (Mitte)	56,90	126,37	0,12637
Verkehrslast (Rand)	29,10	64,60	0,06460

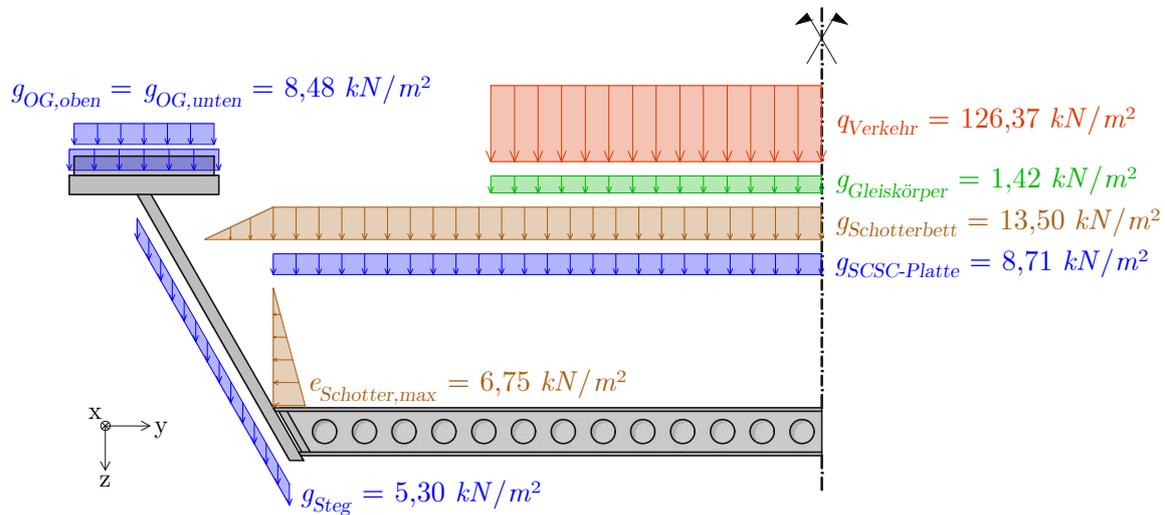


Abb. 3.15: Belastung, ULS-Niveau

All diese Lasten haben die Einheit einer Spannung, also Last pro Fläche. Für diese Einheit der Belastung stehen in Abaqus die Optionen *Surface traction* und *Pressure* zur Verfügung. Bei letzterer wirken die Spannungen immer normal auf die Fläche, auf die sie aufgebracht werden. Bei *Surface traction* hingegen gibt es die Möglichkeit, die Wirkungsrichtung der Belastung frei zu definieren, was beispielsweise beim Eigengewicht des Stegs notwendig ist.

Ein weiterer Punkt, welcher bei *Surface traction* auszuwählen ist, entscheidet ob im Zuge der Verformung der Fläche die darauf wirkende Spannung konstant bleibt, oder ob der Wert der Resultierenden gleich bleibt. Mit der Wahl *undeformed area* gilt letzteres, was in den Modellen der vorliegenden Arbeit immer die korrekte Wahl ist. Eine genaue Beschreibung dieser Option befindet sich im Abaqus Benutzerhandbuch [2] in dem Kapitel „Distributed loads“.

3.4.6 Lagerungsbedingungen und weitere Randbedingungen

Um den Tragmechanismus des Ersatzmodells an jenen des Grundmodells anzupassen, sind gewisse Lagerungsbedingungen und Schnittkräfte notwendig. Folgende Randbedingungen müssen beachtet werden:

- Symmetrieebene im Längsschnitt bei der halben Breite

- Symmetrieebene im Querschnitt bei der halben Brückenlänge
- Vertikale „Lagerung“ durch Schnittkraft im Steg
- Verschiebung des Obergurts in Y
- Querzug

Diese Punkte werden in den folgenden Unterkapiteln näher beleuchtet.

3.4.6.1 Symmetrieebenen

Eine Symmetrieebene befindet sich an den Schnitten, die im Grundmodell eine solche darstellen, siehe Abbildung 3.2. Das heißt also sowohl in Längsrichtung als auch in Querrichtung gibt es jeweils in der Mitte eine Symmetrieebene. Die Lagerungsbedingungen bei den Symmetrieebene nach den Definitionen in Abaqus sind in Tabelle 3.6 angeführt. Hierbei ist zu erwähnen, dass die Zahlen 1, 2 und 3 den Richtungen X, Y und Z entsprechen. Außerdem beschreibt U die Verschiebung in und UR die Rotation um die entsprechende Achse.

Tab. 3.6: Symmetrieebene in Abaqus

Bezeichnung	U1	U2	U3	UR1	UR2	UR3
XSMM	X				X	X
YSMM		X		X		X
ZSMM			X	X	X	

Für die Symmetrieebene am Querschnitt in der halben Brückenlänge ist demnach XSMM zu wählen, während die Symmetrieebene am Längsschnitt in halber Brückenbreite mit YSMM zu lagern ist. ZSMM wird nicht verwendet.

3.4.6.2 Gleichgewicht und Lagerung in vertikaler Richtung

Die Lagerung der Symmetrieebenen beinhaltet keine Behinderung der Verschiebungen in vertikaler Richtung. Damit die Tragwirkung realitätsnah abgebildet wird, ist es nicht ohne weiteres möglich beispielsweise den Obergurt einfach in vertikaler Richtung zu lagern. Der Kraftfluss verläuft nämlich so, dass die Querlasten auf die Platte als Schubkraft in den Steg eingeleitet werden. Wenn aus dem Brückenmodell das zwei Meter lange Ersatzmodell herausgeschnitten wird, ist diese Schubschnittkraft am Steg aufzubringen. Somit kann für ein Gleichgewicht der vertikalen Kräfte gesorgt werden. Bedenkt man den Querkraftverlauf eines Einfeldträgers, stellt man fest, dass die Querkraft in Trägermitte gleich Null ist. Das bedeutet, dass am hinteren Schnitt, der sich in Brückenmitte befindet, keine Schnittkraft angesetzt wird.

Zusammengefasst heißt das, dass am vorderen Schnitt eine Schubkraft aufgebracht werden muss, deren vertikaler Anteil den gleichen Betrag aufweist wie die Summe aller vertikaler Kräfte aus oben gegebener Lastaufstellung.

Abbildung 3.16 zeigt nun die Schnittgröße n_{xy} im Hauptträgersteg des RFEM-Brückenmodells, zwei Meter von der Brückenmitte entfernt bei Laststufe $1 \cdot \text{ULS}$. Die Einheit dieser Größe ist $[kN/m]$, es ist also der Schubfluss. Am unteren Stegende startet der Verlauf ca. bei Null und steigt dann bis ungefähr $130 kN/m$. Hier gibt es einen Sprung, vermutlich aufgrund der Lasteinleitung aus der Platte, auf rund $364 kN/m$. Anschließend verläuft die Schnittgröße parabolisch bis zum oberen Stegende beim Obergurt, wo ein Wert von $557 kN/m$ erreicht wird. In der Mitte des

Stegs ist der Schubfluss 559 kN/m . Das Maximum beträgt 596 kN/m und befindet sich etwa 1.020 mm vom unteren Stegende entfernt.

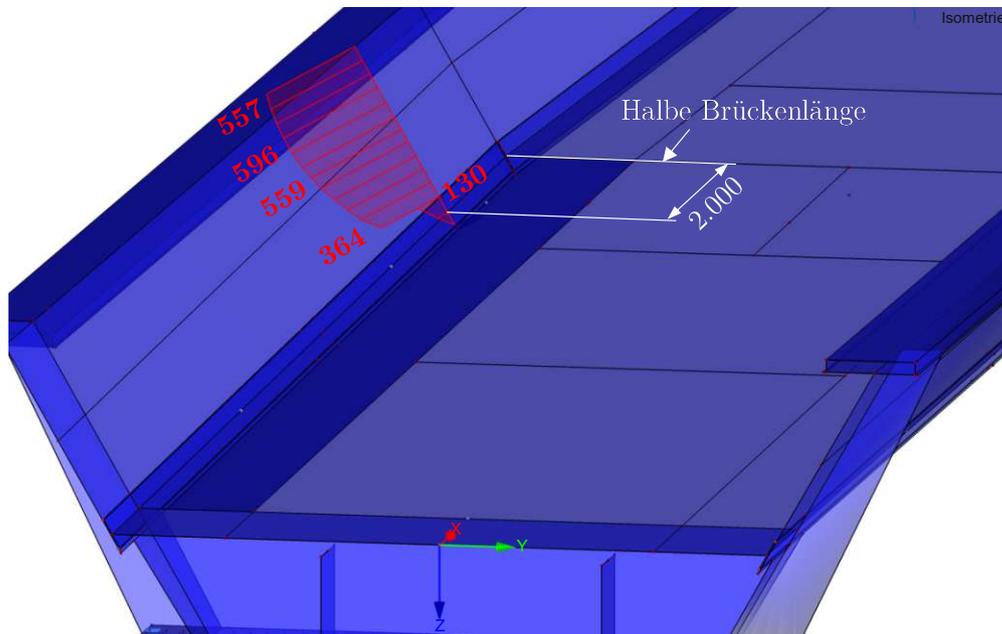


Abb. 3.16: Schnittgröße n_{xy} (Schubfluss) im Hauptträgersteg des RFEM-Brückenmodells bei $1 \cdot \text{ULS}$, Werte in kN/m

In Abaqus wird eine Schubspannung mit der Option *Surface traction* aufgebracht. Dabei kann mithilfe des Tools *Analytical Fields* der gewünschte Verlauf der Spannung als Funktion definiert werden. Im Folgenden geht es nun darum, jene Funktion zu ermitteln, die qualitativ ungefähr dem Schubfluss aus RFEM in Abbildung 3.16 ähnelt, wobei zwischen dem Ausgleich der vertikalen Kräfte der ständigen Lasten sowie der Verkehrslast unterschieden wird. Die Summe ergibt das Lastniveau $1 \cdot \text{ULS}$.

Zu Beginn ist zu erwähnen, dass die Definition von unstetigen Funktionen viel aufwendiger ist als von stetigen Funktionen. Nachdem es vorrangig darum geht, dass die aufintegrierte Schubkraft eine gewisse Größe annimmt und nicht darum, den Verlauf aus dem Brückenmodell zu 100 % exakt nachzubilden, wird der Sprung im Verlauf in Abbildung 3.16 vernachlässigt. Die parabolische Form wird allerdings beibehalten, wodurch sich die quadratische Funktion in Gleichung (3.8) als Ansatz ergibt. Die variable x wird dabei so definiert, dass sie am unteren Stegende startet und den Steg entlang nach oben läuft. Nachdem der Schub am unteren Stegende gleich Null sein soll, ergibt sich $c = 0$ und somit Gleichung (3.9).

$$f(x) = ax^2 + bx + c \quad (3.8)$$

$$f(x) = ax^2 + bx \quad (3.9)$$

Wie bereits mehrfach erwähnt, muss die Summe dieses Spannungsverlaufs – also das Integral davon – einen vertikalen Anteil aufweisen, der die äußeren Belastungen in Richtung Z ausgleicht. Die Neigung des Stegs liegt bei $60,34^\circ$ bezogen auf die Horizontale. Mathematisch ist diese Bedingung in Gleichung (3.10) für die ständigen Lasten und (3.11) für die Verkehrslast dargestellt. Die Ergebniswerte 142.669 N und 346.875 N sind die aufsummierten vertikalen Kräfte durch alle ständigen Lasten bzw. die Verkehrslast. Eine genaue Ermittlung ist im Anhang in Tabelle A.2 gegeben.

$$\int_0^{L_{\text{Steg}}} f(x) dx \cdot \sin 60,34^\circ \stackrel{!}{=} \sum F_{V,\text{Ständig}} = 142.669 \text{ N} \quad (3.10)$$

$$\int_0^{L_{\text{Steg}}} f(x) dx \cdot \sin 60,34^\circ \stackrel{!}{=} \sum F_{V,\text{Verkehr}} = 346.875 \text{ N} \quad (3.11)$$

Um nun die beiden Parameter a und b zu ermitteln, wurde ein Excel-Programm für eine iterative Berechnung erstellt. Es ist im Anhang in Tabelle A.3 zu finden. Dieses funktioniert so, dass Randbedingungen für den Schubfluss in Stegmitte und am Stegende eingegeben werden. Mit diesen beiden Bedingungen können die Parameter a und b aus Gleichung (3.9) bestimmt werden. Durch anschließendes Rückeinsetzen ergibt sich eine quadratische Funktion, welche nun in das Integral auf der linken Seite von Gleichung (3.10) bzw. (3.11) eingesetzt werden kann. Erhält man durch Auswerten des bestimmten Integrals sowie Multiplikation mit $\sin 60,34^\circ$ tatsächlich den Wert auf der rechten Seite der Gleichungen, so wurde die passende Funktion bestimmt und die Iteration kann beendet werden. Andernfalls ist ein weiterer Iterationsschritt mit geänderten Randbedingungen notwendig. Um einen ähnlichen Verlauf wie den aus dem RFEM-Brückenmodell zu erzeugen, wurde darauf geachtet, dass der Schubfluss in Stegmitte und am Stegende ungefähr das gleiche Verhältnis zueinander haben wie in Abbildung 3.16.

Schließlich ist die Funktion, welche den Spannungsverlauf im Steg zum Ausgleich der vertikalen ständigen Lasten beschreibt, in Gleichung (3.12) gegeben, jene für die Verkehrslast in Gleichung (3.13).

$$f(x) = -0,000191725 \cdot x^2 + 0,364512386 \cdot x \quad (3.12)$$

$$f(x) = -0,000461126 \cdot x^2 + 0,881972562 \cdot x \quad (3.13)$$

Der Verlauf des Schubflusses gemäß der Summe dieser Funktionen (also Lastniveau $1 \cdot \text{ULS}$) ist in Abbildung 3.17 dargestellt, wobei hier die Koordinate x aus den vorherigen Gleichungen mit x_{lokal} bezeichnet ist. Dies dient der Unterscheidung zum globalen Koordinatensystem.

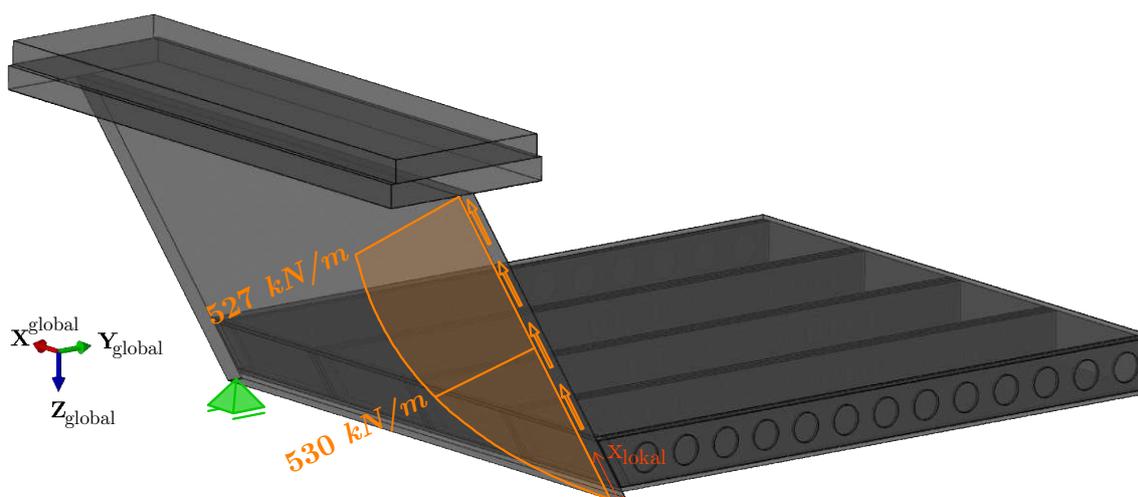


Abb. 3.17: Ersatzmodell mit Schubfluss im Steg (orange) bei Lastniveau $1 \cdot \text{ULS}$ und vertikalem Lager (grün)

In Abaqus wird diese Funktion schließlich in der Position *Analytical Fields* definiert, wobei zuerst ein lokales Koordinatensystem mit x_{lokal} , wie in Abbildung 3.17, zu erzeugen ist.

Des Weiteren ist zu beachten, dass der Schubfluss die Einheit kN/m bzw. N/mm besitzt. Während dies in RFEM die richtige Einheit ist, um eine Linienlast aufzubringen, wird in Abaqus eine Schubspannung aufgebracht. Dies bedeutet, dass die Funktionen mit $0,02 = 1/t_{\text{Steg}}$ multipliziert werden müssen und somit die korrekte Einheit N/mm^2 vorliegt. In Abaqus kann hierfür einfach bei der Definition der Last die *Magnitude* auf 0,02 gesetzt werden, während die *Distribution* der in Gleichung (3.12) bzw. Gleichung (3.13) beschriebenen Funktion folgt.

Per Definition gleichen sich nun die aufgebrachten Vertikalkräfte (äußere Lasten + Schnittkraft Schub im Steg) theoretisch aus. Aufgrund von Rundungsfehlern passiert es allerdings, dass die Kräfte nicht zu 100 % im Gleichgewicht stehen, wodurch ein Lager in Z-Richtung notwendig ist. Die Position des Lagers wird am unteren Stegende in Brückenmitte gewählt. Es ist in Abbildung 3.17 in grün dargestellt. Betrachtet man das Ersatzmodell von vorne nach hinten (d.h. in globale X-Richtung) nimmt die Summe der vertikalen Kräfte immer weiter ab, bis sie an der beschriebenen Lagerposition schließlich null wird. Das Auslesen der Lagerreaktion bietet außerdem eine zusätzliche Kontrolle, ob die Spannungen korrekt aufgebracht wurden.

3.4.6.3 Verschiebung des Obergurts in Y

Die Verbindung der SCSC-Platte mit dem Hauptträgersteg ist biegesteif, das heißt, der Steg möchte dem Drehwinkel der Platte folgen. Dieses ungehinderte Mitdrehen entspricht keinesfalls der realen Tragwirkung, denn beispielsweise wirkt die Biegesteifigkeit des Obergurts dagegen und auch aus der Längstragwirkung entsteht durch den Druck im Obergurt sowie im oberen Teil des Stegs eine Abtriebskraft.

Diese Einflüsse dürfen nicht vernachlässigt werden, da die Verschiebung des Obergurts in die Y-Richtung einen großen Einfluss auf das Tragverhalten in Querrichtung hat. Aus diesem Grund wird das RFEM Brückenmodell herangezogen und die Lastkombinationen nach Tabelle 3.7 erstellt. Hier steht z. B. $1,35 \cdot g$ für die einfache ständige Last auf ULS-Niveau, oder $4,44 \cdot q$ für die zweifache ULS-Verkehrslast. Anschließend werden die Verschiebungen des Obergurts in Y-Richtung bei diesen Lastkombinationen ausgelesen und ebenfalls in Tabelle 3.7 dokumentiert. Außerdem ist zu jeder Lastkombination das Verhältnis des Verschiebungswerts zu jenem des Lastniveaus $1 \cdot \text{ULS}$ (LK2) angegeben. Dies hat den Grund, dass in Abaqus die $3,7 \text{ mm}$ als „Grundwert“ eingegeben werden und die restlichen über die Funktion *Amplitudes* definiert sind. Weiters sei noch gesagt, dass ein positives Vorzeichen eine Verschiebung nach innen bedeutet, während sich bei einem negativen Vorzeichen der Obergurt nach außen bewegt.

Tab. 3.7: Verschiebung des Obergurts in Y-Richtung

Total Time	Lastkombination	Verschiebung	Faktor bzgl. LK2
1,0	LK1: $1,35 \cdot g + 0 \cdot q$	$-0,75 \text{ mm}$	$-0,203$
2,5	LK2: $1,35 \cdot g + 2,22 \cdot q$ ($1 \cdot \text{ULS}$)	$3,70 \text{ mm}$	$1,000$
3,0	LK3: $2,70 \cdot g + 2,22 \cdot q$	$0,37 \text{ mm}$	$0,100$
4,5	LK4: $2,70 \cdot g + 4,44 \cdot q$ ($2 \cdot \text{ULS}$)	$0,60 \text{ mm}$	$0,162$
5,0	LK5: $4,05 \cdot g + 4,44 \cdot q$	$-5,80 \text{ mm}$	$-1,568$
6,5	LK6: $4,05 \cdot g + 6,66 \cdot q$ ($3 \cdot \text{ULS}$)	$-10,85 \text{ mm}$	$-2,932$

Es ist zu beobachten, dass die Verschiebungen des Obergurts in Y-Richtung nicht proportional mit der Laststeigerung wachsen und sich auch die Vorzeichen ändern. Dies liegt vermutlich daran,

dass die verschiedenen Effekte, welche die Obergurtverschiebung beeinflussen, je nach Lastniveau unterschiedlich stark zur Geltung kommen.

3.4.6.4 Querzug

Im RFEM-Modell der gesamten Brücke beträgt die Zugkraft in der Platte außen bei den Hauptträgern etwa 150 kN/m . Dazwischen ist der Verlauf parabolisch mit einem Maximalwert von knapp über 350 kN/m in Plattenmitte. Im späteren Abschnitt 4.2.3 ist dieser Verlauf in Abbildung 4.7 dargestellt.

Erste Berechnungen des Abaqus-Modells (mit Dehnung, mit Bewehrung, ohne zusätzliche Schweißnähte) zeigten, dass die Normalkraft in Y-Richtung konstant bei ungefähr 190 kN/m liegt. Es ergibt sich somit eine Differenz zwischen Abaqus-Modell und Brückenmodell. Diese beträgt in Plattenmitte 160 kN/m und wird ausgeglichen, indem am Deck- und Bodenblech mit der Option *surface traction* Schubspannungen in negativer Y-Richtung aufgebracht werden. Je Blech müssen demnach auf die ganze Länge von zwei Metern 160 kN aufgebracht werden. Da die Breiten von Deck- und Bodenblech aufgrund der Hauptträgerneigung nicht gleich sind, ergeben sich auch unterschiedliche Schubspannungen. In Gleichung (3.14) und (3.15) sind die Spannungen berechnet, wobei erstere für das Deckblech gilt und letztere für das Bodenblech.

$$2274,6\text{ mm} \cdot 2000\text{ mm} \cdot p_{\text{Querzug,DB}} = 160000\text{ N} \quad (3.14)$$

$$\Rightarrow p_{\text{Querzug,DB}} = 0,0351707\text{ N/mm}^2$$

$$2160,7\text{ mm} \cdot 2000\text{ mm} \cdot p_{\text{Querzug,BB}} = 160000\text{ N} \quad (3.15)$$

$$\Rightarrow p_{\text{Querzug,BB}} = 0,0370245\text{ N/mm}^2$$

Somit wird ein ähnlicher Normalkraftverlauf erreicht, wie er auch in Abschnitt 4.2.3 abgebildet ist.

Analog dazu wird auch das RFEM-Ersatzmodell belastet, wobei zu beachten ist, dass es hier kein Deck- und Bodenblech gibt, sondern nur eine einzelne Systemfläche. Die Spannung hierfür ist in Gleichung (3.16) berechnet.

$$2236,3\text{ mm} \cdot 2000\text{ mm} \cdot p_{\text{Querzug,RFEM}} = 320000\text{ N} \quad (3.16)$$

$$\Rightarrow p_{\text{Querzug,RFEM}} = 0,0715455\text{ N/mm}^2 \quad (3.17)$$

In Abbildung 3.18 sind die Schubspannungsverläufe des Querzugs in den verschiedenen Modellen schematisch dargestellt.

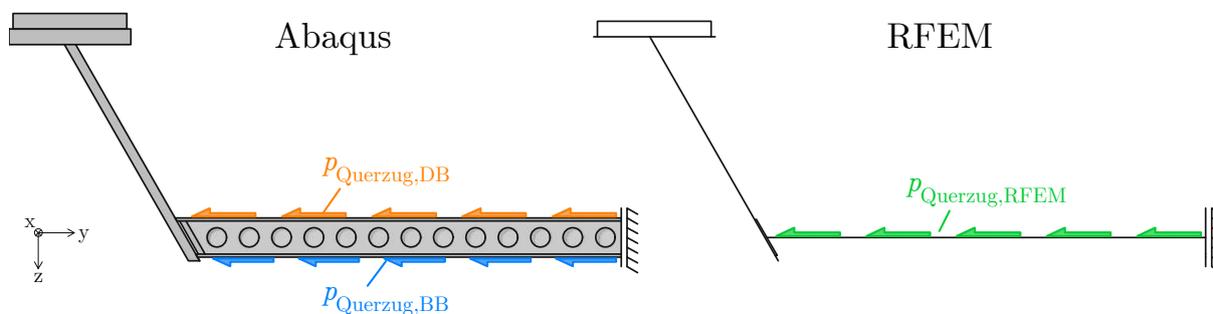


Abb. 3.18: Querzug auf Deck- und Bodenblech in den Abaqus-Modellen (links) und auf die Systemfläche in RFEM (rechts)

Abschließend sei angemerkt, dass auch Untersuchungen an Modellen ohne Querzug durchgeführt wurden und diese (mit Ausnahme der Normalkraft in Y) nur minimale, vernachlässigbare Unterschiede aufweisen. Theoretisch ist der Querzug dementsprechend nicht unbedingt aufzubringen, der Vollständigkeit halber wurde dies allerdings trotzdem getan.

3.4.7 Berechnungsschritte

Im nächsten Schritt wird die Berechnung in die *Steps* eingeteilt. Die zuvor aufgebrauchten Lasten werden diesen Schritten zugeordnet. Die ständigen Lasten sowie die Verkehrslasten können in einem *Step* aufgebracht werden, jedoch werden sie nicht gleichzeitig gesteigert. Dafür sorgt die Definition der *Amplitudes*, welche in Abbildung 3.19 dargestellt ist. Dabei wird tabellarisch festgelegt, zu welchem Zeitpunkt wie viel Prozent der Last aufgebracht sind. Die Amplitude 1 entspricht dem jeweiligen Multiplikator für Laststufe $1 \cdot \text{ULS}$, Amplitude 2 dementsprechend dem Faktor für $2 \cdot \text{ULS}$ usw. In Abbildung 3.20 ist der dementsprechende Verlauf der Laststeigerung über die Zeit abgebildet, wobei hier die Werte in der Einheit kN pro Meter Brückenlänge bezogen auf die gesamte Brückenbreite angegeben sind.

Der Grund für die getrennte Laststeigerung ist, dass die Auswirkungen der ständigen Lasten und der Verkehrslast einfach voneinander differenziert betrachtet werden können, was beispielsweise bei der Analyse des Ermüdungsverhaltens von Interesse ist. Nachdem dies in vorliegender Arbeit nicht behandelt wird, ist diese Unterscheidung bei der Auswertung der Ergebnisse nicht getroffen. Die Möglichkeit ist für zukünftige Forschungen an den Abaqus-Modellen jedoch sicherheitshalber gegeben.

Vor dem *Step* für die äußeren Lasten wird ein weiterer angelegt, welcher später für die Dehnung in Längsrichtung benötigt wird. Dessen Zeitdauer wird mit 0,5 Sekunden definiert. Im ersten Modell (Modell ohne Dehnung) ist dieser *Step 1* leer und stellt lediglich einen Platzhalter für erweiterte Modelle dar. Eine genauere Beschreibung der Längsdehnung folgt im Kapitel 3.6.1. Die Zeitdauer zur Steigerung der ständigen Lasten auf das nächstgrößere ULS-Niveau wird ebenfalls mit 0,5 Sekunden festgelegt. Die Verkehrslast ist ungefähr drei mal so groß wie die ständigen Lasten, weshalb auch die dreifache Zeit zur Steigerung vorgesehen ist, also 1,5 Sekunden. Die Belastungen werden bis zum dreifachen ULS-Niveau gesteigert. Der Grund dafür wird in Kapitel 5.2 erläutert. Insgesamt dauert *Step 2* also 6 Sekunden.

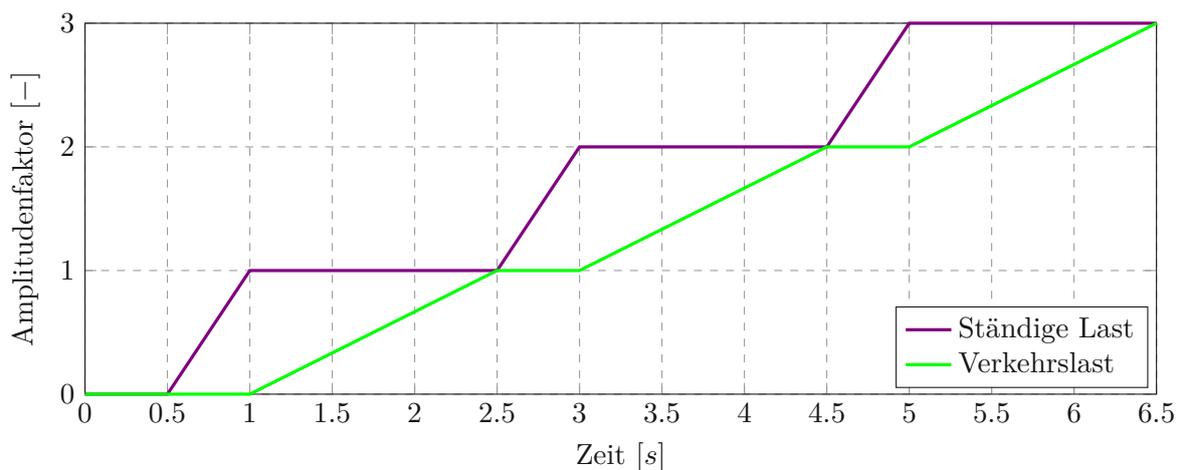


Abb. 3.19: Amplituden der Einwirkungen

Abbildung 3.20 zeigt schließlich den Verlauf der vertikalen Gesamtbelastung über die Zeit, bezogen auf einen Meter Brückenlänge und die komplette Brückenbreite. Des Weiteren ist das Lastniveau 1 · ULS und Vielfache davon dargestellt.

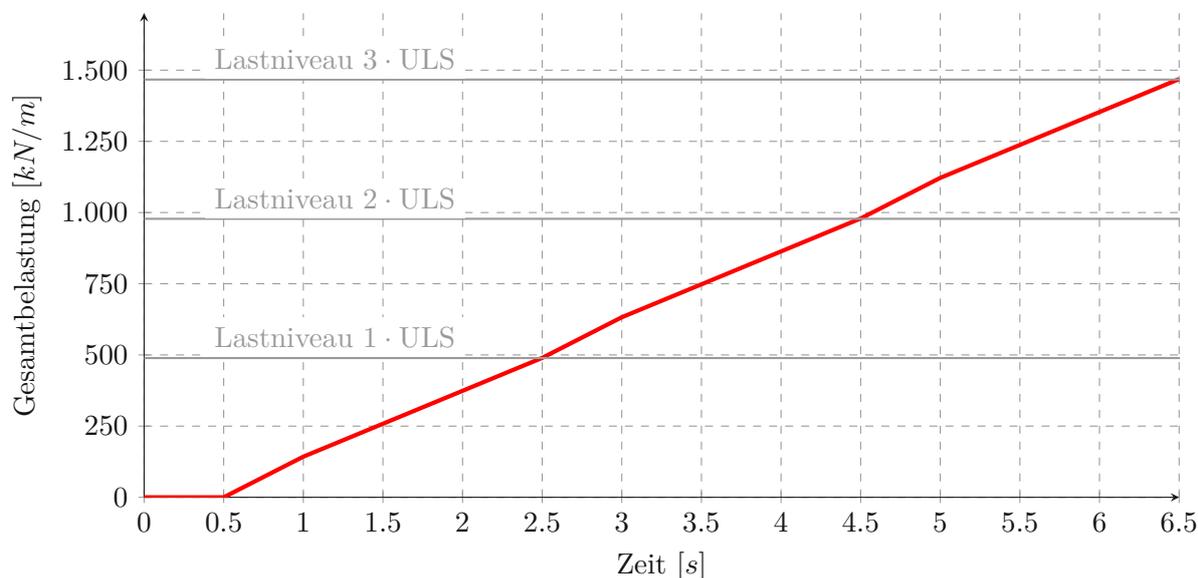


Abb. 3.20: Belastung über die Zeit in kN pro Meter Länge bezogen auf die ganze Brückenbreite

3.4.8 Erstellung des Finite-Elemente-Netzes

Im letzten Schritt, bevor das Modell berechnet werden kann, muss es noch in die finiten Elemente zerlegt werden. Dies wird im Modul *Mesh* ausgeführt, wobei die Einstellung *mesh on part* gewählt ist, da die Parts mit der Option *dependent* in *Assembly* eingefügt sind. Konkret bedeutet das, dass das FE-Netz eines Parts nur ein Mal definiert wird und für alle Instances dieses Parts automatisch übernommen wird.

Beim meshing dient die Parameterstudie von Takács [20] als Anhaltspunkt. Die Teile der SCSC-Platte sind nach seiner Meshvariante Typ 4 erstellt. Die Feinheit des Netzes bezeichnete er mit *lokal: mittel* und *global: mittel*.

Bevor das FE-Netz in Abaqus erstellt werden kann, muss die Größe der finiten Elemente angegeben werden. Zum einen gibt es die Funktion *seed part*, bei der der ganze Part in gleich große Elemente zerlegt wird. Im hier behandelten Modell wurde das Netz mit der wesentlich präziseren, aber auch aufwendigeren Funktion *seed edges* entworfen, mit welcher die Elementgröße (oder alternativ die Anzahl) auf jeder einzelnen Kante genau definiert werden kann. Hier bietet die Funktion *bias* zusätzlich die Möglichkeit, das Netz entlang einer Kante immer feiner oder gröber werden zu lassen.

Die Elemente selbst sind als *C3D8R*-Elemente definiert. Das heißt, dass ein Hexaederelement acht Knoten, allerdings nur einen Integrationspunkt besitzt (das *R* steht für *reduced integration*). Außerdem ist die Funktion *element deletion* auf Empfehlung von Herrmann [7] aktiviert.

Die minimale Elementlänge, welche sich aufgrund der Geometrie ergibt, beträgt $1,15 \text{ mm}$ und befindet sich im Deckblech beim Anschluss an den Hauptträger. Dargestellt ist dieses Element in Abbildung 3.21. Es ist zu sehen, dass sich diese geringe Länge aufgrund des schrägen Hauptträgerstegs ergibt.

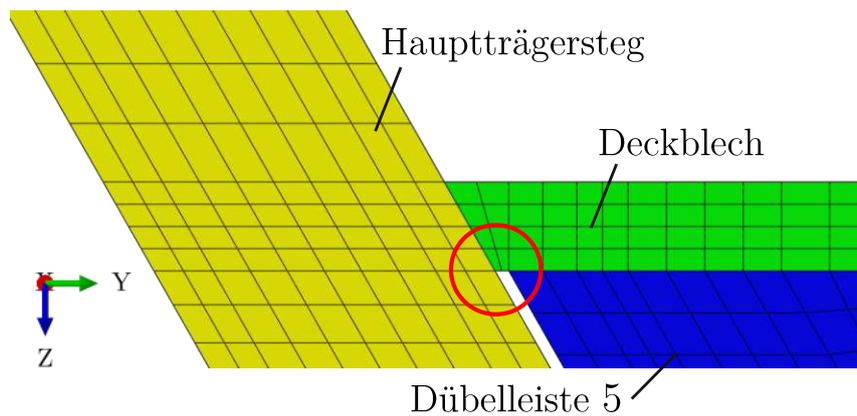


Abb. 3.21: Kleinste Elementlänge

3.5 Berechnung des Modells

Mit der Diskretisierung ist die Modellierung des ersten Modells abgeschlossen. Nun wird ein *Job* erzeugt. Dabei gibt es viele Einstellungsmöglichkeiten, von denen die meisten bei den Standardeinstellungen belassen werden. Lediglich im Reiter *Precision* wird die Option *Double - analysis + packager* sowie *Full nodal output precision* gewählt.

Abschließend kann für diesen Job ein *input file* erstellt werden, welches alle wichtigen Informationen des Modells enthält. Diese Datei kann dann beispielsweise auf einen externen Server mit viel Rechenkapazität hochgeladen und berechnet werden. Für die vorliegende Arbeit wurde das neueste System des „Vienna Scientific Cluster“, der sogenannte *VSC-4* verwendet. Obwohl dies der leistungsstärkste Computer Österreichs ist, dauert die Berechnung des ersten Modells bei Parallelisierung auf 48 Cores etwa 45 Stunden.

Schließlich erhält man eine sogenannte *output database* bzw. ein *odb file*. In diesem sind alle Ergebnisse ersichtlich, es können beispielsweise Plots oder Grafiken erstellt werden.

3.6 Erweiterungen des ersten Modells

3.6.1 Erweiterung um die Dehnung in Längsrichtung

Wie zuvor schon erwähnt, behandelt die vorliegende Arbeit die Quertragwirkung der SCSC-Platte. Hierbei darf allerdings nicht vergessen werden, dass die Platte auch als Untergurt des Hauptträgers fungiert und somit Kräfte und Dehnungen vorhanden sind, unter denen der Beton in den Zustand II (gerissen) übergeht. Außerdem wird in der Realität bzw. im Grundmodell der Obergurt gestaucht, was im Ersatzmodell vernachlässigt wird. Die Dehnung der Platte aus dem Grundmodell wird vereinfacht auf den gesamten Querschnitt des Ersatzmodells aufgebracht. Der Wert der Dehnung wurde aus dem RFEM Brückenmodell (siehe Abbildung 3.1) ausgelesen und beträgt $0,8 \text{ mm}$ pro Meter Brückenlänge in Tragwerksmitte.

Um diese Dehnung aufzubringen, sind sowohl in RFEM als auch in Abaqus zuerst die Linien bzw. die Flächen in jene Richtung fest zu lagern, in die die Verschiebung wirken soll. RFEM bietet anschließend die Funktion *Linienzwangsverschiebung*, mit der die Verschiebung in X-Richtung mit $-1,6 \text{ mm}$ für zwei Meter Brückenlänge am Linienanfang und Linienende definiert wird. Der gegenüberliegende Querschnitt muss in X-Richtung gehalten werden, was aufgrund der Definition als Symmetrieachse gewährleistet ist (siehe dazu Kapitel 3.4.6.1).

In Abaqus kann nach Definition einer Lagerung in X-Richtung diese bearbeitet werden und eine Verschiebung vorgegeben werden. Hier wird also $U1 = -1,6 \text{ mm}$ eingegeben.

In Kapitel 3.4.7 wurde bereits erwähnt, dass in Abaqus *Step 1* bereits für die Längsdehnung erstellt wurde. Diesem wird die Lagerverschiebung nun zugeordnet.

Da der Fokus dieser Arbeit auf der Quertragwirkung der SCSC-Platte liegt, wird die Längsdehnung, welche aus einer anderen Tragwirkung resultiert, nur bis zum einfachen ULS-Lastniveau gesteigert und ab dann konstant gehalten. Abbildung 3.22 zeigt die Amplituden des Modells mit Längsdehnung.

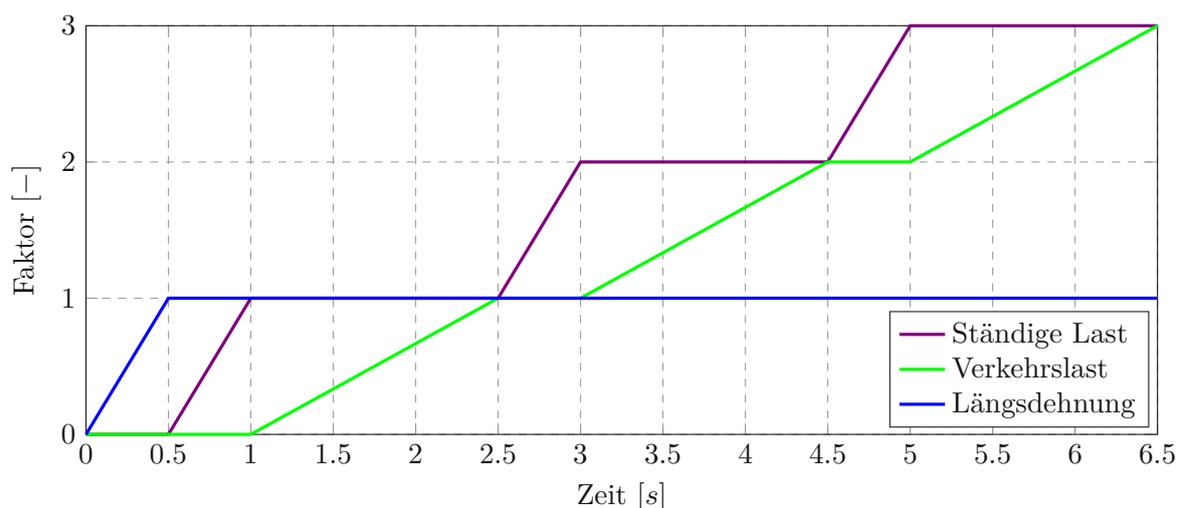


Abb. 3.22: Amplituden der Einwirkungen mit Längsdehnung

Durch Aufbringen der vollen Längsdehnung, bevor die Querlasten wirken, können später die Auswirkungen der Dehnung separat betrachtet werden. Der Grund für die getrennte Steigerung von ständigen Lasten und Verkehrslast wurde bereits in Abschnitt 3.4.7 bei den Erläuterungen zu Abbildung 3.19 beschrieben.

3.6.2 Erweiterung um einen Bewehrungskorb und Längsbewehrung

Um die Tragfähigkeit zu erhöhen, wird sowohl Stabbewehrung als auch Bügelbewehrung in den Beton eingelegt. Die Bewehrungsführung ist dabei vom Versuchskörper VK1/4 von Holyevác [9] übernommen und leicht an die hier vorliegende Geometrie angepasst.

In Abaqus sind die Stäbe und Bügel als *Wire* definiert, denen die entsprechenden Querschnitte zugeordnet sind. Folgende Parts wurden zusätzlich zu denen aus Abbildung 3.3 erstellt:

Längsbewehrung: Stabbewehrung mit dem Durchmesser 20 mm und der Länge 2 m .

Kleiner Querbügel: Bügelbewehrung mit dem Durchmesser 10 mm und den Achsmaßen $340 \times 120 \text{ mm}$.

Großer Querbügel: Bügelbewehrung mit dem Durchmesser 10 mm und den Achsmaßen $550 \times 120 \text{ mm}$.

Längsbügel: Bügelbewehrung mit dem Durchmesser 10 mm und den Achsmaßen $440 \times 100 \text{ mm}$.

Abbildung 3.23 zeigt eine Skizze, in der die Bewehrung dargestellt ist.

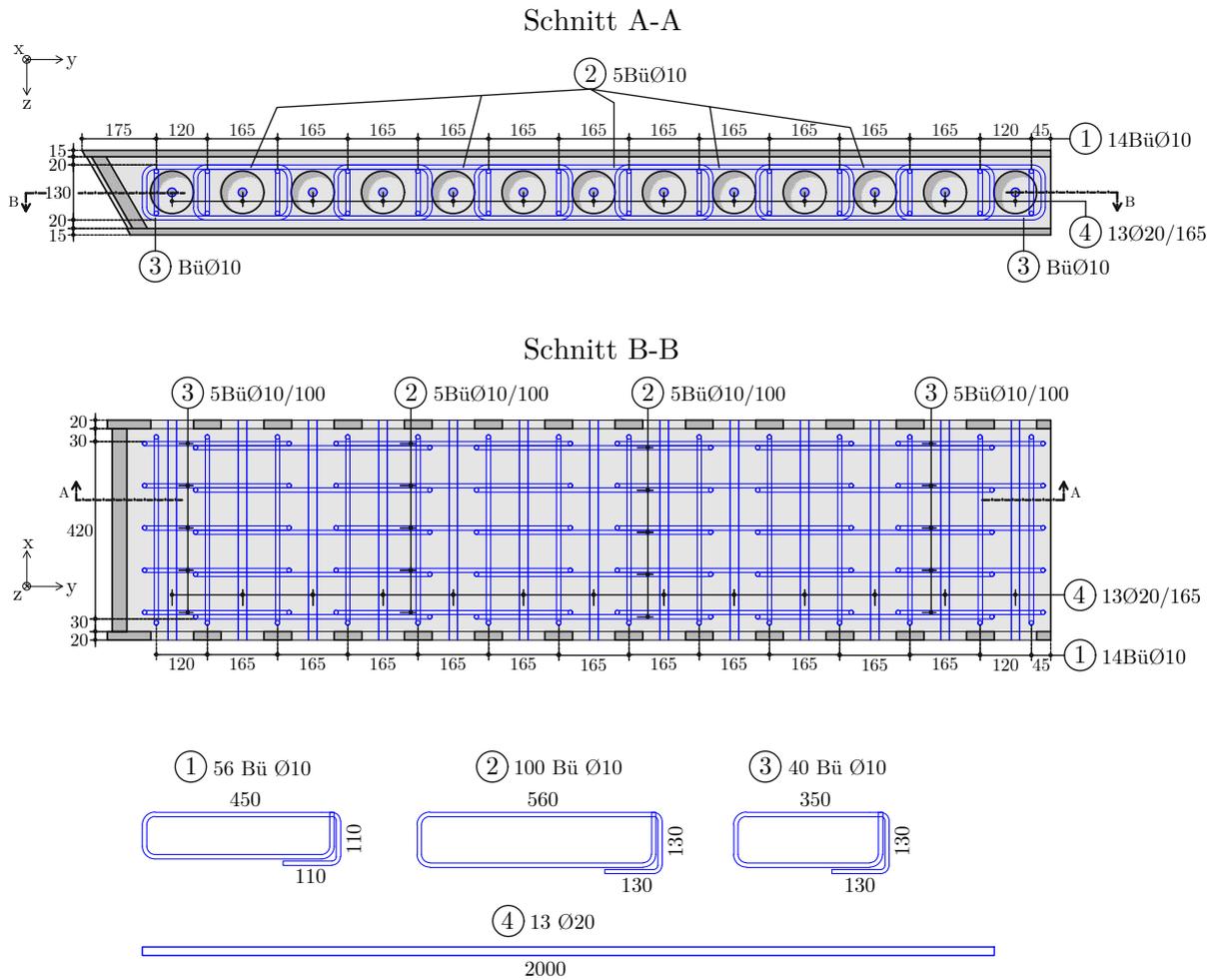


Abb. 3.23: Bewehrungsskizze

In Abaqus ist der gesamte Bewehrungskorb inklusive Längsbewehrung zu einem *Set* zusammengefasst und anschließend mit der Funktion *Embedded Region* im Modul *Constraints* mit dem Beton verbunden. In Abbildung 3.24 ist ein Bild des Modells mit hervorgehobener Bewehrung zu sehen.

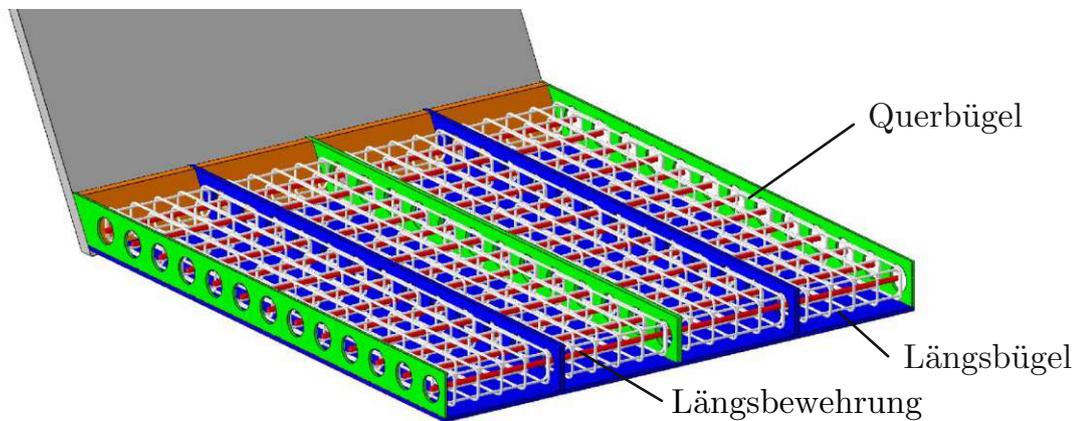


Abb. 3.24: Bewehrungen im Abaqus-Modell

3.6.3 Erweiterung um zusätzliche Schweißnähte

Eine weitere Variante, welche untersucht wird, ergibt sich durch das Verschweißen der Dübelleisten an Deck- und Bodenblech im Randbereich zum Hauptträger hin. Begrenzt ist die Länge dieser Nähte durch die beschränkte Möglichkeit, in den 170 mm hohen Raum zwischen den beiden Stahlblechen hineinzugreifen und zu schweißen.

Im Modell sind die Schweißnähte genau so wie die restlichen mit der Funktion tie definiert. Abbildung 3.25 zeigt die neuen Tie -Constraints zwischen den außenliegenden Blechen sowie den Dübelleisten. Die optimalen Längen der Schweißnähte wird in Kapitel 5.1 diskutiert.

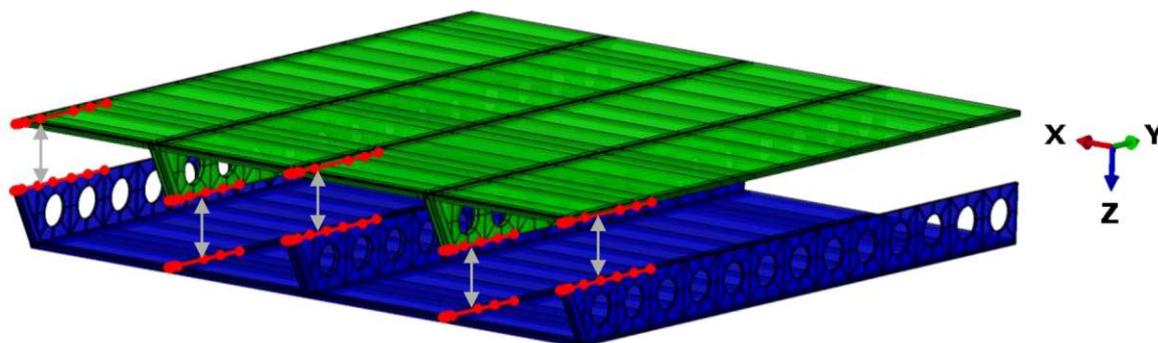


Abb. 3.25: Zusätzliche Schweißnähte im Randbereich

Kapitel 4

Vergleich der Ergebnisse aus RFEM und Abaqus

4.1 Verifikation der Abaqus-Berechnungsergebnisse

4.1.1 Kontrolle der Energy balance

Ergebnisse einer computergestützten Simulation sind grundsätzlich immer kritisch zu hinterfragen und zu prüfen. Für diesen Zweck ist im Abaqus Handbuch [2] der Punkt „Energy balance“ angeführt. Darin wird beschrieben, dass für quasi-statische Berechnungen, durchgeführt mit Abaqus-Explicit, die kinetische Energie ($ALLKE$) des Objekts nicht mehr als 10 % der gesamten inneren Energie ($ALLIE$) betragen darf, allerdings nur für „die meiste Zeit des Prozesses“. In [12] wird dieser Nebensatz so präzisiert, dass zu Beginn der Belastung diese Grenze nicht zwingend eingehalten werden muss, da die Größenordnungen der beiden Energien hier sehr gering sind und der Quotient somit nicht aussagekräftig ist.

In Abbildung 4.1 sind die Energiequotienten $ALLKE/ALLIE$ der vier Modelle dargestellt. Wie oben erwähnt, soll $ALLKE$ maximal 10 % von $ALLIE$ betragen, das heißt der Quotient soll unter 0,1 liegen.

Lediglich im Modell ohne Dehnung wird der Wert von 0,1 überschritten. Allerdings geschieht dies sehr nah an dem Zeitpunkt, an dem das Aufbringen der Belastung bei $t = 0,5\text{ s}$ startet. Da nur dieser eine Wert über den Grenzwert hinaus steigt und der Verlauf sonst darunter liegt, ist die Bedingung erfüllt.

Alle anderen Modelle haben diese Überschreitung nicht, der Quotient erreicht hier in der gesamten Berechnungsdauer lediglich einen Wert von 0,001.

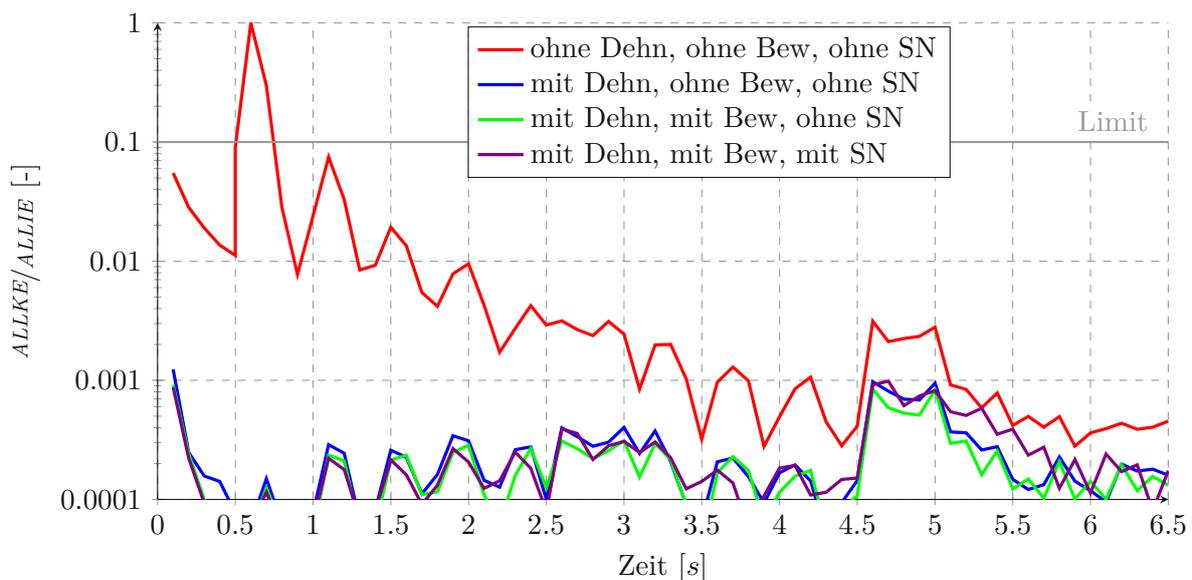


Abb. 4.1: Verlauf des Energiequotienten $ALLKE/ALLIE$ über die Berechnungsdauer

4.1.2 Kontrolle der Auflagerkraft

In Abschnitt 3.4.6.2 wurde beschrieben, wie das Gleichgewicht in vertikaler Richtung durch eine Schubkraft im Steg erreicht wird, wobei zum Ausgleich von Rechenungenauigkeiten wie beispielsweise Rundungsfehler ein vertikales Auflager definiert wurde. Diese Auflagerkraft muss demnach im Laufe der Berechnung nahe bei Null sein. Abbildung 4.2 zeigt die Lagerreaktionen der verschiedenen Modelle über die Zeit.

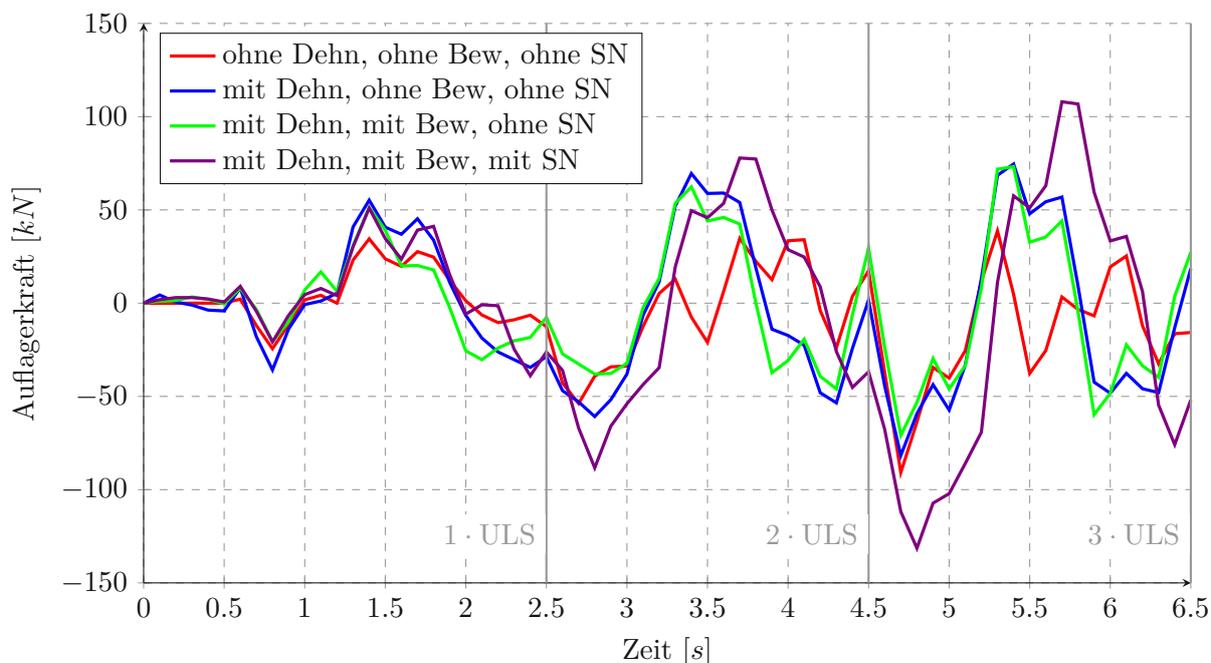


Abb. 4.2: Kontrolle der Auflagerkraft der Abaqus-Modelle über die Zeit

Es ist zu beobachten, dass die betragsmäßig größte Auflagerkraft in etwa bei 125 kN liegt. Der Grund dafür konnte nicht geklärt werden, womöglich sind Berechnungsungenauigkeiten, wie beispielsweise Rundungsfehler, für die Ausreißer verantwortlich.

Bei den vorrangig relevanten Lastniveaus 1 · ULS, 2 · ULS und 3 · ULS sind die betragsmäßig größten Werte lediglich 28 kN, 36 kN und 50 kN. Beispielsweise beim Lastniveau 3 · ULS beträgt der Anteil der Auflagerkraft an der Gesamtbelastung von 1.469 kN rund 3,4 % und ist dementsprechend vernachlässigbar klein. Die Kontrolle ist somit erfüllt.

4.2 Vergleich der Schnittgrößen

Die Schnittgrößen der Platte können in Abaqus mithilfe eines *free body cut* angezeigt und ausgelesen werden. Dabei werden mehrere Schnitte durch die gesamte Länge der SCSC-Platte geführt und die Spannungen in den finiten Elementen zu resultierenden Kräften bzw. Momenten aufintegriert.

4.2.1 Vergleich des Biegemoments um die Brückenlängsachse

In Abbildung 4.3 zeigt die olive Linie den Momentenverlauf aus dem RFEM-Modell, die blaue Linie jenen aus dem Abaqus-Modell mit Dehnung, ohne Bewehrung und ohne zusätzliche Schweißnähte und die grüne Linie den Verlauf des Abaqus-Modells mit Bewehrung.

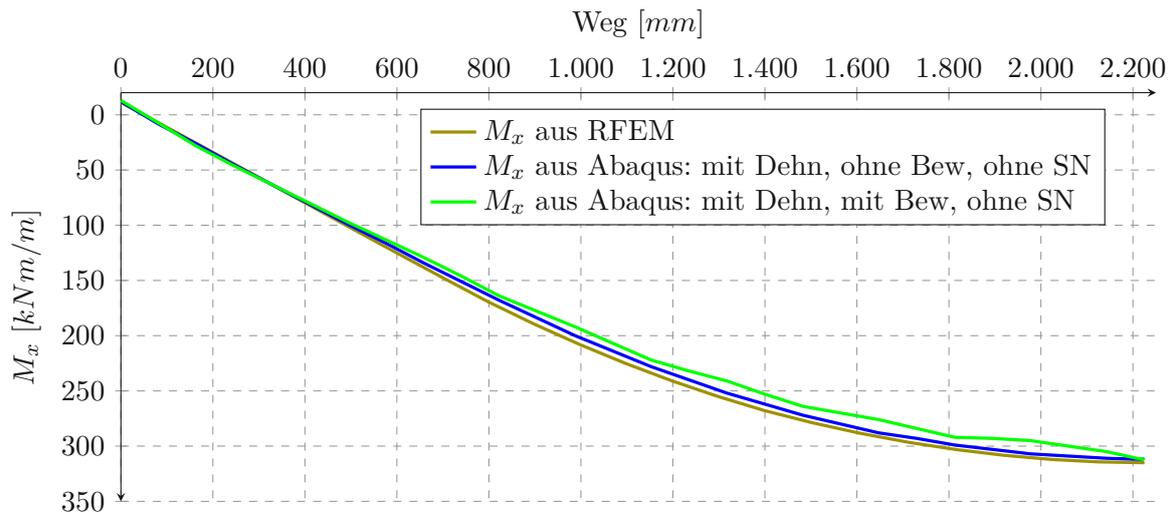


Abb. 4.3: Verläufe von M_x der Platte bei Lastniveau $1 \cdot \text{ULS}$

Alle drei Verläufe sind sehr ähnlich. Sie starten etwa bei -12 kNm/m , das heißt im Anschlussbereich der Platte an den Hauptträger wirkt Druck im Bodenblech und Zug im Deckblech aufgrund der leicht einspannenden Wirkung der Platte in den Hauptträgersteg. Etwa 50 mm weiter in Richtung Plattenmitte befindet sich der Momentennullpunkt, ab hier erfährt das Bodenblech also Zug und das Deckblech Druck. Das Momentenmaximum liegt in Plattenmitte und beträgt rund 311 kNm/m . Dieses Moment ist nahezu ident mit dem Biegemoment in der Mitte eines Einfeldbalkens unter ULS-Belastung mit eingepprägten Randmomenten von -12 kNm . Abbildung 4.4 zeigt dieses mit rund 314 kNm . Die Länge des Balkens entspricht der Breite der SCSC-Platte.

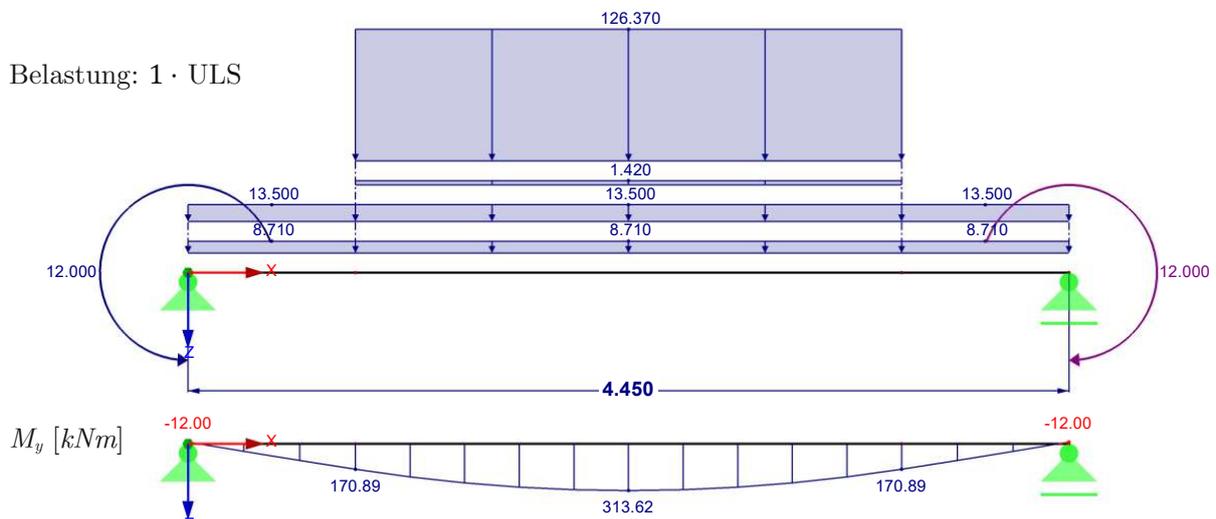


Abb. 4.4: Momentenverlauf eines Einfeldträgers unter ULS-Belastung und eingepprägten Randmomenten von 12 kNm

4.2.2 Vergleich der Querkraft in der Platte in vertikaler Z-Richtung

In Abbildung 4.5 sind die Querkraftverläufe der Platte der gleichen Modelle dargestellt.

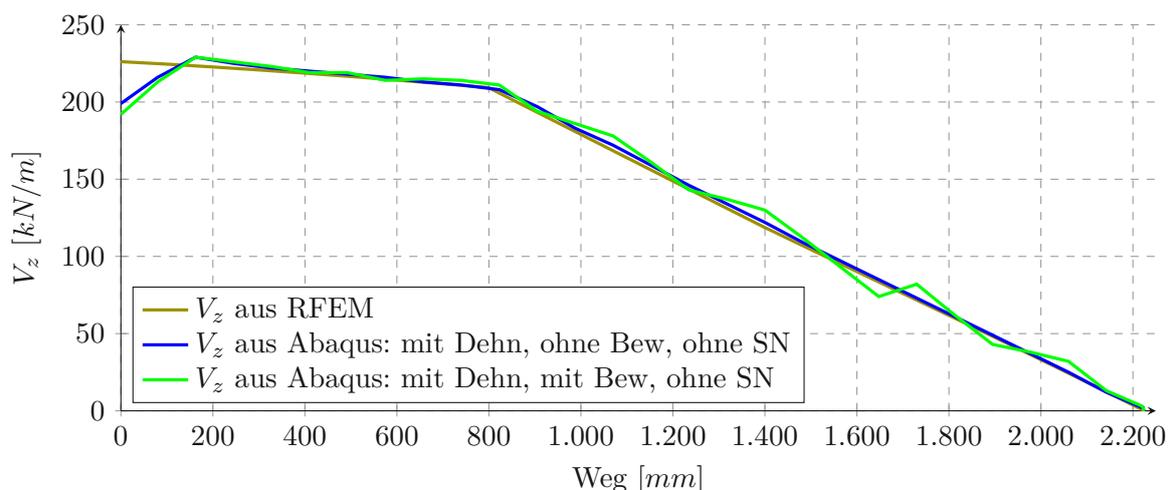


Abb. 4.5: Verläufe von V_z der Platte bei Lastniveau $1 \cdot \text{ULS}$

Beim RFEM-Modell startet die Querkraft im Randbereich der Platte mit etwa 226 kN/m , während die Abaqus-Modelle hier Ausreißer nach unten haben und etwa bei 200 kN/m liegen. Letztere entstehen vermutlich aufgrund verzerrter Werte zufolge des schrägen Schnittes, welcher wegen des schrägen Stegs notwendig ist. Bereits bei einer Entfernung zum Steg von 200 mm haben sich die beiden Verläufe allerdings jenem aus RFEM angenähert und verlaufen ab da ähnlich. Hier können auch vertikale Schnitte zum Auslesen der Kräfte geführt werden, die Ausreißer sind somit vernachlässigbar. Die grüne Linie (Abaqus-Modell mit Bewehrung) verläuft nicht so gleichmäßig wie die anderen. Das liegt daran, dass beim Auslesen der Kräfte an den *free body cuts* immer durch eine andere Bewehrung geschnitten wird. Der Knick aller Linien bei rund 800 mm Entfernung vom Hauptträger ist auf den Sprung in der Belastung zurückzuführen. Ab hier wirken jene Kräfte, welche den Gleiskörper belasten, also sein Eigengewicht sowie die Verkehrslast. Aufgrund der höheren Belastung ist der Querkraftverlauf steiler. In Plattenmitte liegt die Querkraft bei 0 kN/m .

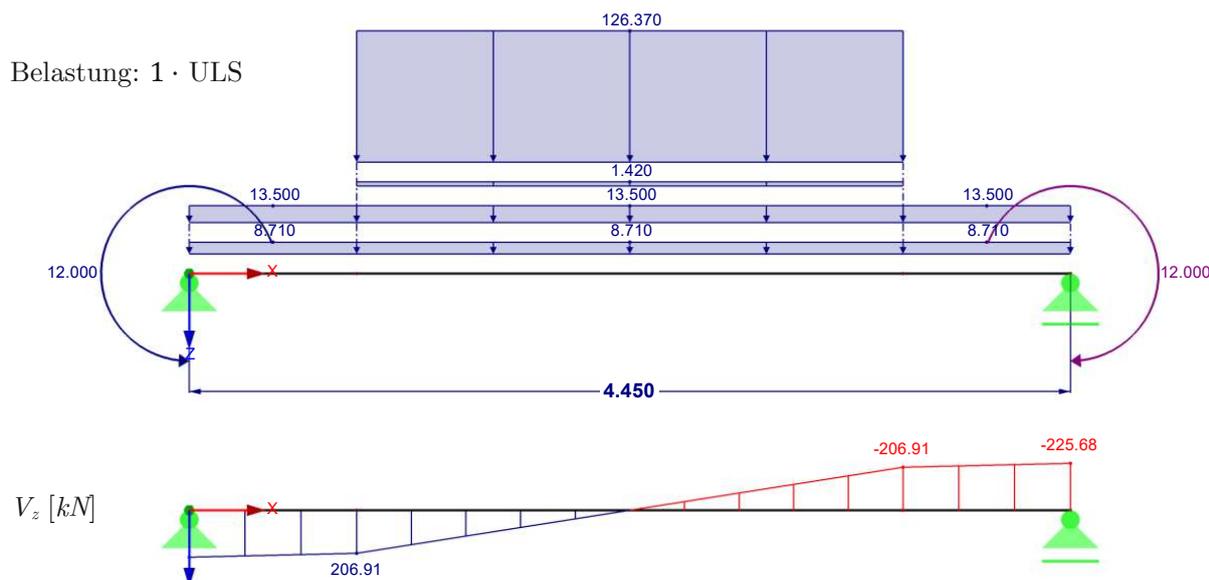


Abb. 4.6: Querkraftverlauf eines Einfeldträgers unter ULS-Belastung und eingepprägten Randmomenten von 12 kNm

Die Verläufe ähneln wieder sehr stark jenem des Einfeldträgers unter ULS-Belastung mit eingepägtem Randmoment von 12 kNm . Abbildung 4.6 zeigt den Querkraftverlauf dieses Modells.

4.2.3 Vergleich der Normalkraft in der Platte in Querrichtung

Abbildung 4.7 zeigt schließlich die Normalkraft in Y-Richtung der SCSC-Platte. In RFEM verläuft diese Schnittgröße parabolisch von ca. 150 kN/m am Hauptträgeranschluss bis zu 360 kN/m in Plattenmitte. Die Linien der Abaqus-Modelle steigen hingegen eher linear. Dies liegt daran, dass in Abschnitt 3.4.6.4 der Querschnitt als konstante Schubspannung, aufgebracht auf die Oberfläche des Deck- und Bodenblechs, definiert wurde. Es wurden Vergleichsberechnungen ganz ohne diesen zusätzlichen Querschnitt durchgeführt und dabei herausgefunden, dass er keinen nennenswerten Einfluss auf das Verhalten des Modells hat. Aus diesem Grund wird die lineare Näherung als ausreichend genau erachtet.

Die grüne Linie ist wie bei der Querkraft unregelmäßig aufgrund der Schnitte durch die Bewehrung. Eine lineare Ausgleichsgerade ist strichliert dargestellt.

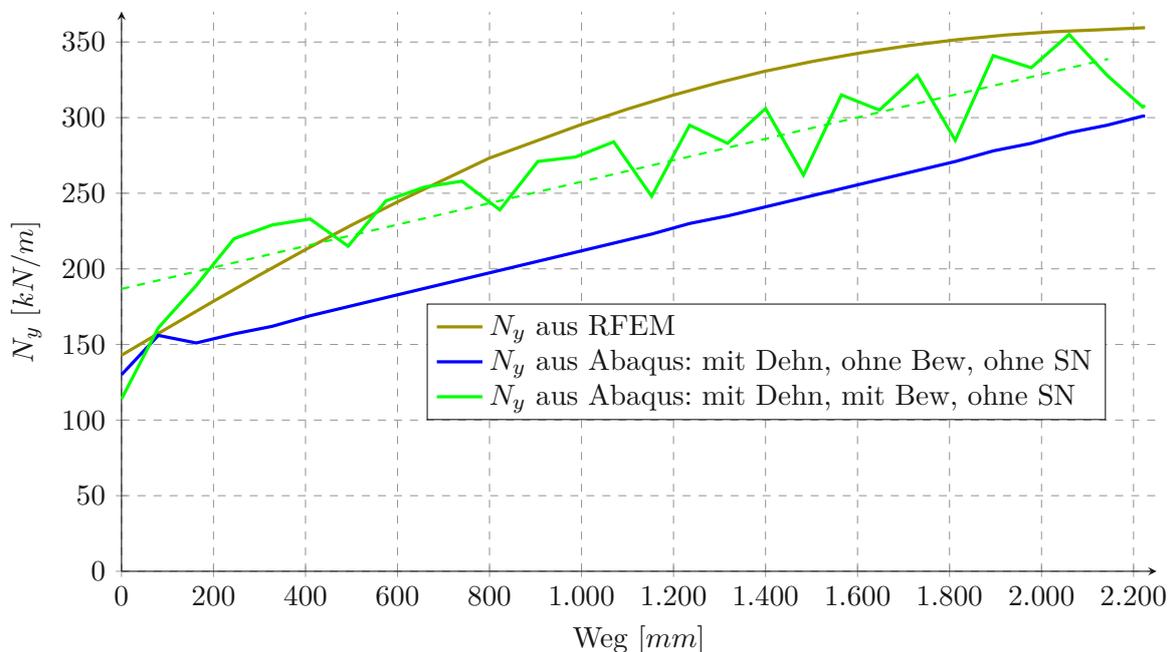


Abb. 4.7: Verläufe von N_y der Platte bei Lastniveau $1 \cdot \text{ULS}$

4.3 Vergleich der Plattendurchbiegung

Zu guter Letzt werden noch die Verschiebungen in Z-Richtung verglichen. In Abaqus werden diese entlang eines Pfades ausgelesen. Um eine passende Position dieses Pfades zu ermitteln, wird zuerst die Verschiebung in Z-Richtung in Plattenmitte über die Länge betrachtet. Abbildung 4.8 zeigt diese für das Modell mit Dehnung, mit Bewehrung, ohne zusätzliche Schweißnähte.

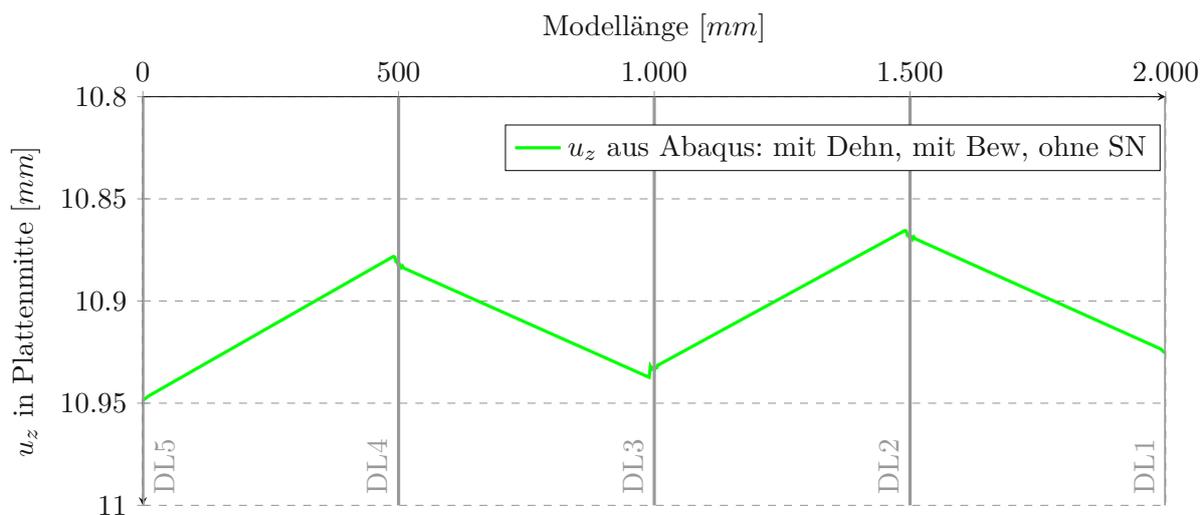


Abb. 4.8: Verlauf von u_z in Plattenmitte über die Länge bei Lastniveau $1 \cdot \text{ULS}$

Es ist zu beobachten, dass die maximale Differenz der Durchbiegungen knapp $0,1 \text{ mm}$ beträgt und es somit nicht von Bedeutung ist, wo genau sich der Pfad in Längsrichtung befindet. Er wird mittig, also bei Dübelleiste 3, gewählt. Des Weiteren wird der Pfad auf halber Höhe der Dübelleiste definiert. Dies hat zur Folge, dass die Länge des Pfads nahezu ident mit der Breite der Platte im RFEM-Modell ist, da dort die Systemebene modelliert ist. Würde sich der Pfad am Deck- oder Bodenblech befinden, wären die Längen aufgrund des schrägen Hauptträgerstegs nicht gleich. Der Pfad ist in Abbildung 4.9 in rot dargestellt.

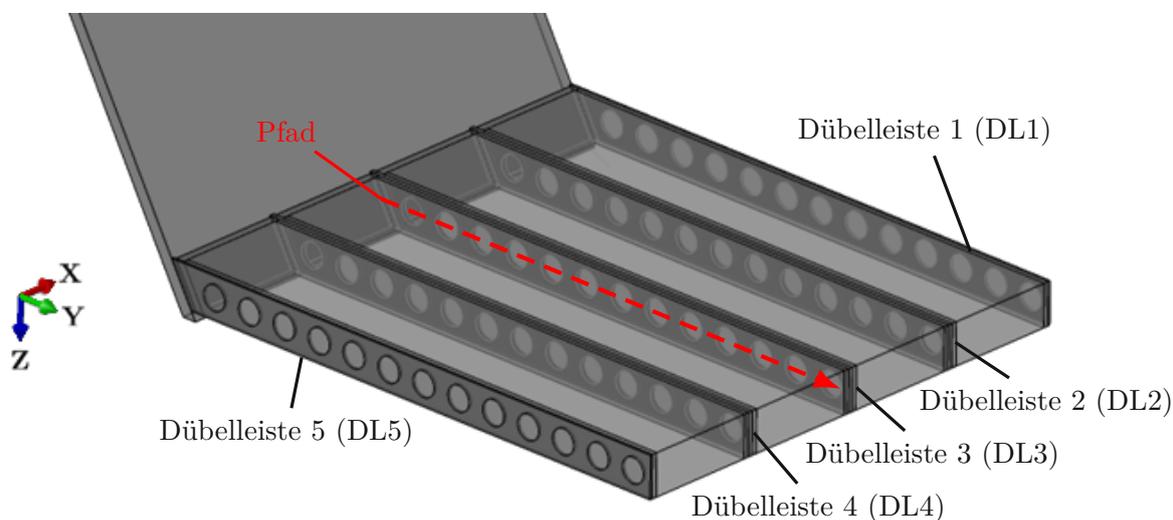


Abb. 4.9: Pfad, entlang dessen die Verschiebung in Z-Richtung der Abaqus-Modelle ausgelesen wird

Abbildung 4.10 zeigt schließlich den Vergleich der Biegelinien.

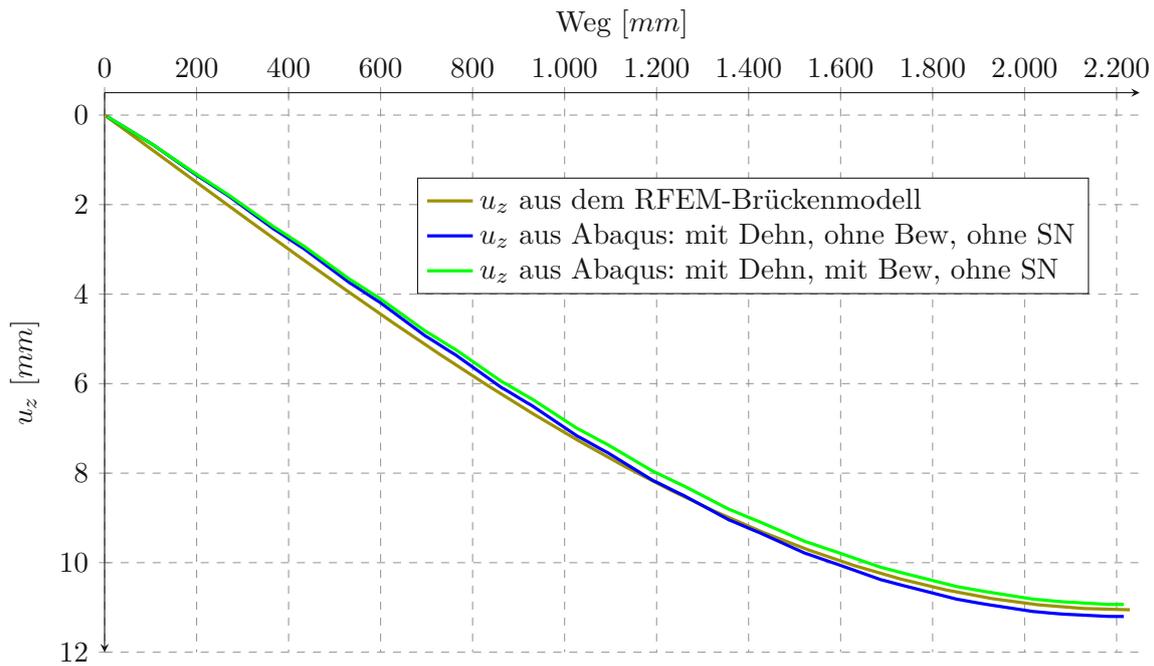


Abb. 4.10: Verläufe von u_z der Platte bei Lastniveau $1 \cdot \text{ULS}$

Abermals sind sehr ähnliche Verläufe zu beobachten. In Plattenmitte liegt die Durchbiegung des RFEM-Modells unter ULS-Lastniveau ungefähr bei 11 mm . Jene des Abaqus-Modells mit Dehnung, ohne Bewehrung, ohne Schweißnähte beträgt nur geringfügig mehr, etwa $11,2 \text{ mm}$. Eine etwas geringere Durchbiegung ergibt sich beim Modell mit Bewehrung, hier ist die vertikale Verschiebung in Plattenmitte ca. $10,9 \text{ mm}$. Dass die Bewehrung die Durchbiegung verringert, war zu erwarten, mehr dazu bei der Analyse der Arbeitslinien in Kapitel 5.2.

Abschließend kann aufgrund der gezeigten Ergebnisse festgehalten werden, dass das Abaqus-Modell in der Lage ist, den mittleren 2 m langen Plattenausschnitt aus der Brücke ausreichend genau abzubilden. Somit kann nun mit der Parameterstudie bzw. der Detailanalyse fortgefahren werden.

Kapitel 5

Detaillierte Auswertung der Abaqus-Ergebnisse

5.1 Länge der zusätzlichen Schweißnähte

Bevor die verschiedenen Modelle miteinander verglichen werden, ist zuerst eine Variante des Modells mit den zusätzlichen Schweißnähten im Randbereich der SCSC-Platte festzulegen. Im Folgenden werden die Schub- und Normalspannungen in den zusätzlichen Schweißnähten (SN) von Modellen mit verschiedenen Schweißnahtlängen verglichen.

5.1.1 Erster Vergleich: Schweißnaht bis zur Mitte eines Dübels oder zwischen zwei Dübeln endend

Im ersten Vergleich werden zwei verschiedene Stellen, an denen die Schweißnaht enden kann, analysiert. Grund dafür ist, dass am Ende der Schweißnähte Spannungsspitzen entstehen, welche vor allem aufgrund der Materialermüdung möglichst gering gehalten werden müssen. Die unterschiedlichen Typen der Stellen sind

- (i) genau auf Höhe der Mitte eines Lochs der Dübelleiste und
- (ii) genau in der Mitte zwischen zwei Löchern.

In Abbildung 5.1, welche aus der Dissertation von Takács [20] stammt, ist beispielhaft eine Stelle je Typ markiert.

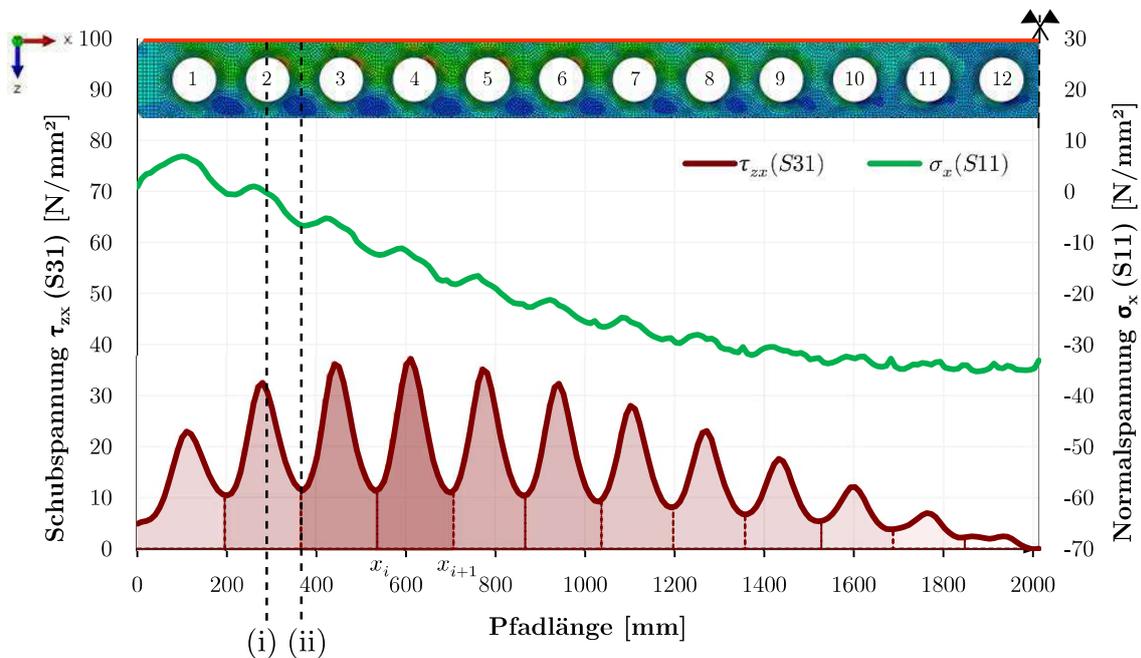


Abb. 5.1: Spannungen in der Schweißnaht Dübelleiste – Deckblech. Bild modifiziert aus [20]

Es ist zu beobachten, dass die Spannungen an den Stellen (i) immer lokale Maxima erreichen, während sich an den Stellen (ii) die Minimalwerte befinden. Dies gilt sowohl für die Schubspannungen, als auch für die Normalspannungen, wobei die Differenzen zwischen Minima und Maxima bei den Schubspannungen größer sind als bei den Normalspannungen.

Aus diesem Grund liegt die Vermutung nahe, dass sich durch ein Schweißnahtende an der Stelle (i) die entstehende Spannungsspitze ungünstig überlagert, während sie an der Stelle (ii) durch den ursprünglichen Spannungsverlauf abgemindert wird.

In diesem ersten Vergleich werden die Längen für die Schweißnähte nach Tabelle 5.1 definiert. Es ist zu beachten, dass aufgrund des schrägen Hauptträgerstegs die Naht am Deckblech immer um 97 mm länger ist als am Bodenblech. Bezüglich der Bezeichnungen der Dübel in Tabelle 5.1 mit den Buchstaben b und c sei auf Abbildung 5.2 verwiesen.

Tab. 5.1: Schweißnahtlängen für den ersten Vergleich

Ende	mittig von Dübel b	mittig zw. Dübeln b und c
Länge Deckblech	369 mm	451 mm
Länge Bodenblech	272 mm	354 mm

Die Abbildungen 5.2 und 5.3 zeigen nun die Dübelleiste 4, welche am Deckblech über ihre ganze Länge angeschweißt ist, dargestellt durch die rote Linie. Am Bodenblech sind nun mit orangefarbener und violetter Linie die beiden zusätzlichen Schweißnähte für den ersten Vergleich visualisiert. Erstere besitzt eine Länge von 272 mm , letztere eine von 354 mm , vergleiche Tabelle 5.1. Im Diagramm darunter sind für die beiden Modelle die Schubspannungen bzw. die Normalspannungen entlang der Unterkante der Dübelleiste abgebildet. Hierbei sei erwähnt, dass die Spannungen über die Dicke der Dübelleiste gemittelt sind. Dies erfolgt nach der Methode von Takács, beschrieben in seiner Dissertation [20] in Abbildung 4.47.

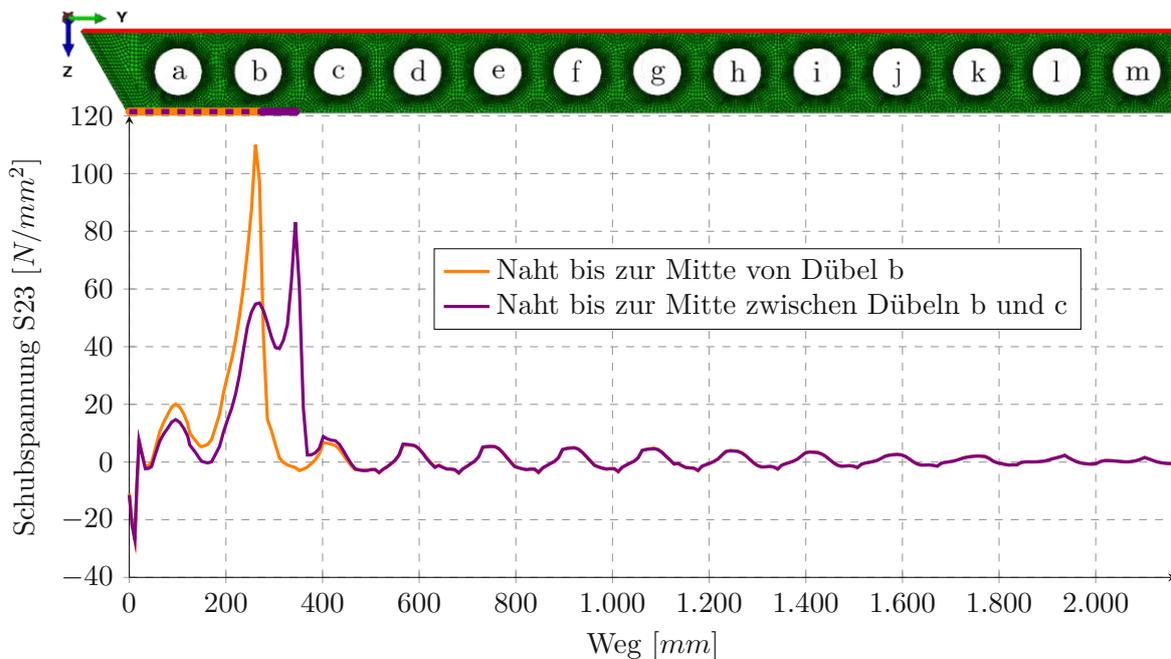


Abb. 5.2: Gemittelte Schubspannungen in der Unterseite der Dübelleiste 4 (mit zusätzlichen SN). Vergleich Typ (i) und (ii) bei Lastniveau $1 \cdot \text{ULS}$

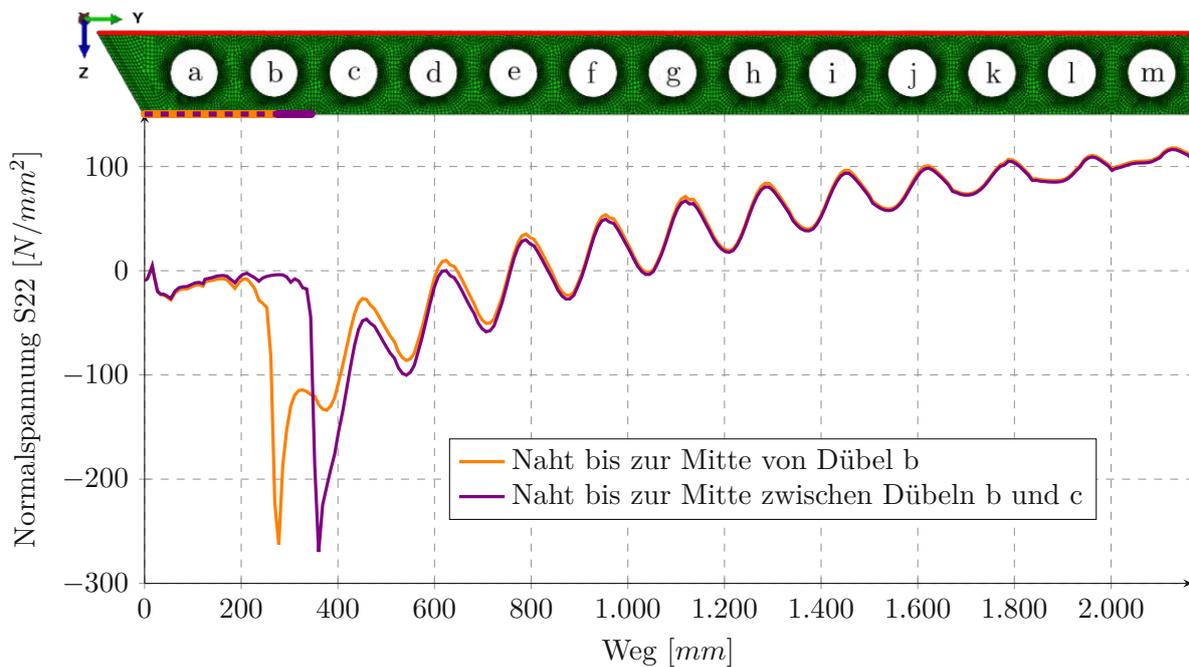


Abb. 5.3: Gemittelte Normalspannungen in der Unterseite der Dübelleiste 4 (mit zusätzlichen SN). Vergleich Typ (i) und (ii) bei Lastniveau $1 \cdot \text{ULS}$

Aus den Verläufen der Schubspannungen geht hervor, dass wie erwartet die Variante der Naht bis zur Mitte zwischen zwei Löchern besser geeignet ist, da die Spannungsspitze lediglich 83 N/mm^2 statt 110 N/mm^2 beträgt. Grund dafür ist, dass in der Mitte eines Lochs ohnehin schon die Maximalwerte der Schubspannung liegen und sich diese mit der Spannungsspitze aufgrund der endenden Schweißnaht somit ungünstig überlagert, wenn diese Nahtlänge gewählt wird.

Bei den Normalspannungen zeigt sich ein umgekehrtes Bild. Hier ist der betragliche Spitzenwert der Naht, die zwischen zwei Dübeln endet, mit 270 N/mm^2 größer, als bei der anderen Variante (263 N/mm^2).

Zusammenfassend lässt sich festhalten, dass sich die Schubspannung um rund 27 N/mm^2 verringert, was in etwa 24 % entspricht, während die Erhöhung der Normalspannung lediglich 7 N/mm^2 (3 %) beträgt. Aus diesem Grund wird die Relevanz der Normalspannungen als sekundär eingestuft und daher im Folgenden nur die Schubspannung des Modells mit der Naht des Typs (ii) weiter verfolgt.

5.1.2 Zweiter Vergleich: Typ (ii) mit unterschiedlichen Längen

Da nun definiert wurde, in welchen Bereichen das Ende der Nähte grundsätzlich sinnvoll ist, werden darauf aufbauend drei Modelle mit unterschiedlich langen Schweißnähten analysiert, wobei alle von Typ (ii) sind. Genauer sind die Längen in Tabelle 5.2 angeführt. Die Differenz der Zahlen beträgt dabei immer 165 mm , da dies genau der Abstand der Dübel ist.

Tab. 5.2: Schweißnahtlängen für den zweiten Vergleich

Ende zwischen Dübel	b und c	c und d	d und e
Länge Deckblech	451 mm	616 mm	781 mm
Länge Bodenblech	354 mm	519 mm	684 mm

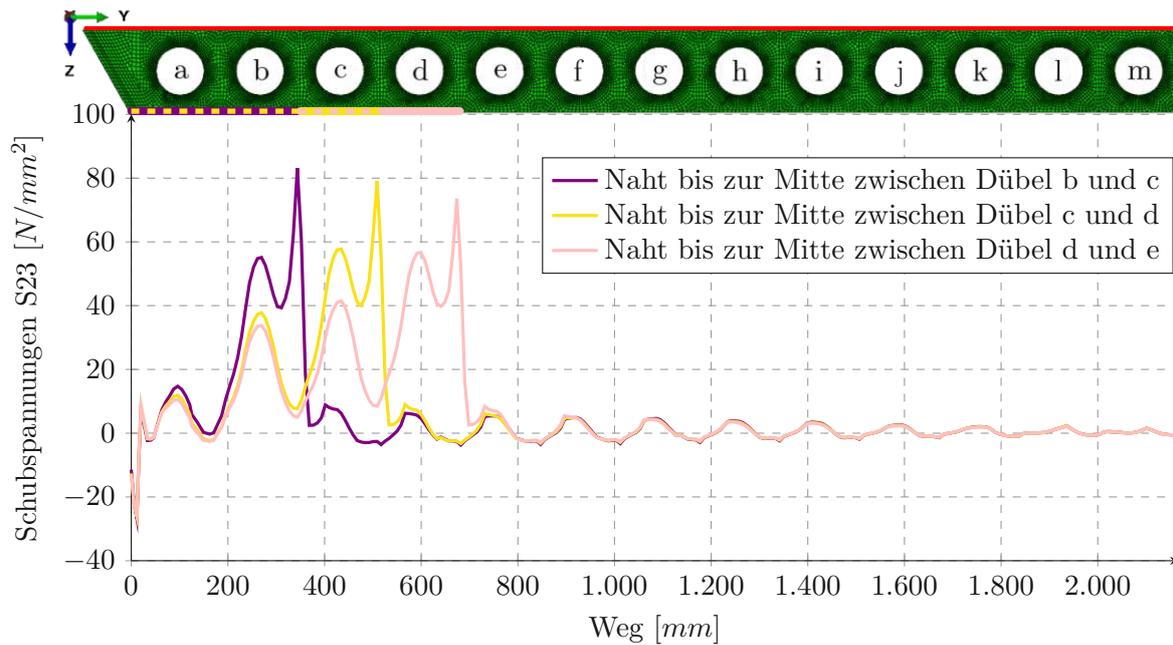


Abb. 5.4: Gemittelte Schubspannungen in der Unterseite der Dübelleiste 4 (mit zusätzlichen SN). Vergleich verschiedener Längen des Typs (ii) bei Lastniveau $1 \cdot \text{ULS}$

Abbildung 5.4 zeigt nun die Schubspannungen zwischen Dübelleiste 4 und dem Bodenblech der drei Modelle aus Tabelle 5.2.

Die violette Linie zeigt den Verlauf für eine Verbindung, bei der die Naht bis zur Mitte von Dübel b und c läuft. Diese Linie ist auch in Abbildung 5.2 zu finden. Genau an dieser Stelle liegt auch der maximale Wert der Schubspannung mit einer Höhe von ca. 83 N/mm^2 .

Beim gelben und pinken Verlauf wurde die Naht jeweils bis zur nächsten Mitte zweier Dübel geführt. Ihre Maxima liegen in etwa bei 79 bzw. 74 N/mm^2 .

Es ist also zu beobachten, dass die Spannungsspitzen geringer ausfallen, je länger die Naht wird. Aus diesem Grund kann festgehalten werden, dass aus Sicht der Ermüdung aufgrund der Spannungsspitze eine möglichst lange Schweißnaht zu bevorzugen ist, wobei sie zwischen zwei Dübeln enden muss.

5.2 Arbeitslinien

Im Folgenden wird die Tragfähigkeit anhand der Arbeitslinien der verschiedenen Modelle verglichen. Eine Arbeitslinie ist die Gegenüberstellung der Durchbiegung in Plattenmitte mit der wirkenden Gesamtbelastung, wobei eine geringere Durchbiegung bedeutet, dass die Steifigkeit höher ist. Wie in [20] wird die Belastung in kN/m (kN pro Meter Plattenlänge) für die komplette Brückenbreite angegeben. Abbildung 5.5 zeigt die Arbeitslinien aller Modelle sowie das Lastniveau ULS und Vielfache davon.

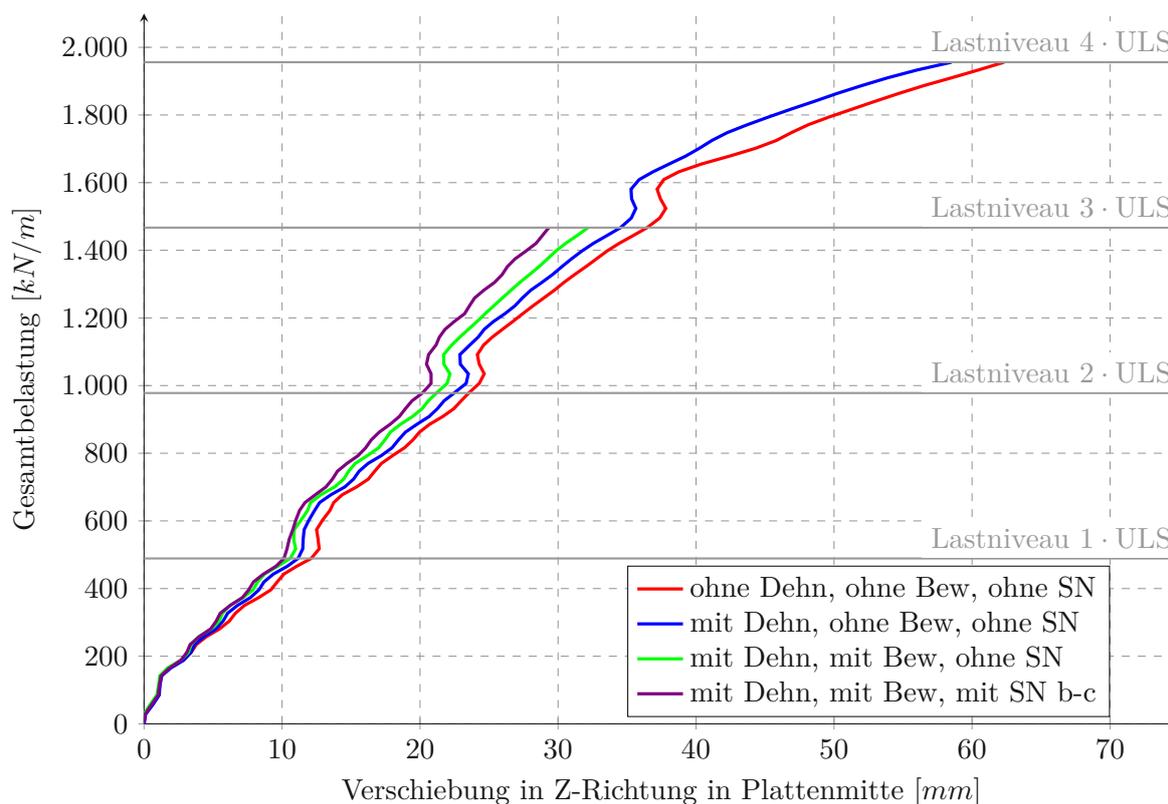


Abb. 5.5: Arbeitslinien

Zu Beginn stellt sich die Frage, bis zu welchem Lastniveau die Berechnung sinnvoll ist. Die Untersuchungen von Steurer [19] zeigten eine Tragfähigkeit von ungefähr $3 \cdot \text{ULS}$, weshalb auch hier dieses Lastniveau im Vorhinein als sinnvoll erachtet wurde. Zur Kontrolle wurden Berechnungen der Modelle ohne und mit Dehnung, ohne Bewehrung und SN bis zur Laststufe $4 \cdot \text{ULS}$ durchgeführt. Die entsprechenden Arbeitslinien sind durch die rote und blaue Linie in Abbildung 5.5 dargestellt. Es ist erkennbar, dass die Verläufe ab $3 \cdot \text{ULS}$ merklich abflachen, was die Annahme einer Tragfähigkeit von ca. $3 \cdot \text{ULS}$ bestätigt.

Der Grund, weshalb die Modelle mit Bewehrung (grüne und violette Linie) nicht ebenfalls bis zum Lastniveau $4 \cdot \text{ULS}$ berechnet wurden, liegt in der maximal möglichen Berechnungszeit von 72 Stunden am VSC-4 Server. Durch Hinzufügen der Bewehrung steigt die Anzahl der finiten Elemente im Modell, sodass die Berechnung bis zur Laststufe $4 \cdot \text{ULS}$ länger als die Maximaldauer von 72 Stunden dauert. Der Prozess wird daher am Server nach dieser Zeit automatisch abgebrochen.

Aus Abbildung 5.5 weiters geht hervor, dass die Durchbiegung des Modells ohne Dehnung mit etwa 36 mm bei $3 \cdot \text{ULS}$ am größten ist. Die zweitgrößte Verschiebung in vertikaler Richtung weist das Modell mit Dehnung, ohne Bewehrung und SN mit 35 mm auf. Wie erwartet sinken die Durchbiegungen durch den Einsatz des Bewehrungskorbs (ca. 32 mm) und durch die zusätzlichen Schweißnähte (ca. 29 mm) noch weiter.

Auffällig und unerwartet ist, dass die Längsdehnung einen positiven Effekt auf die Tragfähigkeit zeigt. Es wurde erwartet, dass der aufgrund der Längsdehnung gerissene Beton zu einer geringeren Steifigkeit führt und somit eine größere Durchbiegung vorhanden ist.

Eine mögliche Begründung wäre: Die Stahlbleche werden in Längsrichtung gezogen, das bedeutet aufgrund der Querkontraktion möchten sie sich in Querrichtung verkürzen. Dies wird durch den Beton verhindert und somit entsteht im Beton Druck und im Stahl Zug, was an einen

vorgespannten Balken erinnert. Dieser Effekt ist steifigkeitserhöhend und wirkt sich stärker aus als die Steifigkeitsminderung durch die Risse im Beton.

Diese Theorie kann durch die Berechnung und Analyse von zwei weiteren Modellen überprüft werden:

- ohne Querkontraktion, ohne Dehnung (ohne Bew, ohne SN) und
- ohne Querkontraktion, mit Dehnung (ohne Bew, ohne SN).

„Ohne Querkontraktion“ bedeutet, dass das Materialmodell des Stahls so manipuliert wird, dass keine Querdehnung bzw. Querkontraktion auftritt. Dieses Verhalten kann erreicht werden, indem die Querdehnungszahl ν gleich 0 gesetzt wird.

Die Arbeitslinien dieser ergänzenden Modelle werden im folgenden Unterkapitel 5.2.1 analysiert.

5.2.1 Effekte von Längsdehnung und Querkontraktion auf die Arbeitslinien

Wie oben bereits erwähnt, kann die Querkontraktion „ausgeschaltet“ werden, indem in Abaqus die Querdehnungs- oder Poissonzahl in der Materialdefinition für Baustahl S355 gleich Null gesetzt wird. In Gleichung (5.1) ist die mathematische Formulierung der Poissonzahl gegeben. Hierbei beschreibt l die Länge eines Objektes in jener Richtung, in die es gezogen wird. Das d steht für eine Abmessung quer zu dieser Richtung. Nachdem $\Delta d = 0$ gelten soll, ergibt sich $\nu = 0$.

$$\nu = \frac{\Delta d/d}{\Delta l/l} \quad (5.1)$$

Abbildung 5.6 zeigt vier verschiedene Arbeitslinien, an welchen erkennbar ist, wie sich Längsdehnung und Querkontraktion auf die Steifigkeit auswirken. Der Begriff Querkontraktion wird im Folgenden mit QK abgekürzt.

- Modell mit QK, ohne Dehnung, ohne Bew, ohne SN
- Modell ohne QK, ohne Dehnung, ohne Bew, ohne SN
- Modell ohne QK, mit Dehnung, ohne Bew, ohne SN
- Modell mit QK, mit Dehnung, ohne Bew, ohne SN

Die Modelle werden nun in der Reihenfolge betrachtet, dass zuerst vom ursprünglichen Modell mit Querkontraktion und ohne Dehnung ausgegangen wird (rote Linie). Anschließend wird die Auswirkung der ausgeschalteten Querkontraktion (braune Linie) betrachtet und in diesem Zustand die Längsdehnung aufgebracht (dunkelgrüne Linie). Zum Abschluss wird die Querkontraktion wieder eingeschaltet (blaue Linie).

Der braune Pfeil in Abbildung 5.6 verdeutlicht, dass die Verschiebung in Z-Richtung in Plattenmitte aufgrund der ausgeschalteten Querkontraktion zunimmt. Das bedeutet, dass die Querkontraktion auch ohne Längsdehnung eine aussteifende Wirkung hat.

Im nächsten Schritt zeigt das Aufbringen der Längsdehnung lediglich eine minimale Verringerung der Verschiebung. Bei Betrachtung des gesamten Verlaufs ist zu beobachten, dass die braune und dunkelgrüne Linie nahezu Deckungsgleich ist und die Abweichungen somit vernachlässigbar ist. Die ursprüngliche Vermutung, dass die Längsdehnung Risse im Beton erzeugt, welche die Steifigkeit der Platte herabsetzen, konnte somit nicht bestätigt werden. Es stellt sich die Frage, ob dieses Verhalten tatsächlich der Realität entspricht, oder ob beispielsweise das Materialmodell des Betons den Werkstoff in dieser Belastungssituation nicht richtig abbildet. Untersuchungen

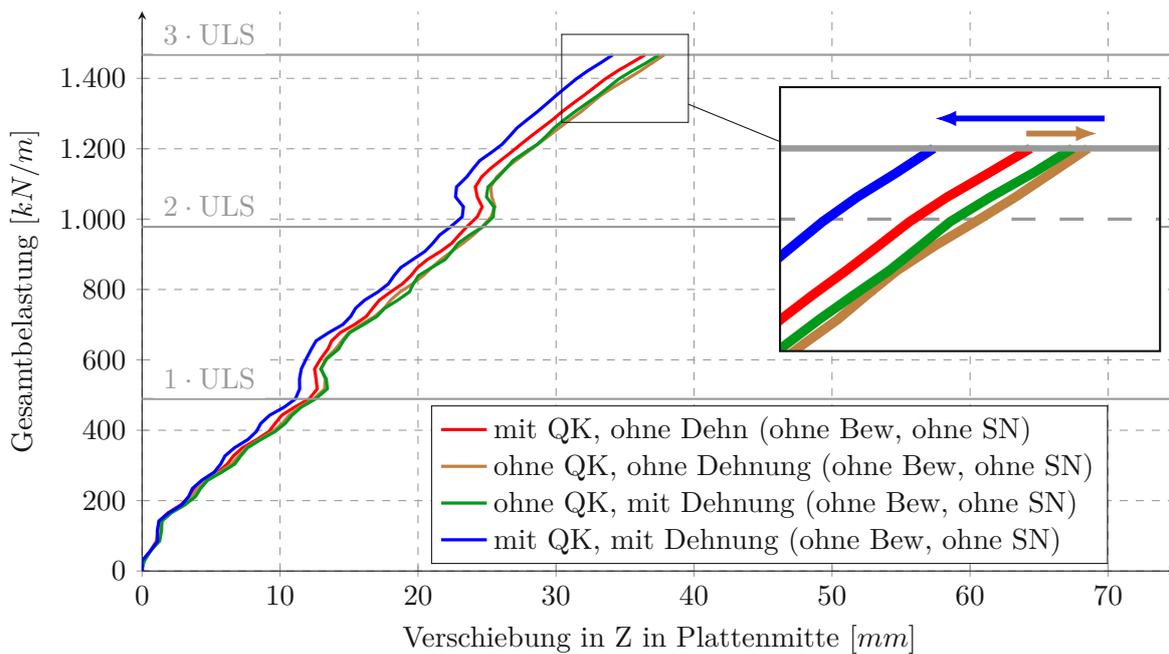


Abb. 5.6: Vergleich der Arbeitslinien ohne Dehnung, mit Dehnung und Querkontraktion, mit Dehnung ohne Querkontraktion

zu diesem Thema würden den Rahmen der vorliegenden Arbeit sprengen, sollten allerdings in zukünftigen Arbeiten berücksichtigt werden.

Im weiteren Verlauf wird schließlich die Querkontraktion wieder eingeschaltet. Der blaue Pfeil in Abbildung 5.6 verdeutlicht, dass die vertikale Verschiebung in Plattenmitte dadurch deutlich reduziert wird.

Zusammengefasst bedeutet das, dass die Querkontraktion einen steifigkeitserhöhenden Effekt hat, welcher durch die Längsdehnung verstärkt wird. Die reine Längsdehnung bei ausgeschalteter Querkontraktion hat nur geringe Auswirkungen auf die Steifigkeit.

5.3 Teilschnittgrößen am Längsschnitt in Plattenmitte

In Abaqus ist es mit einem *free body cut* möglich, die aufintegrierten Spannungen – also die Schnittgrößen – in einem Schnitt auszulesen. Der gewählte Schnitt befindet sich unmittelbar neben der Symmetrieachse in Plattenmitte. Ziel ist es, die Schnittgrößen je Bauteil zu bestimmen, wobei sinnvollerweise zwischen der Druck- und der Zugkomponente unterschieden wird. Im Folgenden wird die Vorgehensweise detailliert am Modell mit Dehnung, ohne Bewehrung und ohne zusätzliche Schweißnähte bei Laststufe 1 · ULS beschrieben. Anschließend werden von den anderen Modellen lediglich die Werte in Tabellenform angegeben und schließlich die Ergebnisse interpretiert. Dabei ist zu beachten, dass die Werte in den folgenden Abbildungen für die Länge von zwei Meter gelten. Diese werden bei der späteren tabellarischen Darstellung durch zwei dividiert und somit die Kräfte auf einen Meter bezogen.

Aufgrund der oben erläuterten Theorie wird erwartet, dass durch die Längsdehnung und der damit einhergehenden Querkontraktion Deck- und Bodenblech in Querrichtung gezogen werden, das heißt der Druck im Deckblech abnimmt und der Zug im Bodenblech zunimmt. Außerdem wird der Beton in den Modellen mit Längsdehnung stärker gedrückt.

5.3.1 Erläuterung der Vorgehensweise am Modell mit Dehnung, ohne Bewehrung, ohne zusätzliche Schweißnähte

Die allgemeine Vorgehensweise besteht darin, einen Teil der Platte isoliert zu betrachten und anschließend einen Schnitt mit einer *Y-Plane* (in der *X-Z-Ebene*) zu erzeugen. Dieser Schnitt wird $4,9\text{ mm}$ neben der Symmetrieachse geführt und die Funktion *free body* aktiviert. Dadurch werden die Schnittgrößen als Vektoren angezeigt, wobei die Spannungen über die Länge von zwei Metern aufintegriert werden.

Die Dübelleisten und der Beton werden sowohl auf Druck als auch auf Zug beansprucht. Deshalb muss beispielsweise zum Auslesen der Drucknormalkraft darauf geachtet werden, dass alle gezogenen Elemente im Schnitt deaktiviert sind und somit nur die jeweils relevanten herangezogen werden.

Die Abbildungen 5.7 bis 5.10 zeigen die Bauteile inklusive den resultierenden Kräften in *Y*-Richtung im Schnitt. Zur Orientierung der Lage ist der Hauptträgersteg ebenfalls auf den Bildern angedeutet.

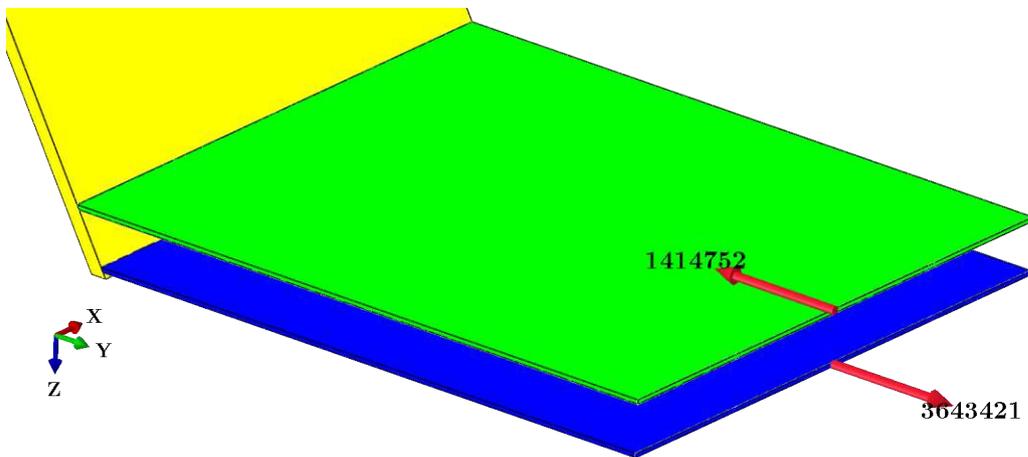


Abb. 5.7: Normalkräfte des Deck- und Bodenblechs, Modell mit Dehnung, ohne Bewehrung, ohne zus. Schweißnähte bei Lastniveau $1 \cdot \text{ULS}$. Werte in N

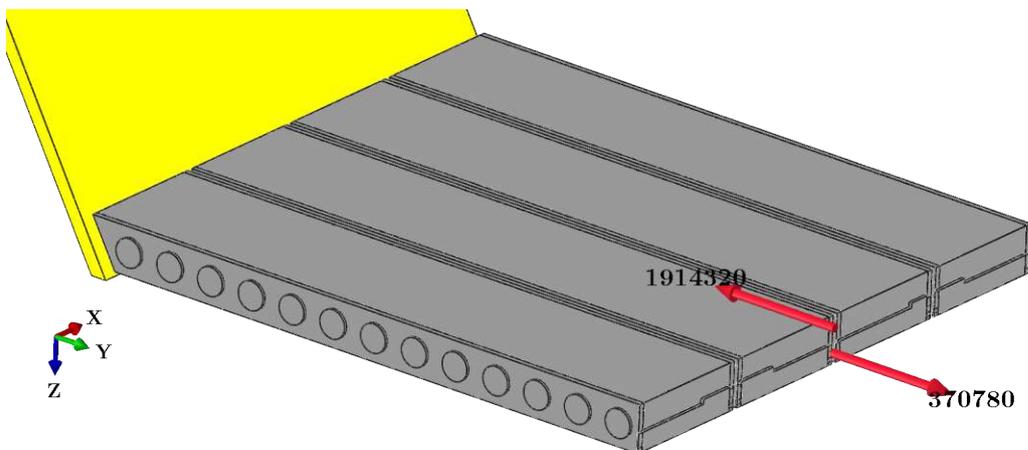


Abb. 5.8: Normalkräfte des Betons (Zug- und Druckzone), Modell mit Dehnung, ohne Bewehrung, ohne zus. Schweißnähte bei Lastniveau $1 \cdot \text{ULS}$. Werte in N

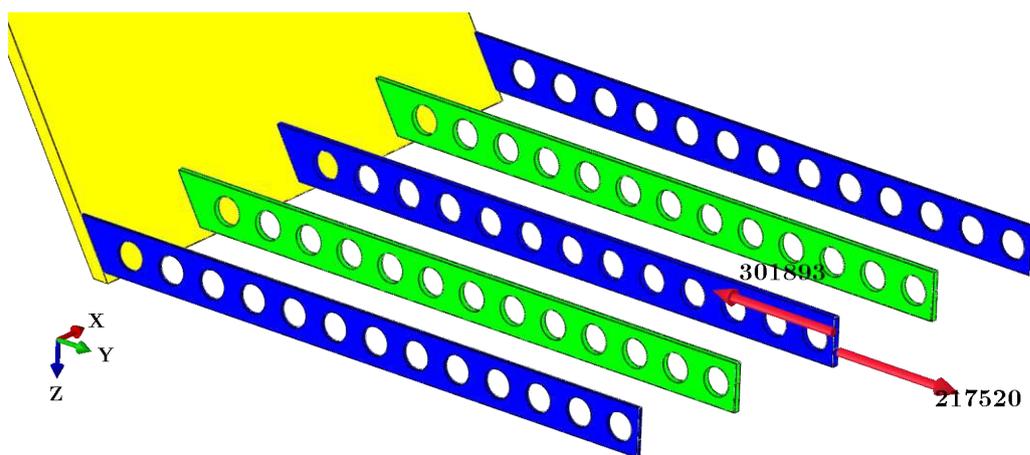


Abb. 5.9: Normalkräfte der Dübelleisten (Zug- und Druckzone), Modell mit Dehnung, ohne Bewehrung, ohne zus. Schweißnähte bei Lastniveau $1 \cdot \text{ULS}$. Werte in N

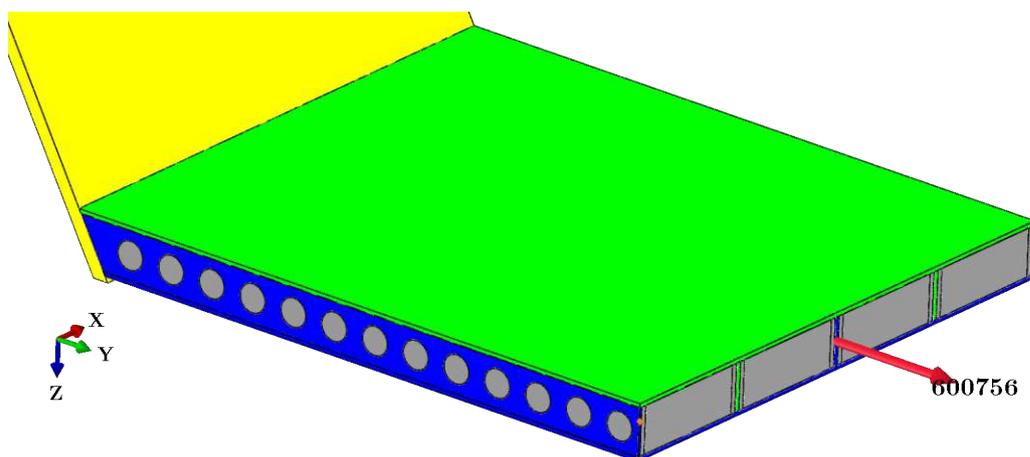


Abb. 5.10: Resultierende Normalkraft in Querrichtung, Modell mit Dehnung, ohne Bewehrung, ohne zus. Schweißnähte bei Lastniveau $1 \cdot \text{ULS}$. Werte in N

Es ist zu erkennen, dass die Zugkraft im Bodenblech größer ist als der Betrag der Druckkraft im Deckblech, während es im Beton umgekehrt ist. Dies ist durch den Tragmechanismus „Sprengwerk“ zu begründen, den Palotás in seiner Dissertation [17] detailliert untersucht. In Abbildung 5.11 ist dargestellt, wie der Druck im Beton auf das Abschlussblech einwirkt, welches die Kraft wiederum als Zug in das Bodenblech weitergibt. Es entsteht somit ein Moment durch einen Teil der Schnittgrößen Druck im Beton und Zug im Bodenblech.

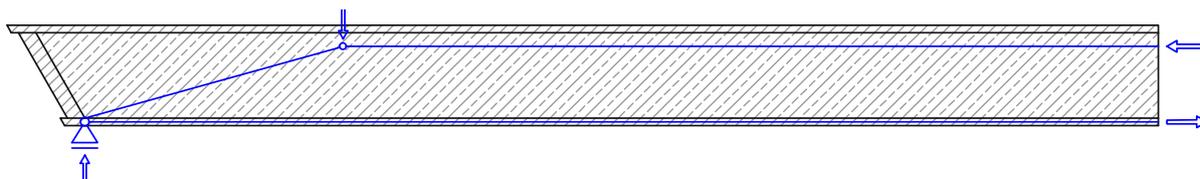


Abb. 5.11: Schematische Darstellung der Wirkung des Sprengwerks

5.3.2 Vergleich mit den anderen Modellen

In den anderen Modellen wurden die gleichen Schnitte geführt und die Schnittgrößen ausgelesen. Dabei wurden abermals die Spannungen integriert über die zwei Meter Modelllänge und anschließend durch zwei dividiert, um die Normalkräfte pro Meter Länge zu erhalten. In Tabelle 5.3 sind die Ergebnisse zusammengefasst. Die Kräfte der Modelle ohne Querkontraktion sind ebenfalls mit angeführt.

Es ist zu beobachten, dass die reine Längsdehnung ohne Querkontraktion kaum einen Einfluss auf die Kräfte hat. Durch das „Einschalten“ der Querkontraktion entsteht allerdings eine deutliche Änderung. Die Druckkraft im Deckblech nimmt um 32 % ab, während die Zugkraft im Bodenblech um rund 10 % zunimmt. Das bedeutet, dass die beiden Bleche gezogen werden. Gleichzeitig steigt der Druck im Beton und in den Dübelleisten um 65 % bzw. 38 %. Diese Ergebnisse erfüllen vollständig die Erwartungen und verifizieren somit die zuvor aufgestellte Theorie.

Die Bewehrung sowie die zusätzlichen Schweißnähte führen zu keinen auffälligen Veränderungen.

Tab. 5.3: Vergleich der Normalkraftkomponenten der verschiedenen Modelle. Lastniveau 1 · ULS, Werte bezogen auf 1 m Länge

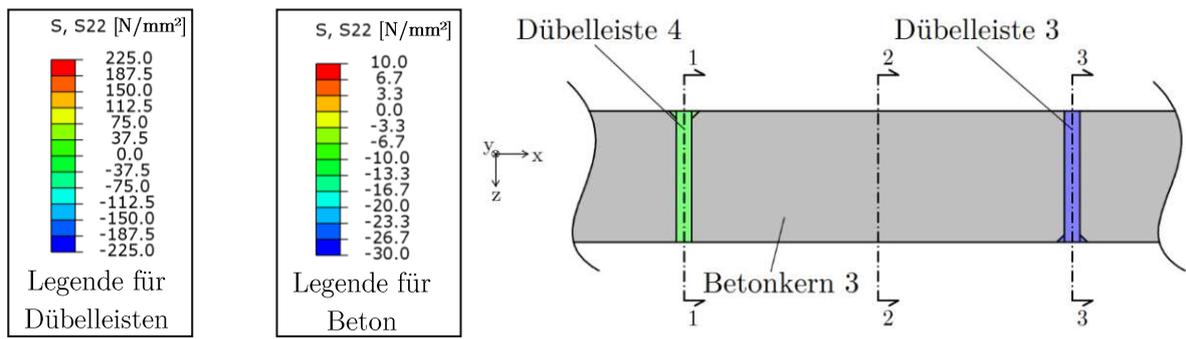
ohne QK, ohne Dehn (o. Bew, o. SN)			ohne QK, mit Dehn (o. Bew, o. SN)		
Bauteil	Druck	Zug	Bauteil	Druck	Zug
Deckblech	1.021 kN/m	-	Deckblech	990 kN/m	-
Dübelleiste	105 kN/m	182 kN/m	Dübelleiste	106 kN/m	186 kN/m
Beton	568 kN/m	193 kN/m	Beton	612 kN/m	208 kN/m
Bodenblech	-	1.628 kN/m	Bodenblech	-	1.632 kN/m
Summen	1.694 kN/m	2.003 kN/m	Summen	1.708 kN/m	2.026 kN/m
Differenz	309 kN/m		Differenz	318 kN/m	

ohne Dehn, ohne Bew, ohne SN			mit Dehn, ohne Bew, ohne SN		
Bauteil	Druck	Zug	Bauteil	Druck	Zug
Deckblech	1.043 kN/m	-	Deckblech	707 kN/m	-
Dübelleiste	109 kN/m	175 kN/m	Dübelleiste	151 kN/m	109 kN/m
Beton	580 kN/m	206 kN/m	Beton	957 kN/m	185 kN/m
Bodenblech	-	1.659 kN/m	Bodenblech	-	1.822 kN/m
Summen	1.732 kN/m	2.040 kN/m	Summen	1.815 kN/m	2.116 kN/m
Differenz	308 kN/m		Differenz	301 kN/m	

mit Dehn, mit Bew, ohne SN			mit Dehn, mit Bew, mit SN		
Bauteil	Druck	Zug	Bauteil	Druck	Zug
Deckblech	699 kN/m	-	Deckblech	717 kN/m	-
Dübelleiste	150 kN/m	110 kN/m	Dübelleiste	145 kN/m	108 kN/m
Beton	949 kN/m	203 kN/m	Beton	918 kN/m	204 kN/m
Bodenblech	-	1.792 kN/m	Bodenblech	-	1.769 kN/m
Summen	1.798 kN/m	2.105 kN/m	Summen	1.780 kN/m	2.081 kN/m
Differenz	307 kN/m		Differenz	301 kN/m	

Ergänzend zu den Schnittgrößen durch den *free body cut* zeigt Abbildung 5.12 die Verteilungen der Spannungen in Dübelleiste 3, Dübelleiste 4 sowie im Betonkern 3 der vier Modelle (wobei alle mit Querkontraktion sind).

Dieser Vergleich bestätigt erneut die zuvor schon bei den Schnittgrößen erkannten Effekte.



Schnitt 1-1

Schnitt 2-2

Schnitt 3-3

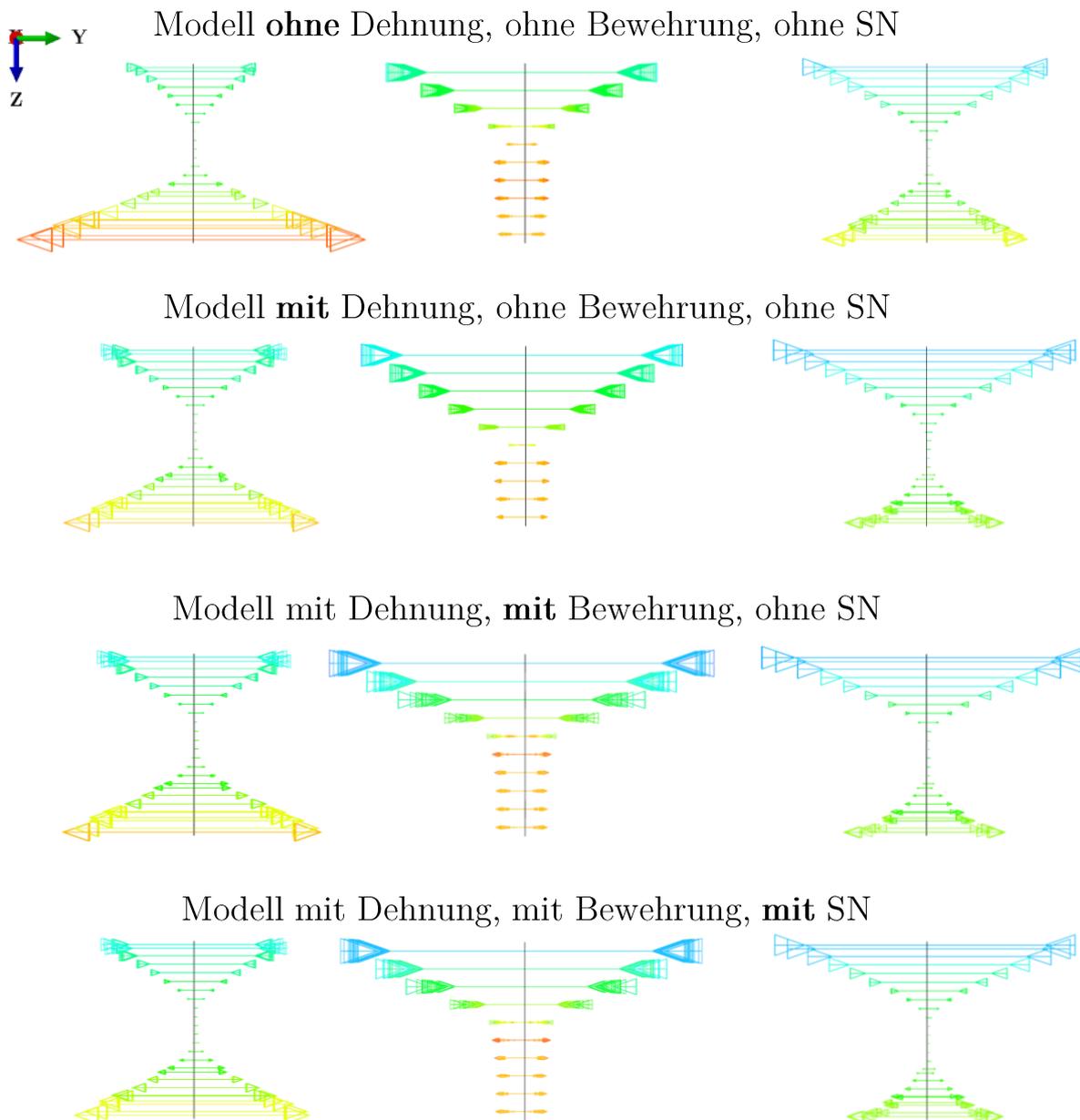


Abb. 5.12: Vergleich der Normalspannungen in Plattenmitte bei Lastniveau 1 · ULS

5.3.3 Teilmomente

Nachdem zuvor der Tragmechanismus des Sprengwerks erkannt wurde, ist es nun von Interesse, die jeweiligen Beiträge der verschiedenen Mechanismen zu dem Biegemoment in Plattenmitte grob zu ermitteln. Dafür werden die „Teilmomente“ mithilfe der Kräfte aus Tabelle 5.3 berechnet. Folgende Teilmomente werden unterschieden:

M_{Bleche} ist das Moment, welches sich durch Druck im Deckblech und Zug im Bodenblech ergibt. Für dieses Moment ist die Schubübertragung über Betondruckdiagonalen und Dübelleisten notwendig.

M_{Beton} bezeichnet das Moment durch Druck und Zug im Beton.

$M_{\text{Sprengwerk}}$ ist das Moment durch die Sprengwerktragwirkung, also Druck im Beton und Zug im Bodenblech.

$M_{\text{Dübelleisten}}$ ist das Moment in den Dübelleisten.

Ein Teilmoment besteht also aus einem Kräftepaar mit einer Druck- und einer Zugkraft mit einem gewissen Hebelarm. Die jeweiligen Kräfte sollen sich dabei ausgleichen. Für M_{Bleche} bedeutet das, dass die Zugkraft im Bodenblech durch den Druck im Deckblech begrenzt ist, da letzterer in Tabelle 5.3 immer kleiner ist. Somit gibt es bei Betrachtung von M_{Bleche} einen „Überschuss“ an Zug im Bodenblech. Analog ist es beim Teilmoment M_{Beton} , allerdings ist hier die Druckkomponente größer als die Zugkraft, wodurch ein „Überschuss“ an Druck vorhanden ist. Diese beiden „überschüssigen“ Kräfte gehen anschließend in das Teilmoment $M_{\text{Sprengwerk}}$ ein. Um anschließend die Anteile der einzelnen Teilmomente zu erhalten, werden die Werte durch die Summe aller Teilmomente dividiert.

Bei der beschriebenen Vorgehensweise ist zu beachten, dass für jedes Teilmoment die Summe der Kräfte gleich Null ist, dies allerdings nicht für die Summe bzw. Differenz aller Druck- und Zugkräfte in Tabelle 5.3 gilt. Das bedeutet, dass es Kräfte gibt, die bei keinem Teilmoment berücksichtigt werden. In weiterer Folge werden die Summen der Teilmomente dann ein wenig kleiner sein, als das tatsächliche Biegemoment in Plattenmitte von 311 kNm/m gemäß Kapitel 4.2.1.

Des Weiteren ist zu erwähnen, dass die Hebelarme der einzelnen Komponenten eine Schätzung auf Basis der ungefähr dreieckigen (bzw. in der Betonzugzone rechteckigen) Spannungsverläufe in Abbildung 5.12 sind und die resultierenden Momente deshalb ebenfalls nicht ganz exakt sind. Für den Zweck der Veranschaulichung der ungefähren Anteile der Teilmomente an der Gesamtschnittkraft werden diese beiden Ungenauigkeiten als vernachlässigbar eingestuft.

Abbildung 5.13 zeigt nun die Ergebnisse zweier Modelle auf Lastniveau $1 \cdot \text{ULS}$, die sich lediglich durch das Vorhandensein der Längsdehnung unterscheiden.

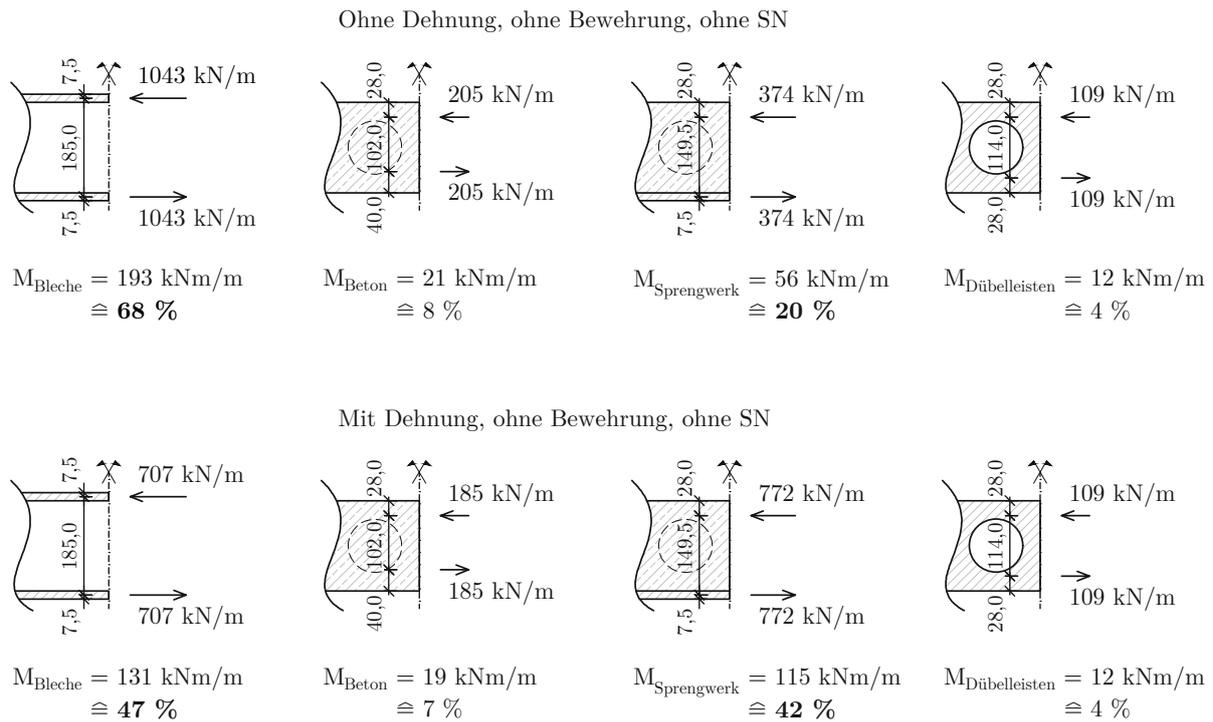


Abb. 5.13: Teilmomente in Plattenmitte bei $1 \cdot \text{ULS}$ der Modelle ohne Dehn, ohne Bew, ohne SN und mit Dehn, ohne Bew, ohne SN

Die Summe der Teilmomente beträgt im Modell ohne Dehnung 282 kNm/m , mit Dehnung beläuft sich die Summe auf 277 kNm/m . Eine Differenz zwischen der Summe der Teilmomente und des tatsächlichen Biegemoments von 311 kNm/m wurde erwartet, die Begründung ist oben beschrieben.

Ohne Dehnung beträgt der Anteil von M_{Bleche} ungefähr 68 % $\left(= \frac{193}{282} \cdot 100 \right)$, während $M_{\text{Sprengwerk}}$ bei 20 % liegt. M_{Beton} und $M_{\text{Dübelleisten}}$ nehmen mit 8 % und 4 % nur einen kleinen Teil ein.

Durch die Längsdehnung und die damit verbundene Querkontraktion ändern sich die Verhältnisse stark. Der Anteil von $M_{\text{Sprengwerk}}$ ist nun mit 42 % $\left(= \frac{115}{277} \cdot 100 \right)$ beinahe so groß wie der von M_{Bleche} , welcher bei 47 % liegt.

In Tabelle 5.4 sind die Teilmomente sowie deren Anteile für alle Modelle zusammengefasst.

Es zeigt sich deutlich, dass sich durch die Querkontraktion aufgrund der Längsdehnung die Beiträge der verschiedenen Tragmechanismen sehr verändern. Außerdem ist hier abermals erkennbar, dass bei ausgeschalteter Querkontraktion die Dehnung einen vernachlässigbaren Einfluss auf die Tragwirkung hat.

Die Veränderungen durch Hinzufügen der Bewehrung sind vernachlässigbar klein.

Durch die zusätzlichen Schweißnähte im Randbereich ist eine minimale Veränderungen wieder hin zum Teilmoment M_{Bleche} zu beobachten. Dies liegt vermutlich daran, dass die hohe Steifigkeit der Schweißverbindungen zwischen Deckblech, Dübelleisten und Bodenblech Kräfte anzieht. Quantitativ beträgt das Wachstum von M_{Bleche} lediglich 2 Prozentpunkte, während $M_{\text{Sprengwerk}}$ um 2 Prozentpunkte abnimmt. Aufgrund dieser kleinen Änderung ist der Effekt von untergeordneter Bedeutung.

Tab. 5.4: Vergleich der Teilmomente der verschiedenen Modelle. Lastniveau $1 \cdot \text{ULS}$, Werte bezogen auf 1 m Länge

ohne QK, ohne Dehn (o. Bew, o. SN)			ohne QK, mit Dehn (o. Bew, o. SN)		
Teilmoment	Betrag	Anteil	Teilmoment	Betrag	Anteil
M_{Bleche}	189 kNm/m	69 %	M_{Bleche}	183 kNm/m	66 %
M_{Beton}	20 kNm/m	7 %	M_{Beton}	21 kNm/m	8 %
$M_{\text{Sprengwerk}}$	56 kNm/m	20 %	$M_{\text{Sprengwerk}}$	60 kNm/m	22 %
$M_{\text{Dübelleisten}}$	12 kNm/m	4 %	$M_{\text{Dübelleisten}}$	12 kNm/m	4 %

ohne Dehn, ohne Bew, ohne SN			mit Dehn, ohne Bew, ohne SN		
Teilmoment	Betrag	Anteil	Teilmoment	Betrag	Anteil
M_{Bleche}	193 kNm/m	68 %	M_{Bleche}	131 kNm/m	47 %
M_{Beton}	21 kNm/m	8 %	M_{Beton}	19 kNm/m	7 %
$M_{\text{Sprengwerk}}$	56 kNm/m	20 %	$M_{\text{Sprengwerk}}$	115 kNm/m	42 %
$M_{\text{Dübelleisten}}$	12 kNm/m	4 %	$M_{\text{Dübelleisten}}$	12 kNm/m	4 %

mit Dehn, mit Bew, ohne SN			mit Dehn, mit Bew, mit SN		
Teilmoment	Betrag	Anteil	Teilmoment	Betrag	Anteil
M_{Bleche}	129 kNm/m	47 %	M_{Bleche}	133 kNm/m	49 %
M_{Beton}	21 kNm/m	7 %	M_{Beton}	21 kNm/m	8 %
$M_{\text{Sprengwerk}}$	111 kNm/m	41 %	$M_{\text{Sprengwerk}}$	107 kNm/m	39 %
$M_{\text{Dübelleisten}}$	12 kNm/m	5 %	$M_{\text{Dübelleisten}}$	12 kNm/m	4 %

5.4 Dübelkräfte

Wie in Kapitel 1.3 beschrieben, bilden sich im Beton Druckdiagonalen, welche sich in den runden Ausschnitten der Dübelleisten abstützen. Die horizontalen, Dübelleisten-parallelen Anteile dieser Abstützkräfte werden als Dübelkräfte $P_{\text{Dübel}}$ bezeichnet.

In Abaqus können diese Kräfte mit einem *free body cut* angezeigt werden. Dabei integriert das Programm die Spannungen auf, welche auf die Fläche des Dübels wirken.

Bei der Erstellung des Schnitts in Abaqus ist die Option *Shape: Cylinder* zu wählen und die Position dieses Zylinders so zu definieren, dass der Mittelpunkt mit dem Zentrum des betrachteten Dübels übereinstimmt. Nachdem der Radius eines Lochs 50 mm beträgt, wird der Radius des Schnitts mit 50,01 mm festgelegt, damit genau durch jene Elemente geschnitten wird, welche die Dübelkräfte unmittelbar aufnehmen. Abbildung 5.14 zeigt die Darstellung des Schnittes sowie die aufintegrierte Kraft in Y-Richtung, also die Horizontalkomponente.

Solch ein Schnitt wird nun für jeden Dübel definiert. Im Folgenden wird kurz auf den Unterschied zwischen den horizontalen Dübelkräften und den Resultierenden eingegangen. Die Ergebnisse der Dübelkräfte (Horizontalkomponenten) der Dübelleiste 3 und 4 werden anschließend für das

Lastniveau 1 · ULS in Kapitel 5.4.2 und 5.4.3 präsentiert, ehe sie im darauffolgenden Kapitel 5.4.4 analysiert werden.

Daran anschließend werden in Kapitel 5.4.5 noch die Kräfte der jeweils maximal beanspruchten Dübel über die Zeit diskutiert.

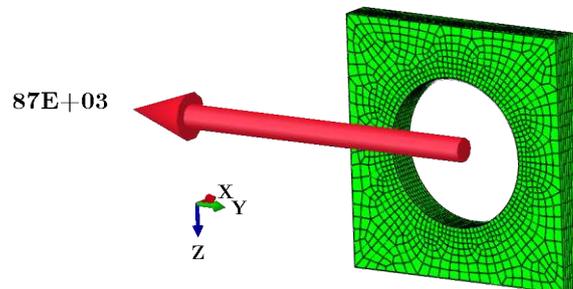


Abb. 5.14: Darstellung eines Schnittes inkl. horizontaler Dübelkraft in Abaqus

5.4.1 Unterschiede zwischen der Horizontalkomponente und der Resultierenden der Dübelkräfte

Die Werte der Resultierenden Dübelkräfte unterscheiden sich in der Regel nur unwesentlich und liegen in einer Spanne von $\pm 2\%$, was ca. einem Winkel von 11° zur Horizontalen entspricht. Die einzige Ausnahme bildet hier Dübel a, bei dem die Größe der Resultierenden um etwa 15% abweicht und somit ein Winkel von bis zu 30° zur Horizontalen vorhanden ist. Darin lässt sich der Tragmechanismus des Sprengwerks erkennen. In der schematischen Darstellung dieses Mechanismus in Abbildung 5.11 ist die Neigung der Kräfte im Beton im Hauptträgernahen Bereich zu sehen. Diese beeinflusst auch die Resultierenden Dübelkräfte an dieser Stelle.

Da im Folgenden die Dübelkräfte als Konsequenz der Schubübertragung zwischen Ober- und Unterteil der SCSC-Platte analysiert werden sollen, wird lediglich die Horizontalkomponente ausgewertet.

5.4.2 Dübelkräfte der Dübelleiste 3 (unten über ganze Länge angeschweißt)

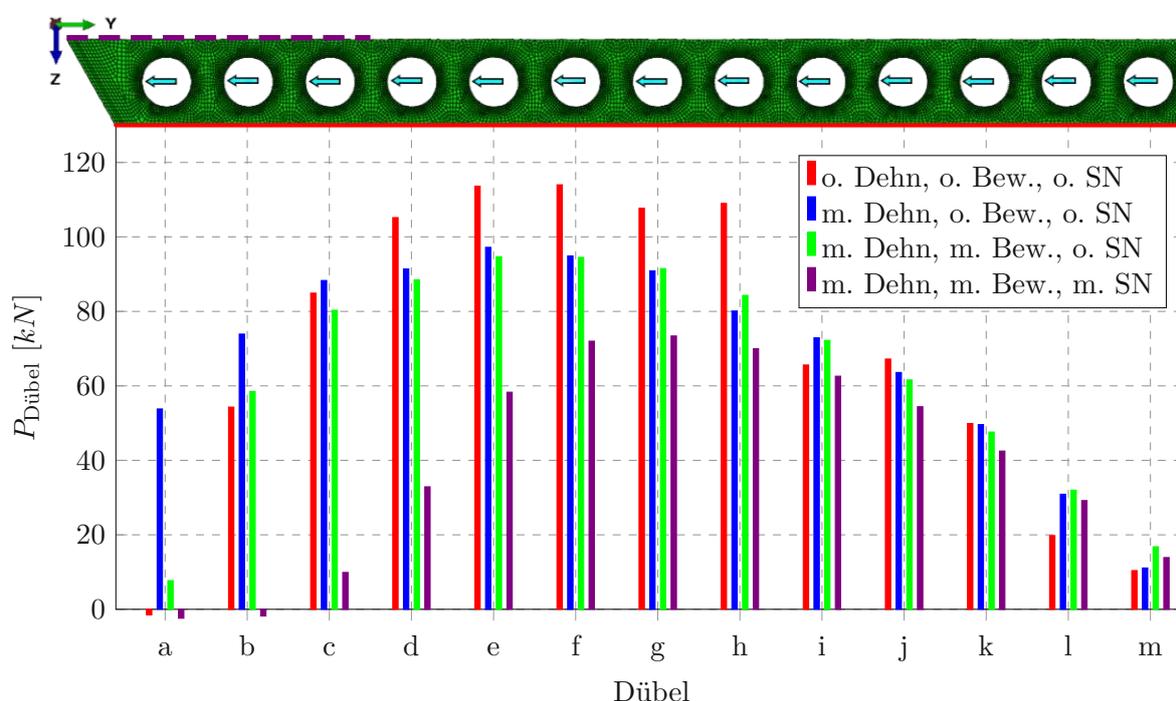


Abb. 5.15: Dübelkräfte der Dübelleiste 3 (unten angeschweißt) bei Lastniveau 1 · ULS

Abbildung 5.15 zeigt die Kräfte, welche in den Dübeln der mittleren unten angeschweißten Dübelleiste, also DL3, herrschen. Alle Werte sind im Anhang in Tabelle A.4 gegeben. Das Modell ohne Dehnung, ohne Bewehrung und ohne zusätzliche Schweißnähte (rote Balken) startet von links nach rechts betrachtet beim Dübel a mit ungefähr 0 kN. Daraufhin steigen die Kräfte bis Dübel e stark an, woraufhin sich bis Dübel h ein Plateau mit ähnlich großen Kräften bildet. Dübel e und f stellen mit 114 kN die maximal belasteten Dübel dar. Nach diesem Plateau fallen die Dübelkräfte wieder ab und sinken bis auf 10 kN in Dübel m. Die Summe aller Dübelkräfte beträgt 900 kN.

Durch die aufgebrauchte Längsdehnung (blaue Balken) ändert sich das Bild deutlich. Die Spitzenwerte des zuvor beschriebenen Verlaufs verringern sich um etwa 15 % auf 97 kN, während im Bereich neben dem Hauptträger bzw. dem Abschlussblech die Kräfte steigen. Die Summe aller Dübelkräfte bleibt dadurch mit 899 kN praktisch gleich.

Der Effekt der Bewehrung (grüne Balken) zeigt sich vor allem bei den Dübeln a und b. Hier werden die Kräfte verringert, während sie ab Dübel c nahezu gleich sind wie die blauen Balken. Die Gesamtschubkraft, welche über die Dübel übertragen wird, sinkt somit auf rund 830 kN ab, während der Maximalwert mit 95 kN nahezu gleich bleibt. Aufgrund der Verringerung der Summe der Dübelkräfte entsteht die Frage, wo die restlichen Schubkräfte übertragen werden. Dies wird im Abschnitt 5.4.4 diskutiert.

Zuletzt ist bei Betrachtung des Modells mit teilweise beidseitig verschweißten Dübelleisten (violette Balken) eine deutliche Änderung der Dübelkräfte zu beobachten. In dem Bereich, in dem sich die zusätzlichen Schweißnähte befinden, dargestellt mit der violetten strichlierten Linie im Bild der Dübelleiste, sind die Dübelkräfte nahe Null und steigen danach an bis zu 73 kN in Dübel g. Dieser Wert ist um 23 % geringer als jener Maximalwert ohne zusätzliche Nähte. Auch die Gesamtkraft ist mit 515 kN um 38 % deutlich geringer als beim vorherigen Modell.

5.4.3 Dübelkräfte der Dübelleiste 4 (oben über ganze Länge angeschweißt)

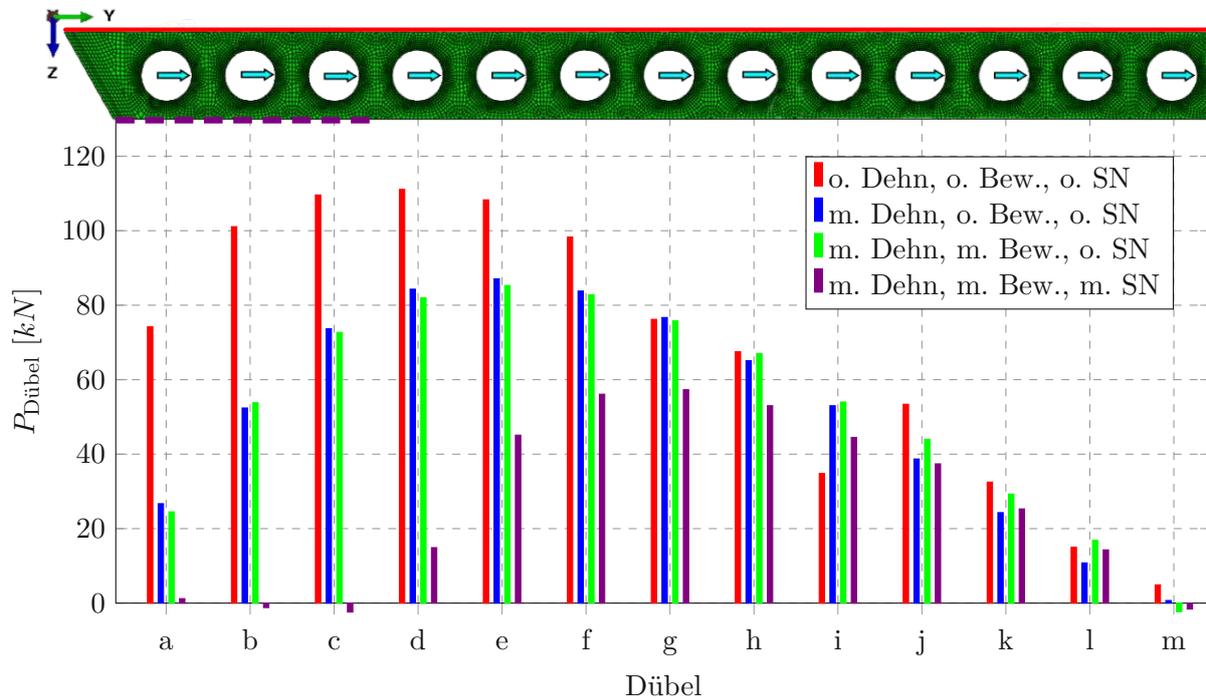


Abb. 5.16: Dübelkräfte der Dübelleiste 4 (oben angeschweißt) bei Lastniveau $1 \cdot \text{ULS}$

In Abbildung 5.16 sind die Dübelkräfte in der Dübelleiste 4 dargestellt, wobei die Werte in Tabelle A.5 zu finden sind. Das erste Modell (rote Balken) startet im Dübel a schon vergleichsweise hoch mit 74 kN und steigt dann weiter bis auf 111 kN in Dübel d. Ab da fallen die Kräfte wieder. Der Maximalwert ist somit nahezu gleich wie jener aus Dübelleiste 3 dieses Modells. Durch Aufbringen der Längsdehnung (blaue Balken) sinken die Dübelkräfte ab, die Summe aller Kräfte verringert sich von 887 kN auf 677 kN . Der maximal belastete Dübel ist nun e mit 87 kN , was einer Verringerung von ca. 22 % verglichen mit dem Modell ohne Dehnung entspricht. Der Einbau der Bewehrungskörbe und der Längsbewehrungen (grüne Balken) hat auf die Dübelkräfte der Dübelleiste 4 nahezu keine Auswirkung. Die Schweißnähte im Randbereich (violette Balken) sorgen ebenfalls wieder für eine starke Reduktion der Dübelkräfte. Insgesamt wird hier eine Schubkraft von 344 kN über die Verbunddübel übertragen, was eine Verminderung um fast 50 % gegenüber dem Modell mit Dehnung, mit Bewehrung und ohne zusätzlichen Schweißnähten bedeutet. Das Maximum wird bei Dübel g erreicht und beträgt 57 kN , was einer weiteren Reduktion von knapp 35 % entspricht.

5.4.4 Interpretation der Ergebnisse

5.4.4.1 Einfluss der Längsdehnung

Nach den Ergebnissen in Tabelle 5.4 (Teilmomente) wurde erwartet, dass die Dübelkräfte durch Aufbringen der Längsdehnung sinken. Der Grund dafür liegt in der Verminderung des Teilmoments M_{Bleche} von 68 % auf 47 % durch die Längsdehnung und der entsprechenden Verstärkung der Tragwirkung „Sprengwerk“. Das erstgenannte Teilmoment wird durch die horizontalen Druckdiagonalen im Beton (Schubübertragung) überhaupt erst ermöglicht, die Dübelkräfte hängen somit wesentlich damit zusammen.

Diese Erwartungen werden bei der oben angeschweißten Dübelleiste 4 vollständig erfüllt. Der Maximalwert sinkt um 22 % $\left(= \frac{111 \text{ kN} - 87 \text{ kN}}{111 \text{ kN}} \cdot 100\right)$ und die Summe aller Dübelkräfte um rund 24 % $\left(= \frac{887 \text{ kN} - 677 \text{ kN}}{887 \text{ kN}} \cdot 100\right)$, siehe dazu Abbildung 5.16 und Tabelle A.5.

Bei der unten verschweißten Dübelleiste 3 sinkt der Maximalwert in Abbildung 5.15 bzw. Tabelle A.4 um ca. 15 % $\left(= \frac{114 \text{ kN} - 97 \text{ kN}}{114 \text{ kN}} \cdot 100\right)$, was ebenfalls die Erwartungen bestätigt. Allerdings bleibt die Gesamtsumme der Dübelkräfte mit rund 900 kN gleich, da jene der Dübel a, b und c größer sind als zuvor. Diesem Widerspruch zu den Erwartungen wird im Folgenden auf den Grund gegangen.

Die Begründung für die unerwarteten Ergebnisse wird in der bereits erwähnten Querkontraktion infolge Längsdehnung vermutet. Die Plattenmitte ist, wie in Kapitel 3.4.6.1 beschrieben, mit YSYMM gelagert, was einer Symmetrieebene in der X-Z-Ebene entspricht. Dies hat zur Folge, dass an diesem Schnitt die Verschiebungen in Y-Richtung, also jene Richtung in welche die Querkontraktion stattfindet, null ist. Im Gegensatz dazu steht die Seite des Hauptträgers, welche nach einer Verschiebung in positive Y-Richtung strebt. Der Betonkern leistet allerdings Widerstand gegen diese Verschiebung, einerseits mit Kräften in -Y-Richtung auf die Abschlussbleche, andererseits mit Dübelkräften ebenfalls in -Y-Richtung wirkend. In Abbildung 5.17 sind diese Dübelkräfte schematisch dargestellt.

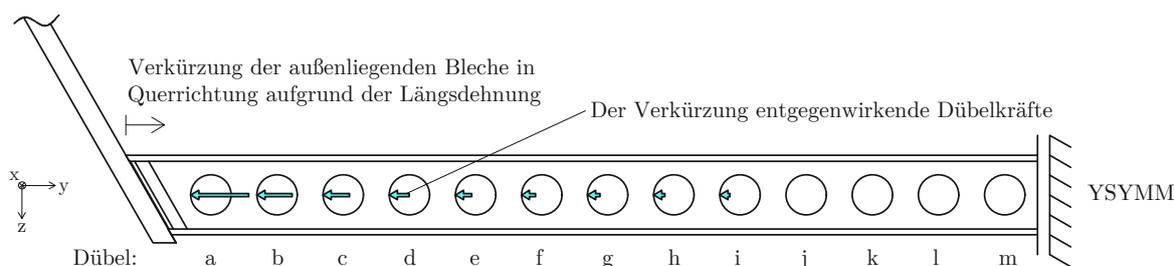


Abb. 5.17: Darstellung des Effekts der Querkontraktion auf die Dübel im Hauptträgerbereich

Die Dübelkräfte der Dübelleiste 3 wirken ebenfalls in negative Y-Richtung, wodurch diese sich aufgrund des beschriebenen Effekts erhöhen. Dabei ist die Vergrößerung im Bereich des Hauptträgers am stärksten und wird mit zunehmender Entfernung geringer.

Bei Dübelleiste 4 wirken die Kräfte auf die Stirnflächen der Lochdübel von vornherein in positive Y-Richtung. Die Kräfte infolge Querkontraktion in Richtung -Y verringern hier deshalb den Betrag der Dübelkräfte, anstatt sie zu erhöhen. In Abbildung 5.16 ist dies ebenfalls ersichtlich in der geringer werdenden Differenz zwischen roten und blauen Balken, je weiter die Dübel vom Hauptträger entfernt sind.

Die konkreten Werte dieser Dübelkräfte können aus den Abaqus-Modellen ermittelt werden. Dazu sind sie zu dem Zeitpunkt auszuwerten, an dem die Längsdehnung vollständig aufgebracht ist, während sonst noch keine weiteren äußeren Lasten vorhanden sind. Dies ist nach 0,5 s, also im Frame 5, der Fall. Die Abbildungen 5.22 und 5.23 im Abschnitt 5.4.4.3 zeigen diese Kräfte, wobei das Schema aus Abbildung 5.17 bestätigt werden wird.

5.4.4.2 Einfluss der Bewehrung

In Abbildung 5.15 sind die Dübelkräfte der Dübel a und b der Dübelleiste 3 mit Bewehrung (grüne Balken) plötzlich wieder kleiner als bei dem Modell ohne Bewehrung (blaue Balken), während bei Dübelleiste 4 die Werte beider Modelle auf ähnlichem Niveau sind. Der Grund dafür ist in der reinen Längsdehnung in Kombination mit der Längsbewehrung zu suchen. Im

Folgenden werden alle Betondübel a bis m, die sich bei Dübelleiste 1 befinden als „Betondübel 1“ zusammengefasst, jene bei Dübelleiste 2 als „Betondübel 2“ und die weiteren ebenfalls analog. Die Längsdehnung verursacht Risse in den Betondübeln, wobei sich diese ohne Bewehrung von außen nach innen fortpflanzen. Das bedeutet, dass zuerst Betondübel 1 und 5 reißen, dann 2 und 4, ehe schließlich auch Betondübel 3 reißt. Dies führt dazu, dass bei voller Längsdehnung von $0,8 \text{ mm}$ pro Meter Brückenlänge in Frame 5 die Betonzugschädigung im Dübel a bis d bei Dübelleiste 4 99 % beträgt, während sie in den gleichen Dübeln bei Dübelleiste 3 lediglich bei rund 8 % liegt, siehe dazu Abbildung 5.18.

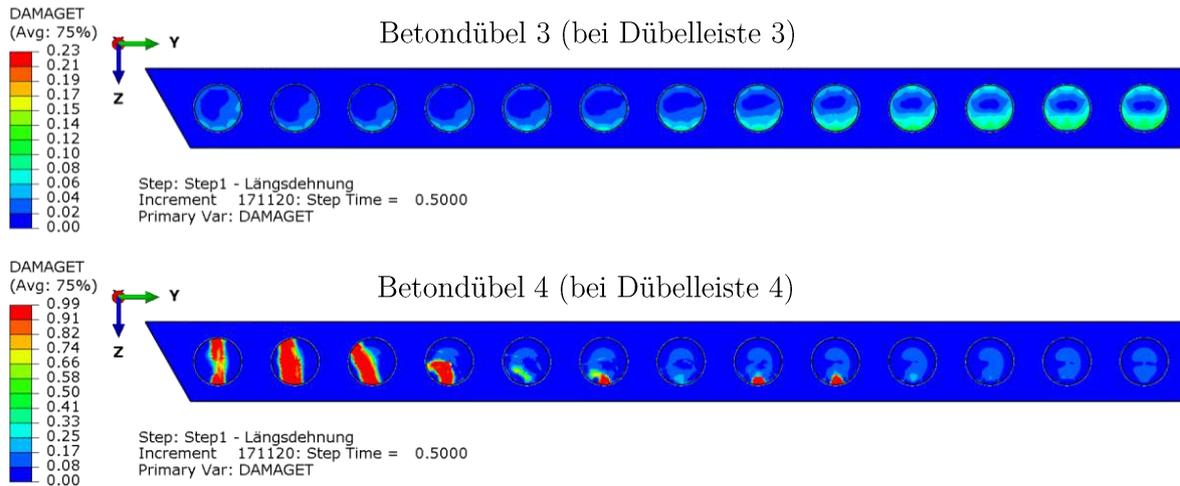


Abb. 5.18: Zugschädigung der Betondübel 3 (oben) und 4 (unten) des Modells mit Dehn, ohne Bew, ohne SN im Frame 5: volle Längsdehnung ohne äußere Belastung

Unterstrichen wird dies durch die blaue Linie in Abbildung 5.20, welche die Verschiebungen entlang des Pfads in Abbildung 5.19 in X-Richtung zeigt. Die sprunghaften Änderungen der Verschiebung bedeuten, dass an diesen Stellen Risse sind, wobei zu beobachten ist, dass der Riss in Betondübel 4 sehr breit ist im Vergleich zu Betondübel 3, bei dem die Rissbreite fast null ist.

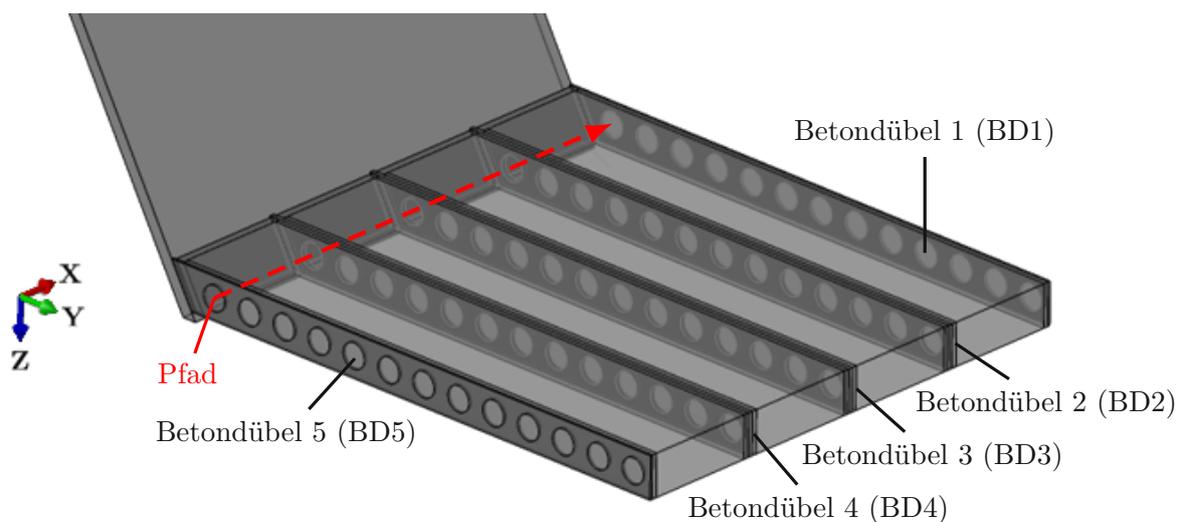


Abb. 5.19: Pfad, entlang dessen die Verschiebung in X-Richtung ausgelesen wird

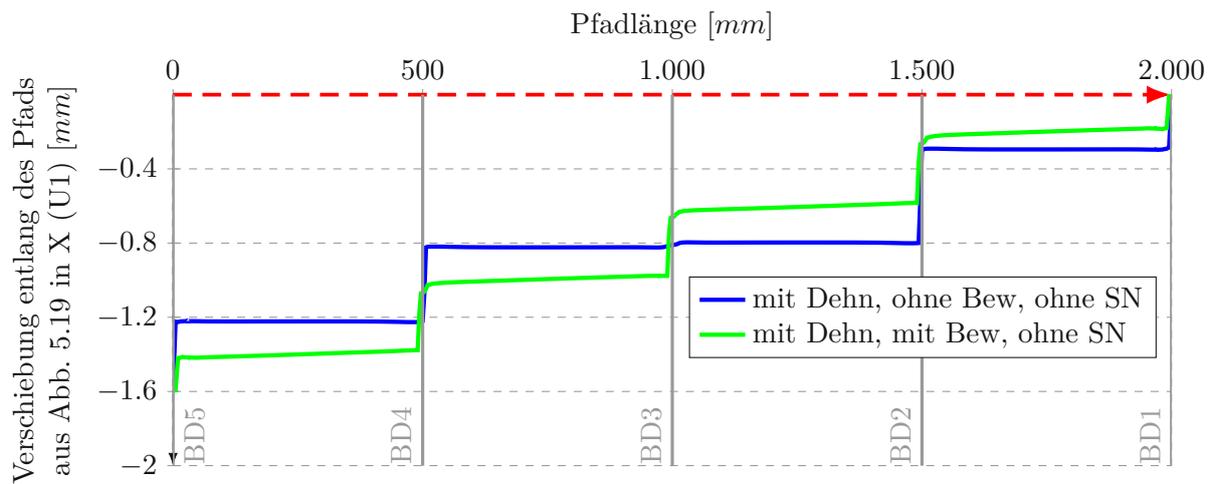


Abb. 5.20: Verschiebung entlang des Pfads aus Abb. 5.19 in X-Richtung zur Darstellung der Rissbreiten in den Betondübeln. Frame 5: volle Längsdehnung ohne äußere Belastung

Die grüne Linie in Abbildung 5.20 zeigt schließlich die gleiche Verschiebungsgröße des Modells mit Bewehrung. Die Stufen und somit die Risse sind hier durch die Längsbewehrung gleichmäßig verteilt auf alle Betondübel, somit ist der Riss in Betondübel 3 allerdings um ein Vielfaches breiter als zuvor im Modell ohne Bewehrung (blaue Linie). Dies führt nun auch zu einer Betonzugschädigung von 99 % (Abbildung 5.21), wodurch sich die betrachteten Dübel a und b wieder mehr der Aufnahme von Schubkräften entziehen.

Betondübel 4 ist nur minimal weniger gerissen als zuvor und hat nach wie vor eine Zugschädigung von 99 %, weshalb sich hier die Dübelkräfte kaum bis gar nicht verändern.

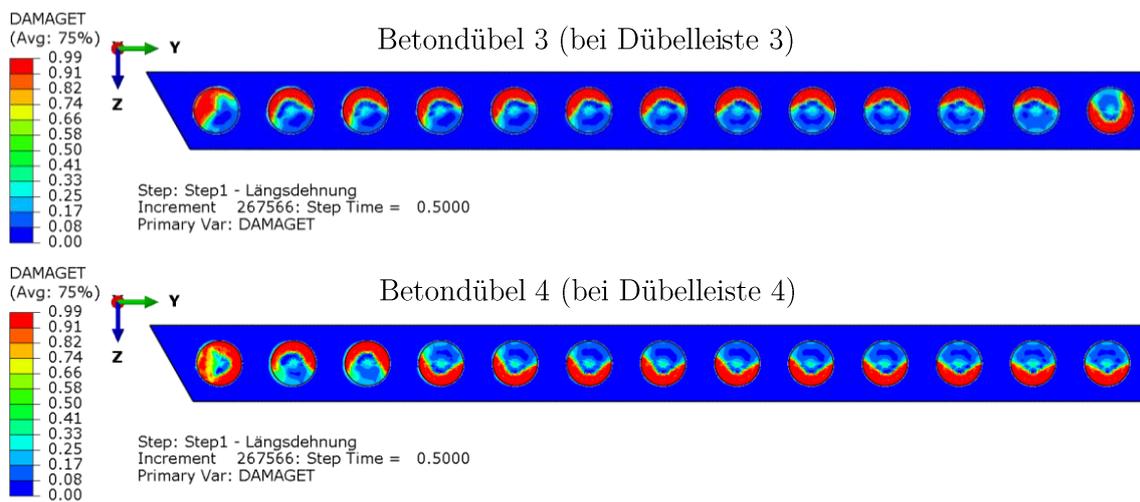


Abb. 5.21: Zugschädigung der Betondübel 3 (oben) und 4 (unten) des Modells mit Dehn, mit Bew, ohne SN im Frame 5

5.4.4.3 Zusammenfassende Überprüfung der beschriebenen Theorien zu den Einflüssen der Längsdehnung und Bewehrung

All die erläuterten Effekte der Längsdehnung (und der damit zusammenhängenden Querkontraktion) sowie der Bewehrung können noch einmal geprüft werden durch Auswertung der Dübelkräfte der Modelle

- mit Dehnung, ohne Querkontraktion, ohne Bewehrung, ohne zusätzliche SN,
- mit Dehnung, mit Querkontraktion, ohne Bewehrung, ohne zusätzliche SN und
- mit Dehnung, mit Querkontraktion, mit Bewehrung, ohne zusätzliche SN

am Ende von Step 1, also bei vollständig aufgebrachter Längsdehnung ohne jede weitere Belastung. Die Abbildungen 5.22 und 5.23 zeigen nun diese Dübelkräfte für die Dübelleiste 3 und 4.

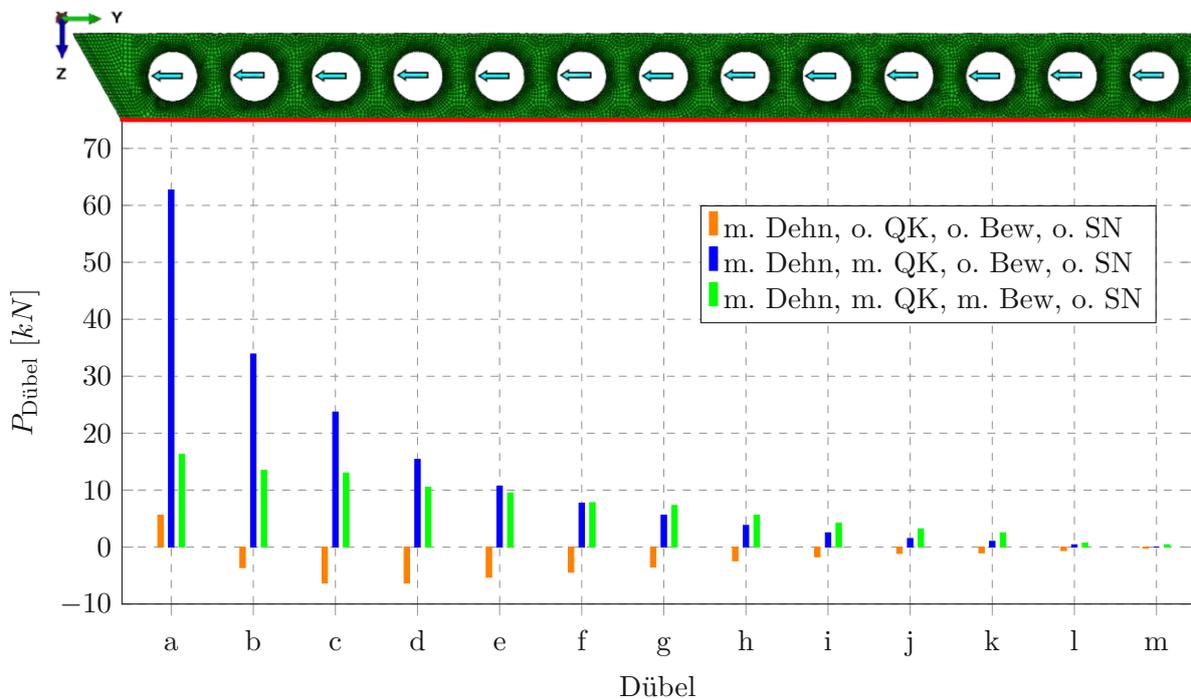


Abb. 5.22: Dübelkräfte der Dübelleiste 3 (unten angeschweißt) im Frame 5: volle Längsdehnung, ohne äußere Belastung

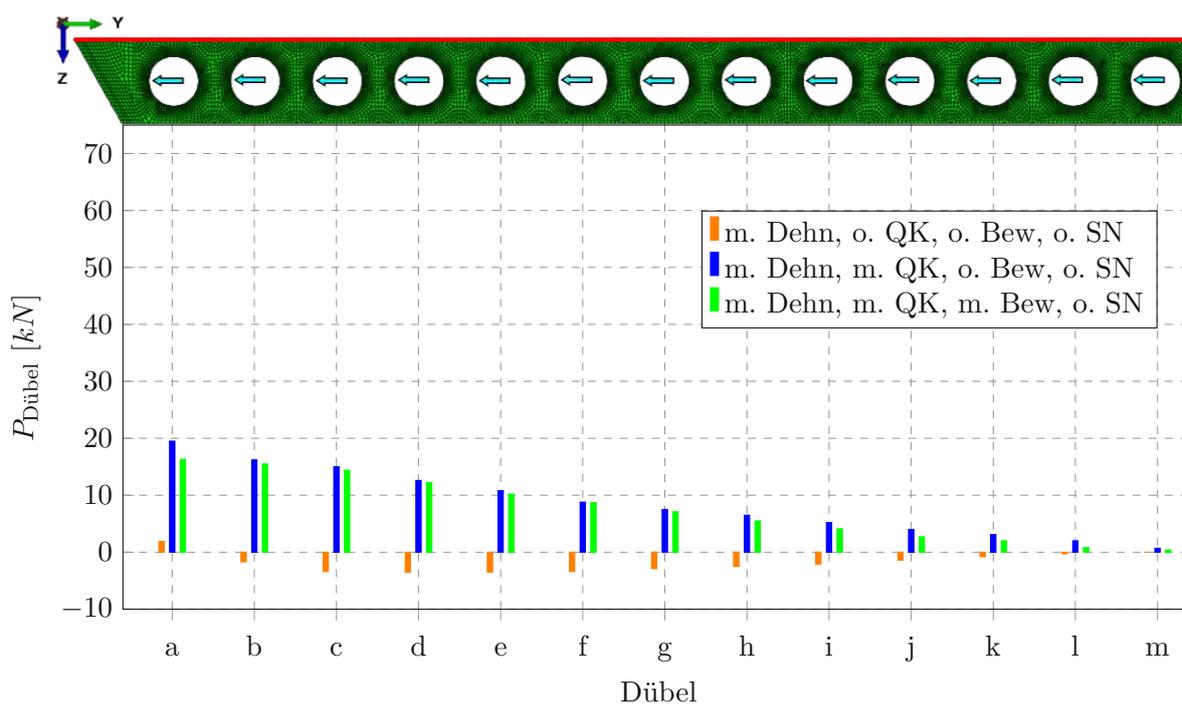


Abb. 5.23: Dübelkräfte der Dübelleiste 4 (oben angeschweißt) im Frame 5: volle Längsdehnung, ohne äußere Belastung

Die Werte des Modells mit Dehnung, jedoch ohne Querkontraktion (orangefarbene Balken) sind sehr klein und wirken großteils in die entgegengesetzte Richtung der gezeichneten Pfeile. Eine Ausnahme ist die Dübelkraft bei Dübel a, diese wirkt in Pfeilrichtung.

Nun wird die Querkontraktion eingeschaltet, siehe blaue Balken. Sowohl bei Dübelleiste 3 als auch bei Dübelleiste 4 zeigt sich, dass die Dübelkräfte wie erwartet im Hauptträgerbereich betraglich am größten sind und mit steigender Entfernung zum Hauptträger abnehmen. Ebenfalls zu sehen ist, dass die Kräfte der Dübel a bis c der Dübelleiste 3 sehr groß sind, bei Dübel a beispielsweise rund 63 kN , während das Pendant in Dübelleiste 4 ca. 20 kN aufweist. Dies entspricht ebenfalls den Erwartungen, da in diesem Modell mit Dehnung und ohne Bewehrung die Betondübel 4 einen breiten Riss haben, während die Dübel bei Dübelleiste 3 fast gar nicht gerissen sind und somit Kräfte anziehen.

Zu guter Letzt ist beim Modell mit Bewehrung (grüne Balken) zu beobachten, dass die Dübelkräfte bei Dübelleiste 3 wieder stark abnehmen und somit nahezu gleich groß sind wie jene bei Dübelleiste 4, welche sich kaum verändern. Dies lässt sich durch den nun vorhandenen großen Riss im Betondübel 3 erklären, was noch einmal deutlich die zuvor beschriebene Theorie zur Erklärung der Effekte aus Längsdehnung und Bewehrung auf die Dübelkräfte bestätigt.

Abschließend kann festgehalten werden, dass die Längsbewehrung zu einer gleichmäßigeren Verteilung der Risse und in weiterer Folge zu einer gleichmäßigen Steifigkeit der Betondübel führt. Die Spitzenwerte der Dübelkräfte, wie sie bei den Dübeln im Hauptträgerbereich in Abbildung 5.15 und 5.22 auftreten, können somit vermieden werden. Dadurch wird bei Dübelleiste 3 eine Verringerung der Summe aller Dübelkräfte um rund 8 % erreicht. Die maßgebenden Maximalwerte bleiben bei den oben gezeigten Ergebnissen durch die Bewehrung allerdings nahezu unverändert.

5.4.4.4 Einfluss der zusätzlichen Schweißnähte

Sowohl bei Dübelleiste 3, als auch bei Dübelleiste 4 ist zu beobachten, dass die Dübelkräfte des Modells mit zusätzlichen Schweißnähten im Randbereich stark reduziert sind. Die Gesamtsumme ist bei Dübelleiste 3 um 23 % $\left(= \frac{95 \text{ kN} - 73 \text{ kN}}{95 \text{ kN}} \cdot 100\right)$, bei Dübelleiste 4 um knapp 35 % $\left(= \frac{87 \text{ kN} - 57 \text{ kN}}{87 \text{ kN}} \cdot 100\right)$ kleiner, während die Maximalwerte um 38 % $\left(= \frac{830 \text{ kN} - 515 \text{ kN}}{830 \text{ kN}} \cdot 100\right)$ bzw. 50 % $\left(= \frac{677 \text{ kN} - 344 \text{ kN}}{677 \text{ kN}} \cdot 100\right)$ verringert werden. Der Grund dafür liegt in der vielfach größeren Steifigkeit der Schweißverbindung verglichen mit der Verbindung durch die Betondruckdiagonalen. Berücksichtigt man die Faustregel „größere Steifigkeiten ziehen Spannungen an“, ist es logisch, dass an den Dübeln hier kaum Kräfte wirken. Im Gegenzug dazu ist in Abbildung 5.2 zu sehen, dass die Schweißnähte in diesem Bereich große Schubspannungen aufnehmen. Die Abbildungen 5.24 und 5.25 zeigen den Schubfluss T , der durch Multiplikation der Schubspannungen mit der Dicke der Dübelleisten von 20 mm errechnet wird. Durch Integration dieses Verlaufs kann die resultierende Schubkraft bestimmt werden. Das Integral ist allerdings nichts anderes, als die vom Verlauf eingeschlossene Fläche, welche in den Abbildungen violett eingefärbt ist. Diese kann mithilfe von Excel relativ einfach näherungsweise berechnet werden, indem die Fläche in Trapeze zerlegt wird. Mit dieser Methode ergeben sich die Schubkräfte zu 300 kN bei Dübelleiste 3 und 253 kN bei Dübelleiste 4.

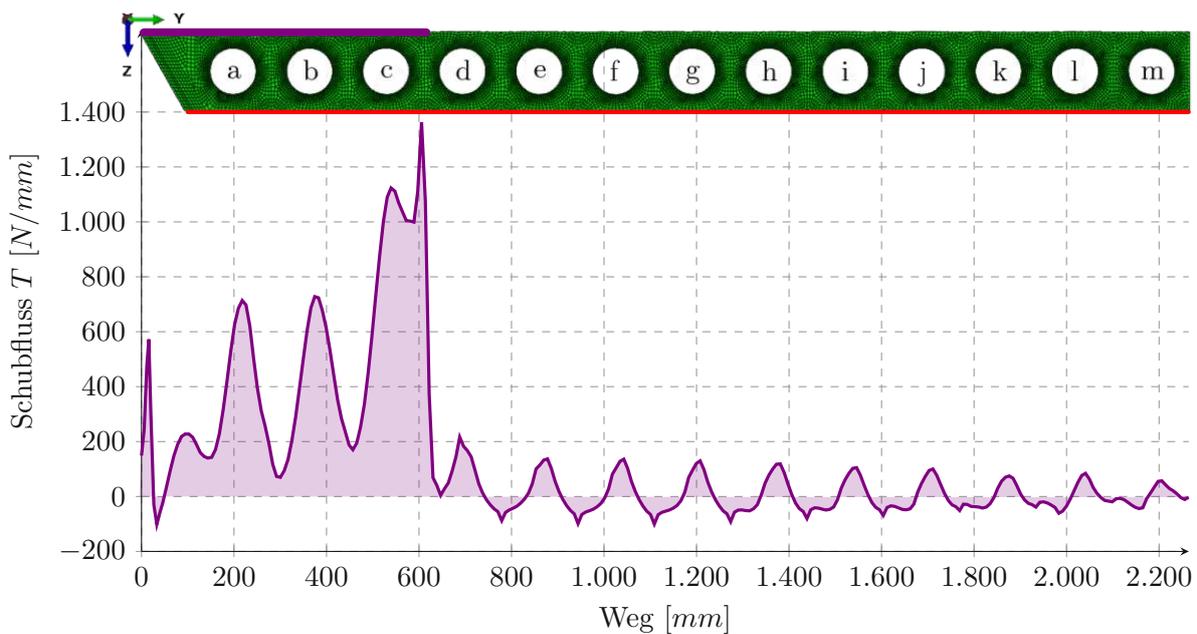


Abb. 5.24: Schubfluss in der Oberseite der Dübelleiste 3 (mit zusätzlichen SN) bei Lastniveau $1 \cdot \text{ULS}$

Eine zweite Methode, um die Schubkräfte an den Ober- bzw. Unterseiten der Dübelleisten zu bestimmen, funktioniert mithilfe eines *free body cut*. Mit diesem werden die Schubkräfte in Abaqus direkt angezeigt. Diese Methode führt zu den Ergebnissen 297 kN bei Dübelleiste 3 und 248 kN bei Dübelleiste 4. Die beiden Methoden liefern somit nahezu gleiche Werte.

Die Differenz der Summe aller Dübelkräfte der Dübelleiste 3 zwischen den Modellen mit und ohne zusätzliche Schweißnähte beträgt $830 \text{ kN} - 515 \text{ kN} = 315 \text{ kN}$. Dies entspricht ungefähr der zuvor ermittelten Schubkraft über die zusätzliche Naht.

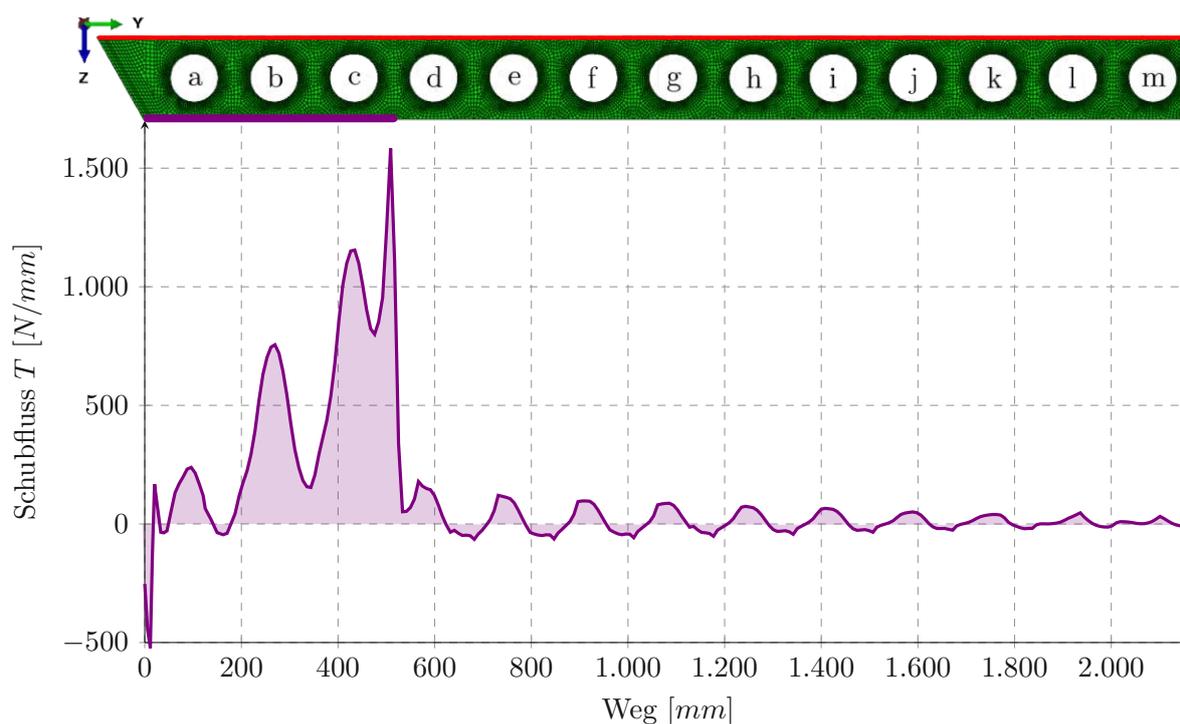


Abb. 5.25: Schubfluss in der Unterseite der Dübelleiste 4 (mit zusätzlichen SN) bei Lastniveau $1 \cdot \text{ULS}$

Bei Dübelleiste 4 beträgt die Differenz der Dübelkräfte $677 \text{ kN} - 344 \text{ kN} = 333 \text{ kN}$. Die 248 kN Schub über die zusätzlichen Naht sind ca. 75 % davon.

Zusammenfassend kann festgehalten werden, dass bei Dübelleiste 3 die Dübelkräfte nahezu vollständig als Schubkräfte in die zusätzlichen Schweißnähte „wandern“, bei Dübelleiste 4 ungefähr zu drei Viertel.

5.4.5 Maximal beanspruchte Dübel über die Zeit

Bisher wurden die verschiedenen Dübelkräfte auf Lastniveau $1 \cdot \text{ULS}$ untereinander verglichen. In folgendem Kapitel liegt der Fokus auf dem meist beanspruchten Dübel je Modellvariante. Bei den Modellen ohne den zusätzlichen Schweißnähten sind das die Dübel e, mit den Nähten ist es Dübel g, wobei es sich immer um Dübelleiste 3 handelt. Die Kräfte werden nun mit steigender äußerer Belastung teilweise bis zum Niveau $4 \cdot \text{ULS}$ betrachtet. Grund für das Ende der beiden Modellvarianten mit Bewehrung bei $3 \cdot \text{ULS}$ ist, wie bereits in Kapitel 5.2 erwähnt, die erhöhte Berechnungsdauer durch die größere Anzahl an Elementen, wodurch die maximale Berechnungsdauer von 72 Stunden am VSC-4 überschritten wird.

Abbildung 5.26 zeigt mit der orangefarbenen Linie den Belastungsverlauf, der im Step 1 (Längsdehnung), also frame 0 bis 5, null ist und anschließend kontinuierlich steigt. Die zugehörigen Werte sind auf der linken Ordinate zu finden. Die rechte Ordinate zeigt die Werte der Dübelkräfte des maximal beanspruchten Dübels der jeweiligen Modelle.

In roter Farbe ist der Verlauf des Modells ohne Längsdehnung, ohne Bewehrung und ohne Schweißnähte dargestellt. Zu Beginn geht diese Linie geringfügig ins negative. Dies liegt wie bereits erwähnt am Querzug, der in Step 1 aufgebracht wird. Etwa ab dem siebten frame ist dann eine deutliche Steigung zu beobachten. Diese Steigung bleibt bis $2 \cdot \text{ULS}$ mit geringen Unregelmäßigkeiten relativ ähnlich, danach wird sie bis zu $3 \cdot \text{ULS}$ etwas flacher und zwischen

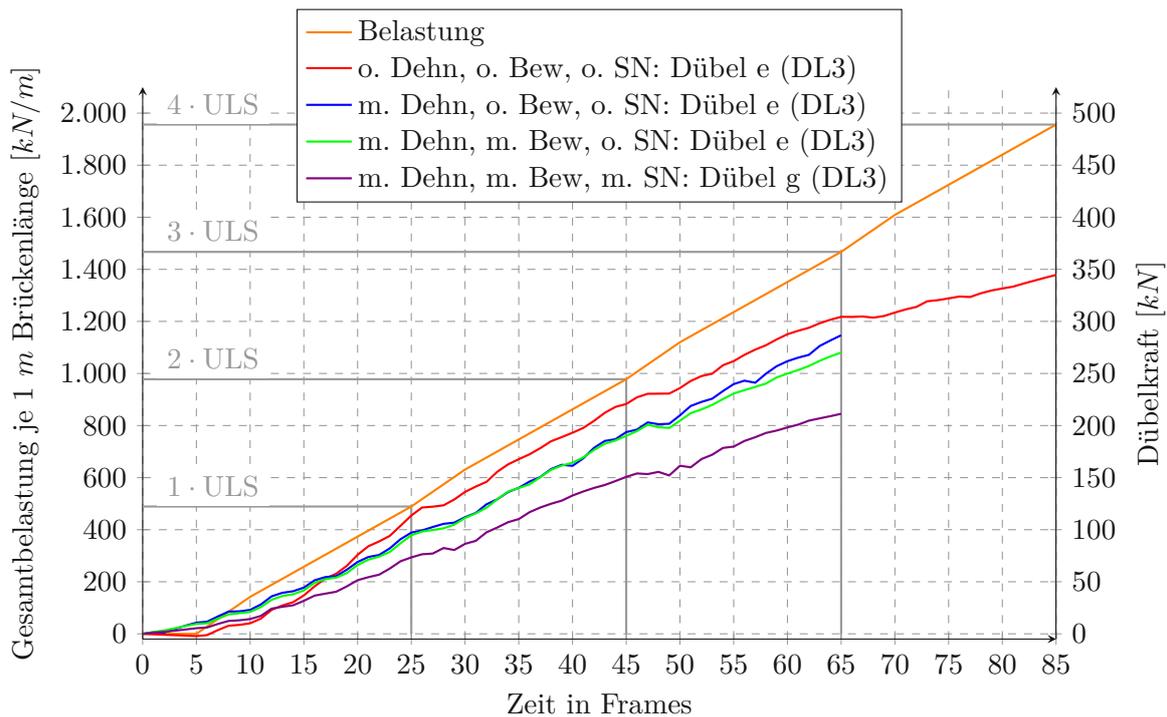


Abb. 5.26: Maximal beanspruchte Dübel betrachtet über den gesamten Belastungsvorgang

3 · ULS und 4 · ULS deutlich flacher. Anhand dessen kündigt sich ein Versagen der Betondübel an, was sehr gut mit der entsprechenden Arbeitslinie zusammenpasst. Auch da wurde das Erreichen der Tragfähigkeit zwischen 3 · ULS und 4 · ULS lokalisiert.

Die blaue Linie in Abbildung 5.26 repräsentiert das Modell mit Längsdehnung, ohne Bewehrung und ohne zusätzliche Schweißnähte. Der zuvor beschriebene Einfluss der Querkontraktion ist in den ersten fünf frames gleich zu sehen, denn die Dübelkräfte steigen hier schon leicht an. Anschließend geht der Verlauf mit relativ konstanter Steigung bis zum Lastniveau 3 · ULS.

Das Hinzufügen der Bewehrung führt bis zum Lastniveau 2 · ULS zu keinem Unterschied, danach separieren sich die blaue und grüne Linie geringfügig.

Die violette Linie, welche für das Modell mit Dehnung, mit Bewehrung und mit zusätzlichen Schweißnähten steht, weist von Beginn an geringere Werte auf. Je weiter die Belastung fortschreitet, desto größer wird die Differenz zu den anderen Modellen. Wie oben bereits erläutert liegt dies an der steifen Schweißverbindung, welche die Spannungen anzieht und somit die Dübel weniger Kräfte zu übertragen haben.

Zusammenfassend wird festgehalten, dass die Verläufe bis 3 · ULS tendenziell mit konstanter Steigung linear Verlaufen, was gut mit den vorherigen Erkenntnissen zusammenpasst und ein gutes Ergebnis hinsichtlich der Tragfähigkeit der SCSC-Platte darstellt.

5.5 Hauptdruckspannungen im Betonkern

Zu der grundlegenden Idee der SCSC-Platte gehören die Druckdiagonalen im Beton zwischen den Dübelleisten, wie sie in Abbildung 1.4 illustriert sind. Analog zu den Darstellungen in [20] werden im Folgenden die minimalen Hauptdruckspannungen im Betonkern für das Modell ohne Dehnung, Bewehrung und SN dargestellt. Anschließend werden ausgewählte Bilder der anderen Modelle präsentiert, in denen die Auswirkungen der Änderungen sichtbar werden. In den Abbildungen

handelt es sich um die *Instance* „Betonkern 3“, welcher zwischen Dübelleiste 3 und 4 liegt. Alle Bilder zeigen dabei die Ergebnisse bei Lastniveau $1 \cdot \text{ULS}$. Die schwarzen Pfeile dienen der Verdeutlichung der Kraftflüsse.

5.5.1 Vollständige Darstellung für das Modell ohne Dehnung, ohne Bewehrung und ohne zusätzliche Schweißnähte

Abbildung 5.27 verdeutlicht, wie die Druckdiagonalen verlaufen und bestätigt somit die Grundidee. Weiters ist in dieser Abbildung zu beobachten, dass im Schnitt A (obere Betonschicht) in Plattenmitte die größten Druckspannungen auftreten (blaue Vektoren), während sich diese in Schnitt E (untere Betonschicht) am Rand beim Abschlussblech befinden.

Diese Beobachtung steht im Einklang mit den Schnittbildern in Abbildung 5.28. Es zeigt sich eine bogen- bzw. sprengwerkartige Struktur in den Druckspannungen des Betons, wie sie auch in der Dissertation von Palotás [17] beschrieben ist.

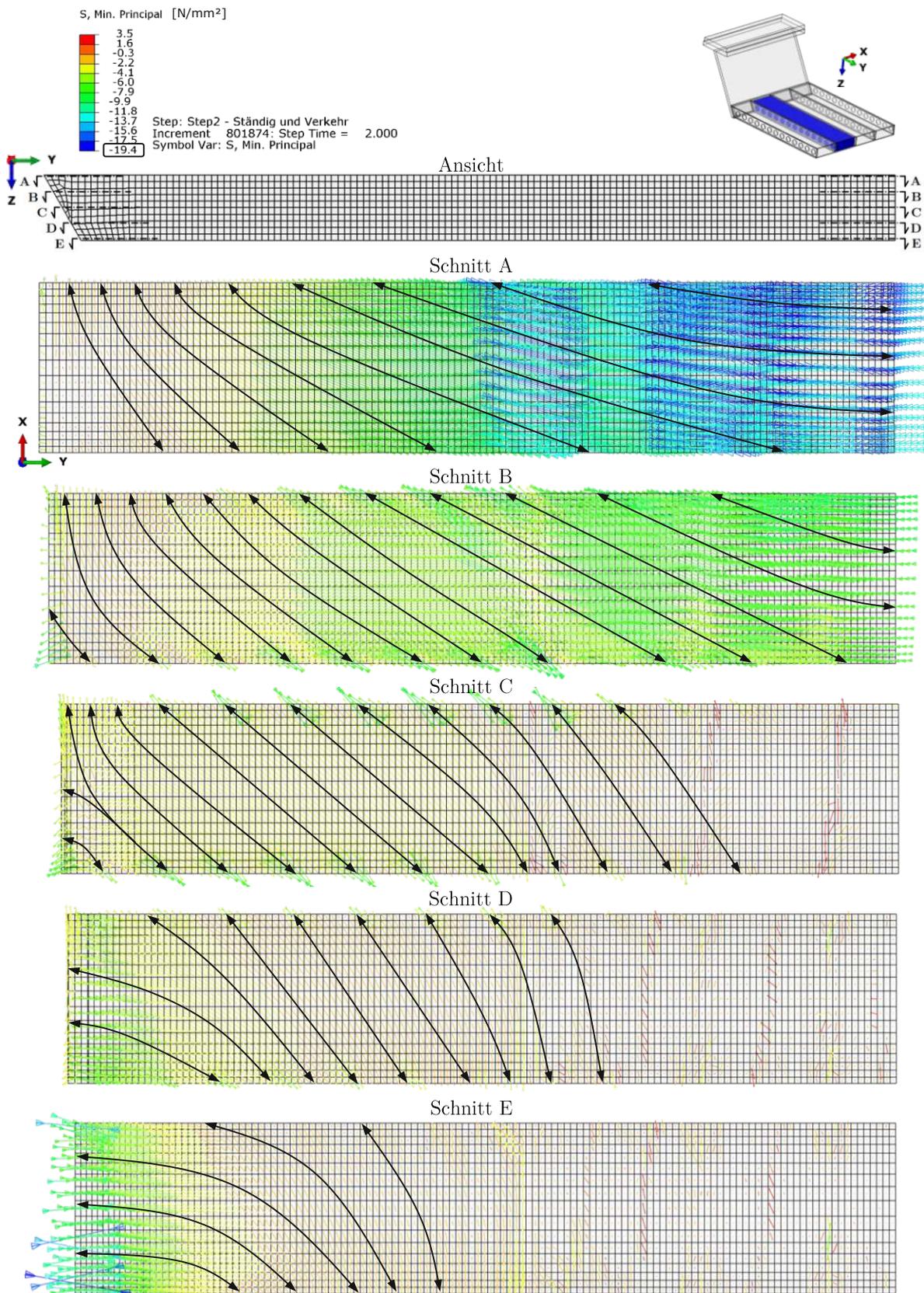


Abb. 5.27: Hauptdruckspannungen im Betonkern: Horizontalschnitte des Modells o. Dehn o. Bew o. SN bei Lastniveau 1 · ULS

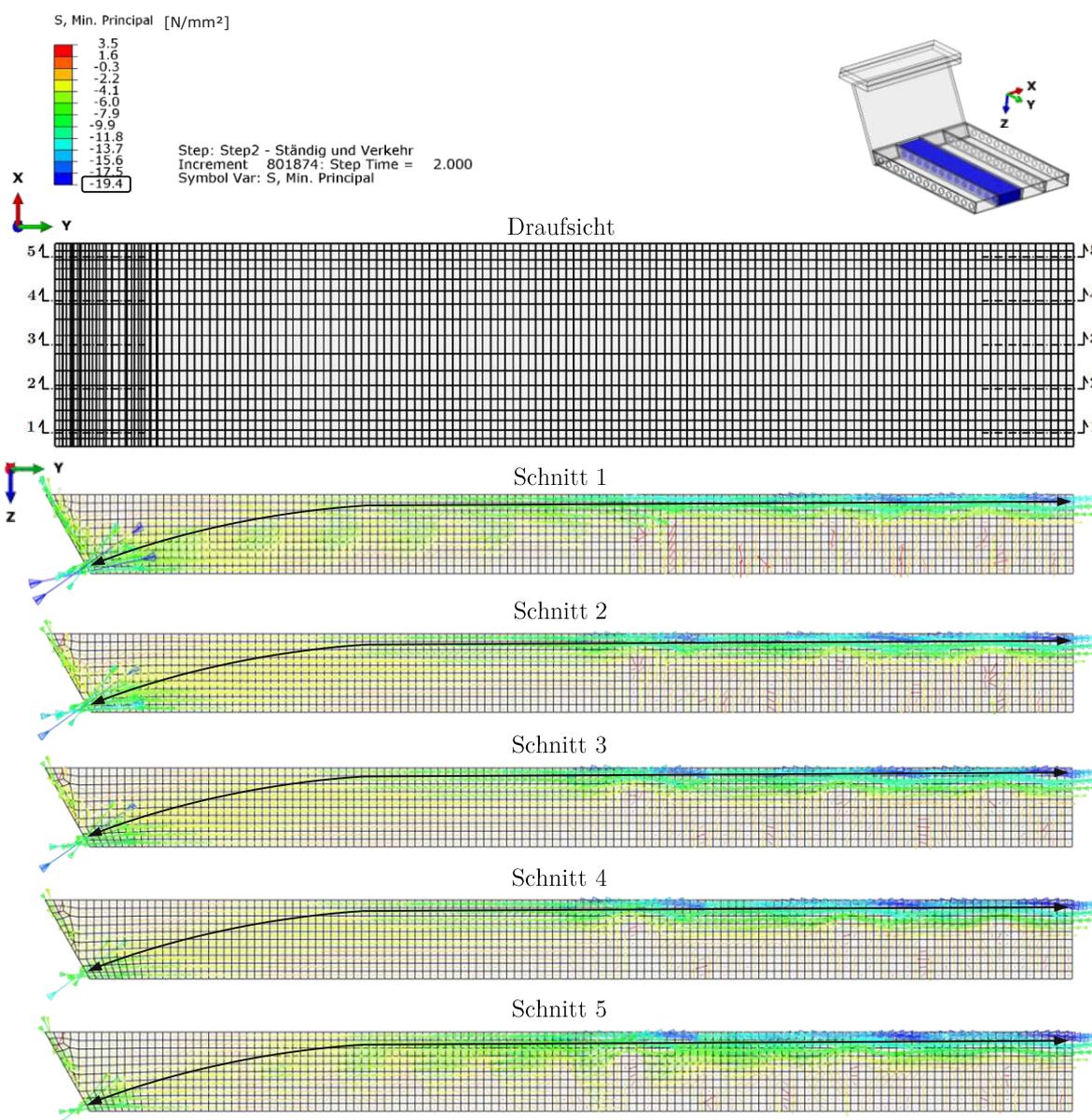


Abb. 5.28: Hauptdruckspannungen im Betonkern: Vertikalschnitte des Modells o. Dehn o. Bew o. SN bei Lastniveau 1 · ULS

5.5.2 Einfluss der Längsdehnung

Beim Vergleich der Abbildungen 5.27 und 5.28 mit den Schnitten A, E und 1 des Modells mit Längsdehnung (Abbildung 5.29) fällt auf, dass die Trajektorien in Plattenmitte bzw. beim Abschlussblech deutlich gleichmäßiger und gerader verlaufen und die Spannungen betraglich mit $21,8 \text{ N/mm}^2$ gegenüber $19,4 \text{ N/mm}^2$ etwa 12 % größer sind als jene des Modells ohne Dehnung. Diese größere Druckspannungen stehen im Einklang mit der Theorie aus Kapitel 5.2, nach der die Querkontraktion für höheren Druck im Beton sorgt.

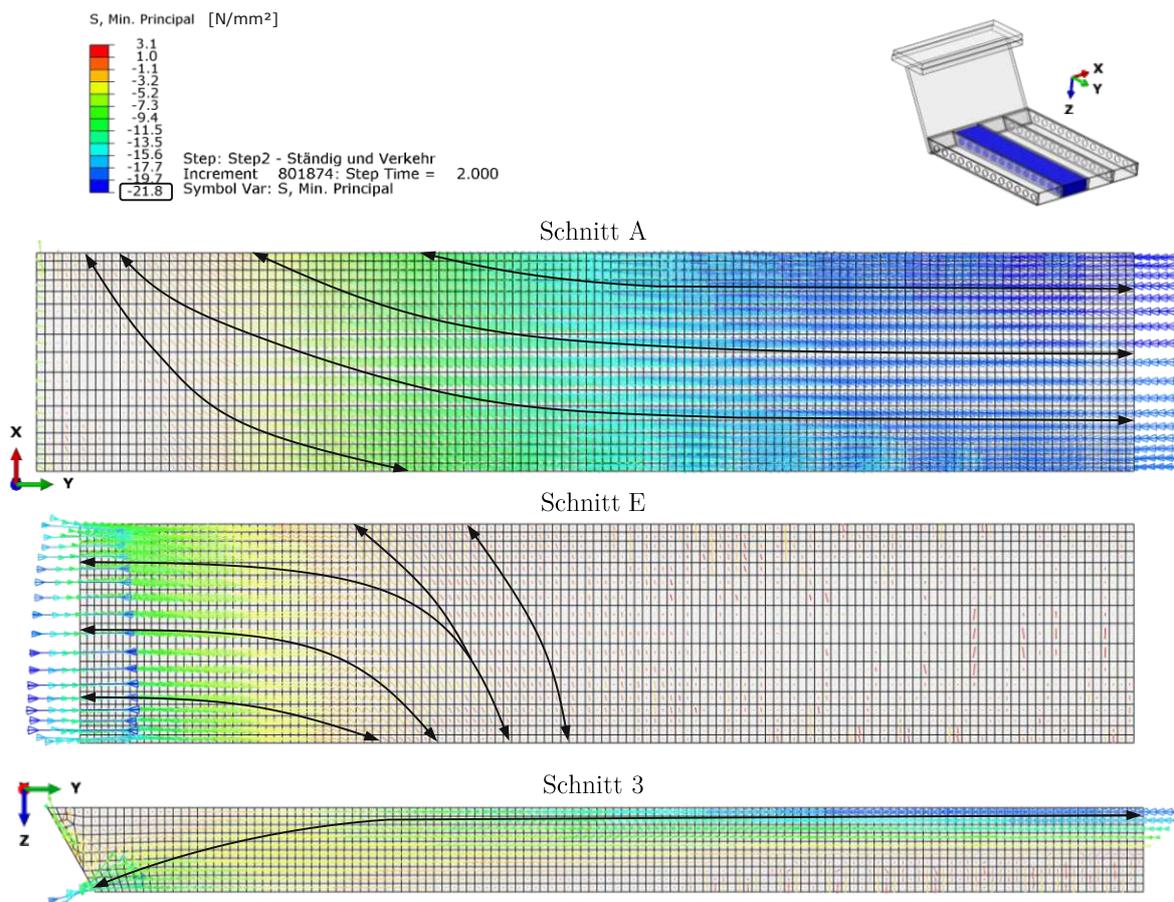


Abb. 5.29: Hauptdruckspannungen im Betonkern: Modell m. Dehn o. Bew o. SN bei Lastniveau $1 \cdot \text{ULS}$ (für die Zuordnung der Schnitte siehe Abb. 5.27 und 5.28)

Weiters ist in Abbildung 5.30 zu erkennen, dass die Trajektorien in der Draufsicht in kleinerem Winkel zur Dübelleiste verlaufen. Dieses Bild zeigt Schnitt C der Modelle ohne Dehnung sowie mit Dehnung, beide ohne Bewehrung und ohne zusätzliche Schweißnähte. Es ist zu beobachten, dass eine Druckdiagonale ohne Dehnung von Dübel DL3c bis DL4f läuft, was ungefähr einem Winkel von 41° entspricht. Im Vergleich dazu beträgt der Winkel zur Dübelleiste mit Dehnung rund 28° , die Diagonale bei beginnt Dübel DL3c und endet am Dübel DL4h.

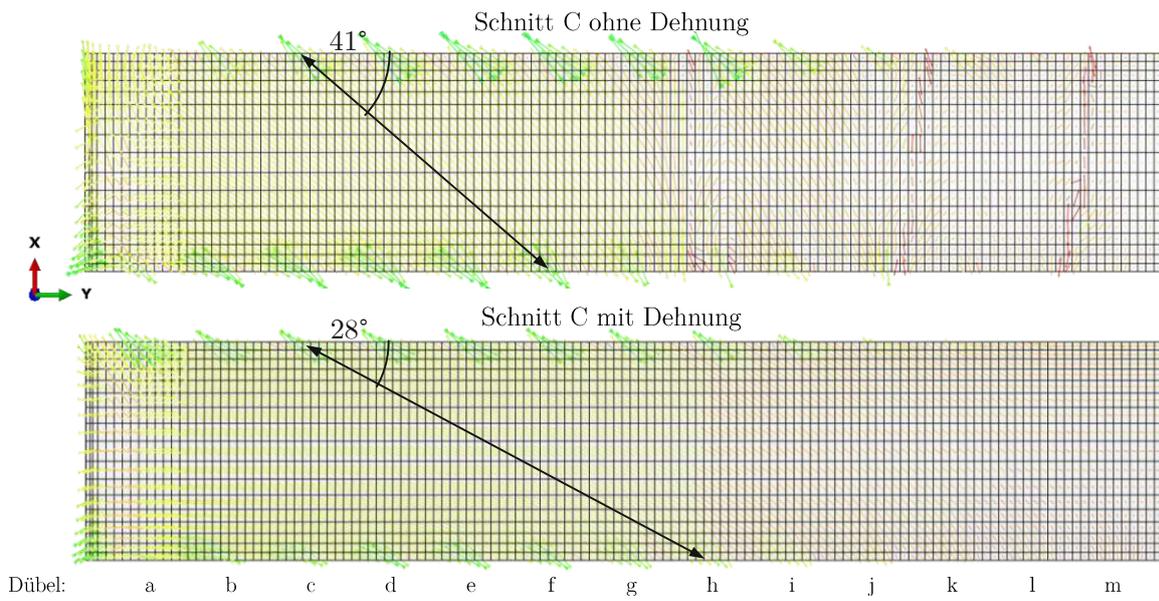


Abb. 5.30: Hauptdruckspannungen im Betonkern: Einfluss der Dehnung auf den Winkel zwischen Druckdiagonale und Dübelleiste bei Lastniveau $1 \cdot \text{ULS}$ (für die Zuordnung der Schnitte siehe Abb. 5.27 und 5.28)

5.5.3 Einfluss der Bewehrung

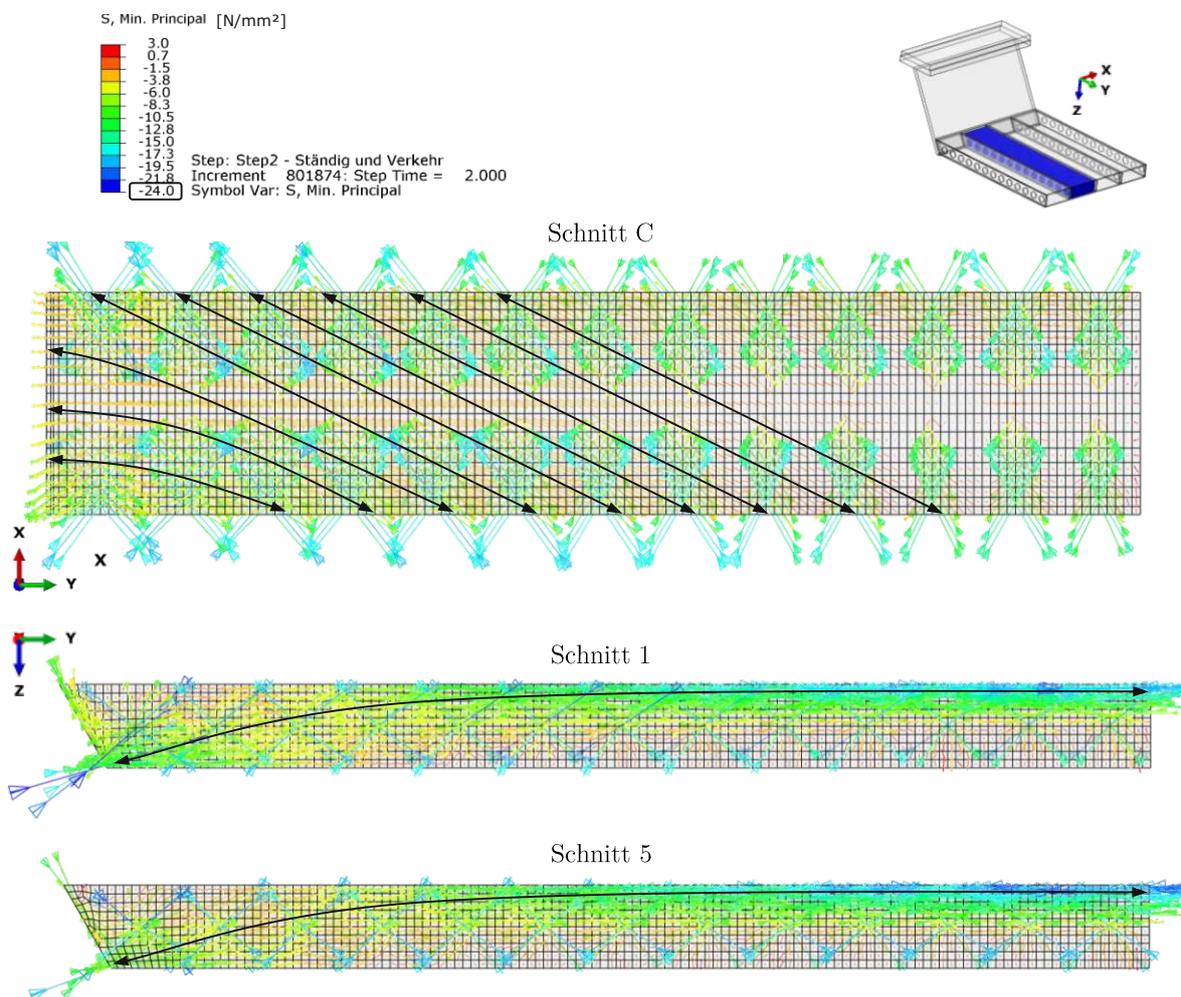


Abb. 5.31: Hauptdruckspannungen im Betonkern: Modell m. Dehn m. Bew o. SN bei Lastniveau $1 \cdot \text{ULS}$ (für die Zuordnung der Schnitte siehe Abb. 5.27 und 5.28)

Schnitt C sowie die Schnitte 1 und 5 des Modells mit Bewehrung, sichtbar in Abbildung 5.31, zeigen deutliche Unterschiede im Verlauf der Druckspannungstrajektorien im Bereich der Dübelleisten. Genau in der Mitte der einzelnen Dübel gibt es große Spannungen, deren vektorielle Darstellung ein X bildet. Da genau an diesen Stellen die Stabbewehrung in Längsrichtung verläuft, liegt die Vermutung nahe, dass diese mit dafür verantwortlich ist.

Eine mögliche Begründung wäre etwa, dass durch die Längsdehnung die Betondübel zuerst Risse bekommen und hier dementsprechend die Wirkung der Bewehrung einsetzt. Den Zugspannungen im Stahl stehen anschließend Druckspannungen im ungerissenen Betonkern gegenüber. Schematisch ist dieser Gedanke in Abbildung 5.32 links dargestellt. Rechts daneben ist ein Schnitt aus dem Abaqus-Modell zu sehen, welcher diese Skizze bestätigt.

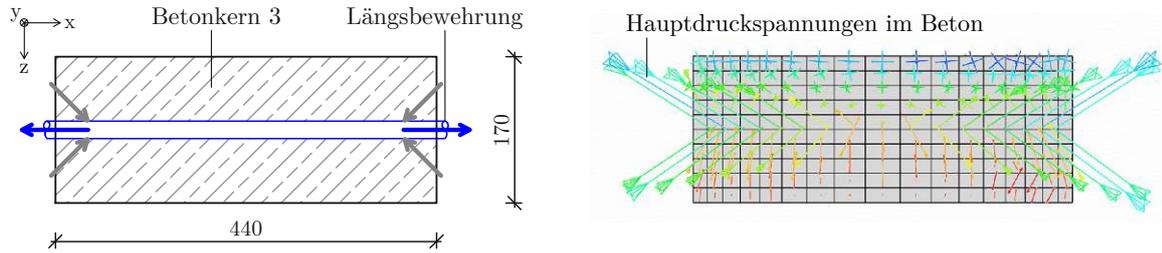


Abb. 5.32: Interaktion der gezogenen Längsbewehrung mit dem Betonkern

Weiters wird ein FE-Modell ohne Dehnung, mit Bewehrung, ohne zusätzliche Schweißnähte berechnet und untersucht. In Abbildung 5.33 ist zu beobachten, dass die minimalen Hauptspannungen im Beton nicht diese Unregelmäßigkeiten aufweisen wie die Bilder in Abbildung 5.31.

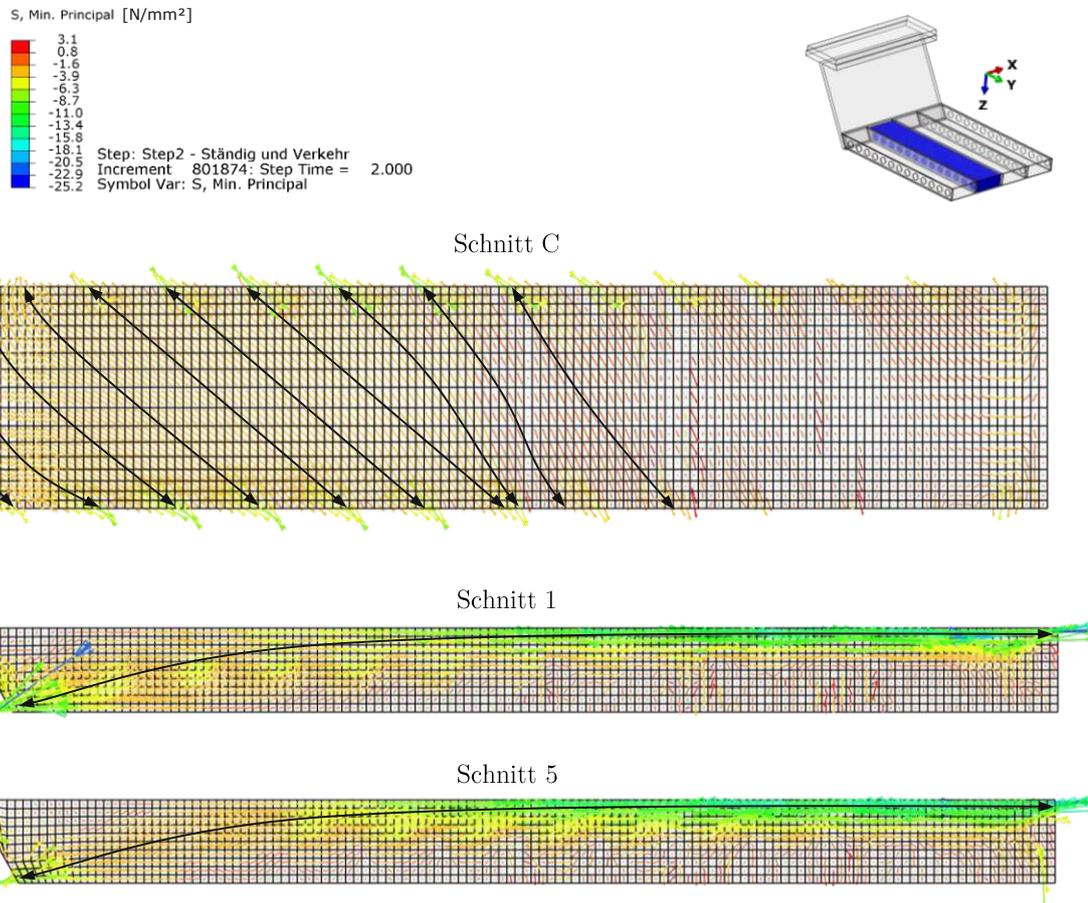


Abb. 5.33: Hauptdruckspannungen im Betonkern: Modell o. Dehn m. Bew o. SN bei Lastniveau $1 \cdot \text{ULS}$ (für die Zuordnung der Schnitte siehe Abb. 5.27 und 5.28)

Der Grund für diese auffälligen Spannungsvektoren liegt somit in der Längsdehnung in Kombination mit der längslaufenden Stabbewehrung.

5.5.4 Einfluss der zusätzlichen Schweißnähte

Abbildung 5.34 zeigt nun die Bilder der Trajektorien vom Betonkern beim Modell mit Dehnung, Bewehrung und zusätzlichen Schweißnähten im Randbereich der Platte.

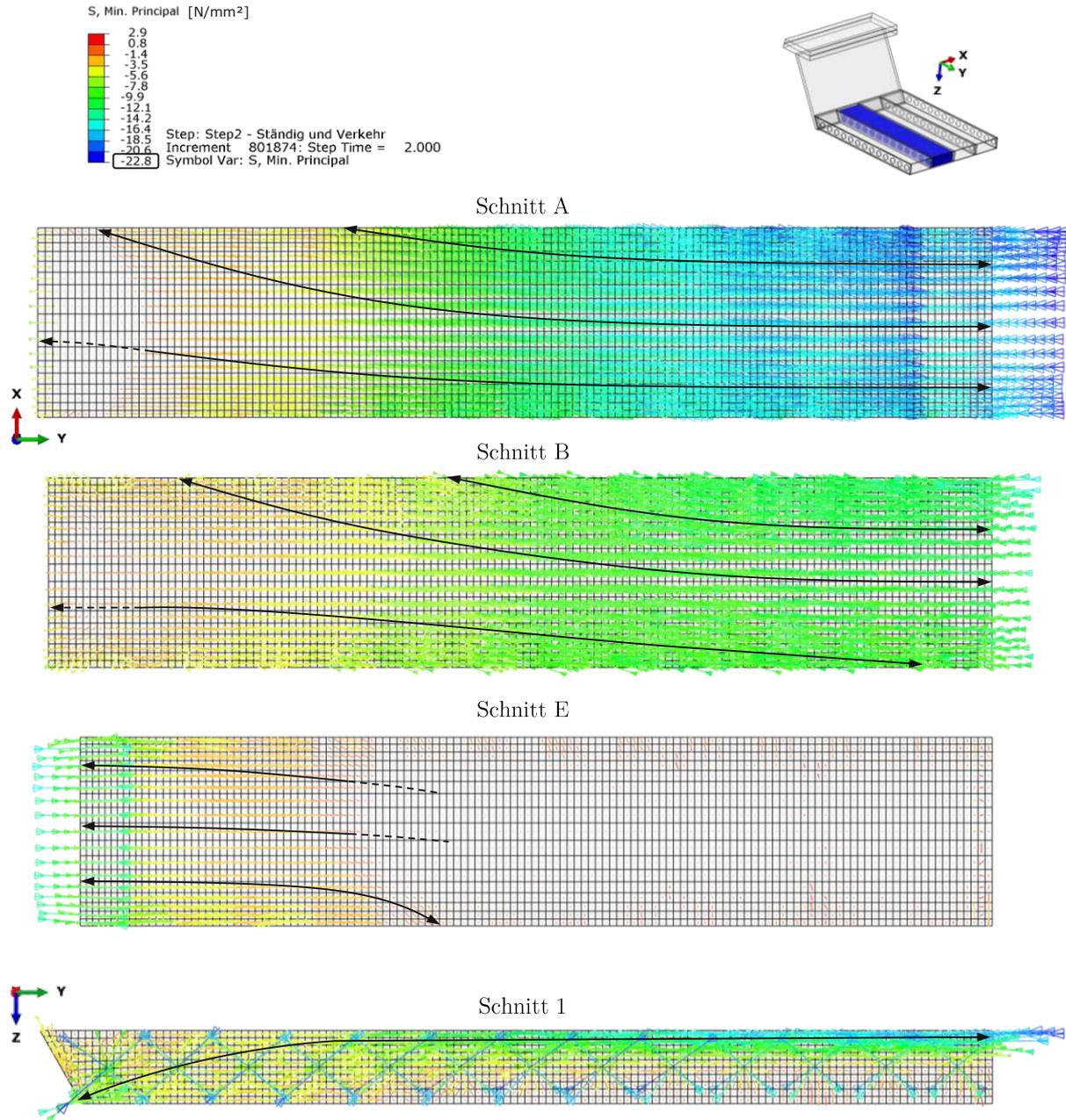


Abb. 5.34: Hauptdruckspannungen im Betonkern: Modell m. Dehn m. Bew m. SN bei Lastniveau $1 \cdot \text{ULS}$ (für die Zuordnung der Schnitte siehe Abb. 5.27 und 5.28)

Bereits bei einem Blick auf die Legende fällt auf, dass die Druckspannungen mit $22,8 \text{ N/mm}^2$ einen geringeren Betrag aufweisen als das Modell mit Bewehrung, jedoch ohne zusätzliche Schweißnähte (24 N/mm^2). Im Vergleich mit Abbildung 5.31 ist dies bei Betrachtung von Schnitt 1 besonders gut zu erkennen: im Bereich des Abschlussblechs ist der Pfeil ohne zusätzliche

Schweißnähte dunkelblau, also etwa -22 bis -24 N/mm^2 . An der gleichen Stelle, liegt der Druck beim Modell mit zusätzlichen Nähten maximal bei ca. -16 N/mm^2 .

Desweiteren weisen die Horizontalschnitte gegenüber jenen der vorigen Abbildungen deutliche Unterschiede auf. Beispielsweise zeigt Abbildung 5.35 den Vergleich von Schnitt B aus Abbildung 5.34 mit dem gleichen Schnitt in Abbildung 5.27 wobei zu sehen ist, dass die Druckspannungen nicht mehr diagonal zwischen den Dübelleisten verlaufen, sondern fast gerade auf das Abschlussblech zulaufen. Das gleiche zeigt sich in den weiteren Horizontalschnitten ebenfalls.

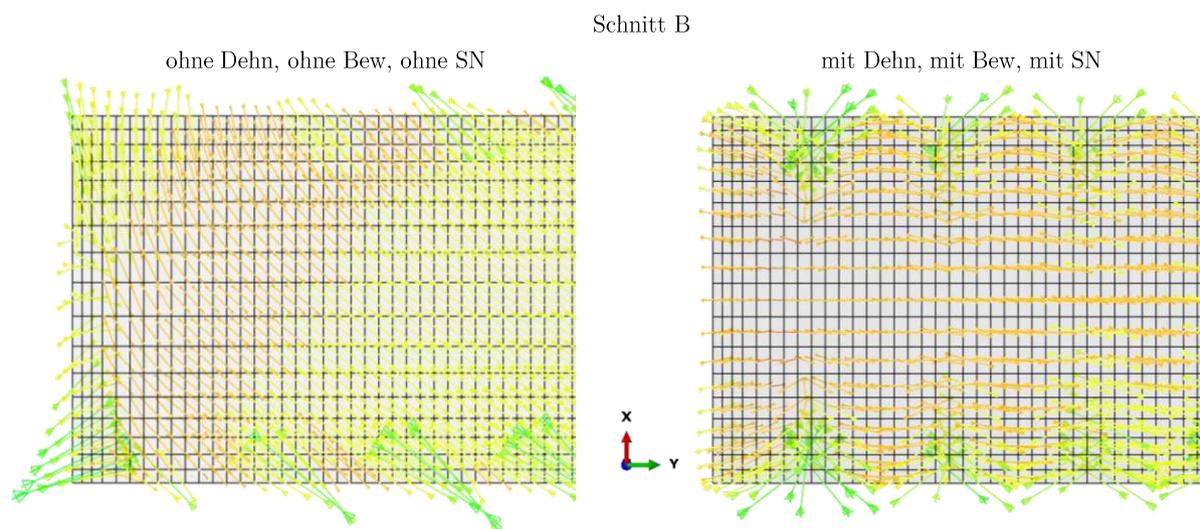


Abb. 5.35: Vergleich der Hauptdruckspannungen im Randbereich des Betonkerns (Schnitt B) des Modells o. Dehn o. Bew o. SN (links) und m. Dehn m. Bew m. SN (rechts) bei Lastniveau 1 · ULS (für die Zuordnung der Schnitte siehe Abb. 5.27 und 5.28)

5.6 Biegesteifigkeit der SCSC-Platte in Querrichtung

5.6.1 Allgemeines zur Vorgehensweise

Die Biegesteifigkeit der SCSC-Platte in Querrichtung wird mit zwei verschiedenen Methoden ermittelt.

Bei der ersten Methode werden die Biegesteifigkeiten analog zur Diplomarbeit von Hestmann und Hasenbichler [8] mithilfe der Zusammenhänge der Balkentheorie ermittelt. Dabei wird die Steifigkeit nicht wie üblicherweise in einem Punkt (Feldmitte) ermittelt, sondern über die ganze Breite der Platte. Grund dafür ist die Erwartung, dass die Biegesteifigkeit in Abaqus wegen der unterschiedlichen Tragfunktionen, beschrieben in Abschnitt 5.3.3, über die Breite nicht konstant ist. Vor allem beim Modell mit den zusätzlichen Schweißnähten ist es ja genau das Ziel der Schweißverbindungen im Randbereich, die Steifigkeit hier zu erhöhen.

Die zweite Methode basiert auf einem schubstarrten Biegeträger in RFEM. Durch Iteration des Randmoments, der Querbelastung sowie der Biegesteifigkeit wird in diesem Träger ein ähnlicher Verlauf von Schnittgrößen und Durchbiegung erzeugt, wie in den jeweiligen Abaqus-Modellen. Nach einer detaillierten Beschreibung der beiden Methoden werden diese interpretiert.

5.6.2 Methode 1: Bestimmung mithilfe der Differentialbeziehungen der Balkentheorie

Die Basis für die Ermittlung der Biegesteifigkeit über die ganze Breite bilden die Momentenverläufe und die Verschiebungen in vertikaler Richtung. Erstere werden in Abaqus mit einem *free body cut* wie im Abschnitt 4.2 ermittelt, zur Ermittlung der Verschiebungen in Z-Richtung sei auf Abschnitt 4.3 verwiesen.

Weiters sind zur Durchführung der Untersuchung einige der geometrischen und konstitutiven Beziehungen der Stabtheorie notwendig, die in den Gleichungen (5.2) bis (5.5) formal ausgedrückt sind. Vereinfacht wird die Platte in Querrichtung als Stab angenommen, dessen Längsachse in Brückenquerrichtung läuft. In Abbildung 5.36 ist dieses „Stabsystem“ illustriert, wobei die rote Linie die Achse darstellt. Entlang dieser Linie bei Dübelleiste 3 ist in Abaqus auch der Pfad definiert, an welchem die Verschiebung in Z-Richtung ausgelesen wird. Des Weiteren ist das Koordinatensystem eingezeichnet, wobei zu erkennen ist, dass die „Stablängsachse“ in Y-Richtung läuft.

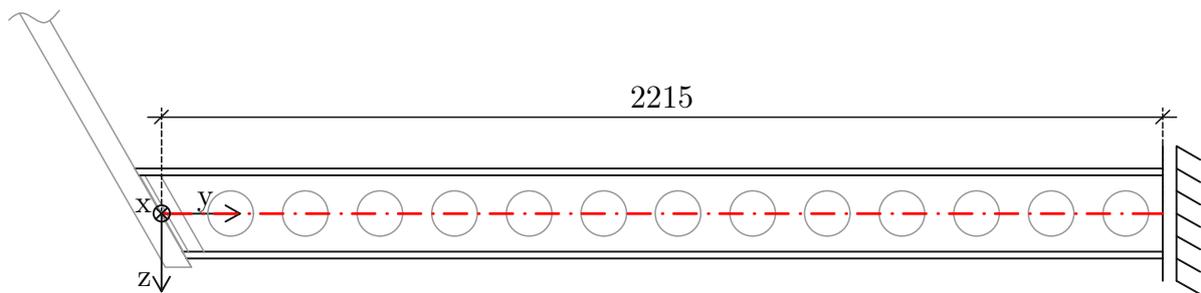


Abb. 5.36: Koordinatensystem für die Untersuchungen zur Biegesteifigkeit

$$\frac{dw(y)}{dy} = \varphi(y) + n(y) \quad (5.2)$$

$$n(y) = \frac{V_z(y)}{G\tilde{A}(y)} \quad (5.3)$$

$$\frac{d\varphi(y)}{dy} = -\kappa(y) \quad (5.4)$$

$$\kappa(y) = \frac{M_x(y)}{EI(y)} + \kappa^e(y) \quad (5.5)$$

Es wird angenommen, dass die Schubsteifigkeit $G\tilde{A}(y)$ ausreichend hoch ist, sodass $n(y) \approx 0$ gilt. Auf die Plausibilität dieser Annahme wird in Abschnitt 5.6.4 noch einmal eingegangen.

Die Vorgehensweise zur Ermittlung der Biegesteifigkeit EI ist nun so, dass zuerst die Biegelinie zwei mal abgeleitet und ein Vorzeichenwechsel vorgenommen wird. Somit ergibt sich die Funktion $\kappa(y)$ für die Krümmung. Anschließend werden die beiden Funktionen $\kappa(y)$ und $M_x(y)$ beispielsweise alle 165 mm, was dem Dübelabstand entspricht, ausgewertet und die Wertepaare in einem Koordinatensystem aufgetragen. Die Abszisse spiegelt dabei die Werte von $\kappa(y)$ wider, während auf der Ordinate die Momente aufgetragen werden. Wenn die Biegesteifigkeit in Querrichtung entlang der Breite konstant ist, ergibt sich ein linearer Verlauf der Form $f(y) = k \cdot y + d$, wobei die Steigung k beim Vergleich mit der Gleichung

$$M_x(\kappa) = EI \cdot \kappa - EI \cdot \kappa^e, \quad (5.6)$$

welche aus Gleichung (5.5) umgeformt ist, der Steifigkeit EI entspricht. Aus d lässt sich die eingeprägte Anfangs- bzw. Endkrümmung κ^e ermitteln. Diese ergibt sich aus der Verschiebung des Obergurts in Y-Richtung, siehe dazu Kapitel 3.4.6.3.

Sowohl in dem Programm RFEM als auch in Abaqus ist es nicht möglich, direkt eine Biegelinie $w(y)$ auszulesen. Stattdessen werden die Verschiebungen in Z-Richtung ausgelesen und mithilfe des Tabellenkalkulationsprogramms Excel eine sogenannte *Trendlinie* erzeugt, was einer Ausgleichsfunktion entspricht. Für die Biegelinie wird gewählt, dass der Trendlinie eine Polynomfunktion vierten Grades zugrunde liegt.

5.6.2.1 Biegesteifigkeit der Platte des RFEM-Brückenmodells

Zu Beginn ist zu erwähnen, dass die SCSC-Platte im RFEM-Modell als orthotrope Fläche vereinfacht ist, wobei die Steifigkeitsmatrix dafür auf Grundlage vorausgegangener Forschungen [1] speziell festgelegt ist. Der dort eingetragene Wert für die Biegesteifigkeit in Querrichtung beträgt $D_{22} = 53.536 \text{ kNm}^2/\text{m}$. Der nachfolgend ermittelte Wert sollte nah an dieser vorher definierten Steifigkeit liegen.

Abbildung 5.37 zeigt nun die Biegelinie der Platte, wobei $y = 0$ das Plattenende beim Hauptträger darstellt, während das andere Ende der Linie in Plattenmitte liegt. Sowohl der Weg y als auch die Durchbiegung $w(y)$ ist in der Einheit Meter angegeben. Die Trendlinie ist augenscheinlich deckungsgleich mit dem ausgelesenen Verlauf, was durch ein Bestimmtheitsmaß von $R^2 = 1$ von Excel bestätigt wird. Gleichung (5.7) zeigt die Polynomfunktion vierten Grades der Biegelinie.

$$w(y) = 1,038 \cdot 10^{-4} \cdot y^4 - 9,72 \cdot 10^{-4} \cdot y^3 + 5,52 \cdot 10^{-4} \cdot y^2 + 7,406 \cdot 10^{-3} \cdot y + 4,45 \cdot 10^{-6} \quad (5.7)$$

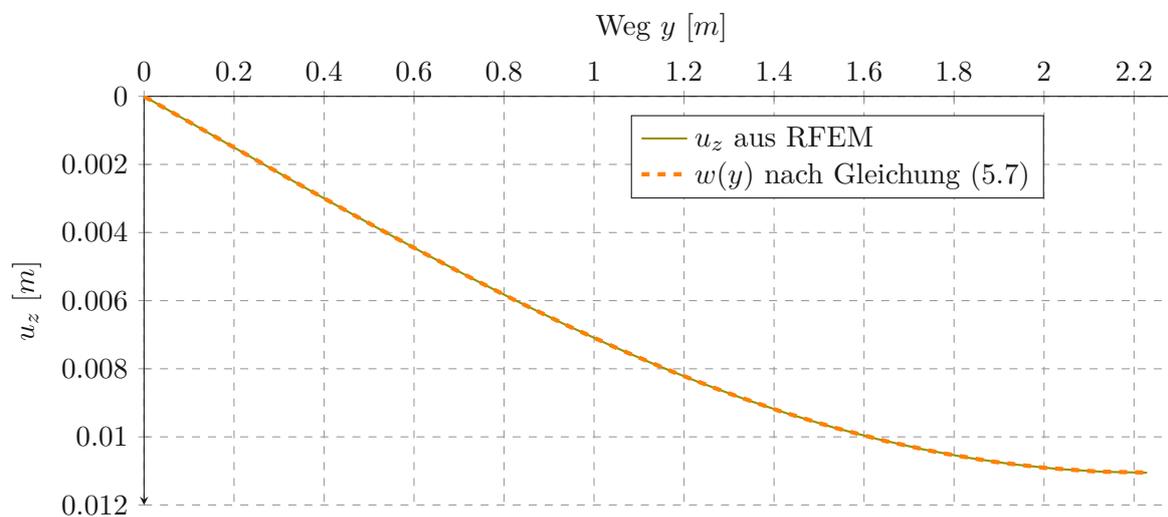


Abb. 5.37: Biegelinie der orthotropen Fläche des RFEM-Modells bei Lastniveau $1 \cdot \text{ULS}$

Durch zweimaliges Ableiten und Vorzeichenwechsel ergibt sich die Funktion für $\kappa(y)$, welche in Gleichung (5.8) angegeben ist.

$$\kappa(y) = -w''(y) = -0,001245174 \cdot y^2 + 0,005832967 \cdot y - 0,001104083 \quad (5.8)$$

Neben den Verschiebungen in vertikaler Richtung werden die Momente entlang eines Querschnittes aus RFEM ausgelesen und in Excel eine Trendlinie auf Basis einer Polynomfunktion zweiten

Grades erstellt. Die Funktion des Momentenverlaufs, welche mit $R^2 = 0,998$ ein ausreichend hohes Bestimmtheitsmaß aufweist, ist in Gleichung (5.9) und Abbildung 5.38 ersichtlich.

$$M_x(y) = -56,454 \cdot y^2 + 279,707 \cdot y - 24,404 \quad (5.9)$$

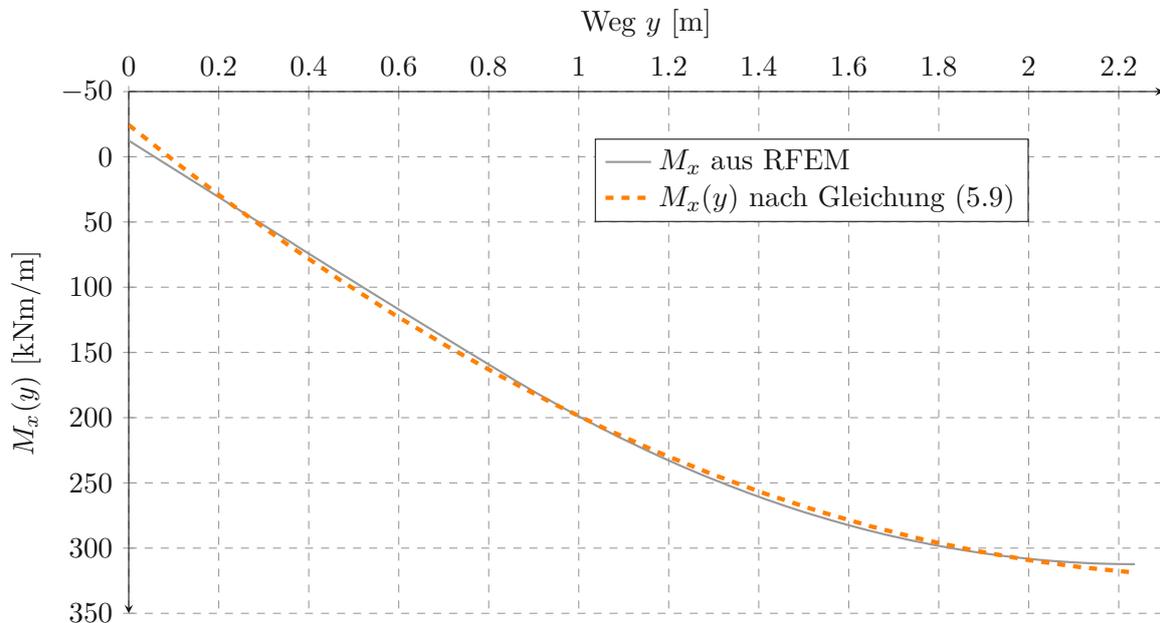


Abb. 5.38: Momentenverlauf der orthotropen Fläche des RFEM-Modells bei Lastniveau 1 · ULS

Im Abstand von 82,5 mm werden nun beide Funktionen ausgewertet und die Wertepaare in einer Grafik dargestellt. Es kann in Excel abermals eine Trendlinie, diesmal mit linearem Verlauf, erstellt werden, aus der die Biegesteifigkeit direkt ausgelesen werden kann. Abbildung 5.39 zeigt die Grafik und in Gleichung (5.10) ist die zugehörige Geradengleichung angegeben.

$$M_x(\kappa) = 49,927 \cdot \kappa + 27,3 \quad (5.10)$$

Die Biegesteifigkeit EI ergibt sich demnach gemäß Gleichung (5.6) zu $49,927 \text{ kNm}^2/\text{m}$, was mit einer Abweichung von rund 5 % sehr nah an dem definierten Wert ist.

Die eingeprägte Krümmung beläuft sich nach Gleichung (5.11) auf $-5,47 \cdot 10^{-4}$.

$$\kappa^e = -\frac{27,3}{EI} = -5,47 \cdot 10^{-4} \quad (5.11)$$

Die Ausgleichsgerade gibt einen gemittelten Wert über die Breite der Platte. Um das Maximum zu bestimmen, wird in Excel zuerst eine Trendlinie als Polynom sechster Ordnung über die grau markierten Wertepaare in Abbildung 5.39 gelegt. Hierbei sei erwähnt, dass dies die höchstmögliche Genauigkeit ist, die Excel bietet. Anschließend wird die Funktion abgeleitet, da die Steigung der Biegesteifigkeit entspricht, welche dann wiederum mithilfe der Methode der Kurvendiskussion auf ihr Maximum untersucht wird.

Es zeigt sich, dass die maximale Biegesteifigkeit $50,074 \text{ kNm}^2/\text{m}$ beträgt und sich an der Stelle $\kappa = 0,0038 \text{ 1/m}$ befindet, was einer y -Koordinate von 1,1 m im Koordinatensystem von Abbildung 5.36 entspricht. Die Stelle ist in Abbildung 5.39 ebenfalls markiert.

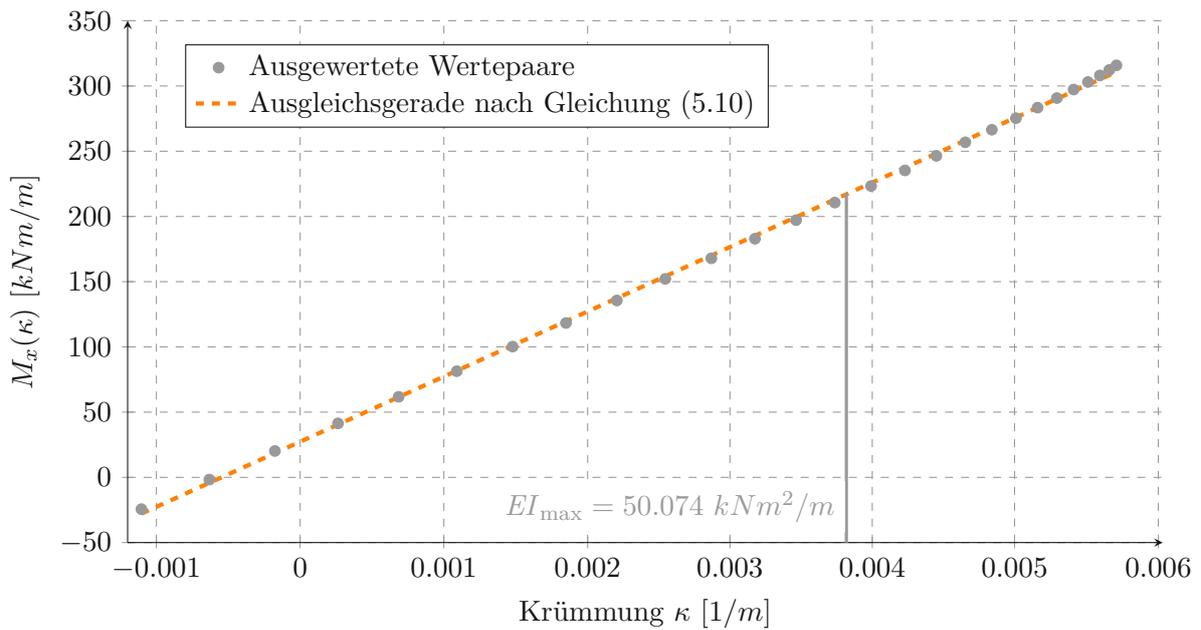


Abb. 5.39: Zusammenhang zwischen Moment und Krümmung der orthotropen Fläche des RFEM-Modells bei Lastniveau $1 \cdot \text{ULS}$

5.6.2.2 Biegesteifigkeiten der Abaqus-Modelle

Die Vorgehensweise in Abaqus ist gleich wie die zuvor beschriebene. Im Folgenden werden die Ergebnisse der vier verschiedenen Modelle präsentiert.

- Modell ohne Dehnung, ohne Bewehrung und ohne zusätzliche Schweißnähte:

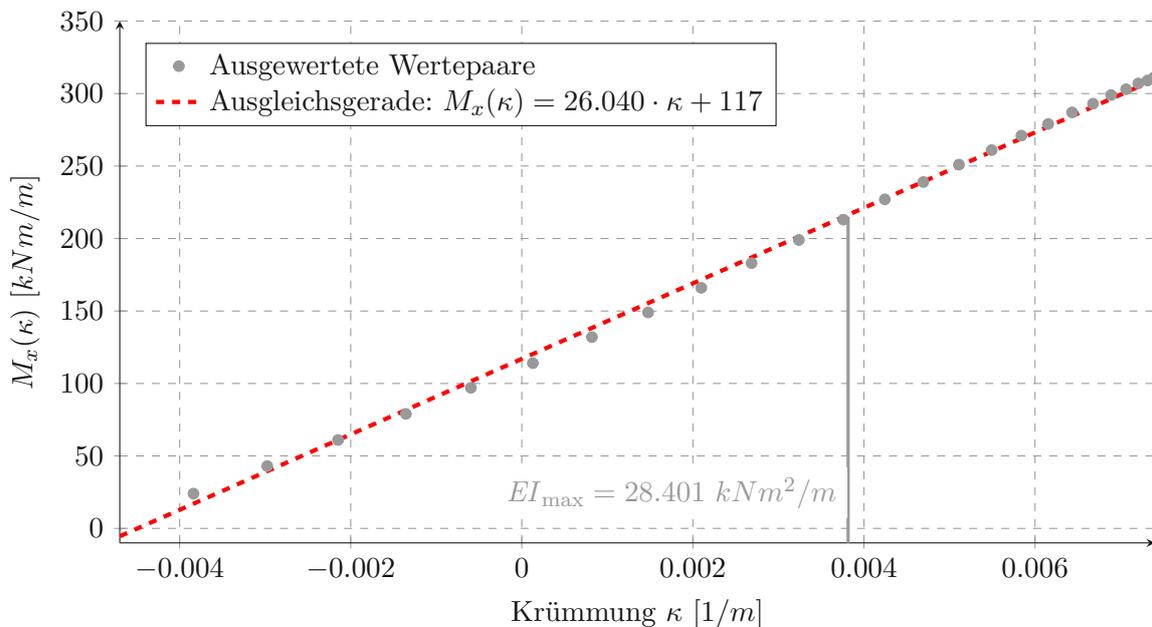


Abb. 5.40: Zusammenhang zwischen Moment und Krümmung der SCSC-Platte des Abaqus-Modells ohne Dehnung, ohne Bewehrung, ohne zus. Schweißnähte. Lastniveau $1 \cdot \text{ULS}$

- Modell mit Dehnung, ohne Bewehrung und ohne zusätzliche Schweißnähte:

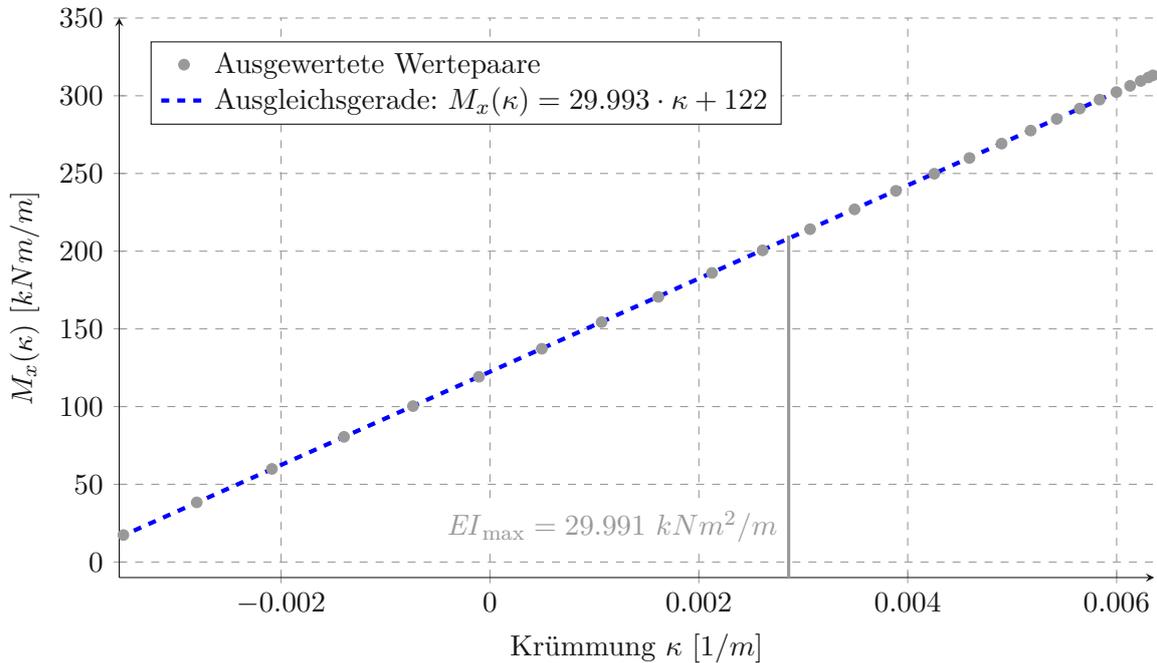


Abb. 5.41: Zusammenhang zwischen Moment und Krümmung der SCSC-Platte des Abaqus-Modells mit Dehnung, ohne Bewehrung, ohne zus. Schweißnähte. Lastniveau 1 · ULS

- Modell mit Dehnung, mit Bewehrung und ohne zusätzliche Schweißnähte:

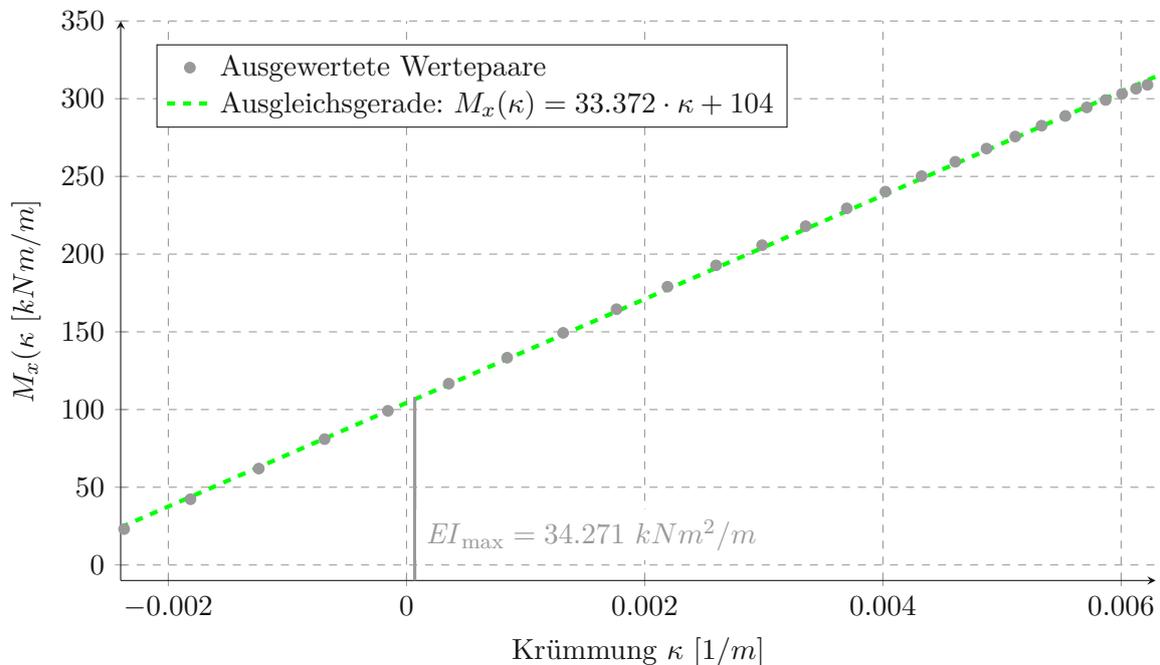


Abb. 5.42: Zusammenhang zwischen Moment und Krümmung der SCSC-Platte des Abaqus-Modells mit Dehnung, mit Bewehrung, ohne zus. Schweißnähte. Lastniveau 1 · ULS

- Modell mit Dehnung, mit Bewehrung und mit zusätzlichen Schweißnähten:

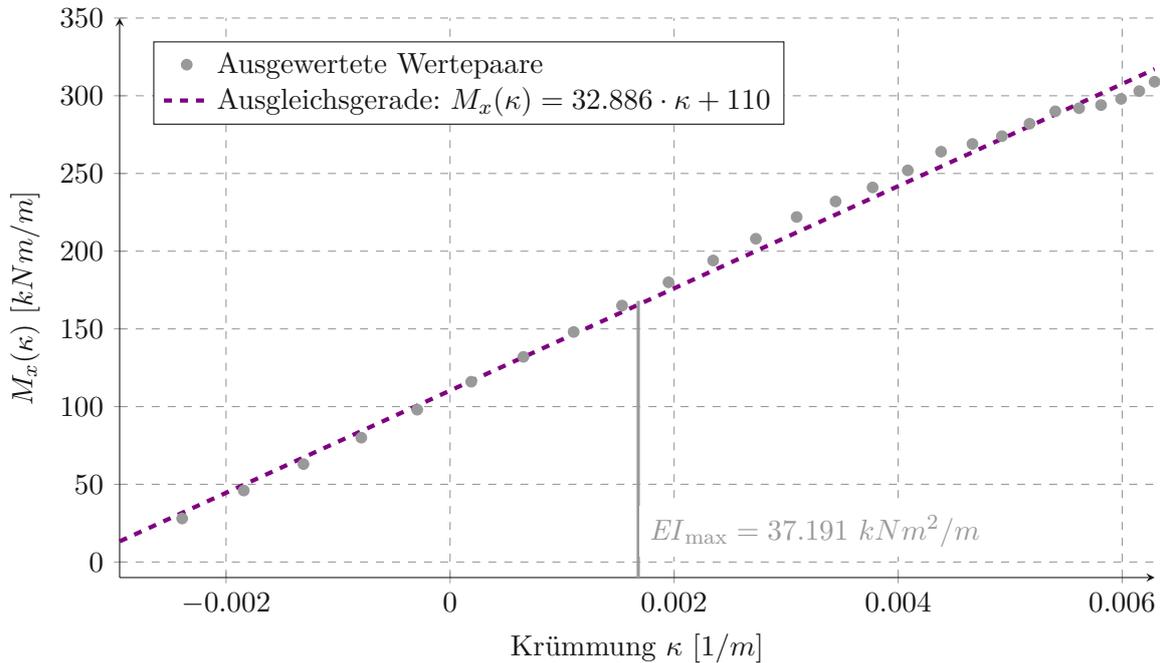


Abb. 5.43: Zusammenhang zwischen Moment und Krümmung der SCSC-Platte des Abaqus-Modells mit Dehnung, mit Bewehrung, mit zus. Schweißnähte. Lastniveau 1 · ULS

5.6.2.3 Zusammenfassung der Ergebnisse

Tabelle 5.5 fasst alle Ergebnisse zusammen. Der Index „AG“ bei EI_{AG} ist die Abkürzung für Ausgleichsgerade. Diese Biegesteifigkeit kann dementsprechend als Durchschnittswert über die Plattenbreite verstanden werden.

Tab. 5.5: Zusammenfassung der Biegesteifigkeiten und eingepprägten Krümmungen

Modell	EI_{AG} [kNm ² /m]	EI_{max} [kNm ² /m]	$y(EI_{max})$ [m]	κ^e [1/m]
RFEM-Brückenmodell	49.927	50.074	1,10	$-5,47 \cdot 10^{-4}$
ohne Dehn, ohne Bew, ohne SN	26.040	28.401	0,99	$-8,72 \cdot 10^{-3}$
mit Dehn, ohne Bew, ohne SN	29.993	29.991	0,86	$-4,07 \cdot 10^{-3}$
mit Dehn, mit Bew, ohne SN	33.372	34.271	0,25	$-3,12 \cdot 10^{-3}$
mit Dehn, mit Bew, mit SN	32.886	37.191	0,75	$-3,35 \cdot 10^{-3}$

Im Vergleich zeigt sich, dass die Biegesteifigkeiten der Abaqus-Modelle sehr stark von jener aus RFEM abweichen. Weiters ist zu beobachten, dass die eingepprägte Krümmung der Abaqus-Modelle mit etwa einer Zehnerpotenzen ebenso eine große Differenz zum RFEM-Modell aufweist. Der Grund für diese Abweichung kann mit diesen Informationen allein nicht herausgefunden werden und sollte Gegenstand zukünftiger Untersuchungen sein.

Was allerdings festgestellt werden kann ist die Tatsache, dass wie erwartet die Biegesteifigkeit der Abaqus-Modelle mit den Erweiterungen Dehnung, Bewehrung und Schweißnähte steigt, wobei

das letzte Modell einen Sonderfall darstellt. Die Steigung der Ausgleichsgeraden nimmt hier trotz der verringerten Durchbiegung gegenüber dem Modell ohne zusätzliche Schweißnähte nicht zu, allerdings liegt dies am veränderlichen Aufbau der SCSC-Platte. Die maximale Biegesteifigkeit in der Nähe der zusätzlichen Schweißverbindungen zeigt durchaus eine Steigerung zu jenen Modellen ohne diesen Schweißverbindungen. Ebenfalls ist zu beobachten, dass die Differenz zwischen EI_{AG} und EI_{max} beim Modell mit zusätzlichen Schweißnähten am größten ist. Dies entspricht aufgrund des veränderlichen Aufbaus ebenso den Erwartungen.

5.6.3 Methode 2: Schubstarrer Biegeträger in RFEM

Bei dieser Methode wird zuerst in RFEM ein beliebiger Querschnitt gewählt, hier ein Walzprofil IPE 200. Dieser Querschnitt hat ein Flächenträgheitsmoment um die Biegeachse von $I = 1.943 \text{ cm}^4$. Anschließend wird ein Material definiert, welches mit beispielsweise $G = 10^{11}$ einen sehr großen Schubmodul hat und somit schubstarr ist. Über die Definition des Elastizitätsmoduls E kann die Biegesteifigkeit EI manipuliert werden. Im Folgenden wird die Vorgehensweise anhand der Modellvariante mit Dehnung, mit Bewehrung und ohne zusätzliche Schweißnähte vorgestellt. Die anderen Modelle werden analog untersucht, sodass abschließend die Ergebnisse tabellarisch zusammengefasst werden können.

Zu Beginn wird auf den Träger die äußere Belastung auf ULS-Niveau für einen Meter Brückenslänge aufgebracht. Die Biegesteifigkeit, von der ausgegangen wird, ist EI_{AG} aus Methode 1. In Abbildung 5.44 zeigt sich, dass die Schnittgrößenverläufe sehr ähnlich zu jenen des Abaqus-Modells sind, siehe dazu die Abbildungen in Abschnitt 4.2. Die Biegelinie ist allerdings sehr unterschiedlich. Beim Biegeträger beträgt die maximale Durchbiegung $18,21 \text{ mm}$, während sie im Abaqus-Modell bei $10,93 \text{ mm}$ liegt. Die Ergebnisse der Methode 1 können somit nicht verifiziert werden und erscheinen daher unplausibel.

Um eine effektive Biegesteifigkeit der SCSC-Platte in Querrichtung mit Methode 2 zu bestimmen, wird nun der E-Modul iterativ so angepasst, dass die maximale Durchbiegung des Biegeträgers jener in Plattenmitte des Abaqus-Modells, also $10,93 \text{ mm}$, gleicht. Die Biegesteifigkeit, welche sich damit ergibt, beträgt $EI = 55.861 \text{ kNm}^2/m$. Bei genauer Betrachtung der Biegelinien aus dem Abaqus- und RFEM-Modell in Abbildung 5.45 fällt auf, dass zwar die maximale Durchbiegung gleich ist, allerdings weisen die Verläufe teilweise nicht zu vernachlässigende Differenzen auf.

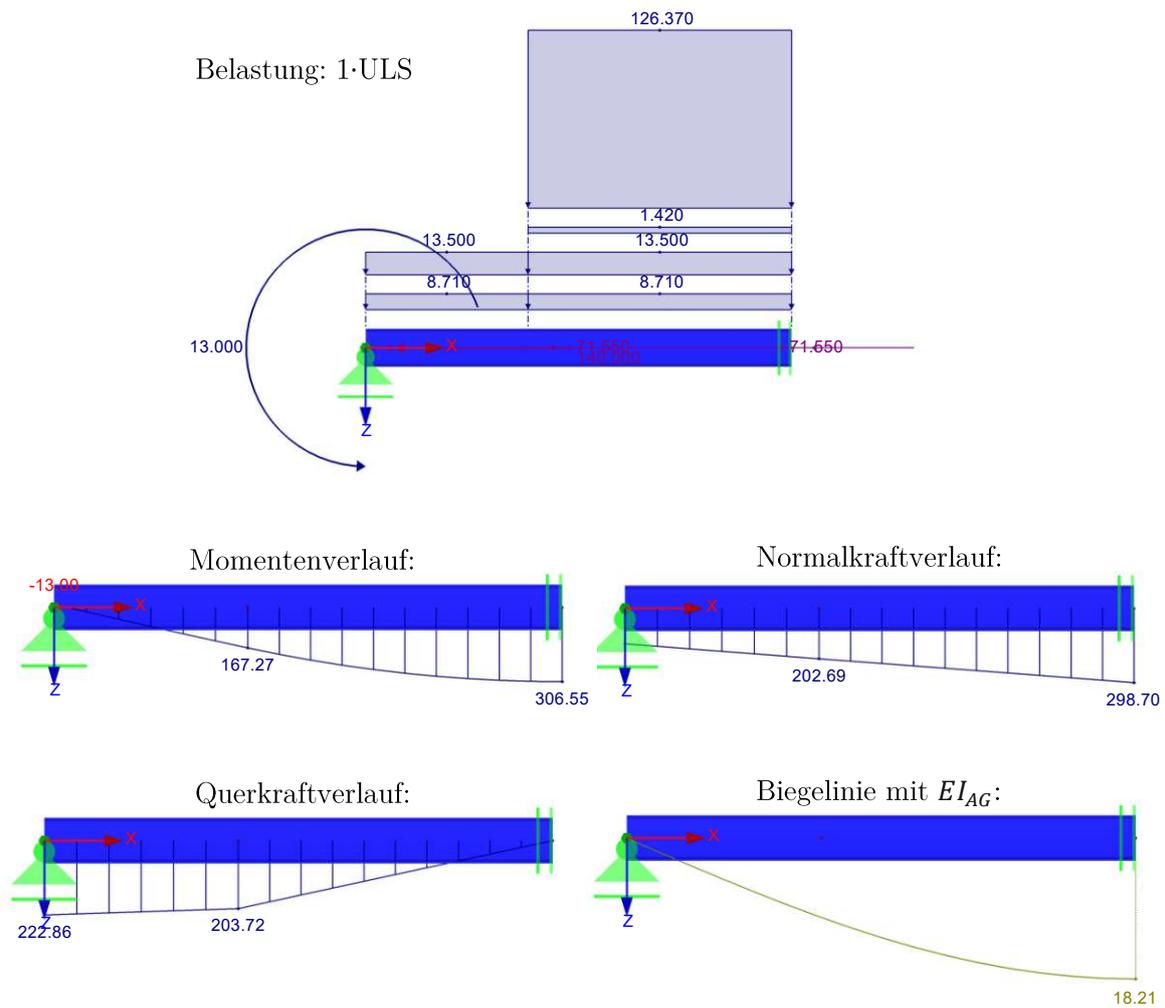


Abb. 5.44: Belastung, Schnittgrößenverläufe und Biegelinie des Schubstarren Biegeträgers in RFEM mit $EI = EI_{AG} = 33.372 \text{ kNm}^2/m$

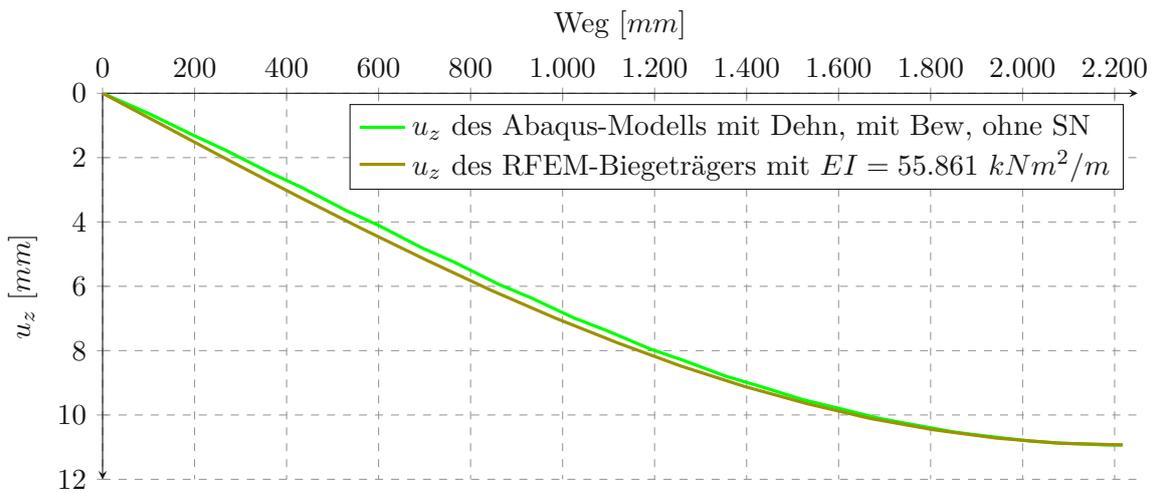


Abb. 5.45: Biegelinie des Abaqus-Modells mit Dehnung, mit Bewehrung, ohne zus. SN und des RFEM-Biegeträgers mit $EI = 55.861 \text{ kNm}^2/m$ bei Lastniveau $1 \cdot ULS$

Die Ursache dafür liegt im unterschiedlichen Querschnittsdrehwinkel beim Hauptträgeranschluss (linkes Ende der Biegelinien). Um diesen im RFEM-Modell des schubstarren Biegeträgers an die Biegelinie der SCSC-Platte anzupassen, muss das eingeprägte Randmoment erhöht werden. Dadurch ergibt sich allerdings ein deutlich anderer Momentenverlauf, der wiederum durch Erhöhung der Querbelastung näher an jenen der SCSC-Platte gebracht wird. Anschließend wird wieder der Elastizitätsmodul angepasst, sodass die Biegelinie nun nahezu deckungsgleich mit dem angestrebten Verlauf aus dem Abaqus-Modell ist, wie es in Abbildung 5.46 zu sehen ist. Der Erhöhungsfaktor des Randmoments liegt hier bei 8, wodurch es sich zu $104 \text{ kNm}/\text{m}$ ($= 13 \text{ kNm}/\text{m} \cdot 8$) ergibt. Um bei diesem Randmoment einen Momentenverlauf zu erhalten, der in Plattenmitte den gleichen Wert wie im Abaqus-Modell aufweist und somit ungefähr jenem der SCSC-Platte ähnelt, muss die Querbelastung mit dem Faktor 1,29 (bezogen auf das ULS-Niveau) multipliziert werden.

Die Biegesteifigkeit, welche im Folgenden als effektive Biegesteifigkeit bezeichnet wird, beträgt nun $EI = EI_{\text{eff}} = 52.519 \text{ kNm}^2/\text{m}$.

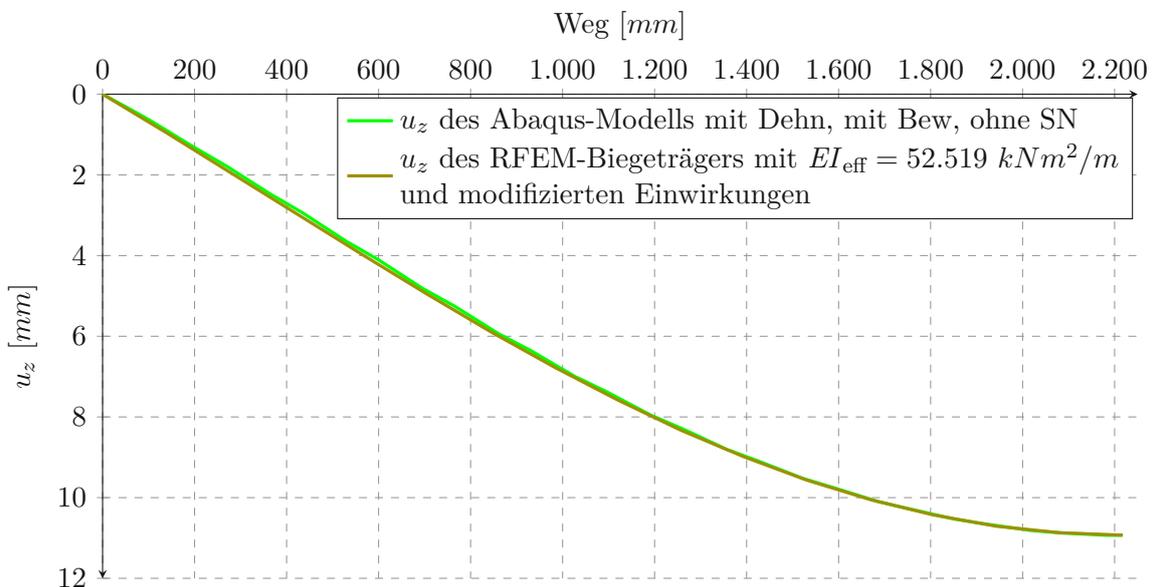


Abb. 5.46: Biegelinie des Abaqus-Modells mit Dehnung, mit Bewehrung, ohne zusätzliche Schweißnähte und des RFEM-Biegeträgers mit $EI = EI_{\text{eff}} = 52.519 \text{ kNm}^2/\text{m}$ sowie modifizierten Einwirkungen gemäß Tabelle 5.6

Der Verlauf des Biegemoments im Träger ist in Abbildung 5.47 dokumentiert. Zum Vergleich ist ebenfalls die Momentenlinie des Abaqus-Modells eingezeichnet. Wie oben bereits erwähnt, unterscheiden sich diese beiden Verläufe aufgrund des modifizierten Randmoments, durch die erhöhte Querbelastung sind die Momente in Plattenmitte allerdings wieder nahezu ident.

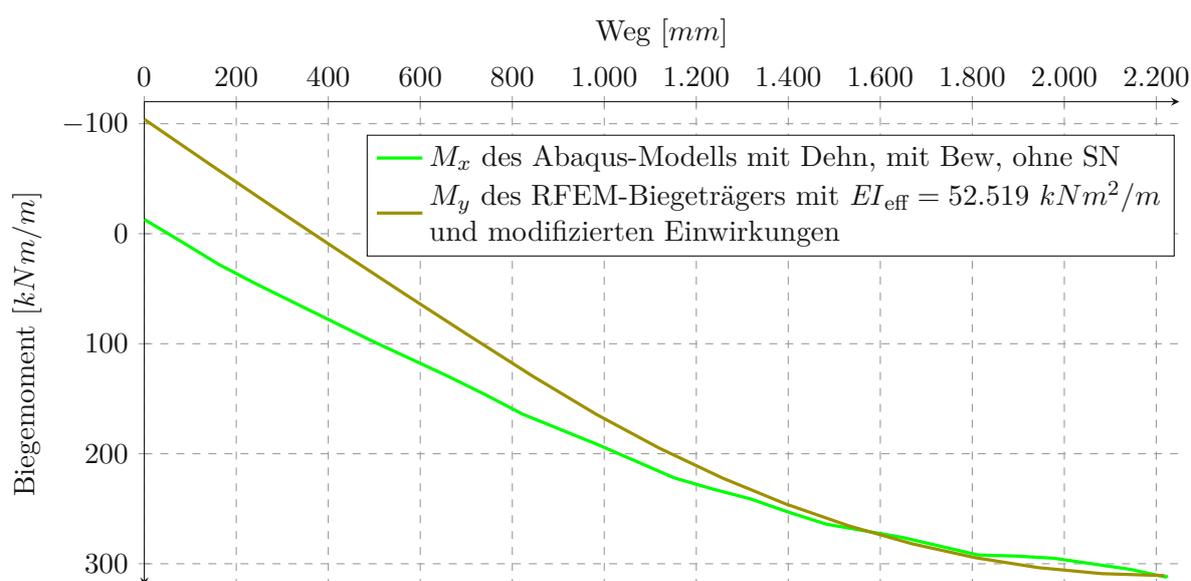


Abb. 5.47: Momentenverlauf des Abaqus-Modells mit Dehnung, mit Bewehrung, ohne zusätzliche Schweißnähte und des RFEM-Biegeträgers mit $EI = EI_{\text{eff}} = 52.519 \text{ kNm}^2/\text{m}$ sowie modifizierten Einwirkungen gemäß Tabelle 5.6

Diese Vorgehensweise wird nun bei den anderen Modellvarianten ebenfalls angewendet. Die Biegelinien sowie die Momentenverläufe sind in Anhang A.4 dokumentiert. Tabelle 5.6 zeigt die Erhöhungsfaktoren $f_{\text{Randmoment}}$ sowie die daraus resultierenden Randmomente. In einer weiteren Spalte sind die Erhöhungsfaktoren der Querbelastung (bezogen auf das ULS-Lastniveau) f_{Querlast} angegeben und schließlich auch die effektiven Biegesteifigkeiten nach Methode 2.

Tab. 5.6: Randmomente und effektive Biegesteifigkeiten nach Methode 2

Modell	$f_{\text{Randmoment}}$ [-]	Randmoment [kNm/m]	f_{Querlast} [-]	EI_{eff} [kNm ² /m]
ohne Dehn, ohne Bew, ohne SN	9,0	117,0	1,33	45.563
mit Dehn, ohne Bew, ohne SN	9,0	108,0	1,30	50.945
mit Dehn, mit Bew, ohne SN	8,0	104,0	1,29	52.519
mit Dehn, mit Bew, mit SN	13,0	130,0	1,35	53.724

Es ist ersichtlich, dass die effektive Biegesteifigkeit des Modells ohne Dehnung, ohne Bewehrung, ohne zusätzliche Nähte mit $45.563 \text{ kNm}^2/\text{m}$ am kleinsten ist. Durch die Längsdehnung steigt sie um ca. 12 % auf $EI_{\text{eff}} = 50.945 \text{ kNm}^2/\text{m}$. Die Bewehrung sowie die zusätzlichen Schweißnähte führen zu weiteren Erhöhungen um jeweils 3 % bzw. 2 % auf $EI_{\text{eff}} = 52.519 \text{ kNm}^2/\text{m}$ und $EI_{\text{eff}} = 53.724 \text{ kNm}^2/\text{m}$.

5.6.4 Zusammenfassung und Vergleich von Methode 1 und Methode 2

Die Ergebnisse der beiden Methoden sind in Tabelle 5.7 zusammengefasst. Des Weiteren ist der Faktor bezüglich der Biegesteifigkeit des Zweipunktquerschnitts angegeben, welche gemäß [1] $EI_{2\text{PQS}} = 54.023 \text{ kNm}^2/\text{m}$ beträgt.

Tab. 5.7: Zusammenfassung der Biegesteifigkeiten nach Methode 1 und Methode 2 inkl. Faktoren bezüglich EI_{2PQS}

Modell	EI_{AG} [kNm ² /m]	$\frac{EI_{AG}}{EI_{2PQS}}$ [–]	EI_{eff} [kNm ² /m]	$\frac{EI_{eff}}{EI_{2PQS}}$ [–]
ohne Dehn, ohne Bew, ohne SN	26.040	0,48	45.563	0,84
mit Dehn, ohne Bew, ohne SN	29.993	0,56	50.945	0,94
mit Dehn, mit Bew, ohne SN	33.372	0,62	52.519	0,97
mit Dehn, mit Bew, mit SN	32.886	0,61	53.724	0,99

Methode 1 ergibt Biegesteifigkeiten der Abaqus-Modelle, welche 48 % bis 62 % der Biegesteifigkeit des Zweipunktquerschnitts erreichen. Zur Kontrolle wurden die Biegesteifigkeiten EI_{AG} (ermittelt anhand der Ausgleichsgeraden mit Methode 1) in den RFEM-Modellen der Biegeträger eingegeben, wobei erkannt wurde, dass die Ergebnisse nach der Methode 1 nicht plausibel sind. Die Ursache dafür liegt vermutlich in fälschlicherweise getroffenen Annahmen, wie beispielsweise die Zugrundelegung der Balkentheorie. Diese berücksichtigt nicht den Tragmechanismus „Sprengwerk“. Weiters ist die Annahme der vernachlässigbaren Schubgleitungen im Rückblick mit Kenntnis der Ergebnisse als fraglich zu bewerten. Eine weitere Eigenschaft der SCSC-Platte, welche durch die Balkentheorie nicht berücksichtigt wird, ist der elastische Verbund zwischen Beton und Stahl – dies könnte demnach ebenso eine Ursache für die unplausiblen Ergebnisse sein. Methode 2 liefert bei reiner Anpassung der Biegesteifigkeit (ohne Erhöhung des Randmoments und der Querlasten) eine Biegelinie des schubstarrten Biegeträgers, welche nicht deckungsgleich mit den Biegelinien der SCSC-Platte ist. Erst durch eine Erhöhung des Randmoments um Faktoren von 8 bis 13 und Erhöhung der Querlasten auf $1,29 \cdot ULS$ bis $1,35 \cdot ULS$, je nach Modellvariante, kann ein ähnlicher Verlauf erzeugt werden. Die effektiven Biegesteifigkeiten, die sich durch diese Methode ergeben, liegen im Bereich von 84 % bis 99 % der Biegesteifigkeit des Zweipunktquerschnitts.

Zusammenfassend kann festgehalten werden, dass die SCSC-Platte in Querrichtung nicht mithilfe der Balkentheorie beschrieben werden kann. Anhand eines schubstarrten Biegeträgers kann eine effektive Biegesteifigkeit in Querrichtung bestimmt werden, wobei jedoch eine Anpassung der Einwirkungen erforderlich ist, um die Biegelinie der SCSC-Platte möglichst exakt nachzubilden. Dadurch wird der Momentenverlauf verfälscht. Die Biegesteifigkeiten reichen mit dieser Methode sehr nah an jene des Zweipunktquerschnitts heran.

Kapitel 6

Zusammenfassung und Ausblick

6.1 Zusammenfassung und Beantwortung der Forschungsfragen

Das Ziel der vorliegenden Arbeit war es, die folgenden eingangs formulierten Forschungsfragen zu beantworten:

1. Welchen Einfluss hat die Längsdehnung (aus der Längstragwirkung) auf die Tragfähigkeit der SCSC-Platte?
2. Welchen Einfluss hat ein Bewehrungskorb auf die Tragfähigkeit der SCSC-Platte?
3. Welchen Einfluss haben oben und unten angeschweißte Dübelleisten im Randbereich der SCSC-Platte auf deren Tragfähigkeit?

Um dieses Ziel zu erreichen wurden Finite-Elemente-Simulationen an anfangs vier Modellen durchgeführt, mit welchen die Forschungsfragen auf Basis der Arbeitslinien in Kapitel 5.2 untersucht werden konnten. Dabei wurde festgestellt, dass die Tragfähigkeiten der Modelle mit Bewehrung aufgrund fehlender Rechenleistung nicht bestimmt werden konnten. Allerdings zeigten alle Modelle eine Belastbarkeit größer als $3 \cdot \text{ULS}$, womit jede Variante weit über der notwendigen Tragfähigkeit von $1 \cdot \text{ULS}$ liegt. Aus diesem Grund müssen die Forschungsfragen umformuliert werden, indem der Begriff Tragfähigkeit durch Tragwirkung ersetzt wird.

Für ein tiefgreifenderes Verständnis der Prozesse in der Platte waren nun weit mehr Modellvarianten als die vier in Abschnitt 1.4 beschriebenen notwendig. Insgesamt ergab sich eine Anzahl von zehn Abaqus-Modellen, die berechnet und untersucht wurden. Der Modellierungs- und Berechnungsaufwand war dementsprechend sehr groß. Es kann allerdings festgehalten werden, dass die Forschungsfragen zufriedenstellend beantwortet werden konnten. Grob qualitativ zusammengefasst lauten die wesentlichen Erkenntnisse:

- Die Querkontraktion infolge Längsdehnung bewirkt eine Steifigkeitserhöhung der SCSC-Platte in Querrichtung und eine Entlastung der Dübelleisten durch geringere Dübelkräfte.
- Die Bewehrung führt durch Verteilung der Risse und Rissbreitenbegrenzung im Beton zu einer Entlastung der Dübelleisten sowie allgemein einer höheren Biegesteifigkeit in Querrichtung.
- Die zusätzlichen Schweißnähte im Randbereich erhöhen abermals die Biegesteifigkeit in Querrichtung und reduzieren die Dübelkräfte sehr stark, was eine geringere Beanspruchung von Beton und Dübelleiste zur Folge hat. Die Nähte müssen zur Minimierung von Spannungsspitzen mittig zwischen zwei Dübeln enden.

Im Folgenden wird detailliert jede Forschungsfrage beantwortet, wobei zwischen Einflüssen auf

- die Arbeitslinien (Kapitel 5.2),

- die Teilschnittgrößen in Plattenmitte (Kapitel 5.3),
- die Dübelkräfte (Kapitel 5.4),
- die Hauptdruckspannungen im Beton (Kapitel 5.5) und
- die Biegesteifigkeit der SCSC-Platte in Querrichtung (Kapitel 5.6)

unterschieden wird.

6.1.1 Zur ersten Forschungsfrage: Einfluss der Längsdehnung

Einfluss auf die Arbeitslinien: Es wurde erwartet, dass die Längsdehnung zu Rissen in den Betondübeln und somit zu einer Verminderung der Steifigkeit führt. Demzufolge müsste die vertikale Verschiebung in Plattenmitte größer werden als ohne Längsdehnung.

Diese Vermutung wurde nicht bestätigt. Die Durchbiegung in der Mitte der in Längsrichtung gezogenen SCSC-Platte ist auf Lastniveau $3 \cdot \text{ULS}$ um etwa 4,8 % geringer als ohne Längsdehnung.

Auf der Suche nach einer Erklärung für dieses nicht erwartete Verhalten kam die Vermutung auf, dass es an der mit der Längsdehnung einhergehenden Querkontraktion des Boden- und Deckblechs liegt. Um dies zu prüfen wurden Abaqus-Modelle erstellt, bei denen im Materialmodell des Stahls die Poissonzahl gleich Null gesetzt wurde. Dadurch gibt es in diesen Modellen keine Querdehnung bzw. Querkontraktion der Stahlteile. Im Vergleich mit den Modellen mit der realen Poissonzahl von $\nu = 0,3$ konnten so die Auswirkungen der reinen Längsdehnung sowie der Querkontraktion getrennt betrachtet werden. Die Erwartungen waren nun, dass die reine Längsdehnung bei „ausgeschalteter“ Querkontraktion aufgrund der Risse im Beton die vertikale Verschiebung in Plattenmitte vergrößert und sie anschließend durch „einschalten“ der Querkontraktion wieder verringert wird.

Diese Erwartungen konnten durch die Arbeitslinien in Abbildung 5.6 nur teilweise bestätigt werden. Es zeigte sich, dass die Querkontraktion die erwartete aussteifende Wirkung hat. Die reine Längsdehnung führte allerdings nicht zu der erwarteten Vergrößerung der Durchbiegung.

Zusammenfassend bedeutet das, dass die Querkontraktion eine aussteifende Wirkung hat, selbst beim Modell ohne Längsdehnung. Letztere verstärkt die aussteifende Wirkung lediglich. Die Erkenntnis, dass die Querkontraktion der Bleche solch einen starken Einfluss auf die Tragwirkung hat war sehr bedeutend für die weiteren Untersuchungen und ist somit ein wesentliches Ergebnis dieser Arbeit.

Einfluss auf die Teilschnittgrößen in Plattenmitte: Wie oben beschrieben, wurde bei der Analyse der Arbeitslinien erkannt, dass die Querkontraktion zufolge Längsdehnung einen großen Einfluss auf die Tragwirkung hat. Aus diesem Grund wurde erwartet, dass dieser Effekt auch bei der Untersuchung der Normalkräfte in Querrichtung der einzelnen Bauteile in Plattenmitte sichtbar ist. Konkret wurde die Vermutung aufgestellt, dass Boden- und Deckblech durch die Dehnung in Längsrichtung eine Kontraktion in Querrichtung anstreben, welche durch Dübelleisten und den Beton behindert werden. Demzufolge werden die außenliegenden Stahlbleche durch diesen Mechanismus gezogen, während die anderen genannten Bauteile gedrückt werden.

Die Ergebnisse, zusammengefasst in Tabelle 5.3, bestätigten diese Erwartungen sehr gut. Der zusätzliche Zug in den außenliegenden Stahlblechen sowie der erhöhte Druck im Beton bewirkt eine optimierte Ausnutzung der verschiedenen Baustoffe.

In Abschnitt 5.3.3 wurden die Normalkräfte der Bauteile weiter ausgewertet zu den sogenannten Teilmomenten. Diese spiegeln die verschiedenen Tragmechanismen der Platte wider. Es zeigt sich, dass der Mechanismus „Sprengwerk“ ohne Dehnung einen Anteil von 20 % von der gesamten Tragwirkung übernimmt, während die Längsdehnung eine Erhöhung dieses Anteils auf 42 % bewirkt. Das Teilmoment aufgrund der Normalkräfte in Querrichtung in Deck- und Bodenblech, welches den Tragmechanismus über die Dübelleisten und Betondruckdiagonalen repräsentiert, sinkt hingegen durch Aufbringen der Längsdehnung von 68 % auf 47 %. Durch Analyse der Modelle mit „ausgeschalteter“ Querkontraktion wurde bestätigt, dass die beschriebene Verschiebung von einem Tragmechanismus zum anderen abermals als Folge der Querkontraktion einzustufen ist, da die reine Längsdehnung keine relevanten Auswirkungen auf die Teilmomente gezeigt hat.

Einfluss auf die Dübelkräfte: Nachdem zuvor bei der Analyse der Teilschnittgrößen festgestellt wurde, dass der Tragmechanismus der Dübelleisten in Kombination mit den Druckdiagonalen im Beton durch die Längsdehnung (inkl. Querkontraktion) abnimmt, kam die Erwartung auf, dass auch die Dübelkräfte dadurch sinken.

In Abschnitt 5.4 zeigte sich, dass wie erwartet die Maximalwerte sanken. Sie verringerten sich um 15 % bei Dübelleiste 3 und 22 % bei Dübelleiste 4. Widersprüchlich zu den Erwartungen zeigten sich allerdings die Dübelkräfte a bis c der Dübelleiste 3, hier sind die Werte mit Dehnung größer als ohne.

Nachdem in der bisherigen Arbeit viele unerwartete Ergebnisse erfolgreich auf die Effekte der Querkontraktion zurückgeführt werden konnten, wurde auch hier die Vermutung aufgestellt, dass diese für die überraschend großen Dübelkräfte verantwortlich ist. Konkret war die Theorie, dass der Beton der Querkontraktion der außenliegenden Stahlbleche entgegenwirkt und sich so die Dübelkräfte a bis c bei Dübelleiste 3 ungünstig überlagern.

Um gezielt die Effekte der Querkontraktion zu untersuchen, wurden die Dübelkräfte im Frame 5, das heißt nur infolge Längsdehnung und ohne weitere äußere Belastungen, ausgewertet. Dabei wurde das Modell mit Dehnung, ohne Bewehrung, ohne zusätzliche Schweißnähte einmal mit und einmal ohne Querkontraktion betrachtet.

Die Ergebnisse bestätigten die beschriebene Theorie. Die Beträge der Dübelkräfte aufgrund Querkontraktion sind im Hauptträgerbereich groß, wobei sie der Kontraktion entgegenwirken. Mit zunehmender Entfernung vom Hauptträger nehmen sie ab. Auffällig war allerdings, dass dieser Effekt bei Dübelleiste 3 viel stärker zu sehen war als bei Dübelleiste 4.

Als Grund dafür wurde vermutet, dass sich die Risse im Beton infolge Längsdehnung von außen nach innen fortpflanzen. Das bedeutet, dass der Beton bei Dübelleiste 1 und 5 zuerst reißt, dann bei Dübelleiste 2 und 4 und schließlich zum Schluss erst bei der mittleren Dübelleiste 3. Die Theorie lautete dann weiter, dass der ungerissene Beton bei Dübelleiste 3 Kräfte anzieht, während dies beim gerissenen Beton bei Dübelleiste 4 nicht geschieht.

Durch Untersuchung der Rissbreiten des Dübels a bei den verschiedenen Dübelleisten infolge Längsdehnung konnten die Vermutungen bestätigt werden, da bei den Dübelleisten 1, 2, 4 und 5 Rissbreiten von bis zu rund 0,5 mm auftreten, während der Beton bei Dübelleiste 3 nahezu gar nicht gerissen ist. Vorgreifend auf die Zusammenfassung der zweiten Forschungsfrage sei hier erwähnt, dass Untersuchungen zu den Auswirkungen der Bewehrung die Vermutung noch einmal verifizierten.

Einfluss auf die Hauptdruckspannungen im Beton: Aufgrund der vorherigen Ergebnisse der Teilschnittgrößen in Plattenmitte, bestand die Erwartung, dass die Hauptdruckspannungen

im Beton betragslich größer werden durch Aufbringen der Längsdehnung und der damit einhergehenden Querkontraktion.

In Abschnitt 5.5.2 wurde dieses Verhalten bestätigt. Die Druckspannungen stiegen von $19,4 \text{ N/mm}^2$ um ca. 12 % auf $21,8 \text{ N/mm}^2$, wobei das Lastniveau $1 \cdot \text{ULS}$ betrachtet wurde.

Des Weiteren wurde in den Bildern der Druckspannungstrajektorien (Abbildung 5.30) ersichtlich, dass die Neigung der Druckdiagonalen im Beton durch die Längsdehnung flacher ausfällt, konkret verringert sich der Winkel zwischen Diagonale und Dübelleiste von 41° auf 28° .

Einfluss auf die Biegesteifigkeit der SCSC-Platte in Querrichtung: Nachdem bei der Untersuchung der Arbeitslinien eine geringere Durchbiegung festgestellt worden ist, wurde eine höhere Steifigkeit durch die Längsdehnung erwartet.

Die Ergebnisse mit Methode 2 in Tabelle 5.6 zeigten ein Wachstum der effektiven Biegesteifigkeit um etwa 12 % auf, was die Erwartungen und somit die Verläufe der Arbeitslinien verifizierte.

6.1.2 Zur zweiten Forschungsfrage: Einfluss der Bewehrung

Einfluss auf die Arbeitslinien: Die Erwartungen an die Bewehrung waren eine Verringerung der Durchbiegung in Plattenmitte, da auftretende Risse im Beton klein gehalten werden.

Beim Vergleich der Arbeitslinien ist eine Reduktion der vertikalen Verschiebung in Plattenmitte auf Lastniveau $3 \cdot \text{ULS}$ um ungefähr 6 % zu beobachten. Die Erwartungen wurden somit erfüllt und es kamen keine neuen Fragen auf.

Einfluss auf die Teilschnittgrößen in Plattenmitte: Hier wurden keine besonderen Effekte durch die Bewehrung erwartet und es traten in den Ergebnissen auch keine auf.

Einfluss auf die Dübelkräfte: Vor den Untersuchungen wurde die Möglichkeit in Betracht gezogen, dass die Bewehrung die Rissbreiten derart begrenzt, dass die Betondübel steifer sind und somit vermehrt Kräfte anziehen.

Die Ergebnisse in Abschnitt 5.4 zeigen allerdings im Regelfall keinen Unterschied zu jenem Modell ohne Bewehrung. Dübel a und b der Dübelleiste 3, welche bei der Untersuchung der Längsdehnung schon auffällig waren, fallen auch hier wieder aus dem Muster, denn hier verringern sich die Dübelkräfte stark. Der Grund dafür wurde darin erkannt, dass sich die Risse nicht mehr von außen nach innen fortpflanzen, wie zuvor beim Einfluss der Längsdehnung beschrieben, sondern wegen der Längsbewehrung nun gleichmäßig verteilt sind. Das bedeutet, dass der Beton um Dübelleiste 3 des Modells mit Dehnung und Bewehrung nun einen breiten Riss aufweist im Vergleich zum nahezu ungerissenen Beton im Modell mit Dehnung und ohne Bewehrung. Die Rissbreite konnte anhand von Abbildung 5.20 mit rund $0,35 \text{ mm}$ quantifiziert werden. Durch diesen Riss zogen die Dübel nicht mehr die Kräfte an so wie zuvor, wodurch sich das Abfallen der Dübelkräfte erklärte.

Die Längsbewehrung sorgt demnach dafür, dass die Risse gleichmäßig verteilt werden, was wiederum Steifigkeits- und Spannungsspitzen in der Dübelleiste aufgrund hoher Dübelkräfte verhindert. Dies ist sehr positiv.

Einfluss auf die Hauptdruckspannungen im Beton: Im Hinblick auf die Druckspannungstrajektorien gab es keine besonderen Erwartungen. Umso überraschender waren die x-förmigen Vektoren in den Schnitten der Abbildung 5.31.

Eine Theorie zur Erklärung dieses Phänomens wurde anhand einer Modellbildung des Kraftflusses in Abbildung 5.32 entwickelt, wobei die Kombination aus Längsdehnung und Längsbewehrung als Grund für die auffälligen Spannungstrajektorien ausgemacht werden konnte. Diese Theorie konnte durch ein weiteres Abaqus-Modell ohne Dehnung, mit Bewehrung, ohne zusätzliche Schweißnähte bestätigt werden, da hier die x-förmigen Vektoren nicht auftraten.

Einfluss auf die Biegesteifigkeit der SCSC-Platte in Querrichtung: Wegen der wieder geringeren Durchbiegung in Plattenmitte, ersichtlich in der Arbeitslinie, wurde abermals von einer erhöhten Biegesteifigkeit der Platte ausgegangen.

In Tabelle 5.6 konnte diese Annahme bestätigt werden. Die effektive Biegesteifigkeit beträgt mit Bewehrung $52.519 \text{ kNm}^2/m$ und ist somit um 3 % größer.

6.1.3 Zur dritten Forschungsfrage: Einfluss der zusätzlichen Schweißnähte

Einfluss auf die Arbeitslinien: Von den zusätzlichen Schweißnähten wurde eine Verringerung der Durchbiegung in Plattenmitte erwartet, was bestätigt werden konnte.

Wenn Dübelleisten im zugänglichen Bereich am Rand bis zur Mitte von Dübel b und c am Deck- und Bodenblech angeschweißt werden, ergibt sich eine Verminderung der Verschiebung in Z in Plattenmitte um rund 9 % im Lastniveau $3 \cdot \text{ULS}$ gegenüber dem Modell mit Dehnung, mit Bewehrung, ohne zusätzliche Schweißnähte. Die Längen dieser Nähte betragen am Deckblech 451 mm und am Bodenblech 354 mm , wobei der Unterschied aufgrund des schrägen Hauptträgerstegs zustande kommt. Das Ende der Naht wurde deshalb in der Mitte zwischen zwei Dübeln gewählt, da hier die Spannungsspitze aufgrund des Schweißnahtendes am geringsten ausfällt. Mittig ober bzw. unter einem Dübel wurde eine ungünstige Überlagerung dieser Spannungsspitze mit dem „natürlichen“ Verlauf der Schubspannungen, zu sehen in Abbildung 5.1, festgestellt.

Einfluss auf die Teilschnittgrößen in Plattenmitte: Aufgrund der steifen Schubverbindung zwischen Deck- und Bodenblech durch die beidseitig verschweißten Dübelleisten, wurde eine Erhöhung des Teilmoments durch die außenliegenden Bleche erwartet.

Die Ergebnisse zeigten eine Erhöhung dieses Teilmoments im Lastniveau $1 \cdot \text{ULS}$ von 47 % auf 49 % durch Hinzufügen der zusätzlichen Nähte, während das Teilmoment des Tragmechanismus Sprengwerk von 41 % auf 39 % sinkt. Die Erwartungen wurden somit qualitativ bestätigt, allerdings ist der Unterschied sehr klein.

Einfluss auf die Dübelkräfte: Infolge der hohen Steifigkeit der Schweißverbindung wurde angenommen, dass die Dübelkräfte im Bereich der zusätzlichen Nähte abnehmen.

In beiden betrachteten Dübelleisten konnte eine drastische Verringerung der Dübelkräfte beobachtet werden, wobei die Nähte bis zur Mitte von Dübel c und d gingen. Die Maximalwerte sanken um 23 % bzw. 35 %, die Gesamtsumme der übertragenen Schubkraft sogar um 38 % und 50 %. Der Beton sowie die Dübelleisten konnten somit wesentlich entlastet werden.

Einfluss auf die Hauptdruckspannungen im Beton: Nachdem die Dübelkräfte im Hauptträgerbereich nahezu Null waren, wurde auch erwartet, dass sich dies in den Druckspannungen im Beton anhand von sehr kleinen Spannungen in diesem Bereich widerspiegelt.

Die Ergebnisse in Abbildung 5.34 bestätigten diese Erwartungen. Zum einen sind die maximalen Spannungen im Randbereich um etwa 30 % kleiner als ohne zusätzliche Nähte,

zum anderen verlaufen diese nicht mehr diagonal zwischen den Dübelleisten, sondern gerade auf das Abschlussblech zu.

Einfluss auf die Biegesteifigkeit der SCSC-Platte in Querrichtung: Aufgrund der vielfach größeren Steifigkeit der zusätzlichen Schweißverbindungen im Vergleich zu der Schubverbindung über Dübelleisten und Beton, wurde eine größere Biegesteifigkeit der SCSC-Platte erwartet.

Mit einem Wachstum von 2 % der effektiven Biegesteifigkeit wurde die Erwartung bestätigt. Besonders bei der Variante mit zusätzlichen Schweißnähten wäre es von Interesse, die Biegesteifigkeit über die ganze Plattenbreite zu ermitteln. Mit der in dieser Arbeit angewendeten Methode 1 (Bestimmung mithilfe der Differentialbeziehungen der Balkentheorie) wurde zwar eine große Differenz zwischen durchschnittlicher und maximaler Biegesteifigkeit erkannt, allerdings wurden die konkreten Werte aufgrund der nachfolgenden Kontrolle als unplausibel eingestuft.

6.2 Fazit und Ausblick

Im Rahmen der Untersuchungen dieser Diplomarbeit traten viele unerwartete Ergebnisse auf, für deren Ergründung ein tieferes Verständnis der nicht unmittelbar sichtbaren Prozesse in der SCSC-Platte notwendig war. Um dieses Verständnis zu erlangen waren sehr detaillierte und somit aufwendige Auswertungen der Finite-Elemente-Berechnungen, durchgeführt mit dem Programm Abaqus, notwendig. Eine Herausforderung war die anschauliche Darstellung der großen Masse an Daten, die in den Ergebnisdateien von Abaqus zur Verfügung stehen. In weiterer Folge ist es sinnvoll, das tiefgreifende Verständnis dieser Prozesse zu nutzen um ingenieurpraktikable Berechnungsverfahren weiter zu entwickeln. Beispielsweise liegt es nahe, die SCSC-Platte so zu vereinfachen, dass sie mit dem wesentlich alltagstauglicheren Programm RFEM zufriedenstellend abgebildet werden kann. Die kurz vor Fertigstellung vorliegender Arbeit erschienene Diplomarbeit von Kneidinger [10] beschäftigt sich genau damit und verwendet bereits einige der hier beschriebenen Ergebnisse.

Außerdem sollte in zukünftigen Untersuchungen kritisch hinterfragt werden, ob die reine Längsdehnung (ohne Querkontraktion) und damit verbundene Risse tatsächlich keinen Einfluss auf die Durchbiegung in Plattenmitte haben, so wie es Abbildung 5.6 zeigt. Womöglich ist auch das Materialmodell des Betons nicht geeignet, um diese Situation realistisch abzubilden. Sollte letzteres der Fall sein, muss dieses optimiert werden.

Ein weiterer Punkt, der noch untersucht werden kann, ist das Verhalten der Modelle mit Bewehrung nach dem Lastniveau $3 \cdot \text{ULS}$. Durch Optimierung der Modelle, Erstellung kleinerer Ausschnitte aus der Brücke oder mehr Rechenleistung könnte die Berechnungsdauer so weit reduziert werden, dass es möglich ist auch diesen Belastungsbereich zu analysieren.

Auf Basis der Ergebnisse in dieser Arbeit wird zur Ausführung die Variante mit Bewehrung empfohlen, da die Verteilung der Risse sowie die Rissbreitenbegrenzung als sehr positiv zu bewerten sind.

Die zusätzlichen Schweißnähte haben in der reinen ULS-Betrachtung viele Vorteile. Allerdings sind Ausführbarkeit und Wirtschaftlichkeit sowie Einflüsse auf das Ermüdungsverhalten noch zu untersuchen, bevor eine allumfassende Aussage getroffen werden kann.

Literatur

- [1] Nicht veröffentlichtes Forschungsergebnis. Technische Universität Wien, Institut für Tragkonstruktionen – Forschungsbereich Stahlbau, 2022.
- [2] Dassault Systèmes. *Abaqus 6.14 Analysis User's Guide*. 2014.
- [3] Dassault Systèmes. *Abaqus/CAE 2019*. 2019.
- [4] Dlubal Software GmbH. *RFEM 5.25*. 2020.
- [5] J. Fink und S. Kuss. *Regelstatik für ÖBB-Trogbrücken mit Stützweiten von 10,0-20,0 m*. Regelwerk. Institut für Tragkonstruktionen – Forschungsbereich Stahlbau, Technische Universität Wien, 2008. 133 S.
- [6] M. Fruhmann. „Herstellung von SCSC-Platten für unterschiedliche Anwendungsgebiete“. Diplomarbeit. Technische Universität Wien, 2020.
- [7] P. Herrmann. „Tragfunktionsanalyse und rechnerische Modellbildung einer neuartigen Sandwich-Verbundplatte (SCSC-Platte als Fahrbahndeck für Eisenbahnbrücken“. Dissertation. Technische Universität Wien, 2013.
- [8] A. Hestmann und T. Hasenbichler. „Längstragwirkung der SCSC-Platte“. Diplomarbeit. Technische Universität Wien, 2021.
- [9] G. Holyevác. „FE-Untersuchungen der Auswirkungen der Haupttragwirkung auf die SCSC-Platte als Fahrbahnplatte einer Trogbrücke anhand von Biaxialversuchen“. Diplomarbeit. Technische Universität Wien, 2021.
- [10] L. Kneidinger. „Entwicklung einer ingenieurpraktikablen Modellierung der SCSC-Platte als Fahrbahnelement einer Trogbrücke mittels RFEM“. Diplomarbeit. Technische Universität Wien, 2022.
- [11] S. Lorenz. „Ausgewählte Detailanalysen zur Anwendung der SCSC-Platte als Plattenbrücke“. Diplomarbeit. Technische Universität Wien, 2021.
- [12] P. Natário, N. Silvestre und D. Camotim. „Web crippling failure using quasi-static FE models“. In: *Thin-Walled Structures* 84 (2014), S. 34–49.
- [13] *ÖNORM B 1991-2: Eurocode 1: Einwirkungen auf Tragwerke – Teil 2: Verkehrslasten auf Brücken - Nationale Festlegungen zu ÖNORM EN 1991-2 und nationale Ergänzungen*. Wien: Austrian Standards, Aug. 2018.
- [14] *ÖNORM EN 1990/A1: Eurocode: Grundlagen der Tragwerksplanung – Änderung 1: Anwendung bei Brücken*. Wien: Austrian Standards, März 2013.
- [15] *ÖNORM EN 1991-1-1: Einwirkungen auf Tragwerke – Teil 1-1: Allgemeine Einwirkungen – Wichten, Eigengewicht und Nutzlasten im Hochbau*. Wien: Austrian Standards, Sep. 2011.
- [16] *ÖNORM EN 1991-2: Einwirkungen auf Tragwerke – Teil 2: Verkehrslasten auf Brücken*. Wien: Austrian Standards, März 2012.
- [17] B. Palotás. „The load-bearing behaviour of the steel-concrete-steel composite (SCSC) plate“. Dissertation. Technische Universität Wien, 2021.

- [18] T. Simandl. „Nutzungsdauern von Eisenbahnbrücken“. Dissertation. Technische Universität Wien, 2011.
- [19] M. Steurer und J. Fink. *Weiterführende Forschungen zur neuartigen Sandwich Verbundplatte als Fahrbahnplatte für Eisenbahnbrücken – SCSC-Platte*. Ergebnisbericht. Österreichische Forschungsförderungsgesellschaft mbH, 2017. 135 S.
- [20] P. Takács. „Analyse des Ermüdungsverhaltens der SCSC-Platte“. Dissertation. Technische Universität Wien, 2018.

Anhang A

Ergänzende Abbildungen und Tabellen

A.1 Lastaufstellung für die Eingabe in Abaqus

Tab. A.1: Ermittlung des Gesamtgewichts der zwei Meter langen SCSC-Platte mit halber Breite

Wichte Stahl	0.0000785 N/mm ³				
Wichte Beton	0.000024 N/mm ³				
Loch D100	7 853.98 mm ²				

Teil	QS-Fläche	Tiefe	Volumen	Gewicht
Deckblech	34055 mm ²	2000 mm	68 110 531 mm ³	5 347 N
Bodenblech	32475 mm ²	2000 mm	64 950 000 mm ³	5 099 N
Dübelreihe 1	274512 mm ²	10 mm	2 745 118 mm ³	215 N
Dübelreihe 2	274512 mm ²	20 mm	5 490 237 mm ³	431 N
Dübelreihe 3	274512 mm ²	20 mm	5 490 237 mm ³	431 N
Dübelreihe 4	274512 mm ²	20 mm	5 490 237 mm ³	431 N
Dübelreihe 5	274512 mm ²	10 mm	2 745 118 mm ³	215 N
Summe Stahl				12 169 N

Betonkern 1	368788 mm ²	480 mm	177 018 375 mm ³	4 248 N
Betonkern 2	368788 mm ²	480 mm	177 018 375 mm ³	4 248 N
Betonkern 3	368788 mm ²	480 mm	177 018 375 mm ³	4 248 N
Betonkern 4	368788 mm ²	480 mm	177 018 375 mm ³	4 248 N
Betondübel 1	102102 mm ²	10 mm	1 021 017 mm ³	25 N
Betondübel 2	102102 mm ²	20 mm	2 042 035 mm ³	49 N
Betondübel 3	102102 mm ²	20 mm	2 042 035 mm ³	49 N
Betondübel 4	102102 mm ²	20 mm	2 042 035 mm ³	49 N
Betondübel 5	102102 mm ²	10 mm	1 021 017 mm ³	25 N
Summe Beton				17 190 N

Gesamtsumme	29 359 N
--------------------	-----------------

Tab. A.2: Lastaufstellung für die Geometrie in Abaqus

GEOMETRIE						
L	2000.0 mm	... Länge des Ersatzmodells				
B _{OB,klein}	2805.0 mm	... Ganze Breite am Deckblech unter der Schwelle mit Ausbreitung 1.4				
B _{OB,groß}	4549.2 mm	... Ganze Breite der Oberkante Deckblech				
A _{OB,klein}	5610000 mm ²	... Ganze Fläche am Deckblech unter der Schwelle mit Ausbreitung 1.4 im Schotterbett				
A _{OB,groß}	9098480 mm ²	... Ganze Oberfläche des Deckblechs				
L _{Steg}	1277.4 mm	... Länge des Stegs				
L _{Steg,Schotter}	575.4 mm	... Länge des Stegs, auf der der Schotter liegt				
B _{Steg,Schotter}	284.7 mm	... Horizontaler Anteil von L _{Steg,Schotter}				
H _{Steg,Schotter}	500.0 mm	... Vertikaler Anteil von L _{Steg,Schotter}				
B _{OG,unten}	620.0 mm	... Breite des unteren Obergurts				
t _{OG,unten}	80.0 mm	... Dicke des unteren Obergurts				
B _{OG,oben}	580.0 mm	... Breite des oberen Obergurts				
t _{OG,oben}	80.0 mm	... Dicke des oberen Obergurts				
STÄNDIGE LASTEN						
Teil	Einheitsgröße	Einheiten	Flächenlast	im ULS	Fläche	Resultierende
Eigengewicht Platte	29.36 kN		6.45 kN/m ²	8.71 kN/m ²	4549240 mm ²	39635 N
Schotterbett auf Platte	20.0 kN/m ³	0.500 m	10.00 kN/m ²	13.50 kN/m ²	4549240 mm ²	61415 N
Schotter auf Steg linearer Verlauf	20.0 kN/m ³	0.500 m	10.00 kN/m ²	13.50 kN/m ²	569465 mm ²	3844 N
Schotter auf Steg Erddruck (k _v =0.5)	20.0 kN/m ³	0.500 m	5.00 kN/m ²	6.75 kN/m ²	1000000 mm ²	3375 N
Schiene	1.2 kN/m		0.43 kN/m ²	0.58 kN/m ²	2805000 mm ²	1620 N
Schienenbefestigung	0.5 kN/m		0.18 kN/m ²	0.24 kN/m ²	2805000 mm ²	675 N
Stb.-Schwelle (alle 60cm)	5.0 kN/m ³	0.237 m ³ /m	0.42 kN/m ²	0.57 kN/m ²	2805000 mm ²	1597 N
Eigengewicht Steg	78.5 kN/m ³	0.050 m	3.93 kN/m ²	5.30 kN/m ²	2554728 mm ²	13537 N
Eigengewicht OG unten	78.5 kN/m ³	0.080 m	6.28 kN/m ²	8.48 kN/m ²	1240000 mm ²	10513 N
Eigengewicht OG oben	78.5 kN/m ³	0.080 m	6.28 kN/m ²	8.48 kN/m ²	1160000 mm ²	9834 N
VERKEHRLASTEN						
LM71 – 250 kN alle 1,6 m			55.70 kN/m ²	123.66 kN/m ²	2805000 mm ²	346875 N
Summe der vertikalen Belastungen					ΣP _{v,ständig} =	142669 N
					ΣP _{v,Verkehr} =	346875 N
					ΣP _{v,Gesamt} =	489544 N

Tab. A.3: Excel-Berechnungsprogramm zur Bestimmung der parabolischen Funktion der Schubkraft im Hauptträgersteg für das vertikale Gleichgewicht

Eingabe	
Parabel-Grundform:	
$f(x) = a \cdot x^2 + b \cdot x$	
Randbedingungen:	
$x_{\text{Ende}} =$	1277.4 mm
$f(x_{\text{Ende}}) =$	374.20 kN/m
$x_{\text{Mitte}} =$	638.7 mm
$f(x_{\text{Mitte}}) =$	375.20 kN/m
Parameter a und b:	
a =	-0.000461126
b =	0.881972562
Resultierende durch Integration	
$F_R = \int_0^{x_{\text{Ende}}} f(x) dx$	
$F_R =$	399176 N
$F_{R, \text{Vertikal}} =$	346875 N
Verhältnis $F_{R, \text{Vertikal}}$ zu $\Sigma P_{V, \text{Verkehr}}$	
$\eta =$	1.000

Eingabe	
Parabel-Grundform:	
$f(x) = a \cdot x^2 + b \cdot x$	
Randbedingungen:	
$x_{\text{Ende}} =$	1277.4 mm
$f(x_{\text{Ende}}) =$	152.79 kN/m
$x_{\text{Mitte}} =$	638.7 mm
$f(x_{\text{Mitte}}) =$	154.60 kN/m
Parameter a und b:	
a =	-0.000191725
b =	0.364512386
Resultierende durch Integration	
$F_R = \int_0^{x_{\text{Ende}}} f(x) dx$	
$F_R =$	164181 N
$F_{R, \text{Vertikal}} =$	142669 N
Verhältnis $F_{R, \text{Vertikal}}$ zu $\Sigma P_{V, \text{Ständig}}$	
$\eta =$	1.000

A.2 Geometrie des RFEM-Brückenmodells

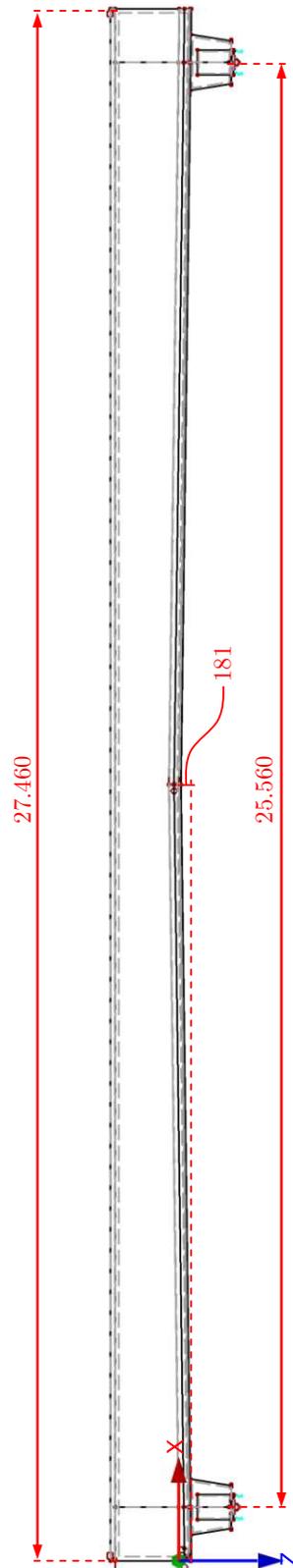


Abb. A.1: Längsschnitt des RFEM-Brückenmodells. Maße in [mm]

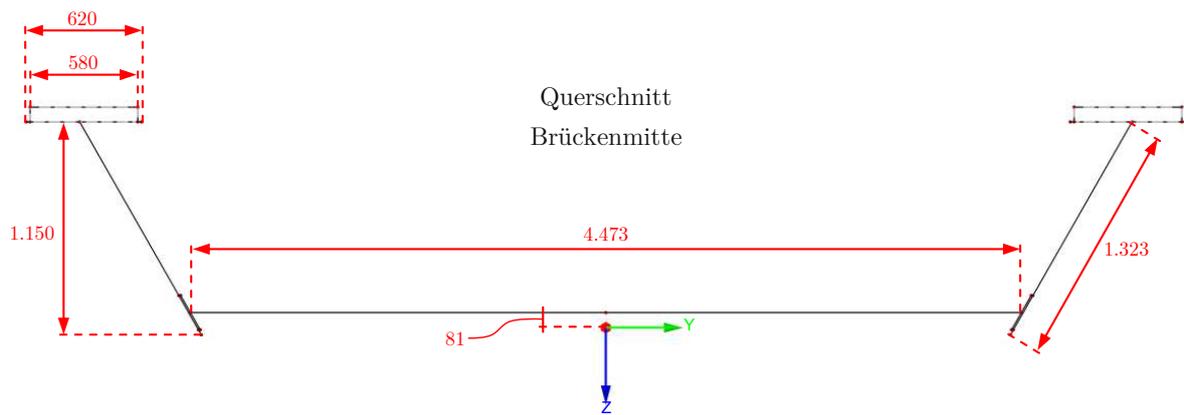


Abb. A.2: Querschnitt des RFEM-Brückenmodells in Brückenmitte. Maße in [mm]

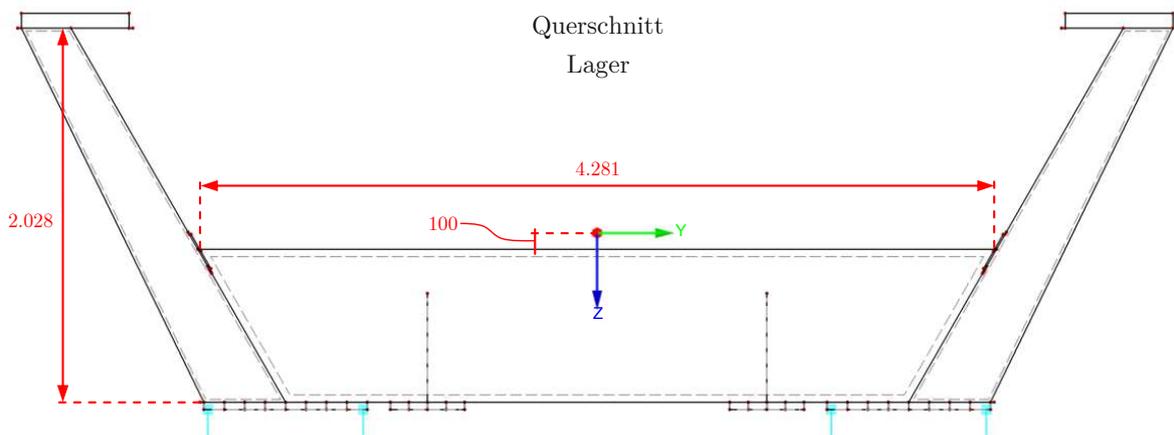


Abb. A.3: Querschnitt des RFEM-Brückenmodells beim Lager. Maße in [mm]

A.3 Dübelkräfte auf ULS-Lastniveau

Tab. A.4: Dübelkräfte der Dübelleiste 3 bei 1 · ULS

Dübelkräfte der Dübelleiste 3			
o.Dehn, o.QK, o.Bew, o.SN		m.Dehn, o.QK, o.Bew, o.SN	
DL3a	1.3	DL3a	22.8
DL3b	56.4	DL3b	62.5
DL3c	90.4	DL3c	87.7
DL3d	109.1	DL3d	97.9
DL3e	117.5	DL3e	112.5
DL3f	117.5	DL3f	111.4
DL3g	96.9	DL3g	106.0
DL3h	102.6	DL3h	86.6
DL3i	88.4	DL3i	84.0
DL3j	73.9	DL3j	73.2
DL3k	36.2	DL3k	41.4
DL3l	34.6	DL3l	23.2
DL3m	3.1	DL3m	5.1
Summe	927.9	Summe	914.3
o.Dehn, o.Bew, o.SN		m.Dehn, o.Bew, o.SN	
DL3a	-1.5	DL3a	53.8
DL3b	54.3	DL3b	73.9
DL3c	84.9	DL3c	88.3
DL3d	105.2	DL3d	91.4
DL3e	114.0	DL3e	97.2
DL3f	114.0	DL3f	94.9
DL3g	107.7	DL3g	90.9
DL3h	109.0	DL3h	80.1
DL3i	65.6	DL3i	72.9
DL3j	67.2	DL3j	63.6
DL3k	49.9	DL3k	49.6
DL3l	19.8	DL3l	30.9
DL3m	10.4	DL3m	11.1
Summe	900.5	Summe	898.6
m.Dehn, m.Bew, o.SN		m.Dehn, m.Bew, m.SN(c-d)	
DL3a	7.7	DL3a	-2.4
DL3b	58.5	DL3b	-1.8
DL3c	80.3	DL3c	9.9
DL3d	88.5	DL3d	32.9
DL3e	94.7	DL3e	58.3
DL3f	94.5	DL3f	72.0
DL3g	91.5	DL3g	73.4
DL3h	84.3	DL3h	70.0
DL3i	72.2	DL3i	62.6
DL3j	61.6	DL3j	54.4
DL3k	47.6	DL3k	42.5
DL3l	32.0	DL3l	29.2
DL3m	16.8	DL3m	13.9
Summe	830.2	Summe	514.9

Tab. A.5: Dübelkräfte der Dübelleiste 4 bei 1 · ULS

Dübelkräfte der Dübelleiste 4			
o.Dehn, o.QK, o.Bew, o.SN		m.Dehn, o.QK, o.Bew, o.SN	
DL4a	-73.0	DL4a	-54.6
DL4b	-100.1	DL4b	-89.1
DL4c	-109.8	DL4c	-105.1
DL4d	-110.6	DL4d	-111.1
DL4e	-108.1	DL4e	-110.1
DL4f	-98.4	DL4f	-98.7
DL4g	-77.7	DL4g	-65.4
DL4h	-58.8	DL4h	-66.1
DL4i	-43.1	DL4i	-65.7
DL4j	-43.2	DL4j	-42.5
DL4k	-35.9	DL4k	0.4
DL4l	-17.0	DL4l	-29.4
DL4m	-1.7	DL4m	1.1
Summe	-877.4	Summe	-836.3
o.Dehn, o.Bew, o.SN		m.Dehn, o.Bew, o.SN	
DL4a	-74.2	DL4a	-26.7
DL4b	-101.1	DL4b	-52.4
DL4c	-109.6	DL4c	-73.7
DL4d	-111.1	DL4d	-84.3
DL4e	-108.3	DL4e	-87.1
DL4f	-98.3	DL4f	-83.8
DL4g	-76.2	DL4g	-76.7
DL4h	-67.5	DL4h	-65.1
DL4i	-34.8	DL4i	-53.0
DL4j	-53.4	DL4j	-38.7
DL4k	-32.5	DL4k	-24.3
DL4l	-15.0	DL4l	-10.8
DL4m	-4.9	DL4m	-0.7
Summe	-886.9	Summe	-677.3
m.Dehn, m.Bew, o.SN		m.Dehn, m.Bew, m.SN(c-d)	
DL4a	-24.5	DL4a	-1.2
DL4b	-53.8	DL4b	1.2
DL4c	-72.7	DL4c	2.4
DL4d	-82.0	DL4d	-14.9
DL4e	-85.3	DL4e	-45.1
DL4f	-82.8	DL4f	-56.1
DL4g	-75.8	DL4g	-57.3
DL4h	-67.0	DL4h	-53.0
DL4i	-54.0	DL4i	-44.5
DL4j	-44.0	DL4j	-37.4
DL4k	-29.3	DL4k	-25.3
DL4l	-16.9	DL4l	-14.3
DL4m	2.3	DL4m	1.6
Summe	-685.8	Summe	-343.9

A.4 Biegelinien und Momentenverläufe zur Ermittlung der effektiven Biegesteifigkeit

- Modell ohne Dehnung, ohne Bewehrung, ohne zusätzliche Schweißnähte:

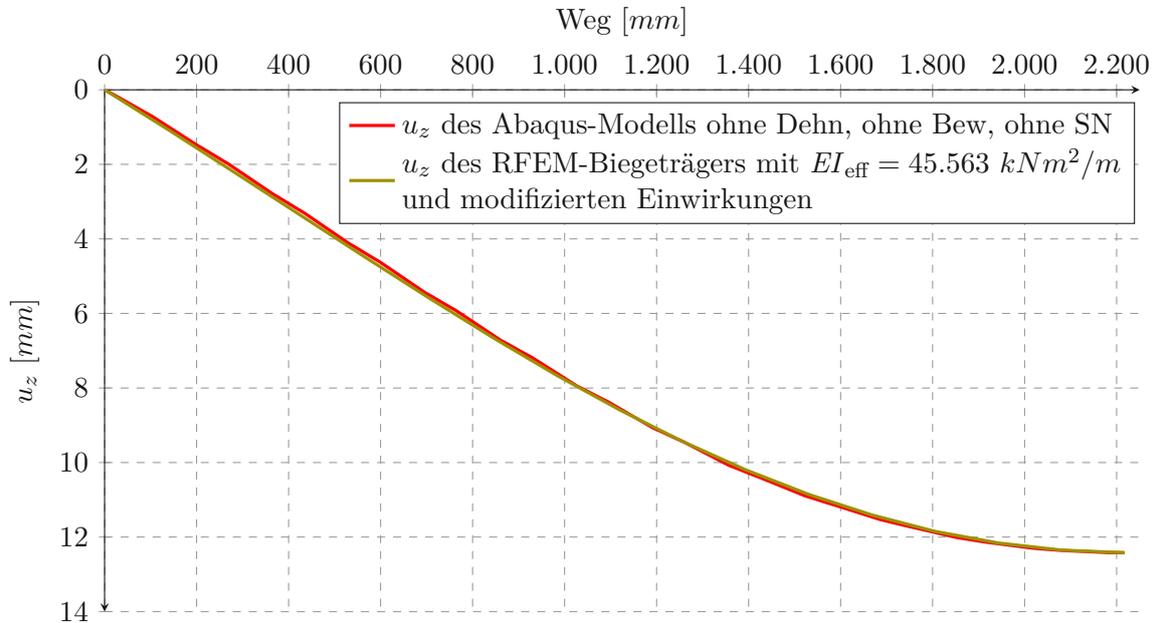


Abb. A.4: Biegelinie des Abaqus-Modells ohne Dehnung, ohne Bewehrung, ohne zusätzliche Schweißnähte und des RFEM-Biegeträgers mit $EI = EI_{\text{eff}} = 45.563 \text{ kNm}^2/\text{m}$ sowie modifizierten Einwirkungen gemäß Tabelle 5.6

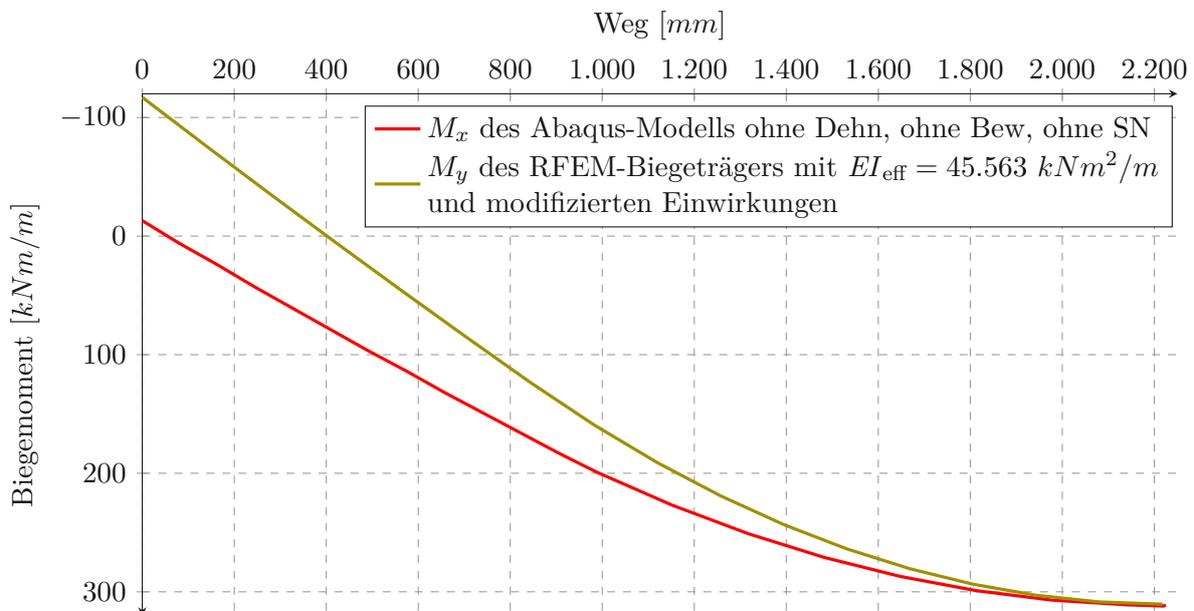


Abb. A.5: Momentenverlauf des Abaqus-Modells ohne Dehnung, ohne Bewehrung, ohne zusätzliche Schweißnähte und des RFEM-Biegeträgers mit $EI = EI_{\text{eff}} = 45.563 \text{ kNm}^2/\text{m}$ sowie modifizierten Einwirkungen gemäß Tabelle 5.6

- Modell mit Dehnung, ohne Bewehrung, ohne zusätzliche Schweißnähte:

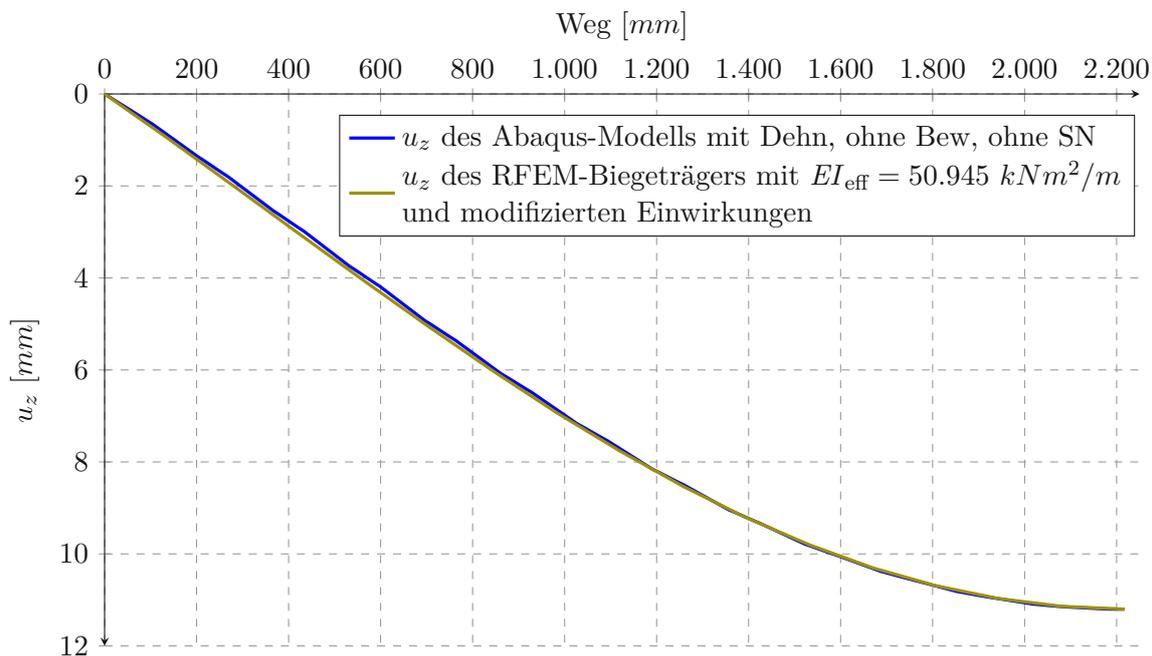


Abb. A.6: Biegelinie des Abaqus-Modells mit Dehnung, ohne Bewehrung, ohne zusätzliche Schweißnähte und des RFEM-Biegeträgers mit $EI = EI_{\text{eff}} = 50.945 \text{ kNm}^2/\text{m}$ sowie modifizierten Einwirkungen gemäß Tabelle 5.6

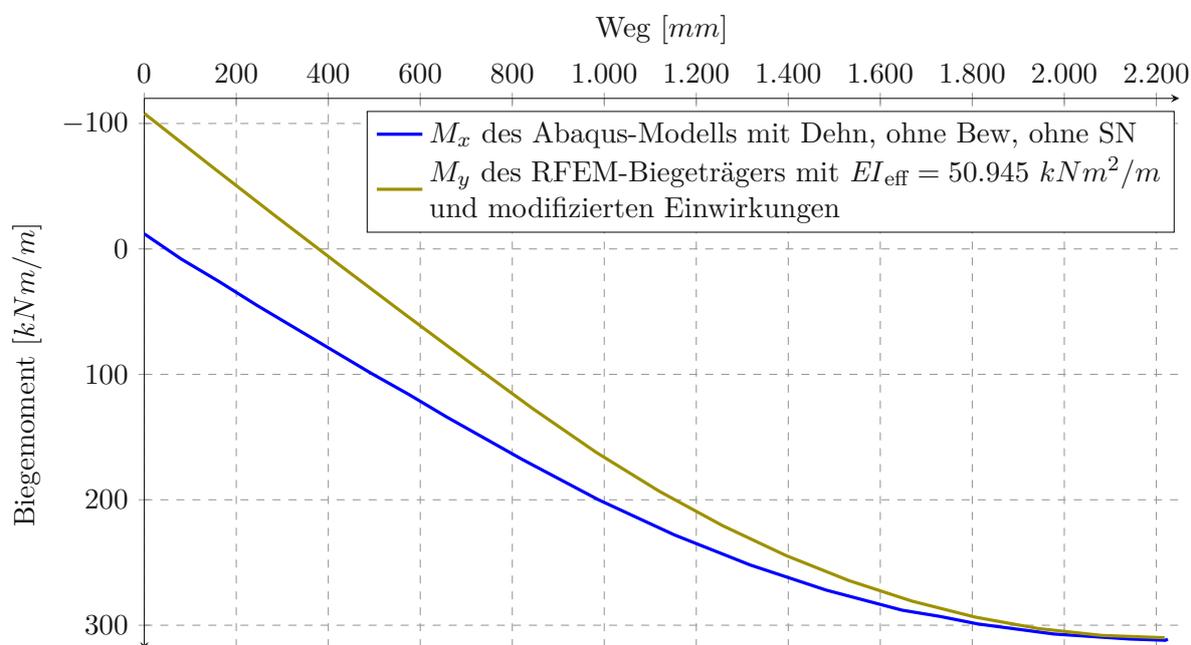


Abb. A.7: Momentenverlauf des Abaqus-Modells mit Dehnung, ohne Bewehrung, ohne zusätzliche Schweißnähte und des RFEM-Biegeträgers mit $EI = EI_{\text{eff}} = 50.945 \text{ kNm}^2/\text{m}$ sowie modifizierten Einwirkungen gemäß Tabelle 5.6

- Modell mit Dehnung, mit Bewehrung, mit zusätzlichen Schweißnähten

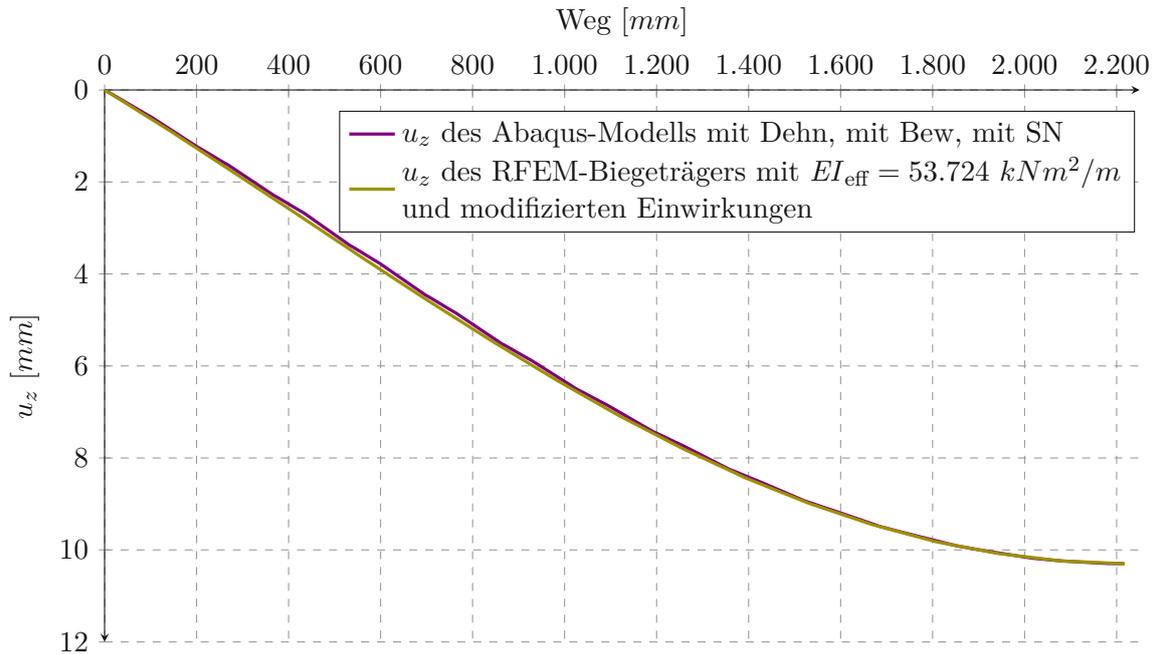


Abb. A.8: Biegelinie des Abaqus-Modells mit Dehnung, mit Bewehrung, mit zusätzlichen Schweißnähten und des RFEM-Biegeträgers mit $EI = EI_{\text{eff}} = 53.724 \text{ kNm}^2/\text{m}$ sowie modifizierten Einwirkungen gemäß Tabelle 5.6

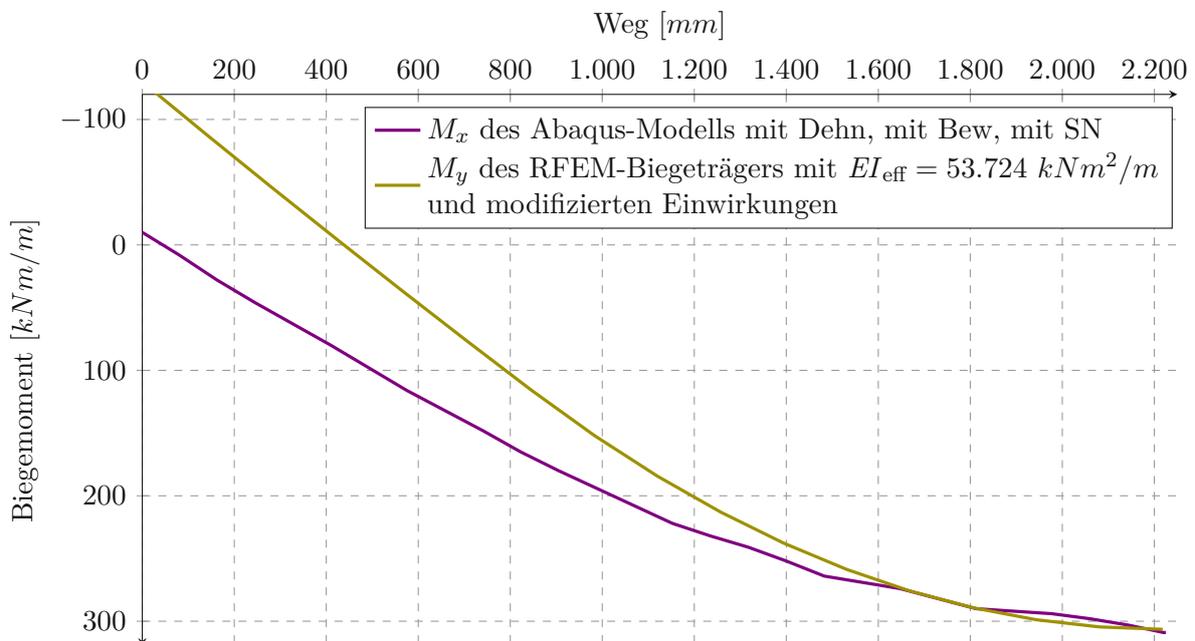


Abb. A.9: Momentenverlauf des Abaqus-Modells mit Dehnung, mit Bewehrung, mit zusätzlichen Schweißnähten und des RFEM-Biegeträgers mit $EI = EI_{\text{eff}} = 53.724 \text{ kNm}^2/\text{m}$ sowie modifizierten Einwirkungen gemäß Tabelle 5.6