

Diploma Thesis

Analysis of the load capacity and the fatigue behavior of the SCSC-plate as a slab bridge

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

DIPLOMARBEIT

Untersuchungen zur Tragfähigkeit und zum Ermüdungsverhalten der SCSC-Platte als Plattenbrücke

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

von

Lukas Horeschy, BSc

Matr.Nr.: 01526546

unter der Anleitung von

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

Univ.-Ass. Dipl.-Ing. Dr.techn. **Balint Palotás**

Institut für Tragkonstruktion
Forschungsbereich Stahlbau
Technische Universität Wien,
Karlsplatz 13/212, A-1040 Wien

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 *Steel-Concrete-Steel-Composite* (SCSC) Platte ist eine sehr schlanke Tragkonstruktion die als Fahrbahnplatte für Eisenbahnbrücken eingesetzt werden kann. Beim Einsatz als Trogbücke bildet die SCSC-Platte den Untergurt der Brückenkonstruktion und leitet die Lasten in Querrichtung zum Hauptträger ab. Wird die SCSC-Platte als Plattenbrücke eingesetzt, trägt sie als alleiniges Tragelement sowohl die Lasten in Längsrichtung als auch in Querrichtung ab.

Aus vorausgegangenen Forschungen geht die Geometrie hinsichtlich der Dicke der Deckbleche, der Anordnung der Dübelleisten und der Löcher sowie die Randausbildung der Platte hervor. Die bisherigen Untersuchungen dazu ergeben eine Gesamthöhe der SCSC-Platte von 200 mm mit äquidistantem Abstand der Dübelleisten.

Die Diplomarbeit von *Lorenz* [1] behandelt die Analyse von Finite-Elemente-(FE-) Berechnungen einer SCSC-Plattenbrücke mit 4,5 Meter Spannweite die mit ABAQUS/-CAE [16] durchgeführt wurden. In dieser Arbeit werden die maßgebenden Stellen der Konstruktion ermittelt, sowie alle weiteren Bereiche, die für eine spätere Bemessung relevant werden.

Anhand der Ergebnisse von *Lorenz* [1] (ODB-Files) wird in dieser Diplomarbeit ein Ingenieurmodell abgeleitet, mit welchem es möglich ist, die Nachweise sowohl im Grenzzustand der Tragfähigkeit (ULS), im Grenzzustand der Ermüdung (FLS) sowie im Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit (SLS) an den jeweils maßgebenden Stellen zu führen. Das entwickelte Ingenieurmodell besteht aus zwei Teilen: einem Sprengwerkmodell und einem Biegeträgermodell. Mit dem Sprengwerkmodell wird die auflagernahe Belastung der SCSC-Platte berücksichtigt, da sich laut der Analyse der FE-Berechnungen zeigt, dass diese Belastung über Druckstreben im Kernbeton direkt zum Auflager geleitet wird. Der Querschnitt für das Sprengwerkmodell besteht dabei aus einem Obergurt, der die Betondruckzone repräsentiert und dem Bodenblech als Untergurt, da die Zugfestigkeit des Betons nicht in Rechnung gestellt wird. Die Belastung in Feldmitte hingegen wird im Biegeträgermodell angesetzt, dessen Querschnitt aus Deck- und Bodenblech sowie den Dübelleisten und dem Abschlussblech besteht. Die Dübelleisten sind mit einer durchgehenden Aussparung mit einer Höhe von 100 mm abgebildet. Eine zentrale Annahme dabei ist, dass der Querschnitt trotzdem schubsteif verbunden ist, was in der Praxis mit dem Kernbeton realisiert wird.

Die Schnittgrößen, die mit diesem Ingenieurmodell berechnet werden, dienen als Grundlage für die Berechnung der Spannungen für die Nachweise, die sowohl für das Grundmaterial als auch die Schweißverbindungen geführt werden. Alle berechneten Spannungen laut Ingenieurmodell müssen dabei im Vergleich mit den Ergebnissen der FE-Berechnungen auf der sicheren Seite liegen.

Weiters wird die Auswirkung von Querbewehrung in der SCSC-Plattenbrücke beschrieben, die normal zu den Dübelleisten, durch die Dübellöcher eingelegt wird. Im unbewehrten Modell kommt es zu Knicken in der Verformungslinie in Querrichtung, welche das Reißen vom Beton in den Betondübeln im ULS zufolge haben. Anhand eines bearbeiteten ABAQUS-Modells wird die Auswirkung der Querbewehrung festgestellt, wobei zu sehen ist, dass der Knick und folglich auch die Betonschädigung deutlich reduziert werden kann.

Abstract

The *Steel-Concrete-Steel-Composite* (SCSC) plate is a very slim support structure that can be used as a deck slab for railway bridges. She can be used as trough bridge or as a slab bridge. When used as trough bridge the SCSC-plate forms the girt of the structure and is used to carry the load to the main steel girders. As a slab bridge the SCSC-plate is the sole supporting element and carries the loads in longitudinal and traverse direction.

The geometry results from previous research, which include the plate thickness, the arrangement of the dowel bars and their holes as well as the edge design. The total height of the SCSC-plate is 200 mm with constant distance between the dowel bars.

The diploma thesis of *Lorenz* [1] deals with the analysis of finite-element-(FE-) calculations of a SCSC-slab bridge with a span of 4,5 meters which were realized in ABAQUS/-CAE [16]. In this thesis the crucial points of the construction were determined, as well as all other areas that are relevant for the design.

With those results (ODB-files) an engineering model is derived, on which basis the stress design in the ultimate limit state (ULS), the fatigue limit state (FLS) as well as the serviceability limit state (SLS) can be carried out. The developed engineering model consists of two parts: a truss model and a beam model. The load close to the support can be taken into account with the truss model, because the analysis of the FE-calculations shows that those load are directly carried to the supports through concrete struts. The cross section of the truss model consists of the concrete pressure zone which represents the upper flange of the truss model. The bottom steel plate represents the lower flange of the truss model, because the tensile strength of the concrete is not taken into account. The load in the middle of the span is applied to the beam model, which cross section consists of the bottom steel plate and the top steel plate, as well as the dowel bars and the end plate. The dowel bars have a continuous opening, which measures 100 mm. A crucial assumption is that the cross section is rigid, which is realized with the concrete core in the case of the real SCSC plate.

The stress resultants that can be calculated with this engineering model are the foundation for the proof of loading capacity, which are calculated for the base materials as well as the welded connections. All stresses that are calculated with the engineering model have to be on the safe side, compared to the results from the FE-calculations.

Furthermore the impact of reinforcement traverse to the dowel bars are described. In the model without reinforcement there is a kink in the vertical displacement, which causes the concrete to tear inside of the dowels in ULS. The impact of the reinforcement is calculated in an edited ABAQUS-file, which shows that the kink and the following tear of the concrete can be reduced significantly.

Inhaltsverzeichnis

1	Einleitung	9
1.1	Motivation und Zielsetzung.....	9
1.2	Aufbau der Arbeit	10
2	Grundlagen und Forschung	11
3	Modellbildung der SCSC-Plattenbrücke	13
3.1	Geometrie und Randausbildung der SCSC-Plattenbrücke	13
3.2	Belastung der SCSC-Plattenbrücke	15
3.3	Bemessungssituationen	16
3.3.1	Grenzzustand der Tragfähigkeit (ULS)	16
3.3.2	Grenzzustand der Ermüdung (FLS).....	16
3.3.3	Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit (SLS).....	16
3.4	Überlegungen zur Längstragwirkung	17
3.4.1	Stahlquerschnitt für Biegeträger	18
3.4.2	Beton- und Stahlquerschnitt für Sprengwerkmodell	19
3.5	Abtragung des Schubflusses.....	19
4	Grenzzustand der Tragfähigkeit – ULS	23
4.1	Statisches System und Schnittgrößen	23
4.1.1	Sprengwerk.....	23
4.1.2	Biegeträger	24
4.2	Schubfluss und resultierende Dübelkräfte	25
4.3	Nachweise Stahl im Regelbereich	27
4.3.1	Nachweise laut Ingenieurmodell.....	27
4.3.2	Vergleich der Ergebnisse mit ABAQUS	28
4.3.3	Mittragende Plattenbreite für Boden- und Deckblech.....	29
4.3.4	Normalspannung in den Dübelleisten	33
4.3.5	Doppelkehlnaht der Dübelleisten.....	34
4.3.6	Querkraftnachweis in den Dübelleisten	35
4.4	Normalkraftverlauf in Boden- und Deckblech.....	37
4.5	Nachweise Beton im Regelbereich.....	38
4.6	Nachweise im Auflagerbereich	43
4.6.1	Hertz'sche Pressung in der Lagerleiste	44
4.6.2	Einleitung der Auflagerreaktion in das Sprengwerk	45
4.6.3	Einleitung der Auflagerreaktion in den Biegeträger.....	48
4.6.4	Nachweise am Endblech.....	50
4.7	Vergleich der Ergebnisse	58
4.8	Zusammenfassung der Ergebnisse	59

5	Grenzzustand der Ermüdung – FLS	61
5.1	Statisches System und Schnittgrößen	61
5.1.1	Sprengwerk	61
5.1.2	Biegeträger	62
5.2	Schubfluss und resultierende Dübelkräfte	63
5.3	Nachweise Stahl im Regelbereich	65
5.3.1	Nachweise laut Ingenieurmodell	65
5.3.2	Vergleich der Ergebnisse mit ABAQUS	66
5.3.3	Mittragende Plattenbreite für Boden- und Deckblech	68
5.3.4	Normalspannung in den Dübelleisten	71
5.3.5	Dübelleisten mit Doppelkehlnaht	73
5.3.6	Querkraftnachweis in den Dübelleisten	75
5.4	Normalkraftverlauf im Boden- und Deckblech	76
5.5	Nachweise Beton im Regelbereich	76
5.6	Nachweise im Auflagerbereich	81
5.6.1	Einleitung der Auflagerreaktion in das Sprengwerkmodell	81
5.6.2	Einleitung der Auflagerreaktion in das Biegeträgermodell	84
5.6.3	Nachweise am Endblech	85
5.7	Durchbiegungsnachweise	89
5.7.1	Nachweis der vertikalen Verformung des Überbaus	89
5.7.2	Nachweis der maximalen vertikalen Durchbiegung für den Reisendenkomfort	90
5.7.3	Vergleich mit den FE-Berechnungen	91
5.8	Vergleich der Ergebnisse	93
5.9	Zusammenfassung der Ergebnisse	94
6	Quertragwirkung der SCSC-Platte	97
6.1	Theoretische Überlegungen zur Quertragwirkung	97
6.2	Analyse laut FE-Berechnungen	100
6.3	Einwirkungen auf die Doppelkehlnähte der Dübelleisten	102
7	SCSC-Plattenbrücke mit Querbewehrung	109
7.1	Probleme der unbewehrten Plattenbrücke	109
7.2	Geometrie und Abmessungen der Querbewehrung	109
7.3	Modellbeschreibung	110
7.3.1	Bestehendes FE-Modell von <i>Lorenz</i> [1]	110
7.3.2	Änderungen im FE-Modell von <i>Lorenz</i> [1]	111
7.3.3	Berechnete FE-Modelle	114
7.4	Validierung der Berechnungsergebnisse	115
7.4.1	Vertikale Lagerreaktion	115
7.4.2	Verhältnis kinetische Energie zu innerer Energie	116

7.4.3	Horizontale Dübelkräfte	118
7.5	Auswirkungen der Querbewehrung	119
7.5.1	Durchbiegung in Querrichtung und Zugschädigungen der Betondübel.....	119
7.5.2	Horizontale Dübelkräfte der SCSC-Platte.....	121
7.5.3	Normalspannungen in Längsrichtung	122
7.5.4	Zusammenfassung.....	124
8	Zusammenfassung und Ausblick.....	125
8.1	Zusammenfassung.....	125
8.2	Ausblick.....	126
9	Literaturverzeichnis	127
A	Versuchsauswertung der Dübelkraftschwingbreite	130



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.

1 Einleitung

1.1 Motivation und Zielsetzung

Die Lebensdauer vieler Eisenbahnbrücken neigt sich dem Ende zu und sie müssen im Laufe der Jahre ersetzt werden. Diese alten Eisenbahnbrücken sind meist mit offener Fahrbahn ausgeführt, was damals Stand der Technik war. Der heutige Stand der Technik, der von den Österreichischen Bundesbahnen (ÖBB) vorgegeben wird, sieht Fahrbahnen mit einem durchgehenden Schottertrog mit einer Höhe von 50 cm vor. Um die kleine Bauhöhe und die daraus folgenden Lichtraumprofile der alten Brückenbauten beizubehalten, wurden diese Ersatzneubauten bisher mit 120 mm dicken Grobblechbrücken durchgeführt, was das absolute Minimum an Konstruktionshöhe darstellt. Diese dafür verwendeten Grobbleche bringen jedoch einige wirtschaftliche Nachteile hinsichtlich hoher Materialkosten, beschränkter Verfügbarkeit und Schweißbarkeit mit sich.

Als Alternative zu den Grobblechbrücken wurde am *Institut für Tragkonstruktionen – Forschungsbereich Stahlbau* die Steel-Composite-Steel-Concrete- (SCSC-) Platte entwickelt. Diese Sandwichplatte besteht aus einem Deckblech und einem Bodenblech, welche mit einem Betonkern ausgefüllt sind. Um mit diesem Betonkern eine möglichst schubsteife Verbindung des Bodenblechs und Deckblechs zu ermöglichen, werden Lochdübelleisten angeordnet, die es ermöglichen, dass sich Druckdiagonalen im Beton ausbilden. Die Lochdübelleisten sind abwechselnd an das Deck- bzw. an das Bodenblech angeschweißt. Eine Gegenüberstellung der Grobblechbrücke und der SCSC-Platte ist in Abbildung 1.1 dargestellt.

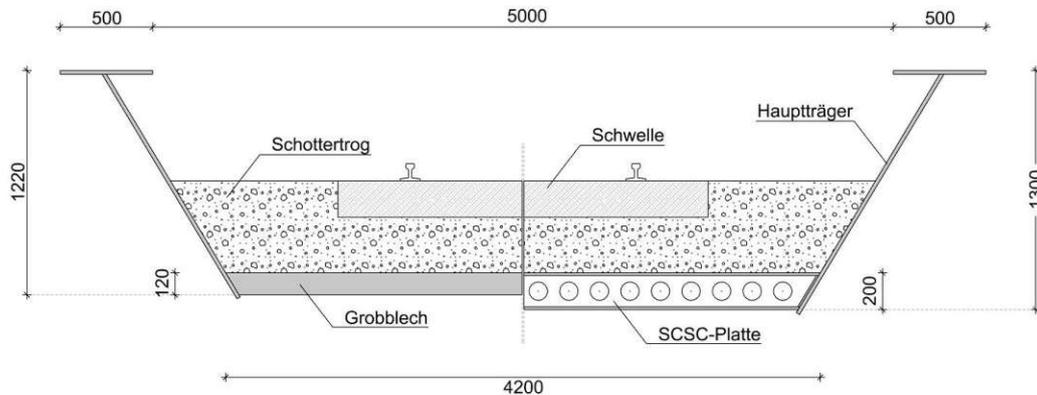


Abbildung 1.1: Querschnitt einer Trogbauweise, Grobblech (links), SCSC-Platte (rechts) [5]

Bei der Trogbauweise wirkt die SCSC-Platte als Untergurt und leitet die vertikale Belastung in Querrichtung zum Hauptträger ab. Wird die SCSC-Platte als Plattenbrücke ausgeführt, ist sie alleiniges Tragelement und trägt die Lasten sowohl in Längsrichtung als auch in Querrichtung. Die Orientierung der Dübelleisten ist hierbei parallel zur Gleichsachse, anders als bei der Trogbauweise, wo die Dübelleisten normal zur Gleichsachse ausgerichtet sind.

Ziel dieser Arbeit ist es, ein Ingenieurmodell für SCSC-Plattenbrücken zu erstellen, mit denen es möglich ist, die Beanspruchungen an den maßgebenden Stellen zu berechnen und die Nachweise nach bestehenden Regelwerken zu führen. Alle Berechnungen müssen abgestimmt mit den vorangegangenen FE-Berechnungen von *Lorenz* [1] auf der sicheren Seite liegen. Die Spannweite, die im Zuge der Diplomarbeit von *Lorenz* [1] ausgearbeitet wurde, beträgt 4,5 Meter

1.2 Aufbau der Arbeit

- **Kapitel 2:** Vorangegangene Forschungsarbeiten werden beschrieben, sowohl zur Trogbrücke als auch zur Plattenbrücke. Die Entwicklung und die Auswahl der Dübelleisten sowie des Randbereichs werden hier erläutert. Aus den Versuchen und Berechnungen aus diesen angeführten Arbeiten geht die Geometrie der SCSC-Platte hervor.
- **Kapitel 3:** Dieses Kapitel beschreibt die ingenieurmäßige Modellbildung der SCSC-Plattenbrücke. Aus den Überlegungen, die anhand der Analyse der FE-Berechnungen entstanden sind, wird ein Ingenieurmodell für die Berechnung der Schnittgrößen für die Stahlbauteile und Betonbauteile erstellt. Die Modellbildung in Längsrichtung besteht dabei aus zwei Teilen, einem Sprengwerkmodell für die Betonbauteile und ein Biegeträgermodell für die Stahlbauteile.
- **Kapitel 4:** Die Modellbildung wird für die SCSC-Plattenbrücke im Grenzzustand der Tragfähigkeit (ULS) angewendet. Mit den dadurch erhaltenen Schnittgrößen werden Nachweise auf Spannungsebene geführt. Sowohl das Boden- und Deckblech als auch die Betonkerne und Schweißnähte werden im Grenzzustand der Tragfähigkeit nachgewiesen.
- **Kapitel 5:** Die Modellbildung wird gleich wie in Kapitel 4 im Grenzzustand der Ermüdung (FLS) angewendet. Alle Ermüdungsnachweise werden mit dem geeigneten Kerbfall laut Eurocode 3 [8] geführt.
- **Kapitel 6:** In diesem Kapitel wird die theoretische Quertragwirkung der SCSC-Platte erläutert und anhand der FE-Berechnungen für die SCSC-Plattenbrücke beschrieben. Die Beanspruchungen aus der Quertragwirkung werden abgeschätzt und der Einfluss auf die Doppelkehlnähte der Dübelleisten wird festgestellt.
- **Kapitel 7:** Das bestehende FE-Modell von *Lorenz* [1] soll mit Bewehrungsstäben in Querrichtung ergänzt werden, um den Knick in der Verformung in Querrichtung zu verkleinern. Dadurch, dass die Rechenzeit pro Auftrag am Vienna Scientific Cluster (VSC) auf drei Tage beschränkt wird, muss die Lastaufbringungszeit im FE-Modell von *Lorenz* [1] jedoch geändert werden. Das Modell wird adaptiert, sodass es vergleichbare Ergebnisse liefert. Die Modelldaten werden beschrieben und anschließend die Auswirkungen der Bewehrung analysiert.

2 Grundlagen und Forschung

Die vorangegangene Diplomarbeit von *Lorenz* [1] beschäftigt sich mit der SCSC-Platte im Einsatz als Plattenbrücken mit kleiner Spannweite. In der Arbeit werden Brücken mit einer Spannweite von 4,5 Metern anhand von FE-Berechnungen analysiert. Es werden für unterschiedliche Randausbildungen der Platte die kritischen Stellen identifiziert und die Spannungen im ULS sowie im FLS angegeben. Um die Rechenzeit zu verkürzen ist ein Viertel der Platte modelliert mit jeweils einer Symmetrieachse in Längs- bzw. Querrichtung.

Die Arbeit von *Lorenz* [1] bildet den Ausgangspunkt dieser Diplomarbeit. Alle in Kapitel 3,4 und 5 getroffenen Annahmen und Berechnungen beruhen auf den Berechnungsergebnissen (ODB-Files) von *Lorenz* [1].

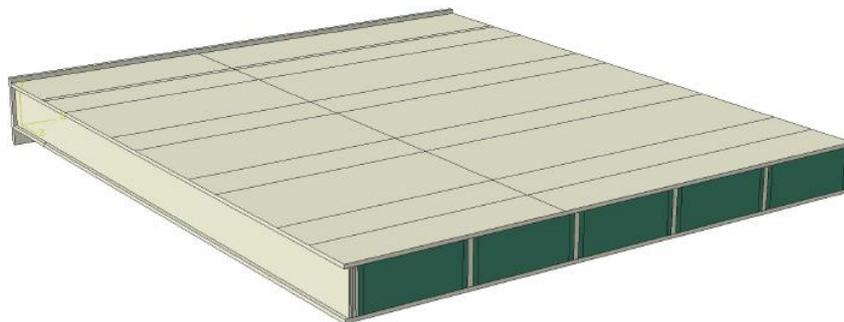


Abbildung 2.1: FE-Modell TYP1B1_4500_ULS von *Lorenz* [1]

In der Dissertation von *Takács* [6] wird das Ermüdungsverhalten der SCSC-Platte anhand eines FE-Modells für eine Trogbrücke beschrieben. Mit der Kerbdehnungsmethode wird die nötige Anzahl der Schwingspiele bis zur Rissbildung in den Dübelleisten ermittelt. Mit der Methode der kleinsten Fehlerquadrate wird eine Wöhlerlinie in Anlehnung an Eurocode 3 berechnet. Schlussendlich wird damit eine ertragbare Verkehrslastschwingbreite ΔP bei zwei Millionen Lastwechseln definiert [6]. Die hier berechneten Dübelkraftschwingbreiten werden in der folgenden Arbeit für die Ermüdungsnachweise der Dübelleisten herangezogen.

In der Dissertation von *Palotás* [5] werden die Tragmechanismen der SCSC-Platte für eine Trogbrücke analysiert. Im zweiten Teil der Arbeit wird ein zwei-dimensionales Federmodell erstellt, welches mit Gleichungssystemen beschrieben und berechnet werden kann. Die dadurch wesentlich schnellere und einfachere Berechnung kann als Alternative zu einer zeitintensiveren FE-Berechnung angewendet werden.

In der Dissertation von *Herrmann* [14] wurden erste Versuche zur Tragfähigkeit der SCSC-Platte durchgeführt, auch der Einfluss der Geometrie der Dübelleisten wurde anhand von Versuchen ermittelt. In experimentellen Untersuchungen wurden verschiedene Kronendübelleisten und Lochdübelleisten analysiert, mit dem Schluss, dass für die SCSC-Platte die Lochdübelleiste vom TYP C (siehe Abbildung 2.2) die besten Eigenschaften hinsichtlich Tragfähigkeit und Duktilität aufweist.

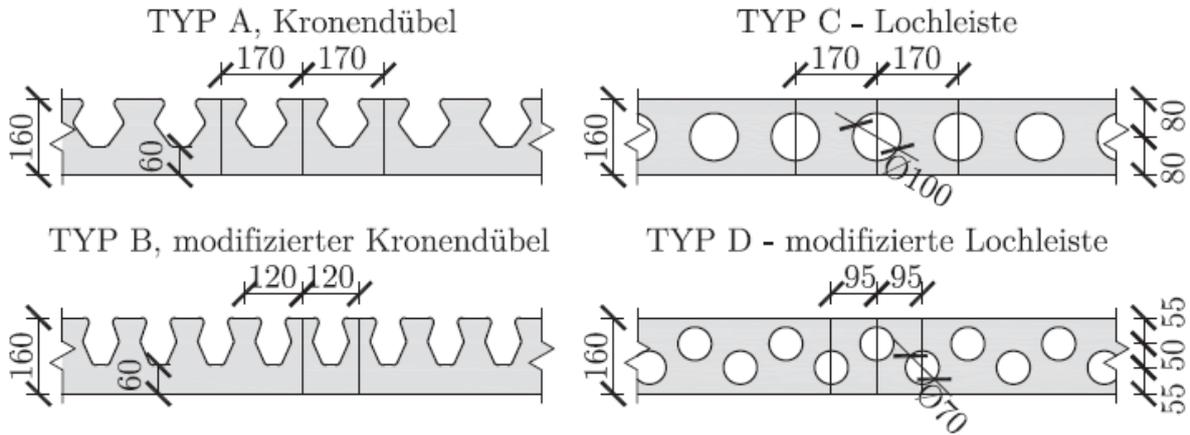


Abbildung 2.2: Dübelleistenausformungen nach Herrmann [14]

In umfangreichen Vorversuchen von *Steurer* [13] wurde anhand von Push-Out-Versuchen und Finiten-Elemente-Analysen die Arbeitslinie der SCSC-Platte beschrieben. In anschließenden Hauptversuchen mit SCSC-Platten mit ca. 4 Metern Stützweite und 3 Metern Plattenbreite wurde die Traglast ermittelt. Dabei wurden unterschiedliche Anordnungen der Dübelleisten untersucht, eine mit äquidistanter Austeilung der Dübelleisten (siehe Abbildung 2.3 - VK1) und eine mit eng benachbarten Dübelleistenpaaren (siehe Abbildung 2.3 - VK2).

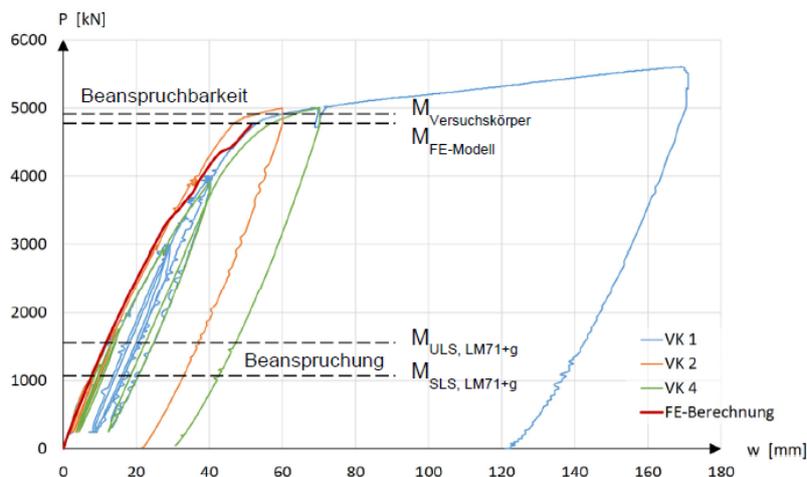


Abbildung 2.3: Kraft-Verschiebungs-Diagramm für die verschiedenen Versuchskonfigurationen [13]

3 Modellbildung der SCSC-Plattenbrücke

3.1 Geometrie und Randausbildung der SCSC-Plattenbrücke

Um die vorhergegangenen FE-Berechnungen mit den Ergebnissen der Modellbildung vergleichen zu können, wird die Geometrie der SCSC-Plattenbrücke aus den FE-Berechnungen verwendet. Die Spannweite der Brücke zwischen den Auflagerleisten beträgt 4,50 Meter mit einer Plattenbreite von 4,45 Meter und einer Höhe von 20 cm. Das Ende der SCSC-Platte ragt 275 mm auf beiden Seiten über die Lagerleiste, wo das Endblech angeschweißt ist. Mit einer Dicke der Endbleche von 20 mm ergibt sich eine Gesamtlänge des Tragwerks von 5,09 Meter. In Abbildung 3.1 ist die Hälfte der SCSC-Plattenbrücke im Längsschnitt dargestellt, mit Symmetrieachse in der Feldmitte.

Die Dübelleisten sind äquidistant angeordnet mit einem Abstand von 420 mm zueinander. Die Löcher in den Dübelleisten haben einen Durchmesser von 100 mm und sind in einem Abstand von 165 mm angeordnet. Abbildung 3.2 zeigt den Querschnitt der SCSC-Plattenbrücke mit einer Symmetrieachse in Querrichtung.

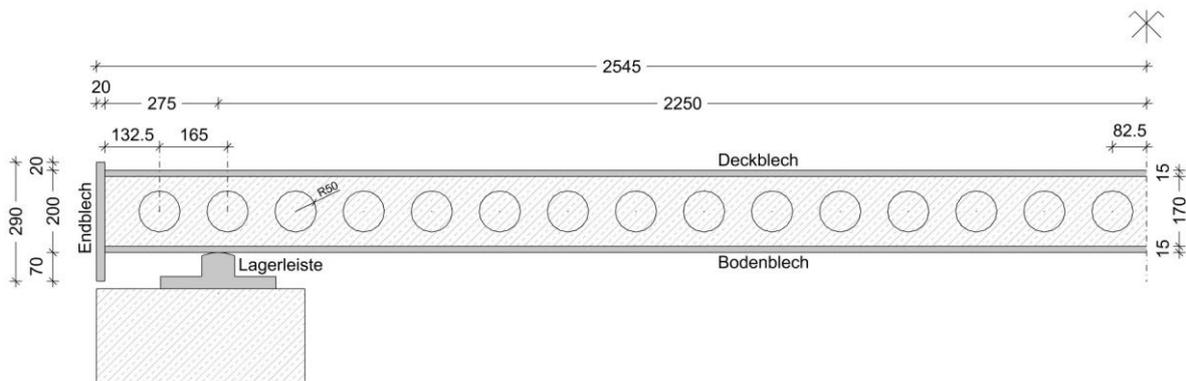


Abbildung 3.1: Längsschnitt der SCSC-Plattenbrücke [1]

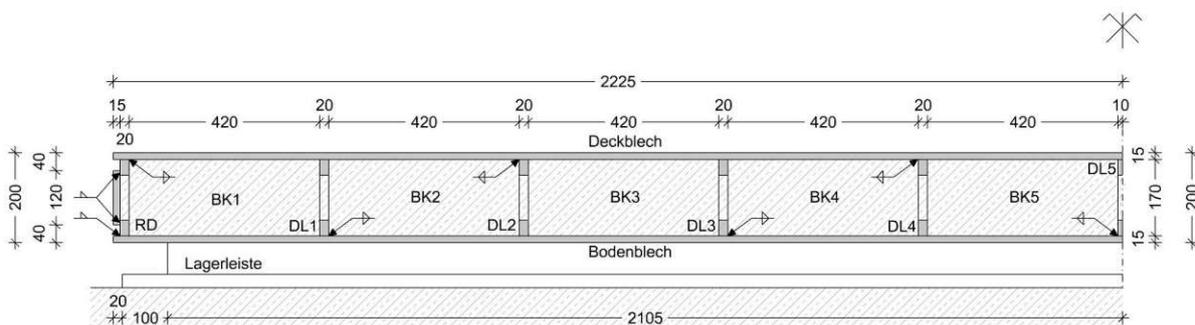


Abbildung 3.2: Querschnitt der SCSC-Plattenbrücke [1]

In Abbildung 3.3 ist eine Explosionsdarstellung der SCSC-Plattenbrücke dargestellt. Die roten Dübelleisten sind am Deckblech geschweißt, die blau dargestellten am Bodenblech. Es ist nur ein Viertel der Platte dargestellt, mit jeweils einer Symmetrieachse in Längs- bzw. Querrichtung.

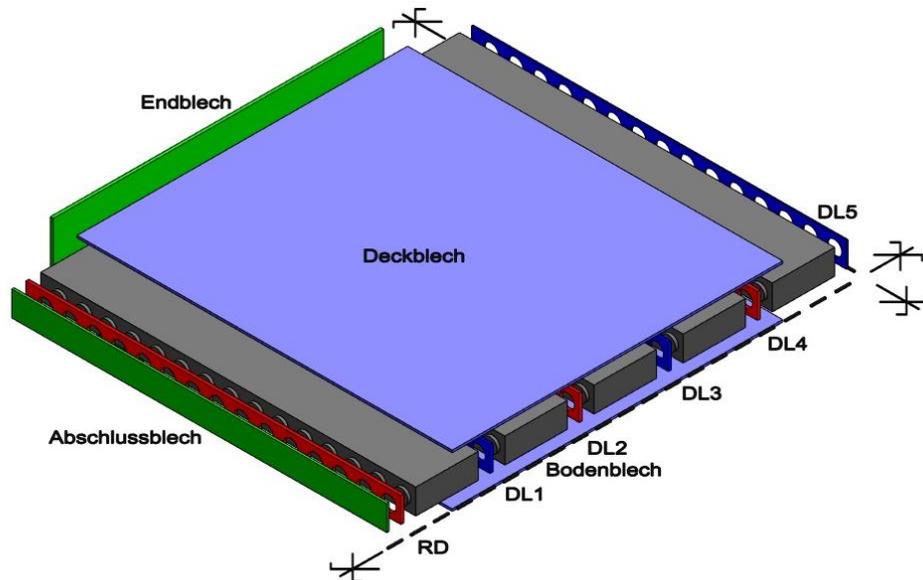


Abbildung 3.3: Explosionsdarstellung der SCSC-Plattenbrücke

In der Diplomarbeit von *Lorenz* [1] wurden verschiedene Randausbildungen der SCSC-Platte nach deren Vor- und Nachteilen, hinsichtlich Lastabtragung, Fertigungsaufwand und Ermüdungsverhalten, beurteilt. Die drei gewählten Randausbildungen sind in Abbildung 3.4 dargestellt.

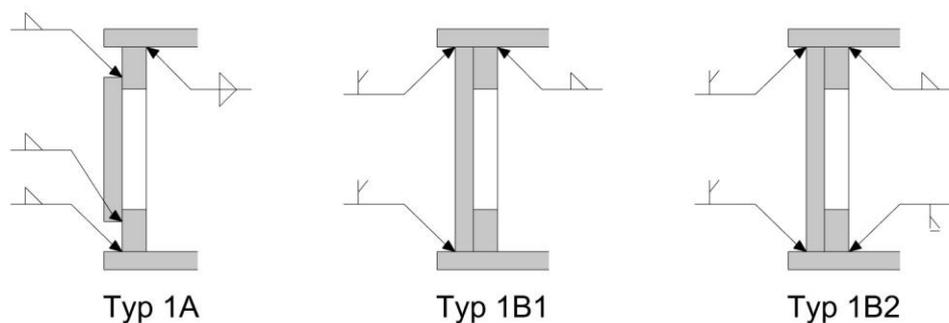


Abbildung 3.4: Varianten der Randausbildung der SCSC-Platte [1]

Bei den Varianten des Typs B ist ein zusätzlicher Überstand von 15 mm des Deck- und Bodenbleches nötig, um eine einfachere Schweißnahtlegung zu ermöglichen. Bezüglich Fertigungsaufwand und Lastabtragungsverhalten hat sich die Randausbildung Typ 1B1 (siehe Abbildung 3.4 – Mitte) als am günstigsten herausgestellt. Diese Randausbildung wird in folgender Arbeit für die ingenieurmäßige Modellbildung verwendet.

3.2 Belastung der SCSC-Plattenbrücke

Um das Ingenieurmodell mit den bestehenden FE-Berechnungen vergleichen zu können, werden die Lastannahmen von *Lorenz* [1] verwendet. Die ständigen Lasten setzen sich dabei aus dem Eigengewicht und den Ausbaulasten zusammen und wirken auf die gesamte Plattenfläche. Die veränderliche Verkehrslast aus Schienenverkehr wird mit dem Lastmodell 71 ermittelt. Die vertikale Lastausbreitung mit einer Neigung von 4:1 wurde für ein 50 cm hohes Schotterbett berücksichtigt (siehe Abbildung 3.5).

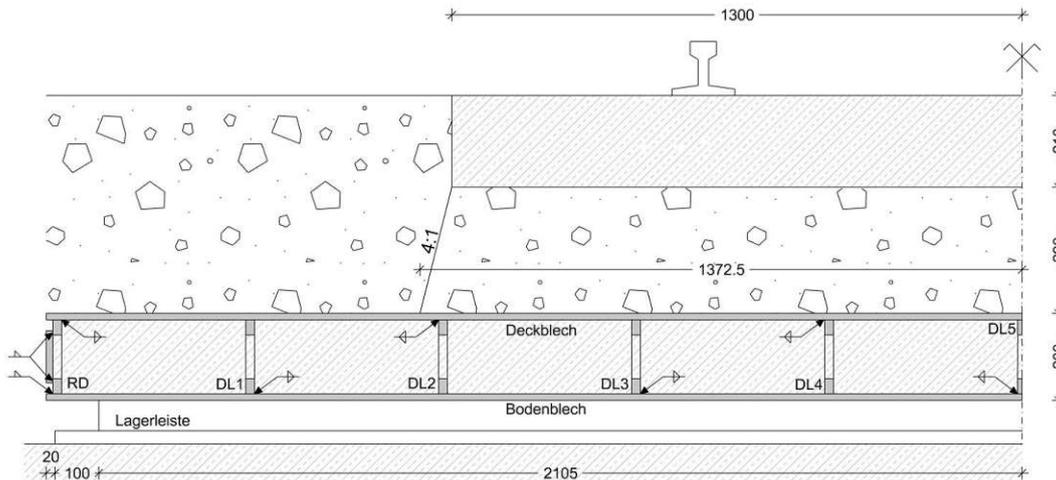


Abbildung 3.5: Lastausbreitung mit 50 cm hohem Schotterbett (Neigung 4:1) [1]

In Abbildung 3.6 ist die Belastungsfläche der Verkehrslast rot eingezeichnet, wobei nur ein Viertel der SCSC-Platte dargestellt ist, mit einer Symmetrieachse in Längs- und Querrichtung. Im Konsolbereich, links von der Lagerleiste wird die Verkehrslast im FE-Modell von *Lorenz* [1] nicht aufgebracht, was eine Annahme auf der sicheren Seite für die Durchbiegung und die Längsspannungen in Feldmitte darstellt.

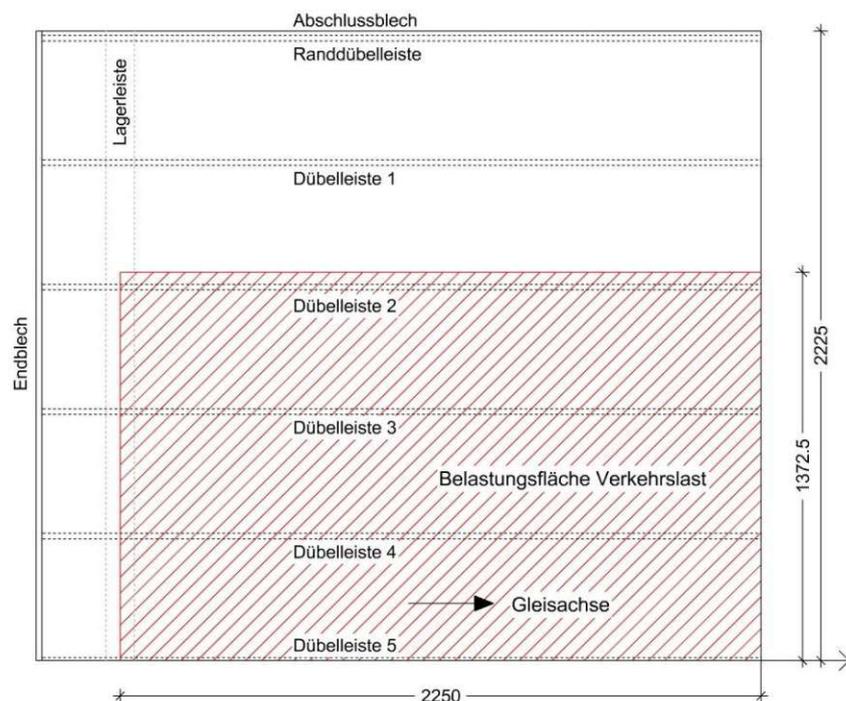


Abbildung 3.6: Belastungsfläche der Verkehrslast der SCSC-Plattenbrücke

3.3 Bemessungssituationen

Um die Ergebnisse des Ingenieurmodells mit den bereits bestehenden FE-Berechnungen von Lorenz [1] vergleichen zu können, werden die charakteristischen Werte der Belastungen übernommen, diese betragen [1]:

$$g_{k,Eigengewicht} = 6,92 \frac{kN}{m^2} \quad (3.1)$$

$$g_{k,Ausbaulast} = 11,35 \frac{kN}{m^2} \quad (3.2)$$

$$q_{k,LM71} = 56,92 \frac{kN}{m^2} \quad (3.3)$$

Die Bemessungswerte der jeweiligen Lastfälle werden, unter Berücksichtigung der Beiwerte α , Φ_2 laut ÖNORM EN 1991-2 [2] und λ laut ÖNORM EN 1993-2 [3] sowie den Teilsicherheitsbeiwerten laut ÖNORM EN 1990 [4] in den folgenden Unterkapiteln berechnet.

3.3.1 Grenzzustand der Tragfähigkeit (ULS)

$$g_{d,ULS} = \gamma_G * g_{k,Eigengewicht} + \gamma_G * g_{k,Ausbaulast} = 1,35 * 6,92 + 1,35 * 11,35 = 24,66 \text{ kN/m}^2 \quad (3.4)$$

$$q_{d,ULS} = \gamma_Q * \alpha * \Phi_2 * q_{k,LM71} = 1,45 * 1,21 * 1,5695 * 56,92 = 156,74 \text{ kN/m}^2 \quad (3.5)$$

3.3.2 Grenzzustand der Ermüdung (FLS)

$$g_{d,FLS} = \gamma_{Ff} * g_{k,Eigengewicht} + \gamma_{Ff} * g_{k,Ausbaulast} = 1,0 * 6,92 + 1,0 * 11,35 = 18,27 \text{ kN/m}^2 \quad (3.6)$$

$$q_{d,FLS} = \gamma_{Ff} * \alpha * \Phi_2 * \lambda * q_{k,LM71} = 1,0 * 1,0 * 1,5695 * 1,08 * 56,92 = 96,49 \text{ kN/m}^2 \quad (3.7)$$

3.3.3 Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit (SLS)

Für die Bemessung der Gebrauchstauglichkeit werden zwei verschiedene Nachweise geführt, bei denen sich die Beiwerte der veränderlichen Lasten unterscheiden. Die ständigen Lasten sind für beide Nachweise gleich, sie ergeben sich zu:

$$g_{d,SLS} = g_{k,Eigengewicht} + g_{k,Ausbaulast} = 6,92 + 11,35 = 18,27 \text{ kN/m}^2 \quad (3.8)$$

Für den Nachweis der vertikalen Verformung des Überbaus ergibt sich der Bemessungswert der veränderlichen Last laut ÖNORM EN 1991-2 [2] zu:

$$q_{d,SLS,Verform} = \alpha * \Phi_2 * q_{k,LM71} = 1,21 * 1,0 * 56,92 = 68,87 \text{ kN/m}^2 \quad (3.9)$$

Für den Nachweis des Reisendenkomforts ändern sich die Beiwerte α und Φ_2 , laut ÖNORM EN 1991-2 [2] ergibt sich die veränderliche Belastung zu:

$$q_{d,SLs,Reisendenkomf} = \alpha * \Phi_2 * q_{k,LM71} = 1,0 * 1,5695 * 56,92 = 89,34 \text{ kN/m}^2 \quad (3.10)$$

3.4 Überlegungen zur Längstragwirkung

Das komplexe Zusammenwirken von Beton- und Stahlbauteilen soll in einem möglichst einfachen Ingenieurmodell dargestellt werden, sodass die Nachweise mit diesem Modell geführt werden können. Alle dabei getroffenen Annahmen und Berechnungsergebnisse müssen dabei auf der sicheren Seite liegen.

Die Analyse der finiten Elemente-Berechnungen in ABAQUS zeigen, dass die auflagernahen Belastungen über Druckstreben im Beton direkt in das Auflager geleitet werden. Belastungen in Feldmitte werden über Biegung und Querkraft abgetragen.

Für die Berechnung der Schnittgrößen und folglich der Spannungen wird die SCSC-Platte in einen Biegeträger und ein Sprengwerkmodell aufgeteilt. Der Querschnitt des Biegeträgers ist ein reiner Stahlquerschnitt. Beim Sprengwerkmodell stellt die oben liegende Betondruckzone den Obergurt dar, den Untergurt bildet lediglich das Bodenblech, da die Zugfestigkeit des Betons nicht in Rechnung gestellt wird.

Die Aufteilung der Belastung ist hierbei essenziell für die Qualität der Ergebnisse. Beim gewählten Sprengwerk wurde eine minimale Neigung der Betondruckstreben von 1:5,5 gewählt [15]. Daraus ergibt sich die Belastung für jeweils das Sprengwerkmodell und den Biegeträger. Für die Plattenbrücke mit 4,5 Metern Spannweite wird diese Modellbildung im Kapitel 4.1 (ULS) und Kapitel 5.1 (FLS) genau erklärt und angewendet.

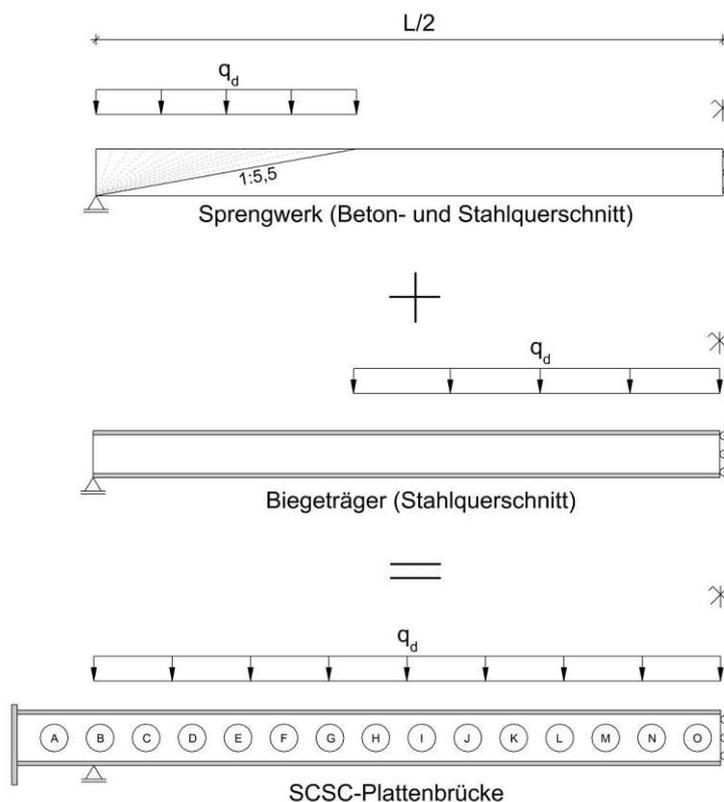


Abbildung 3.7: Modellbildung der SCSC-Plattenbrücke

3.4.1 Stahlquerschnitt für Biegeträger

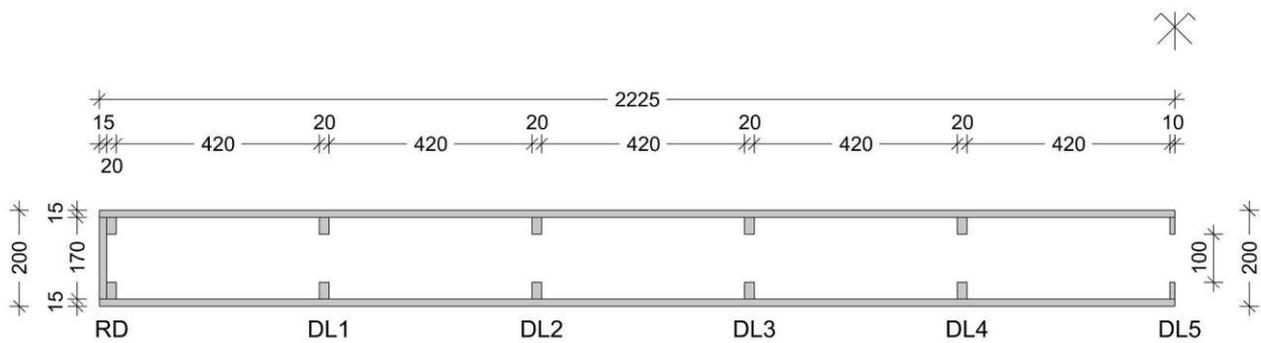


Abbildung 3.8: Stahlquerschnitt für Biegeträgermodell

Für die Nachweisführung der Stahlbauteile und Schweißnähte wird ein Querschnitt angenommen, der aus Deck- und Bodenblech besteht. Die Dübelleisten werden mit einer durchgehenden Aussparung von 100 mm abgebildet. Obwohl die beiden Querschnittsteile nicht verbunden sind, wird zur Berechnung eine schubstarre Verbindung zu Grunde gelegt, die konstruktiv mit dem Kernbeton realisiert wird. Der in Abbildung 3.4 dargestellte Überstand des Boden- und Deckblechs im Randbereich wird dabei nicht berücksichtigt, sodass auch SCSC-Plattenbrücken mit anderen Randausbildungen in Zukunft mit diesem Ingenieurmodell berechnet werden können, ohne Annahmen auf der unsicheren Seite zu treffen. Der Überstand beim TYP 1B1 folgt aus konstruktiven Überlegungen zur Schweißnahtlegung.

Dargestellt ist der halbe Querschnitt der Plattenbrücke mit Symmetrieachse in der Mitte.

Das Flächenträgheitsmoment für den Gesamtquerschnitt ergibt sich zum doppelten Trägheitsmoment des abgebildeten Querschnitts.

$$I_y = 2 * \left(\frac{2225 * 200^3}{12} - 5 * \frac{420 * 170^3}{12} - \frac{15 * 170^3}{12} - \frac{110 * 100^3}{12} + \frac{15 * 170^3}{12} \right) \quad (3.11)$$

$$= 1\,228\,783\,333 \text{ mm}^4$$

3.4.2 Beton- und Stahlquerschnitt für Sprengwerkmodell

Der Querschnitt für das Sprengwerkmodell besteht aus den Betonkernen (BK), sowie dem Bodenblech und ist in folgender Abbildung dargestellt.

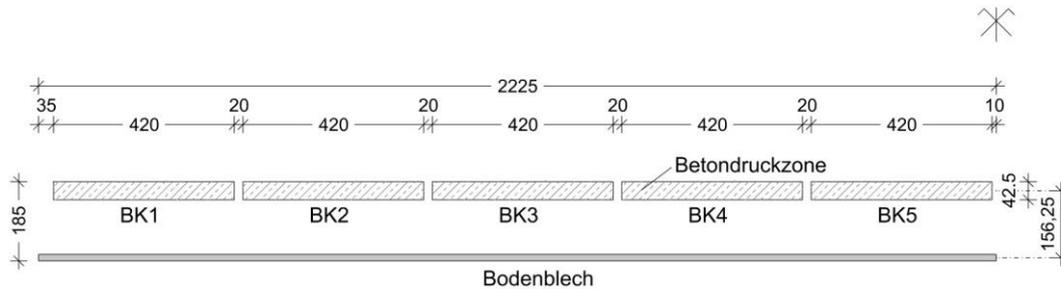


Abbildung 3.9: Querschnitt für Sprengwerkmodell

Der Obergurt des Sprengwerkes repräsentiert die Betondruckzone im oberen Bereich, die als ein Viertel der Höhe des betonierten Querschnittes angenommen wird, diese beträgt 42,5 mm.

$$h_c = (h_{ges} - 2 * t) * \frac{1}{4} = (200 - 2 * 15) * \frac{1}{4} = 42,5 \text{ mm} \quad (3.12)$$

Da in diesem Ingenieurmodell die Zugfestigkeit von Beton nicht berücksichtigt wird, wirkt das Bodenblech alleine als Zuggurt unten. Die Höhe des Sprengwerkes ergibt sich als Abstand zwischen den Flächenmittelpunkten und beträgt 156,25 mm.

3.5 Abtragung des Schubflusses

Der Schubfluss zwischen Deckblech und Dübelleisten kann nur an den am Deckblech angeschweißten Bauteilen übertragen werden. Die Dübelleisten sind abwechselnd am Deck- bzw. am Bodenblech geschweißt, daraus folgt, dass die Randdübelleiste (RD), Dübelleiste 2 (DL2) und die Dübelleiste 4 (DL4) Schubspannungen zwischen Deckblech und Dübelleisten übertragen. Das Abschlussblech, welches sowohl am Deckblech als auch am Bodenblech angeschweißt ist, liefert auch einen Beitrag. Im Folgenden wird diese Schubabtragung untersucht und anhand der FE-Daten quantifiziert.

In Abbildung 3.10 ist der Schubflussverlauf zwischen der Oberkante der Dübelleisten und dem Deckblech in den oben angeschweißten Dübelleisten (RD, DL2 und DL4) dargestellt. Zu sehen ist, dass DL4 den größten Beitrag leistet, gefolgt von DL2. Der Schubfluss zwischen der Oberkante der Ränddübelleiste und dem Deckblech ist im Vergleich zu DL4 und DL2 gering. Die hier dargestellten Werte sind aus den FE-Berechnungen im Lastniveau FLS unter Vollast (ständige Lasten + veränderliche Lasten). Der größte Schubfluss befindet sich über Dübel D der DL4 und beträgt -860,39 N/mm.

Schubflussverlauf Oberkante Dübelleisten

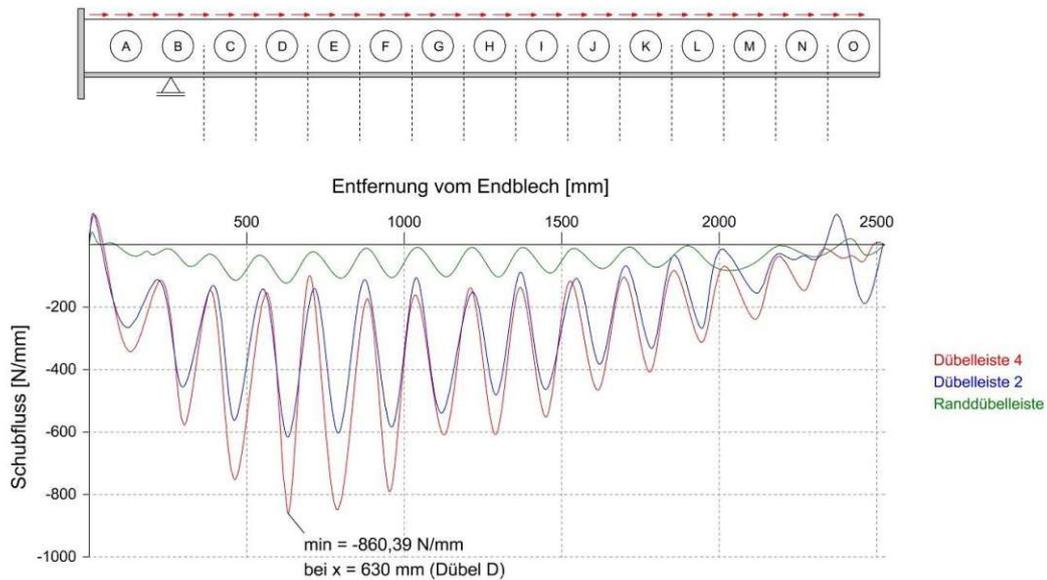


Abbildung 3.10: Schubflussverlauf zwischen den Dübelleisten und dem Deckblech im FLS

Auch das oben und unten angeschweißte Abschlussblech leistet einen wesentlichen Beitrag, der bei der Ermittlung der Dübelkräfte und Schubspannungen im Ingenieurmodell zu berücksichtigen ist.

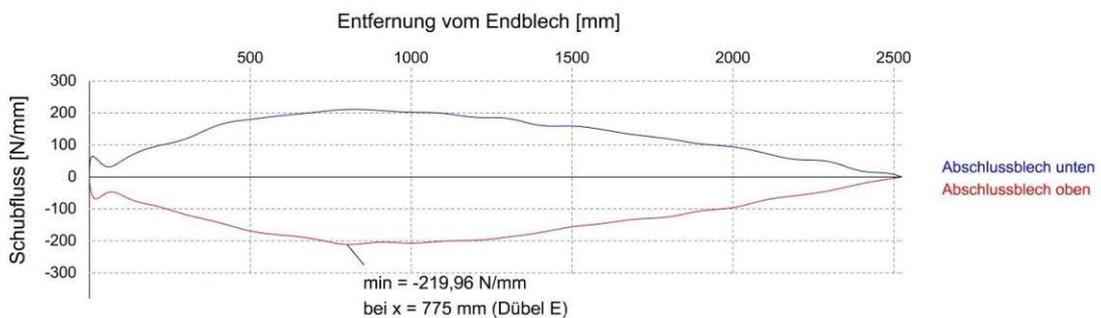


Abbildung 3.11: Schubflussverlauf zwischen Abschlussblech und Deck- bzw. Bodenblech im FLS

Auch für die unten geschweißten Dübelleisten zeigt sich ein ähnlicher Verlauf. Zur Mitte der Platte hin übernehmen die Dübelleisten einen größeren Schubfluss. Der Maximalwert ergibt sich in der zentralen DL5 bei Dübel E, mit einem Wert von 844,99 N/mm (siehe Abbildung 3.12) und ist somit etwas kleiner als der Maximalwert der oben geschweißten DL4.

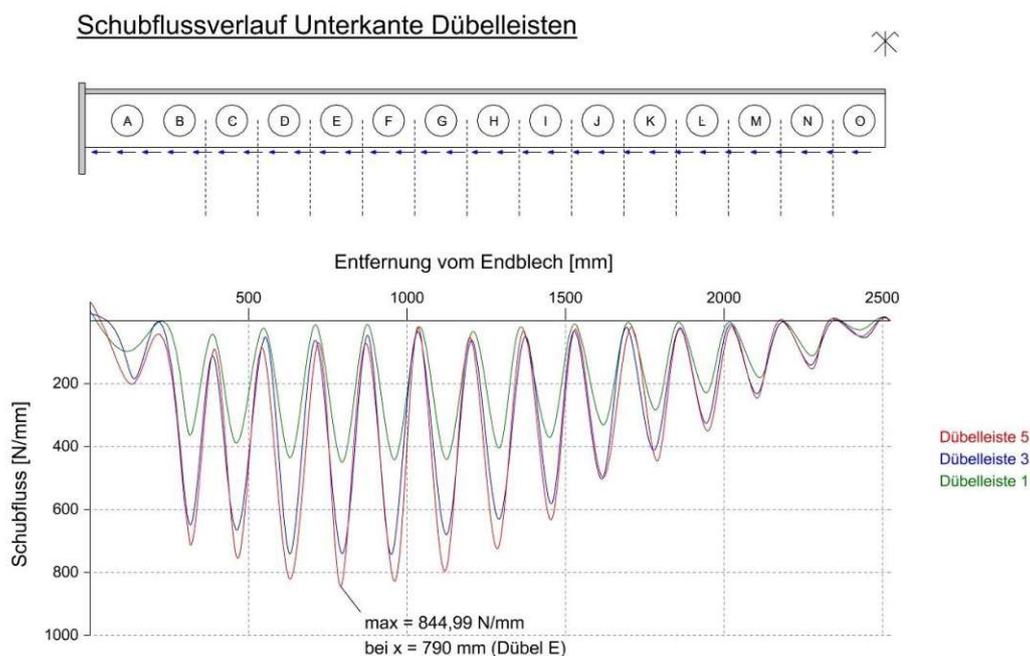


Abbildung 3.12: Schubflussverlauf zwischen den Dübelleisten und dem Bodenblech im FLS

Um einen aussagekräftigen Vergleich der Anteile anstellen zu können, wird die Fläche unter den auf der vorigen Seite dargestellten Schubflussverläufen am Deckblech bzw. am Bodenblech geschweißten Bauteile berechnet. Unter der Beachtung der Symmetrie ergibt sich die gesamte Schubkraft zum doppelten der in Tabelle 3.1 aufgelisteten Bauteile, woraus dann die prozentuellen Anteile errechnet werden können.

Bauteil	Kraft [kN]	Anteil pro Bauteil [%]
Dübelleiste 4	-684,90 * 2	21,02
Dübelleiste 2	-518,42 * 2	15,91
Randdübelleiste	-95,82 * 2	2,94
Abschlussblech (Schweißnaht oben)	-330,23 * 2	10,13
Summe	-1629,37 * 2 = -3258,74 kN	

Tabelle 3.1: Vergleich Schubabtragung der am Deckblech geschweißten Bauteile

Aufgrund der Symmetrie des Querschnittes, ist in der Tabelle nur eine Hälfte der SCSC-Plattenbrücke dargestellt. Zu sehen ist, dass die Schweißnaht an der Dübelleiste 4 (21,02%), Dübelleiste 2 (15,91%) und die obere Schweißnaht des Abschlussbleches (10,13%) wesentliche Beiträge zur Abtragung liefern. Die Randdübelleiste liefert keinen wesentlichen Beitrag (2,94%).

Auch für die unten geschweißten Bauteile ist auf die Symmetrie der Platte zu achten, wobei die zentrale DL5 auf der Symmetrieachse liegt und somit nur einmal in den Gesamtbetrag eingeht. Der Wert für DL5 laut dem FE-Modell wurde dabei verdoppelt, da diese nur mit der halben Dicke (10 mm) modelliert ist. Die Summe ergibt sich folglich für die am Bodenblech geschweißten Bauteile zu:

$$\begin{aligned}\Sigma F &= 2 * (DL3 + DL1 + Abschlussblech unten) + DL5 \\ &= 2 * (571,07 + 348,48 + 329,59) + 631,36 = 3129,64 \text{ kN}\end{aligned}\quad (3.13)$$

Bauteil	Kraft [kN]	Anteil pro Bauteil [%]
Dübelleiste 5	631,36 * 1	20,18
Dübelleiste 3	571,07 * 2	18,25
Dübelleiste 1	348,48 * 2	11,13
Abschlussblech (Schweißnaht unten)	329,59 * 2	10,53
Summe	3129,64 kN	

Tabelle 3.2: Vergleich Schubabtragung der am Bodenblech geschweißten Bauteile

Die für die Schweißnahtdimensionierung maßgebenden Dübelleisten 4 und 5 nehmen je rund ein Fünftel des gesamten Schubflusses auf. Um eine Nachweisführung anhand des Ingenieurmodells führen zu können, wird der Schubfluss für den gesamten Querschnitt berechnet und dann als Näherung durch fünf geteilt. Diese Annahme wird sowohl für die Berechnung der Schweißnahtdicken im ULS als auch im FLS angewendet.

In Abbildung 3.13 sind die prozentualen Anteile der Schubabtragung im Querschnitt dargestellt. Der Differenz in der Gesamtschubkraft folgt aus den Normalkraftkomponenten in Längsrichtung, die in den Stegflächen der Dübelleisten in Feldmitte und beim Endblech wirken. Diese Normalkräfte wirken in die gleiche Richtung wie die Schubkräfte und stehen mit diesen im Gleichgewicht. Aufgrund des relativ kleinen Unterschieds (ca. 4%) sind diese Anteile für die Modellbildung nicht ausschlaggebend und werden nicht genauer ausgeführt.

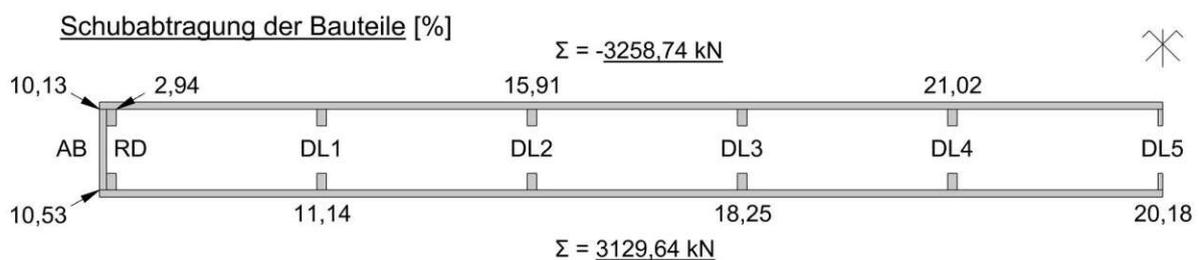


Abbildung 3.13: Schubabtragung des Querschnitts der SCSC-Plattenbrücke

4 Grenzzustand der Tragfähigkeit – ULS

4.1 Statisches System und Schnittgrößen

Aus den Lasteinflussbreiten wird die Linienlast für den ULS berechnet. Die ständigen Lasten (Eigengewicht + Ausbaulast) wirken auf die gesamte Breite, die Verkehrslast laut LM71 auf die in Abbildung 4.1 dargestellte Einflussbreite. Die Linienlast für die Modellbildung ergibt sich zu:

$$\bar{q}_{d,ULS} = q_{d,ULS} * 2 * 1,3725 + g_{d,ULS} * 2 * 2,225 = 539,99 \text{ kN/m} \quad (4.1)$$

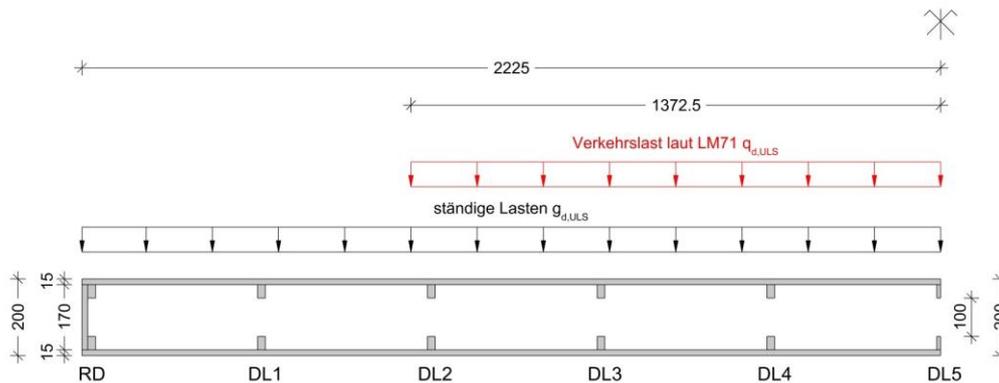


Abbildung 4.1: Lasteinflussbreiten in Querrichtung der SCSC-Plattenbrücke

4.1.1 Sprengwerk

Die Linienlast wird laut Modellbildung auf das Sprengwerkmodell aufgebracht. Die minimale Neigung der Betondruckstreben beträgt dabei 1:5,5. Der über die Lagerleiste auskragende Bereich wird hierbei sowohl im Biegeträgermodell als auch im Sprengwerkmodell nicht berücksichtigt. Die Breite in der sich die Druckstreben ausbilden können ergibt sich zu:

$$b_{\text{Druckstreben}} = h_{\text{Beton}} * 5,5 = 170 * 5,5 = 935 \text{ mm} \quad (4.2)$$

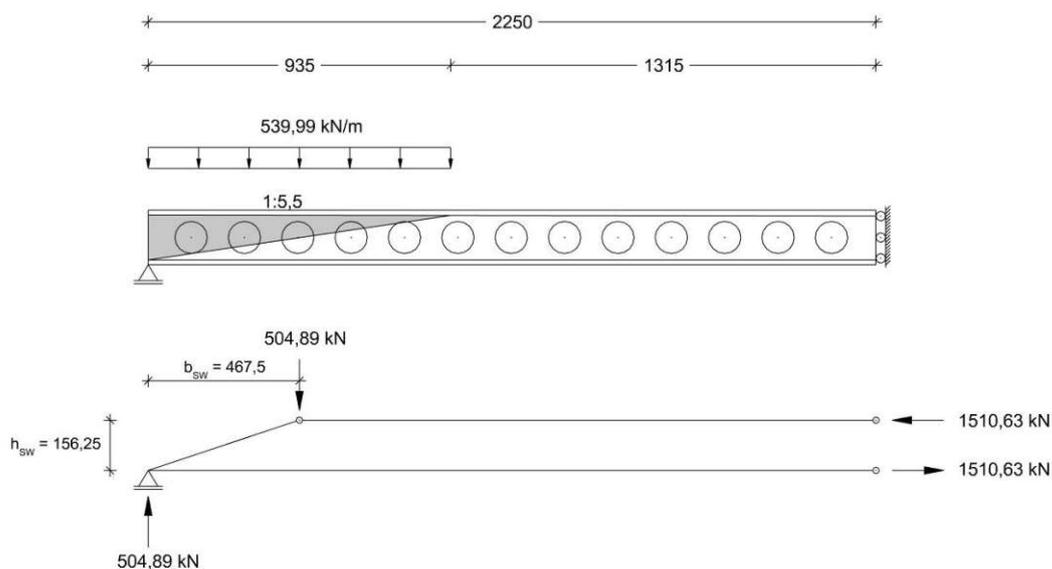


Abbildung 4.2: Statisches System für das Sprengwerkmodell im ULS

Es wird ein zweidimensionales Sprengwerk abgeleitet (siehe Abbildung 4.2 – unten), dessen Knoten sich im Mittelpunkt der Linienlast befindet. Die resultierende Kraft wird in diesem Knoten aufgebracht, womit die (theoretisch unendlich) vielen Druckdiagonalen in eine einzige Druckdiagonale mit mittlerer Neigung umgewandelt werden.

Die Breite des Sprengwerkes ergibt sich zur halben Breite, in der sich die Druckstreben ausbilden können:

$$b_{SW} = b_{Druckstreben} * 0,5 = 935 * 0,5 = 467,5 \text{ mm} \quad (4.3)$$

Die Höhe des Sprengwerkes ergibt sich aus dem Abstand der Flächenschwerpunkte der Betondruckzone und dem Bodenblech (siehe Kapitel 3.4.2).

Die Normalkraft im Ober- und Untergurt ergibt sich zu:

$$N_{SW,ULS} = \frac{504,89 * 2250 - 504,89 * (2250 - 467,5)}{156,25} = 1510,63 \text{ kN} \quad (4.4)$$

Diese Normalkraft wirkt somit als Druckkraft in der Betondruckzone des Querschnitts und als Zugkraft im Bodenblech, da die Zugfestigkeit vom Beton nicht in Rechnung gestellt wird.

4.1.2 Biegeträger

Die zuvor berechnete Linienlast wird für den Biegeträger laut Modellbildung (Kapitel 3.4) im Feldbereich aufgebracht, wo die Last nicht direkt durch die Druckstreben in das Auflager geleitet wird. Daraus folgt der Momenten- und Querkraftverlauf.

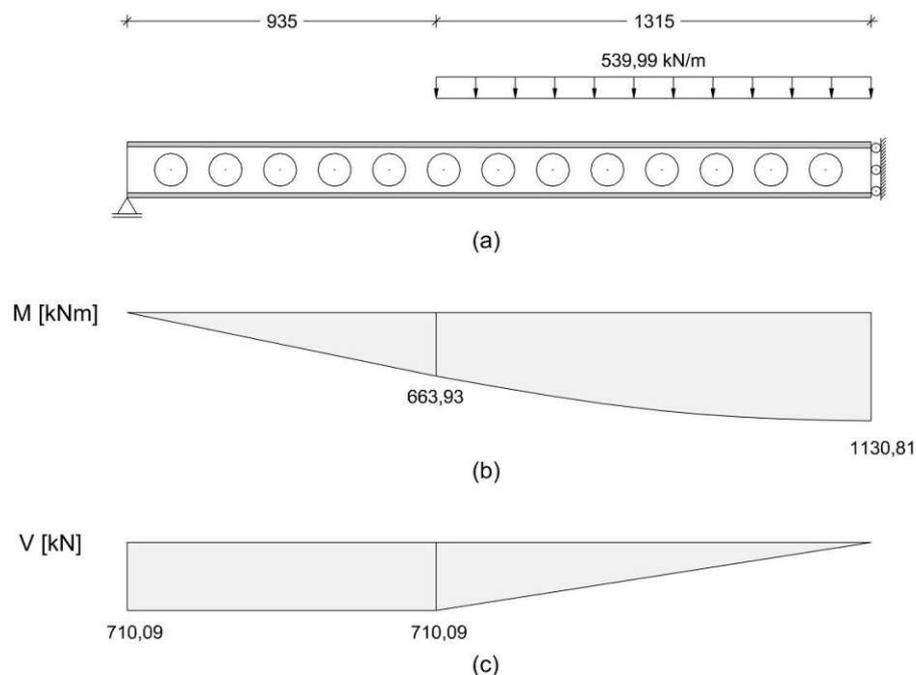


Abbildung 4.3: Biegeträger für Stahlquerschnitt im ULS: a) Statisches System; b) Momentenverlauf; c) Querkraftverlauf

4.2 Schubfluss und resultierende Dübelkräfte

Das statische Moment für das gesamte Deckblech der Platte ergibt sich zu:

$$S_y = A * z = 4450 * 15 * 92,5 = 6\,174\,375 \text{ mm}^3 \quad (4.5)$$

Aus der Querkraft laut dem Biegeträgermodell (siehe Abbildung 4.4a) kann der Schubfluss der gesamten SCSC-Plattenbrücke zwischen Deckblech und Dübelleisten berechnet werden. Der maximale Wert ergibt sich im Bereich der größten Querkraft und ist konstant bis zu Dübel G. Der Schubflussverlauf nimmt dann affin zur Querkraft linear ab.

$$T_{max} = -\frac{V * S_y}{I_y} = -\frac{710,09 * 10^3 * 6\,174\,375}{1\,228\,783\,333} = -3568,05 \text{ N/mm} \quad (4.6)$$

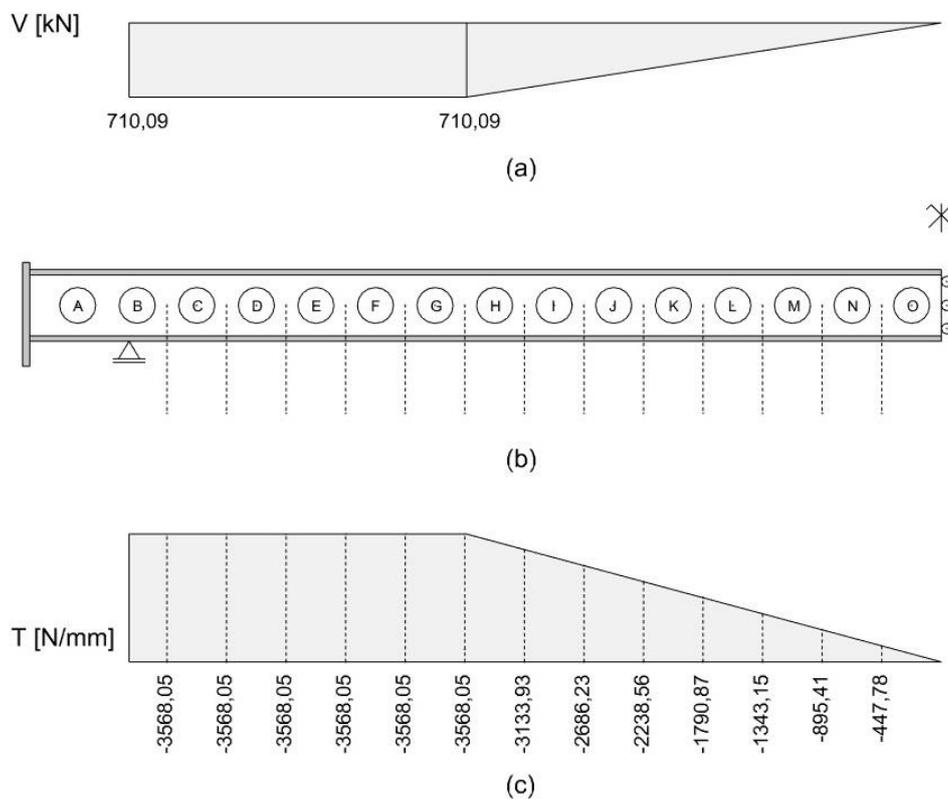


Abbildung 4.4: a) Querkraftverlauf; b) Darstellung der Dübelleiste; c) Gesamter Schubfluss der SCSC-Plattenbrücke im ULS

Der Gesamtschubkraft kann aus dem in Abbildung 4.4 dargestellten Schubflussverlauf berechnet werden. Analog zu Kapitel 3.5 ergibt sich die Gesamtschubkraft zur Fläche unter dem Schubflussverlauf. Hierbei ist zu beachten, dass der Schubfluss laut Ingenieurmodell nur bis zu Lagerleiste berechnet werden kann. Die Länge in der der Schubfluss konstant ist ergibt sich aus der Modellbildung zu 935 mm (siehe Abbildung 4.3)

$$F_{h,gesamt,ULS} = 935 * (-3568,05) + 1315 * (-3568,05) * \frac{1}{2} = -5682,12 \text{ kN} \quad (4.7)$$

Der Gesamtschubkraft in der Oberkante der Dübelleiste aus der FE-Berechnung beträgt 4852,20 kN. Das Berechnungsergebnis aus dem Ingenieurmodell entspricht somit ca. 117% des Wertes aus ABAQUS.

Anschließend wird der Schubfluss der gesamten SCSC-Plattenbrücke durch fünf geteilt, wie es in Kapitel 3.5 erläutert wird, dieser ist in Abbildung 4.5b dargestellt. Mit diesem Schubfluss der mit dem Biegeträgermodell bestimmt wurde, können die Schweißnähte dimensioniert und nachgewiesen werden (der Einfluss aus der Querkragwirkung der SCSC-Platte wird ebenfalls berücksichtigt). Anschließend wird die maximale horizontale Dübelkraft berechnet, indem der Schubfluss mit dem Abstand der Dübellöcher multipliziert wird. Dieser Abstand ist konstant und beträgt 165 mm.

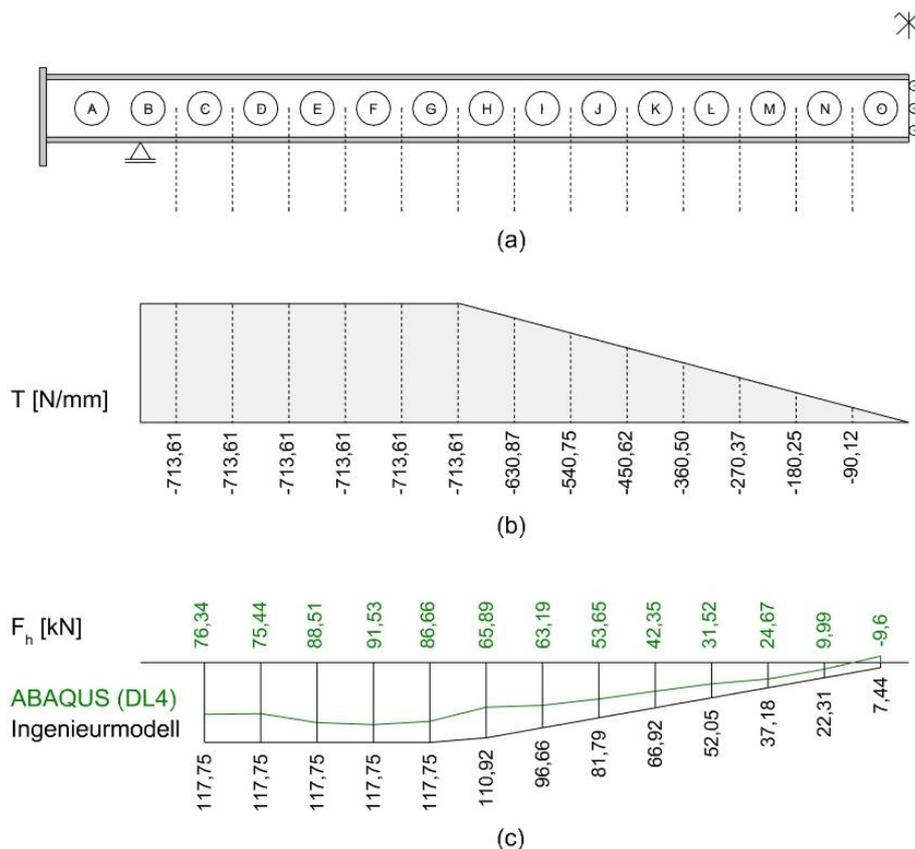


Abbildung 4.5: a) Darstellung Dübelleiste; b) Maßgebender Schubflussverlauf für DL4; c) Horizontale Dübelkräfte

In Grün die exakten Ergebnisse aus ABAQUS und schwarz die Ergebnisse, die mit dem Ingenieurmodell berechnet wurden. Der Maximalwert aus dem Ingenieurmodell liegt bei ca. 129% des Wertes aus ABAQUS. Der Verlauf ist dabei nur zur besseren Darstellung eingezeichnet, die Kräfte wirken punktuell in den Dübeln. Die größte Dübelkraft ergibt sich beim Maximalwert des Schubflusses laut Abbildung 4.5 zu:

$$F_{h,max,ULS} = 713,61 \cdot 165 \cdot 10^{-3} = 117,75 \text{ kN} \quad (4.8)$$

4.3 Nachweise Stahl im Regelbereich

Die Nachweise im Regelbereich umfassen alle Bereiche, die nicht über dem Auflagerbereich zu führen sind. Diese Trennung nach Regelbereich und Auflagerbereich wird im Folgenden sowohl für die Stahlbauteile als auch für die Betonkerne im ULS und FLS beibehalten.

4.3.1 Nachweise laut Ingenieurmodell

Bodenblech

Die Normalkraft im Bodenblech ergibt sich aus den Anteilen einerseits aus dem Biegeträgermodell für den Stahlquerschnitt. Aus dem Moment in Feldmitte (siehe Abbildung 4.3b) folgt die Normalkraft im Bodenblech zu:

$$N_{BB,1,ULS} = \frac{M_{BT,ULS}}{I_y} * z_m * A_{BB} = \frac{1130,81 * 10^3}{1228783333} * 92,5 * 66750 = 5682,08 \text{ kN} \quad (4.9)$$

Dazu kommt andererseits die Tragwirkung aus dem Untergurt des Sprengwerkes (siehe Abbildung 4.2):

$$N_{BB,2,ULS} = 1510,63 \text{ kN} \quad (4.10)$$

Die gesamte Normalkraft ergibt sich zu:

$$N_{BB,FLS} = N_{BB,1,FLS} + N_{BB,2,FLS} = 7192,71 \text{ kN} \quad (4.11)$$

$$\sigma_{BB,ULS} = \frac{N_{BB,FLS}}{A_{BB}} = \frac{7192,71 * 10^3}{4450 * 15} = 107,76 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2} < f_{yd} = \frac{f_{yk}}{\gamma_{M0}} = \frac{355}{1,00} = 355 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2} \quad (4.12)$$

Der Nachweis im ULS ist somit erfüllt.

$$\eta = \frac{107,76}{355} = 0,30 \quad (4.13)$$

Deckblech

Die Normalkraft im Deckblech aus dem Biegeträgermodell wird analog zum Bodenblech berechnet, aus dem Sprengwerkmodell erhält das Deckblech keine Kraft. Die Normalkraft ergibt sich zu:

$$N_{DB,ULS} = -5682,08 \text{ kN} \quad (4.14)$$

$$\sigma_{DB,ULS} = \frac{N_{DB,FLS}}{A_{DB}} = \frac{|-5682,08 * 10^3|}{4450 * 15} = 85,12 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2} < f_{yd} = 355 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2} \quad (4.15)$$

Der Nachweis im ULS ist somit erfüllt.

$$\eta = \frac{85,12}{355} = 0,24 \quad (4.16)$$

4.3.2 Vergleich der Ergebnisse mit ABAQUS

Im Randbereich sind das Bodenblech und das Deckblech (durch das sowohl oben und unten angeschweißte Abschlussblech) Schubsteifer angeschlossen als im Feldbereich, wodurch es zu Spannungsspitzen in diesem Bereich kommt. Um diese in der Nachweisführung berücksichtigen zu können, müssen zunächst die Spannungsverläufe der FE-Berechnungen analysiert werden. In Abbildung 4.6 ist gekennzeichnet, wo diese Spannungsspitzen auftreten.

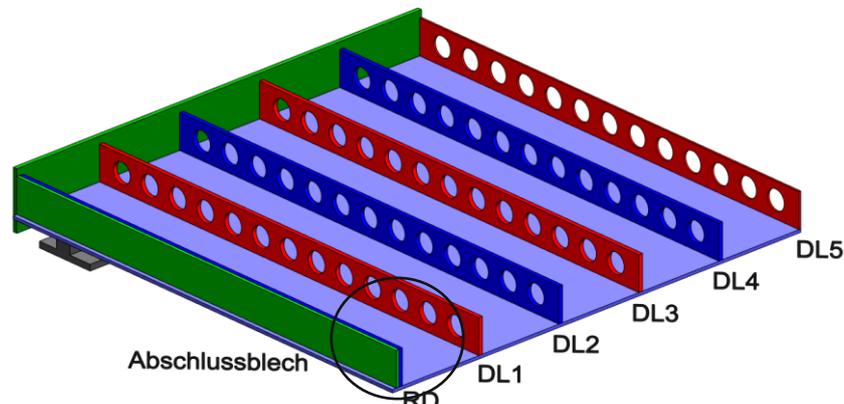


Abbildung 4.6: Bereiche der Spannungskonzentrationen in Feldmitte im ULS

In folgenden Abbildungen werden die maximalen Zug- bzw. Druckspannungen im Boden- bzw. Deckblech im Randbereich der SCSC-Plattenbrücke laut FE-Modell dargestellt.

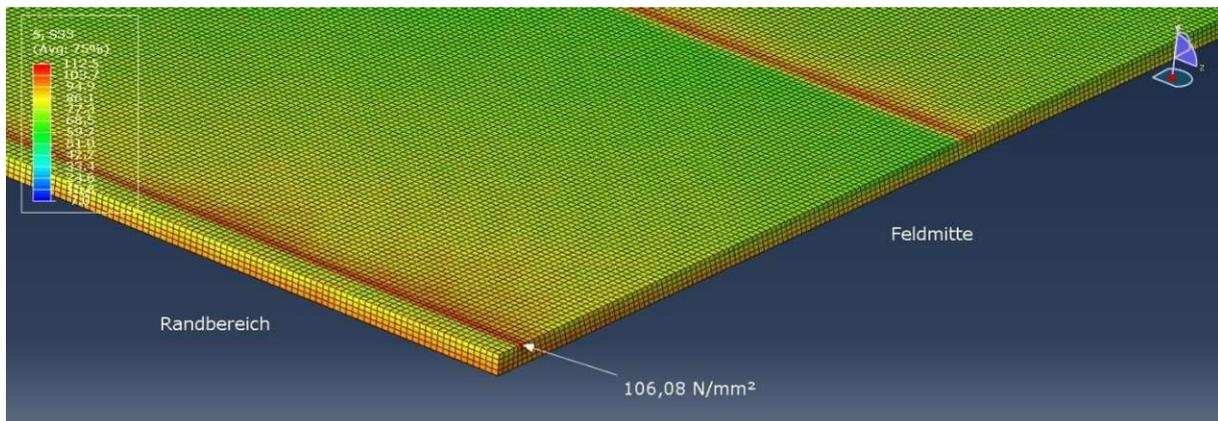


Abbildung 4.7: maximale Zugspannung im Bodenblech im ULS

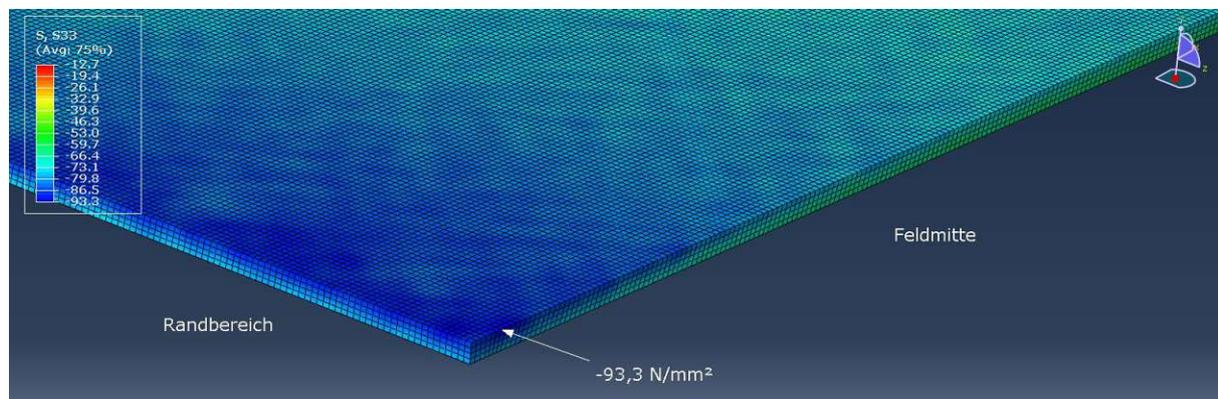


Abbildung 4.8: maximale Druckspannung im Deckblech im ULS

Aus dem Ingenieurmodell wird eine maximale Zugspannung von $107,76 \text{ N/mm}^2$ berechnet, diese liegt somit im Vergleich mit den Ergebnissen aus den FE-Berechnungen ($106,08 \text{ N/mm}^2$) auf der sicheren Seite.

Für das Deckblech hingegen ergibt sich laut Ingenieurmodell eine maximale Druckspannung von $85,12 \text{ N/mm}^2$. Diese wird im Vergleich mit den FE-Berechnungen ($93,30 \text{ N/mm}^2$) unterschätzt. Im Weiteren wird auch für den Lastfall ULS eine mittragende Plattenbreite für Boden- und Deckblech berechnet.

4.3.3 Mittragende Plattenbreite für Boden- und Deckblech

Bodenblech

Aus der errechneten Normalkraft aus dem Ingenieurmodell kann für das Deck- und Bodenblech nur eine konstante Normalspannung berechnet werden. Um die erhöhten Normalspannungen in den Randbereichen der Platte zu berücksichtigen, wird aus den Ergebnissen der FE-Berechnungen eine mittragende Plattenbreite berechnet. Der über die Blechdicke gemittelte Normalspannungsverlauf im Bodenblech ist in Abbildung 4.9 dargestellt. Die Abbildung zeigt den Normalspannungsverlauf in Feldmitte, vom Abschlussblech bis zur Symmetrieachse der SCSC-Plattenbrücke.

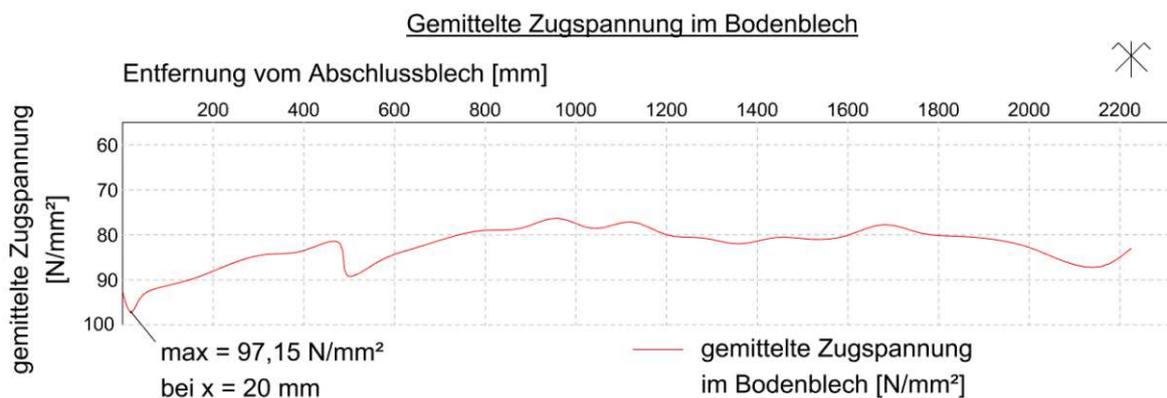


Abbildung 4.9: gemittelte Zugspannung im Bodenblech im ULS

In den FE-Berechnungen ist nur die halbe Platte modelliert, die Normalkraft ergibt sich zu zwei Mal dem in Abbildung 4.10 dargestellten Wert.

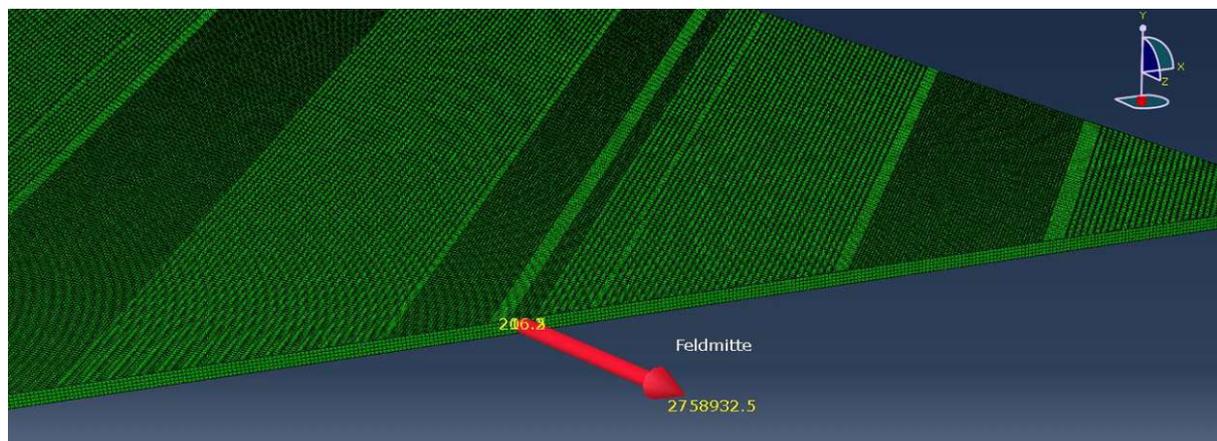


Abbildung 4.10: Normalkraft [N] im Bodenblech in Feldmitte im ULS

$$N_{BB,ULS} = 2 * 2758,93 = 5517,86 \text{ kN} \quad (4.17)$$

Mit einem Maximalwert von 97,15 N/mm² über der Randdübelreihe ergibt sich eine mittragende Breite von:

$$b_{eff,BB,ULS} = \frac{N_{BB}}{\sigma_1 * t_{BB}} = \frac{5517,86 * 10^3}{97,15 * 15} = 3786,49 \text{ mm} \quad (4.18)$$

Dieser Wert beträgt ca. 85% von der gesamten Plattenbreite.

$$\frac{b_{eff}}{b} = \frac{3786,49}{4450} = 0,85 \quad (4.19)$$

Um auf der sicheren Seite zu liegen wird eine mittragende Plattenbreite von 80% angenommen. Daraus ergibt sich eine Zugspannung im Bodenblech laut Ingenieurmodell von:

$$\sigma_{BB,ULS,eff} = \frac{7192,71 * 10^3}{4450 * 0,8 * 15} = 134,69 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2} < f_{yd} = 355 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2} \quad (4.20)$$

$$\eta = \frac{134,69}{355} = 0,38 \quad (4.21)$$

Deckblech

Der gemittelte Druckspannungsverlauf im Deckblech in Feldmitte ist in Abbildung 4.11 dargestellt:

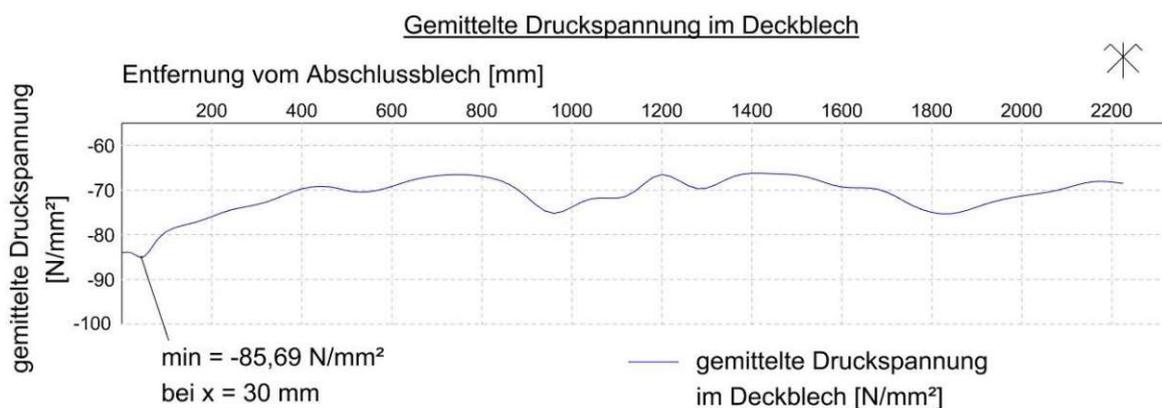


Abbildung 4.11: gemittelte Druckspannung im Deckblech in Feldmitte im ULS

Auch für das Deckblech ergibt sich der Wert für die Normalkraft aus dem doppelten des in Abbildung 4.12 dargestellten Wertes aus den FE-Berechnungen.

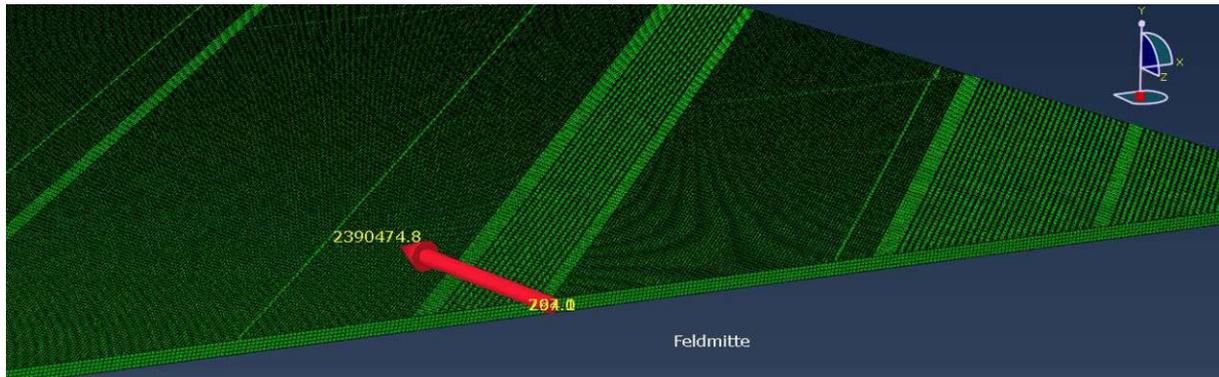


Abbildung 4.12: Normalkraft [N] im Deckblech in Feldmitte im ULS

$$N_{DB,ULS} = 2 * (-2390,47) = -4780,94 \text{ kN} \quad (4.22)$$

Mit einem betragsmäßigen Maximalwert von $-85,69 \text{ N/mm}^2$ im Bereich der Randdübelreihe ergibt sich eine mittragende Breite von:

$$b_{eff,ULS,DB} = \frac{N_{DB}}{\sigma_1 * t_{DB}} = \frac{-4780,94 * 10^3}{-85,69 * 15} = 3719,56 \text{ mm} \quad (4.23)$$

Dieser Wert beträgt rund 84% der Breite des Deckblechs.

$$\frac{b_{eff}}{b} = \frac{3719,56}{4450} = 0,84 \quad (4.24)$$

Mit der Annahme, dass 80% als mittragende Plattenbreite angesetzt wird, liegt das Ergebnis laut Ingenieurmodell im Vergleich zu den FE-Berechnungen auf der sicheren Seite.

$$\sigma_{DB,ULS,eff} = \frac{|-5682,08 * 10^3|}{4450 * 0,8 * 15} = 106,41 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2} < f_{yd} = 355 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2} \quad (4.25)$$

$$\eta = \frac{106,41}{355} = 0,30 \quad (4.26)$$

Als Vergleich wird die Ermittlung der mittragenden Breite nach ÖNORM EN 1993-1-5 [19] für einen Feldstreifen angegeben. Die mittragende Breite ergibt sich aus:

$$b_{eff} = \beta * b_0 \quad (4.27)$$

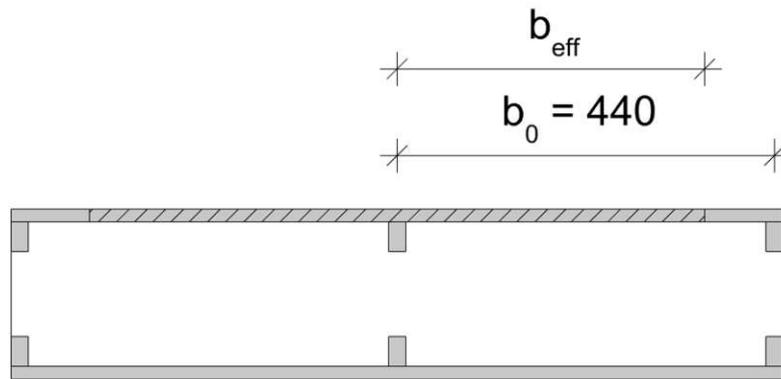


Abbildung 4.13: mitwirkende Breite laut EUROCODE

Mit

β	Aus Tabelle 3.1 [19] (abhängig von κ)
b_0	siehe Abbildung 4.13
$\kappa = \frac{\alpha_0 * b_0}{L_e}$	Beiwert zu Berechnung von β
α_0	$\alpha_0 = 1,0$ wenn keine Längssteife vorhanden ist
L_e	Abstand der Momentennullpunkte (hier $L_e = 4500$ mm – Einfeldträger)

$$\kappa = \frac{\alpha_0 * b_0}{L_e} = \frac{1,0 * 440}{4500} = 0,0978 \quad (4.28)$$

Daraus folgt β laut Tabelle 3.1 [19] zu:

$$\beta = \beta_1 = \frac{1}{1 + 6,4 * \kappa^2} = \frac{1}{1 + 6,4 * 0,0978^2} = 0,94 \quad (4.29)$$

Und schließlich b_{eff} :

$$b_{eff} = \beta * b_0 = 0,94 * 440 = 413,6 \quad (4.30)$$

Laut ÖNORM EN 1993-1-5 [19] folgt die mittragende Breite für den Plattenstreifen zu 94%. Dieser Wert wird hier nur als Vergleich angegeben und wird nicht weiterverwendet.

4.3.4 Normalspannung in den Dübelleisten

Weitere maßgebende Stellen in Feldmitte ergeben sich in den Dübelleisten in Feldmitte. Die maximalen Normalspannungen in Längsrichtung sind in folgenden Abbildungen dargestellt.

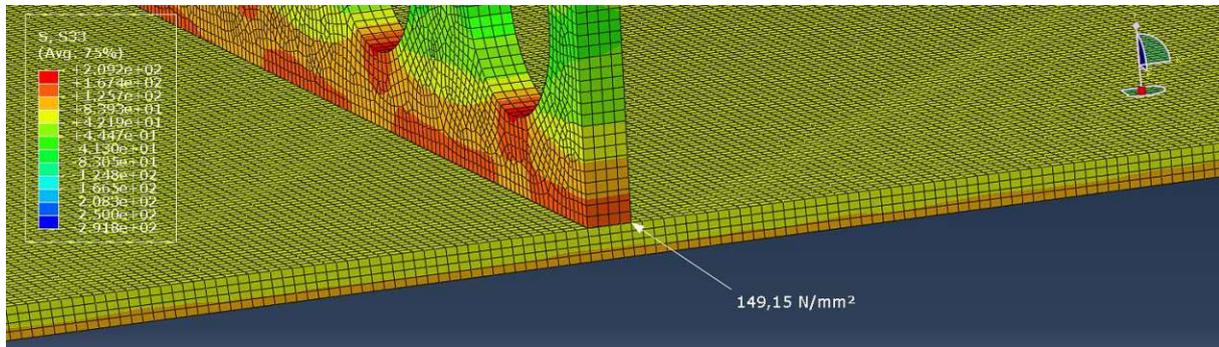


Abbildung 4.14: maximale Zugspannung in Längsrichtung in DL4 (Feldmitte)

Die maximale Zugspannung entsteht in der am Deckblech angeschweißten Dübelleiste 4 und beträgt 149,15 N/mm². Der Maximalwert befindet sich in der Unterkante der Dübelleiste direkt über dem Bodenblech.

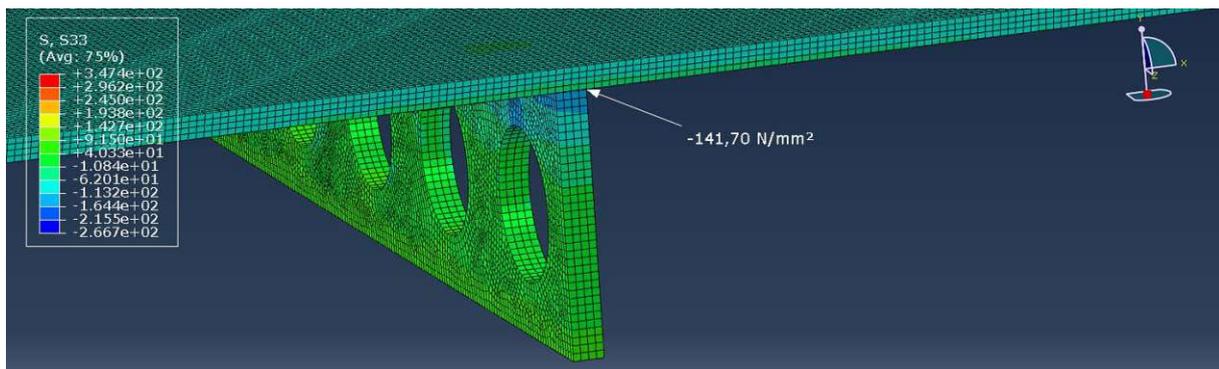


Abbildung 4.15: maximale Druckspannung in Längsrichtung in DL3 (Feldmitte)

Die maximale Druckspannung ergibt sich in der am Bodenblech angeschweißten Dübelleiste 3 und beträgt 141,70 N/mm².

Beide dieser Werte können mit dieser Modellbildung nicht auf der sicheren Seite liegend berechnet werden. Sie ergeben sich aus dem Momentenverlauf des Biegeträgermodells. An der Unterkante der Dübelleisten ergibt sich die maximale Zugspannung zu:

$$\sigma_{DL,ULS} = \frac{M_{BT,ULS}}{I_y} * z_{DL} = \frac{1130,81 * 10^6}{1228783333} * 85 = 78,22 \text{ N/mm}^2 \quad (4.31)$$

An der Oberkante der Dübelleisten ergibt sich der gleiche Wert mit geänderten Vorzeichen (Druckspannung). Die maximalen Spannungen laut FE-Berechnungen sind deutlich höher als die mit dem Ingenieurmodell ermittelten Werte. Daraus folgt, dass die Modellbildung zur Ermittlung dieser Spannungen nicht geeignet ist. Somit wird im Weiteren auf einen Vergleich dieser Ergebnisse verzichtet.

Die Nachweise können mit den Werten aus den FE-Berechnungen geführt werden.

Dübelleiste 4

$$\sigma_{DL4,ULS} = 149,15 \frac{N}{mm^2} < f_{yd} = \frac{f_{yk}}{\gamma_{M0}} = \frac{355}{1,00} = 355 \frac{N}{mm^2} \quad (4.32)$$

$$\eta = \frac{149,15}{355} = 0,42 \quad (4.33)$$

Dübelleiste 3

$$\sigma_{DL4,ULS} = 141,70 \frac{N}{mm^2} < f_{yd} = \frac{f_{yk}}{\gamma_{M0}} = \frac{355}{1,00} = 355 \frac{N}{mm^2} \quad (4.34)$$

$$\eta = \frac{141,70}{355} = 0,40 \quad (4.35)$$

Somit sind beide Nachweise mit den Werten aus den FE-Berechnungen erfüllt. Um den Fehler für anschließende Berechnungen gering zu halten, wird für die Längsspannung in den Dübelleisten der maximale Wert der Längsspannung im Boden- bzw. Deckblech auch für die Dübelleisten angesetzt (siehe Kapitel 4.3.3).

4.3.5 Doppelkehlnaht der Dübelleisten

Um die Schubspannungsspitzen direkt über den Dübellöchern zu berücksichtigen, muss ein Kerbfallfaktor k eingeführt werden. Dieser wird für den Grenzzustand der Ermüdung ermittelt, da dieser maßgebend ist. Er beträgt 2,1 (siehe Gleichung (5.35), Kapitel 5.3) und wird auch für den Grenzzustand der Tragfähigkeit auf der sicheren Seite liegend angewendet. Der maßgebende Nachweis für die Schweißnahtdicke ist der Ermüdungsnachweis, woraus eine 7 mm dicke Doppelkehlnaht folgt. Der Nachweis im Grenzzustand der Tragfähigkeit ergibt sich mit dem Schubfluss aus den Biegeträgermodell (Abbildung 4.5b) zu:

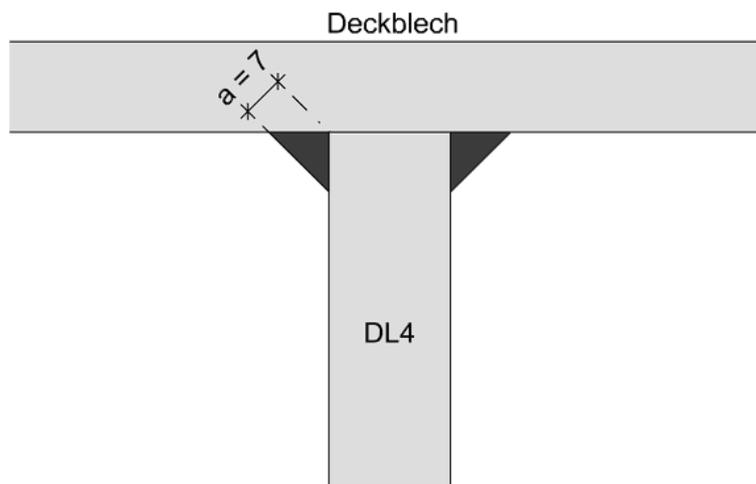


Abbildung 4.16: Doppelkehlnaht (7 mm) Dübelleiste 4 - Deckblech

$$\begin{aligned}\tau_{||,max} &= \frac{T * k}{2 * a} = \frac{|-713,61 * 2,1|}{2 * 7} = 107,04 \frac{N}{mm^2} < \frac{f_u}{\beta_w * \gamma_{M2} * \sqrt{3}} = \frac{490}{0,9 * 1,25 * \sqrt{3}} \\ &= 251,47 \frac{N}{mm^2}\end{aligned}\quad (4.36)$$

$$\eta = \frac{107,04}{251,47} = 0,43 \quad (4.37)$$

Die Schweißnaht wird außerdem aus der Quertragwirkung der SCSC-Platte beansprucht, deren Einfluss in Kapitel 6.3 beschrieben wird. Aus den Analysen der Quertragwirkung folgt, dass dieser Effekt für die Bemessung der Längskehlnähte der Dübelleisten nicht maßgebend ist.

Der berechnete Wert liegt im Vergleich mit den FE-Berechnungen auf der sicheren Seite. Der Verlauf des Schubflusses im ULS ist analog zum Schubfluss im FLS, der in Abbildung 3.10 abgebildet ist, nur mit entsprechend größeren Maximalwerten. Auf eine Darstellung wird hierbei verzichtet. Der maximale Wert des Schubflusses liegt laut FE-Berechnung im ULS bei 1333,65 N/mm.

$$1333,65 \frac{N}{mm} < 713,61 * 2,1 = 1498,58 \frac{N}{mm} \quad (4.38)$$

Der Nachweis des Grundmaterials auf Schub ergibt sich mit einer Dicke der Dübelleiste von 20 mm folglich zu:

$$\tau_{||,max} = \frac{|-713,61 * 2,1|}{20} = 74,93 \frac{N}{mm^2} < \frac{f_{yk}}{\gamma_{M0} * \sqrt{3}} = \frac{355}{1,0 * \sqrt{3}} = 204,96 \frac{N}{mm^2} \quad (4.39)$$

$$\eta = \frac{74,93}{204,96} = 0,37 \quad (4.40)$$

4.3.6 Querkraftnachweis in den Dübelleisten

Die Schubspannung aus der Querkraft wird in der SCSC-Platte in den Dübelleisten abgetragen. Die höchste Schubspannung ist dabei direkt über bzw. unter den Dübellöchern zu erwarten, da hier die Fläche zur Schubabtragung am kleinsten ist. Zur Berechnung der Schubspannung laut Ingenieurmodell werden dazu nur die Stegflächen herangezogen, die an das Deck- bzw. Bodenblech angeschweißt sind (in Abbildung 4.17 rot dargestellt).

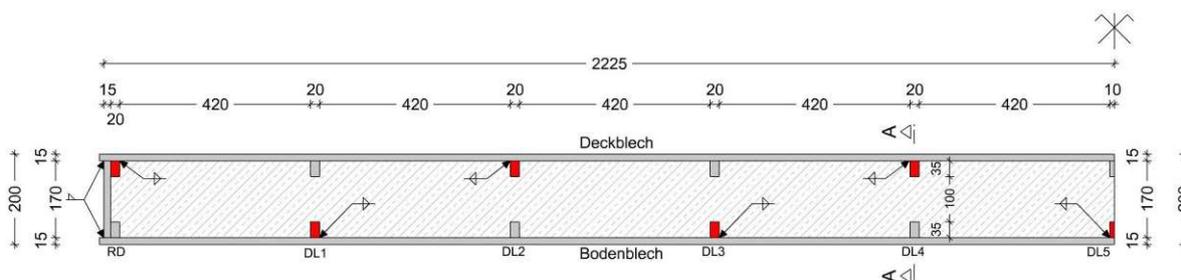


Abbildung 4.17: Schubabtragungsflächen der SCSC-Plattenbrücke

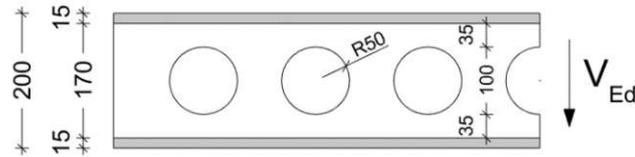


Abbildung 4.18: Schnitt A-A durch Dübelleiste 4

Die berechnete Schubspannung laut Ingenieurmodell ergibt sich unter Berücksichtigung der Symmetrie vereinfacht zu:

$$\tau_{Ed} = \frac{V_{Ed}}{A_{Steg}} = \frac{710,09 \cdot 10^3}{11 \cdot 20 \cdot 35} = 92,22 \frac{N}{mm^2} \quad (4.41)$$

Der Schubspannungsnachweis im ULS ist somit erfüllt:

$$\tau_{Ed} = 92,22 \frac{N}{mm^2} < \frac{f_{yk}}{\gamma_{M0} \cdot \sqrt{3}} = \frac{355}{1,0 \cdot \sqrt{3}} = 204,96 \frac{N}{mm^2} \quad (4.42)$$

$$\eta = \frac{92,22}{204,96} = 0,45 \quad (4.43)$$

Die maximale Schubspannung laut FE-Berechnungen, ergibt sich in Dübelleiste 5, unter Dübel D und beträgt 79,18 N/mm². Somit liegt die Berechnung mit dem Ingenieurmodell auf der sicheren Seite.

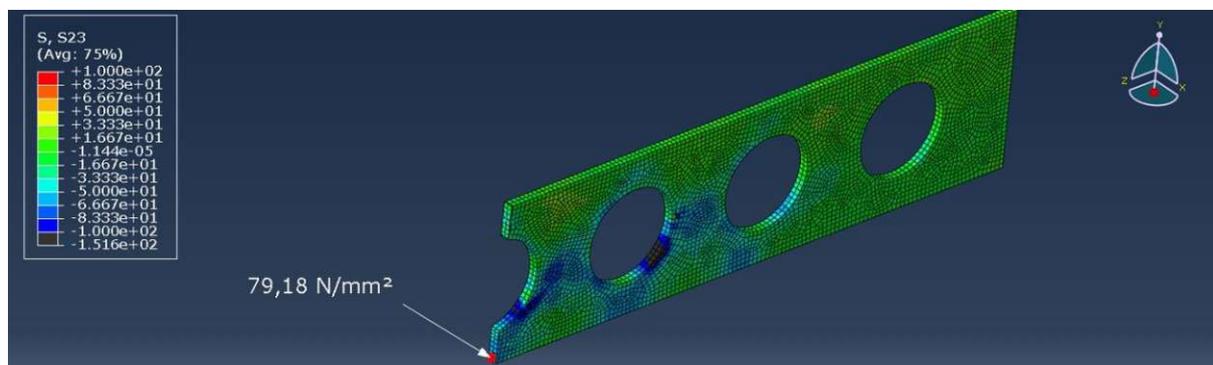


Abbildung 4.19: maximale Schubspannung in Dübelleiste 5, Dübel D

4.4 Normalkraftverlauf in Boden- und Deckblech

In Abbildung 4.20 wird der Normalkraftverlauf des Deck- und Bodenblechs im ULS unter Volllast (ständige Belastung + veränderliche Belastung) dargestellt und mit den Werten der FE-Berechnungen verglichen. Alle Werte, die mit dem Ingenieurmodell berechnet wurden, liegen an den maßgebenden Stellen auf der sicheren Seite. Lediglich im Deckblech wird am Auflager die Normalkraft, der Modellbildung geschuldet, unterschätzt. Dieser Bereich ist jedoch für die Bemessung des Deckbleches nicht maßgebend.

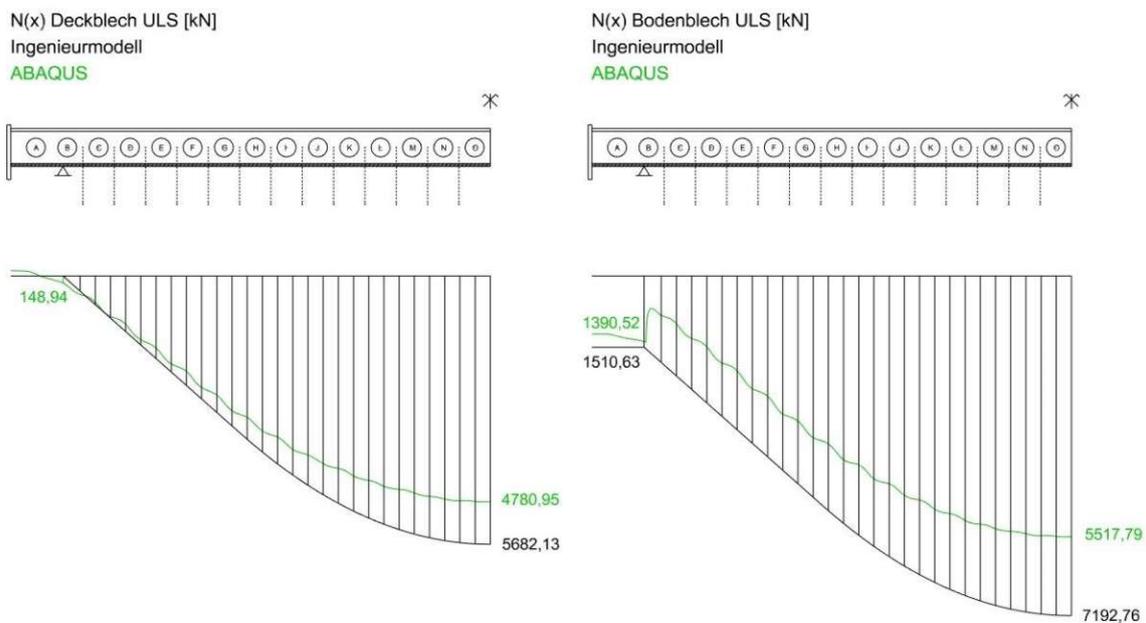


Abbildung 4.20: Normalkraftverlauf im Deck- bzw. Bodenblech im ULS

Betrachtet man die berechneten Kräfte laut Ingenieurmodell im Boden- bzw. Deckblech sind die Unterschiede zu den FE-Berechnungen relativ groß. Dies ist dadurch bedingt, dass im Ingenieurmodell konstante Spannungsverläufe berechnet werden, die zudem noch auf der sicheren Seite, auch hinsichtlich der Spannungskonzentrationen im FE-Modell, liegen müssen. Dadurch wird die Spannung in jedem Punkt überschätzt, was zu dieser deutlichen Überschätzung der Normalkräfte führt. Da das Ziel die Nachweisführung auf Spannungsebene ist, wird der Normalkraftverlauf hier nur vollständigerweise dargestellt. Der Sprung im Normalkraftverlauf vom Bodenblech laut ABAQUS resultiert aus der horizontalen Reibung in der Lagerleiste. Der Reibbeiwert der im FE-Modell von Lorenz [1] verwendet wurde beträgt 0,3.

4.5 Nachweise Beton im Regelbereich

Druckkraft laut Ingenieurmodell

Die Betondruckkraft in der gesamten SCSC-Plattenbrücke ergibt sich aus der Tragwirkung als Obergurt des Sprengwerksmodells (siehe Abbildung 4.2) zu:

$$F_{c,ULS,Sprengwerk} = 1510,63 \text{ kN} \quad (4.44)$$

Wie *Palotas* [5] in seiner Dissertation gezeigt hat, stützen sich die Druckdiagonalen der ersten drei Dübelkräfte jeder am Deckblech geschweißten Dübelleiste am Endblech ab. In folgender Abbildung ist eine Hälfte der SCSC-Plattenbrücke dargestellt, mit der Symmetrieachse in Längsrichtung. Die oben geschweißten Dübelleisten sind rot dargestellt, von denen sich die ersten drei Betondruckstreben auf das Endblech abstützen. Bei den Randdübelleisten wird nur der halbe Beitrag angesetzt, wodurch gesamt 15-mal die Dübelkraft auf das Endblech drückt.

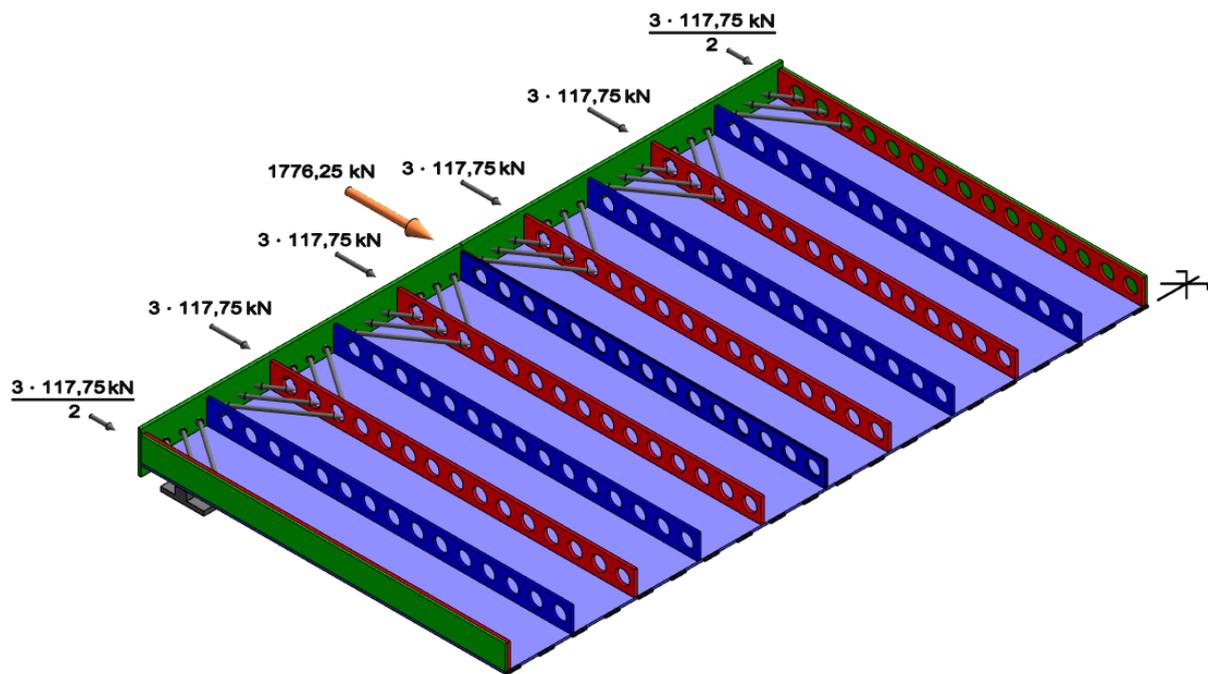


Abbildung 4.21: Abstützung der Betonstreben auf das Endblech

$$F_{h,Endblech} = 15 \cdot 117,75 = 1766,25 \text{ kN} \quad (4.45)$$

Aus den Überlegungen von *Palotas* [5] folgt, dass die gleiche Kraft in der Mitte der SCSC-Platte in der Symmetrieebene wirkt. Die Betondruckstreben in Feldmitte sind in Abbildung 4.22 dargestellt. Da die Betondruckstreben in Feldmitte betragsmäßig kleiner sind als im Randbereich, werden hier sechs Betondruckstreben abgebildet. Wichtig dabei ist die Annahme, dass diese gesamt gleich groß sind wie die Dübelkräfte, die sich auf das Endblech abstützen.

$$F_{h,Symmetrieebene} = F_{h,Endblech} = 1766,25 \text{ kN} \quad (4.46)$$

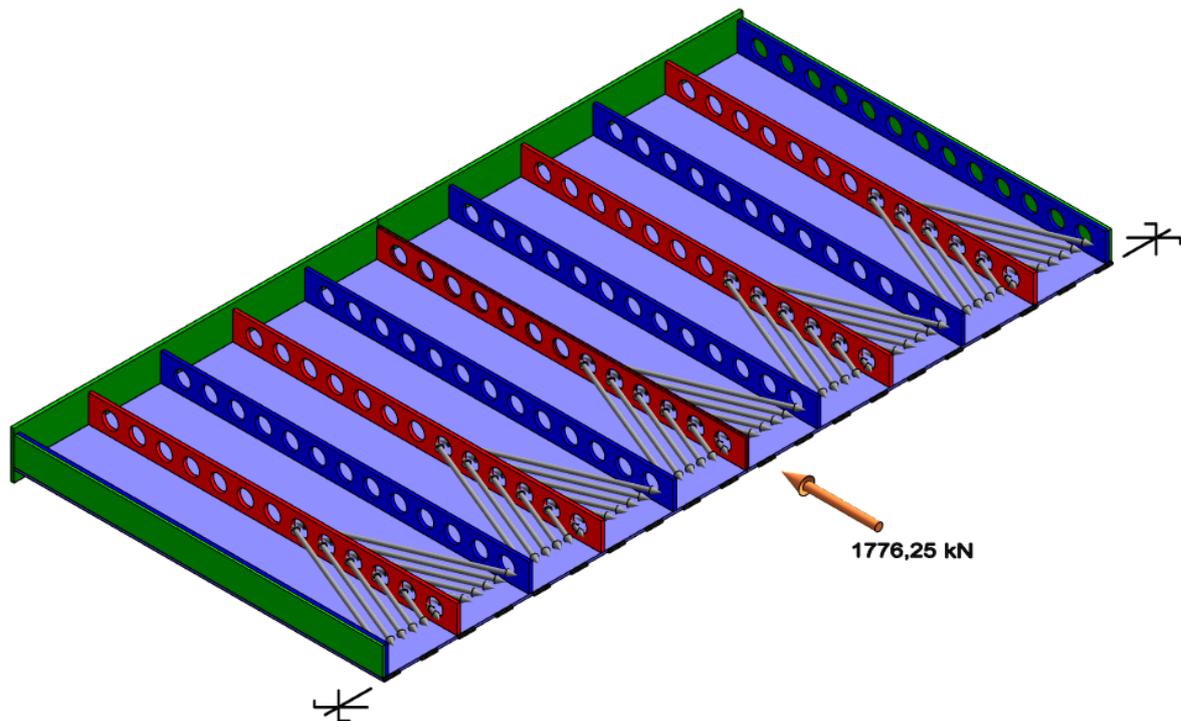


Abbildung 4.22: Betondruckstreben in Feldmitte

Somit ergibt sich die gesamte Betondruckkraft in Feldmitte zu:

$$F_{c,ULS} = F_{c,ULS,Sprengwerk} + F_{h,Symmetriebene} = 1510,63 + 1766,25 \text{ kN} = 3276,88 \text{ kN} \quad (4.47)$$

Der Nachweis der Betondruckspannung (10 Betonkerne mit Betondruckzonenhöhe von je 42,5 cm) ergibt sich folglich zu:

$$\begin{aligned} \sigma_{c,d,max} &= \frac{|-3276,88 \cdot 10^3|}{420 \cdot 10 \cdot 42,5} = 18,36 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2} < f_{cd} = \alpha_{cc} \cdot \frac{f_{ck}}{\gamma_c} = 1,0 \cdot \frac{40}{1,5} \\ &= 26,67 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2} \end{aligned} \quad (4.48)$$

$$\eta = \frac{18,36}{26,67} = 0,69 \quad (4.49)$$

Dieser berechnete Wert laut Ingenieurmodell beträgt ca. 95 des Maximalwerts aus ABAQUS. (siehe Abbildung 4.23). Auch hier wird mithilfe der Daten aus den FE-Berechnungen im Folgenden eine mitttragende Breite des Betonquerschnitts berechnet.

Druckkraft laut FE-Analyse

Um zu beurteilen, wie groß die Druckkräfte in den jeweiligen Betonkernen sind, wurden die FE-Berechnungen analysiert und aus den horizontalen Druckspannungen in Feldmitte die resultierenden Druckkräfte berechnet. Diese ergeben sich zu (Betonkern 1 am Rand der Platte):

	Kraft [kN]	Anteil pro Betonkern [%]
Betonkern 1	-270,76 * 2	9,01
Betonkern 2	-283,69 * 2	9,44
Betonkern 3	-274,97 * 2	9,15
Betonkern 4	-337,80 * 2	11,24
Betonkern 5	-335,47 * 2	11,16
Summe	-1502,69 * 2 = -3005,38	

Tabelle 4.1: Vergleich der Betondruckkräfte in den Betonkernen

Dabei ist wieder zu beachten, dass im FE-Modell nur der halbe Querschnitt der SCSC-Platte abgebildet ist. Somit ergibt sich die Gesamtdruckkraft im Beton zu:

$$F_{c,ULS,FE} = 2 * (-1502,69) = -3005,38 \text{ kN} \quad (4.50)$$

Aus den FE-Daten folgt die maximale Druckspannung in Feldmitte, in Betonkern 5 zu -19,25 N/mm².

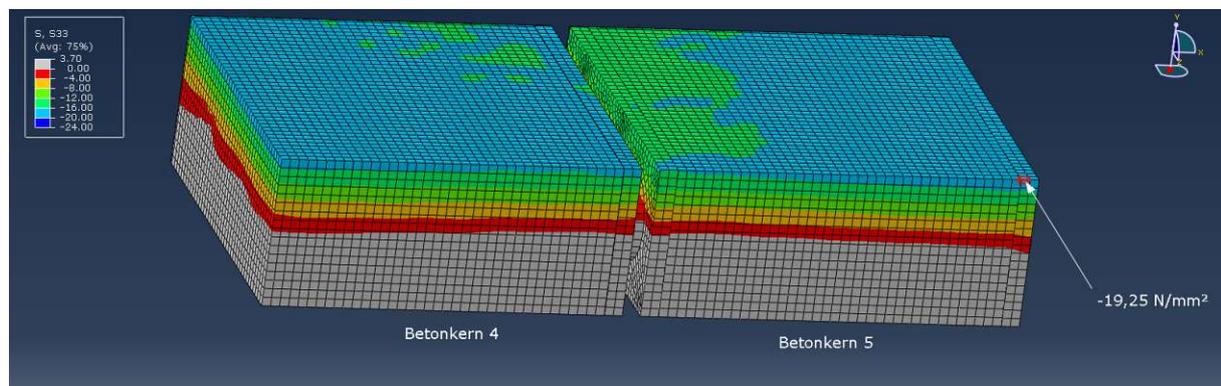


Abbildung 4.23: Normalspannung in Betonkern 4 und 5 in Feldmitte im ULS

Die effektive Breite ergibt sich dabei, mit einer Betondruckzonenhöhe von 42,5 mm zu:

$$b_{eff,c,ULS} = \frac{N_{c,ULS,FE}}{\sigma_1 * h_c} = \frac{3005,38 * 10^3}{19,25 * 42,5} = 3673,50 \text{ mm} \quad (4.51)$$

Die Summe der Breite aller zehn Betonkerne mit jeweils 420 mm Breite ergibt sich zu 4200 mm. Die berechnete effektive Breite beträgt somit ca. 87% der Breite des gesamten Betonquerschnitts.

$$\frac{b_{eff}}{b_{Beton}} = \frac{3673,50}{4200} = 0,87 \quad (4.52)$$

Um bei der Spannungsberechnung laut dem Ingenieurmodell auf der sicheren Seite zu liegen, wird 85% der Breite angenommen. Daraus folgt eine maximale Betonspannung laut Ingenieurmodell mit:

$$\sigma_{c,d,max,eff} = \frac{|-3276,88 * 10^3|}{4200 * 0,85 * 42,5} = 21,60 \frac{N}{mm^2} \quad (4.53)$$

In Abbildung 4.24 ist der laut Ingenieurmodell berechnete Normalspannungsverlauf und der maximale Normalspannungsverlauf laut FE-Berechnungen dargestellt. Das Berechnungsergebnis liegt somit auf der sicheren Seite. Der Nachweis ist ebenfalls für beide Werte erfüllt:

$$\sigma_{c,d,max,eff} = 21,60 \frac{N}{mm^2} < f_{cd} = 26,67 \frac{N}{mm^2} \quad (4.54)$$

$$\eta = \frac{21,60}{26,67} = 0,81 \quad (4.55)$$

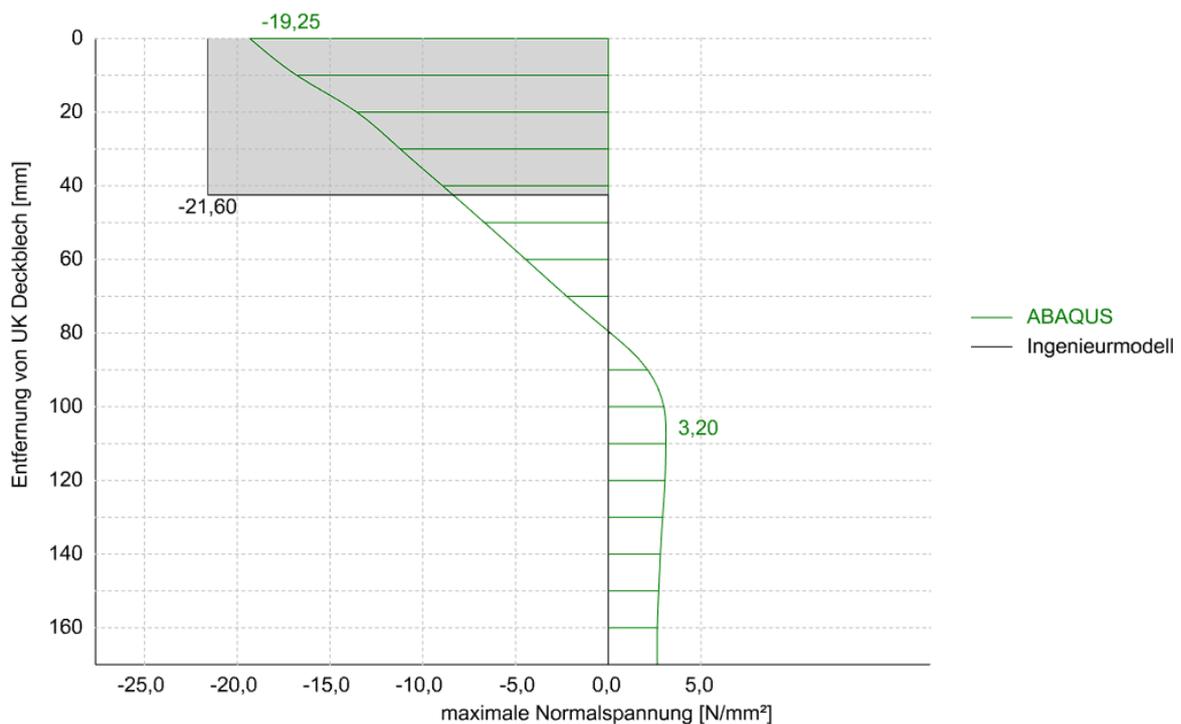


Abbildung 4.24: maximaler Normalspannungsverlauf in Betonkern 5 im ULS

Schließlich kann noch mit der maximalen Dübelkraft die in Kapitel 4.2 ermittelt wird, die maximale Druckspannung im Betondübel ermittelt werden. Die Dübelkräfte sind laut Modellbildung horizontal, wodurch die Druckspannung auf die Seitenfläche des Dübels wirkt (Annahme der Lastausbreitung von 90° vom Dübelmittelpunkt (siehe Abbildung 4.25). Die Kontaktfläche ergibt sich aus geometrischen Überlegungen zu:

$$A_{\text{Kontakt}} = \frac{U * d}{4} = \frac{100 \pi * 20}{4} = 1570,79 \text{ mm}^2 \quad (4.56)$$

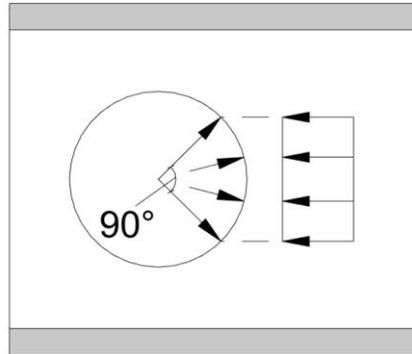


Abbildung 4.25: Ausbreitung der horizontalen Dübelkraft

$$\sigma_{c,\text{Dübel,Modell}} = \frac{F_{h,\text{max}}}{A_{\text{Kontakt}}} = \frac{117,75 * 10^3}{1570,79} = 74,96 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2} \quad (4.57)$$

Die Widerstandsfähigkeit des Betons darf laut ÖNORM EN 1992-1-1 [10] Kapitel 6.5.4 bei dreiaxialer Druckbeanspruchung wie folgt erhöht werden:

$$\sigma_{Rd,\text{max}} = k_4 * \nu * f_{cd} = 3,00 * \left(1 - \frac{f_{ck}}{250}\right) * f_{cd} = 3,00 * \left(1 - \frac{40}{250}\right) * \frac{40}{1,5} = 67,20 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2} \quad (4.58)$$

Der Nachweis der Betondruckspannung im Dübel ist dadurch nicht erfüllt.

$$\sigma_{c,\text{Dübel,Modell}} = 74,96 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2} > \sigma_{Rd,\text{max}} = 67,20 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2} \quad (4.59)$$

Diese Ergebnisse laut Ingenieurmodell zeigen sich auch in den FE-Berechnungen. Es bilden sich dabei Kontaktpressungen in den Dübeln aus, die weit über die Druckfestigkeit des Betons gehen. Bei Dübel F von Dübelleiste ergibt sich ein Maximalwert von 121,83 N/mm² (siehe Abbildung 4.26).

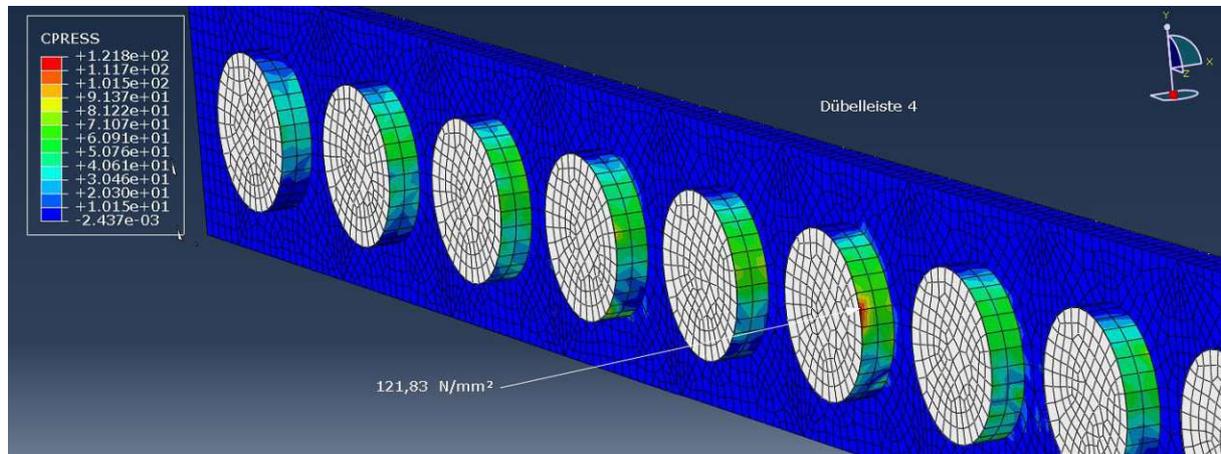


Abbildung 4.26: maximale Kontaktpressung im Betondübel im ULS (DL4 – Dübel F)

Die Kontaktspannung liegt dabei weit über der Widerstandsfestigkeit des Betons, sie wirkt jedoch nur lokal auf der Oberfläche. Dadurch kann für Kontaktspannungen kein, über ein FE-Element gemittelter Wert, ausgegeben werden (Fehlermeldung: „Integration Point values not available“). Betrachtet man jedoch die Hauptdruckspannung in den FE-Elementen, bei denen die Lastausbreitung der Kontaktspannung berücksichtigt wird, ergibt sich eine maximale Betondruckspannung im Dübel D von Dübelleiste 5 von $74,17 \text{ N/mm}^2$ (siehe Abbildung 4.27).

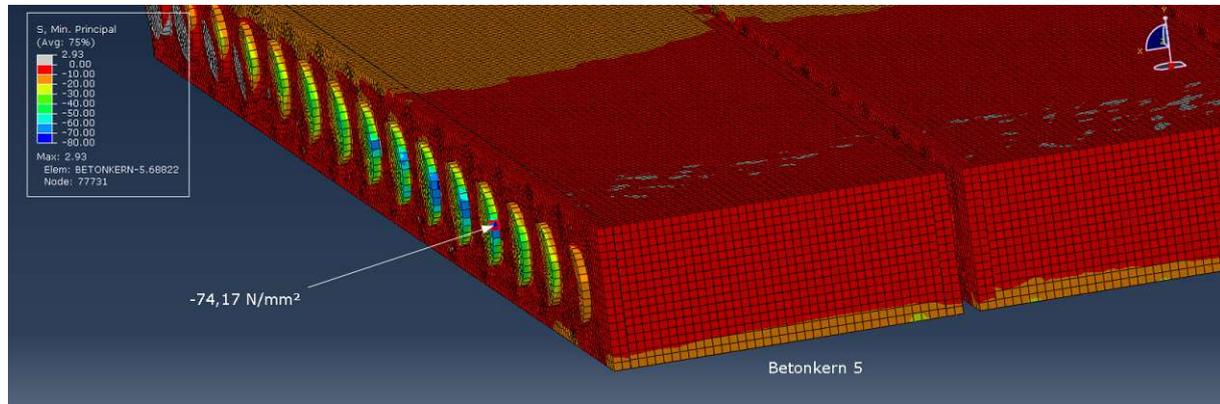


Abbildung 4.27: maximale Hauptdruckspannung im Betonkern 5 (Dübel D)

Auch mit dem Wert aus den FE-Berechnungen ist der Nachweis lokal nicht erfüllt:

$$\sigma_{c,Dübel,FE} = 74,17 \frac{N}{mm^2} > \sigma_{Rd,max} = 67,20 \frac{N}{mm^2} \quad (4.60)$$

Der Nachweis ist somit auch mit den Ergebnissen der FE-Berechnungen nicht erfüllt. Die FE-Elemente in den Dübeln haben eine Kantenlänge der FE-Elemente von 10 mm, wodurch sich in Bodendübel in Dübelleiste 5 nur ein FE-Element in Querrichtung befindet, was zu großen Spannungskonzentrationen in diesem Element führt. Um die tatsächliche Spannungsverteilung in diesem Bereich besser analysieren zu können, ist ein FE-Modell mit einer feineren Vernetzung in den Dübeln notwendig.

4.6 Nachweise im Auflagerbereich

Die Nachweise im Auflagerbereich beruhen auf dem zuvor vorgestellten Ingenieurmodell (Sprengwerkmodell und Biegeträgermodell). Beide dieser Modelle betrachten jedoch nur den Bereich bis zur Lagerleiste, wodurch für die Nachweise im Auflagerbereich zusätzliche Annahmen (auf der sicheren Seite liegend) getroffen werden.

Im Auflagerbereich kommt es zu Spannungskonzentrationen, die aufgrund der groben Vernetzung des FE-Modells (10 mm Kantenlänge der FE-Elemente für Betonbauteile, 5 mm Kantenlänge für Stahlbauteile) nicht genau erfasst werden können. Ein Vergleich der Berechnungsergebnisse mit den FE-Berechnungen wird somit nur dort durchgeführt, wo ein aussagekräftiger Vergleich angestellt werden kann. Für weitere, genauere Betrachtungen der Spannungsverläufe in den Randbereichen ist ein FE-Modell mit einer feineren Vernetzung erforderlich.

4.6.1 Hertz'sche Pressung in der Lagerleiste

Die SCSC-Plattenbrücke ist in Querrichtung auf einer durchgehenden Lagerleiste gelagert. Die Geometrie dieser Lagerleiste wird für die Nachweise laut dem FE-Modell von Lorenz [1] übernommen. Der Radius der Kontaktfläche der Lagerleiste beträgt 100 mm (siehe Abbildung 4.28). Die Lagerreaktionen aus dem Sprengwerkmodell (504,89 kN – siehe Abbildung 4.2) und dem Biegeträgermodell (710,09 kN – siehe Abbildung 4.3) werden für die Nachweise der Hertz'schen Pressung angesetzt. Somit ergibt sich eine gesamte Auflagerkraft von 1214,98 kN.

$$A_{ges} = A_{SW} + A_{BT} = 504,89 + 710,09 = 1214,98 \text{ kN} \quad (4.61)$$

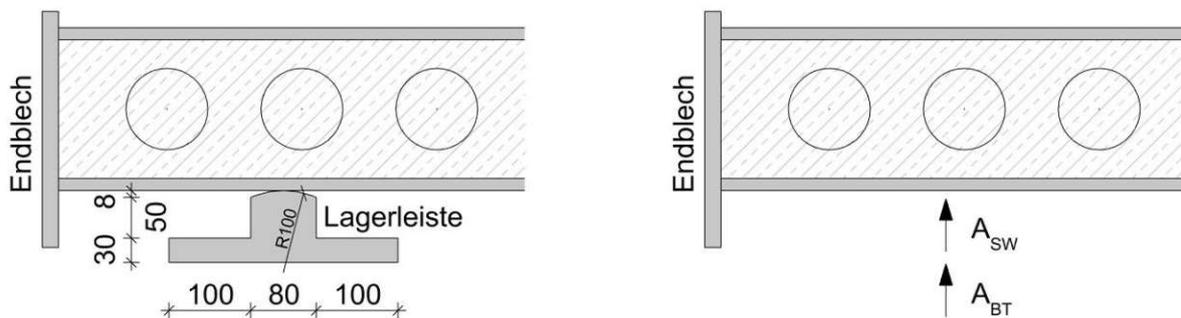


Abbildung 4.28: Geometrie der Lagerleiste und Auflagerreaktionen

Die Hertz'sche Pressung für Linienlagerung [21] ergibt sich für den Kontakt einer zylindrischen Fläche (Lagerleiste) mit einer ebenen Fläche (Bodenblech) zu:

$$p_{max} = \sqrt{\frac{A_{ges} * E}{2 * \pi * r * L * (1 - \nu^2)}} = \sqrt{\frac{1214,98 * 10^3 * 210000}{2 * \pi * 100 * 4210 * (1 - 0,3^2)}} = 325,57 \frac{N}{mm^2} \quad (4.62)$$

Mit

A_{ges} Auflagerkraft laut Ingenieurmodell [N]

E Elastizitätsmodul Stahl [N/mm²]

$$\frac{1}{r} = \frac{1}{r_1} + \frac{1}{r_2} = \frac{1}{100} + \frac{1}{\infty} = \frac{1}{100} \rightarrow r = 100 \text{ (} r = \text{Ersatzkrümmungsradius)} \quad (4.63)$$

r_1, r_2 Radien der Kontaktflächen: $r_1 = 100 \text{ mm}$ (Lagerleiste)

$r_2 = \infty$ (Bodenblech)

L Länge der Linienlagerung: $L = 4210 \text{ mm}$ (Abbildung 3.2)

ν Querdehnzahl: $\nu = 0,3$ (Stahl)

Die Breite der Fläche dieser Pressung [21] ergibt sich zu:

$$b_{\text{Hertz}} = 2 * \sqrt{\frac{8 * (1 - \nu^2) * A * r}{\pi * E * l}} = 2 * \sqrt{\frac{8 * (1 - 0,3^2) * 1214,98 * 10^3 * 100}{\pi * 210000 * 4210}} \quad (4.64)$$

$$= 1,13 \text{ mm} \approx 1 \text{ mm}$$

Der charakteristische Grenzdruck nach Hertz liegt deutlich über der Fließgrenze, ein genauer Wert kann jedoch mit den aktuellen Normen nicht eindeutig bestimmt werden. Da der Druck aus Hertz'scher Pressung jedoch auch unter der Fließgrenze liegt, wird diese für den Nachweis verwendet. Auf eine Berechnung der Ausnutzung wird verzichtet.

$$p_{\text{max}} = 325,57 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2} < f_{yd} = 355 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2} \quad (4.65)$$

Der Nachweis ist somit mit den Werten aus dem Ingenieurmodell erfüllt.

Die maximale Kontaktspannung laut den FE-Berechnungen beträgt im ULS 232,53 N/mm² und befindet sich am Ende der Lagerleiste, unter dem Randbereich der SCSC-Plattenbrücke (siehe Abbildung 4.29 und Abbildung 4.30). Die Berechnung der Hertz'schen Pressung liegt somit auf der sicheren Seite.

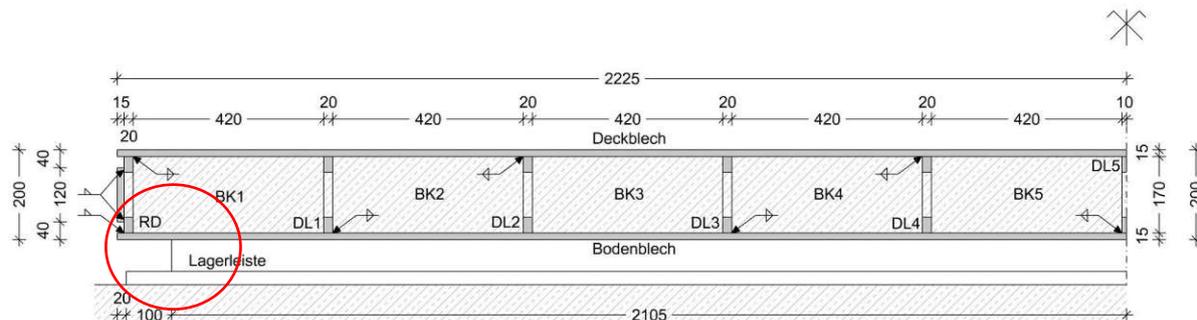


Abbildung 4.29: Bereich der maximalen Kontaktspannung in der Lagerleiste

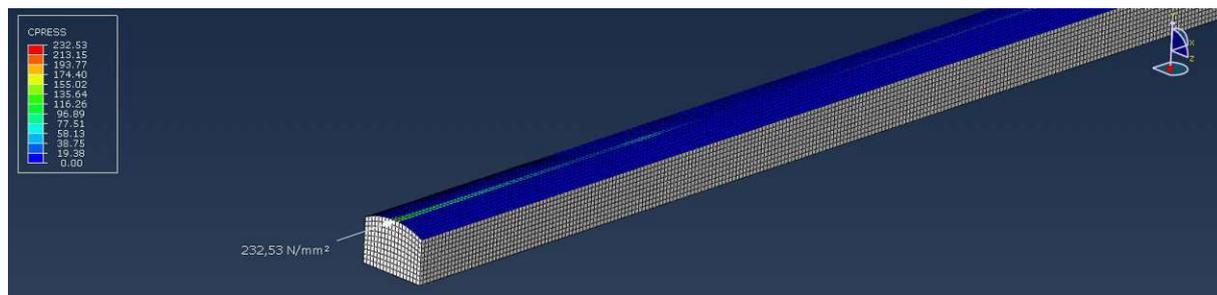


Abbildung 4.30: Maximale Kontaktspannung in der Lagerleiste laut FE-Berechnungen im ULS

4.6.2 Einleitung der Auflagerreaktion in das Sprengwerk

Die ermittelte Kraft aus dem Sprengwerkmodell, die über die Lagerleiste eingeleitet wird beträgt im ULS 504,89 kN (siehe Abbildung 4.2). Die Neigung der Lastausbreitung im Bodenblech wird dabei mit 1:2,5 angenommen. Die Breite, auf die die Hertz'sche Pressung wirkt (siehe Gl. (4.64)), wird hierbei vernachlässigt, da sie ohnehin nur ca. 1 mm beträgt. Der Auflagerbereich für das Sprengwerkmodell ist in folgender Abbildung dargestellt.

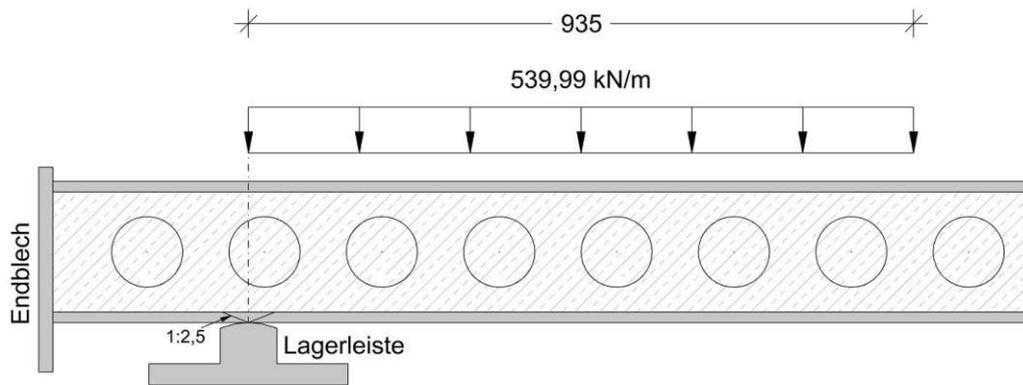


Abbildung 4.31: Auflagerbereich für das Sprengwerkmodell

Die Normalkraft aus dem Obergurt vom Sprengwerkmodell ist ebenfalls bekannt und kann mit einer Druckzonenhöhe von 42,5 mm eingezeichnet werden. Somit ergibt sich ein Betonkeil mit der Geometrie, die in Abbildung 4.32 dargestellt ist. Aus der Summe der Horizontalkräfte folgt:

$$N_{\text{Endblech}} = N_{\text{OG}} = 1510,63 \text{ kN} \quad (4.66)$$

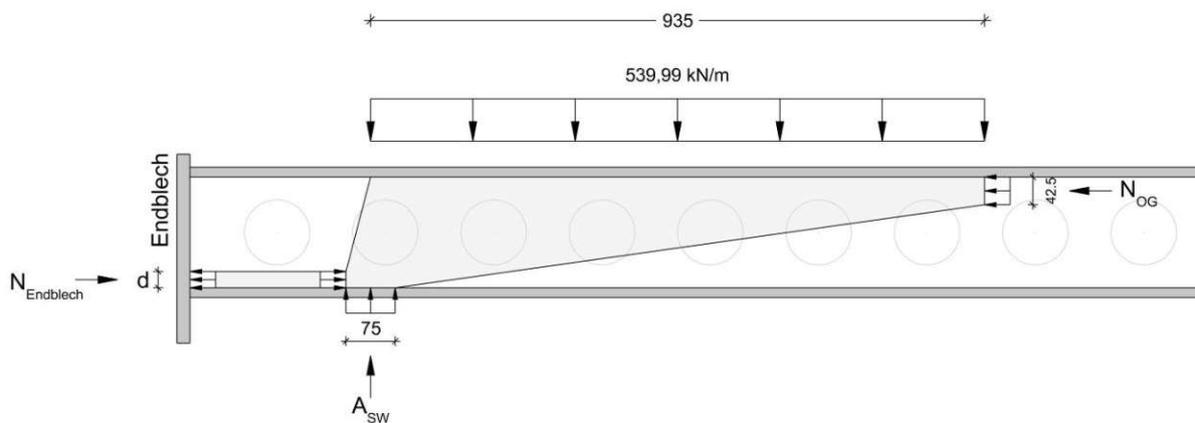


Abbildung 4.32: Geometrie des Betonkeils des Sprengwerkmodells im ULS

In Abbildung 4.33 ist der freigeschnittene Betonkeil mit allen resultierenden Kräften dargestellt.

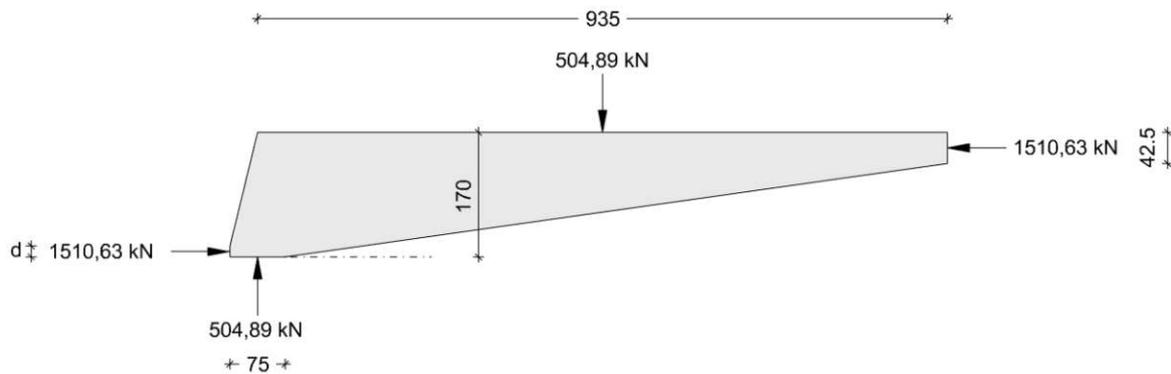


Abbildung 4.33: freigeschnittener Betonkeil mit resultierenden Kräften

Das Momentengleichgewicht in diesem Betonkeil ist nicht erfüllt, das erklärt sich aus der Tatsache, dass alle diese Einwirkungen bereits zuvor mit dem Sprengwerkmodell (siehe Abbildung 4.2) ermittelt wurden (welches sich im Gleichgewicht befindet). Lediglich die Dicke d der Betonstrebe ist unbekannt und kann mit dieser Modellbildung nicht ermittelt werden. Die Dicke wird anhand der Ergebnisse der FE-Berechnungen abgeschätzt. In Abbildung 4.34 sind die Betondruckspannungen am Endblech dargestellt. Zu sehen ist, dass der untere Bereich starke Druckspannungen, entsprechend der Modellbildung, aufweist. Die zwei unteren Reihen der FE-Elemente (Kantenlänge je FE-Element beträgt 10 mm) sind stark gedrückt, die Dicke der Betondruckstrebe wird folglich mit 20 mm gewählt.

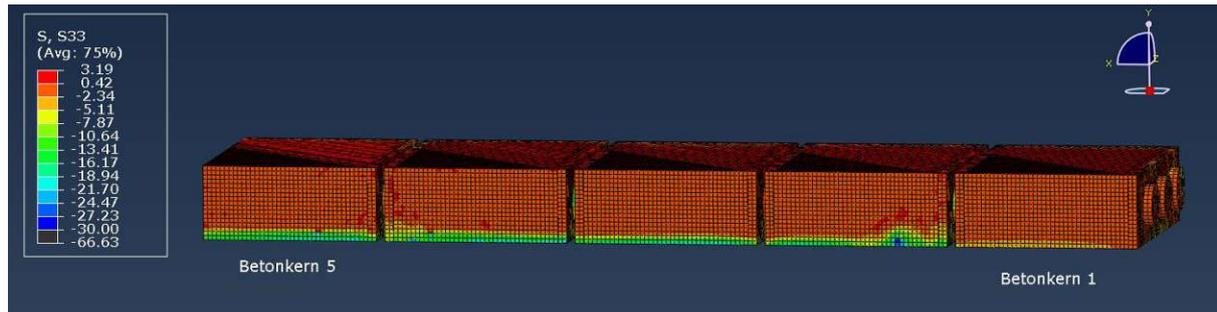


Abbildung 4.34: Betondruckspannungen in Längsrichtung am Endblech

Mit dieser Dicke kann die Druckspannung in der Betonstrebe berechnet und der Nachweis geführt werden:

$$\sigma_{c,Betonstrebe} = \frac{N_{Endblech}}{d * b_{Beton}} = \frac{1510,63 * 10^3}{20 * 10 * 420} = 17,98 \frac{N}{mm^2} < f_{cd} = 26,67 \frac{N}{mm^2} \quad (4.67)$$

$$\eta = \frac{17,98}{26,67} = 0,67 \quad (4.68)$$

Außerdem muss die lokale Pressung im Betonkeil nachgewiesen werden, wo die Auflagerreaktion eingeleitet wird. Mit einer Breite von 75 mm ergibt sich die lokale Pressung im Beton über dem Auflager zu:

$$\begin{aligned} \sigma_{c,Lagerleiste} &= \frac{A_{SW}}{b_{Lasteinleitung} * b_{Beton}} = \frac{504,89 * 10^3}{75 * (10 * 420)} = 1,60 \frac{N}{mm^2} < f_{cd} \\ &= 26,67 \frac{N}{mm^2} \end{aligned} \quad (4.69)$$

$$\eta = \frac{1,60}{26,67} = 0,06 \quad (4.70)$$

Der berechnete Wert liegt deutlich unter der Druckfestigkeit des Betons, der Nachweis ist somit erfüllt.

4.6.3 Einleitung der Auflagerreaktion in den Biegeträger

Die Auflagerreaktion des Biegeträgers wird durch das Bodenblech in die Stegflächen (Dübelleisten) der SCSC-Plattenbrücke eingeleitet. Auch hier wird im ULS eine Lastausbreitung mit einer Neigung von 1:2,5 angenommen. Wichtig ist hierbei nochmals zu erwähnen, dass im Biegeträgermodell die Löcher in den Dübelleisten nicht modelliert sind, sondern eine durchgehende Aussparung mit der Höhe von 100 mm (siehe Abbildung 4.35).

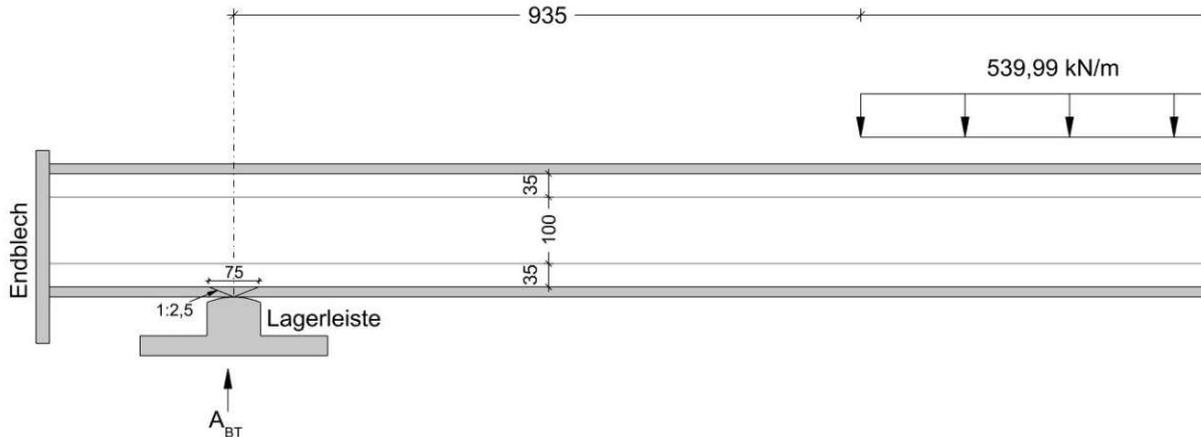


Abbildung 4.35: Auflagerbereich des Biegeträgermodells im ULS

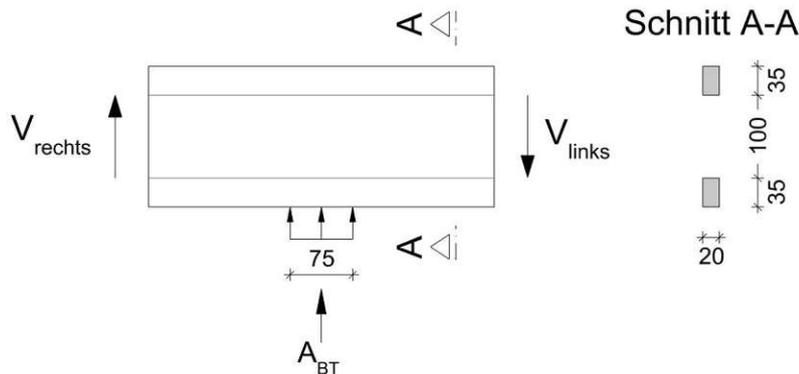


Abbildung 4.36: Lasteinleitung in die freigeschnittene Dübelleiste und Querschnitt laut Biegeträgermodell im ULS

Die Auflagerkraft wird nicht nur in die am Bodenblech angeschweißten Dübelleisten eingeleitet, die Kraft kann auch an den nicht angeschweißten Dübelleisten über Druck eingeleitet werden. In Abbildung 4.36 ist eine Dübelleiste freigeschnitten und im Querschnitt dargestellt. Es ergibt sich eine lokale Pressung an der Stelle der Lasteinleitung zu:

$$\sigma_{a,Lagerleiste} = \frac{A_{BT}}{b_{Lasteinleitung} * d_{Dübelleiste,gesamt}} = \frac{710,09 * 10^3}{75 * (20 * 11)} = 43,04 \frac{N}{mm^2} \quad (4.71)$$

Diese lokale Spannung muss noch mit der Schubspannung in den Dübelleisten (92,22 N/mm²) laut Kapitel 4.3.6 überlagert werden. Anschließend wird ein Vergleichsspannungsnachweis nach Mises geführt.

$$\sigma_V = \sqrt{\sigma_{a,Lagerleiste}^2 + 3 * \tau_{Ed}^2} = \sqrt{43,04^2 + 3 * 92,22^2} = 165,43 \frac{N}{mm^2} < f_{yd}$$

$$= 355 \frac{N}{mm^2} \quad (4.72)$$

$$\eta = \frac{165,43}{355} = 0,47 \quad (4.73)$$

Auch die Längskehlnähte müssen für diese lokale Lasteinleitung nachgewiesen werden. Die wirksamen Schweißnahtdicken werden dazu in die Horizontale geklappt, wie in Abbildung 4.37 dargestellt.

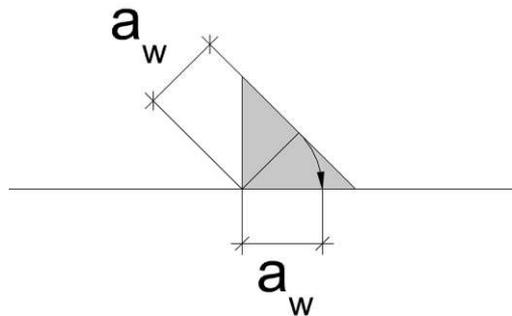


Abbildung 4.37: Klappen der Schweißnähte für die Nachweisführung der lokalen Lasteinleitung

Die Druckkraft in die Schweißnähte wird jedoch nur dann eingeleitet, wenn ein Spalt zwischen Dübelleiste und Bodenblech vorhanden ist (siehe Abbildung 4.38). Ansonsten wird die Auflagerreaktion über Druck direkt in die Dübelleisten eingeleitet, wobei die Schweißnaht nicht beansprucht wird. Wird bei der Herstellung der Schweißnähte gewährleistet, dass kein Spalt zwischen Bodenblech und Dübelleiste entsteht, entfällt dieser Nachweis.

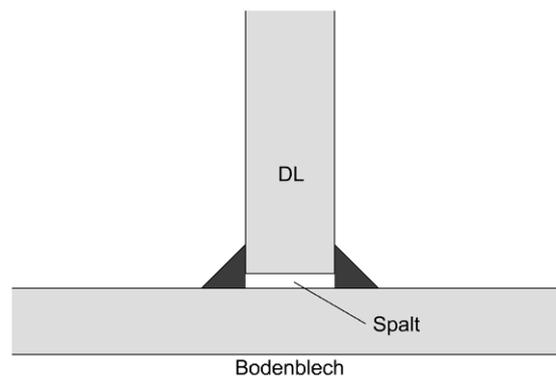


Abbildung 4.38: Spalt zwischen Dübelleiste und Bodenblech

Es sind fünf Dübelleisten am Bodenblech angeschweißt. Sechs Dübelleisten sind nicht am Bodenblech angeschweißt, dort wird die Kraft über Druck eingeleitet. Unter der Annahme, dass alle Dübelleisten den gleichen Anteil der Auflagerreaktion aufnehmen, ergibt sich die Normalspannungskomponente für die Doppelkehlnähte ergibt sich zu:

$$\sigma_{\perp,Ed} = \frac{A_{BT}}{b_{Lasteinleitung} * a_{w,ges}} * \frac{n_{angeschweißt}}{n_{gesamt}} = \frac{710,09 * 10^3}{75 * 5 * (2 * 7)} * \frac{5}{11} = 61,48 \frac{N}{mm^2} \quad (4.74)$$

Zusätzlich muss diese Schweißnahtspannung mit der Schubspannungskomponente parallel zur Schweißnahtachse überlagert werden (siehe Kapitel 4.3.5). Der Nachweis ergibt sich laut ÖNORM EN 1993-1-8 [20], Kapitel 4.5.3.3 zu:

$$\begin{aligned} \sigma_{w,Ed} &= \sqrt{\sigma_{\perp,Ed}^2 + \tau_{\parallel,max}^2} = \sqrt{61,48^2 + 107,04^2} = 123,44 \frac{N}{mm^2} < f_{vw,d} \\ &= \frac{f_u}{\beta_w * \gamma_{M2} * \sqrt{3}} = \frac{490}{0,9 * 1,25 * \sqrt{3}} = 251,47 \frac{N}{mm^2} \end{aligned} \quad (4.75)$$

$$\eta = \frac{123,44}{251,47} = 0,49 \quad (4.76)$$

Der Nachweis der lokalen Lasteinleitung ist somit auch erfüllt.

4.6.4 Nachweise am Endblech

Folgende Abbildung zeigt die Randausbildung der SCSC-Plattenbrücke wie sie im FE-Modell von Lorenz [1] modelliert ist. Dabei wurden die Schweißnähte, die das Endblech und das Boden- bzw. Deckblech verbinden, nicht als solche modelliert, sondern als starre Kopplungen zwischen den jeweiligen Bauteilen.

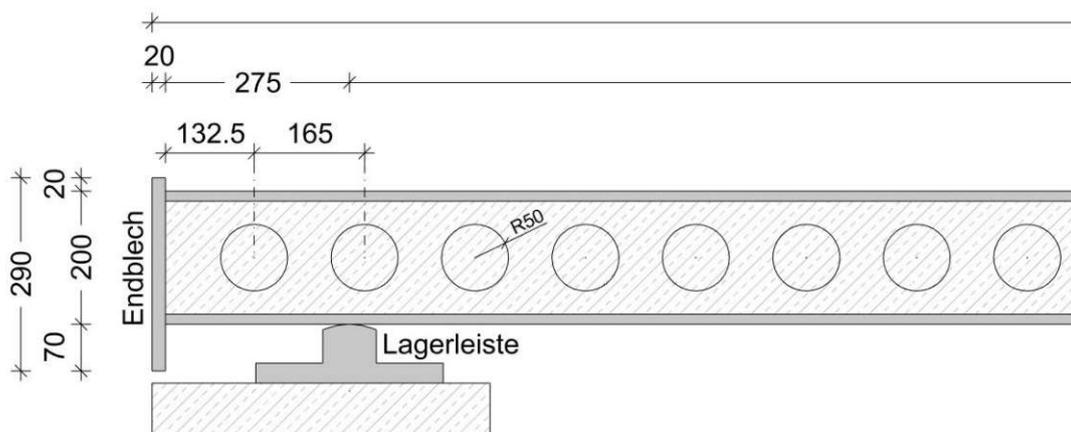


Abbildung 4.39: Randausbildung der SCSC-Plattenbrücke laut FE-Modell von Lorenz [1]

Der Überstand des Endbleches über das Deckblech hat jedoch Nachteile hinsichtlich des Oberbaus. Daraus folgend wird im nächsten Kapitel das Deckblech über das Endblech geführt und über eine versenkte Kehlnaht angeschlossen, wie es in Abbildung 4.40 dargestellt ist. Die Schweißnaht zwischen Bodenblech und Endblech kann entweder als Kehlnaht oder als versenkte Kehlnaht ausgeführt werden.

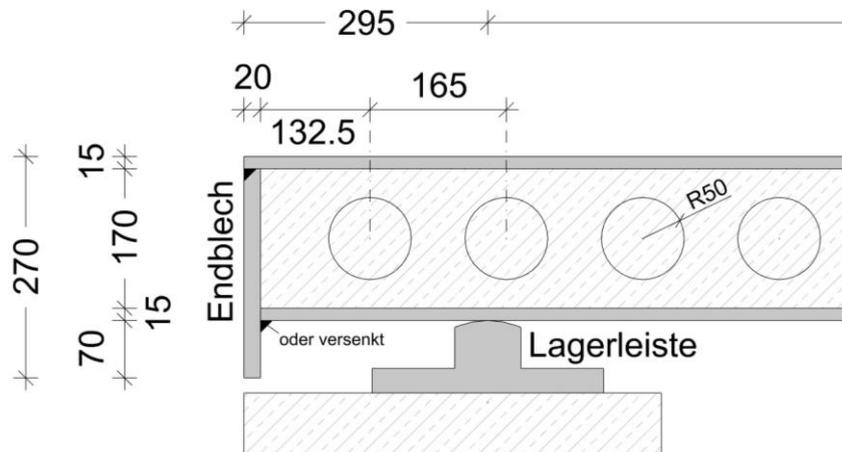


Abbildung 4.40: Randausbildung und Schweißnähte für die Nachweise

Als statisches System für die Bemessung der Schweißnähte wird ein fiktiver Rahmen angenommen, welcher in Abbildung 4.41 dargestellt ist. Die Rahmenhöhe h_1 ergibt sich aus dem Abstand der Flächenschwerpunkte des Boden- und des Deckblechs. Die einwirkenden Kräfte resultieren aus dem Sprengwerk- und dem Biegeträgermodell, welche im Folgenden erläutert werden.

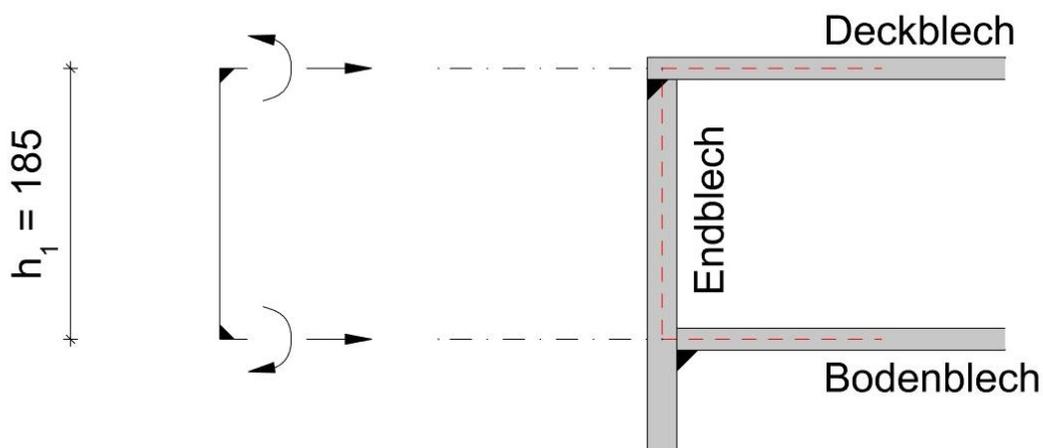


Abbildung 4.41: fiktiver Rahmen zur Schweißnahtbemessung

Einwirkungen aus dem Sprengwerkmodell

Die Lage und die Größe der Druckkraft wurden in Kapitel 4.6.2 berechnet. Diese Kraft wird auf den fiktiven Rahmen aufgebracht und somit die Schnittgrößen für die Schweißnahtdimensionierung aus dem Sprengwerkmodell berechnet. Das statische System zur Berechnung dieser Schnittgrößen, sowie die Ergebnisse sind in Abbildung 4.42 dargestellt.

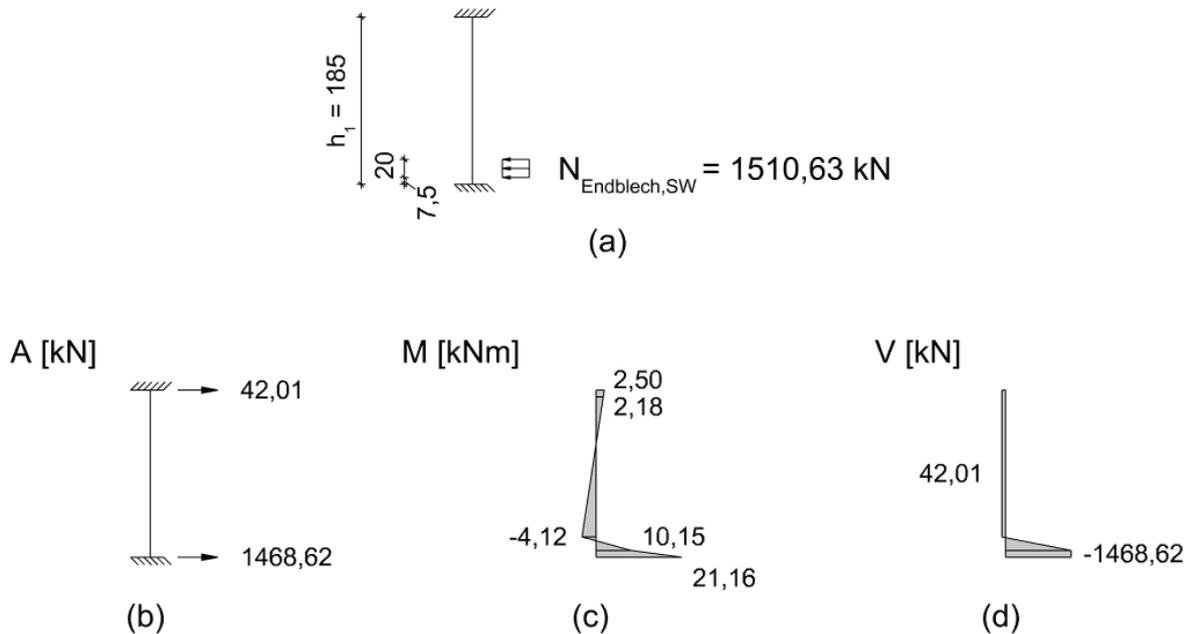


Abbildung 4.42: Ermittlung der Schnittgrößen für die Schweißnahtbemessung laut Sprengwerkmodell im ULS
a) statisches System; b) Auflagerreaktionen; c) Momentenverlauf; d) Querkraftverlauf

Einwirkungen aus dem Biegeträgermodell

Wie in Kapitel 4.5 beschrieben drücken die ersten drei Dübelkräfte der SCSC-Plattenbrücke auf das Endblech. Aus diesen Kräften resultieren Momente in den Schweißnähten, sowie Normalkräfte im Boden- bzw. Deckblech, die die Schweißnähte beanspruchen. Laut der Modellbildung des Biegeträgers kann der auskragende Bereich der SCSC-Platte nicht berücksichtigt werden. So werden folglich die ersten drei Dübelkräfte, die mit dem Biegeträgermodell berechnet werden können, angesetzt. Diese Dübelkräfte werden im Folgenden als D_1 , D_2 und D_3 bezeichnet und sind in Abbildung 4.43 dargestellt.

Die Breite der Druckstreben kann mit dem Biegeträgermodell nicht bestimmt werden. Sie hat jedoch keinen ausschlaggebenden Einfluss auf die Schnittgrößenermittlung und wird folglich wie im Sprengwerkmodell mit 20 mm gewählt.

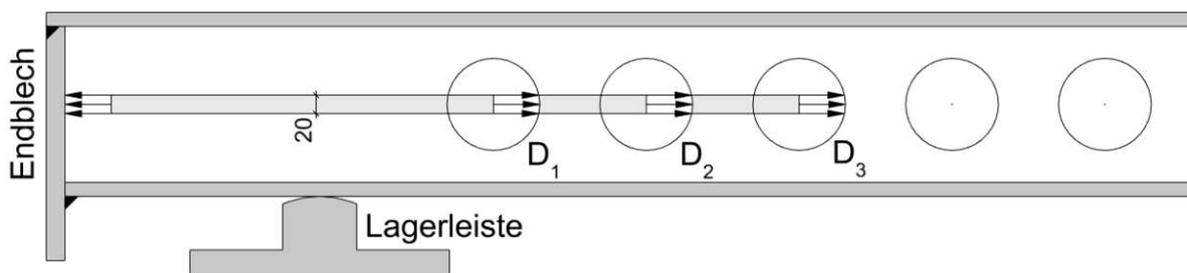


Abbildung 4.43: Dübelkräfte aus dem Biegeträgermodell

Diese Einwirkungen werden auf den zuvor beschriebenen fiktiven Rahmen aufgebracht, woraus die Schnittgrößen zur Dimensionierung der Schweißnähte folgen (siehe Abbildung 4.44). Die Größe der Kraft wird bereits in Kapitel 4.5 ermittelt, sie beträgt:

$$N_{\text{Endblech},BT} = 1766,25 \text{ kN} \quad (4.77)$$

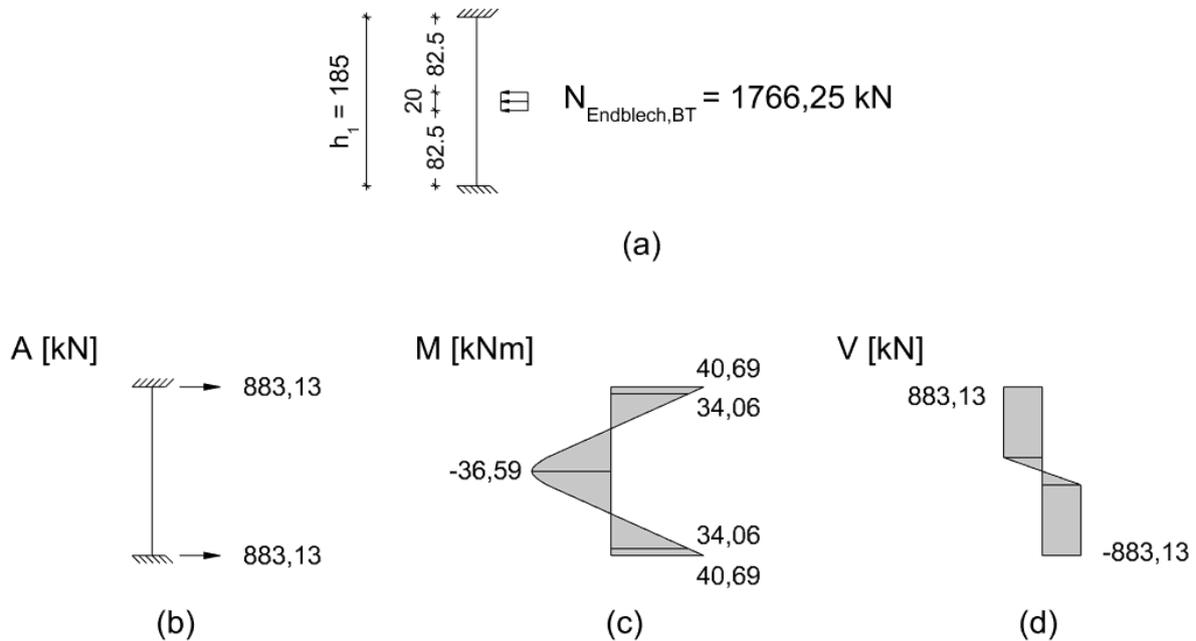


Abbildung 4.44: Ermittlung der Schnittgrößen für die Schweißnahtbemessung laut Biegeträgermodell im ULS

a) statisches System; b) Auflagerreaktionen; c) Momentenverlauf; d) Querkraftverlauf

Da die Schweißnähte in der FE-Berechnung nicht als solche modelliert sind, sondern als starre Kopplung zwischen den jeweiligen Konstruktionselementen, kann zu den folgenden Berechnungen kein aussagekräftiger Vergleich zu den FE-Berechnungen angestellt werden. Die oben getroffenen Annahmen zu den Einwirkungen auf die Schweißnähte liegen alle auf der sicheren Seite, woraus rechnerisch große wirksame Schweißnahtdicken resultieren. Um den Randbereich und die wirkenden Schweißnahtspannungen genau zu erfassen, sind FE-Berechnungen mit einer feineren Vernetzung, bei denen die Schweißnähte tatsächlich als solche modelliert werden, nötig.

4.6.4.1 Spannungsnachweis im Endblech

Das 20 mm dicke Endblech wird aus den zuvor ermittelten Schnittgrößen auf Biegung und Querkraft beansprucht. Um das Endblech nachzuweisen, werden die maximalen Biegemomente und Querkräfte aus Abbildung 4.42 und Abbildung 4.44 angesetzt. Diese Werte ergeben sich zu:

$$M_{Ed} = M_{SW} + M_{BT} = 21,16 + 40,69 = 61,85 \text{ kNm} \quad (4.78)$$

$$V_{Ed} = V_{SW} + V_{BT} = 1468,62 + 883,13 = 2351,75 \text{ kN} \quad (4.79)$$

Die resultierenden Spannungen aus diesen Einwirkungen ergeben sich zu:

$$\sigma_{Ed} = \frac{M_{Ed}}{W_{Endblech}} = \frac{61,85 \cdot 10^6}{\frac{20^2 \cdot 4450}{6}} = 208,48 \frac{N}{mm^2} \quad (4.80)$$

$$\tau_{Ed} = \frac{V_{Ed}}{A_{Endblech}} = \frac{2351,75 \cdot 10^3}{20 \cdot 4450} = 26,42 \frac{N}{mm^2} \quad (4.81)$$

Der Vergleichsspannungsnachweis nach Mises ergibt sich zu:

$$\sigma_V = \sqrt{\sigma_{Ed}^2 + 3 \cdot \tau_{Ed}^2} = \sqrt{208,48^2 + 3 \cdot 26,42^2} = 213,04 \frac{N}{mm^2} < f_{yd} = 355 \frac{N}{mm^2} \quad (4.82)$$

$$\eta = \frac{213,04}{355} = 0,60 \quad (4.83)$$

Der Nachweis für das Endblech ist somit erfüllt.

4.6.4.2 Spannungsnachweis im Boden- bzw. Deckblech

Das Deckblech und das Bodenblech werden laut Modellbildung auf Biegung und Normalkraft beansprucht. Die Einwirkungen folgen wiederum aus Abbildung 4.42 und Abbildung 4.44.

Bodenblech

$$M_{Ed, BB} = M_{SW, BB} + M_{BT, BB} = 21,16 + 40,69 = 61,85 \text{ kNm} \quad (4.84)$$

$$F_{Ed, BB} = V_{SW, BB} + V_{BT, BB} = 1468,62 + 883,13 = 2351,75 \text{ kN} \quad (4.85)$$

Die resultierende Normalspannung aus diesen Einwirkungen ergibt sich zu:

$$\sigma_{Ed, BB} = \frac{M_{Ed, BB}}{W_{Bodenblech}} + \frac{F_{Ed, BB}}{A_{Bodenblech}} = \frac{61,85 \cdot 10^6}{\frac{15^2 \cdot 4450}{6}} + \frac{2351,75 \cdot 10^3}{15 \cdot 4450} = 405,87 \frac{N}{mm^2} \quad (4.86)$$

Der Nachweis ergibt sich somit zu:

$$\sigma_{Ed, BB} = 405,87 \frac{N}{mm^2} > f_{yd} = 355 \frac{N}{mm^2} \quad (4.87)$$

$$\eta = \frac{405,87}{355} = 1,14 \quad (4.88)$$

Der Nachweis für das Bodenblech ist nicht erfüllt.

Deckblech

$$M_{Ed,DB} = M_{SW,DB} + M_{BT,DB} = 2,50 + 40,69 = 43,19 \text{ kNm} \quad (4.89)$$

$$F_{Ed,BB} = V_{SW,BB} + V_{BT,BB} = 42,01 + 883,13 = 925,14 \text{ kN} \quad (4.90)$$

Die resultierende Normalspannung aus diesen Einwirkungen ergibt sich zu:

$$\sigma_{Ed,DB} = \frac{M_{Ed,DB}}{W_{Deckblech}} + \frac{F_{Ed,DB}}{A_{Deckblech}} = \frac{43,19 \cdot 10^6}{\frac{15^2 \cdot 4450}{6}} + \frac{925,14 \cdot 10^3}{15 \cdot 4450} = 272,68 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2} \quad (4.91)$$

Der Nachweis für das Bodenblech ergibt sich somit zu:

$$\sigma_{Ed,DB} = 272,68 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2} < f_{yd} = 355 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2} \quad (4.92)$$

$$\eta = \frac{272,68}{355} = 0,77 \quad (4.93)$$

Der Nachweis für das Deckblech ist erfüllt.

4.6.4.3 Schweißnahtverbindungen im Auflagerbereich

Das Endblech wird über eine versenkte Kehlnaht an das Deckblech angeschlossen. Das Schweißnahtdetail ist in Abbildung 4.45 dargestellt.

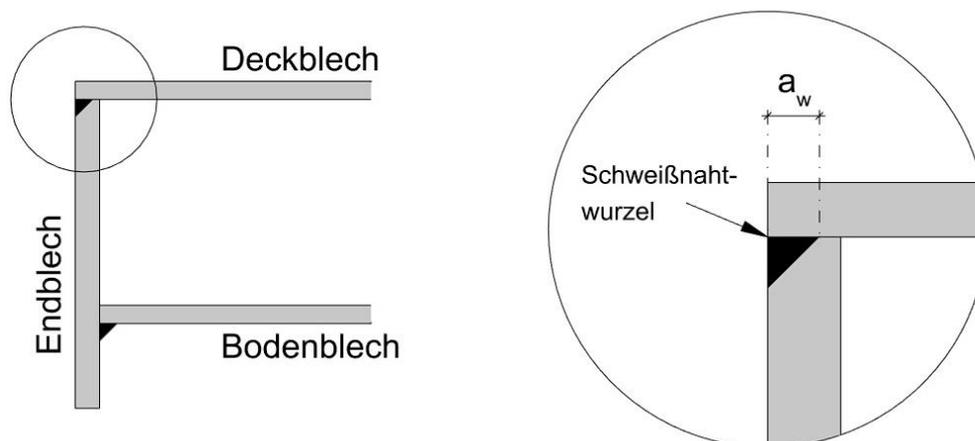


Abbildung 4.45: Versenkte Kehlnaht am Endblech - Deckblech (links); Schweißnahtdetail (rechts)

Die einwirkenden Beanspruchungen für die versenkte Kehlnaht zwischen Deckblech und Endblech ergeben sich aus den zuvor berechneten Schnittgrößenverläufen laut Sprengwerkmodell (siehe Abbildung 4.42b) und Biegeträgermodell (siehe Abbildung 4.44b).

$$F_{Ed} = V_{SW} + V_{BT} = 42,01 + 883,13 = 925,14 \text{ kN} \quad (4.94)$$

Das einwirkende Moment ergibt sich auf Höhe der Schweißnahtwurzel zu:

$$M_{Ed} = M_{SW} + M_{BT} = 2,18 + 34,06 = 36,24 \text{ kNm} \quad (4.95)$$

Für eine wirksame Schweißnahtdicke von 12 mm sind die Nachweise erfüllt. Die Spannungskomponenten in der Schweißnahtfläche betragen dabei:

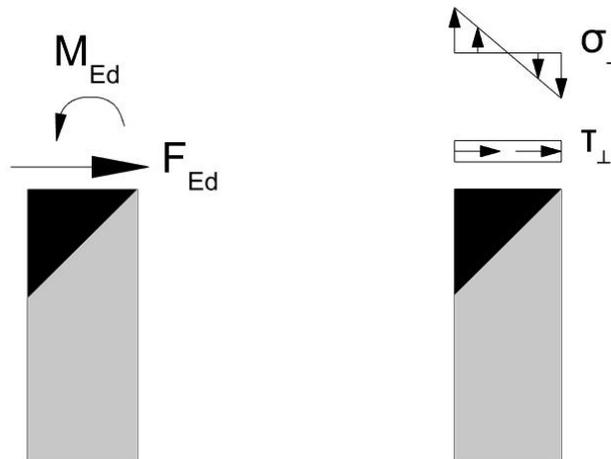


Abbildung 4.46: Resultierende Schweißnahtspannung zufolge der Beanspruchung aus dem Ingenieurmodell

$$\sigma_{\perp,Ed} = \frac{M_{Ed}}{W_w} = \frac{36,24 \cdot 10^6}{\frac{12^2 \cdot 4450}{6}} = 339,33 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2} \quad (4.96)$$

$$\tau_{\perp,Ed} = \frac{F_{Ed}}{a_w \cdot l_w} = \frac{925,14 \cdot 10^3}{12 \cdot 4450} = 17,32 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2} \quad (4.97)$$

Die Nachweise ergeben sich mit den richtungsbezogenen Verfahren zu:

$$\sigma_{\perp,Ed} = 339,33 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2} < \sigma_{\perp,Rd} = \frac{0,9 \cdot f_u}{\gamma_{M2}} = \frac{0,9 \cdot 490}{1,25} = 352,8 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2} \quad (4.98)$$

$$\begin{aligned} \sigma_{w,Ed} &= \sqrt{\sigma_{\perp,Ed}^2 + 3 \cdot \tau_{\perp,Ed}^2} = \sqrt{339,33^2 + 3 \cdot 17,32^2} = 340,65 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2} < \frac{f_u}{\beta_w \cdot \gamma_{M2}} \\ &= \frac{490}{0,9 \cdot 1,25} = 435,56 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2} \end{aligned} \quad (4.99)$$

$$\eta = \frac{339,33}{352,80} = 0,96 \quad (4.100)$$

Die Nachweise sind somit für die versenkte Kehlnaht mit wirksamer Schweißnahtdicke von 12 mm erfüllt.

Wie zuvor in Kapitel 4.6.4.2 gezeigt wird, ist der Spannungsnachweis im Bodenblech mit den Einwirkungen aus dem Ingenieurmodell nicht erfüllt, was bedeutet, dass der Schweißnahtnachweis auch für eine durchgeschweißte Naht nicht erfüllt wäre.

Diese Tatsache ist der sehr konservativen Modellbildung für die Ermittlung der Beanspruchung aus dem Sprengwerkmodell und dem Biegeträgermodell geschuldet. Vor allem das Biegeträgermodell, bei dem sich die ersten drei horizontalen Dübelkräfte in der Mitte des Endblechs abstützen, führt zu sehr großen Biegemomenten. Diese Annahme ist zwar für die Dimensionierung der Schweißnähte auf der sicheren Seite, stellt sich aber als zu konservativ heraus. Auch anhand der FE-Modelle kann keine Spannungskonzentration in diesem sehr biegeweichen Teil der Endplatte festgestellt werden.

In Abbildung 4.47 ist ein alternatives Biegeträgermodell für die Schweißnahtbemessung dargestellt, bei dem sich die Druckspannungen aus den horizontalen Dübelkräften in den (deutlich biegesteiferen) Eckbereichen konzentrieren. Dadurch verringern sich die einwirkenden Momente für die Schweißnahtbemessung deutlich. Dieses Biegeträgermodell im Auflagerbereich wird jedoch im Rahmen dieser Arbeit nicht weiter ausgeführt.

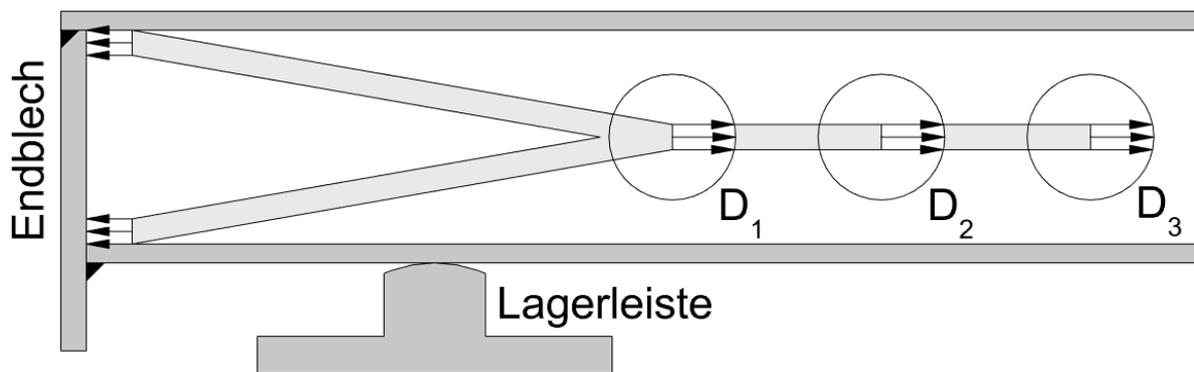


Abbildung 4.47: Alternatives Biegeträgermodell mit Lastkonzentration in den Eckbereichen am Endblech

Ein weiteres alternatives Biegeträgermodell ist in Abbildung 4.48 dargestellt. Ausgehend von der Annahme, dass die Dübelkraft sich im Dübelloch mit 90° ausbreitet (siehe Abbildung 4.25) und an der rechten Flanke abstützt, verteilt sich die Spannung gleichmäßig auf das Endblech. Auch diese alternative Modellbildung wird nicht weiter ausgeführt.

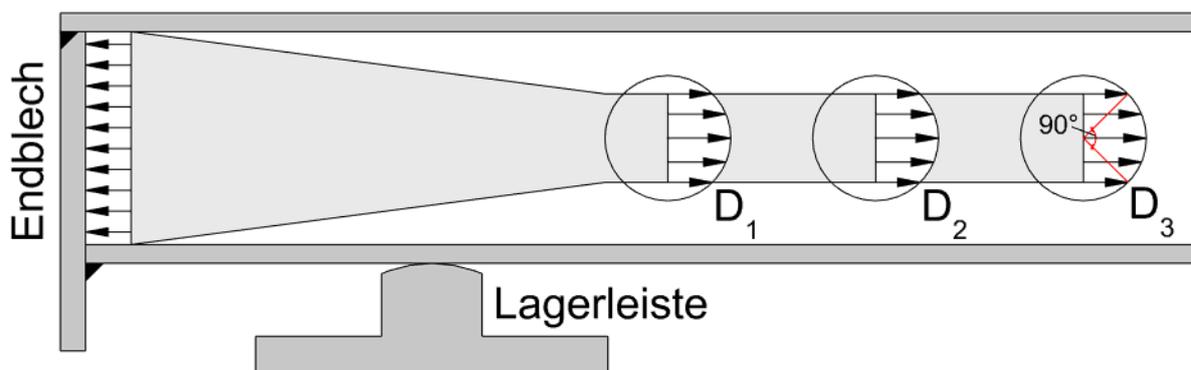


Abbildung 4.48: Alternatives Biegeträgermodell mit gleichmäßiger Lastausbreitung auf das Endblech

4.7 Vergleich der Ergebnisse

Stahl

Zugkraft im Bodenblech laut ABAQUS	5517,27 kN
Zugkraft im Bodenblech laut Ingenieurmodell	7192,71 kN (130%)
Druckkraft im Deckblech laut ABAQUS	-4780,95 kN
Druckkraft im Deckblech laut Ingenieurmodell	-5682,08 kN (119%)
Maximale Zugspannung im Bodenblech laut ABAQUS	106,08 N/mm ²
Maximale Zugspannung im Bodenblech laut Ingenieurmodell	134,69 N/mm ² (127%)
Maximale Druckspannung im Deckblech laut ABAQUS	-93,30 N/mm ²
Maximale Druckspannung im Deckblech laut Ingenieurmodell	-106,41 N/mm ² (114%)
Maximale Schubspannung in Dübelleiste 5 laut ABAQUS	79,18 N/mm ²
Maximale Schubspannung in Dübelleiste 5 laut Ingenieurmodell	92,22 N/mm ² (116%)
Maximaler Schubfluss in Dübelleiste 4 laut ABAQUS	-1333,65 N/mm
Maximaler Schubfluss in Dübelleiste 4 laut Ingenieurmodell (Faktor k)	-1498,58 N/mm (112%)
Maximale Dübelkraft laut ABAQUS	91,53 kN
Maximale Dübelkraft laut Ingenieurmodell	117,75 kN (129%)

Beton

Druckkraft laut ABAQUS	-3005,38 kN
Druckkraft laut Ingenieurmodell	-3276,88 kN (109%)
Maximale Druckspannung laut ABAQUS (BK5 Oberkante)	-19,25 N/mm ²
Maximale Druckspannung laut Ingenieurmodell ($b_{\text{eff}} = 0,85$)	-21,60 N/mm ² (112%)
Maximale Druckspannung in den Betondübeln laut ABAQUS	-74,17 N/mm ²
Maximale Druckspannung in den Betondübeln laut Ingenieurmodell	-74,96 N/mm ² (101%)

Auflagerbereich

Aufgrund der groben Vernetzung, auch im Auflagerbereich des FE-Modells, kann kein aussagekräftiger Vergleich zu den Berechnungsergebnissen geführt werden. Um die Spannungskonzentrationen im Randbereich treffsicher festzustellen ist ein FE-Modell mit einer feineren Vernetzung nötig.

4.8 Zusammenfassung der Ergebnisse

Um nochmal einen Überblick zu schaffen, welche Konstruktionsdetails mit dem Ingenieurmodell nachgewiesen werden können, werden hier die Ergebnisse zusammengefasst. Außerdem werden die Ausnutzungen für diese Stellen ausgewiesen und mit den Ausnutzungen aus den FE-Berechnungen verglichen.

Nachweis des Grundmaterials im Boden- bzw. Deckblech

Für das Bodenblech und das Deckblech werden die Nachweise auf Spannungsebene geführt, die Ergebnisse und Ausnutzungen η werden in folgender Tabelle aufgelistet. Die Werte für das Ingenieurmodell wurden dabei mit einer mittragenden Plattenbreite von 80% des Boden- bzw. Deckblechs berechnet (siehe Kapitel 4.3.3).

	Ingenieurmodell		ABAQUS		Ing.Modell/ ABAQUS
	σ [N/mm ²]	η	σ [N/mm ²]	η	
Bodenblech in Feldmitte	134,69	38%	106,08	30%	127%
Deckblech in Feldmitte	-106,41	30%	-93,30	26%	114%

Nachweis der Längsschweißnaht zwischen Dübelleiste und Deckblech

Das Ingenieurmodell liefert einen linearen Verlauf des Schubflusses, wobei die Spannungsspitzen über den Dübellöchern nicht beachtet werden. In Kapitel 5.3 wurde daher ein Korrekturfaktor k ermittelt, mit dem der Tragfähigkeitsnachweis für die Längsschweißnaht zwischen Dübelleiste und Deckblech auf der sicheren Seite geführt werden kann. Als Schweißnaht wird eine Doppelkehlnaht mit einer Schweißnahtdicke von 7 mm angenommen.

	Ingenieurmodell		ABAQUS		Ing.Modell/ ABAQUS
	$\tau_{ }$ [N/mm ²]	η	$\tau_{ }$ [N/mm ²]	η	
Längsschweißnaht zw. Dübelleiste und Deckblech	107,04	43%	95,26	38%	112%
Nachweis des Grundmaterials auf Schub	74,93	37%	66,68	33%	112%

Normalspannung in den Dübelleisten

Die maßgebende Normalspannung in Längsrichtung ergibt sich in den Dübelleisten 4 bzw. Dübelleiste 3. Diese können aus dem Momentenverlauf des Biegeträgermodells nicht auf der sicheren Seite liegend ermittelt werden. Die Nachweise werden mit den Werten aus den FE-Modellen geführt.

	ABAQUS	
	σ [N/mm ²]	η
Maximale Zugspannung in Dübelleiste 4	149,15	42%
Maximale Druckspannung in Dübelleiste 3	-141,70	40%

Querkraftnachweis in den Dübelleisten

Die Querkraft wird in den Dübelleisten abgetragen, wobei für die Nachweisführung jeweils nur der Anteil der Fläche herangezogen wird, wo tatsächlich eine Schweißverbindung mit dem Deck- bzw. Bodenblech besteht.

	Ingenieurmodell		ABAQUS		Ing.Modell/ ABAQUS
	T_{Ed} [N/mm ²]	η	T_{Ed} [N/mm ²]	η	
Schubspannung in den Dübelleisten	92,22	45%	79,18	39%	116%

Nachweis des Betons im Feldbereich

Die mit dem Ingenieurmodell ermittelte Betondruckspannung ist konstant, in den FE-Berechnungen zeigen sich jedoch Spannungsspitzen im mittleren Betonkern 5 in Feldmitte. Deshalb wird auch für den Beton eine mittragende Breite berechnet, sodass die Ergebnisse auf der sicheren Seite liegen.

	Ingenieurmodell		ABAQUS		Ing.Modell/ ABAQUS
	σ_c [N/mm ²]	η	σ_c [N/mm ²]	η	
Betondruckspannung in Feldmitte	-21,60	81%	-19,32	72%	112%

Die maximale Betondruckspannung in den Betondübeln ist sowohl im Ingenieurmodell als auch in den FE-Berechnungen überschritten.

	Ingenieurmodell		ABAQUS		Ing.Modell/ ABAQUS
	σ_c [N/mm ²]	η	σ_c [N/mm ²]	η	
Normalspannung in den Betondübeln	-74,96	112%	-74,16	110%	101%

Nachweise im Auflagerbereich

Aufgrund der groben Vernetzung im Auflagerbereich ist kein aussagekräftiger Vergleich mit den Berechnungsergebnissen laut Ingenieurmodell möglich. In folgender Tabelle werden lediglich die geführten Nachweise laut Ingenieurmodell und ihre daraus berechneten Ausnutzungen angegeben.

Nachweis	Ausnutzung
Hertz'sche Pressung zwischen Lagerleiste und Bodenblech	-
Lokale Lasteinleitung in die Betonkerne	6%
Betondruckstrebe am Endblech	67%
Lokale Lasteinleitung in die Dübelleisten	47%
Schweißnahtbeanspruchung zufolge lokaler Lasteinleitung	49%
Vergleichsspannung im Endblech	60%
Vergleichsspannung im Bodenblech	114%
Vergleichsspannung im Deckblech	77%
Versenkte Kehlnaht (12 mm) Anschluss Endblech – Deckblech	96%

5 Grenzzustand der Ermüdung – FLS

5.1 Statisches System und Schnittgrößen

Für die Ermüdungsnachweise sind die Spannungsschwingbreiten maßgebend. Die ständigen Lasten wirken dauerhaft auf das Tragwerk und erzeugen somit keine ermüdungsrelevanten Spannungen. Die Belastung für den FLS resultiert dabei lediglich aus der Verkehrslast laut LM71. Die Lasteinflussbreite bleibt gleich wie für den ULS. Die Linienlast ergibt sich zu:

$$\bar{q}_{d,FLS} = q_{d,FLS} * 2 * 1,3725 = 264,87 \text{ kN/m} \quad (5.1)$$

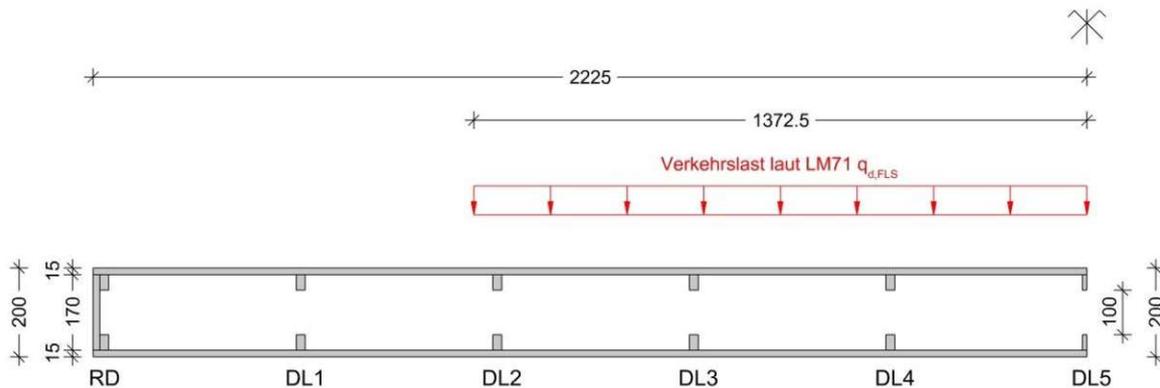


Abbildung 5.1: Lasteinflussbreite der Verkehrslast in Querrichtung im FLS

5.1.1 Sprengwerk

Die Abmessungen des Sprengwerkmodells bleiben gleich, das statische System ergibt sich zu:

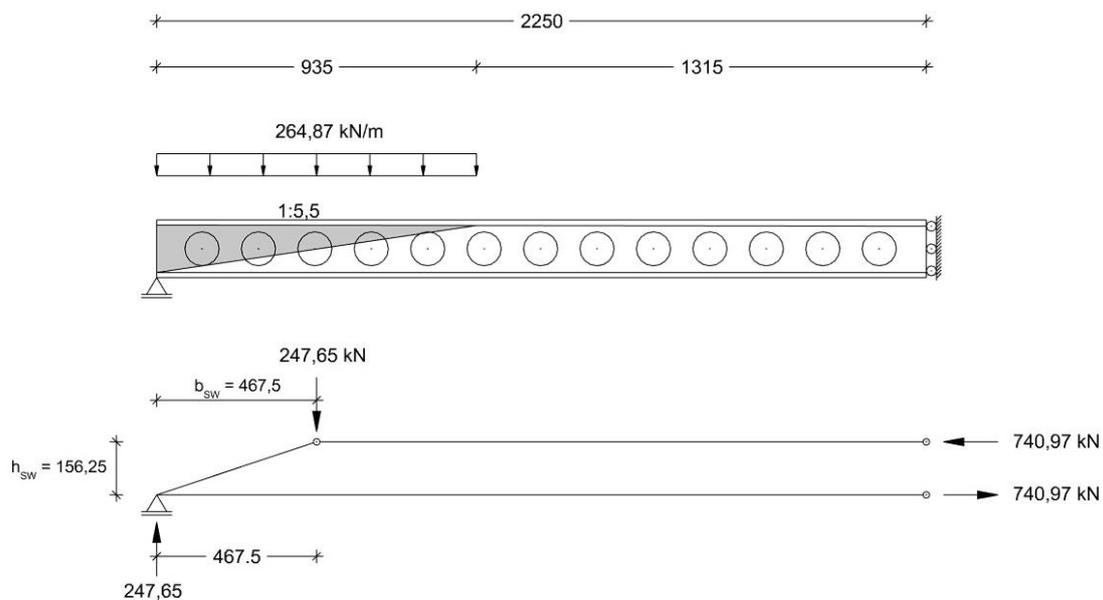


Abbildung 5.2: Statisches System für das Sprengwerkmodell im FLS (nur Verkehrslasten)

Die Normalkraft im Ober- und Untergurt ergibt sich zu:

$$N_{SW,FLS} = \frac{247,65 * 2250 - 247,65 * (2250 - 467,5)}{156,25} = 740,97 \text{ kN} \quad (5.2)$$

Der betrachtete Querschnitt entspricht dem in Kapitel 3.4.2 dargestellten Querschnitt mit der Betondruckzone als Obergurt und dem Bodenblech als Untergurt.

5.1.2 Biegeträger

Die Linienlast wird auch im FLS laut Modellbildung (Kapitel 3.4) im Feldbereich aufgebracht, woraus der Momenten- und Querkraftverlauf folgt:

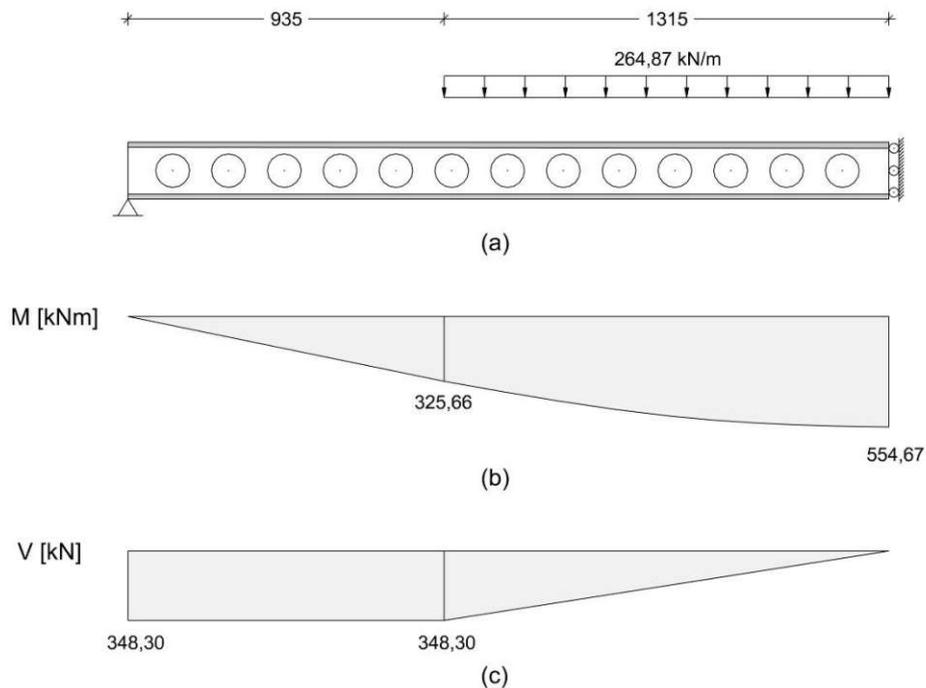


Abbildung 5.3: Biegeträger für Stahlquerschnitt im FLS: a) Statisches System; b) Momentenverlauf; c) Querkraftverlauf

5.2 Schubfluss und resultierende Dübelkräfte

Der maximale Schubfluss der gesamten SCSC-Plattenbrücke im FLS ergibt sich in der Unterkante des Deckbleches zu:

$$T = -\frac{V * S_y}{I_y} = -\frac{348,30 * 10^3 * 6\,174\,375}{1\,228\,783\,333} = -1750,13 \text{ N/mm} \quad (5.3)$$

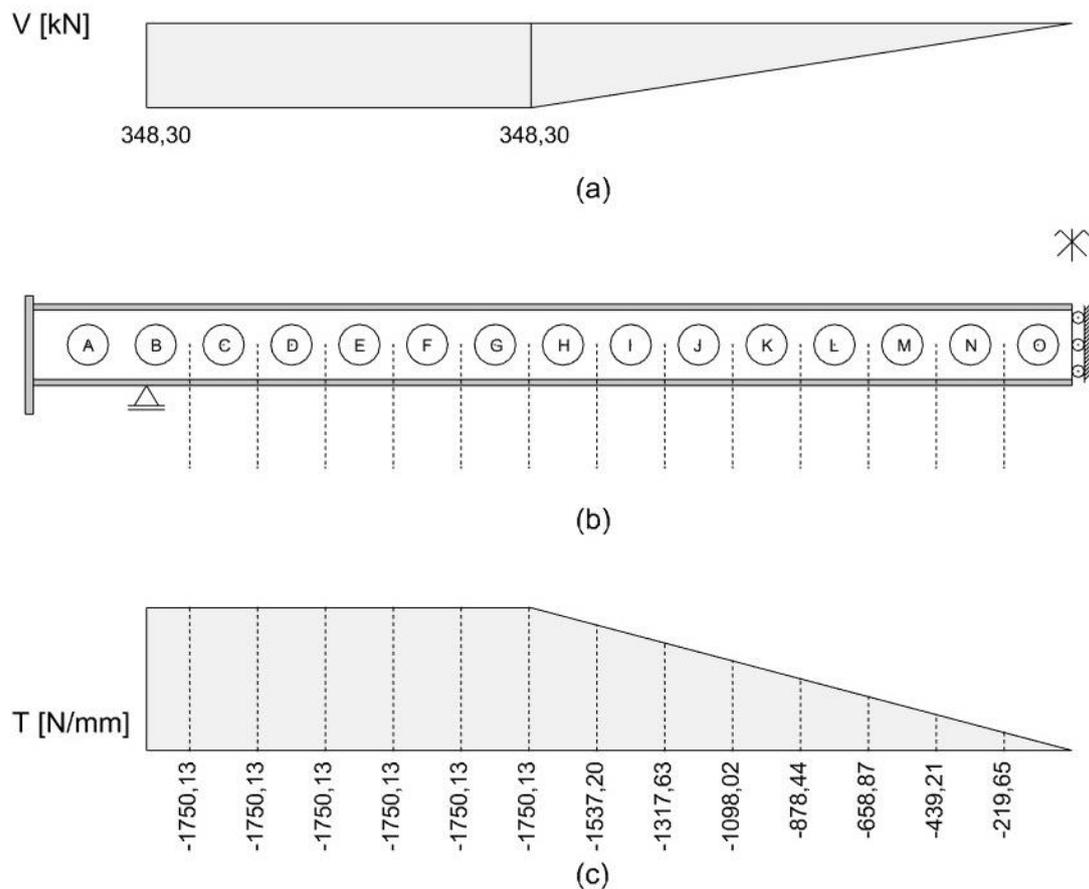


Abbildung 5.4: a) Querkraftverlauf; b) Darstellung der Dübelleiste; c) Gesamter Schubfluss der SCSC-Platte durch die veränderlichen Lasten

Die Gesamtschubkraft wird analog zu Kapitel 4.2 berechnet und beträgt laut Ingenieurmodell:

$$F_{h,gesamt,FLS} = 935 * (-1750,13) + 1315 * (-1750,13) * \frac{1}{2} = -2787,08 \text{ kN} \quad (5.4)$$

Im Vergleich zum Ergebnis aus den FE-Berechnungen von $3258,74$ (siehe Tabelle 3.1) beträgt dieser Wert nur ca. 85% des Wertes aus ABAQUS. Dies liegt daran, dass im Schubflussverlauf laut Abbildung 5.4 die ständige Belastung im FLS nicht berücksichtigt wird. Wird sie berücksichtigt, ergibt sich eine Linienlast von $346,17 \text{ kN/m}$ und folglich eine Gesamtschubkraft von $3642,57 \text{ kN}$ (112% des ABAQUS-Ergebnisses). Die Berechnung wird analog durchgeführt, auf eine Darstellung wird an dieser Stelle verzichtet.

Auch hier wird der Schubfluss zwischen Deckblech und Dübelleisten der gesamten Platte wieder auf die fünf am Deckblech angeschweißten Dübelleisten aufgeteilt, ausgehend der Überlegungen aus Kapitel 3.5.

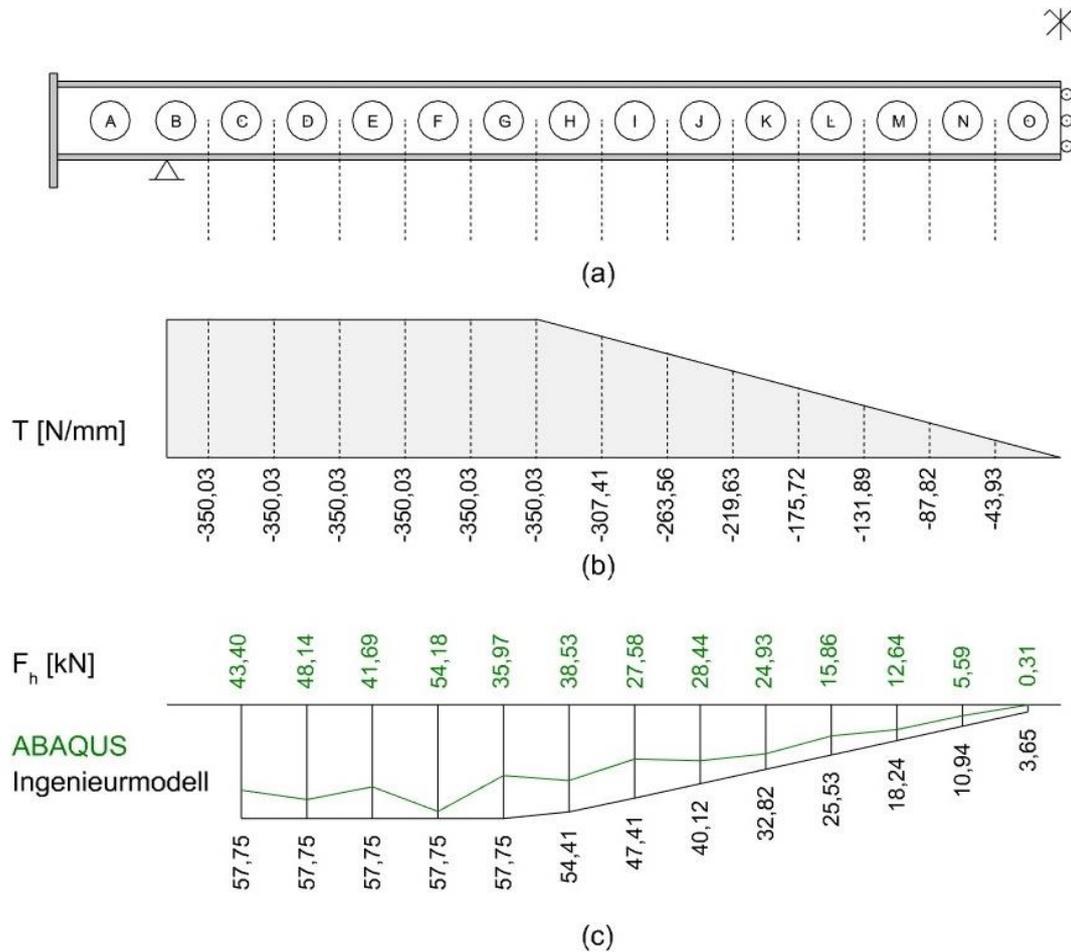


Abbildung 5.5: a) Darstellung Dübelleiste; b) Maßgebender Schubflussverlauf; c) Horizontale Dübelkräfte

Die Dübelkräfte ergeben sich aus dem Schubfluss multipliziert mit dem Dübelabstand. In Grün die exakten Ergebnisse aus ABAQUS und in schwarz die Ergebnisse, die mit dem Ingenieurmodell berechnet wurden. Der Maximalwert aus dem Ingenieurmodell liegt bei ca. 107% des Wertes aus ABAQUS. Der Verlauf ist dabei nur zur besseren Darstellung eingezeichnet, die Kräfte wirken punktuell in den Dübeln. Der Maximalwert der Dübelkraft ergibt sich zu:

$$F_{h,max,FLS} = 350,03 \cdot 10^{-3} \cdot 165 = 57,75 \text{ kN} \quad (5.5)$$

5.3 Nachweise Stahl im Regelbereich

5.3.1 Nachweise laut Ingenieurmodell

Bodenblech

Die Normalkraft im Bodenblech ergibt sich aus dem Biegemoment vom Biegeträgermodell (siehe Abbildung 5.3b):

$$\Delta N_{BB,1,FLS} = \frac{\Delta M_{BT,FLS}}{I_y} * z_m * A_{BB} = \frac{554,67 * 10^3}{1\ 228\ 783\ 333} * 92,5 * 66750 = 2787,10\ kN \quad (5.6)$$

Dazu kommt die Tragwirkung aus dem Untergurt des Sprengwerkes (siehe Abbildung 5.2):

$$\Delta N_{BB,2,FLS} = 740,97\ kN \quad (5.7)$$

Die gesamte Zugkraft ergibt sich zu:

$$\Delta N_{BB,FLS} = \Delta N_{BB,1,FLS} + \Delta N_{BB,2,FLS} = 3528,07\ kN \quad (5.8)$$

Laut ÖNORM EN 1993-1-9 [8], Tabelle 8.2 ist sowohl für das Bodenblech als auch das Deckblech Kerbfall 100 anzuwenden. Der Nachweis ergibt sich zu:

$$\Delta \sigma_{BB,FLS} = \frac{\Delta N_{BB,FLS}}{A_{BB}} = \frac{3528,07 * 10^3}{4450 * 15} = 52,85 \frac{N}{mm^2} < \frac{\Delta \sigma_C}{\gamma_{Mf}} = \frac{100}{1,35} = 74,07\ N/mm^2 \quad (5.9)$$

$$\eta = \frac{52,85}{74,07} = 0,71 \quad (5.10)$$

Der Nachweis ist somit für die Längsspannungsschwingbreite erfüllt.

Deckblech

Die Normalkraft im Deckblech aus dem Biegeträgermodell wird analog zum Bodenblech berechnet, aus dem Sprengwerkmodell erhält das Deckblech keine Kraft. Die Normalkraft und der Nachweis ergeben sich zu:

$$\Delta N_{DB,FLS} = -2787,10\ kN \quad (5.11)$$

$$\Delta \sigma_{DB,FLS} = \frac{\Delta N_{DB,FLS}}{A_{DB}} = \frac{|-2787,07 * 10^3|}{4450 * 15} = 41,75\ N/mm^2 < \frac{\Delta \sigma_C}{\gamma_{Mf}} = \frac{100}{1,35} = 74,07\ N/mm^2 \quad (5.12)$$

$$\eta = \frac{41,75}{74,07} = 0,56 \quad (5.13)$$

Der Nachweis für die Längsspannungsschwingbreite ist somit erfüllt.

Dübelkräfte

Für die Dübellöcher gibt es keinen passenden Kerbfall, der angewendet werden kann. Es wird aber auf die Dissertation von *Takács* [6] verwiesen, in der sich zeigt, dass in Abhängigkeit von der maximalen Dübelkraft eine Aussage über die Ermüdungsfestigkeit getroffen werden kann. Für die Trogbrücke, die in der Dissertation von *Takács* betrachtet wird, ist der Nachweis mit einer Dübelkraftschwingbreite von 75 kN knapp erfüllt [6]. Anhand der Berechnungen von *Takács* [6] mit dem Kerbdehnungskonzept ergibt sich ein rechnerischer Grenzwert von 78 kN, welcher für den folgenden Nachweis angesetzt wird.

Der Nachweis ergibt sich zu:

$$\Delta F_{D,max,FLS} = 57,75 \text{ kN} \leq 78 \text{ kN} \quad (5.14)$$

$$\eta = \frac{57,75}{78,0} = 0,74 \quad (5.15)$$

Der Nachweis ist somit erfüllt.

Aus Versuchen, die vom Institut für Stahlbau durchgeführt wurden, ergeben sich wesentlich höhere Dübelkraftschwingbreiten, bei denen es zum Ermüdungsversagen im Dübel kommt. Anhand verschiedener Versuchskörper wurde diese Schwingbreite und eine zugehörige Lastwechselzahl ermittelt [18]. Die Versuchskörper sind in folgender Abbildung dargestellt.

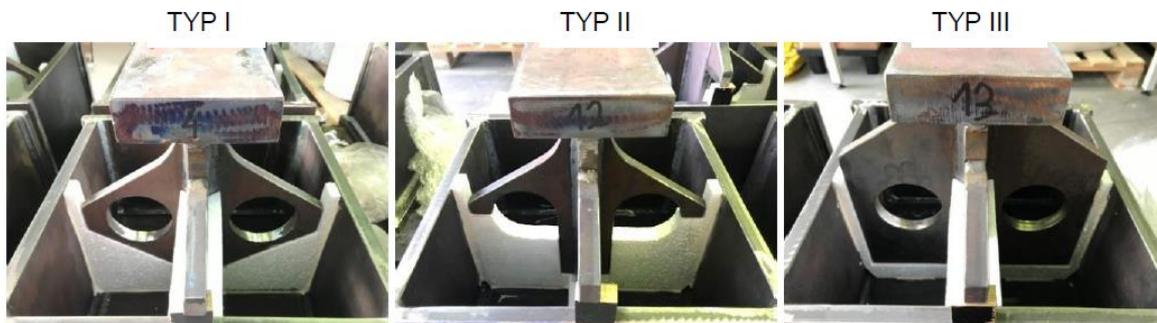


Abbildung 5.6: Versuchskörper TYP I, TYP II und TYP III vor dem Betonieren [18]

Für TYP II ergibt sich bei einer Dübelkraftschwingbreite ΔP von 210 kN eine Lastwechselanzahl bis zum Ermüdungsversagen von 2.840.000 (Rissbildung nach 2.161.000 Lastwechseln) [18]. Die komplette Tabelle der Versuchsauswertung ist Anhang A zu entnehmen.

5.3.2 Vergleich der Ergebnisse mit ABAQUS

Auch hier sind wieder nur die durch die Verkehrslast hervorgerufenen Spannungsdifferenzen relevant für die Nachweise. Im Folgenden werden die maximalen Spannungen zufolge ständiger Belastungen für den FLS (Eigengewicht + Ausbaulast) und die maximalen Spannungen für den FLS unter Volllast (ständige Lasten + Verkehrslast laut LM71) dargestellt. Mit diesen ermittelten Differenzen können dann die Ermüdungsnachweise für das Boden- bzw. Deckblech geführt werden.

Dadurch, dass das Bodenblech und das Deckblech im Randbereich der SCSC-Plattenbrücke schubsteifer angeschlossen sind als im Feldbereich ergeben sich dort die größten Spannungskonzentrationen (siehe Abbildung 4.6).

Spannungen zufolge ständiger Lasten im FLS

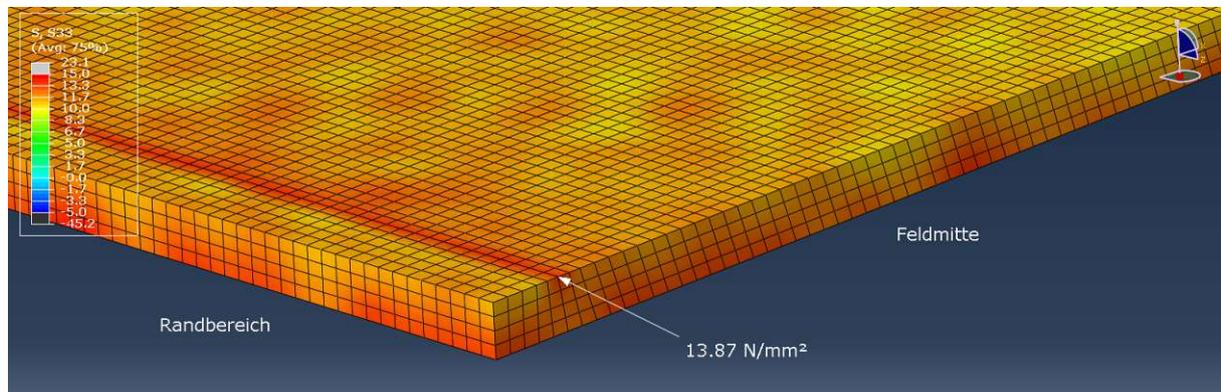


Abbildung 5.7: maximale Zugspannung im Bodenblech zufolge ständiger Lasten im FLS

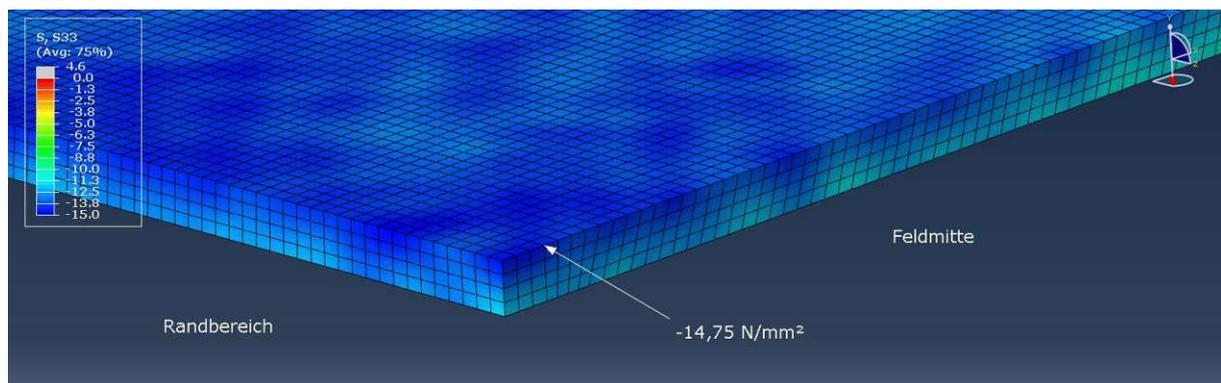


Abbildung 5.8: maximale Druckspannung im Bodenblech zufolge ständiger Lasten im FLS

Maximale Spannungen zufolge voller Belastung im FLS

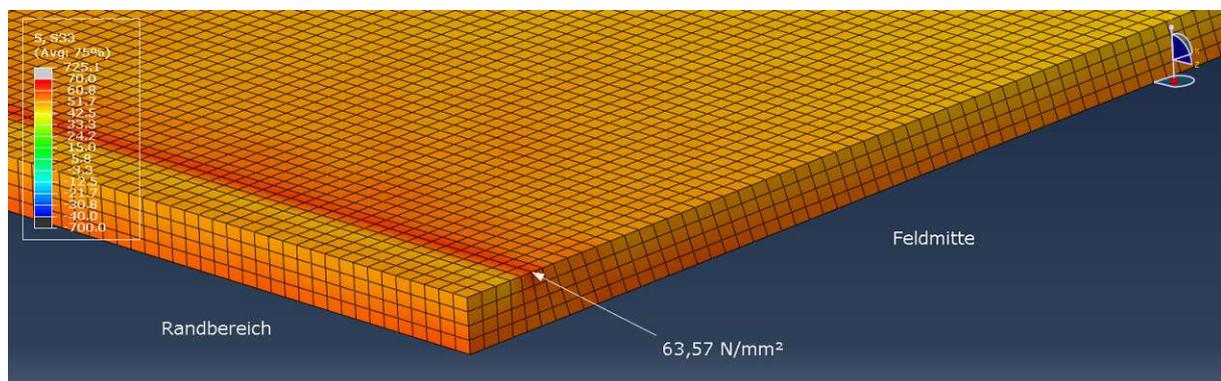


Abbildung 5.9: maximale Zugspannung im Bodenblech zufolge Lastkombination FLS

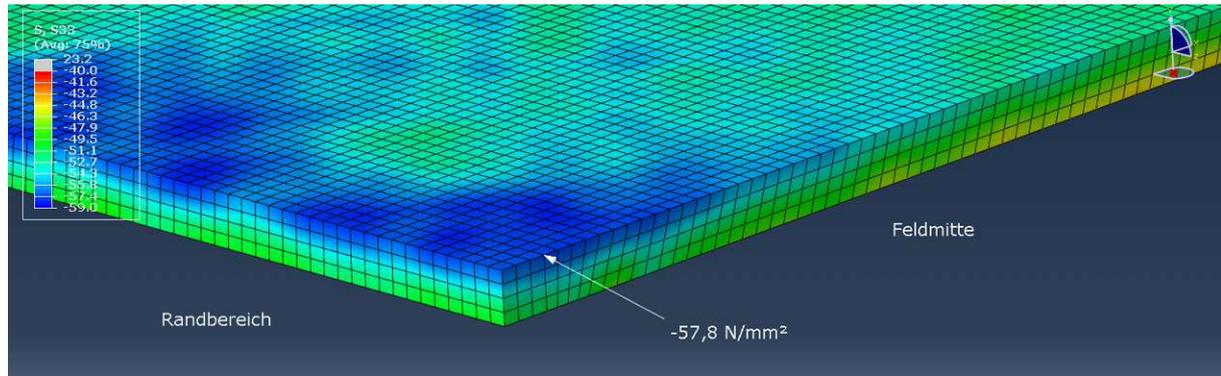


Abbildung 5.10: maximale Druckspannung im Deckblech zufolge Lastkombination FLS

Aus diesen Werten können die durch die Verkehrslasten hervorgerufenen Spannungsschwingbreiten berechnet werden, für das Bodenblech ergibt sich die Spannungsdifferenz zu:

$$\Delta\sigma_{BB,FE} = 63,57 - 13,87 = 49,70 \text{ N/mm}^2 \quad (5.16)$$

Für das Deckblech ergibt sich:

$$\Delta\sigma_{DB,FE} = 57,80 - 14,75 = 43,05 \text{ N/mm}^2 \quad (5.17)$$

Laut Ingenieurmodell ergibt sich für das Bodenblech eine Differenz von $52,85 \text{ N/mm}^2$, welche somit den Wert aus den FE-Berechnungen ($49,70 \text{ N/mm}^2$) überschätzt und auf der sicheren Seite liegt.

Für das Deckblech hingegen ergibt sich aus den Berechnungen mit dem Ingenieurmodell eine Differenz von $41,75 \text{ N/mm}^2$, welche im Vergleich mit den FE-Berechnungen ($43,05 \text{ N/mm}^2$) auf der unsicheren Seite liegt.

Auch für den FLS wird im folgenden Kapitel eine mittragende Plattenbreite berechnet.

5.3.3 Mittragende Plattenbreite für Boden- und Deckblech

Aus der errechneten Normalkraft aus dem Ingenieurmodell kann für das Deck- und Bodenblech nur eine konstante Normalspannung berechnet werden. Um die erhöhten Normalspannungen in den Randbereichen der Platte zu berücksichtigen, wird aus den Ergebnissen der FE-Berechnungen eine mittragende Plattenbreite berechnet. Der über die Blechdicke gemittelte Normalspannungsverlauf im Bodenblech ist in Abbildung 5.11 dargestellt. Die Abbildung zeigt den Normalspannungsverlauf in Feldmitte, vom Abschlussblech bis zur Symmetrieachse der SCSC-Plattenbrücke.

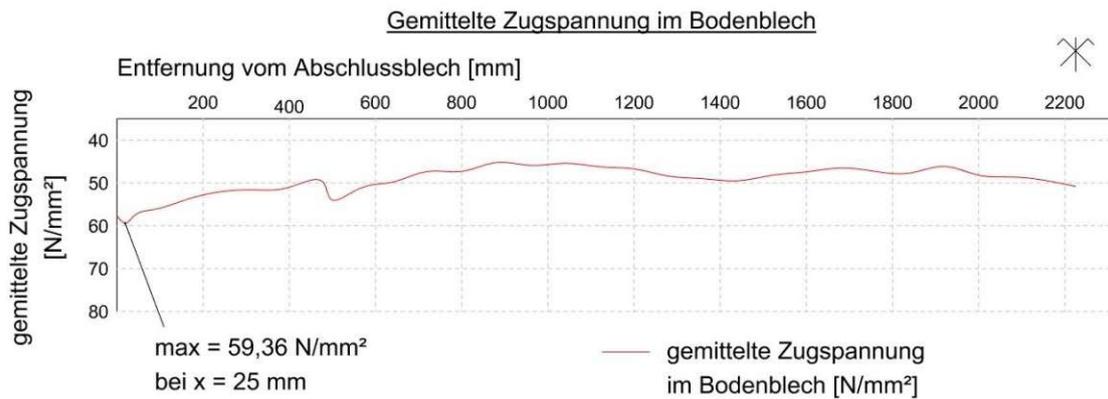


Abbildung 5.11: gemittelte Zugspannung im Bodenblech in Feldmitte im FLS

Der maximale Wert der gemittelten Normalspannung ergibt sich für die Lastkombination FLS unter der Randdübelleiste zu 59,36 N/mm².

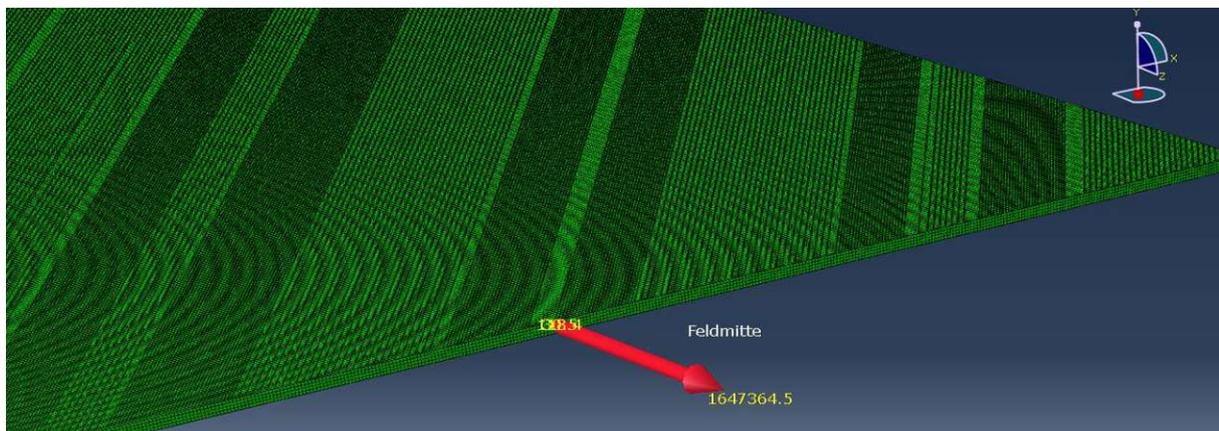


Abbildung 5.12: Normalkraft [N] im Bodenblech in Feldmitte im FLS

Da in der FE-Berechnung nur die halbe Platte modelliert ist, ergibt sich die Normalkraft im Bodenblech zum doppelten des in Abbildung 5.12 dargestellten Wertes.

$$N_{BB,FLS} = 2 * 1647,36 = 3294,72 \text{ kN} \quad (5.18)$$

Die mittragende Plattenbreite des Bodenblechs im FLS ergibt sich zu:

$$b_{eff,BB,FLS} = \frac{3294,72 * 10^3}{59,36 * 15} = 3700,27 \text{ mm} \quad (5.19)$$

$$\frac{b_{eff}}{b} = \frac{3700,27}{4450} = 0,83 \quad (5.20)$$

Dieser Wert liegt bei ca. 83% der Breite des Bodenbleches von 4450 mm.

Um für das Bodenblech auf der sicheren Seite zu liegen, wird eine mittragende Plattenbreite von 80% angenommen.

Die Zugspannung im Bodenblech ergibt sich dann laut Ingenieurmodell zu:

$$\Delta\sigma_{BB,FLS,eff} = \frac{3528,07 \cdot 10^3}{4450 \cdot 0,8 \cdot 15} = 66,07 \text{ N/mm}^2 < \frac{\Delta\sigma_c}{\gamma_{Mf}} = \frac{100}{1,35} = 74,07 \text{ N/mm}^2 \quad (5.21)$$

$$\eta = \frac{66,07}{74,07} = 0,89 \quad (5.22)$$

Der Ermüdungsnachweis für das Bodenblech ist somit erfüllt.

Beim Deckblech zeigt sich ein ähnlicher Verlauf, auch mit dem betragsmäßig größten Wert im Randbereich. Die höchste Druckspannung im Deckblech beträgt hier $-54,68 \text{ N/mm}^2$ und liegt auch unter der Randdübelreihe.

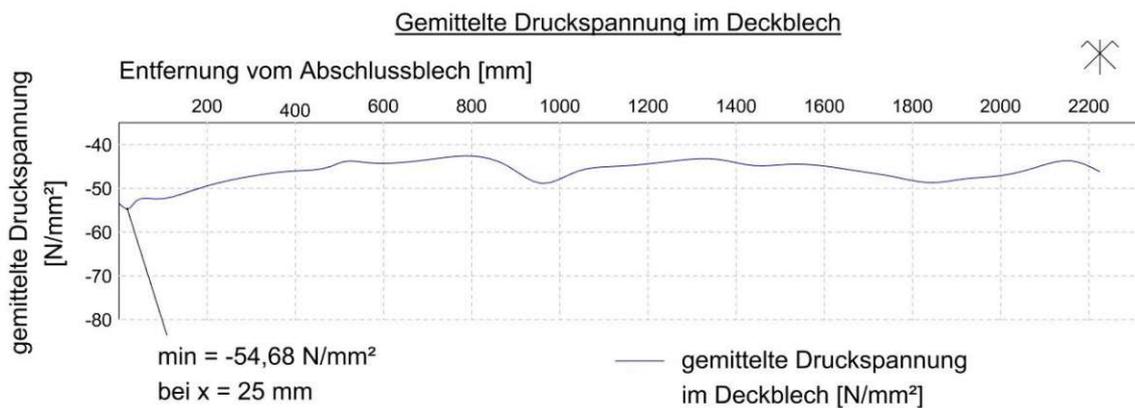


Abbildung 5.13: gemittelte Druckspannung im Deckblech in Feldmitte im FLS



Abbildung 5.14: Normalkraft [N] im Deckblech in Feldmitte im FLS

Auch hier ergibt sich der Wert zum doppelten Wert des in Abbildung 5.14 dargestellten Wertes aus den FE-Berechnungen.

$$N_{DB,FLS} = 2 \cdot (-1554,14) = -3108,28 \text{ kN} \quad (5.23)$$

Für das Deckblech ergibt sich die mittragende Plattenbreite im FLS zu:

$$b_{eff,DB,FLS} = \frac{-3108,28 * 10^3}{-54,68 * 15} = 3789,66 \text{ mm} \quad (5.24)$$

$$\frac{b_{eff}}{b} = \frac{3789,66}{4450} = 0,85 \quad (5.25)$$

Dieser Wert beträgt ca. 85% der Breite des Deckbleches. Um auf der sicheren Seite zu liegen, wird auch hier eine mittragende Plattenbreite von 80% gewählt.

$$\Delta\sigma_{DB,FLS,eff} = \frac{|-2787,07 * 10^3|}{4450 * 0,8 * 15} = 52,19 \text{ N/mm}^2 < \frac{\Delta\sigma_C}{\gamma_{Mf}} = \frac{100}{1,35} = 74,07 \text{ N/mm}^2 \quad (5.26)$$

$$\eta = \frac{52,19}{74,07} = 0,70 \quad (5.27)$$

Der Nachweis ist somit erfüllt und die mit dem Ingenieurmodell berechneten Normalspannungen liegen über den Maximalwerten aus den FE-Berechnungen.

5.3.4 Normalspannung in den Dübelleisten

Auch im FLS gibt es maßgebende Normalspannungen in Längsrichtung in den Dübelleisten. In folgenden Abbildungen sind die maximalen Zug- bzw. Druckspannungen im FLS dargestellt, wobei auch hier wieder die Differenz zwischen Volllast (ständige Lasten + Verkehrslast laut LM71) und ausschließlich ständiger Belastung ermüdungsrelevant ist.

Die Spannungsdifferenz, die mit dem Ingenieurmodell berechnet werden kann, beträgt:

$$\Delta\sigma_{DL,FLS} = \frac{\Delta M_{BT,FLS}}{I_y} * z_{DL} = \frac{554,67 * 10^6}{1228783333} * 85 = 38,37 \text{ N/mm}^2 \quad (5.28)$$

Auch dieser Wert liegt unter der maßgebenden Spannungsdifferenz, die im Folgenden anhand der FE-Berechnung ermittelt wird. Wie im ULS kann das Biegeträgermodell nicht für die Ermittlung der maßgebenden Stellen in den Dübelleisten angewendet werden.

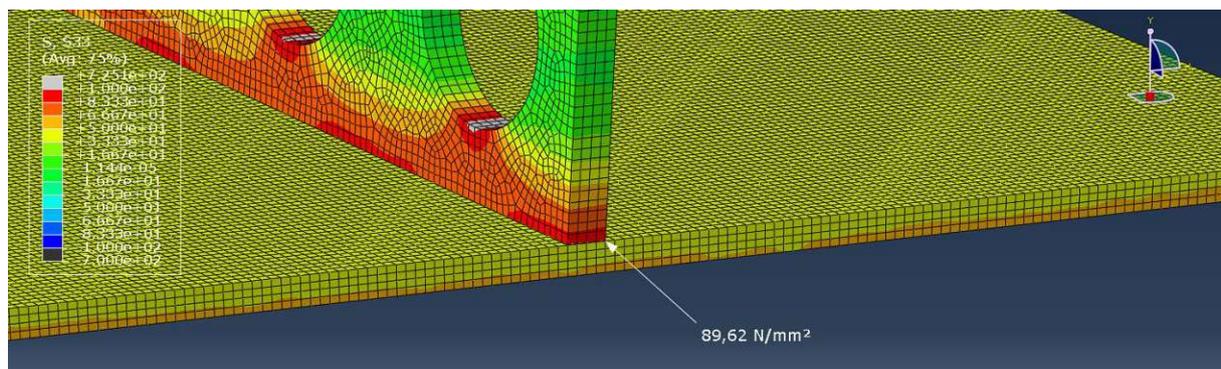


Abbildung 5.15: maximale Zugspannung in Längsrichtung in DL4 (ständige Lasten + Verkehrslast laut LM71)

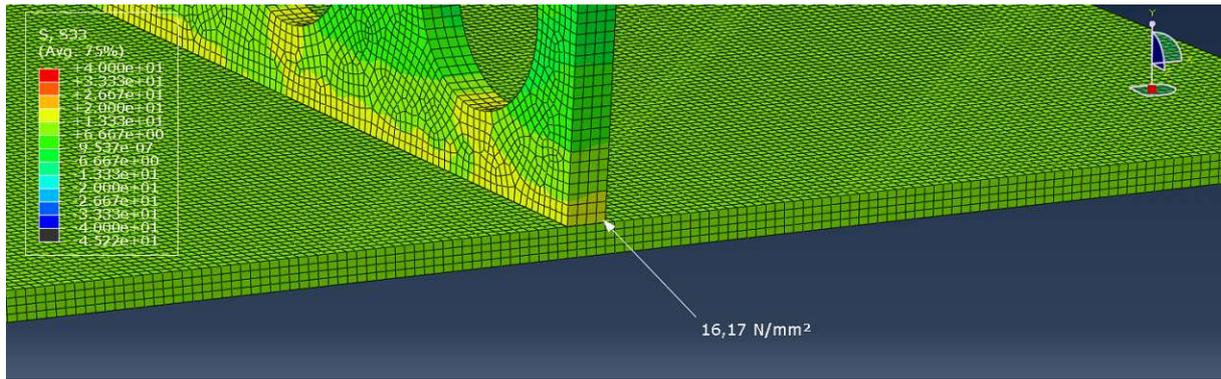


Abbildung 5.16: maximale Zugspannung in Längsrichtung in DL4 (ständige Lasten)

Die ermüdungsrelevante Differenz für die maximale Zugspannung in Dübelleiste 4 ergibt sich zu:

$$\Delta\sigma_{DL4} = 89,62 - 16,17 = 73,45 \frac{N}{mm^2} \quad (5.29)$$

Dadurch, dass an dieser Stelle keine Schweißnaht ist, kann ein günstigerer Kerbfall angesetzt werden als für das Boden- bzw. Deckblech (siehe Kapitel 5.3.1). Laut ÖNORM EN-1993-1-9 [8], Tabelle 8.1 ist hier Kerbfall 140 maßgebend. Der Nachweis ergibt sich zu:

$$\Delta\sigma_{DL4} = 73,45 \text{ N/mm}^2 < \frac{\Delta\sigma_c}{\gamma_{Mf}} = \frac{140}{1,35} = 103,70 \text{ N/mm}^2 \quad (5.30)$$

$$\eta = \frac{73,45}{103,70} = 0,71 \quad (5.31)$$

Die maximale Druckspannung ergibt sich in der am Bodenblech angeschweißten Dübelleiste 3. Auch hier wird wieder die ermüdungsrelevante Normalspannungsdifferenz ermittelt.

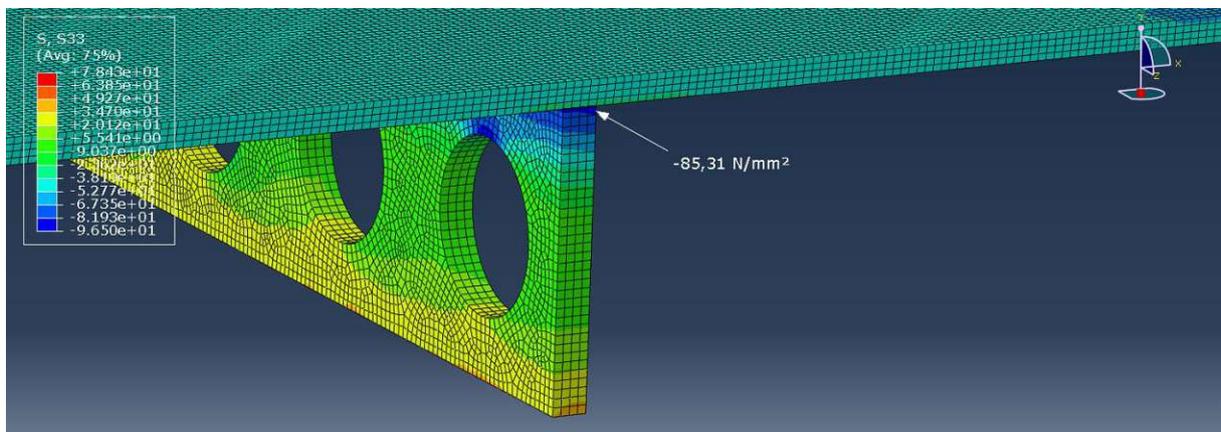


Abbildung 5.17: maximale Druckspannung in Längsrichtung in DL3 (ständige Lasten + Verkehrslast laut LM71)

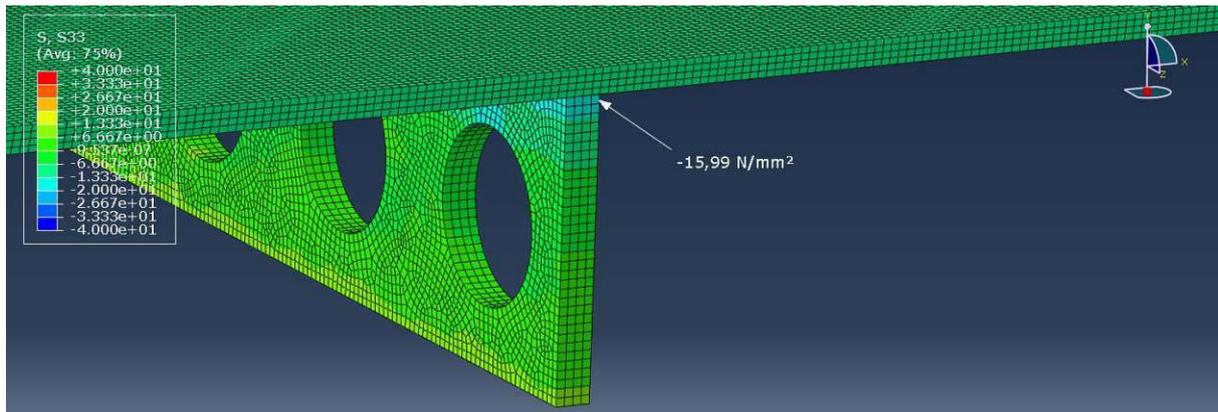


Abbildung 5.18: maximale Druckspannung in Längsrichtung in DL3 (ständige Lasten)

Die Differenz ergibt sich zu:

$$\Delta\sigma_{DL3} = 85,31 - 15,99 = 69,32 \frac{N}{mm^2} \quad (5.32)$$

Der Nachweis ergibt sich zu:

$$\Delta\sigma_{DL3} = 69,32 \text{ N/mm}^2 < \frac{\Delta\sigma_c}{\gamma_{Mf}} = \frac{140}{1,35} = 103,70 \text{ N/mm}^2 \quad (5.33)$$

$$\eta = \frac{69,32}{103,70} = 0,67 \quad (5.34)$$

Somit ist der Ermüdungsnachweis mit den Werten aus den FE-Berechnungen erfüllt.

5.3.5 Dübelleisten mit Doppelkehlnaht

Der maßgebende ermüdungsrelevante Schubfluss laut FE-Berechnungen, hervorgerufen durch die Verkehrslasten in Dübelleiste 4, wird in Abbildung 5.19 dargestellt:

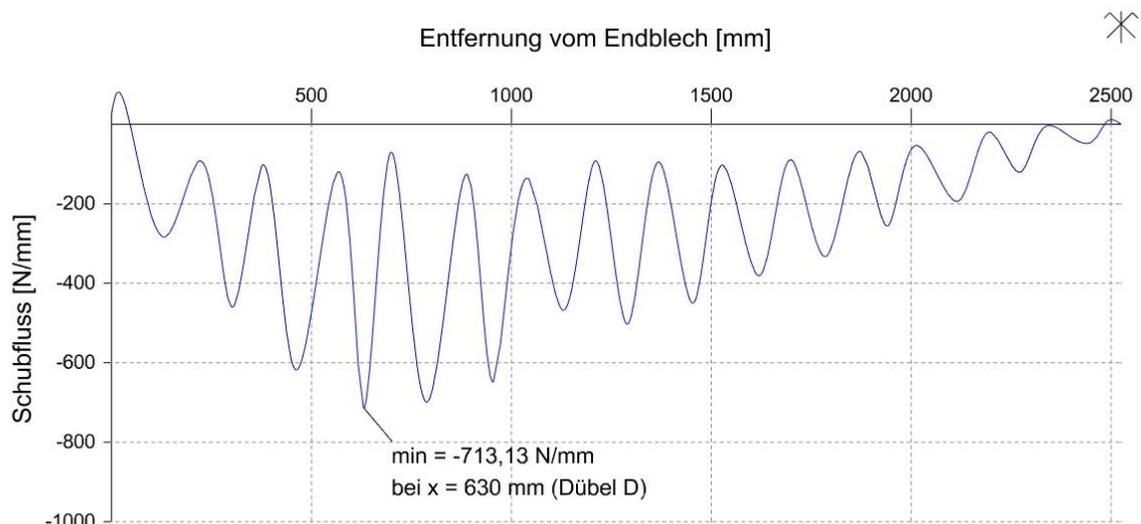


Abbildung 5.19: ermüdungsrelevanter Schubflussverlauf zwischen Dübelleiste 4 und Deckblech im FLS

Für die Dübelkräfte liegt das Ingenieurmodell auf der sicheren Seite, für die Schweißnahtdimensionierung werden jedoch die Schubflussspitzen über den Dübellöchern nicht berücksichtigt. Der Maximalwert des ermüdungsrelevanten Schubflusses liegt laut FE-Analyse bei -713,13 N/mm. Laut Ingenieurmodell beträgt der maximale Schubfluss -350,03 N/mm (siehe Abbildung 5.5). Um diese Spitzen in Rechnung zu stellen, wird ein Kerbfallfaktor k eingeführt:

$$k = \frac{-713,13}{-350,03} = 2,03 \sim 2,1 \quad (5.35)$$

Laut ÖNORM EN 1993-1-9 [8], Tabelle 8.5 ist Kerbfall 80 für durchgehende Kehlnähte, die Schubfluss übertragen, anzuwenden. Der Nachweis ergibt sich zu:

$$\Delta\tau_{||} = \frac{|-350,03 * 2,1|}{2 * 7} = 52,50 \text{ N/mm}^2 < \frac{\Delta\tau_C}{\gamma_{Mf}} = \frac{80}{1,35} = 59,26 \text{ N/mm}^2 \quad (5.36)$$

$$\eta = \frac{52,50}{59,26} = 0,89 \quad (5.37)$$

Für den Nachweis des Grundmaterials auf Schub ist Kerbfall 100 [8], Tabelle 8.2 anzuwenden. Mit einer Dicke der Dübelleiste von 20 mm ergibt sich der Nachweis zu:

$$\Delta\tau = \frac{|-350,03 * 2,1|}{20} = 36,75 \text{ N/mm}^2 < \frac{\Delta\tau_C}{\gamma_{Mf}} = \frac{100}{1,35} = 74,07 \text{ N/mm}^2 \quad (5.38)$$

$$\eta = \frac{36,75}{74,07} = 0,49 \quad (5.39)$$

Die Nachweise der Doppelkehlnaht und der Dübelleiste sind damit erfüllt.

Im der Dübelleiste wirken gleichzeitig Längs- und Schubspannungsschwingbreiten. Laut ÖNORM EN 1993-1-9 [8], Kapitel 8 (3) ist folgender Nachweis zu führen:

$$\left(\frac{\gamma_{Ff} * \Delta\sigma_{E,2}}{\Delta\sigma_C} \right)^3 + \left(\frac{\gamma_{Ff} * \Delta\tau_{E,2}}{\Delta\tau_C} \right)^5 \leq 1,0 \quad (5.40)$$

Wobei $\Delta\sigma_{E,2}$ und $\Delta\tau_{E,2}$ die jeweiligen Spannungsschwingbreiten sind.

Als Längsspannungsschwingbreite wird die Spannungsdifferenz herangenommen, die für das Bodenblech-bzw. für das Deckblech mit der mitwirkenden Breite ermittelt wurde, wie es in Kapitel 4.3.4 schon ausgeführt wurde. Diese folgt aus Gleichung (5.21) zu:

$$\Delta\sigma_E = 66,07 \frac{N}{mm^2} \quad (5.41)$$

Als Schubspannungsschwingbreite wird die laut Gleichung (5.38) ermittelte Komponente angesetzt:

$$\Delta\tau_E = 36,75 \frac{N}{mm^2} \quad (5.42)$$

Der Kerbfall für die Längsspannungsschwingbreite wird bereits in Kapitel 5.3.1 ermittelt (Kerbfall 100). Für die Schubspannungsschwingbreite wird auch Kerbfall 100 verwendet, laut ÖNORM EN 1993-1-9 [8], Tabelle 8.1.

$$\left(\frac{1,0 * 66,07}{1,35} \right)^3 + \left(\frac{1,0 * 36,75}{1,35} \right)^5 = 0,71 + 0,03 = 0,74 < 1,0 \quad (5.43)$$

Der Ermüdungsnachweis ist für die Interaktion von Längs- und Schubspannungsschwingbreite somit für die Dübelleiste erbracht. Da jeweils die maximalen Werte angesetzt wurden, liegt der Nachweis auf der sicheren Seite. Der Nachweis für das Boden- bzw. Deckblech ist für die Interaktion nicht maßgebend.

5.3.6 Querkraftnachweis in den Dübelleisten

Auch für die Dübelleiste ist der Nachweis des Grundmaterials auf Schub zu führen. Die Stegfläche, in die die Querkraft eingeleitet wird, ist in Kapitel 4.3.6 dargestellt. Die Beanspruchung ergibt sich folglich zu:

$$\Delta\tau = \frac{V_{Ed}}{A_{Steg}} = \frac{348,30 * 10^3}{11 * 20 * 35} = 45,23 \frac{N}{mm^2} \quad (5.44)$$

Der Ermüdungsnachweis für das Grundmaterial folgt mit Kerbfall 100 laut ÖNORM EN 1993-1-9 [8], Tabelle 8.2 zu:

$$\Delta\tau = 45,23 \text{ N/mm}^2 < \frac{\Delta\tau_C}{\gamma_{Mf}} = \frac{100}{1,35} = 74,07 \text{ N/mm}^2 \quad (5.45)$$

$$\eta = \frac{45,23}{74,07} = 0,61 \quad (5.46)$$

Auf eine Interaktion mit der Schubspannungsschwingbreite wird hierbei verzichtet, sie wurde bereits im vorherigen Kapitel geführt. Diese Berechnung der Schubspannung stellt nur eine Näherung dar. Eine Überlagerung führt zu einer Bemessung, die zu sehr auf der sicheren Seite liegt und somit unwirtschaftlich ist.

Für den maximalen Wert der Schubspannung in der Dübelleiste ist der Nachweis erfüllt. Der Maximalwert laut ABAQUS beträgt in Dübelleiste 5 unter Dübel E 44,59 N/mm². Somit liegt die Berechnung nach dem Ingenieurmodell auf der sicheren Seite.

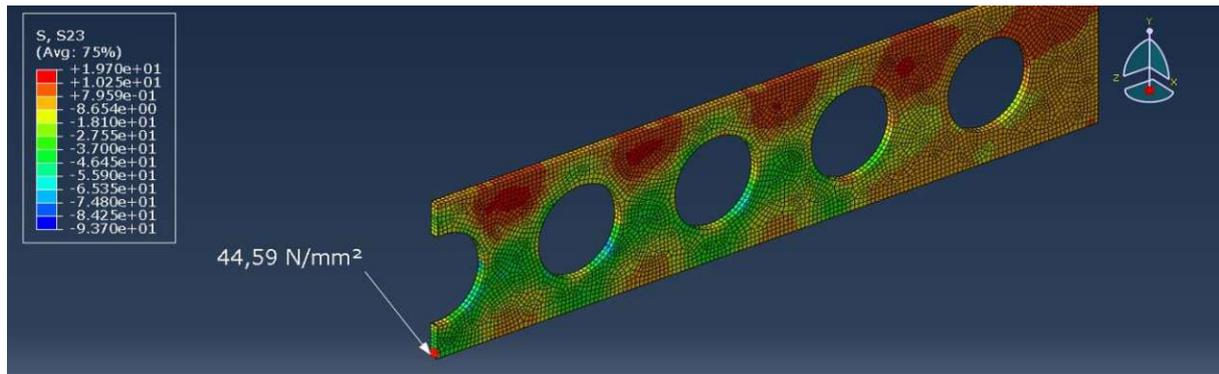


Abbildung 5.20: maximale Schubspannung in Dübelreihe 5, Dübel E im FLS

5.4 Normalkraftverlauf im Boden- und Deckblech

Um den Verlauf der Normalkraft über die gesamte Spannweite darzustellen, wurden die Werte aus dem Lastniveau FLS (ständige Lasten + Verkehrslasten) herangezogen, da für den Lastfall mit ausschließlicher Belastung durch die Verkehrslast kein FE-Modell erstellt wurde. Das Ergebnis kann hier qualitativ verglichen werden, wobei zu sehen ist, dass mit dem Ingenieurmodell an keinem maßgebenden Punkt im Feldbereich die Normalkraft im Boden- bzw. Deckblech unterschätzt wird.

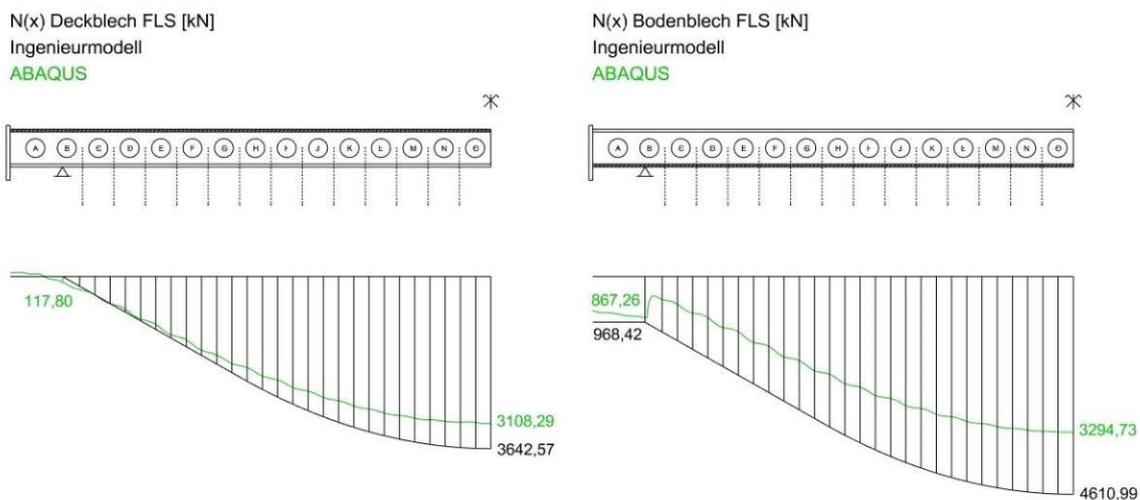


Abbildung 5.21: Normalkraftverlauf im Deck- bzw. Bodenblech im FLS (ständige Lasten + Verkehrslasten)

5.5 Nachweise Beton im Regelbereich

Nach ÖNORM EN 1992-1-1:2015 [9] sind Betontragwerke, die regelmäßigen Lastwechseln unterworfen sind, gegen Ermüdung zu bemessen. Da dies für die SCSC-Plattenbrücke zutrifft, sind die erforderlichen Nachweise zu führen.

Ein ausreichender Widerstand gegen Ermüdung darf dabei laut ÖNORM EN 1992-1-1:2015 [9] Kapitel 6.8.7 (2) angenommen werden, wenn folgende Gleichung erfüllt ist:

$$\frac{\sigma_{c,max}}{f_{cd,fat}} \leq 0,5 + 0,45 * \frac{\sigma_{c,min}}{f_{cd,fat}} \quad (5.47)$$

$\sigma_{c,max}$ ist dabei die maximale Druckspannung in einer Faser unter der häufigen Einwirkungskombination.

$\sigma_{c,min}$ ist die minimale Druckspannung in der gleichen Faser, die durch die ständige Belastung hervorgerufen wird.

$f_{cd,fat}$ ergibt sich aus folgender Gleichung:

$$f_{cd,fat} = k_1 * \beta_{cc}(t_0) * f_{cd} * \left(1 - \frac{f_{ck}}{250}\right) \quad (5.48)$$

Mit

$k_1 = 1,0$ Wert für $N = 10^6$ Lastwechsel aus nationalem Anhang ÖNORM B 1992-1-1:2018 [10], Kapitel 9.7.7

$\beta_{cc}(t_0)$ Beiwert für die Betonfestigkeit bei der Erstbelastung (Annahme Erstbelastung nach 28 Tagen). Der Beiwert s ist abhängig von der gewählten Zementsorte, welcher hier mit $s = 0,2$ gewählt wird (gültig für Zemente der Festigkeitsklassen CEM 42,5 R, CEM 52,5 N und CEM 52,5 R.

$$\beta_{cc}(t_0) = e^{s * \left[1 - \left(\frac{28}{t}\right)^{0,5}\right]} = e^{0,20 * \left[1 - \left(\frac{28}{28}\right)^{0,5}\right]} = 1,0 \quad (5.49)$$

f_{cd}, f_{ck} Festigkeitswerte für Beton C40/50 laut ÖNORM EN 1992-1-1 [9] Tabelle 3.1

$$f_{cd,fat} = 1,0 * 1,0 * \frac{40}{1,5} * \left(1 - \frac{40}{250}\right) = 22,40 \text{ N/mm}^2 \quad (5.50)$$

Für diese Nachweise ist die häufige Lastkombination zu verwenden. Da diese nicht in ABAQUS modelliert wurde, wird die charakteristische Lastkombination FLS (ständige Lasten + Verkehrslast laut LM71) angesetzt, womit der Nachweis auf der sicheren Seite liegt. Für die häufige Einwirkungskombination muss zusätzlich der Kombinationsbeiwert ψ_1 berücksichtigt werden. Laut ÖNORM EN 1990/A1:2013 [11], Tabelle A.2.3 liegt der Kombinationsbeiwert für Eisenbahnbrücken, die nach dem Lastmodell LM71 berechnet werden, bei 0,8. Die häufige Einwirkungskombination ergibt sich zu:

$$q_{d,FLS,häufig} = \gamma_1 * \alpha * \Phi_2 * \lambda * q_{k,LM71} = 0,8 * 1,0 * 1,5695 * 1,08 * 56,92 = 77,19 \text{ kN/m}^2 \quad (5.51)$$

Um den Unterschied dieser beiden Lastkombinationen festzustellen, wird die gesamte einwirkende Belastung, unter Berücksichtigung der Lasteinflussflächen (und Spannweite von 4,5 Metern) laut Kapitel 3.2, für beide Lastkombinationen berechnet:

$$P_{Ed,char} = g_{d,FLS} * 4,5 * 4,45 + q_{d,FLS} * 4,5 * 2,745 = 1557,75 \text{ kN} \quad (5.52)$$

$$P_{Ed,häufig} = g_{d,FLS} * 4,5 * 4,45 + q_{d,FLS,häufig} * 4,5 * 2,745 = 1319,37 \text{ kN} \quad (5.53)$$

Die Belastung unter der häufigen Lastkombination beträgt ca. 85% der charakteristischen Lastkombination (siehe Gl. (5.54)). Der berechnete Reduktionsfaktor wird im Folgenden für die Nachweise verwendet.

$$\text{Reduktionsfaktor } f = \frac{P_{Ed,häufig}}{P_{Ed,char}} \sim 0,85 \quad (5.54)$$

Um diese Nachweise führen zu können muss die maximal beanspruchte Faser im FLS laut FE-Berechnungen bestimmt werden. Die größten Normalspannungen im Beton ergeben sich in Betonkern 4 und 5 in Feldmitte. Die Extremwerte sind in Abbildung 5.22 und Abbildung 5.23 dargestellt

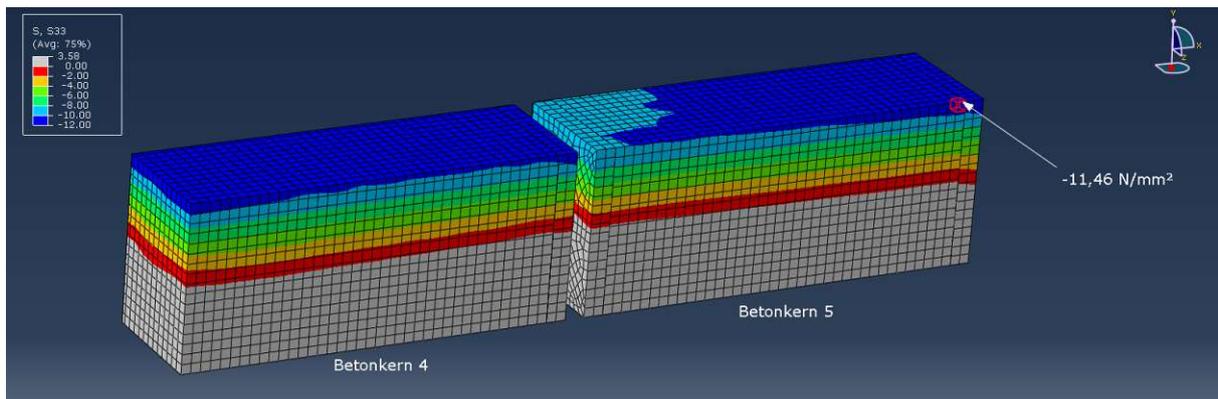


Abbildung 5.22: maximale Betondruckspannung in Feldmitte 5 im FLS (ständige Lasten + Verkehrslast)

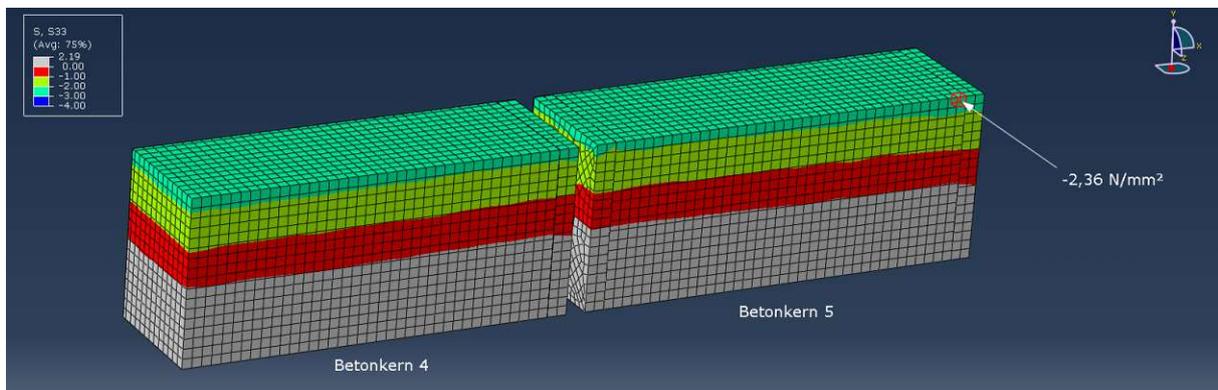


Abbildung 5.23: maximale Betondruckspannung in Feldmitte im FLS (ständige Lasten)

Mit diesen Werten aus den FE-Berechnungen ergibt sich der Ermüdungsnachweis im charakteristischen Lastniveau zu:

$$\frac{11,46}{22,40} = 0,51 < 0,5 + 0,45 * \frac{2,36}{22,40} = 0,55 \quad (5.55)$$

Der zuvor berechnete Reduktionsfaktor kann hier angewendet werden, wodurch die maximale Betonspannung der charakteristischen Lastkombination mit 0,85 abgemindert wird:

$$\frac{11,46 * 0,85}{22,40} = 0,43 < 0,5 + 0,45 * \frac{2,36 * 0,85}{22,40} = 0,54 \quad (5.56)$$

Der Nachweis ist somit mit den Werten aus den FE-Berechnungen erfüllt.

Um den Nachweis mit dem Ingenieurmodell zu führen sind auch dazu die größten und kleinsten Normalspannungen zu ermitteln. Die größte Normalspannung ergibt sich für den FLS unter Volllast (ständige Lasten + Verkehrslast laut LM71). Die kleinste Betondruckspannung ergibt sich, wenn lediglich die ständige Belastung wirkt. Mit diesen oben genannten Einwirkungen werden die Normalspannungen im Beton mit dem Sprengwerkmodell ermittelt.

Die Linienlast für das Sprengwerkmodell im FLS unter Volllast (ständige Lasten + Verkehrslast laut LM71) ist in Abbildung 5.24 dargestellt. Sie ergibt sich zu:

$$\bar{q}_{d,FLS,max} = q_{d,FLS} * 2 * 1,3725 + g_{d,FLS} * 2 * 2,225 = 346,17 \text{ kN/m} \quad (5.57)$$

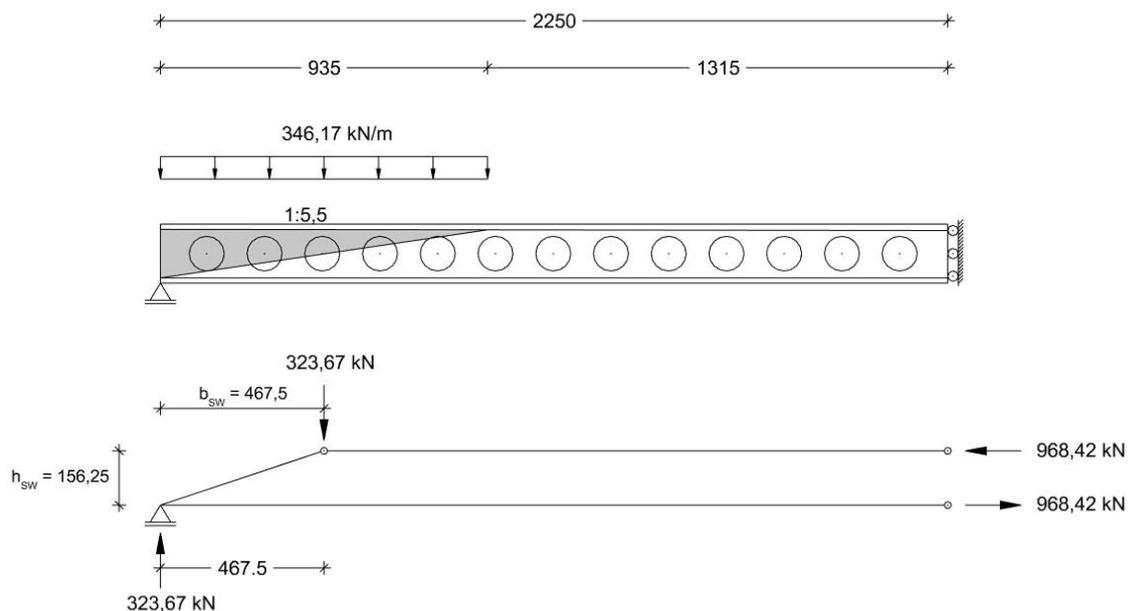


Abbildung 5.24: Sprengwerkmodell im FLS unter Volllast (ständige Lasten + Verkehrslast)

Die Druckkraft im Beton im Obergurt ergibt sich zu:

$$N_{c,max} = \frac{323,67 * 2250 - 323,67 * 1782,5}{156,25} = 968,42 \text{ kN} \quad (5.58)$$

Weiters müssen die horizontalen Dübelkräfte berücksichtigt werden, da diese auch eine zusätzliche Druckkraft im Beton in Feldmitte erzeugen. Die Überlegungen dazu werden in Kapitel 4.5 beschrieben. Somit müssen die Dübelkräfte für die beiden oben genannten Lastfälle ermittelt werden.

Die Berechnung erfolgt analog zur Berechnung in Kapitel 5.2, wobei zu sehen ist, dass die Dübelkraft laut Ingenieurmodell direkt von der Linienlast abhängig ist. Es muss lediglich die Dübelkraft mit dem Verhältnis der Linienlasten multipliziert werden. Aus diesem

Zusammenhang folgt die maximale Dübelkraft für den FLS unter Vollast (ständige Lasten + Verkehrslasten) zu:

$$F_{h,max} = 57,75 * \frac{346,17}{264,87} = 75,48 \text{ kN} \quad (5.59)$$

Somit ergibt sich die maximale Druckkraft im Beton laut Ingenieurmodell zu:

$$F_{c,max,Modell} = N_{c,max} + 15 * F_{h,max} = 968,42 + 15 * 75,48 = 2100,56 \text{ kN} \quad (5.60)$$

Auch für diese Berechnung der Druckspannung muss die mittragende Breite berücksichtigt werden. Sie wird aus dem ULS übernommen und beträgt 85% (siehe Gl. (4.52)). Daraus folgt die maximale Druckspannung:

$$\sigma_{c,max,Modell} = \frac{2100,56 * 10^3}{420 * 10 * 0,85 * 42,5} = 13,84 \text{ N/mm}^2 \quad (5.61)$$

Um die minimale Druckspannung zu berechnen, werden nur die ständigen Lasten auf das Sprengwerkmodell (siehe Abbildung 5.25) aufgebracht. Die Linienlast, die auf das Sprengwerkmodell aufgebracht wird, ergibt sich dafür zu:

$$\bar{q}_{d,FLS,min} = g_{d,FLS} * 2 * 2,225 = 81,30 \text{ kN/m} \quad (5.62)$$

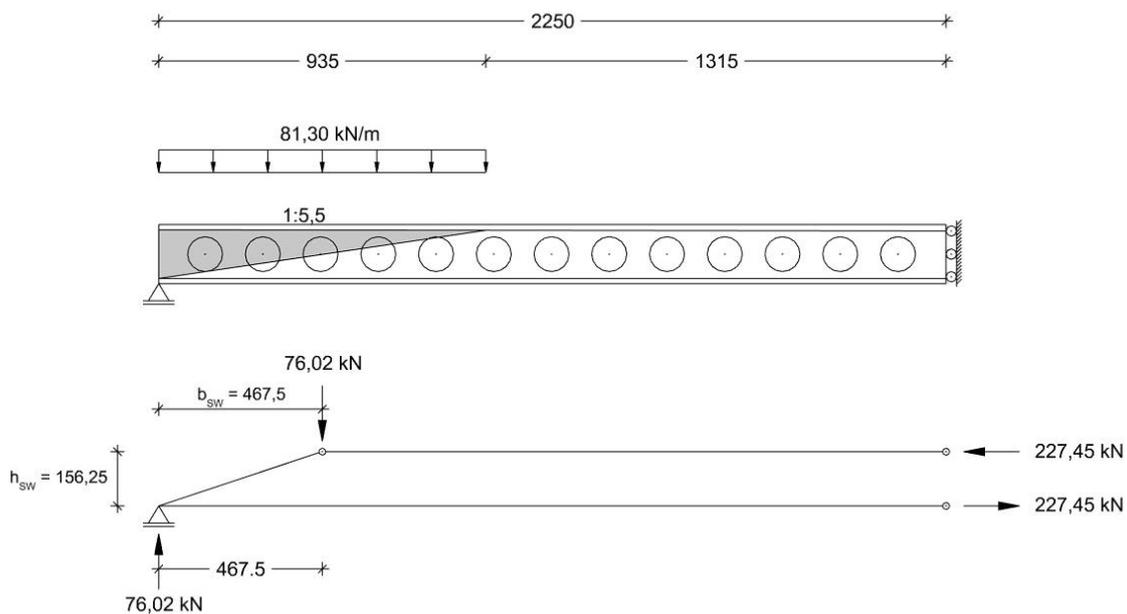


Abbildung 5.25: Sprengwerkmodell im FLS unter ständiger Belastung

Die Druckkraft im Beton im Obergurt ergibt sich zu:

$$N_{c,max} = \frac{76,02 * 2250 - 76,02 * (2250 - 467,5)}{156,25} = 227,45 \text{ kN} \quad (5.63)$$

Die rechnerisch ermittelte horizontale Dübelskraft ergibt sich für diese Belastungssituation zu:

$$F_{h,min} = 57,75 * \frac{81,30}{264,87} = 17,73 \text{ kN} \quad (5.64)$$

Daraus folgt die minimale Druckspannung unter ständiger Belastung:

$$F_{c,min,Modell} = N_{c,min} + 15 * F_{h,min} = 227,45 + 15 * 17,73 = 493,40 \text{ kN} \quad (5.65)$$

Daraus ergibt sich die minimale Druckspannung (mit einer mittragenden Breite von 85%) im Beton zu:

$$\sigma_{c,min} = \frac{493,40 * 10^3}{420 * 10 * 0,85 * 42,5} = 3,25 \text{ N/mm}^2 \quad (5.66)$$

Anschließend wird auch hier der vereinfachte Ermüdungsnachweis für gedrückte Bauteile geführt.

$$\frac{\sigma_{c,max}}{f_{cd,fat}} \leq 0,5 + 0,45 * \frac{\sigma_{c,min}}{f_{cd,fat}} \quad (5.67)$$

$$\frac{13,84}{22,40} = 0,62 > 0,5 + 0,45 * \frac{3,25}{22,40} = 0,57 \quad (5.68)$$

Auch hier kann der zuvor ermittelte Reduktionsfaktor von 0,85 angewendet werden, wodurch sich die maximale Druckspannung der charakteristischen Lastkombination reduziert. Der Nachweis ist somit auch mit den Ergebnissen aus dem Ingenieurmodell erfüllt.

$$\frac{13,84 * 0,85}{22,40} = 0,53 < 0,5 + 0,45 * \frac{3,25 * 0,85}{22,40} = 0,56 \quad (5.69)$$

5.6 Nachweise im Auflagerbereich

5.6.1 Einleitung der Auflagerreaktion in das Sprengwerkmodell

Für die Einleitung der Auflagerreaktion in das Sprengwerkmodell werden die gleichen Annahmen wie im ULS getroffen, es ändert sich lediglich die Lastausbreitung. Die im FLS angenommene Neigung der Lastausbreitung im Bodenblech beträgt 1:1 (siehe Abbildung 5.26; vgl. 1:2,5 im ULS).

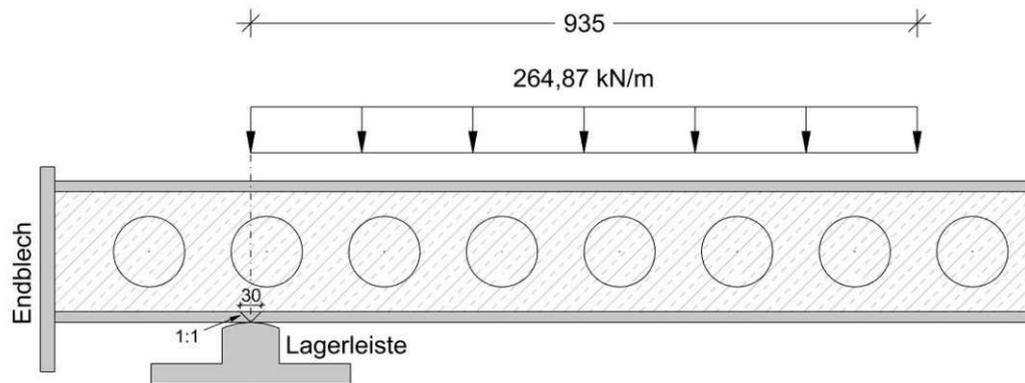


Abbildung 5.26: Lastausbreitung für das Sprengwerkmodell im FLS

Die in Kapitel 4.6.2 getroffenen Annahmen werden auch auf diese Belastungssituation angewendet. Der Betonkeil im FLS ist in folgender Abbildung dargestellt.

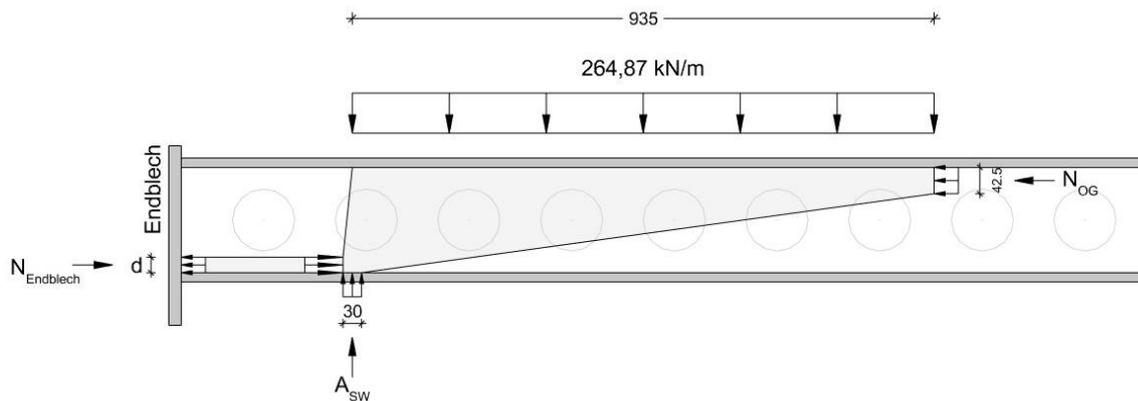


Abbildung 5.27: Geometrie des Betonkeils des Sprengwerkmodells im FLS

Die einwirkenden Kräfte ergeben sich zu:

$$N_{Endblech} = N_{OG} = 740,97 \text{ kN} \quad (5.70)$$

$$A_{SW} = 264,87 \cdot 0,935 = 247,65 \text{ kN} \quad (5.71)$$

Mit einer Dicke der Betonstrebe von 20 mm ergibt sich die Betondruckspannung zufolge der Verkehrslast zu:

$$\sigma_{c,Betonstrebe} = \frac{N_{Endblech}}{d \cdot b_{Beton}} = \frac{740,97 \cdot 10^3}{20 \cdot 10 \cdot 420} = 8,82 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2} \quad (5.72)$$

Die lokale Pressung in den Betonkernen zufolge der Lasteinleitung (10 Betonkerne mit je 420 mm Breite) ergibt sich zu:

$$\sigma_{c,Lagerleiste} = \frac{A_{SW}}{b_{Lasteinleitung} \cdot b_{Beton}} = \frac{247,65 \cdot 10^3}{30 \cdot (10 \cdot 420)} = 1,96 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2} \quad (5.73)$$

Diese berechneten Spannungen resultieren aus der Verkehrslast. Um jedoch einen Ermüdungsnachweis für gedrückte Betonbauteile zu führen, wird die maximale und die minimale Druckspannung in einer Betonfaser benötigt. Die maximale Druckspannung ergibt sich für den FLS unter Vollast (ständige Belastung + Verkehrslast laut LM71), die minimale ergibt sich, wenn lediglich die ständige Belastung wirkt. Diese Linienlasten für das Sprengwerkmodell wurden in bereits in Kapitel 5.5 ermittelt (Gl. (5.57) und (5.62)).

$$\bar{q}_{d,FLS,max} = 346,17 \text{ kN/m} \quad (5.74)$$

$$\bar{q}_{d,FLS,min} = 81,30 \text{ kN/m} \quad (5.75)$$

Auf eine Darstellung des Sprengwerkmodells für diese Belastungssituation wird an dieser Stelle verzichtet. Die einwirkende Kraft auf das Endblech, sowie die daraus resultierenden Druckspannungen für diese Belastungssituationen ergeben sich zu:

$$N_{Endblech,max} = 958,42 \text{ kN} \quad (5.76)$$

$$\sigma_{c,Betonstrebe,max} = \frac{N_{Endblech,max}}{d * b_{Beton}} = \frac{958,42 * 10^3}{20 * 10 * 420} = 11,41 \frac{N}{mm^2} \quad (5.77)$$

$$N_{Endblech,min} = 227,45 \text{ kN} \quad (5.78)$$

$$\sigma_{c,Betonstrebe,min} = \frac{N_{Endblech,min}}{d * b_{Beton}} = \frac{227,45 * 10^3}{20 * 10 * 420} = 2,71 \frac{N}{mm^2} \quad (5.79)$$

Der vereinfachte Ermüdungsnachweise für gedrückte Betonbauteile ergibt sich somit für die Druckstrebe am Endblech zu:

$$\frac{\sigma_{c,max}}{f_{cd,fat}} \leq 0,5 + 0,45 + \frac{\sigma_{c,min}}{f_{cd,fat}} \quad (5.80)$$

$$\frac{11,41}{22,40} = 0,51 < 0,45 + \frac{2,71}{22,40} = 0,57 \quad (5.81)$$

Der Ermüdungsnachweis für die Druckstrebe am Endblech ist laut Modellbildung erfüllt.

Die Auflagerreaktion und die daraus resultierenden lokalen Pressungen zufolge der Lasteinleitung in die Betonkerne ergeben sich zu:

$$A_{SW,max} = 323,67 \text{ kN} \quad (5.82)$$

$$\sigma_{c,Lagerleiste,max} = \frac{A_{SW,max}}{b_{Lasteinleitung} * b_{Beton}} = \frac{323,67 * 10^3}{30 * (10 * 420)} = 2,57 \frac{N}{mm^2} \quad (5.83)$$

$$A_{SW,min} = 76,02 \text{ kN} \quad (5.84)$$

$$\sigma_{c,Lagerleiste,min} = \frac{A_{SW,min}}{b_{Lasteinleitung} * b_{Beton}} = \frac{76,02 * 10^3}{30 * (10 * 420)} = 0,60 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2} \quad (5.85)$$

$$\frac{2,57}{22,40} = 0,11 < 0,45 + \frac{0,60}{22,40} = 0,48 \quad (5.86)$$

Der Ermüdungsnachweis ist erfüllt.

5.6.2 Einleitung der Auflagerreaktion in das Biegeträgermodell

Die Auflagerreaktion des Biegeträgermodells wird auch mit einer Neigung der Lasteinleitung von 1:1 im Bodenblech in die Dübelleisten eingeleitet. Auch hier wird nur die ermüdungsrelevante Verkehrslast auf das Biegeträgermodell aufgebracht.

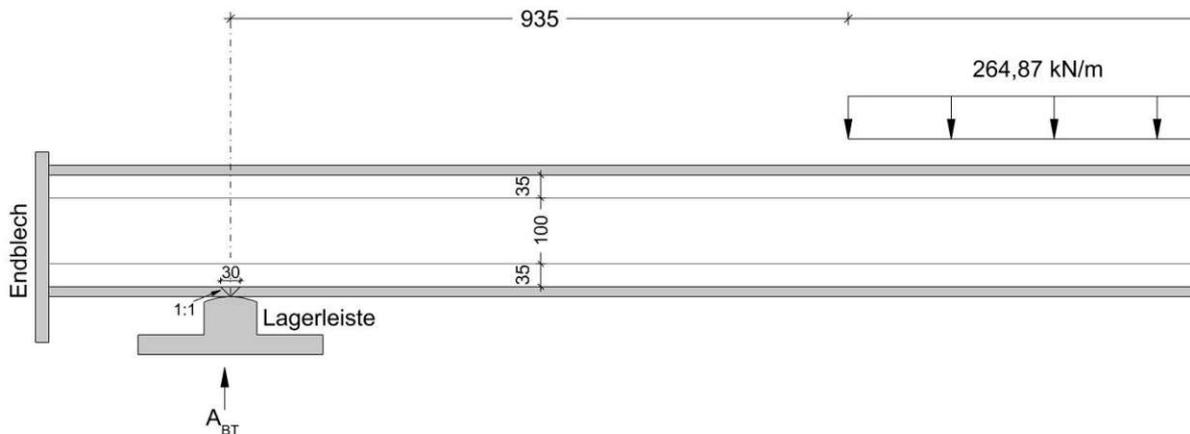


Abbildung 5.28: Auflagerbereich des Biegeträgermodells im FLS (nur Verkehrslast)

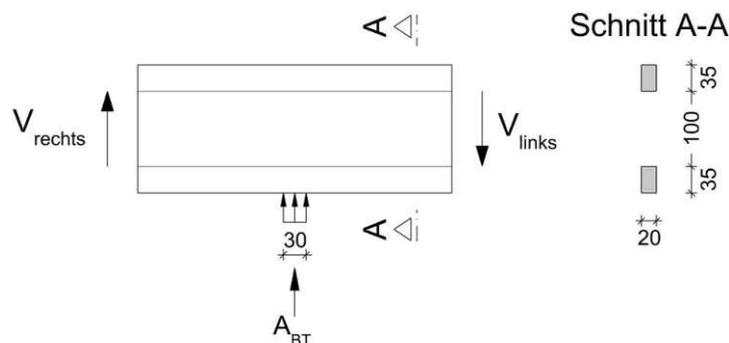


Abbildung 5.29: Lasteinleitung in die freigeschnittene Dübelleiste und Querschnitt laut Biegeträgermodell im ULS

$$\Delta\sigma_{a,Lagerleiste} = \frac{A_{BT}}{b_{Lasteinleitung} * d_{Dübelleiste,gesamt}} = \frac{348,30 * 10^3}{30 * (20 * 11)} = 52,77 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2} \quad (5.87)$$

Der Ermüdungsnachweis für das Grundmaterial (Dübelleiste) ergibt sich mit Kerbfall 80 laut ÖNORM EN 1993-1-9 [8], Tabelle 8.5 zu:

$$\Delta\sigma_{a,Lagerleiste} = 52,77 \text{ N/mm}^2 < \frac{\Delta\sigma_C}{\gamma_{Mf}} = \frac{80}{1,35} = 59,26 \text{ N/mm}^2 \quad (5.88)$$

$$\eta = \frac{52,77}{59,26} = 0,89 \quad (5.89)$$

Der Nachweis ist erfüllt.

Gleich wie im ULS kommt es zu einer Beanspruchung der Schweißnaht, wenn ein Spalt zwischen Dübelleiste und Bodenblech vorhanden ist (siehe Abbildung 4.38). Fünf der insgesamt elf Dübelleisten sind am Bodenblech angeschweißt. Dabei wird angenommen, dass die Auflagerreaktion gleichmäßig in alle Dübelleisten eingeleitet wird (über Kontakt in die nicht am Bodenblech angeschweißten Dübelleisten bzw. über die Schweißnähte der am Bodenblech angeschweißten Dübelleisten).

Somit ergibt sich die ermüdungsrelevante Spannung in den Schweißnähten (Doppelkehlnähte mit 7 mm wirksamer Schweißnahtdicke) zu:

$$\begin{aligned} \Delta\sigma_{w,Lagerleiste} &= \frac{A_{BT}}{b_{Lasteinleitung} * a_{w,ges}} * \frac{n_{angeschweißt}}{n_{gesamt}} = \frac{348,30 * 10^3}{30 * (5 * 2 * 7)} * \frac{5}{11} \\ &= 75,39 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2} \end{aligned} \quad (5.90)$$

Für diese Schweißnahtbeanspruchung der Doppelkehlnaht ist ein sehr ungünstiger Kerbfall anzuwenden. Laut ÖNORM EN 1993-1-9 [8], Tabelle 8.5 ist für einen möglichen Wurzelriss bei T-Stößen mit Kehlnahtanschlüssen Kerbfall 36 anzuwenden. Der Nachweis ergibt sich zu:

$$\Delta\sigma_{w,Lagerleiste} = 75,39 \text{ N/mm}^2 > \frac{\Delta\sigma_C}{\gamma_{Mf}} = \frac{36}{1,35} = 26,67 \text{ N/mm}^2 \quad (5.91)$$

$$\eta = \frac{75,39}{26,67} = 2,83 \quad (5.92)$$

Der Ermüdungsnachweis in der Schweißnaht ist mit dieser Modellbildung nicht erfüllt. Dieser Nachweis entfällt jedoch, wenn bei der Herstellung der Schweißnähte sichergestellt wird, dass kein Spalt zwischen Dübelleiste und Bodenblech entsteht.

5.6.3 Nachweise am Endblech

Der in Kapitel 4.6 eingeführte fiktive Rahmen für die Ermittlung der Beanspruchung auf die Schweißnähte wird auch für den FLS angewendet. Die Einwirkungen können laut Sprengwerkmodell und Biegeträgermodell berechnet werden. Die Randausbildung am Endblech und der fiktive Rahmen sind in Abbildung 5.30 nochmals dargestellt.

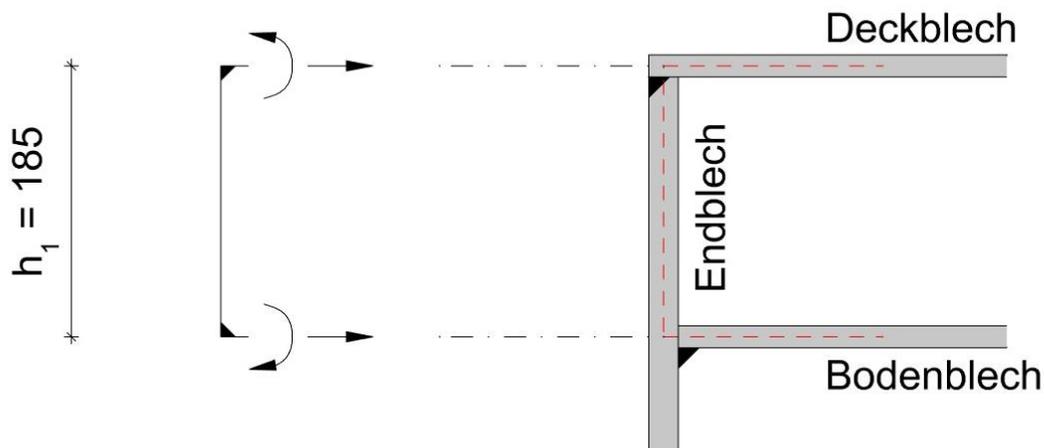


Abbildung 5.30: fiktiver Rahmen zur Schweißnahtbemessung

Beanspruchung aus dem Sprengwerkmodell

Die Beanspruchung aus dem Sprengwerkmodell folgt aus den gleichen Überlegungen, welche in Kapitel 4.6.2 und 4.6.4 erläutert wurden. Es ändert sich dabei lediglich die einwirkende Kraft auf das Endblech, auf eine wiederholende Erläuterung wird an dieser Stelle verzichtet. In folgender Abbildung ist die Einwirkung und die dadurch entstehenden Schnittgrößen im fiktiven Rahmen dargestellt.

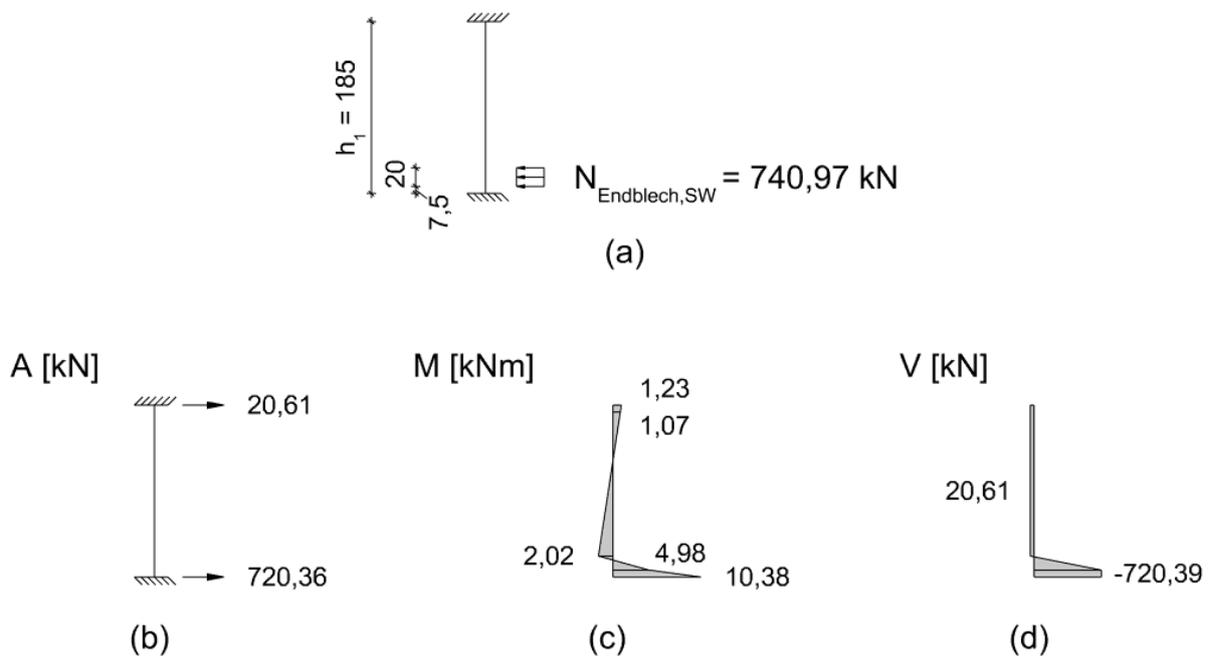


Abbildung 5.31: Ermittlung der Schnittgrößen für die Schweißnahtbemessung laut Sprengwerkmodell im FLS
a) statisches System; b) horizontale Auflagerreaktion; c) Momentenverlauf; d) Querkraftverlauf

Beanspruchung aus dem Biegeträgermodell

Auch die Beanspruchung aus dem Biegeträgermodell folgt aus den gleichen Überlegungen wie im ULS. Sie sind in folgender Abbildung dargestellt.

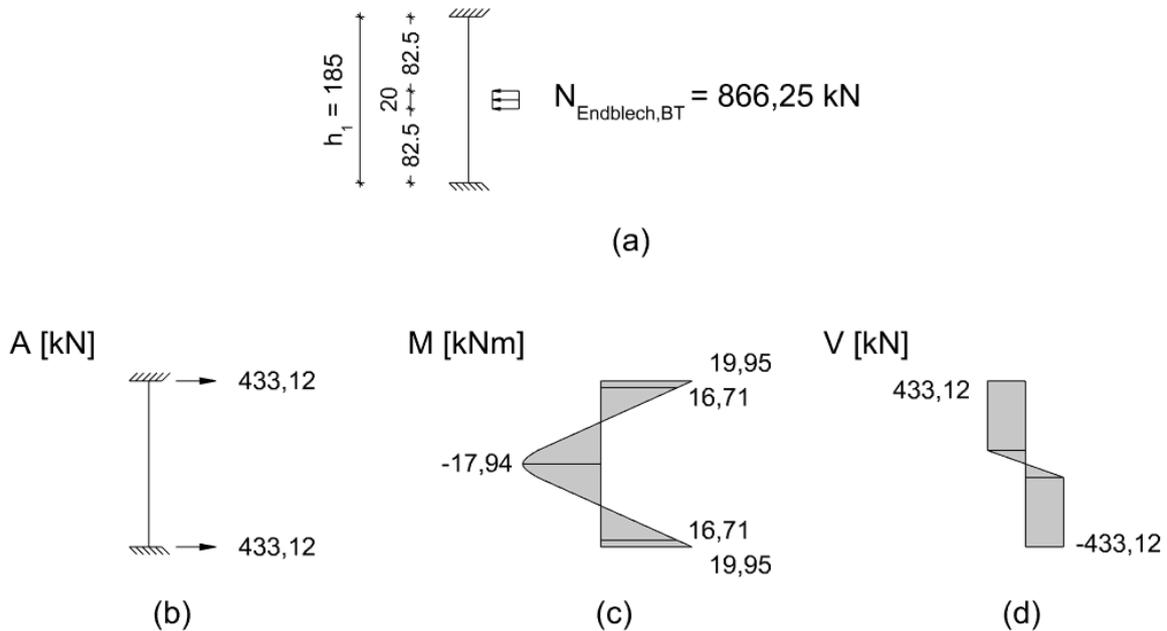


Abbildung 5.32: Ermittlung der Schnittgrößen für die Schweißnahtbemessung laut Biegeträgermodell im FLS
a) statisches Modell; b) Auflagerreaktionen; c) Momentenverlauf; d) Querkraftverlauf

5.6.3.1 Spannungsnachweis im Endblech

Das einwirkende Biegemomente und die Querkraft ergeben sich aus den zuvor geführten Berechnungen (siehe Abbildung 5.31 und Abbildung 5.32).

$$M_{Ed} = M_{SW} + M_{BT} = 10,38 + 19,95 = 30,33 \text{ kNm} \quad (5.93)$$

$$V_{Ed} = V_{SW} + V_{BT} = 720,39 + 433,12 = 1153,51 \text{ kN} \quad (5.94)$$

Die resultierenden Spannungen aus diesen Einwirkungen ergeben sich zu:

$$\Delta\sigma_{Ed} = \frac{M_{Ed}}{W_{Endblech}} = \frac{30,33 \cdot 10^6}{\frac{20^2 \cdot 4450}{6}} = 102,24 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2} \quad (5.95)$$

$$\Delta\tau_{Ed} = \frac{V_{Ed}}{A_{Endblech}} = \frac{1153,51 \cdot 10^3}{20 \cdot 4450} = 12,96 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2} \quad (5.96)$$

Laut ÖNORM EN 1993-1-9 [8], Tabelle 8.5 ist für Risse am Schweißnahtübergang bei nicht durchgeschweißten Nähten an T-Stößen Kerbfall 80 für das Grundmaterial anzuwenden. Der Nachweis ergibt sich zu:

$$\Delta\sigma_{Ed} = 102,24 \text{ N/mm}^2 > \frac{\Delta\sigma_C}{\gamma_{Mf}} = \frac{80}{1,35} = 59,26 \text{ N/mm}^2 \quad (5.97)$$

$$\eta = \frac{102,24}{59,26} = 1,73 \quad (5.98)$$

Der Ermüdungsnachweis für das Endblech ist somit nicht erfüllt.

5.6.3.2 Spannungsnachweis im Boden- bzw. Deckblech

Die Einwirkungen für das Boden- bzw. Deckblech folgen wiederum aus Abbildung 5.31 und Abbildung 5.32.

Bodenblech

$$M_{Ed, BB} = M_{SW, BB} + M_{BT, BB} = 10,38 + 19,95 = 30,33 \text{ kNm} \quad (5.99)$$

$$F_{Ed, BB} = V_{SW, BB} + V_{BT, BB} = 720,39 + 433,12 = 1153,51 \text{ kN} \quad (5.100)$$

Die resultierende Normalspannung aus diesen Einwirkungen ergibt sich zu:

$$\begin{aligned} \Delta\sigma_{Ed, BB} &= \frac{M_{Ed, BB}}{W_{Bodenblech}} + \frac{F_{Ed, BB}}{A_{Bodenblech}} = \frac{30,33 \cdot 10^6}{\frac{15^2 \cdot 4450}{6}} + \frac{1153,51 \cdot 10^3}{15 \cdot 4450} \\ &= 199,03 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2} \end{aligned} \quad (5.101)$$

Auch hier ist wie beim Endblech Kerbfall 80 (für Risse im Schweißnahtübergang) anzusetzen. Der Nachweis ergibt sich somit zu:

$$\Delta\sigma_{Ed, BB} = 199,03 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2} > \frac{\Delta\sigma_C}{\gamma_{Mf}} = \frac{80}{1,35} = 59,26 \text{ N/mm}^2 \quad (5.102)$$

$$\eta = \frac{199,03}{59,26} = 3,36 \quad (5.103)$$

Der Ermüdungsnachweis für das Bodenblech ist nicht erfüllt.

Deckblech

$$M_{Ed,DB} = M_{SW,DB} + M_{BT,DB} = 1,23 + 19,95 = 21,18 \text{ kNm} \quad (5.104)$$

$$F_{Ed,BB} = V_{SW,BB} + V_{BT,BB} = 20,61 + 433,12 = 453,73 \text{ kN} \quad (5.105)$$

Die resultierende Normalspannung aus diesen Einwirkungen ergibt sich zu:

$$\Delta\sigma_{Ed,DB} = \frac{M_{Ed,DB}}{W_{Deckblech}} + \frac{F_{Ed,DB}}{A_{Deckblech}} = \frac{21,18 * 10^6}{15^2 * 4450} + \frac{453,73 * 10^3}{15 * 4450} = 133,72 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2} \quad (5.106)$$

Der Nachweis für das Bodenblech ergibt sich somit zu:

$$\Delta\sigma_{Ed,BB} = 133,72 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2} > \frac{\Delta\sigma_c}{\gamma_{Mf}} = \frac{80}{1,35} = 59,26 \text{ N/mm}^2 \quad (5.107)$$

$$\eta = \frac{133,72}{59,26} = 2,26 \quad (5.108)$$

Der Ermüdungsnachweis für das Deckblech ist nicht erfüllt.

Somit sind die Ermüdungsnachweise für das Endblech sowie das Boden- bzw. Deckblech, mit den Beanspruchungen aus der Modellbildung nicht erfüllt. An dieser Stelle wird auf die Nachweisführung für die Schweißnähte verzichtet, da für sie ein noch ungünstigerer Kerbfall anzusetzen ist. Für Wurzelrisse in nicht durchgeschweißten T-Stößen ist Kerbfall 36 laut ÖNORM EN 1993-1-9 [8], Tabelle 8.5 zu verwenden. Werden die Kehlnähte an diesen Stellen durchgeschweißt entfällt dieser Nachweis, sodass der Nachweis des Grundmaterials maßgebend wird. Da dieser jedoch auch nicht erfüllt ist, ist für eine wirtschaftliche Bemessung des Auflagerbereichs eine andere Modellbildung nötig. Alternative Modelle werden bereits in Kapitel 4.6.4.3 vorgeschlagen.

5.7 Durchbiegungsnachweise

Um bei der Modellbildung konsistent zu bleiben wird der kurze Kragarm, der über die Lagerleiste ragt, für die Durchbiegungsberechnung nicht berücksichtigt. Diese Annahme liegt für die maximale vertikale Durchbiegung in Feldmitte auf der sicheren Seite. Für die Berechnung werden die Querschnittswerte des Biegeträgers aus Kapitel 3.4.1 verwendet. Damit wird angenommen, dass für die Durchbiegungsberechnung die gesamte Belastung vom Biegeträger abgeleitet wird.

5.7.1 Nachweis der vertikalen Verformung des Überbaus

Laut ÖNORM EN 1990/A1:2013 [7] sollte die maximale vertikale Durchbiegung infolge von Einwirkungen aus Schienenverkehr in keinem Punkt den Grenzwert von $L/600$ überschreiten. Dieser Nachweis ist nicht maßgebend.

5.7.2 Nachweis der maximalen vertikalen Durchbiegung für den Reisendenkomfort

Laut ÖNORM EN 1990/A1:2013 [7] hängt der Reisendenkomfort von der vertikalen Beschleunigung b_v ab, die in einem Fahrzeug bei der Überfahrt über die Brücke auftritt. Um die Komfortkategorie „Sehr gut“ zu erfüllen, muss diese Beschleunigung b_v kleiner als $1,0 \text{ m/s}^2$ betragen. Aus Bild A.2.3 [7] kann dabei das maximale Verhältnis von Spannweite und vertikaler Durchbiegung entnommen werden, damit dieses Kriterium erfüllt wird.

Für eine geplante Geschwindigkeit von 140 km/h ergibt sich durch Interpolation ein Grenzwert von $L/850$, welcher für einen Einfeldträger mit $0,7$ multipliziert werden kann. Somit ergibt sich ein Grenzwert von $L/595$. Dieser Grenzwert ist zwar kleiner als der Grenzwert für die vertikale Verformung des Überbaus, dadurch, dass die Belastung für diesen Nachweis jedoch größer ist, ist dieser Nachweis maßgebend.

Die Linienlast für den maßgebenden Durchbiegungsnachweis ergibt sich, unter Berücksichtigung der Lasteinflussfläche, laut Kapitel 3.3.3 zu:

$$\begin{aligned}\bar{q}_{d,SLS,Reisendenkomfort} &= q_{d,SLS,Reisendenkomf} * 2,745 = 89,34 * 2,745 \\ &= 245,24 \text{ kN/m}\end{aligned}\quad (5.109)$$

Das statische System ergibt sich dabei zu:

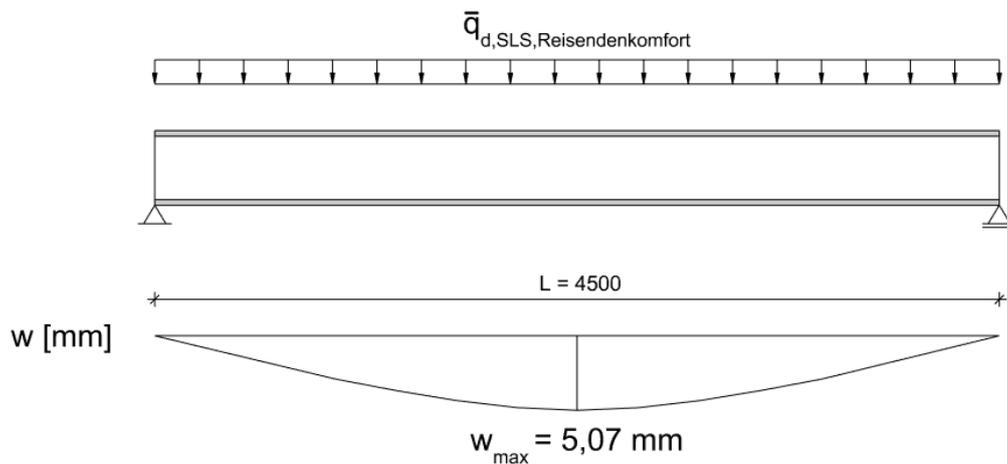


Abbildung 5.33: statisches System im SLS für den Durchbiegungsnachweis

Die berechnete Durchbiegung zufolge der veränderlichen Lasten folgt, mit dem Flächenträgheitsmoment des Stahlquerschnitts (siehe Kapitel 3.4.1), in Feldmitte zu:

$$w_{\max} = \frac{\bar{q}_{d,SLS,Reisendenkomfort} * L^4}{76,8 * E * I_y} = \frac{245,24 * 4500^4}{76,8 * 210000 * 1228783333} = 5,07 \text{ mm}\quad (5.110)$$

Der Durchbiegungsnachweis im Feldmitte ergibt sich zu:

$$\frac{L}{w_{max}} = \frac{4500}{5,07} = 888 > 595 \quad (5.111)$$

Zusätzlich muss auch der Nachweis für den Kragarm, welcher über die Lagerleiste hinausragt, geführt werden. Mit einer Länge des Kragarms von 295 mm ergibt sich die vertikale Verformung (nach oben) von:

$$\begin{aligned} w_{Kragarm} &= - \frac{\bar{q}_{d,SLS,Reisendenkomfort} * L^3 * L_{Kragarm}}{24 * E * I_y} \\ &= - \frac{245,24 * 4500^3 * 295}{24 * 210000 * 1228783333} = -1,06 \text{ mm} \end{aligned} \quad (5.112)$$

Die vertikale Verformung am Kragarm ist vernachlässigbar.

5.7.3 Vergleich mit den FE-Berechnungen

Das Ergebnis dieser Durchbiegungsberechnung kann nicht mit den FE-Berechnungen verglichen werden, da zu diesem Lastniveau kein FE-Modell vorliegt. Um einen Vergleich mit den FE-Berechnungen zu ermöglichen, wird die Durchbiegungsberechnung mit der charakteristischen Einwirkungskombination für den FLS geführt:

Die charakteristische Belastung ergibt sich für den Grenzzustand der Ermüdung (FLS) zu:

$$\bar{q}_{d,FLS} = q_{d,FLS} * 2,745 = 96,49 * 2,745 = 264,87 \text{ kN/m} \quad (5.113)$$

Die berechnete Durchbiegung im Lastniveau FLS zufolge der veränderlichen Lasten folgt zu:

$$w_{max} = \frac{\bar{q}_{d,FLS} * L^4}{76,8 * E * I} = \frac{264,87 * 4500^4}{76,8 * 210000 * 1228783333} = 5,48 \text{ mm} \quad (5.114)$$

Der Nachweis der maximalen vertikalen Durchbiegung für den Reisendenkomfort ist somit mit den Werten aus dem Ingenieurmodell im höheren Lastniveau FLS erfüllt:

$$\frac{L}{w_{max}} = \frac{4500}{5,48} = 821 > 595 \quad (5.115)$$

Die Durchbiegung laut FE-Berechnungen folgt aus der Differenz im Lastniveau FLS unter Vollast und der Durchbiegung zufolge der ständigen Lasten:

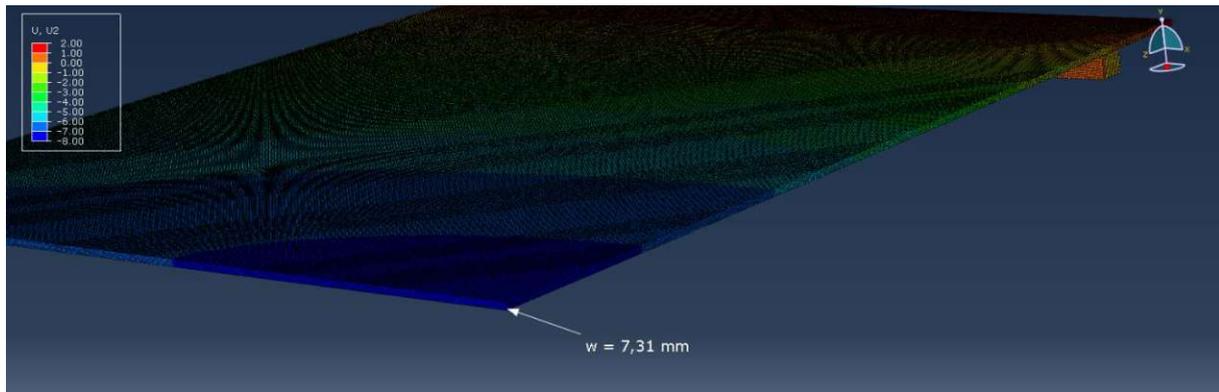


Abbildung 5.34: maximale Durchbiegung in Feldmitte im FLS (ständige Lasten + veränderliche Lasten)

Daraus ergibt sich eine maximale Durchbiegung in Feldmitte zufolge veränderlicher Lasten zu:

$$w_{max} = 7,31 - 1,51 = 5,80 \text{ mm} \quad (5.116)$$

Der Nachweis der maximalen vertikalen Durchbiegung für den Reisendenkomfort ist somit auch mit den Werten aus den FE-Berechnungen im höheren Lastniveau FLS erfüllt:

$$\frac{L}{w_{max}} = \frac{4500}{5,80} = 776 > 595 \quad (5.117)$$

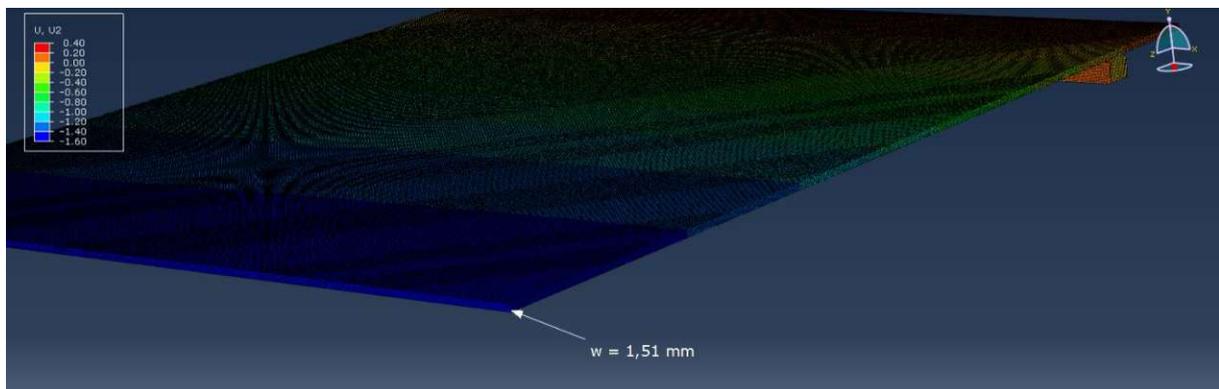


Abbildung 5.35: maximale Durchbiegung in Feldmitte im FLS (ständige Lasten)

Der Wert aus dem Ingenieurmodell liegt damit bei 94% des Werts aus den FE-Berechnungen und ist somit auf der unsicheren Seite. Die Durchbiegung in Feldmitte wird jedoch nur um 0,32 mm unterschätzt. Um einen aussagekräftigen Vergleich führen zu können, wird ein FE-Modell mit dem Lastniveau SLS benötigt.

5.8 Vergleich der Ergebnisse

Nachweise im Regelbereich

Zugkraft im Bodenblech laut ABAQUS	2613,56 kN
Zugkraft im Bodenblech laut Ingenieurmodell	3528,07 kN (135%)
Druckkraft im Deckblech laut ABAQUS	-2369,74 kN
Druckkraft im Deckblech laut Ingenieurmodell	-2787,10 kN (118%)
Maximale Zugspannung im Bodenblech laut ABAQUS	49,70 N/mm ²
Maximale Zugspannung im Bodenblech laut Ingenieurmodell	66,07 N/mm ² (133%)
Maximale Druckspannung im Deckblech laut ABAQUS	-43,05 N/mm ²
Maximale Druckspannung im Deckblech laut Ingenieurmodell	-52,19 N/mm ² (121%)
Maximale Schubspannung in Dübelleiste 5 laut ABAQUS	44,59 N/mm ²
Maximale Schubspannung in Dübelleiste 5 laut Ingenieurmodell	45,23 N/mm ² (101%)
Maximaler Schubfluss in Dübelleiste 4 laut ABAQUS	-713,13 N/mm
Maximaler Schubfluss in Dübelleiste 4 laut Ingenieurmodell (Faktor k)	-735,06 N/mm (103%)
Maximale Dübelkraft laut ABAQUS	54,18 kN
Maximale Dübelkraft laut Ingenieurmodell	57,75 kN (107%)
Maximale Durchbiegung im FLS laut ABAQUS	5,80 mm
Maximale Durchbiegung im FLS laut Ingenieurmodell	5,48 mm (94%)

Auflagerbereich

Auch für den FLS wird auf den Vergleich der Ergebnisse laut Ingenieurmodell mit dem FE-Modell von *Lorenz* [1] aufgrund der groben Vernetzung verzichtet.

5.9 Zusammenfassung der Ergebnisse

Um nochmal einen Überblick zu schaffen, welche Konstruktionsdetails mit dem Ingenieurmodell nachgewiesen werden können, werden hier die Ergebnisse zusammengefasst. Außerdem werden die Ausnutzungen für diese Stellen ausgewiesen und mit den Ausnutzungen aus den FE-Berechnungen verglichen.

Nachweis des Boden- bzw. Deckblech für die Längsspannungsschwingbreite

Für das Bodenblech und das Deckblech werden die Nachweise auf Spannungsebene geführt, die Ergebnisse und Ausnutzungen werden in folgender Tabelle aufgelistet. Die Werte für das Ingenieurmodell wurden dabei mit einer mittragenden Plattenbreite von 80% des Boden- bzw. Deckblechs berechnet (siehe Kapitel 5.3.3).

	Ingenieurmodell		ABAQUS		<i>Ing.Modell/ ABAQUS</i>
	$\Delta\sigma$ [N/mm ²]	η	$\Delta\sigma$ [N/mm ²]	η	
Bodenblech in Feldmitte	66,07	89 %	49,70	67%	133%
Deckblech in Feldmitte	-52,19	70%	-43,05	58%	121%

Nachweis der Längsschweißnaht zwischen Dübelleiste und Deckblech

Das Ingenieurmodell liefert einen linearen Verlauf des Schubflusses, wobei die Spannungsspitzen über den Dübellöchern nicht beachtet werden. In Kapitel 5.3 wurde daher ein Korrekturfaktor k ermittelt, mit dem der Ermüdungsnachweis für die Längsschweißnaht zwischen Dübelleiste und Deckblech auf der sicheren Seite geführt werden kann. Als Schweißnaht wird eine Doppelkehlnaht mit einer wirksamen Schweißnahtdicke von 7 mm nachgewiesen.

	Ingenieurmodell		ABAQUS		<i>Ing.Modell/ ABAQUS</i>
	$\Delta\tau_{ }$ [N/mm ²]	η	$\Delta\tau_{ }$ [N/mm ²]	η	
Längsschweißnaht zw. Dübelleiste und Deckblech	52,50	89%	50,94	86%	103%
Nachweis des Grundmaterials auf Schub	36,75	50%	35,66	48%	103%

Interaktionsnachweis der Dübelleiste

Für den Ermüdungsnachweis bei gleichzeitiger Wirkung von Längs- und Schubspannungsschwingbreiten in der Dübelleiste wird die Interaktionsformel laut ÖNORM EN 1993-1-9 [8], Kapitel 8 (3) angewendet. Der Nachweis ist laut Ingenieurmodell erfüllt. Da die Schweißnähte an den Dübelleisten nicht als solche modelliert sind, wird auf einen Vergleich mit den FE-Berechnungen verzichtet.

	Ingenieurmodell		
	$\Delta\tau_{Ed}$ [N/mm ²]	$\Delta\sigma_{Ed}$ [N/mm ²]	η
Interaktion Längs- und Schubspannungsschwingbreite	36,75	66,07	74%

Querkraftnachweis in den Dübelleisten

Die Querkraft wird in den Dübelleisten abgetragen, wobei für die Nachweisführung jeweils nur der Anteil der Fläche herangezogen wird wo tatsächlich eine Schweißverbindung mit dem Deck- bzw. Bodenblech besteht.

	Ingenieurmodell		ABAQUS		Ing.Modell/ ABAQUS
	$\Delta\tau_{Ed}$ [N/mm ²]	η	$\Delta\tau_{Ed}$ [N/mm ²]	η	
Schubspannung in der Dübelleiste	45,23	61%	44,59	60%	101%

Nachweis der Ermüdungsfestigkeit der Dübellöcher

Die ermüdungsrelevante Spannung am Rand der Dübellöcher kann mit dem Ingenieurmodell nicht bestimmt werden. Es kann lediglich die Dübelkraft ermittelt werden, mit der eine Aussage über die Ermüdungsfestigkeit anhand der Dissertation von *Takács* [6] getroffen werden kann. Bis zu einer Dübelkraftschwingbreite von 78 kN, gilt der Ermüdungsnachweis als erfüllt. Wichtig dabei zu erwähnen ist, dass die Untersuchungen von *Takács* [6] anhand eines FE-Modells der Trogbrücke durchgeführt wurden. Da sich aber für die Plattenbrücke in Längsrichtung ein durchaus ähnliches Tragverhalten einstellt, wird dieser Wert übernommen.

	Ingenieurmodell		ABAQUS		Ing.Modell/ ABAQUS
	ΔF_h [kN]	η	ΔF_h [kN]	η	
Maximale Dübelkraft	57,75	74%	54,18	69%	107%

Normalspannung in den Dübelleisten

Auch im FLS ergeben sich maßgebende Spannungsdifferenzen in den Dübelleisten in Feldmitte, die größer sind als im Boden- bzw. Deckblech. Diese Ergebnisse können aus dem Momentenverlauf des Biegeträgermodells nicht auf der sicheren Seite liegend berechnet werden. Diese maximalen Spannungsdifferenzen treten jedoch an Stellen auf, an denen sich keine Längskehlnaht befindet, wodurch ein günstigerer Kerbfall (Kerbfall 140) anzusetzen ist als im Boden- bzw. Deckblech (Kerbfall 100). Dadurch ist die resultierende Ausnutzung kleiner als im Boden- bzw. Deckblech.

	ABAQUS	
	$\Delta\sigma$ [N/mm ²]	η
Maximale Zugspannung in Dübelleiste 4	73,45	71%
Maximale Druckspannung in Dübelleiste 3	-69,32	67%

Nachweis des gedrückten Betons unter regelmäßigen Lastwechseln

Dieser Nachweis wird auf Spannungsebene punktuell an der höchstbeanspruchten Betonfaser geführt. Die Nachweise sind sowohl mit den Ergebnissen aus dem Ingenieurmodell (siehe Gleichung (5.69)), als auch mit den Werten aus den FE-Berechnungen (siehe Gleichung (5.56)) erfüllt.

	Ing.Modell		ABAQUS		Ing.Modell / ABAQUS
	σ_c [N/mm ²]	η	σ_c [N/mm ²]	η	
Maximale Betondruckspannung in Feldmitte	13,84	95%	11,46	80%	121%
Minimale Betondruckspannung in Feldmitte	3,25		2,36		138%

Nachweise im Auflagerbereich

Auch für den FLS werden keine Vergleiche mit dem ABAQUS-Modell geführt. Um aussagekräftige Vergleiche anstellen zu können, ist ein Modell mit feinerer Vernetzung im Auflagerbereich erforderlich.

Nachweis	Ausnutzung
Lokale Lasteinleitung in die Betonkerne	23%
Betondruckstrebe am Endblech	89%
Lokale Lasteinleitung in die Dübelleisten	89%
Schweißnahtbeanspruchung zufolge lokaler Lasteinleitung	283%
Ermüdungsnachweis im Endblech	173%
Ermüdungsnachweis im Bodenblech	336%
Ermüdungsnachweis im Deckblech	226%

6 Quertragwirkung der SCSC-Platte

6.1 Theoretische Überlegungen zur Quertragwirkung

Aufgrund der fertigungstechnischen Überlegung, dass die Dübelleisten abwechselnd am Bodenblech bzw. am Deckblech geschweißt sind, ergibt sich die theoretische Tragwirkung in Querrichtung. Die Betondruckstreben können sich nur von Dübelleisten, die am Deckblech geschweißt sind zu Dübelleisten, die am Bodenblech geschweißt sind, ausbilden. Aus der Geometrie ergibt sich dadurch abwechselnd ein Feld mit einer Betondruckstrebe, gefolgt von einem Feld, in dem sich keine Betondruckstrebe ausbilden kann, wie in Abbildung 6.1 dargestellt ist. Diese Überlegungen gelten für die Tragwirkung bei konstanter Querkraft über den gesamten Brückenquerschnitt [17], es gilt:

$$V_{links} = V_{rechts} = const \quad (6.1)$$

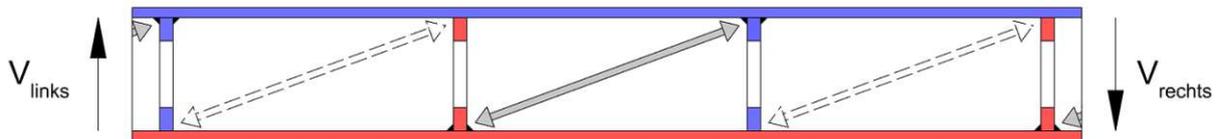


Abbildung 6.1: Prinzipielle Darstellung der Druckdiagonalen in Querrichtung der SCSC-Platte [17]

Für die SCSC-Plattenbrücke, die in dieser Arbeit betrachtet wird, ergibt sich der Querschnitt mit den Druckdiagonalen aus theoretischen Überlegungen zu Folgendem:

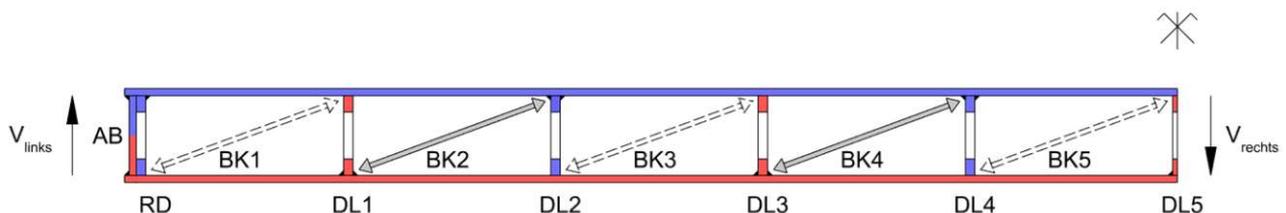


Abbildung 6.2: Druckstrebenausbildung der SCSC-Plattenbrücke

Dargestellt in Abbildung 6.2 ist der halbe Querschnitt der Plattenbrücke, mit einer Symmetrieachse in Querrichtung. Auf der linken Seite befindet sich außerdem das Abschlussblech, welches sowohl am Deckblech als auch am Bodenblech angeschweißt ist. Die Betonkerne sind durchnummeriert (BK1-BK5), beginnend mit Betonkern 1 im Randbereich der Platte bis zum Betonkern 5.

In Abbildung 6.3 wird Betonkern 4 betrachtet und die theoretischen Kräfte auf die Dübelleisten dargestellt. In Dübelleiste 3 ergeben sich Kontaktspannungen im unteren Bereich des Dübels, deren Resultierende die Dübelleiste nach unten drücken. Bei der am Deckblech angeschweißten Dübelleiste 4 ergibt sich die Kontaktspannung im oberen Bereich des Dübels, dessen Resultierende nach oben orientiert ist.

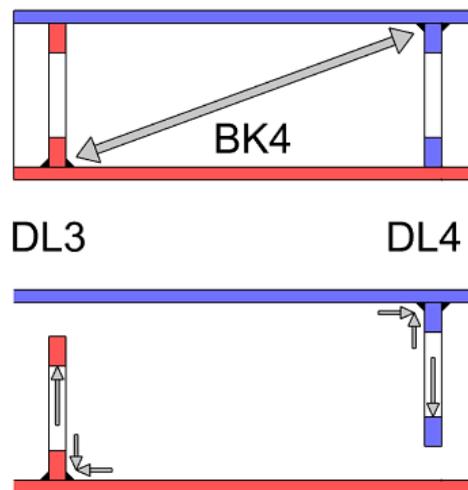


Abbildung 6.3: Druckstrebe in Betonkern 4 und resultierenden Kräfte auf die Dübelleisten [17]

Auf den zugehörigen Betonkern 4 wirken folgende Kräfte:

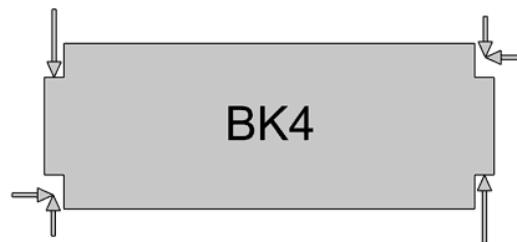


Abbildung 6.4: Resultierende Kräfte auf Betonkern 4 aufgrund der Quertragwirkung [17]

In Abbildung 6.5 ist ein Feld dargestellt, in dem sich laut diesen Überlegungen keine Fachwerksstrebe (nach Abbildung 6.2) bilden kann. Das Gleichgewicht in diesen Feldern wird durch ein horizontales Kräftepaar erzeugt, woraus eine Verkeilung des Betonkerns resultiert. Um diesen Sachverhalt darzustellen, wird BK3 mit allen Resultierenden dargestellt, die aus diesen theoretischen Überlegungen entstehen. Die horizontalen Kräfte stellen die zuvor erwähnten Kräfte dar, die Gleichgewicht für den Betonkern erzeugen.

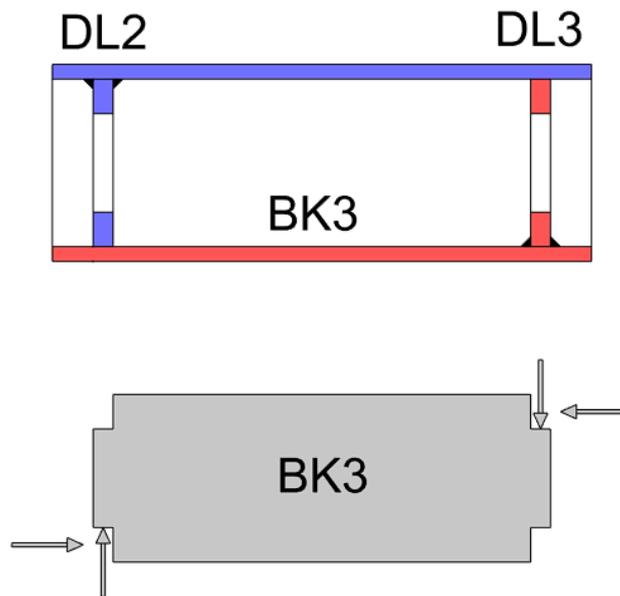


Abbildung 6.5: Gleichgewicht in Betonkernen in denen sich keine Druckstrebe ausbilden kann (BK3) [17]

Betrachtet man somit die Plattenbrücke in Querrichtung ergibt sich abwechselnd ein Feld mit einer diagonalen Druckstrebe und dazwischen ein Feld, welches durch die Kraftwirkungen der benachbarten Felder „verkeilt“ wird. In Abbildung 6.6 sind die verkeilteten Betonkerne als starre Schubfelder dargestellt.

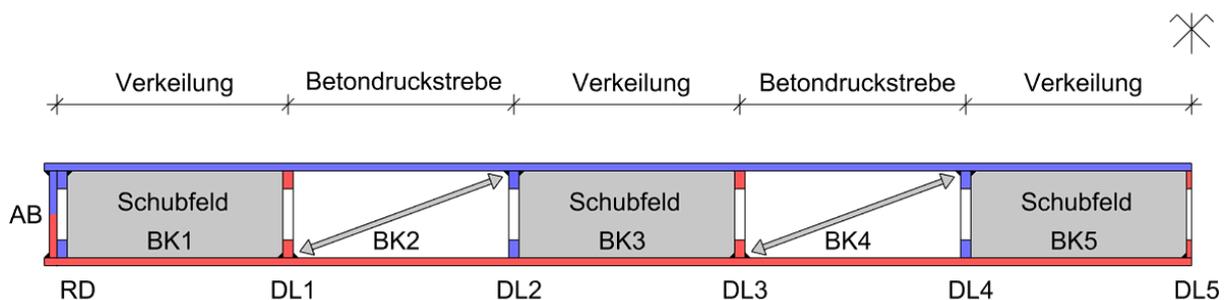


Abbildung 6.6: theoretisches Tragsystem der SCSC-Plattenbrücke in Querrichtung

Wichtig ist hierbei nochmals zu erwähnen, dass diese theoretischen Überlegungen zum Tragverhalten der SCSC-Platte in Querrichtung für einen Querschnitt mit konstanter Querkraft gelten. Im folgenden Kapitel wird die Quertragwirkung der SCSC-Plattenbrücke analysiert, welche aufgrund der großen Verkehrslast, die in der Mitte wirkt, nur im Randbereich einen (fast) konstanten Querkraftverlauf aufweist.

6.2 Analyse laut FE-Berechnungen

Für eine erste Analyse werden die Druckspannungen in Querrichtung in den Betonkernen laut den FE-Berechnungen im FLS dargestellt.

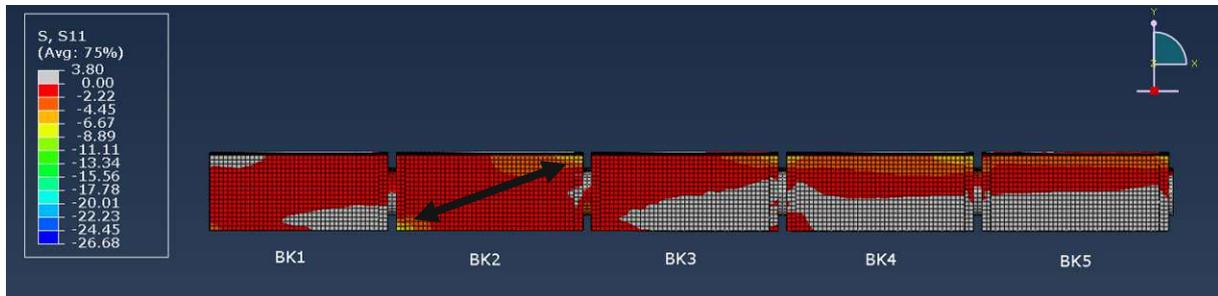


Abbildung 6.7: Druckspannungen in Querrichtung in Feldmitte; Druckstrebe in BK2 im FLS (ständige Lasten + Verkehrslast laut LM71)

In Abbildung 6.7 sind die Druckspannungen in Querrichtung in Feldmitte dargestellt. In den grauen Bereichen wirken Zugspannungen, alle übrigen Bereiche sind gedrückt. In Betonkern 2 ist die Ausbildung der Betondruckstrebe klar zu erkennen, mit großen Druckspannungen in der linken unteren und der rechten oberen Ecke. In Betonkern 4 und Betonkern 5 ist die Querkraft klein, somit bilden sich keine Druckstreben aus, wie es in den theoretischen Überlegungen laut Kapitel 6.1 beschrieben ist.



Abbildung 6.8: Druckspannungen in Querrichtung in Dübel H; Druckstrebe in BK2 (ständige Lasten + Verkehrslast laut LM71)

Auch in der Mitte der SCSC-Plattenbrücke in Dübel H (Nummerierung der Dübel siehe Abbildung 3.7) zeigt sich ein ähnliches Bild, die Betonkerne 3 bis 5 sind größtenteils im oberen Bereich gedrückt. Betonkern 2 weist wie in Feldmitte die größten Druckspannungen auf, mit Konzentrationen an der oberen rechten und der unteren linken Ecke. Um die tatsächliche Lage der Druckstreben bestimmen zu können, werden im Folgenden die Kräfte in den Dübelleisten in Querrichtung analysiert.

Diese Kräfte werden in Feldmitte für die letzten drei Dübel (Dübel M, N, O) ermittelt, woraus sich die Weiterleitung der Kräfte in Querrichtung abschätzen lässt. Dabei wird für jede Dübelleiste der Bereich über dem Dübelloch freigeschnitten und die Resultierende dargestellt. Diese Fläche ist in Abbildung 6.9 rot schraffiert abgebildet.

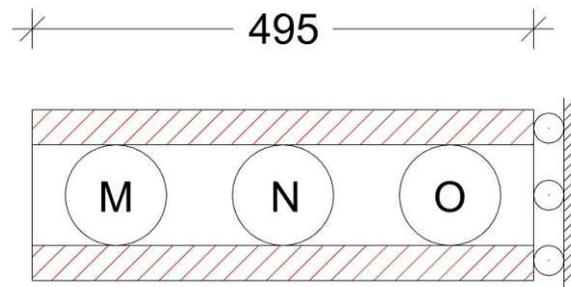


Abbildung 6.9: Fläche zur Ermittlung der Druckkraft auf die Dübelleisten

Die resultierenden Kräfte in den Dübelleisten sind in folgender Abbildung dargestellt.

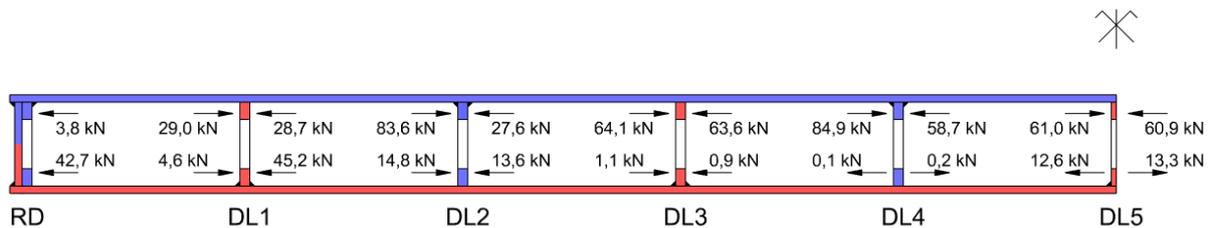


Abbildung 6.10: Resultierende Kräfte in den Dübelleisten in Feldmitte (erste drei Dübel) - FLS

Zu sehen ist, dass DL3, DL4 und DL5 auf der Unterseite kaum belastet sind. Am oberen Teil dieser Dübelleisten wirken jedoch große Druckkräfte. Somit kann die theoretische Überlegung, dass sich keine Druckstreben in Felder mit kleiner Querkraft ausbilden, anhand der FE-Daten bestätigt werden. Die Verkehrslast wird teilweise in Querrichtung durch horizontale Druckstreben, in die wenig belasteten Randbereiche geleitet, wo sich diagonale Druckstreben ausbilden können. Somit wird der Randbereiche der SCSC-Plattenbrücke aktiviert. Ein Teil der Verkehrslast wird direkt in Längsrichtung, in Richtung der Lagerleiste abgeleitet, wie es in der Dissertation von *Palotas* [5] beschrieben wird.

Die aus der Analyse der FE-Berechnungen folgenden Druckstreben werden in Abbildung 6.11 dargestellt. Die diagonale Druckstrebe in Betonkern 3 und die untere Betonstrebe in Betonkern 2 sind betragsmäßig kleiner, sie sind deshalb nicht schwarz ausgefüllt dargestellt.

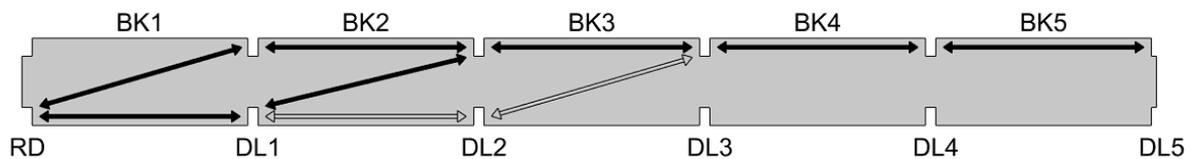


Abbildung 6.11: Ausbildung der Druckstreben anhand der FE-Berechnungen

Auch im ULS zeigen sich ähnliche Kräfte in den Dübelleisten. Erst im Randbereich sind die Dübelleisten aus der Quertragwirkung im unteren Bereich belastet. Die einwirkenden Kräfte steigen (im Vergleich zum FLS) proportional, woraus auf ein gleichbleibendes Tragverhalten in Querrichtung für das höhere Lastniveau schließen lässt. Die Kräfte in den Dübelleisten im ULS sind in Abbildung 6.12 dargestellt.

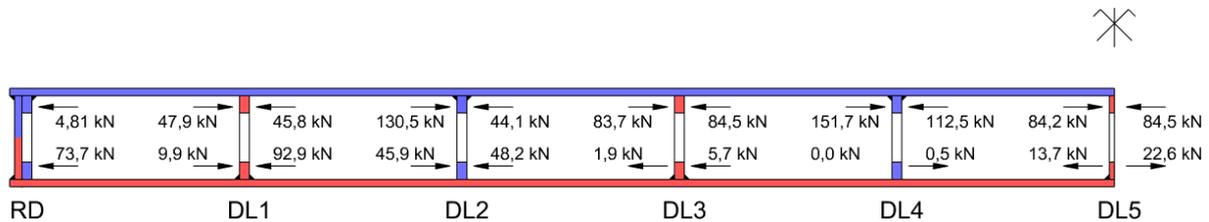


Abbildung 6.12: Resultierende Kräfte in den Dübelleisten in Feldmitte (letzte drei Dübel) - ULS

Die Differenz dieser Horizontalkräfte, die auf Dübelleisten wirken müssen von den Schweißnähten aufgenommen werden. Der Einfluss dieser Beanspruchung der Schweißnähte aus der Quertragwirkung wird in Kapitel 6.3 ermittelt.

6.3 Einwirkungen auf die Doppelkehlnähte der Dübelleisten

Die größten Horizontalkräfte aus der Quertragwirkung treten laut FE-Analyse in Feldmitte auf. Die Kräfte sind in Abbildung 6.10 (FLS) und Abbildung 6.12 (ULS) dargestellt. Maßgebend ist hierbei die maximale Differenz, der an einer Schweißnaht anliegenden Druckkräfte. Sowohl im FLS als auch im ULS ergibt sich die maximale Differenz in der am Deckblech angeschweißten DL2. In Abbildung 6.13 ist ein Detail dieser Dübelleiste mit den einwirkenden Kräften dargestellt.

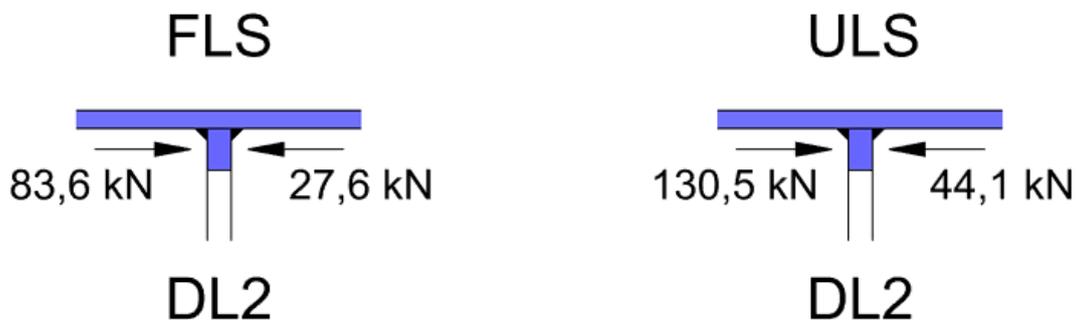


Abbildung 6.13: Einwirkende Druckkräfte auf DL2. FLS - links; ULS - rechts

Die Differenz, welche über die Doppelkehlnaht in das Deckblech eingeleitet wird, ergibt sich zu:

$$F_{Ed,FLS,o} = 83,6 - 27,6 = 56,0 \text{ kN} \quad (6.2)$$

$$F_{Ed,ULS,o} = 130,5 - 44,1 = 86,4 \text{ kN} \quad (6.3)$$

Außerdem ergibt sich eine Vertikalkomponente, welche anhand von BK2 aus Abbildung 6.10 und Abbildung 6.12 abgeschätzt wird.



Abbildung 6.14: Kräfte in den Dübelleisten in BK2; FLS - links, ULS - rechts

Die Kraft in der oberen horizontalen Druckstrebe ergibt sich zu:



Abbildung 6.15: Kraft in den horizontalen Druckstreben in BK2; FLS - links, ULS - rechts

Die restliche Kraft, die an diesem Punkt wirkt, ergibt sich laut Modellbildung aus der Horizontalkomponente der Druckstrebe. Diese Horizontalkräfte werden für die weitere Schweißnahtberechnung verwendet, sie betragen:

$$H_{FLS} = 83,6 - 28,7 = 54,9 \text{ kN} \quad (6.4)$$

$$H_{ULS} = 130,5 - 45,8 = 84,7 \text{ kN} \quad (6.5)$$

Aus der Geometrie des Betonkerns ergibt sich die Neigung dieser Druckstreben. Mit einer Höhe von 170 mm und der Breite von je 420 mm ergibt sich der Winkel zu:

$$\alpha = \tan^{-1} \left(\frac{170}{420} \right) = 22,04^\circ \quad (6.6)$$

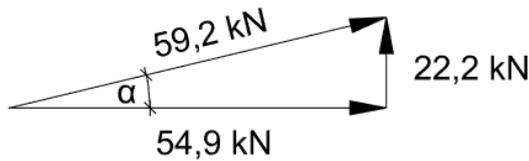
Mit dieser Neigung können die Vertikalkomponenten berechnet werden, die auf die Doppelkehlnähte wirken:

$$V_{FLS} = H_{FLS} * \tan \alpha = 54,9 * \tan(22,04) = 22,23 \text{ kN} \quad (6.7)$$

$$V_{ULS} = H_{ULS} * \tan \alpha = 84,7 * \tan(22,04) = 34,29 \text{ kN} \quad (6.8)$$

Die Komponenten sind in folgender Abbildung dargestellt.

FLS



ULS

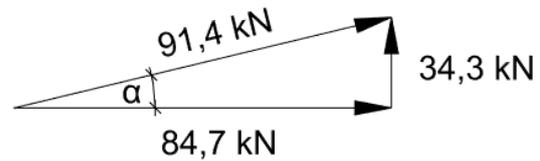


Abbildung 6.16: Druckstreben in BK2 mit Horizontal- und Vertikalkomponenten; FLS – links, ULS – rechts

In folgender Abbildung sind die daraus resultierenden Kräfte in der Dübelleiste dargestellt:

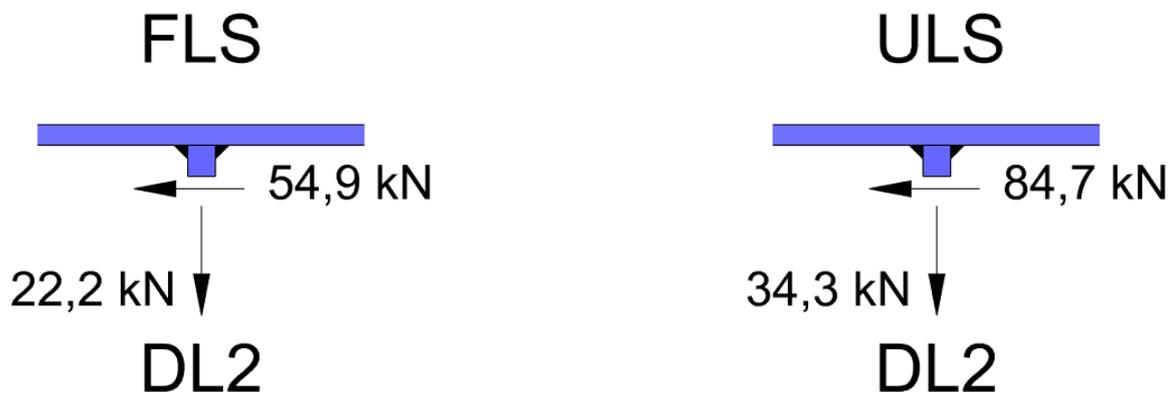


Abbildung 6.17: wirkende Kräfte in der Dübelleiste (DL2); FLS – links, ULS – rechts

Für den Nachweis wird laut ÖNORM EN 1993-1-8 [20] die wirksamen Schweißnahtdicke in die Horizontale geklappt. Die Länge der Schweißnaht ist in Abbildung 6.9 ersichtlich, sie beträgt 495 mm. Die Spannungskomponenten (siehe Abbildung 6.18) ergeben sich zu:

$$\sigma_{\perp,FLS} = \frac{V_{FLS}}{a_w * l_w} = \frac{22,2 * 10^3}{(2 * 7) * 495} = 3,20 \frac{N}{mm^2} \quad (6.9)$$

$$\tau_{\perp,FLS} = \frac{H_{FLS}}{a_w * l_w} = \frac{54,9 * 10^3}{(2 * 7) * 495} = 7,92 \frac{N}{mm^2} \quad (6.10)$$

$$\sigma_{\perp,ULS} = \frac{V_{ULS}}{a_w * l_w} = \frac{34,3 * 10^3}{(2 * 7) * 495} = 4,95 \frac{N}{mm^2} \quad (6.11)$$

$$\tau_{\perp,ULS} = \frac{H_{ULS}}{a_w * l_w} = \frac{84,7 * 10^3}{(2 * 7) * 495} = 12,22 \frac{N}{mm^2} \quad (6.12)$$

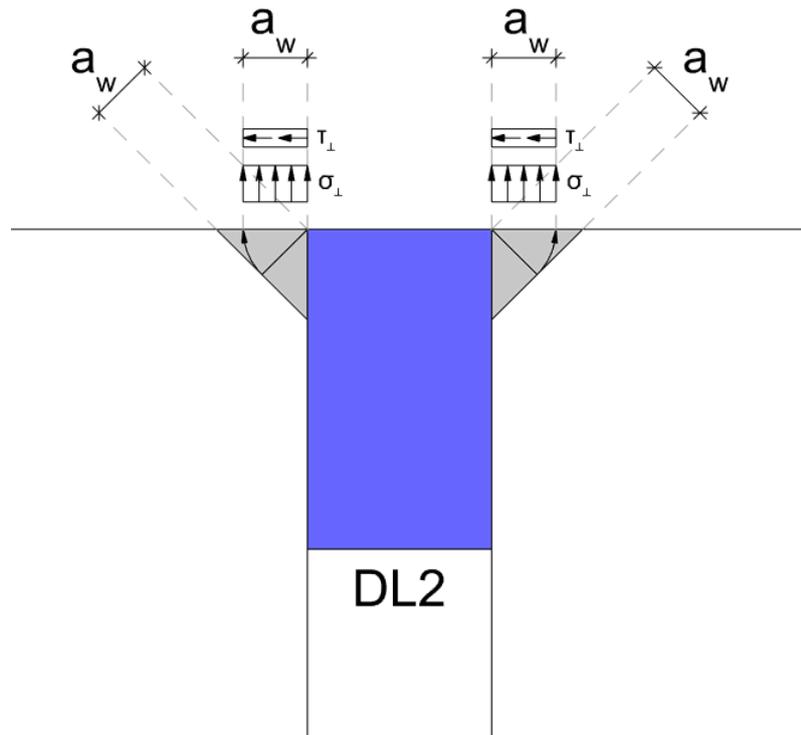


Abbildung 6.18: Schweißnahtdetail der Doppelkehlnaht an DL2 mit geklappter Naht

Zusätzlich ergibt sich aus der Horizontalkomponente ein Biegemoment auf Höhe der Schweißnahtwurzel, welches über ein Kräftepaar (in den beiden Kehlnähte) abgetragen wird. Der Hebelarm dieser Kraft kann nur anhand der FE-Berechnungen abgeschätzt werden. Der Hebelarm wird (mit einer Dicke der Betondruckstrebe von 20 mm) zu 10 mm gewählt. Das entstehende Biegemoment ist in Abbildung 6.19 dargestellt.

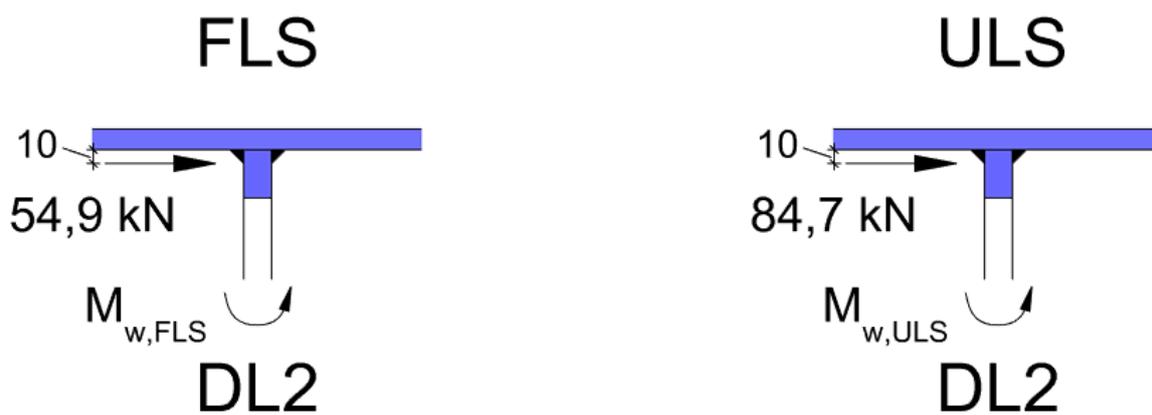


Abbildung 6.19: Biegemoment aus exzentrischem Kraftangriff der Horizontalkomponente

Die Biegemomente ergeben sich zu:

$$M_{w,FLS} = 54,9 \cdot 0,01 = 0,549 \text{ kNm} \quad (6.13)$$

$$M_{w,ULS} = 84,7 \cdot 0,01 = 0,847 \text{ kNm} \quad (6.14)$$

Das in den Kehlnähten entstehende Kräftepaar und die daraus resultierenden Schweißnahtspannungen sind in folgender Abbildung dargestellt.

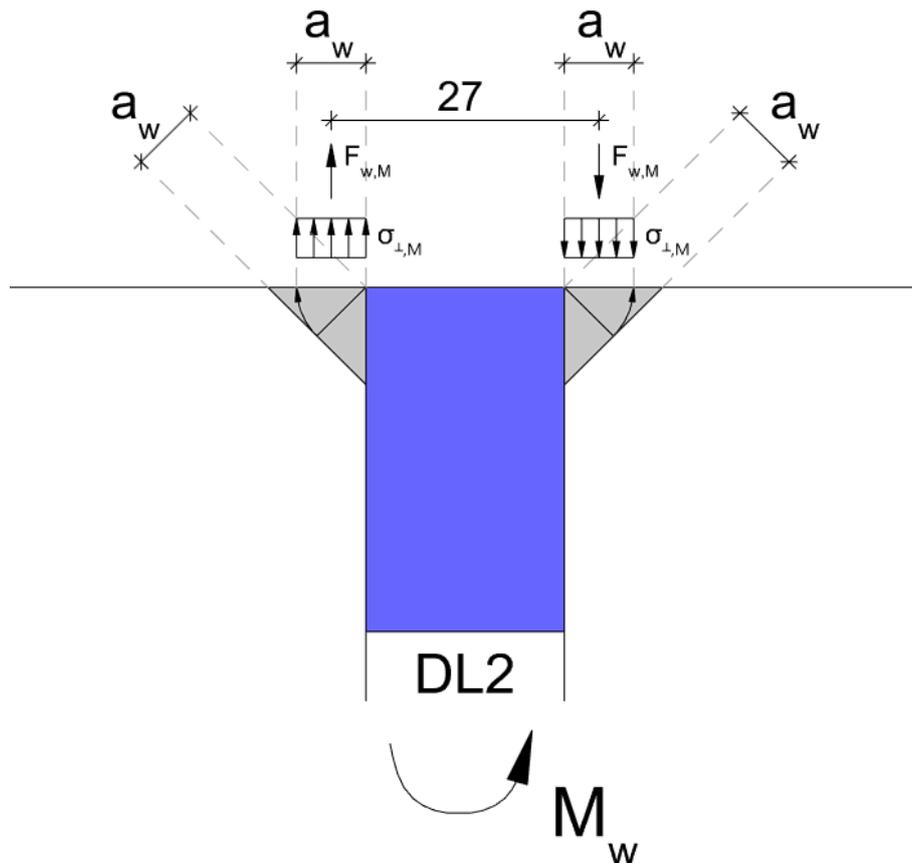


Abbildung 6.20: Kräftepaar und entstehende Schweißnahtspannungen aus dem Biegemoment

Das Kräftepaar wirkt in der Mitte der wirksamen Schweißnahtdicke, somit ergibt sich ein Abstand zueinander (mit einer Dicke der Dübelleiste von 20 mm und einer Schweißnahtdicke von 7 mm) von 27 mm. Die Kraft ergibt sich somit zu:

$$F_{w,M,FLS} = \frac{M_{w,FLS}}{0,027} = \frac{0,549}{0,027} = 20,33 \text{ kN} \quad (6.15)$$

$$F_{w,M,ULS} = \frac{M_{w,ULS}}{0,027} = \frac{0,847}{0,027} = 31,37 \text{ kN} \quad (6.16)$$

Daraus folgt die Schweißnahtspannung:

$$\sigma_{\perp,M,FLS} = \frac{F_{w,M,FLS}}{a_w * l_w} = \frac{20,33 * 10^3}{7 * 495} = 5,87 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2} \quad (6.17)$$

$$\sigma_{\perp,M,ULS} = \frac{F_{w,M,ULS}}{a_w * l_w} = \frac{31,37 * 10^3}{7 * 495} = 9,05 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2} \quad (6.18)$$

Somit ergeben sich die gesamten Schweißnahtspannungen aus der Quertragwirkung, für die maßgebende Kehlnaht (links) zu:

$$\sigma_{w,ed,FLS} = \sqrt{(\sigma_{\perp,FLS} + \sigma_{\perp,M,FLS})^2 + \tau_{\perp,FLS}^2} = \sqrt{(3,20 + 5,87)^2 + 7,92^2} = 12,04 \frac{N}{mm^2} \quad (6.19)$$

$$\sigma_{w,ed,ULS} = \sqrt{(\sigma_{\perp,ULS} + \sigma_{\perp,M,ULS})^2 + \tau_{\perp,ULS}^2} = \sqrt{(4,95 + 9,05)^2 + 12,22^2} = 18,58 \frac{N}{mm^2} \quad (6.20)$$

Für den Ermüdungsnachweis ist laut ÖNORM EN 1993-1-9 [8], Tabelle 8.5 Kerbfall 36 anzusetzen. Der Nachweis ergibt sich zu:

$$\sigma_{w,ed,FLS} = 12,04 \frac{N}{mm^2} < \frac{\Delta\sigma_C}{\gamma_{Mf}} = \frac{36}{1,35} = 26,67 \text{ N/mm}^2 \quad (6.21)$$

$$\eta = \frac{12,04}{26,67} = 0,45 \quad (6.22)$$

Der Ermüdungsnachweis für die zusätzlich wirkende Schubspannungskomponente parallel zur Schweißnaht wird bereits in Kapitel 5.3.5 geführt. Zu sehen ist, dass die Ausnutzung wesentlich kleiner ist als beim Nachweis für die Schubspannungskomponente parallel zur Schweißnahtachse (vgl. Gl. (5.37)– Ausnutzung 89%). Somit ist die Beanspruchung aus der Quertragwirkung nicht maßgebend.

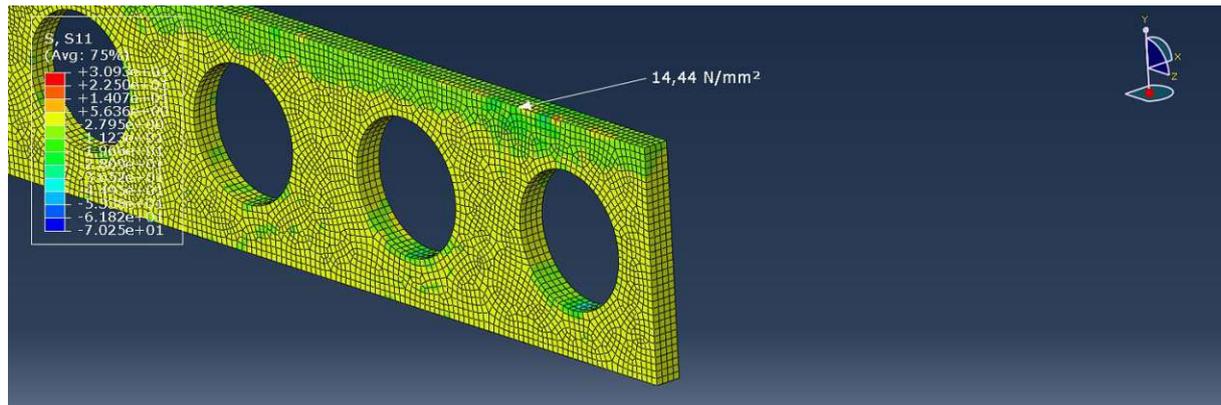
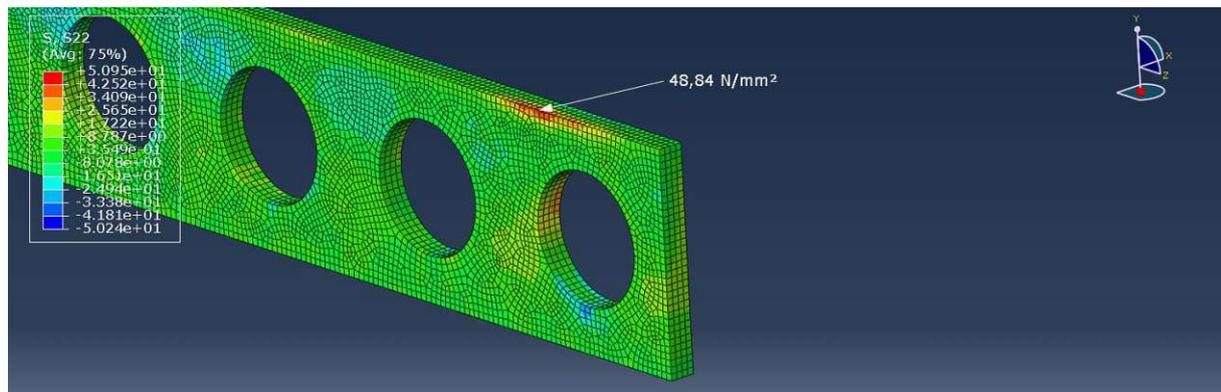
Der Tragfähigkeitsnachweis ergibt sich zu:

$$\sigma_{w,ed,ULS} = 18,58 \frac{N}{mm^2} < f_{vw,d} = \frac{f_u}{\sqrt{3} * \beta_w * \gamma_{M2}} = \frac{490}{\sqrt{3} * 0,9 * 1,25} = 251,47 \frac{N}{mm^2} \quad (6.23)$$

$$\eta = \frac{18,58}{251,47} = 0,07 \quad (6.24)$$

Somit sind die Nachweise der Doppelkehlnaht für die Beanspruchung aus der Quertragwirkung erfüllt.

Weiters muss der Ermüdungsnachweis für das das Deckblech und die Dübelleiste geführt werden. Laut ÖNORM EN 1993-1-9 [8], Tabelle 8.5 ergibt sich für Risse am Schweißnahtübergang in nicht durchgeschweißten Nähten Kerbfall 80. Dieser Kerbfall gilt sowohl für das Deckblech als auch die Dübelleiste. Da die Schweißnähte in ABAQUS nicht modelliert sind, wird der Nachweis mit den maximalen Spannungen zwischen Oberkante Dübelleiste und Deckblech geführt. Die Spannungskomponenten sind in folgenden Abbildungen dargestellt. Unter ständiger Belastung im FLS sind diese Spannungskomponenten sehr klein ($< 0,5 \text{ N/mm}^2$), sie werden für die Nachweisführung vernachlässigt.

Abbildung 6.21: τ_{\perp} in der Dübelleiste (DL2) in FeldmitteAbbildung 6.22: σ_{\perp} in der Dübelleiste (DL2) in Feldmitte

Der Maximalwert der einwirkenden Beanspruchung des Grundmaterials beträgt:

$$\sigma_{ed,FLS} = \sqrt{\sigma_{\perp}^2 + \tau_{\perp}^2} = \sqrt{48,84^2 + 14,44^2} = 50,93 \text{ N/mm}^2 \quad (6.25)$$

Der Nachweis ergibt sich zu:

$$\sigma_{ed,FLS} = 50,93 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2} < \frac{\Delta\sigma_C}{\gamma_{Mf}} = \frac{80}{1,35} = 59,26 \text{ N/mm}^2 \quad (6.26)$$

$$\eta = \frac{50,93}{59,26} = 0,86 \quad (6.27)$$

Da die Schweißnähte nicht modelliert sind, ergeben sich für das Deckblech die gleichen Spannungen, womit der Nachweise ebenso erfüllt ist. Der Ermüdungsnachweis des Grundmaterials ist somit für die Einwirkungen aus Quertragwirkung erfüllt.

7 SCSC-Plattenbrücke mit Querbewehrung

7.1 Probleme der unbewehrten Plattenbrücke

In den von *Lorenz* [1] durchgeführten FE-Analysen der unbewehrten SCSC-Plattenbrücke mit 4,5 Metern Spannweite zeigen sich große Betonzugschädigungen in den Betondübeln, vor allem in Feldmitte. Durch die ungleichmäßige Verteilung der Verkehrslast laut Lastmodell 71 in Querrichtung, entsteht ein Knick in der Querverformung. Diesem Umstand geschuldet entstehen lokal Zugkräfte, die den unbewehrten Beton beschädigen. Im Lastniveau ULS zeigen sich die größten Zugschädigungen bei Dübelleiste 3 im Dübel O. In folgender Abbildung ist die Verformung in Querrichtung in Feldmitte 50-fach überhöht dargestellt.

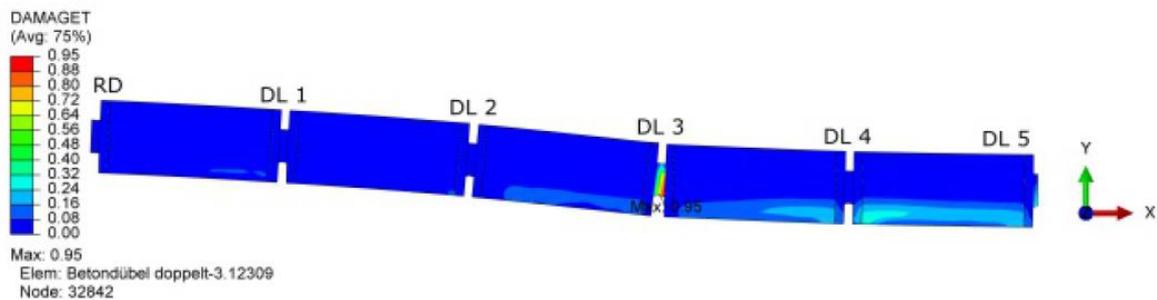


Abbildung 7.1: Verformung und Betonzugschädigung der SCSC-Platte in Feldmitte (50-fach überhöht) [1]

Um diesen Knick und die daraus folgenden Zugschädigungen im Beton zu verkleinern, wird eine Bewehrung in Querrichtung eingefügt, welche die entstehenden Zugspannungen im Beton aufnehmen soll. Durch das Einlegen dieser Bewehrung soll außerdem der Knick in der Querverformung verkleinert werden, sodass eine gleichmäßigere Verformung entsteht.

In welchem Ausmaß das Einlegen von geraden Bewehrungsstäben durch die Dübellöcher das Tragverhalten der SCSC-Plattenbrücke beeinflusst wird im folgenden Kapitel anhand von FE-Berechnungen untersucht.

7.2 Geometrie und Abmessungen der Querbewehrung

Um die Auswirkungen der Bewehrung bewerten zu können, wird das bestehende FE-Modell von *Lorenz* [1] mit der Querbewehrung ergänzt. Verwendet werden hierbei gerade Bewehrungsstäbe mit einem Durchmesser von 20 mm und einer Länge von 4,3 Metern. Sie sind an der Unterkante der Dübellöcher angeordnet. Alle anderen Einstellungen bezüglich Lastannahmen und Geometrie werden beibehalten.

In den folgenden Abbildungen ist der Quer- und der Längsschnitt der SCSC-Plattenbrücke mit Querbewehrung dargestellt. Die 4,30 Meter langen, geraden Bewehrungsstäbe werden mittig eingelegt, mit einem Abstand von 40 mm zur Randdübelleiste.

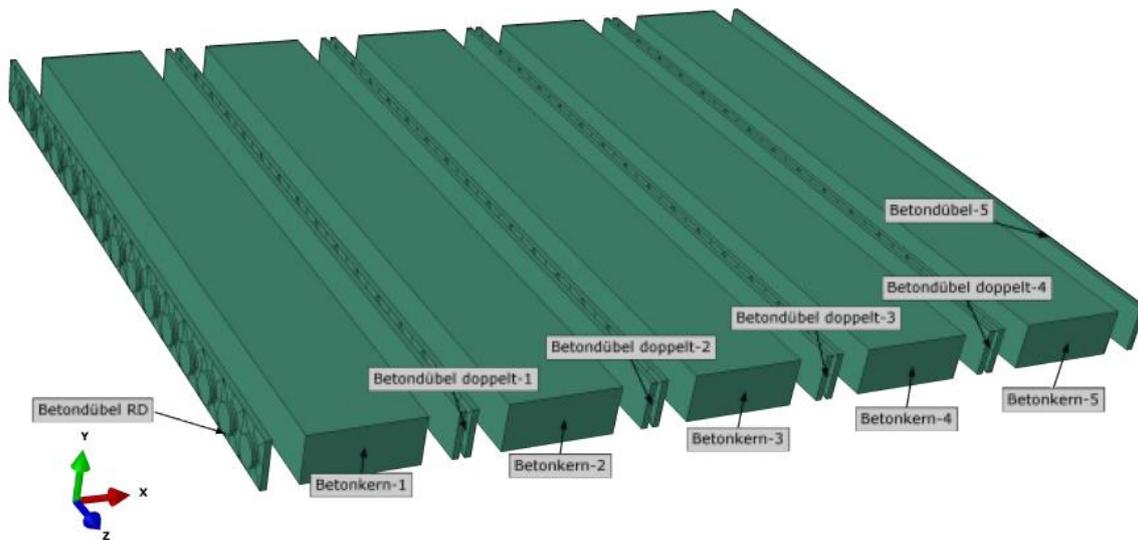


Abbildung 7.5: Betonbauteile des ABAQUS-Modells von Lorenz [1]

Wichtig hierbei zu erwähnen ist, dass die Schweißnähte nicht modelliert wurden, sondern alle geschweißten Bauteile mit dem TIE-Constraint starr miteinander verbunden sind. Auch die Betonkerne sind mit diesem Befehl starr gekoppelt.

7.3.2 Änderungen im FE-Modell von Lorenz [1]

7.3.2.1 Modellierung der Querbewehrung

Im PARTS-Modul wird ein neues WIRE-Element erstellt, wobei die Länge anschließend auf 2150 mm (halbe Länge – aufgrund der Symmetrie des Modells) festgelegt wird.

Um diesem Element den Durchmesser von 20 mm zuzuweisen, muss im PROPERTY-Modul eine neue SECTION erstellt werden. Bei der Erstellung dieser SECTION wird die Eigenschaft BEAM ausgewählt, um ein Balkenelement zu erzeugen. Es wäre auch möglich, die Bewehrung als TRUSS (Fachwerksstab) zu definieren, wodurch nur Normalkräfte von diesem Element aufgenommen werden können. Mit der getroffenen Einstellung als Balkenelement können auch Kräfte normal zur Stabachse aufgenommen werden. Anschließend wird ein Kreisprofil mit dem Durchmesser von 20 mm definiert und der SECTION zugewiesen. Weiters muss noch das Material festgelegt werden und es wird eine Poission-Zahl von 0,3 zugewiesen. Als Materialmodell wurde Bewehrungsstahl zugrunde gelegt, dessen Eigenschaften in folgendem Kapitel beschrieben werden.

7.3.2.2 Materialmodell Bewehrungsstahl

Für die Modellierung des Bewehrungsstahl wird ein bilineares Materialmodell verwendet, mit linear-elastischem Bereich und einem Verfestigungsbereich, bis eine maximale plastische Dehnung von 0,18 erreicht wird [12].

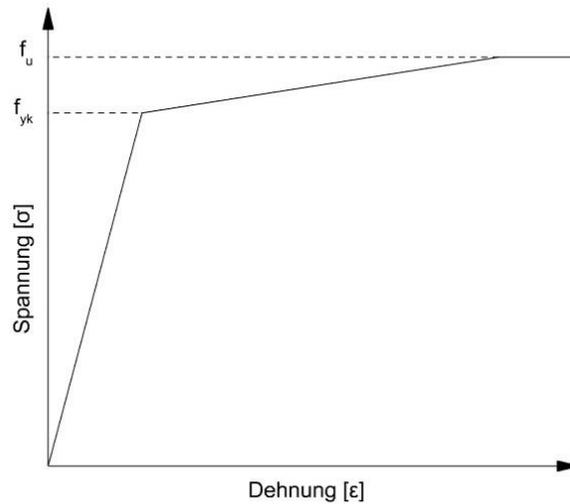


Abbildung 7.6: bilineares Materialmodell Bewehrungsstahl - linear elastisch mit Verfestigungsbereich

Elastizitätsmodul	$E =$	200000	[N/mm ²]
Dichte	$\rho =$	7,85	[g/cm ³]
Querdehnzahl	$\nu =$	0,3	[-]
Fließgrenze	$f_y =$	570	[N/mm ²]
Zugfestigkeit	$f_u =$	660	[N/mm ²]
max. plastische Dehnung	$\epsilon_p =$	0,18	[-]

Tabelle 7.1: Materialeigenschaften Bewehrungsstahl

7.3.2.3 Assembly

Im ASSEMBLY-Modul werden die Bewehrungsstäbe mittig an der Unterkante aller Dübellöcher platziert. In folgender Abbildung sind dafür alle Betonbauteile sowie das Deckblech ausgeblendet.

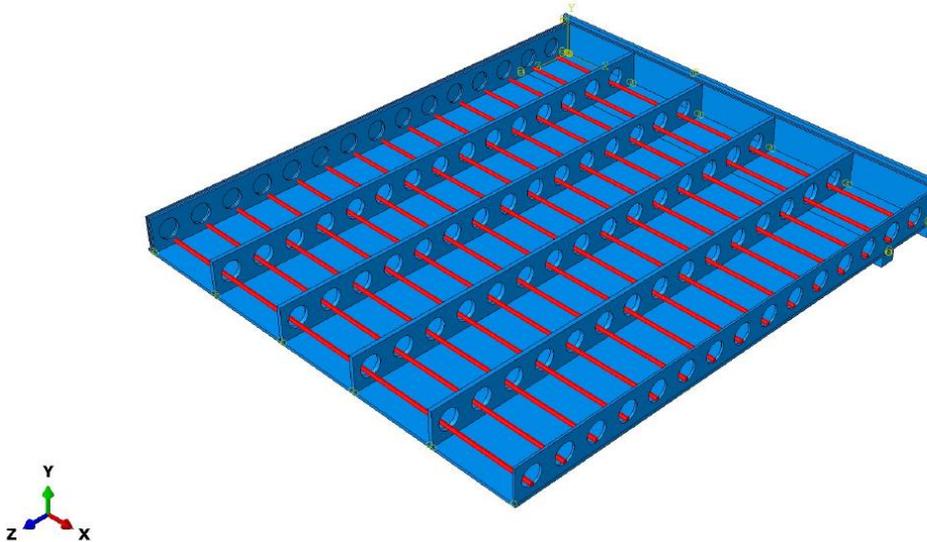


Abbildung 7.7: Anordnung der Bewehrungsseisen im ASSEMBLY-Modul

7.3.2.4 Constraints

Um die Bewehrung in den Beton einzubetten, muss im INTERACTION-Modul ein Embedded Region CONSTRAINT erstellt werden. Als HOST-Region wird das Beton-Set ausgewählt, welches im vorliegenden FE-Modell schon besteht und alle Betonbauteile enthält. Anschließend werden auch noch die zuvor eingefügten Bewehrungsstäbe zu einem Set zusammengefügt, welches dann als EMBEDDED REGION gewählt wird.

7.3.2.5 Meshing

Für die Bewehrung muss im MESH-Modul noch die Größe und der Typ des Meshs eingestellt werden. Im bestehenden FE-Modell ist für alle Stahlbauteile eine Elementgröße von 5 mm gewählt, welche auch für die Bewehrung verwendet wird. Als Elementtyp wird B31 gewählt, ein Elementtyp mit 2 Knoten für Balkenelemente.

7.3.2.6 Änderung der Belastungszeit

Damit die Berechnung in ABAQUS einen quasi-statischen Charakter hat, muss die Belastung langsam auf das System aufgebracht werden. Wird die Belastung zu schnell aufgebracht, entstehen dynamische Effekte, die die Ergebnisse beeinflussen und verfälschen würden. Im ersten Schritt wird die ständige Belastung (Eigengewicht + Ausbaulasten) in 5 Sekunden mit einer linear ansteigenden Amplitude aufgebracht. Daran anschließend, bei gleichbleibender

ständiger Belastung, die Verkehrslast innerhalb von 10 Sekunden, auch mit linear ansteigender Amplitude.

Die Berechnung der neuen FE-Modelle wird auch auf dem Vienna Scientific Cluster 4 (VSC4) durchgeführt. Die neuen Einschränkungen der maximalen Berechnungszeit von drei Tagen ermöglichen es aber nicht, die Modelle mit Querbewehrung auch mit der zuvor beschriebenen Belastungszeit zu berechnen, da diese die maximale Berechnungszeit überschreiten würden.

Im Folgenden werden Varianten mit verschiedenen Belastungszeiten beschrieben und anhand der Ergebnisse verglichen. Das Ziel dabei ist, die Ergebnisse von *Lorenz* [1] mit kleineren Belastungszeiten möglichst gut zu reproduzieren. Wird eine passende Belastungszeit gefunden, wird dann die Bewehrung in dieses Modell eingefügt, um deren Auswirkungen zu analysieren.

7.3.3 Berechnete FE-Modelle

Um das im vorhergehenden Kapitel beschriebene Problem mit der eingeschränkten Berechnungszeit zu lösen, wurde die Belastungszeit so geändert, dass die maximale Rechenzeit des VSC4 von 72 Stunden nicht überschritten wurde. In folgenden Tabellen sind alle Modelle aufgelistet, die berechnet wurden. Die maximalen Belastungszeiten, die mit den Einschränkungen am VSC4 möglich sind, betragen 2 Sekunden für die ständige Belastung und 4 Sekunden für die Verkehrslast. Die Berechnungszeit für das Modell mit Querbewehrung liegt dabei bei ca. 65,5 Stunden.

FE-Modelle ohne Bewehrung

Name des Modells	Belastungszeit		Rechenzeit VSC4
	Ständige Lasten	Verkehrslast	
TYP1B1_FLS_Steptime_1_2	1 Sekunde	2 Sekunden	~22,5 Stunden
TYP1B1_ULS_Steptime_1_2	1 Sekunde	2 Sekunden	~22 Stunden
TYP1B1_FLS_Steptime_2_4	2 Sekunden	4 Sekunden	~44,5 Stunden
TYP1B1_ULS_Steptime_2_4	2 Sekunden	4 Sekunden	~44 Stunden
TYP1B1_FLS_Steptime_3_3	3 Sekunden	3 Sekunden	~44 Stunden
TYP1B1_ULS_Steptime_3_3	3 Sekunden	3 Sekunden	~44,5 Stunden

Tabelle 7.2: Berechnete FE-Modelle ohne Bewehrung

FE-Modelle mit Bewehrung

Name des Modells	Belastungszeit		Rechenzeit VSC4
	Ständige Lasten	Verkehrslast	
TYP1B1_FLS_mitD20_Steptime_1_2	1 Sekunde	2 Sekunden	~33,5 Stunden
TYP1B1_ULS_mitD20_Steptime_1_2	1 Sekunde	2 Sekunden	~32,5 Stunden
TYP1B1_FLS_mitD20_Steptime_2_4	2 Sekunden	4 Sekunden	~64,5 Stunden
TYP1B1_ULS_mitD20_Steptime_2_4	2 Sekunden	4 Sekunden	~65,5 Stunden
TYP1B1_FLS_mitD20_Steptime_3_3	3 Sekunden	3 Sekunden	~65 Stunden
TYP1B1_ULS_mitD20_Steptime_3_3	3 Sekunden	3 Sekunden	~65,5 Stunden

Tabelle 7.3: Berechnete FE-Modelle mit Bewehrung

7.4 Validierung der Berechnungsergebnisse

7.4.1 Vertikale Lagerreaktion

Im ersten Schritt werden die Lagerreaktionen überprüft, um zu sehen, ob die vertikalen Belastungen ordnungsgemäß abgeleitet werden. Wird in den FE-Berechnungen die Belastung zu schnell aufgebracht, kann dies zu niedrige Lagerreaktionen zur Folge haben. Für das bestehende FE-Modell von *Lorenz* [1], mit einer gesamte Lastaufbringungszeit von 15 Sekunden, sind die Lagerreaktionen in Ordnung. Sie werden ermittelt, indem durch die Lagerleiste geschnitten wird, woraus dann eine resultierende Vertikalkraft gebildet werden kann. Im ULS beträgt diese Kraft ca. 624 kN und im FLS ca. 403 kN (siehe Abbildung 7.8). Die Abweichung mit der theoretischen berechneten Vertikalkraft beträgt dabei weniger als ein Prozent.

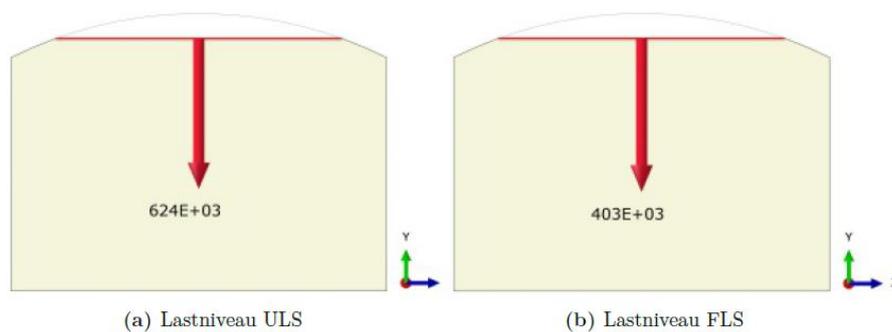


Abbildung 7.8: Lagerreaktionen laut bestehendem Modell von *Lorenz* [1] a) Lastniveau ULS; b) Lastniveau FLS
Die neu berechneten Modelle müssen dementsprechend gleich große vertikale Lagerreaktionen hervorrufen, sie werden in folgenden Abbildungen dargestellt.

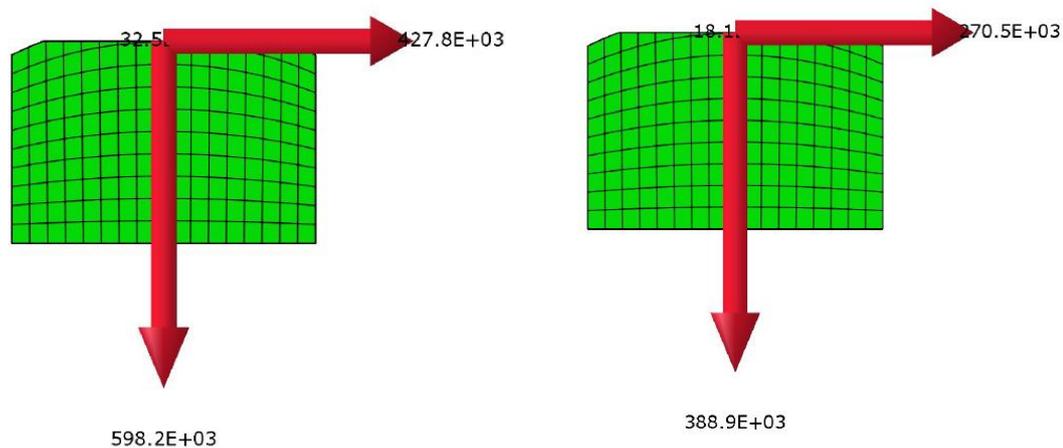


Abbildung 7.9: Lagerreaktionen für Modell TYP1B1_ULS_Steptime_1_2 (links), TYP1B1_FLS_Steptime_1_2

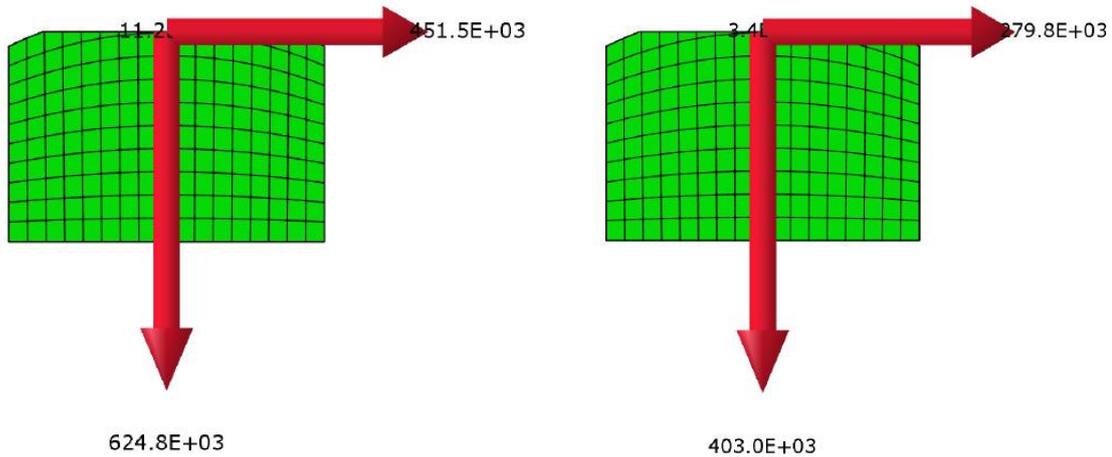


Abbildung 7.10: Lagerreaktionen für Modell TYP1B1_ULS_Steptime_2_4 (links), TYP1B1_FLS_Steptime_2_4 (rechts)

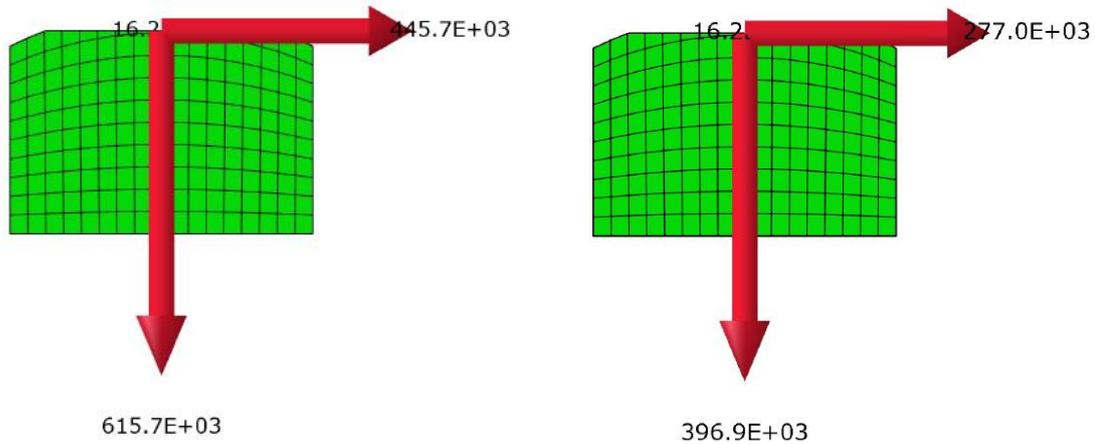


Abbildung 7.11: Lagerreaktionen für Modell TYP1B1_ULS_Steptime_3_3 (links), TYP1B1_FLS_Steptime_3_3 (rechts)

In den Abbildungen der Lagerreaktionen ist zu sehen, dass nur bei den Modellen mit einer Lastaufbringungszeit von zwei Sekunden für ständige Lasten und vier Sekunden für die Verkehrslast (Abbildung 7.10) die vertikale Lagerreaktion mit dem bestehenden Modell von *Lorenz* [1] übereinstimmt. Die Abweichung beträgt dabei weniger als ein Prozent, wodurch angenommen werden kann, dass alle Vertikallasten ordnungsgemäß zur Lagerleiste geleitet werden.

Alle anderen neu berechneten Modelle weisen zu kleine Lagerreaktionen auf, was darauf schließen lässt, dass die Lasten zu schnell auf das System aufgebracht werden. Diese Modelle werden dadurch nicht weiter betrachtet.

Im Folgenden werden alle weiteren Plausibilitätskontrollen ausschließlich für die Modelle TYP1B1_ULS_Steptime_2_4 und TYP1B1_FLS_Steptime_2_4 geführt.

7.4.2 Verhältnis kinetische Energie zu innerer Energie

Ziel der Berechnung ist es, eine quasi-statische Berechnung zu erhalten, was durch die langsame Lastaufbringung realisiert wird. Um dies zu kontrollieren, wird während der Berechnung laufend die kinetische Energie sowie die innere Energie im ganzen System festgehalten. Diese sogenannten HISTORY OUTPUT REQUESTS müssen im Modell festgelegt

werden. Das Verhältnis der kinetischen Energie (ALLKE) zur inneren Energie (ALLIE) sollte zu jedem Zeitpunkt kleiner als 0,1 sein, was bedeutet, dass die gesamte kinetische Energie maximal 10% der gesamten inneren Energie im System ist.

Im bestehenden Modell kann das Verhältnis eingehalten werden, der Maximalwert liegt bei ca. 0,05 [1].

Für das Modell TYP1B1_ULS_StepTime_2_4 kommt es während dem ersten Belastungsschritt mit den ständigen Lasten zu deutlichen Überschreitungen des Grenzwerts von 0,1. Der maximale aufgezeichnete Wert liegt dabei bei ca. 35. Dies ist dem Umstand geschuldet, dass beide Energien zum Startzeitpunkt niedrige Werte besitzen, wodurch das Verhältnis sehr groß werden kann. In folgender Tabelle sind die kinetische und die innere Energie des zuvor erwähnten Modells dargestellt.

Zeitpunkt t [s]	Kinetische Energie [mJ]	Innere Energie [mJ]	Verhältnis [-]
0,02	0,31	0,73	0,43
0,04	0,76	1,79	0,42
0,06	2,37	2,79	0,85
0,08	6,77	3,78	1,79
0,10	15,92	4,84	3,29
0,12	32,57	5,83	5,59
0,14	59,97	6,84	8,77
0,16	101,99	7,82	13,05
0,18	163,11	8,93	18,27
0,20	248,38	10,06	24,69
0,22	363,32	10,90	33,32
0,24	399,42	104,60	3,82
0,26	546,16	82,80	6,60
0,28	647,78	122,02	5,31
0,30	814,99	146,30	5,57
0,85	2999,85	30294,42	0,10
6,00	41740,25	17613950,00	0,002

Tabelle 7.4: kinetische und innere Energie des Modells TYP1B1_ULS_StepTime_2_4

Bis zum Zeitpunkt $t = 0,85\text{s}$ ist dabei der Grenzwert von 0,1 überschritten, danach liegen alle Werte darunter.

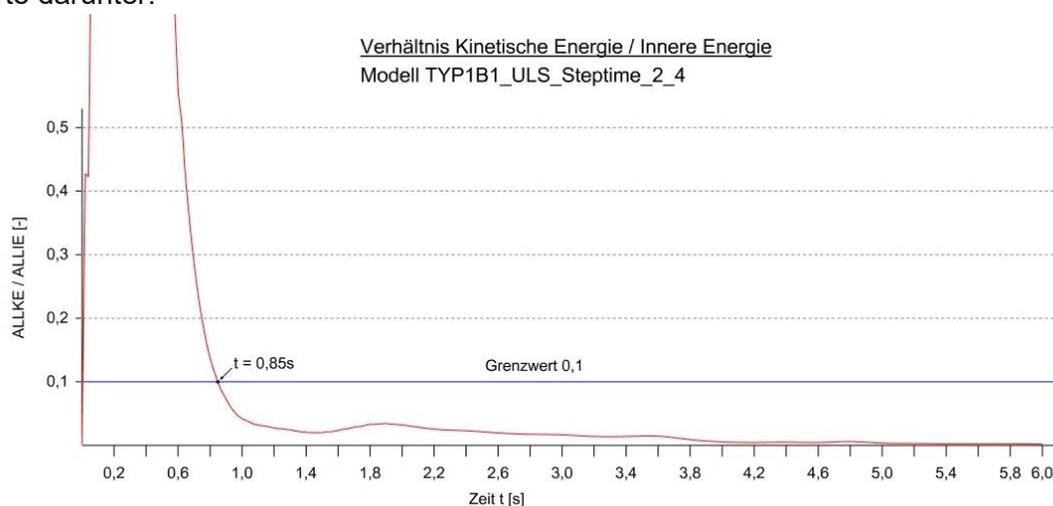


Abbildung 7.12: Verhältnis Kinetische Energie / Innere Energie; Modell: TYP1B1_ULS_StepTime_2_4

Auch für das Modell TYP1B1_FLS_Steptime_2_4 zeigt sich der gleiche Verlauf. Auf eine Darstellung des Verlaufs wird hierbei verzichtet.

Trotz des Umstandes, dass das Energieverhältnis zu Beginn der Lastaufbringungsphase überschritten wird, wird dieses Modell verwendet. Die neuen Einschränkungen der maximalen Rechenzeit am VSC4 können mit längeren Belastungszeiten nicht eingehalten werden.

7.4.3 Horizontale Dübelkräfte

Um zu analysieren, ob die kürzere Lastaufbringungszeit in den neuen Modellen eine Auswirkung im Tragverhalten der SCSC-Plattenbrücke hat, werden die horizontalen Dübelkräfte verglichen. Anhand der oben angeschweißten Dübelleiste 4 werden die Unterschiede festgestellt. Zur besseren Darstellung des Verlaufes sind Dübelkräfte des jeweiligen Modells mit Linien verbunden.

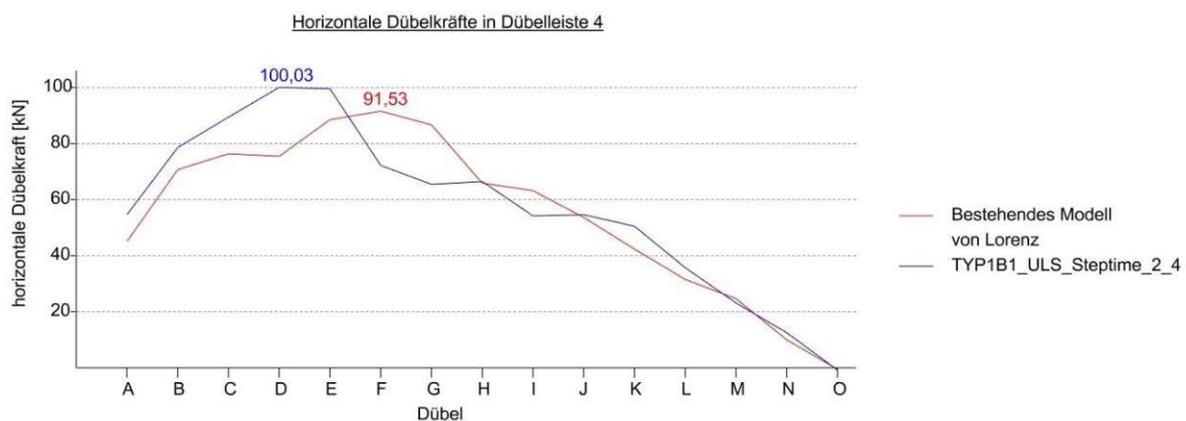


Abbildung 7.13: Vergleich der horizontalen Dübelkräfte in DL4 im ULS

In Abbildung 7.13 sind die horizontalen Dübelkräfte im ULS gegenübergestellt. Die Dübelkräfte zeigen zwar einen ähnlichen Verlauf, der Maximalwert ist jedoch beim neuen Modell mit der kürzeren Lastaufbringungszeit größer und nicht mehr in Dübel F, sondern in Dübel D. Der Wert beträgt 100,03 kN und beträgt somit ca. 109% des bestehenden Modells. Die schnellere Lastaufbringung kann dabei zu einer anderen Umlagerung der Kräfte innerhalb der Platte führen, welche diese Unterschiede zur Folge haben. Woraus diese Differenzen resultieren, geht aus den Ergebnissen der FE-Berechnungen nicht hervor.

Im niedrigeren Lastniveau FLS sind die Unterschiede deutlich kleiner. Auch der Maximalwert befindet sich immer noch in Dübel F, er ist mit 63,71 kN etwas kleiner als der Maximalwert im bestehenden Modell von Lorenz [1] mit 65,63 kN.

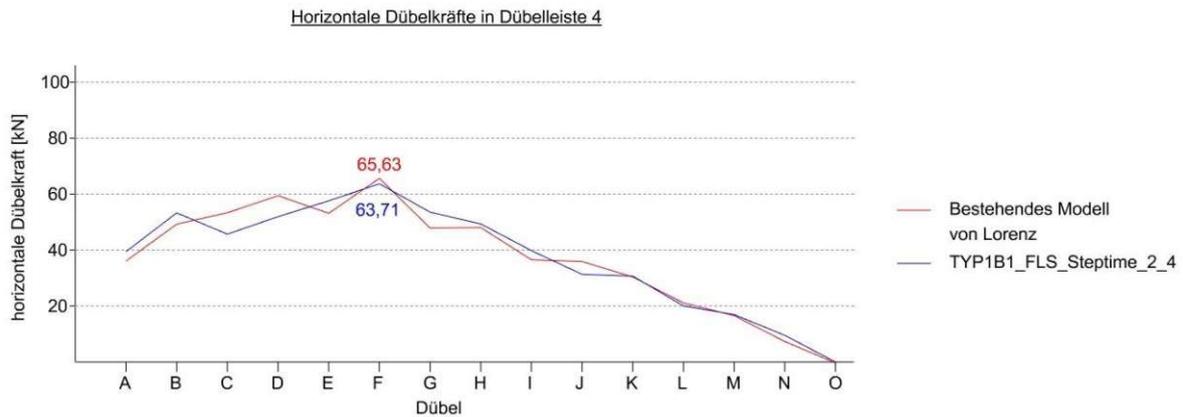


Abbildung 7.14: Vergleich der horizontalen Dübelkräfte in Dübelleiste 4 im FLS

7.5 Auswirkungen der Querbewehrung

Im Folgenden werden die neu berechneten Modelle ohne Bewehrung (TYP1B1_ULS_Steptime_2_4 und TYP1B1_FLS_Steptime_2_4) mit den neuen Modellen mit Querbewehrung verglichen (TYP1B1_ULS_mitD20_Steptime_2_4 und TYP1B1_FLS_mitD20_Steptime_2_4). Die Unterschiede sind hierbei lediglich die eingelegten Bewehrungsstäbe mit einem Durchmesser von 20 mm laut Kapitel 7.3.2.

Vor allem die Durchbiegung in Querrichtung und auch die Zugschädigungen in den Betondübeln sollen durch diese konstruktive Maßnahme positiv beeinflusst werden. In Längsrichtung sind keine großen Veränderungen zu erwarten, die Einflüsse werden jedoch in Folgendem auch beschrieben. Die Auswirkungen werden im folgenden Kapitel anhand der Modelle für das höhere Lastniveau ULS analysiert und dargestellt.

7.5.1 Durchbiegung in Querrichtung und Zugschädigungen der Betondübel

Sowohl im ULS als auch im FLS kommt es bei den unbewehrten Modellen zu einem Knick in der Durchbiegungslinie bei Dübelleiste 3. In diesem Betondübel kommt es infolgedessen im ULS zu großen Betonzugschädigungen (siehe Abbildung 7.15). Um die Verformung und den Knick besser zu sehen, sind alle Durchbiegungen 50-fach erhöht dargestellt. Die Betonzugschädigung wird in ABAQUS in jedem FE-Element in Prozent angegeben, im unbewehrten Modell kommt es zu einer maximalen Zugschädigung der FE-Elemente in Dübelleiste 3. Die maximale Betonschädigung beträgt hier 98%.

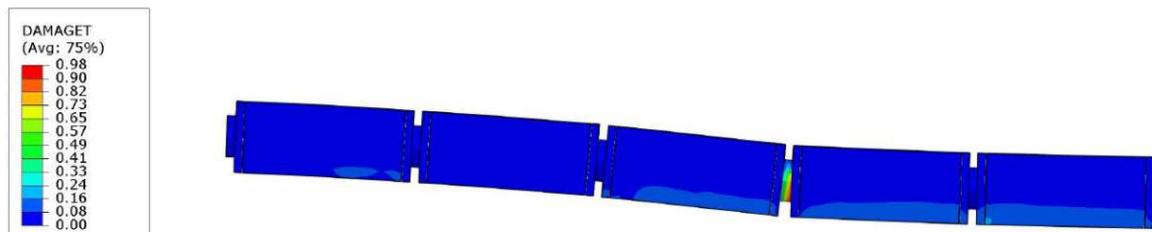


Abbildung 7.15: TYP1B1_ULS_Steptime_2_4: Verformung und Zugschädigung in Dübel O (Feldmitte)

Die Bewehrung in Querrichtung bewirkt eine gleichmäßigere Durchbiegung der SCSC-Platte, wodurch auch die Betonzugschädigungen deutlich reduziert werden können. Die maximale Betonzugschädigung beträgt folglich nur noch 43% und befindet sich auch bei Dübelleiste 3.

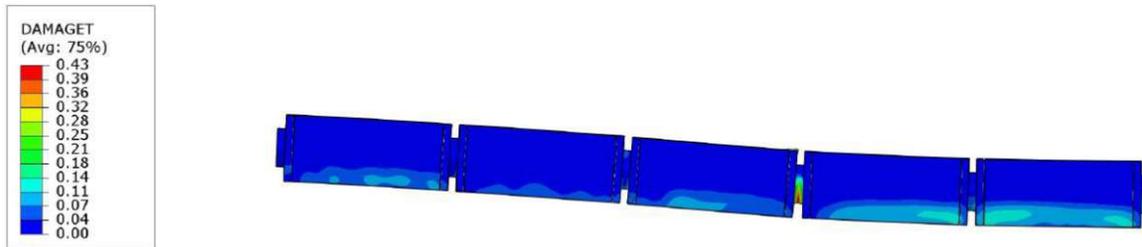


Abbildung 7.16: TYP1B1_ULS_mitD20_StepTime_2_4: Verformung und Zugschädigung in Dübel O (Feldmitte)

Anhand der vertikalen Verschiebung des Bodenblechs wird im Folgenden der Verlauf der Biegelinie als auch der maximale Wert der Durchbiegung für den ULS dargestellt.

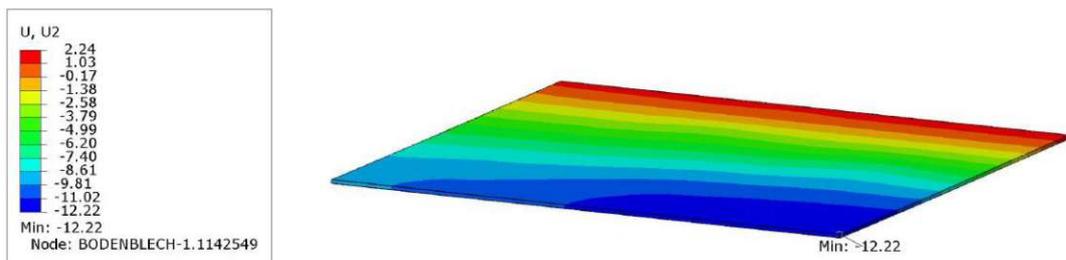


Abbildung 7.17: TYP1B1_ULS_StepTime_2_4: Vertikale Verschiebung des Bodenblechs des unbewehrten Modells (Feldmitte)

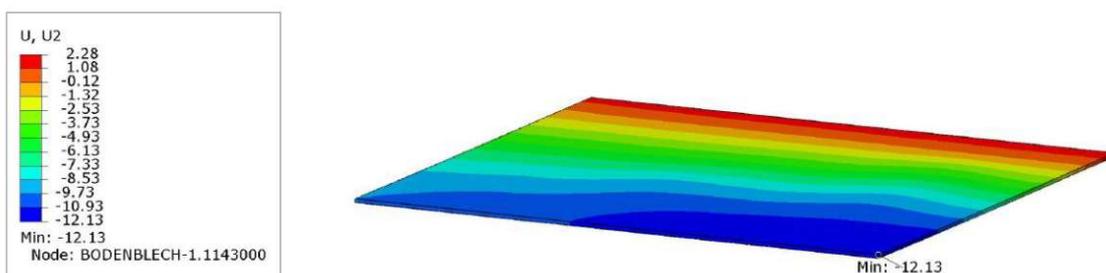


Abbildung 7.18: TYP1B1_ULS_mitD20_StepTime_2_4: Vertikale Verschiebung des Bodenblechs des bewehrten Modells (Feldmitte)

Die maximale Verschiebung in Feldmitte kann durch das Einlegen der Querbewehrung von 12,22 mm auf 12,13 mm reduziert werden. Diese kleine Änderung beträgt weniger als ein Prozent. Der weitaus wichtigere Effekt ist die gleichmäßigere Verformung der SCSC-Platte in Querrichtung. Dadurch, dass sich die SCSC-Platte im Randbereich stärker verformt, kommt es, im Vergleich zum unbewehrten Modell, zu einem kleineren Zuwachs der Verformung zur Feldmitte. In Abbildung 7.19 ist die vertikale Verformung beider Modelle dargestellt.

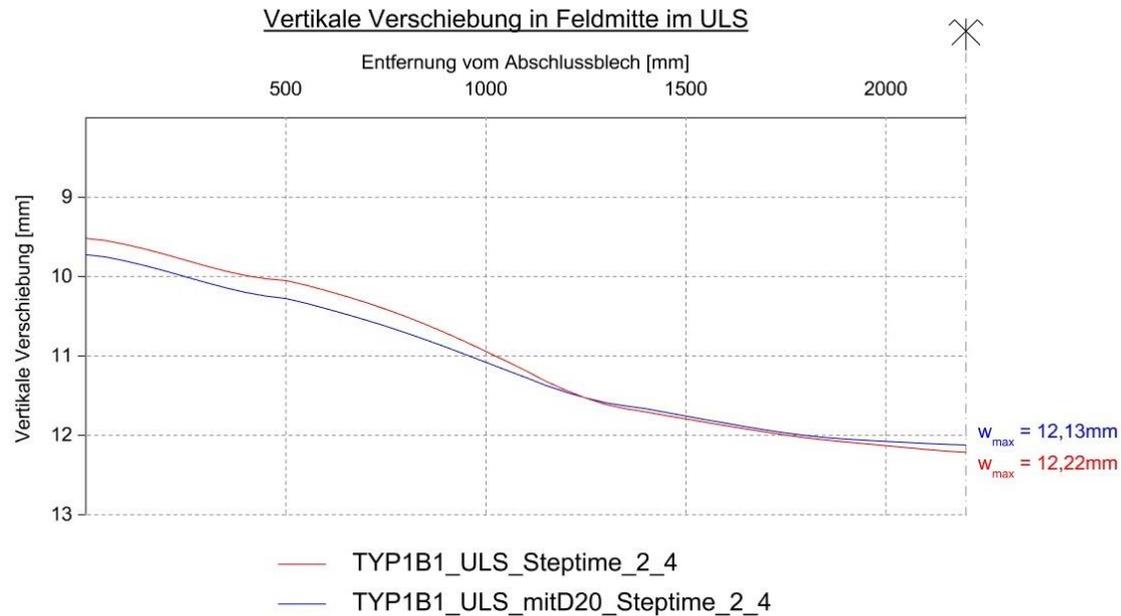
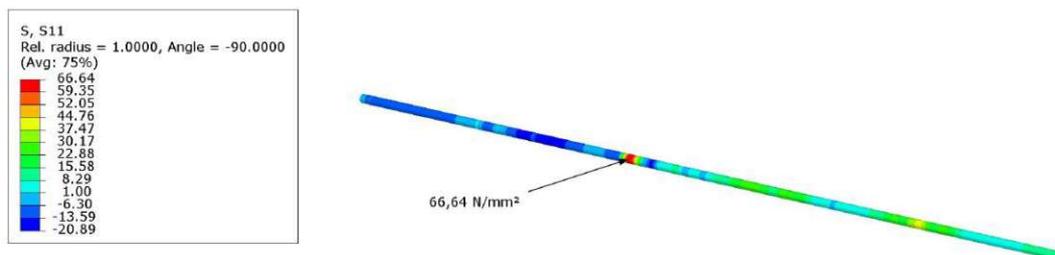


Abbildung 7.19: Vergleich der vertikalen Verschiebung im Bodenblech

Die maximale Zugbeanspruchung in der Bewehrung beträgt $66,64 \text{ N/mm}^2$ und befindet sich in Dübel J, womit die Ausnutzung nur bei ca. 14% liegt.



7.5.2 Horizontale Dübelkräfte der SCSC-Plate

Die Bewehrungsstäbe in Querrichtung verlaufen in den Dübellöchern, wodurch sich die horizontalen Dübelkräfte verändern. Dieser Effekt wird anhand der meistbeanspruchten Dübelleiste 4 dargestellt. Die maximale horizontale Dübelkraft im unbewehrten Modell beträgt $100,03 \text{ kN}$ und befindet sich in Dübel D. Im bewehrten Modell verlagert sich die Stelle des Maximalwerts hin zu Dübel F und beträgt $91,53 \text{ kN}$ (siehe Abbildung 7.20).

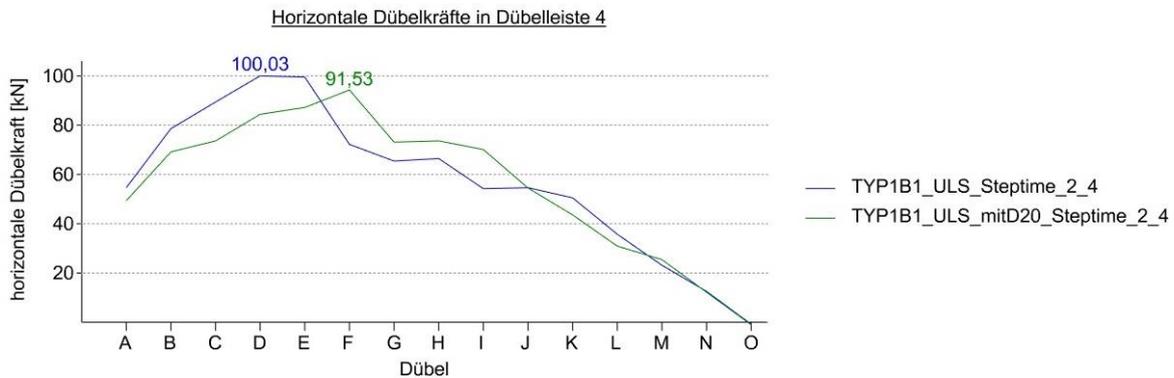


Abbildung 7.20: Vergleich der horizontalen Dübelkräfte in Dübelleiste 4 im ULS

Im FLS fallen diese Änderungen in den horizontalen Dübelkräften geringer aus. Der Maximalwert im unbewehrten Modell befindet sich in Dübel F und beträgt 63,71 kN. Der größte Wert im bewehrten Modell beträgt 63,02 kN und befindet sich in Dübel E (siehe Abbildung 7.21).

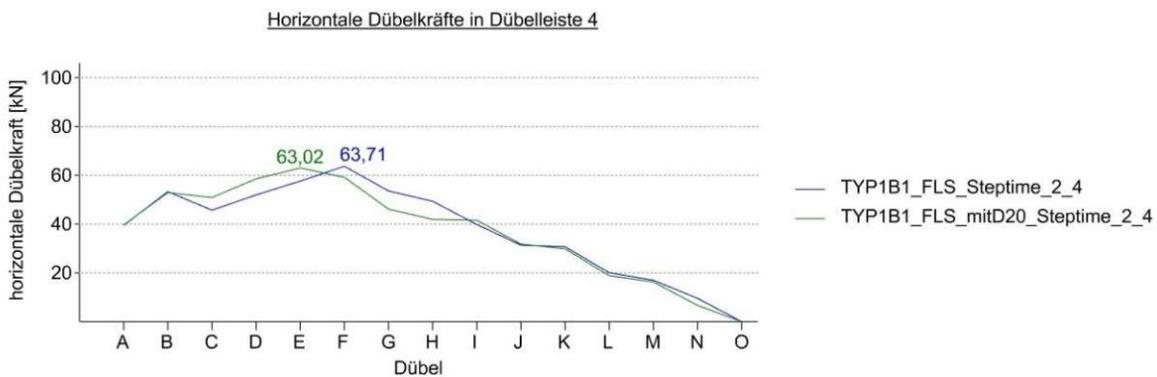


Abbildung 7.21: Vergleich der horizontalen Dübelkräfte in DL4 im FLS

7.5.3 Normalspannungen in Längsrichtung

Da die Bewehrungsstäbe in Querrichtung verlegt sind, ist in Längsrichtung keine große Änderung der Spannungen zu erwarten. Um jedoch eine vollständige Analyse der Änderung der Tragwirkung der bewehrten SCSC-Platte zu beschreiben, werden die Längsspannungen im Boden- bzw. Deckblech im folgenden Kapitel dargestellt.

Der Maximalwert der Zugspannung im Bodenblech beträgt in der unbewehrten Platte 106,75 N/mm² und befindet sich im Randbereich unter der Randdübelleiste.

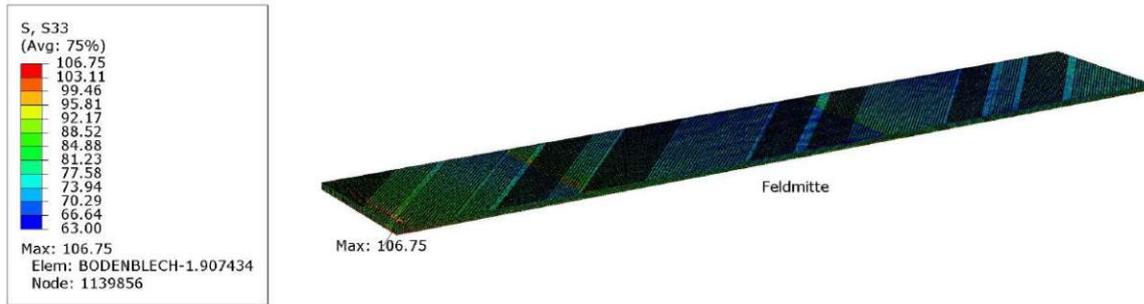


Abbildung 7.22: Maximale Zugspannung (106,75 N/mm²) im Bodenblech des unbewehrten Modells im ULS

Der Maximalwert im bewehrten Modell ist etwas größer und beträgt 108,86 N/mm². Woraus dieser Unterschied resultiert, ist aus den FE-Berechnungen nicht klar auszumachen.

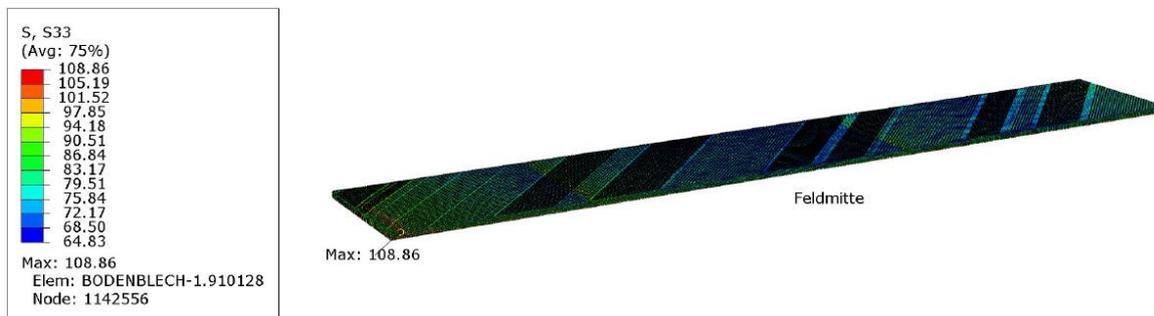


Abbildung 7.23: Maximale Zugspannung im (108,86 N/mm²) Bodenblech des bewehrten Modells im ULS

Die maximale Druckspannung im Deckblech des unbewehrten Modells beträgt 93,12 N/mm² und befindet sich, ebenso wie im Bodenblech, unter der Randdübelleiste.



Abbildung 7.24: Maximale Druckspannung (93,12 N/mm²) im Deckblech des unbewehrten Modells im ULS

Gleich wie im Bodenblech erhöht sich die maximale Druckspannung im Deckblech auf 95,18 N/mm².



Abbildung 7.25: Maximale Druckspannung (95,18 N/mm²) im Deckblech des bewehrten Modells im ULS

7.5.4 Zusammenfassung

Das Ziel des Einlegens der Bewehrung im Modell der SCSC-Plattenbrücke ist das Verbessern des Trag- und vor allem des Verformungsverhaltens in Querrichtung. Der Knick in der Durchbiegungslinie des Bodenblechs bei Dübelleiste 3 kann durch die Bewehrung deutlich reduziert werden. Folgend daraus sind wesentlich kleinere Betonzugschädigungen in den Betondübeln, was positive Effekte im Hinblick auf Tragfähigkeit und Dauerhaftigkeit des Tragwerks mit sich bringt.

Die horizontalen Dübelkräfte werden ebenfalls von der Querbewehrung beeinflusst, der Maximalwert reduziert sich im ULS um ca. 8% und befindet sich in Dübel F statt Dübel D. Im niedrigeren Lastniveau FLS zeigt die Bewehrung kaum Wirkung, die maximale horizontale Dübelkraft wird nur um ca. 1% verkleinert und verschiebt sich von Dübel F zu Dübel E.

Durch die Lage der Bewehrung ist keine Verbesserung der Tragwirkung in Längsrichtung zu erwarten, die bewehrten Modelle weisen im Vergleich zum unbewehrten Modell sogar um etwa 2% höhere Normalspannungen in Brückenlängsrichtung auf. Woraus diese Erhöhung entsteht, ist anhand der FE-Berechnungen nicht eindeutig zu bestimmen.

8 Zusammenfassung und Ausblick

8.1 Zusammenfassung

Die vorliegende Arbeit befasste sich mit der Anwendung der SCSC-Platte als Plattenbrücke mit einer Spannweite von 4,5 Metern. Das Ziel der Arbeit war es, ein Ingenieurmodell zu erstellen, mit dem Nachweise auf Spannungsebene sowohl im Grenzzustand der Tragfähigkeit (ULS), im Grenzzustand der Ermüdung (FLS) und im Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit (SLS) geführt werden können. Die Ergebnisse aus diesem Ingenieurmodell werden mit den bereits von *Lorenz* [1] durchgeführten FE-Berechnungen verglichen und liegen auf der sicheren Seite.

Das erstellte Ingenieurmodell beschäftigt sich größtenteils mit der Tragwirkung und der Modellbildung in Längsrichtung. Für die Ermittlung der Beanspruchungen der SCSC-Platte wurde ein Ingenieurmodell bestehend aus zwei Teilen erstellt – einem Sprengwerkmodell, welches die Abtragung der auflagernahen Lasten abbildet und einem Biegeträgermodell, welches die vertikalen Lasten in Feldmitte über Biegung und Querkraft abträgt.

Beim Sprengwerkmodell repräsentiert der Obergurt die Betondruckzone des Kernbetons der SCSC-Platte, woraus die Betonspannungen folgen, mit denen die Nachweise für den Beton im ULS sowie im FLS geführt werden können. Das Biegeträgermodell besteht aus einem reinen Stahlquerschnitt, der statt den Dübellöchern eine durchgehende Aussparung mit einer Höhe von 100 mm aufweist. Es wird trotzdem eine schubsteife Verbindung zugrunde gelegt, die in der Praxis mit dem Kernbeton realisiert wird. Aus dem Biegeträgermodell resultiert ein Querkraftverlauf und ein Momentenverlauf, aus dem anhand weiterer Annahmen Längsspannungen im Bodenblech, sowie die Schubflussverläufe und die Dübelkräfte berechnet werden können. Mit diesen Beanspruchungen können die Nachweise für das Grundmaterial und auch die Längsschweißnähte der Dübelleisten im ULS sowie im FLS geführt werden. Für die Quertragwirkung der SCSC-Plattenbrücke konnte im Rahmen dieser Diplomarbeit kein Berechnungsmodell erstellt werden. Dennoch wurde der Einfluss der Quertagwirkung abgeschätzt und vor allem der Einfluss auf die Längsschweißnähte der Dübelleisten behandelt. Der Einfluss dieser Quertragwirkung auf die Doppelkehlnähte der Dübelleisten ist nicht maßgebend, die Hauptbeanspruchung dieser Schweißnähte folgt aus der Schubbeanspruchung längs zur Dübelleiste, die aus der Tragwirkung in Längsrichtung resultiert. Das Sprengwerkmodell- und das Biegeträgermodell gelten laut Modellbildung nur bis zur Lagerleiste, alle auskragenden Bereiche können mit dieser Modellbildung nicht erfasst werden. Dennoch wurden Nachweise im Auflagerbereich (über der Lagerleiste) mit zusätzlichen Annahmen geführt. Die Tragwirkung der SCSC-Plattenbrücke kann mit diesen Überlegungen im Randbereich nicht treffsicher beschrieben werden, für die Schweißnahtbemessung ist ein alternatives Modell erforderlich.

Die unbewehrte Plattenbrücke, die in ABAQUS von *Lorenz* [1] modelliert wurde, weist einen Knick in der Verformung in Querrichtung auf, aus dem große Betonschädigungen in den Betondübeln resultieren. Der Einfluss einer Querbewehrung mit geraden Bewehrungsstäben wurde in der Arbeit analysiert, indem Bewehrungsstäbe in das Modell von *Lorenz* [1] eingefügt wurden. Das Ergebnis dieser FE-Berechnungen zeigt, dass dieser Knick in der Querverformung dadurch reduziert werden kann und die Betonschädigungen wesentlich kleiner ausfallen. Auf die Längstragwirkung hat diese Querbewehrung kaum einen Einfluss, das Tragverhalten ändert sich nicht.

8.2 Ausblick

Das vorgestellte Ingenieurmodell gilt für eine SCSC-Plattenbrücke mit einer Spannweite von 4,5 Metern. Der Vergleich mit den FE-Modellen wurde anhand einer möglichen Randausbildung laut *Lorenz* [1] durchgeführt. Für das ausgewiesene Ziel, Spannweiten von bis zu 8 Metern mit der SCSC-Plattenbrücke zu überspannen, besteht somit weiterer Forschungsbedarf. Ob dieses Ingenieurmodell auch für Brücken mit größeren oder kleineren Spannweiten gültig ist, bleibt zu überprüfen. Die offenen Fragestellungen dazu sind:

- Gelten die Annahmen zur Schubabtragung der SCSC-Plattenbrücken auch für größere Spannweiten?
- Wie verändert sich die Abtragung der auflagnahen Belastung? Ändert sich die minimale Druckstrebenneigung laut Sprengwerkmodell?
- Gelten die Berechnungen für die mittragende Breite des Bodenblechs und des Deckblechs auch für andere Spannweiten?
- Welchen Einfluss hat die Randausbildung der SCSC-Platte auf die Ergebnisse? Liegen diese mit anderen Randausbildungen auch auf der sicheren Seite?

Um diese Fragen beantworten zu können, sind weitere FE-Modelle von SCSC-Plattenbrücken nötig.

In den Auflagerbereichen kann das Ingenieurmodell mit zusätzlichen Annahmen zwar angewendet werden, diese Annahmen in dieser Arbeit stellen sich jedoch als zu konservativ heraus, wodurch für die wirtschaftliche Bemessung des Tragwerks alternative Berechnungsmodelle für die Randbereiche entwickelt werden müssen. Außerdem weist das FE-Modell von *Lorenz* [1] auch im Auflagerbereich und in den Betondübeln eine grobe Vernetzung auf (10 mm Kantenlänge der FE-Elemente für Betonbauteile und 5 mm Kantenlänge der FE-Elemente für Stahlbauteile). In diesen Bereichen kommt es zu großen Spannungskonzentrationen, die mit dieser groben Vernetzung nicht ausreichend genau dargestellt werden können. Für zukünftige FE-Modelle wird es nötig sein, die Vernetzung in diesen Bereichen feiner zu wählen oder diese Randbereiche anhand von Versuchen genauer zu betrachten. Hierbei sind vor allem die Betondübel zu betrachten, da es schon bei dieser relativ kleinen Spannweite zu Überschreitungen der maximalen Druckspannung im Beton kommt. Auch der Anschlussbereich vom Endblech mit dem Bodenblech hat sich als kritische Stelle gezeigt, wie es auch schon in der Dissertation von *Takács* [6] beschrieben wurde. Außerdem müssen in zukünftigen FE-Modellen die Schweißnähte modelliert werden. In den FE-Modellen von *Lorenz* wurden die Schweißverbindungen als starre Kopplungen der Bauteile ausgeführt, was nicht der Realität entspricht. Vor allem im Randbereich an der Endplatte der SCSC-Plattenbrücke entstehen hier große Spannungen, die entweder anhand von FE-Modellen mit feinerer Vernetzung oder anhand von Versuchen genauer analysiert werden müssen.

9 Literaturverzeichnis

- [1] S. Lorenz. „Ausgewählte Detailanalysen zur Anwendung der SCSC-Platte als Plattenbrücke“. Diplomarbeit. Technische Universität Wien, 2021.
- [2] ÖNORM EN 1991-2:2021 03 01: Eurocode 1: Einwirkungen auf Tragwerke – Teil 2: Verkehrslasten auf Brücken (konsolidierte Fassung). Wien: Austrian Standards, 2012.
- [3] ÖNORM EN 1993-2:2010 08 15: Eurocode 3 – Bemessung und Konstruktion von Stahlbauten – Teil 2: Stahlbrücken (konsolidierte Fassung). Wien: Austrian Standards, 2010.
- [4] ÖNORM EN 1990:2013 03 15: Eurocode – Grundlagen der Tragwerksplanung (konsolidierte Fassung). Wien: Austrian Standards, 2013.
- [5] B. Palotás. „The load-bearing behaviour of the steel-concrete-steel-composite (SCSC) plate“. Dissertation. Technische Universität Wien, 2021.
- [6] P. Takács. „Analyse des Ermüdungsverhaltens der SCSC-Platte“. Dissertation. Technische Universität Wien, 2018.
- [7] ÖNORM EN 1990/A1:2013 03 15: Eurocode – Grundlagen der Tragwerksplanung – Änderung 1: Anwendung bei Brücken (konsolidierte Fassung). Wien: Austrian Standards, 2013.
- [8] ÖNORM EN 1993-1-9:2013 04 01: Eurocode 3: Bemessung und Konstruktion von Stahlbauten – Teil 1-9: Ermüdung (konsolidierte Fassung). Wien: Austrian Standards, 2013.
- [9] ÖNORM EN 1992-1-1:2015 02 15: Eurocode 2: Bemessung und Konstruktion von Stahlbeton- und Spannbetontragwerken – Teil 1-1: Allgemeine Bemessungsregeln und Regeln für den Hochbau (konsolidierte Fassung). Wien: Austrian Standards, 2015.
- [10] ÖNORM B 1992-1-1:2018 01 01: Eurocode 2: Bemessung und Konstruktion von Stahlbeton- und Spannbetontragwerken – Teil 1-1: Allgemeine Bemessungsregeln und Regeln für den Hochbau – Nationale Festlegungen zu ÖNORM EN 1992-1-1, nationale Erläuterungen und Ergänzungen
- [11] ÖNÖRM EN 1990/A1:2013 03 15: Eurocode – Grundlagen der Tragwerksplanung – Änderung 1: Anwendung bei Brücken (konsolidierte Fassung). Wien: Austrian Standards, 2013.
- [12] A. Hestmann & T. Hasenbichler. „Längstragwirkung der SCSC-Platte“. Diplomarbeit. Technische Universität Wien, 2021.
- [13] M. Steurer, J. Fink. „Weiterführende Forschung zur neuartigen Sandwich Verbundplatte als Fahrbahnplatte für Eisenbahnbrücken; SCSC-Platte, Wien.
- [14] P. Herrmann. „Tragfunktionsanalyse und rechnerische Modellbildung einer neuartigen Sandwich-Verbundplatte (SCSC-Platte) als Fahrbahndeck für Eisenbahnbrücken“. Dissertation. Technische Universität Wien, 2013.
- [15] L. Kölbl. „Einfluss der Schubschlankheit auf die Quertragfähigkeit von Stahlbetonbauteilen“. Masterarbeit. Technische Universität Graz, 2011.
- [16] Dassault Systèmes Simulia Corporation. Abaqus 2019.

- [17] J. Fink. Diverse Handskizzen zur Quertragwirkung der SCSC-Platte. Technische Universität Wien, 2022.
- [18] P. Takacs, J. Fink: „Ermüdungsfestigkeit SCSC-Platte – FLS SCSC-Platte“ – Endbericht eines Projektes finanziert im Rahmen der Verkehrsinfrastrukturforschung (VIF2015). Auftraggeber: Bundesministerium für Verkehr, Innovation und Technologie, ÖBB-Infrastruktur AG, Autobahnen- und Schnellstraßen-Finanzierung-Aktiengesellschaft. Dezember 2018.
- [19] ÖNORM EN 1993-1-5:2006: Eurocode 3: Bemessung von Konstruktion von Stahlbauten, Teil 1-5: Plattenförmige Bauteile. Wien: Austrian Standards, 2007.
- [20] ÖNORM EN 1993-1-8:2013: Eurocode 3: Bemessung und Konstruktion von Stahlbauten, Teil 1-8: Bemessung von Anschlüssen. Wien: Austrian Standards, 2012.
- [21] J. Fink. „Stahl- und Verbundbrückenbau“ Skriptum zur Vorlesung und Praxis – VO Brückenbau WS19/20. TU Wien: Institut für Tragkonstruktionen – Stahlbau, 2019.

Abkürzungen

BK	Betonkern
DL	Dübelleiste
FE-	Finite Elemente-
FLS	Grenzzustand der Ermüdung
SCSC-	Steel-Concrete-Steel-Composite-
SLS	Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit
ULS	Grenzzustand der Tragfähigkeit

Anhang A

Versuchsauswertung der Dübelkraftschwingbreite [18]

Tabelle 9 Versuchsparameter und Ergebnisse der drei Versuchsserien

Serie	Name	Versuchslast [kN/Dübel]					N _{Total}	Versagensart	Riss	N _{Riss}
		P _{unter}	P _{ober}	ΔP	P _{mittel}	P _a				
Versuchsserie TYP I	VK1	18	288	270	153	135	2.230.000	Durchläufer	-	-
	VK2	18	348	330	183	165	54.000	Betonversagen	ja	10.500
	VK3	18	328	310	173	155	9.000	Betonversagen	-	-
	VK4	18	298	280	158	140	270.000	Fehlversuch	-	-
	VK5	18	298	280	158	140	5.200	Betonversagen	-	-
	VK6	18	298	280	158	140	420.000	Stahlermüdung	ja	360.000
Versuchsserie TYP II	VK7	18	348	330	183	165	2.500	Betonversagen	-	-
	VK8	18	248	230	133	115	822.000	Stahlermüdung	ja	640.000
	VK9	18	228	210	123	105	2.840.000	Stahlermüdung	ja	2.161.000
	VK10	18	268	250	143	125	407.000	Stahlermüdung	ja	370.000
	VK11	18	288	270	153	135	81.000	Fehlversuch	ja	30.000
	VK12	18	278	260	148	130	272.000	Stahlermüdung	ja	170.000
V.S. TYP III	VK13	18	218	200	118	100	2.000.000	kein Versagen		
	VK14	18	91	73	54,5	36,5	2.000.000	kein Versagen		
	VK15	18	91	73	54,5	36,5	2.000.000	kein Versagen		