

Diploma Thesis

FE investigation of the effects of the main load-bearing action on the SCSC plate as deck slab of a trough bridge based on the biaxial tests

submitted in satisfaction of the requirements for the degree of

Diplom-Ingenieur

of the TU Wien, Faculty of Civil Engineering

Diplomarbeit

FE-Untersuchung der Auswirkungen der Haupttragwirkung auf die SCSC-Platte als Fahrbahnplatte einer Trogbücke anhand von Biaxialversuchen

ausgeführt zum Zwecke der Erlangung des akademischen Grades eines

Diplom-Ingenieurs

eingereicht an der Technischen Universität Wien, Fakultät für Bauingenieurwesen

von

György Holyevác, BSc

Matr.Nr.: 01634263

unter der Anleitung von

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

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

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

Wien, im November 2021



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

Für die SCSC-Platte als Fahrbahnplatte einer Trogbrücke stellt sich die dringende Frage, welche Mechanismen für ihre Tragfähigkeit verantwortlich sind. Frühere Forschungen haben ergeben, dass die Schubkraftübertragung zwischen dem Deckblech und dem Bodenblech bei dem Anwendungsfall Plattenbrücke durch ein Fachwerkmodell im Betonkern beschrieben werden kann. Bei dem Anwendungsfall Trogbrücke ist die Platte einer erheblichen Zugkraft ausgesetzt, wodurch der Beton, mit dem sie gefüllt ist, Risse bekommt und der Quertragmechanismus in Frage gestellt wird.

Zu diesem Thema werden Biaxialversuche an der *Technische Universität Wien* am *Institut für Tragkonstruktionen Forschungsbereich Stahlbau* durchgeführt, deren Ergebnisse durch FE-Modellanalyse unterstützt werden sollen. Das Hauptziel dieser Arbeit ist es, zu untersuchen, wie sich diese Schubkräfte unter dem Zug aus der Haupttragwirkung verhalten und was mit dem Versuchskörper unter dieser biaxialen Krafteinwirkung geschieht.

Im Rahmen dieses Forschungsprojektes wurden mehrere Haupttypen und deren Varianten von Versuchskörpern hergestellt. In dieser Diplomarbeit liegt der Schwerpunkt auf dem Versuchskörpertyp 1 und seiner fünf Untervarianten (VK1/1-VK1/5). Auf vier dieser fünf Versuchskörper wird der Zug aus der Haupttragwirkung aufgebracht. Drei der Probekörper enthalten unterschiedliche Bewehrungsführungen. Im Folgenden wird vorgestellt, aus welchen Konstruktionselementen die Versuchskörper bestehen, wie sie aufgebaut sind und wie die Biaxialversuche durchgeführt werden sollen.

Die Modellierung der Versuche erfolgt mit dem Explicit-Modul der Finite Elemente Software *ABAQUS* von *Dassault Systèmes (ABAQUS/CAE 2019)* [3]. Die Modelle wurden mit Hilfe von Finite-Elemente-Modellierungstechniken und Materialdefinitionen erstellt, die auf einer Reihe früherer Arbeiten zu diesem Thema basieren. Da das explizite Modul in erster Linie für dynamische Prozesse entwickelt wurde, werden die Berechnungen auf quasi-statische Bedingungen beschränkt. Zusätzlich zu den üblichen Berechnungsergebnissen (Spannungen, Verformungen) wurde ein starker Schwerpunkt auf die Analyse von Energiekurven gelegt, um die Prozesse im Inneren der Platte besser zu verstehen. Darüber hinaus wird eine Reihe von Plausibilitätskontrollen des Materialmodells und der Gleichgewichtsbedingungen vorgestellt.

Großer Wert wurde auf die Optimierung der Rechenzeit, der Anzahl der finiten Elemente und der Energiekurven für eine gegebene Rechenleistung gelegt. Da die Berechnung auf den Grundlagen der Dynamik basiert, müssen auch die Belastungsphasen nach Zeit und Größenordnung unterschieden werden.

Es werden die Ergebnisse für jeden Probekörper unter verschiedenen Belastungsniveaus dargestellt. Die Auswirkungen der Haupttragwirkung auf die Schubtragfähigkeit der SCSC-Platte werden detailliert analysiert. Die Stärken und Schwächen der einzelnen Konstruktionsvarianten der Platte werden vorgestellt, ebenso wie die Schlussfolgerungen und zukünftigen Vorschläge.



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

Abstract

For the SCSC slab as deck plate of a trough bridge, the urgent question is which mechanisms are responsible for its load-carrying capacity. Previous researches have shown that the shear force transfer between the deck plate and the bottom plate in the case of a slab bridge can be described by a truss model in the concrete core. In case of a trough bridge, the slab is subjected to significant tensile forces, which causes cracks in the concrete and calls into question the load-bearing capacity in the transverse direction.

Biaxial tests are carried out on this topic at the *Vienna University of Technology* at the *Institute of Structural Steelwork Research Department*. The results of these experiments will be supported by FE model analysis. The main objective of this work is to investigate how these shear forces behave under the tension from the main bearing behaviour and what happens to the test specimen under this biaxial force action.

Within the scope of this research project, several main types and their variants of test specimen were produced. In this thesis, the focus is on test specimen type 1 and its five sub-variants (VK1/1-VK1/5). The tension from the main load-bearing action is applied to four of these five test specimens. Three of the test specimens contain different reinforcements. In the following will be presented, which elements the specimens contain, how the specimens are constructed and how the biaxial tests are to be performed.

The experiments are modeled using the Explicit module of *Dassault Systèmes' ABAQUS* finite element software (*ABAQUS/CAE 2019*) [3]. The models were created using finite element modeling techniques and material definitions based on a number of previous papers on the subject. Since the explicit module was developed primarily for dynamic processes, the calculations are restricted to quasi-static conditions. In addition to the usual computational results (stresses, deformations), a strong emphasis has been placed on the analysis of energy curves to better understand the processes inside the plate. In addition, a series of plausibility checks of the material model and of the equilibrium conditions are presented.

Great emphasis was placed on optimizing the computation time, the number of finite elements and the energy curves for a given computational power. Since the calculation is based on the dynamic theory, the load phases must also be differentiated according to time and magnitude.

The results for each specimen under different loading levels are presented. The effects of the main bearing behaviour on the shear capacity of the SCSC slab are analyzed in detail. The strengths and weaknesses of each variant of the slab are presented, as well as the conclusions and future proposals.

Inhaltsverzeichnis

1	Einleitung	8
1.1	Motivation und Zielsetzung	8
1.2	Aufbau der Arbeit	8
2	Grundlagen und Forschungsstand	9
2.1	Vorausgegangene Forschungsarbeiten	9
2.2	Tragverhalten der SCSC-Platte als Trogbrückenkonstruktion	10
2.3	Versuchskonzept der Biaxialversuche	12
3	Numerische Untersuchungen mit ABAQUS	14
3.1	Nichtlineare FEM Analyse	14
3.1.1	Quasi-statische Analyse	14
3.1.2	Energiebilanz	17
3.1.3	Rechenzeitoptimierung - Mass Scaling	17
3.2	Angewandte Materialmodelle	20
3.2.1	Materialmodell des Betons	20
3.2.2	Materialmodell des Baustahls	27
3.2.3	Materialmodell der Bewehrung	28
3.3	Wichtige Aspekte der Modellierung	29
3.3.1	Arten der verwendeten Elementkontakte	29
3.3.2	Arten der verwendeten Finite-Elemente	31
3.3.3	Belastungsvorgang	32
3.3.4	Randbedingungen	33
3.3.5	Finite-Elemente-Netz	36
3.4	Versuchskörper VK1-Varianten	36
3.4.1	Einleitung	36
3.4.2	Aufbau und erwarteter Tragmechanismus der Versuchskörper	39
4	Auswertung der Ergebnisse	43
4.1	Einleitung	43
4.2	Analyse der Haupttragwirkung (<i>Step-1</i>)	46
4.2.1	Einleitung	46
4.2.2	Verformungsanalyse	46
4.2.3	Steifigkeitsverteilung zwischen Beton und Bewehrung	49
4.3	Analyse der Interaktion von Haupt- und Quertragwirkung (<i>Step-2</i>)	53
4.3.1	Einleitung	53
4.3.2	Belastungsniveau A	57
4.3.3	Belastungsniveau B	63
4.3.4	Belastungsniveau C	64
4.3.5	Vergleich der Modellvarianten	67
4.4	Dübelkräfte	68
4.4.1	Vertikale Dübelkraftkomponenten	69

4.4.2	Horizontale Dübelkraftkomponenten	69
4.5	Plausibilitätskontrolle	73
4.5.1	Überprüfung des quasistatischen Zustandes	73
4.5.2	Überprüfung des Hourglassing-Effekts	75
4.5.3	Überprüfung der Grenzen des CDP-Modells und des Gleichgewichtes	80
4.5.4	Verhältnis der Summe der horizontalen Dübelkräfte zu den Auflagerkräften	82
5	Zusammenfassung und Ausblick	83
5.1	Zusammenfassung	83
5.2	Ausblick	84
	Abkürzungen	87
A	Anhang	88
A.1	Energiebilanz	88
A.2	Vertikale Dübelkraftkomponenten der unbewehrten Versuchskörper	89
A.3	Vertikale Dübelkraftkomponenten der bewehrten Versuchskörper	90
A.4	Resultierende Dübelkräfte der unbewehrten Versuchskörper	91
A.5	Resultierende Dübelkräfte der bewehrten Versuchskörper	92
A.6	Gleichgewicht zwischen der Belastung und den Stützkräften bei unbewehrten Versuchskörpern	93
A.7	Gleichgewicht zwischen der Belastung und den Stützkräften bei bewehrten Versuchskörpern	94
A.8	Summe der horizontalen Dübelkräfte und Summe der Auflagerkräfte für unbewehrte Versuchskörper	95
A.9	Summe der horizontalen Dübelkräfte und Summe der Auflagerkräfte für bewehrte Versuchskörper	96
A.10	Aufbau der Versuchskörper VK1/1 und VK1/2	97
A.11	Aufbau der Versuchskörper VK1/3 und VK1/4	98
A.12	Aufbau der Versuchskörper VK1/5	99
A.13	Werkstattplan-P01, Versuchskörpertyp-VK1	100
A.14	Werkstattplan-P02, Versuchskörpertyp-VK1	102

Kapitel 1

Einleitung

1.1 Motivation und Zielsetzung

Die derzeit von den *Österreichischen Bundesbahnen* verwendete Brückenfahrbahnkonstruktion aus 120 mm dickem Grobblech mit extrem niedriger Bauhöhe hat sich als relativ unwirtschaftlich erwiesen. Die Produktionsbedingungen für die bisher verwendeten Brückenkonstruktionen mit Grobblech sind teuer und kompliziert, bzw. ein weiteres Ziel war es, die Menge an Stahl zu reduzieren, die in letzter Zeit recht teuer geworden sind. Daher wurde mit der Forschung einer neuartigen Fahrbahnkonstruktion mit einer vergleichsweise geringen Bauhöhe (200 mm) begonnen, der so genannten SCSC-Platte (*Steel-Concrete-Steel-Composite*).

Bei diesen Versuchen werden auf die Versuchskörper die Zugkraft aus der Haupttragwirkung einer Trogbrücke und die Schubkraft aus der Quertragwirkung der Platte aufgebracht. Ziel dieser Diplomarbeit ist die Untersuchung und der Vergleich der Tragfähigkeit des Schubverbundes zwischen Beton- und Stahlelementen verschiedener Varianten von Probekörpern der SCSC-Platte bei vorgegebenen Materialeigenschaften und Lasteinstellungen. Diese Arbeit dient auch als Unterstützung für die Planung der Biaxialversuche und als Basis für den Ergebnisvergleich. In diesen Versuchen werden die Einwirkungen aus dem Trogbrückenverhalten sowohl in Längs- als auch in Querrichtung in die neuartige Platte eingebracht. Die Interaktion dieser beiden Wirkungen erfordert besondere Aufmerksamkeit.

1.2 Aufbau der Arbeit

- **Kapitel 2** gibt einen kurzen Überblick über frühere Forschungsarbeiten, die sich als relevant für das Thema erwiesen haben. Darüber hinaus wird das Hauptthema, die Tragwirkung der Plattenkonstruktion als Fahrbahnplatte einer Trogbrücke, näher betrachtet und die Hauptproblematik eingeleitet. Es wird vorgestellt, wie das Problem mit einer sogenannten Biaxialversuchsreihe untersucht wird und welcher Unterschied zwischen Versuchen und *ABAQUS*-Modellen besteht.
- **Kapitel 3** beschreibt die Eckpunkte der Modellierung. Hier wird gezeigt, mit welchen Methoden das dynamische Modul von *ABAQUS* auf den quasi-statischen Zustand beschränkt wurde. Ein kurzer Abschnitt ist der Optimierung der Berechnungszeit gewidmet, der größere Teil beschreibt den Modellaufbau, einschließlich Materialmodelle, Elementbeschreibungen, Belastungsprozess, Randbedingungen, Kontaktdefinitionen, etc.
- **Kapitel 4** beinhaltet die Ergebnisse der FE-Analyse. Hier sind die Varianten gegenübergestellt und die wichtigsten Erkenntnisse vorgestellt. Außerdem wird eine detaillierte Plausibilitätsprüfung durchgeführt.
- **Kapitel 5** befasst sich mit der Zusammenfassung dieser Arbeit. Es enthält Vorschläge für künftige Analysen und wie das Problem in Zukunft besser angegangen werden kann.

Kapitel 2

Grundlagen und Forschungsstand

2.1 Vorausgegangene Forschungsarbeiten

Herrmann [10] beschäftigte sich in seiner Dissertation mit verschiedenen Dübelformen, Dübelanordnungen und deren Kraftableitung in der Plattenkonstruktion. Er stellte fest, dass die Variante mit Lochdübeln das beste Duktilität und bestes Tragverhalten aufweist, weshalb die weitere Forschung auf der Lochdübelleistenform TYP C mit 100 mm Lochdurchmesser basiert (siehe Abbildung 2.1).

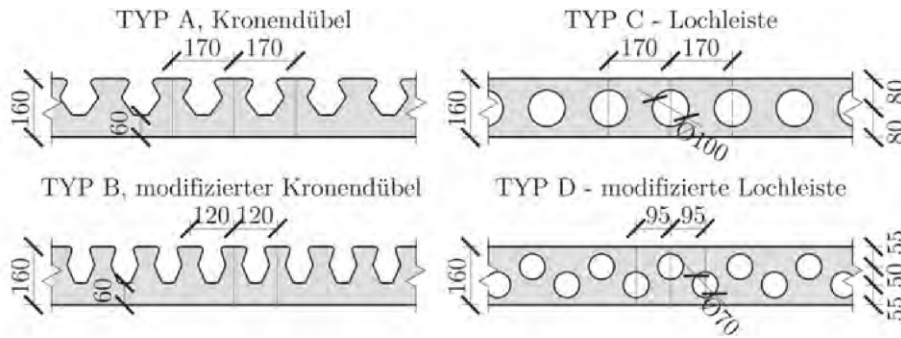


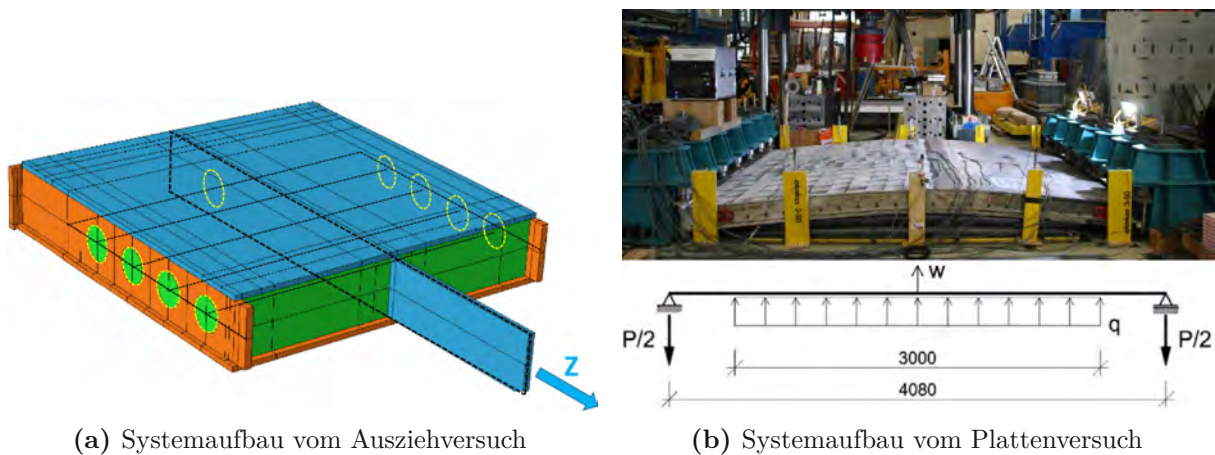
Abb. 2.1: Untersuchte Dübellochleistevarianten von *Herrmann* [10, S. 37]

Im Rahmen der „Verkehrsinfrastrukturforschung 2012“ untersuchten *Steurer und Fink* [18] die Tragwirkung der SCSC-Platte als Einfeldträger mit einer Spannweite von 4,08 m und einer Plattenbreite von 3,00 m (siehe Abb. 2.2a). Sie führten auch zusätzliche Lochdübel-Ausziehversuche (siehe Abb. 2.2b) durch. Anhand des Plattenversuches haben sie festgestellt, dass das Versagen ausgesprochen duktil ist (maximale Durchbiegung 170 mm), die Tragfähigkeit etwa bei einem Lastniveau von $2,7 \cdot ULS$ liegt, und die Steifigkeit sehr hoch ist. Die äquidistante Anordnung der Lochdübelleisten gewährleistet eine optimale Tragfähigkeit. Die Ausziehversuche zeigten, dass die maximale Schubtragfähigkeit eines Betondübels etwa 470 kN beträgt.

Das Ermüdungsverhalten der Plattenkonstruktion wurde von *Takács* [19] untersucht. Er hat eine 1 m lange Platte aus dem Regelbereich einer Trogbrücke mit einer Spannweite von 20 m ohne Längszug aus der Haupttragwirkung in *ABAQUS* modelliert (siehe Abb. 2.3).

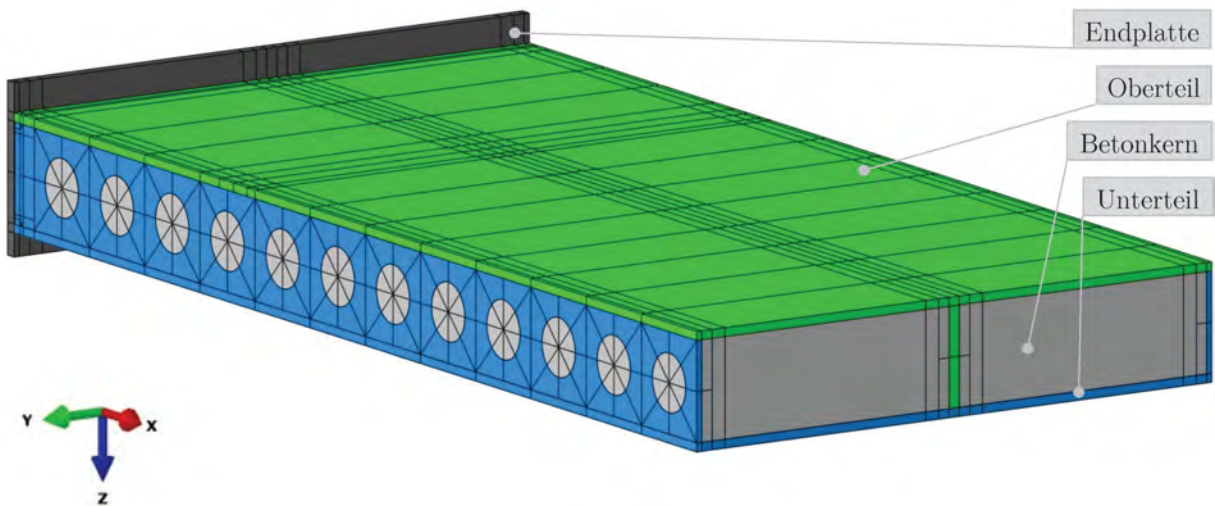
Er hat zahlreiche Einflüsse von unterschiedlichen Schotterbetthöhen und Materialgüten in Form von Parameterstudien analysiert, und konnte die Tragfähigkeit der SCSC-Platte gegen Ermüdung nachweisen. Die an der Oberseite angeschweißte Dübelleiste hat sich als kritischer Bereich gegen Ermüdung erwiesen.

Lorenz [12] hat die SCSC-Platte als Plattenbrückenkonstruktion mit kleineren Stützweiten untersucht. Bei diesem Anwendungsfall wird die Platte im Vergleich zum Einbau bei Trogbrücken



(a) Systemaufbau vom Ausziehversuch

(b) Systemaufbau vom Plattenversuch

Abb. 2.2: Darstellung der Versuche von *Steurer und Fink* [18]Abb. 2.3: *ABAQUS* Modell für Ermüdungsanalyse der SCSC-Platte von *Takács* [19]

um 90° gedreht und nimmt keine Zugkräfte senkrecht zu den Lochdübelleisten auf. Sein *ABAQUS*-Modell bildet ein Viertel der Plattenbrückenkonstruktion mit symmetrischen Randbedingungen ab, um die Rechenzeit zu verringern (siehe Abb. 2.4). Verschiedene Ausführungsvarianten und Details wurden analysiert, um die Tragwirkung besser zu verstehen. Es wurde darauf hingewiesen, dass das Reißen des Betons im Dübelbereich bei den Plattenbrücken vorhanden ist. Außerdem hat sich gezeigt, dass die Ermüdungstragfähigkeit der nachgewiesenen Detailpunkte ausreichend ist.

2.2 Tragverhalten der SCSC-Platte als Trogbriickenkonstruktion

Vereinfacht kann die Trogbriicke als ein Einfeldträger in Briickenlängsrichtung betrachtet werden. Wie bei einer einfachen Balkenkonstruktion befinden sich die Zugkräfte im Briickenquerschnitt unterhalb der neutralen horizontalen Biegeachse und die Druckkräfte oberhalb der Schwerachse

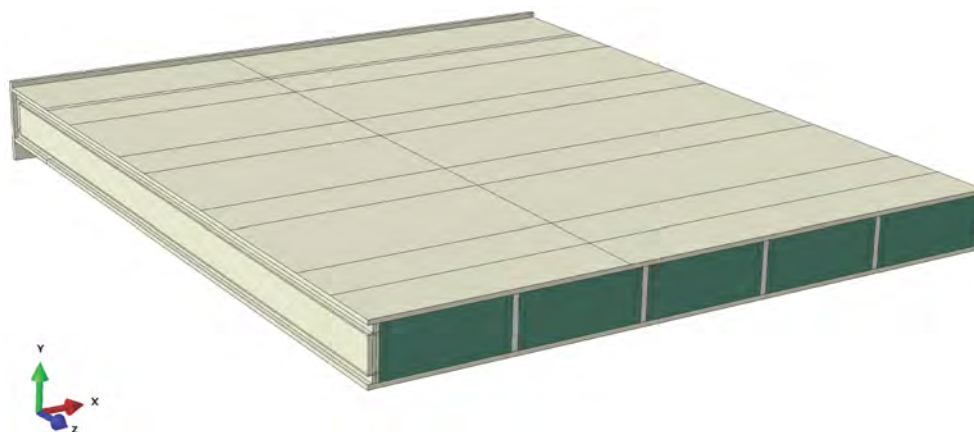


Abb. 2.4: ABAQUS-Plattenmodell von Lorenz [12]

(siehe Abb. 2.5). Die Obergurte der Hauptträger dienen als Druckglieder, die Plattenkonstruktion dient als Zugglied.

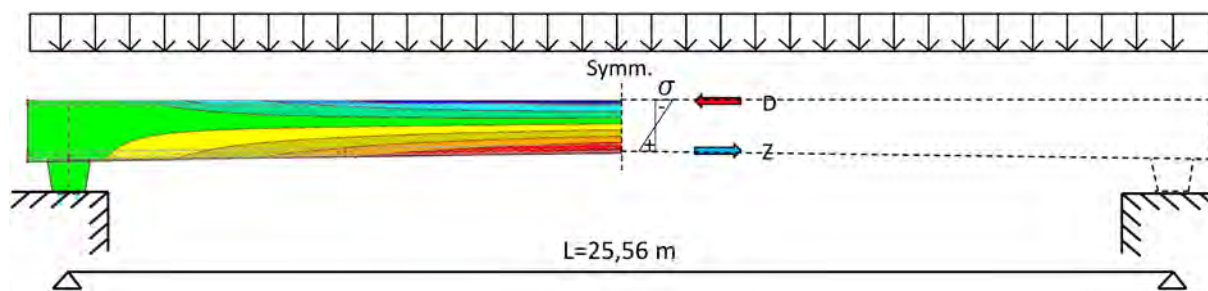


Abb. 2.5: Vereinfachtes statisches System der Brückenkonstruktion (Trogbrücke)

In Abb. 2.7 von Takács [20] ist zu erkennen, dass die in der Platte wirkende Zugkraft in der Mitte des Brückenfeldes $Z = Z_{\text{Deckblech}} + Z_{\text{Bodenblech}} = 9445\text{kN} + 12449\text{kN} = 21944\text{kN}$ beträgt. Neben der Zugkraft erfährt die Platte aus der Haupttragwirkung eine Längsbiegung, deren Einfluss jedoch im Vergleich zum Längszug nicht signifikant ist und im Rahmen dieser Arbeit nicht untersucht wird.

Die Hauptfunktion der Platte besteht darin, die auf die Brücke wirkenden vertikalen Lasten auf die Hauptträger zu übertragen, was als Quertragwirkung bezeichnet wird. Dieser Tragmechanismus führt zu einer Durchbiegung der Platte in Querrichtung, die Schubkräfte in den Betondübeln erzeugt.

Besondere Aufmerksamkeit sollte dem Beton gewidmet werden, wenn er gleichzeitig Zug- und Schubbelastungen ausgesetzt ist, da der Beton in Längsrichtung aufgrund von Zugkräften maximal $0,8\text{ mm/m}$ reißt, in Querrichtung jedoch ausreichend tragfähig bleiben sollte (siehe Abb. 2.6). Die Zugkräfte führen zur Bildung von Rissen im Beton an den schwächsten Stellen, in den Dübelbereichen. Der Wirkungsmechanismus der Querkraftübertragung zwischen Lochdübeln und Betondübeln ist daher stark gestört. Das Hauptthema dieser Diplomarbeit beschäftigt sich mit dieser Problematik anhand von numerischen Untersuchungen. Die Antwort wird gesucht, wie der Längszug die Tragfähigkeit der Plattenkonstruktion in Querrichtung bei den Biaxialversuchen beeinflusst, und wie der gleichzeitig gezogene und gescherte Beton verstärkt werden kann.

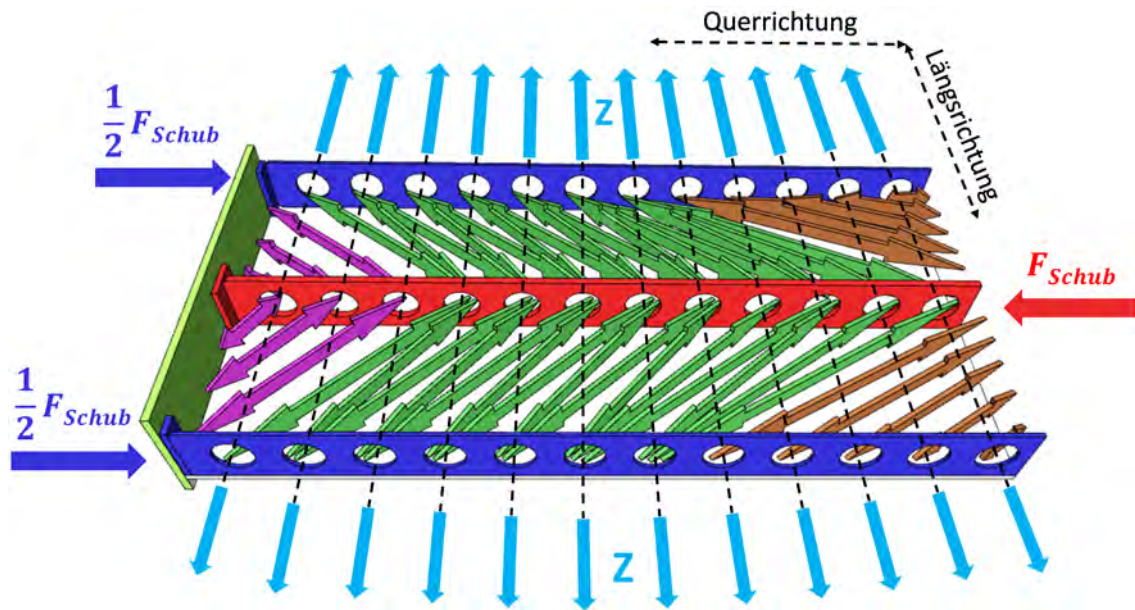


Abb. 2.6: Zug- und Schubeinwirkungen bei der Konstruktion (in Anlehnung an [8])

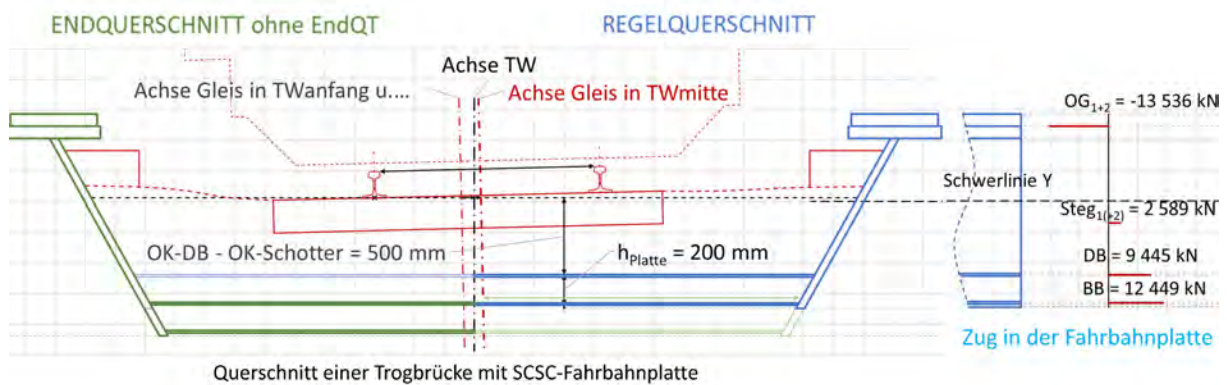


Abb. 2.7: Querschnitt der Trogbrücke mit gezogener Fahrbahnplatte [20]

2.3 Versuchskonzept der Biaxialversuche

Bei dem Versuch wird das biaxiale Verhalten verschiedener Varianten eines „Sandwichplatten-ausschnitts“ getestet, diese werden als Versuchskörper bezeichnet. Die Versuchskörper werden grundsätzlich zwei Arten von Einwirkungen angesetzt, die senkrecht zueinander wirken, daher der Name Biaxialversuche. Diese beiden Einwirkungen sind Zug aus der Haupttragwirkung und Schub aus der Quertragwirkung. Die Einflüsse aus Biegung in Längs- und Querrichtung der Brücke werden im Rahmen dieser Untersuchungen vernachlässigt. Alle Versuchskörper werden in den so genannten Prüfraumen eingebaut und mit den erforderlichen zusätzlichen Stützungen und verschiedenen Messgeräten ausgestattet. Im ersten Schritt (außer bei Versuchskörper VK1/1: ohne Zug) wird der Zug aus der Haupttragwirkung aufgebracht. Acht hydraulische Pressen belasten den Stahlträger, in dem die aus dem Probekörper herausragenden Bewehrungen (oder Gewindestangen) eingespannt wurden. Um die Betonkörper in beiden Kammern zu dehnen, ist es notwendig,

dass die Versuchskörper auf der Auflagerplatte in Zugrichtung gleiten kann. Dieses Gleiten wird mit Hilfe von auf die entsprechenden Stellen aufgetragenen Teflon-Silikon-Teflon-Schichten gewährleistet. Auf diese Weise wird die gewünschte Dehnung/Rissbildung in den Betonkörpern erzeugt, die sich aus der Haupttragwirkung ergibt. Im zweiten Schritt wird die Schubkraft durch vier hydrostatische Pressen aufgebracht. Die Pressen – inklusive einer Kalotte je Presse – werden zwischen dem Prüfrahmen und der Krafteinleitungsplatte der Versuchskörper installiert (siehe Abb. 2.8). Die Krafteinleitungsplatte ist mit zusätzlichen Abstützungen gegen Verschiebung in Z-Richtung versehen, da sich sonst das Deckblech des Versuchskörpers nach oben biegen würde. Zwei weitere Punkte des Deckblechs werden von oben durch einen Stahlträger gestützt, so dass die vertikale Komponente der Dübelkräfte bei dem Schubvorgang minimiert wird. In der *ABAQUS*-Simulation wird die Zugkraft symmetrisch auf beide Seiten in Form von Kraftgrößen aufgebracht, im realen Versuch wird nur eine Seite gezogen und an der anderen verankert. Vor Beginn der Belastung werden die Messgeräte wie Kraftmessdosen, Wegaufnehmer und andere so eingestellt, dass der Versuchsablauf anschließend ausgewertet und mit den *ABAQUS*-Ergebnissen verglichen werden kann. Die Imperfektionen zufolge Fertigungstoleranz werden in der Modellierung nicht berücksichtigt. Der gesamte Prüfrahmen ist in einer sehr massiven Betonplatte verankert, so dass die vertikale Abstützung der Versuchskörper gewährleistet ist. Die horizontalen Lasten sind in sich selbst im Rahmen verankert, sie können als Gleichgewichtssystem betrachtet werden, daher wird keine externe horizontale Auflagerkraft erzeugt.

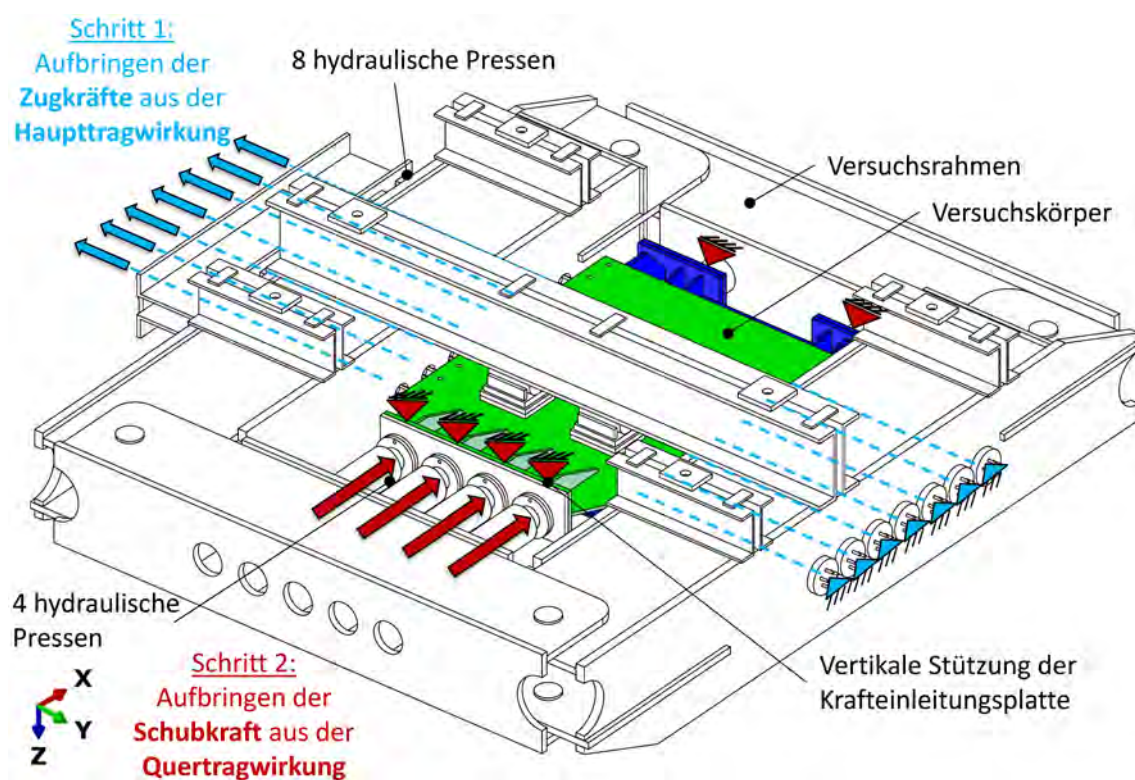


Abb. 2.8: Versuchskonzept der Biaxialversuche

Kapitel 3

Numerische Untersuchungen mit *ABAQUS*

Die Problemstellung wurde mit Hilfe der Finite Elemente Software von *Dassault Systèmes ABAQUS/CAE 2019* [3] (Complete *ABAQUS* Environment (CAE) - vollständige *ABAQUS*-Umgebung) untersucht. Aufgrund des stark nichtlinearen Verhaltens des Problems kommt das explizite (*ABAQUS/Explizit*) Zeitdiskretisierungsschema zum Einsatz. Die Konstruktion weist hohe Nichtlinearitäten auf, wie zum Beispiel:

- nichtlineare Verformungen
- Materialeigenschaften und Materialmodelle
- komplizierte Kontaktbeziehungen

Die *ABAQUS*-Softwareumgebung ermöglicht es nicht, mit Einheiten zu arbeiten, daher werden die folgenden, in Tab. 3.1 [2] markierten konsistenten Einheiten für die Modellierung gewählt.

Tab. 3.1: Konsistente Einheiten

Quantity	SI	SI (mm)	US Unit (ft)	US Unit (inch)
Length	m	mm	ft	in
Force	N	N	lbf	lbf
Mass	kg	tonne (10^3 kg)	slug	lbf s ² /in
Time	s	s	s	s
Stress	Pa (N/m ²)	MPa (N/mm ²)	lbf/ft ²	psi (lbf/in ²)
Energy	J	mJ (10^{-3} J)	ft lbf	in lbf
Density	kg/m ³	tonne/mm ³	slug/ft ³	lbf s ² /in ⁴

3.1 Nichtlineare FEM Analyse

3.1.1 Quasi-statische Analyse

Die Hauptanwendung des *ABAQUS/Explicit*-Moduls ist die Modellierung von Hochgeschwindigkeitsphänomenen mit hohen kinematischen Energien und Trägheitskräften. Beispiele für solche Phänomene sind der Aufprall eines Gewehrprojektils oder der Zusammenstoß von Autos. Es handelt sich um ein Verfahren mit einer hohen Belastungsrate. In vielen Fällen wird bei einem Körper, der einer bestimmten dynamischen Einwirkung ausgesetzt ist, die Last in so kurzer Zeit auf den Körper aufgebracht, dass die entstehenden Trägheitskräfte zu lokalen Verformungen und Spannungskonzentrationen führen, insbesondere am Ort der Einwirkung (siehe Abb. 3.1).

In diesen Fällen erfährt der Körper eine Belastung mit hoher Belastungsrate. Um eine stabile Simulation im Falle einer Metallverformung zu erhalten, wird empfohlen, dass die Geschwindigkeit



Abb. 3.1: Wellenausbreitung in der Materie mit kleiner bzw. mit großer Belastungsrate [2, S. 512]

der Lastaufbringung weniger als 1% der Wellenausbreitungsgeschwindigkeit beträgt [2]. Die Wellenausbreitungsgeschwindigkeit liegt bei etwa 5000 m/s in Stahl und $3000\text{-}4400 \text{ m/s}$ im Beton, so dass eine Geschwindigkeit von weniger als 30 m/s empfohlen wird [2]. Aus den in dieser Studie verwendeten Materialmodellen ergibt sich nach Formel 3.8 eine Ausbreitungsgeschwindigkeit von 4036 m/s in Beton und 6001 m/s in Stahl [15]. Wie sich die zu große Belastungsrate auswirkt, zeigt das Beispiel aus dem *ABAQUS*-Handbuch (Abb. 3.2) [2, S. 514], bei dem ein völlig starrer Zylinder mit einer Stahlstange kollidiert. Abb. 3.2b zeigt die lokale Verformung eines Stahlstabs bei dieser Aufprallsimulation, die durch eine zu hohe Belastungsrate verursacht wird.

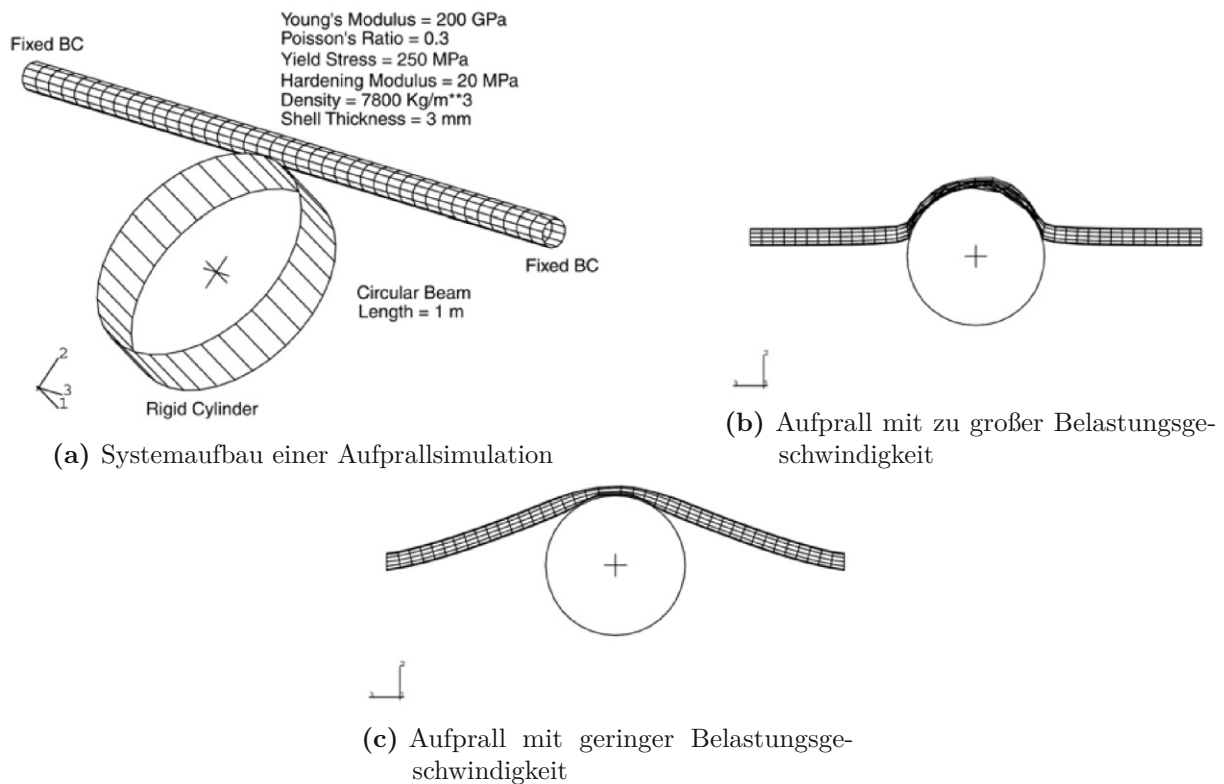


Abb. 3.2: Veranschaulichung des Unterschiedes der Belastungsgeschwindigkeit [2, S. 514]

In einigen quasi-statischen Beispielen schlägt *ABAQUS* eine Belastungszeit vor, die dem 10-fachen der kleinsten natürlichen Eigenfrequenz des Systems entspricht [2, S. 515]. Es ist zwar möglich, die Eigenfrequenz von einfacheren Systemen mit Hilfe der Software zu bestimmen, aber im Falle dieser Diplomarbeit ist dies bei einer so hohen Anzahl von Bauteilen und einer so großen Anzahl von Kontaktdefinitionen nicht möglich. Dementsprechend wurde iterativ eine

relativ optimale Belastungsrate ermittelt, wobei die Kurven der kinetischen und inneren Energie berücksichtigt wurden. Diese Rate beträgt eine Verschiebegeschwindigkeit von $10 \text{ mm}/0,5 \text{ s}$ des Deckblechs, was einer Belastungsgeschwindigkeit von $0,02 \text{ m/s}$ entspricht. Für diese Struktur führt dieser Wert zu Ergebnissen, die innerhalb der quasi-statischen Grenzen für die Energiekurven bei weggesteuerter Querbelastung liegen.

Da das dynamische explizite Modul der ABAQUS-Software zur Untersuchung des Problems verwendet wurde, musste der Prozess eingeschränkt werden, damit die Berechnung quasi-statisch blieb und nicht in den dynamischen Bereich eintrat. Geht man von einer quasi-statischen Berechnung aus, sollten die Auswirkungen von Trägheitskräften vernachlässigbar sein. Dies bedeutet, dass das erste *Cauchy-Euler'sche* (*Auguste Louis Cauchy 1829*) lokale dynamische Bewegungs- und Gleichgewichtsgesetz eines materiellen Punktes nach Gl. 3.1 [9] für den Fall verschwindender Trägheitskräfte erfüllt sein muss:

$$\rho a = \rho \frac{\partial^2 x}{\partial t^2} = \text{div}(\sigma) + f \quad (3.1)$$

Anders formuliert [1, S. 1.5.5–2],

$$\rho \frac{dv}{dt} = \frac{\partial}{\partial x} \sigma + f \quad (3.2)$$

wobei die Komponenten wie folgt bezeichnet sind:

- ρ ... Massendichte
- v ... Geschwindigkeit
- x ... Lagevektor
- t ... Zeit
- a ... Beschleunigung
- σ ... *Cauchy'sche* Spannungstensor
- f ... Volumskräfte
- ρa ... Trägheitskräfte

Trägheitskräfte sind vernachlässigbar $\rho a \ll (\text{div}(\sigma) + f)$, wenn entweder die Beschleunigung oder die Massendichte des Materials im Vergleich zu den anderen Komponenten der Gleichung klein genug ist.

Obwohl die Größe der Materialdichte in der Gleichung für das Problem konstant ist, wurde sie geändert, um die Geschwindigkeit der Berechnung zu erhöhen. Weitere Informationen hierzu befinden sich in Kap. 3.1.3 Rechenoptimierung - Massenskalierung.

Das zweite Kriterium besteht darin, Beschleunigungen und Geschwindigkeiten unter Kontrolle zu halten. Die Auswirkungen sind an den von der Software ausgegebenen Kurven der kinetischen Energie zu erkennen. Während des gesamten Prozesses wurden die Energiekurven kontinuierlich überwacht.

Daraus folgt, dass die kinetische Energie (*ALLKE*) im Verhältnis zur inneren Energie (*ALLIE*) ausreichend niedrig bleiben muss.

Weitere Informationen zur Energiebilanz und Plausibilität sind in Kap. 3.1.2 und Kap. 4.5 zu finden.

3.1.2 Energiebilanz

Die Entwicklung der Energien spielt bei der Bewertung einer dynamischen Simulation eine äußerst wichtige Rolle. Die in Tab. 3.2 aufgeführten Energiekomponenten können durch die Software aufgezeichnet werden.

Tab. 3.2: Energieausgangsvariablen in *ABAQUS* für das Gesamtmodell [2, 17, S. 9–29]

Variable Name	Energy Quantity
ALLIE	Internal energy, E_I : $ALLIE = ALLSE + ALLPD + ALLCD + ALLAE + ALLDMD + ALLDC + ALLFC$.
ALLKE	Kinetic energy, E_{KE} .
ALLVD	Viscous dissipated energy, E_V .
ALLFD	Frictional dissipated energy, E_{FD} .
ALLCD	Energy dissipated by viscoelasticity, E_{CD} .
ALLWK	Work of the external forces, E_W .
ALLPW	Work done by contact penalties, E_{PW} .
ALLCW	Work done by constraint penalties, E_{CW} .
ALLMW	Work done by propelling added mass (due to mass scaling), E_{MW} .
ALLSE	Elastic strain energy, E_E .
ALLPD	Inelastic dissipated energy, E_P .
ALLAE	Artificial strain energy, E_A .
ALLIHE	Internal heat energy, E_{IHE} .
ALLHF	External heat energy through external fluxes, E_{HF} .
ALLDMD	Energy dissipated by damage, E_{DMD} .
ALLDC	Energy dissipated by distortion control, E_{DC} .
ALLFC	Fluid cavity energy (negative of work done by fluid cavities), E_{FC} .
ETOTAL	Energy balance: $E_{TOT} = E_I + E_V + E_{FD} + E_{KE} + E_{IHE} - E_W - E_{PW} - E_{CW} - E_{MW} - E_{HF}$.

Aus den Beziehungen zwischen diesen Komponenten lassen sich wertvolle Informationen über den Prozessablauf ableiten. Nach dem Energieerhaltungssatz sollte die Summe der Gesamtenergie während der gesamten Simulation konstant sein. In dem anfänglichen Inertialsystem sind die Elemente anfangs unbewegt, sie befinden sich in Ruhe, und daher beginnt die Berechnung bei null Energie. Zu Beginn gibt es keine kinetische oder andere Form von Energie im System, daher muss die Gesamtenergie in der Analyse zu jedem Zeitpunkt gleich Null sein ($ETOTAL=0$).

3.1.3 Rechenzeitoptimierung - Mass Scaling

In der Realität findet ein physikalischer Belastungsprozess innerhalb eines bestimmten Zeitraums, einer Periode statt. Der Einfachheit und Klarheit halber wird diese Zeitspanne im Rahmen dieser Simulationen mit 1 s angegeben. Bei der Berechnung wird diese Zeitspanne durch das minimale stabile Zeitinkrement aller Elemente geteilt. Dieses würde sich im ungedämpften Fall wie folgt bestimmen [2]:

$$\Delta t_{stable} = \frac{2}{\omega_{max}} \quad (3.3)$$

Im gedämpften Fall lautet es [2]:

$$\Delta t_{stable} = \frac{2}{\omega_{max}} (\sqrt{1 + \xi^2} - \xi) \quad (3.4)$$

Die Variablen in der Gleichung sind:

- Δt_{stable} ... minimales stabiles Zeitinkrement
- ω_{max} ... höchste Frequenz im System
- ξ ... Anteil der kritischen Dämpfung/des Dämpfungsgrades

Der Anteil der kritischen Dämpfung/des Dämpfungsgrades wird nach Formel 3.5 aus dem Verhältnis der Dämpfungskonstante d zur kritischen Dämpfungskonstante d_k berechnet.

$$\xi = \frac{d}{d_k} \quad (3.5)$$

Bei expliziten Modellen wird immer ein minimaler Dämpfungsgrad berücksichtigt, um das hochfrequente Schwingungsphänomen zu kontrollieren [2]. Die höchste Frequenz des gesamten Systems ist aufgrund der hohen Komplexität der Kontaktdefinitionen schwierig zu berechnen. Aus diesem Grund wird sie vereinfacht, indem die Struktur Element für Element betrachtet und die höchste Frequenz Element für Element bestimmt wird.

Die höchste Schwingungsform in jedem Element ist die sogenannte *dilatational form* (Schallausbreitung in der Materie), die in allen Fällen eine höhere Frequenz hat als die Frequenz des gesamten Systems [2]. Auf dieser Grundlage kann das minimale stabile Zeitinkrement der einzelnen Elemente wie folgt berechnet werden,

$$\Delta t_{stable} = \frac{L^e}{c_d} \quad (3.6)$$

wo

- L^e ... Länge der einzelnen Elemente
- c_d ... Wellenausbreitungsgeschwindigkeit des Materials

Die Wellenausbreitungsgeschwindigkeit in der Materie in einem Stabelement kann wie folgt ermittelt werden:

$$c_{d,Stab} = \sqrt{\frac{E}{\rho}} \quad (3.7)$$

Für Volumenelemente mit isotropen linearen Materialien lautet sie:

$$c_{d,Volumen} = \sqrt{\frac{E(1 - \nu)}{\rho(1 + \nu)(1 - 2\nu)}} \quad (3.8)$$

wobei

- E ... Elastizitätsmodul des Materials
- ρ ... Massendichte
- ν ... Poissonzahl

Die Berechnung basiert auf dem Minimum des kleinsten stabilen Zeitinkrements aller Elemente. Die gesamte Simulationszeit wird durch diese Zahl geteilt und ergibt die Anzahl der Inkremente. Die Rechenzeit eines Prozessors ist direkt proportional zur Anzahl der Inkremente. Bei größeren Modellen und gegebener Rechenleistung kann die resultierende Berechnungszeit zu lang sein. Um die Berechnungszeit zu verkürzen, kann die Elementkantenlänge der finiten Elemente erhöht oder die Masse künstlich um einen Faktor vergrößert werden.

Bei den Modellen dieser Diplomarbeit erweist sich ein weniger feines FE-Netz (durchschnittliche Elementkantenlänge $\approx 7,5\text{mm}$) als zu grob (siehe Kap. 4.5.2). Bei einer Periodendauer von einer Sekunde geht die Berechnung jedoch in der Berechnungszeitbeschränkung von 72 Stunden nicht aus (siehe Kap. 3.3.5), weshalb die Funktion MassScaling (Massenskalierung) verwendet wurde, um die Massendichte ρ bei jedem Element um den Faktor $f=10$ zu erhöhen. Für dynamische Studien wird empfohlen, eine lokale Massenskalierung anstelle einer modellweiten Massenskalierung festzulegen, damit nur die kleinsten Elemente eine künstliche Erhöhung der kinetischen Energie erfahren, die mit der Massenskalierung verbunden ist.

Durch Erhöhung des Massenfaktors um den Faktor f^2 kann das minimale stabile Zeitinkrement um den Faktor f erhöht werden. Die Massenrohndichte ρ multipliziert mit dem Faktor $f^2 = 100$ verringert die Wellenausbreitungsgeschwindigkeit c_d um Faktor $f = 10$ und dadurch das stabile Zeitinkrement [15, S. 124]. Die Inkrement-Anzahl errechnet sich als Periode/Zeitinkrement ($T/\Delta t_{stable}$) und die Rechenzeit kann auf diese Weise um den Faktor $\frac{1}{\sqrt{100}} = 0,1$ reduziert werden. Wenn sich die Masse ändert, ändert sich auch die kinetische Energie, was zu großen Trägheitskräften im Modell führen kann. Es ist wichtig, dass die quasi-statischen Kriterien weiterhin erfüllt werden. In Abb. 3.3 und Abb. 3.4 ist zu erkennen, dass eine Erhöhung des Massenskalierungsfaktors von $f = 1$ auf $f = 100$ zu einem Zuwachs der kinetischen Energie und des Verhältnisses von kinetischer und innerer Energie führt. Dieser Anstieg beträgt bei einer früheren Modellversion von Versuchskörper VK1/4 etwa 70 %.

Im Folgenden wird der **f** - Faktor als **ms** - MassScaling bezeichnet.

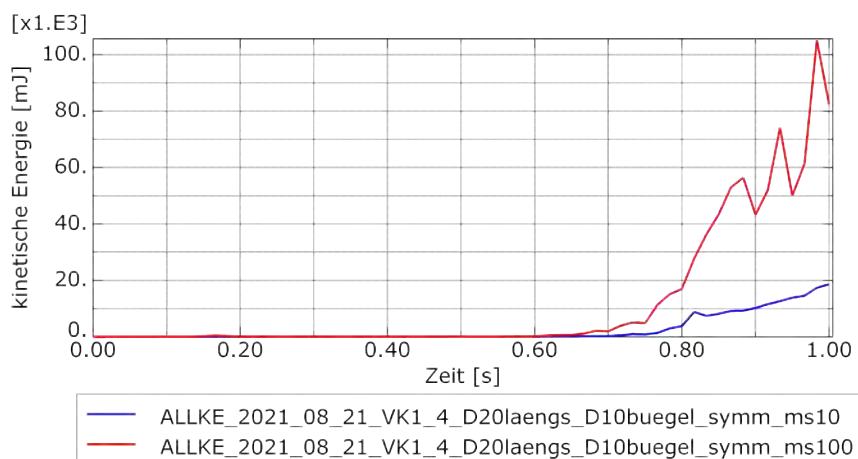


Abb. 3.3: kinetische Energie (*ALLKE*) in [*mJ*]

Für solche Fälle, in denen nur lokal kleine Elemente vorhanden sind, bietet die Software die Möglichkeit, eine separate Massenskalierung nur für einige vordefinierte Modellbereiche (in engl. *Sets*) zu definieren, was zu größeren Massen nur lokal und nicht für das gesamte Modell führt.

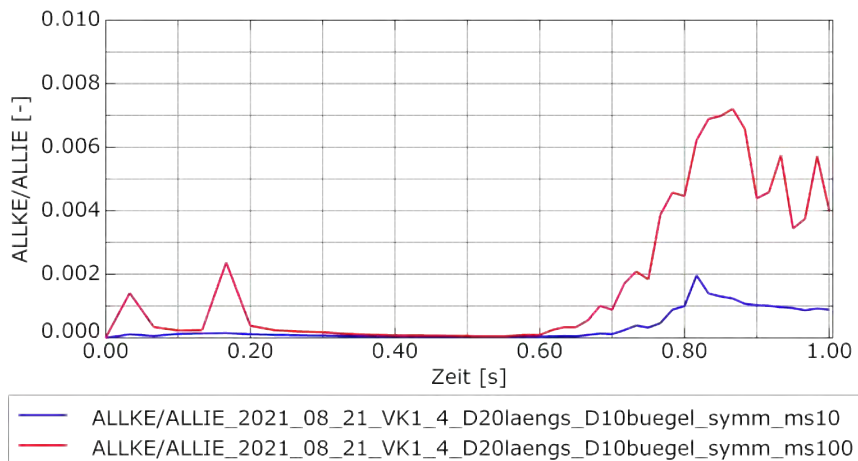


Abb. 3.4: Verhältnis zwischen kinetischer und innerer Energie ($ALLKE/ALLIE$)[-]

Eine solche lokalisierte Stelle könnte zum Beispiel ein sehr feines FE-Netz eines Kopfbolzendübels sein, welches in einem Betonkörper eingebettet ist.

3.2 Angewandte Materialmodelle

3.2.1 Materialmodell des Betons

Die Grundlagen des *Concrete Damaged Plasticity (CDP)* Modells, das auf plastischer Schädigung beruht, wurden von *Lee und Fenves*¹ (1998) festgelegt. Bei CDP wird das Kontinuum nicht beschädigt, es entstehen keine Spalten oder Risse während der Simulation. Es wird angenommen, dass die Risse über die Elemente verschmiert sind. Beton verhält sich bei geringem hydrostatischem Druck spröde, wobei das Versagen entweder durch das Reißen der Zugzone oder durch das Zerbrechen der Druckzone erfolgt.

Bei großem hydrostatischem Druck wird die Rissausbreitung verhindert. Die Makrostruktur des Betonmaterials wird durch das Kollabieren der Mikrostruktur duktil und nicht mehr spröde beschädigt [1].

Aufgrund dieser Wirkungsweise wird empfohlen [1, S. 4.5.2–1], einen Grenzwert für die hydrostatischen Spannungen festzulegen, der nicht größer ist als das 5-Fache der maximalen Druckspannungen unter einachsiger Kompression.

Das Materialmodell wird zunächst für den Fall der einachsigen Belastung betrachtet und dann für allgemeine Fälle nach *Lee und Fenves* [11] erweitert.

Die Schädigung des Betons in der Konstruktion wird durch eine skalare inhomogene Reduktionsvariable d beschrieben. Im Zugbereich wird diese als d_t , im Druckbereich als d_c bezeichnet. Die beiden Werte beschreiben die Schädigung der einzelnen Elemente und nehmen Werte zwischen 0 und 1 an. 1 bedeutet eine vollständige Schädigung des Elements, 0 bedeutet keine Schädigung.

Im Laufe der Zeit und der Simulation werden die Schädigungsparameter der Elemente gespeichert, und bei zyklischen Verformungen erhalten die Elemente aufgrund der vorhandenen

¹J. Lee und G. L. Fenves. „Plastic-Damage Model for Cyclic Loading of Concrete Structures“. In: *Plastic-Damage Model for Cyclic Loading of Concrete Structures* (1998), S. 892–900.

Schädigungsparameter eine Steifigkeitsreduktion, die eine Spannungsreduktion bewirkt.

Dementsprechend sind die Cauchy'sche Spannungen $\boldsymbol{\sigma}$ wie folgt definiert:

$$\boldsymbol{\sigma} = (1 - d)\bar{\boldsymbol{\sigma}} \quad (3.9)$$

Die effektive Spannung $\bar{\boldsymbol{\sigma}}$ lautet als,

$$\bar{\boldsymbol{\sigma}} = (1 - d)\mathbf{D}_0^{el} : \boldsymbol{\varepsilon} - \boldsymbol{\varepsilon}^{pl} \quad (3.10)$$

wobei \mathbf{D}_0^{el} die anfängliche elastische Steifigkeit (unbeschädigte Steifigkeit) des Systems beschreibt.

Die Gesamtverzerrungen $\boldsymbol{\varepsilon}$ setzen sich aus der Summe der elastischen und plastischen Verzerrungen zusammen:

$$\boldsymbol{\varepsilon} = \boldsymbol{\varepsilon}^{el} + \boldsymbol{\varepsilon}^{pl} \quad (3.11)$$

Abb. 3.5 stellt dar, wie sich die Schädigungsparameter d auf die elastische Anfangssteifigkeit des Materials E_0 infolge der Schädigungsentwicklung auswirken.

Nach Takács [19] definieren die Werte des CDP-Modells in Tab. 3.4 den Druckbereich, in Tab. 3.3 den Zugbereich. In diesem Betonmaterialmodell wird von einer maximalen Gesteinskörnung von $d_{max} = 32 \text{ mm}$ ausgegangen. Bei Verwendung anderer Gesteinskörnungen soll das Modell entsprechend angepasst und modifiziert werden.

Die definierten Materialdiagramme sind in Abb. 3.7 und Abb. 3.6 dargestellt.

Andere Parameter, die das plastische Verhalten des CDP-Modells beeinflussen, sind wie folgt definiert:

- **Dilatationswinkel ψ** : Wird mit dreiaxialem Druckversuch bestimmt, im *ABAQUS*-Modell beträgt dieser Wert 36° als Standardwert.
- **Exzentrizität ε** : Die Strömungspotentialexzentrizität ist $\varepsilon = 0, 1$, der als Standardwert im *ABAQUS* definiert ist.
- **Quotient aus equibiaxialen und uniaxialen Druckfließspannungen des Betons:** f_{b0}/f_{c0} (d.h. σ_{b0}/σ_{c0}): Nach experimentellen Untersuchungen nach Lubliner et al. [14] liegt dieser zwischen den Werten 1.10 bis 1.16.
- **Formfaktor K_c** : Verhältnis der zweiten Spannungsinvariante auf dem Zugmeridian. Nach Lubliner et al. [14] ist $K_c = 2/3$, wird im Falle hydrostatischer Spannungszustände benötigt. K_c kann grundsätzlich Werte zwischen $0, 5 < K_c \leq 1, 0$ annehmen.
- **Viskositätsparameter μ** : Stellt die Relaxationszeit eines viskoplastischen Modells in Sekundeneinheit dar. Bei quasi-statischen Untersuchungen werden diese Einflüsse nicht berücksichtigt, daher wird im Rahmen dieser Arbeit $\mu = 0$ gewählt [1, S. 4.5.2–13].

Tab. 3.3: Zugverhalten des Betons (C40/50) beim CDP-Modell

Materialeigenschaften	C40/50	Plastisches Verhalten	
		Dilatationswinkel	36 [°]
Beton Elastizität		Exzentrizität ϵ	0,1 [-]
Elastizitätsmodul E_{cm}	35.200 [N/mm ²]	Quotient der Spannungen f_{b0}/f_{c0}	1,16 [-]
Poissonzahl ν		0,2 [-]	Formfaktor K_c
Massendichte ρ	2,4 x 10 ⁻⁹ [tonne/mm ³]	Viskositätsparameter μ	0 [s]
Beton Zugverhalten		Beton Zugschädigung	
Zugspannung σ_t [N/mm ²]	Rissöffnung u_t [mm]	Schädigungsparameter d_t [-]	Rissöffnung u_t [mm]
3,509	0,000	0,000	0,000
2,868	0,010	0,180	0,010
2,344	0,020	0,330	0,020
1,915	0,030	0,450	0,030
1,511	0,042	0,570	0,042
1,046	0,060	0,700	0,060
0,698	0,080	0,800	0,080
0,381	0,110	0,890	0,110
0,208	0,140	0,940	0,140
0,114	0,170	0,970	0,170
0,062	0,200	0,980	0,200
0,052	0,209	0,990	0,209

Tab. 3.4: Druckverhalten des Betons (C40/50) beim CDP-Modell

Materialeigenschaften	C40/50	Plastisches Verhalten	
		Dilatationswinkel	36 [°]
Beton Elastizität		Exzentrizität ϵ	0,1 [-]
Elastizitätsmodul E_{cm}	35.200 [N/mm ²]	Quotient der Spannungen f_{b0}/f_{c0}	1,16 [-]
Poissonzahl ν		0,2 [-]	Formfaktor K_c
Massendichte ρ	2,4 x 10 ⁻⁹ [tonne /mm ³]	Viskositätsparameter μ	0 [s]
Beton Druckverhalten		Beton Druckschädigung	
Druckspannung σ_c [N/mm ²]	Plastische Verformung $\epsilon_{c,pl}$ [-]	Schädigungsparameter d_c [-]	Plastische Verformung $\epsilon_{c,pl}$ [-]
19,20	0,00000	0,000	0,00000
29,09	0,00007	0,000	0,00007
37,15	0,00020	0,000	0,00020
43,08	0,00039	0,000	0,00039
46,74	0,00064	0,000	0,00064
48,00	0,00096	0,000	0,00096
47,11	0,00128	0,019	0,00128
44,36	0,00165	0,076	0,00165
39,66	0,00208	0,174	0,00208
32,90	0,00257	0,315	0,00257
29,02	0,00294	0,395	0,00294
24,70	0,00386	0,485	0,00386
20,36	0,00531	0,576	0,00531
16,18	0,00728	0,663	0,00728
12,34	0,00978	0,743	0,00978
8,95	0,01279	0,813	0,01279
6,16	0,01631	0,872	0,01631
4,08	0,02034	0,915	0,02034
2,80	0,02489	0,942	0,02489
2,40	0,02993	0,950	0,02993
0,40	0,09999	0,990	0,09999

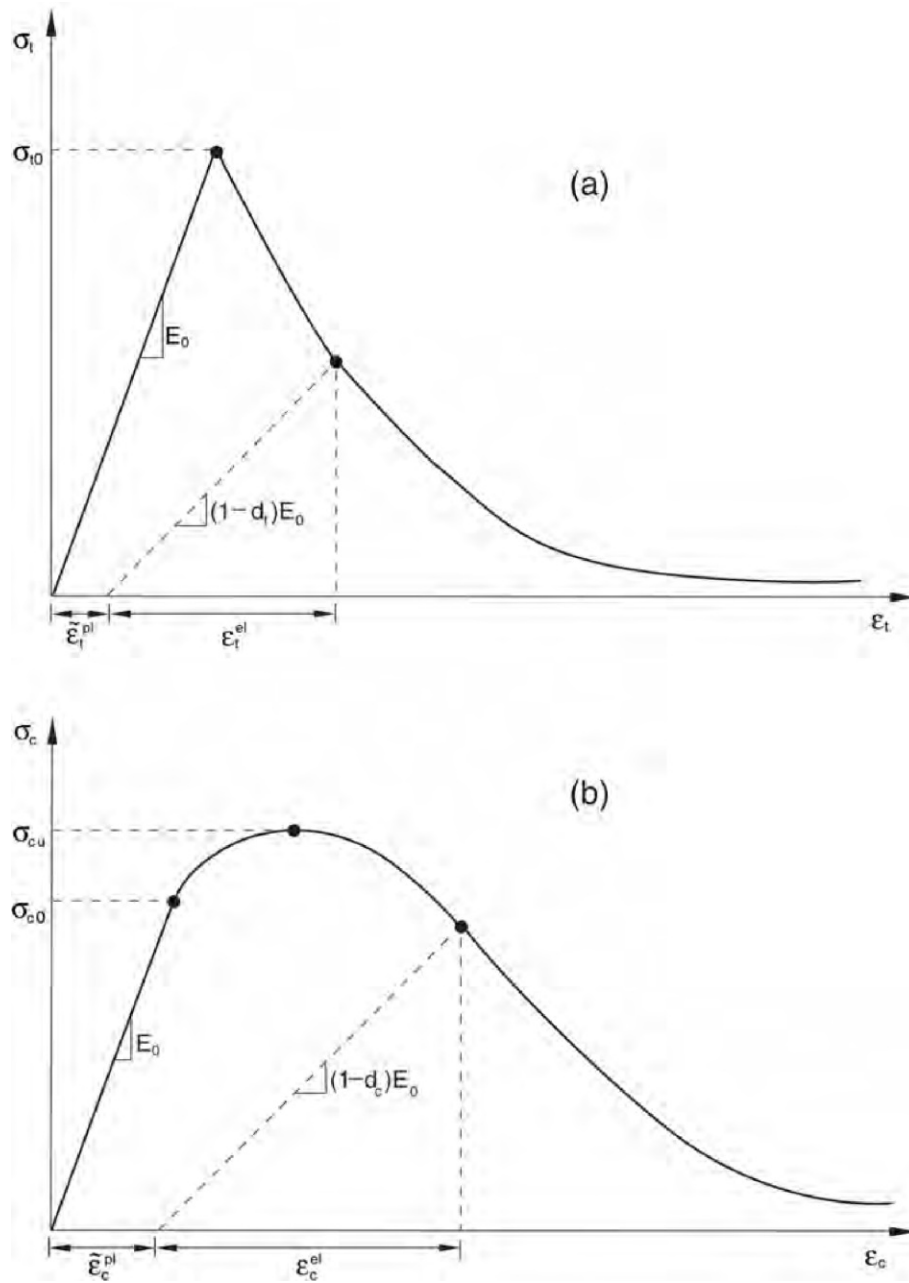
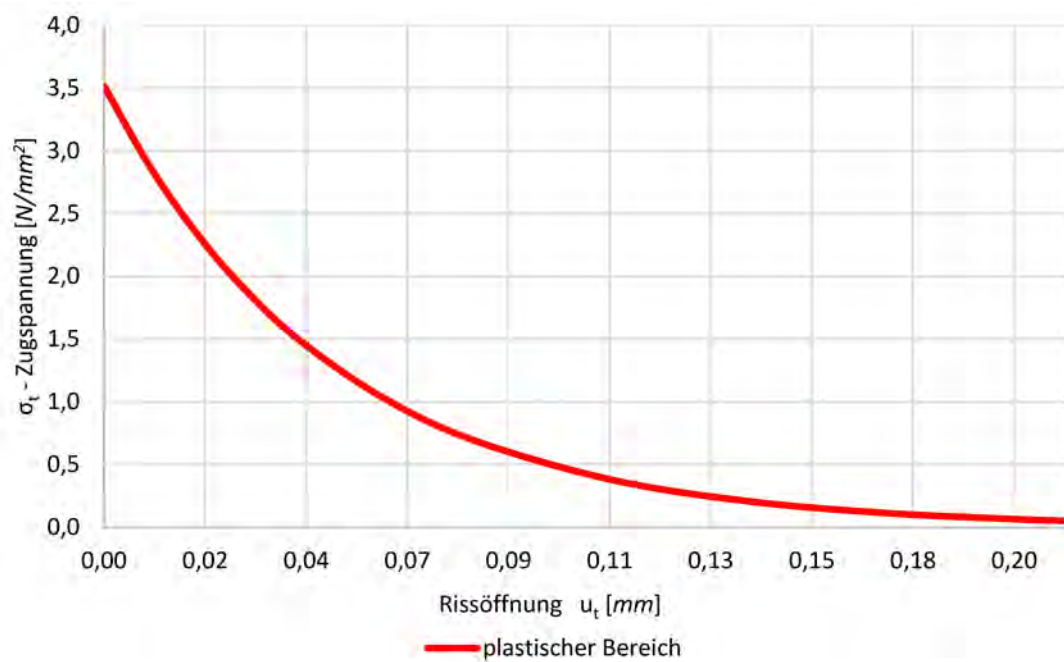
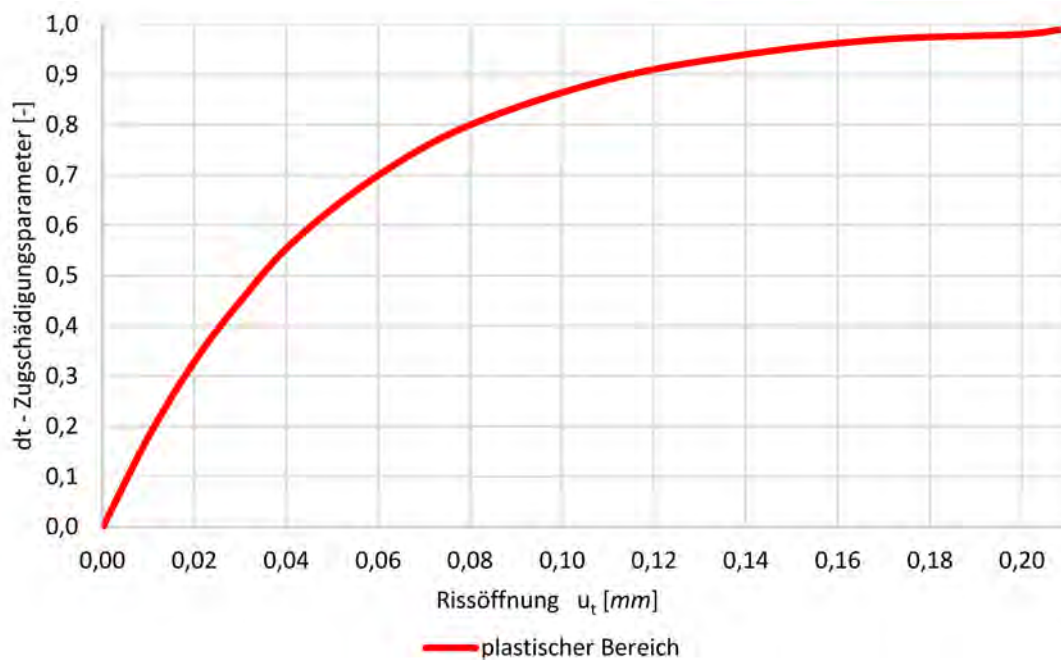


Abb. 3.5: Spannungs-Dehnungs-Diagramm des Betons bei einachsiger Belastung beim CDP-Modell im Zugbereich (a) im Druckbereich (b) [1, Figure 4.5.2-1]

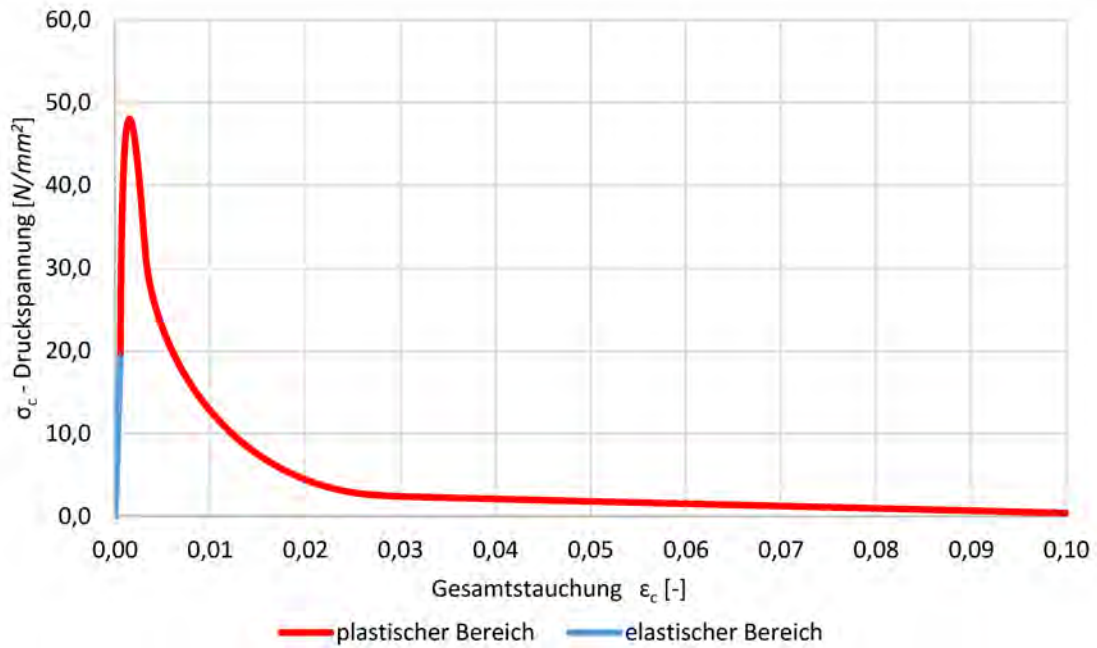


(a) Zugspannungs-Rissöffnungs-Diagramm beim CDP-Modell und Bruchenergiekriterium
 $G_f = 0,215 \text{ N/mm}$ (Fläche unter der Kurve)

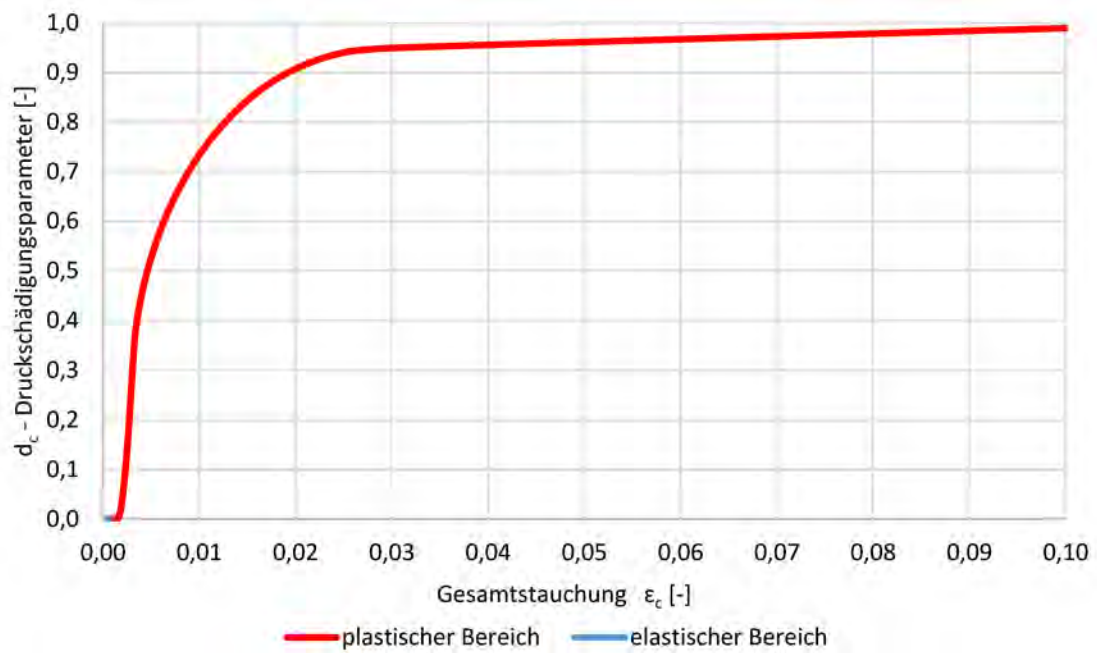


(b) Zugschädigungs-Rissöffnungs-Diagramm beim CDP-Modell

Abb. 3.6: Verhalten des Betonmodells im Zugbereich



(a) Druckspannungs-Stauchungs-Diagramm beim CDP-Modell



(b) Druckschädigungs-Stauchungs-Diagramm beim CDP-Modell

Abb. 3.7: Verhalten des Betonmodells im Druckbereich

3.2.2 Materialmodell des Baustahls

Im Rahmen der Biaxialversuche werden die Baustahlelemente aus Stahlsorte *S355* hergestellt. Für die Finite Elemente Analyse (FEA) wurde ein linear elastisches Materialmodell mit linearer Verfestigung gewählt (siehe Abb. 3.8). Nach Erreichen der plastischen Dehnung kommt es zu einem unbegrenzten Fließen des Materials. Es ist daher notwendig, die Spannungen und Dehnungen im Baustahl bei der Simulationsergebnissen zu überprüfen, um zu sehen, ob die Zugfestigkeit erreicht wurde. Wenn dies der Fall ist, sollte ein anderes Materialmodell implementiert werden, bei dem die Spannungen nach diesem Bereich abnehmen. Ein dafür geeignetes Modell ist: *Ductile Damage Metal Plasticity Model* (duktiler plastisches Schadensmodell für Metall) [17]. Obwohl der Baustahl in diesen Modellen an einigen Stellen zum Fließen kommt, verhält er sich viel duktiler als der Beton und erreicht die Zugfestigkeit während der Simulationen nie.

Tab. 3.5: Eingabewerte des Baustahls *S355*

Baustahl S355			
Elastisches Verhalten		Plastisches Verhalten	
Elastizitätsmodul E_a	210.000 [N/mm ²]	Spannung [N/mm ²]	Plastische Verformung [-]
Poissonzahl ν	0,3 [-]	355	0
Massendichte ρ	7,85 x 10 ⁻⁹ [tonne/mm ³]	470	0,18

Abb. 3.8 zeigt die angegebenen Werte des Materialmodells.

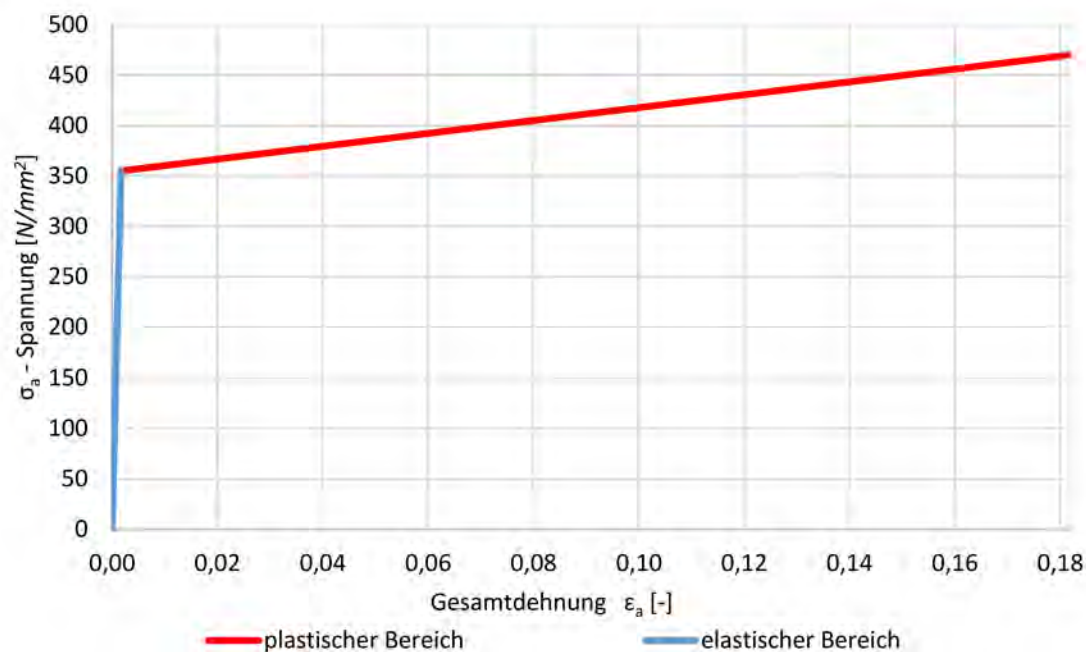


Abb. 3.8: Linear elastisches Materialmodell des Baustahls *S355* mit linearer Verfestigung

3.2.3 Materialmodell der Bewehrung

Für das Materialmodell der Bewehrung *B550B* wurde ebenfalls ein linear elastisches Modell mit linearer Verfestigung gewählt. Die implementierten Werte sind in Tab. 3.6 und in Abb. 3.9 zu finden. Die Bewehrung in diesen Modellen ergibt zwar auch an einigen Stellen Fließverhalten, ist aber viel duktiler als der Beton und wird nie die Festigkeitsgrenze erreichen.

Tab. 3.6: Eingabewerte der Bewehrung *B550B*

Bewehrung <i>B550B</i>			
Elastisches Verhalten		Plastisches Verhalten	
Elastizitätsmodul E_s	200.000 [N/mm ²]	Spannung [N/mm ²]	Plastische Verformung [-]
Poissonzahl ν	0,3 [-]	570	0
Massendichte ρ	$7,85 \times 10^{-9}$ [tonne/mm ³]	660	0,18

Abb. 3.9 zeigt die tabellierten Werte des Materialmodells.

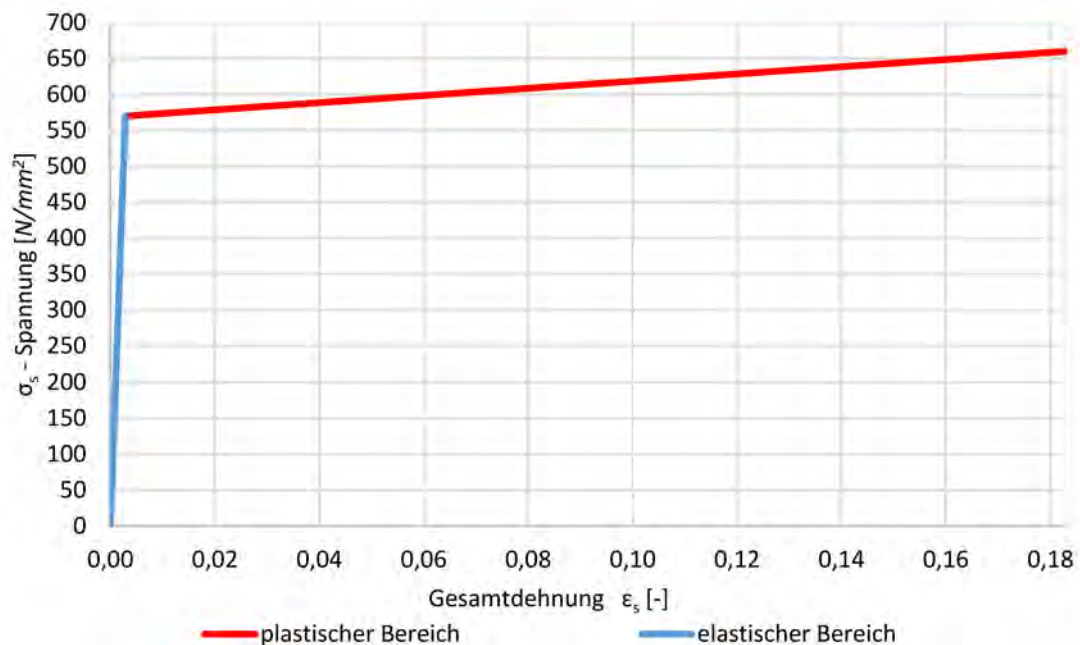


Abb. 3.9: Linear elastisches Materialmodell der Bewehrung *B550B* mit linearer Verfestigung

3.3 Wichtige Aspekte der Modellierung

3.3.1 Arten der verwendeten Elementkontakte

Embedded region constraint (eingebetteter Region-Zwang): Diese Zwangsbedingung ermöglicht den Anschluss einer Gruppe von Balken- oder Fachwerkelementen an einem Grundkörper „Host-Körper“ [17]. Bei der Modellierung wurden Bewehrungsstäbe mit B31-Balkenelementen in den dreidimensionalen Kammerbetonkörper eingebettet. Die Modellierung der auf die Dübelleisten aufgeschweißten Bewehrungen wurde auch mit Hilfe dieser Methode umgesetzt. Diese Elemente werden als Bewehrungsknaggen (in engl. *embedded rebar*) bezeichnet. Sie bestehen aus vielen horizontal liegenden Balkenelementen, bei denen die äußere Hälfte der Knaggen in der Dübelleiste und die innere Hälfte im Beton eingebettet ist (siehe Abb. 3.10). Es ist zu beachten, dass im CDP-Modell die Verankerungslänge der Bewehrung und damit der Haftschlupf zwischen Bewehrung und Beton nicht berücksichtigt wird, da die Knotenpunkte der beiden Elemente (Knotenpunkte der Bewehrung und des *Host*-Bereiches) miteinander verknüpft werden. Während im Modell eine vollständige Verankerung modelliert werden kann, ist es nicht möglich, diese Verankerung in der Realität zu gewährleisten. Um den Haftschlupf zu simulieren, muss auch die Bewehrung als dreidimensionaler Körper modelliert werden, wodurch sich die Berechnungszeit deutlich erhöhen würde.

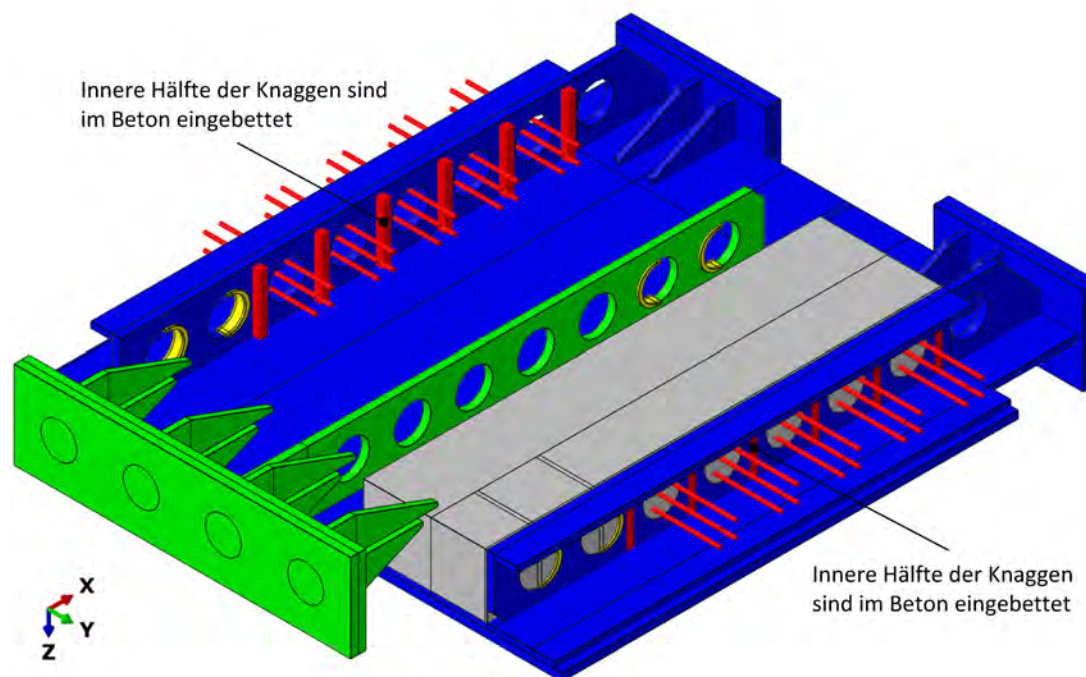


Abb. 3.10: Modellierung der Bewehrungsknaggen

Tie contact constraint (starrer Kontaktzwang): Es wurden *Tie*-Verbindungen verwendet, wo zwei Elemente entlang einer Schnittstelle verbunden sind. Auf diese Weise stehen die beiden Flächen in starrem Kontakt zueinander, so dass es zu keiner relativen Verschiebung zwischen ihnen kommt. Ein weiterer Vorteil dieser Verbindungsart ist, dass die FE-Netze der beiden Flächen unterschiedlich sein können [17]. Letzteres war

in mehreren Fällen aufgrund der Geometrie und der Berechnungszeitoptimierung unerlässlich. Abb. 3.11 zeigt ein Beispiel für eine *Tie*-Verbindung zwischen dem Deckblech und der mittleren Lochdübelleiste.

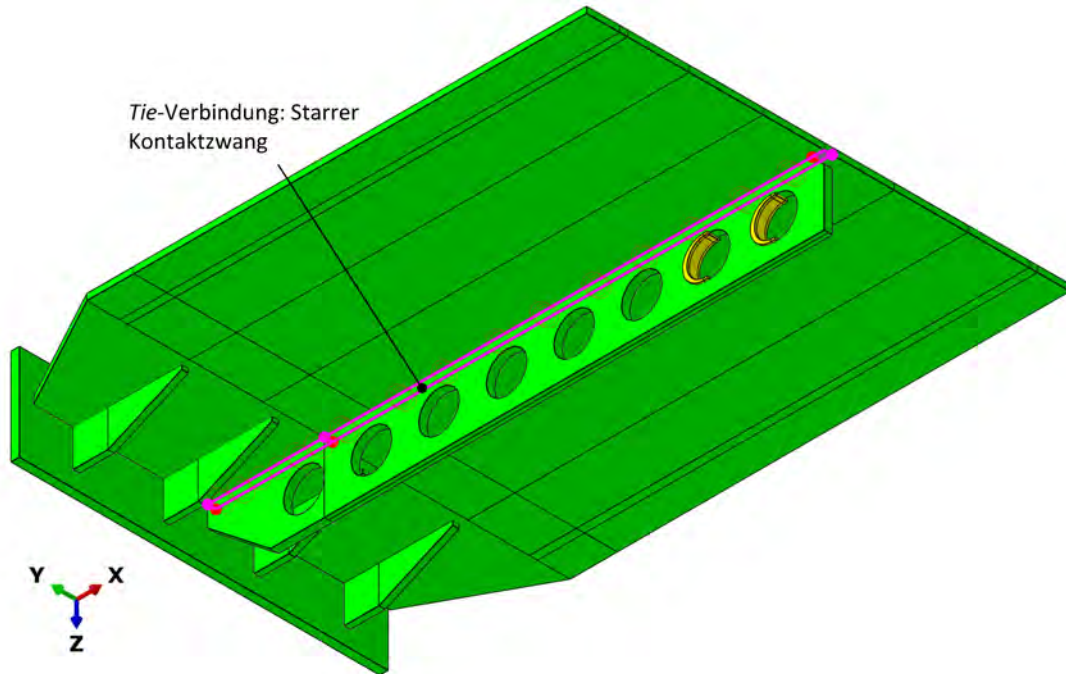


Abb. 3.11: *Tie*-Verbindung zwischen dem Deckblech und der mittleren Lochdübelleiste

MPC multi-point constraint (Mehrpunktzwang): Der MPC-Mehrpunktzwang kann verwendet werden, um die Kinematik einer Gruppe von *Slave*-Knoten mit einem *Master*-Punkt zu verbinden. Dieser *Master*-Punkt repräsentiert die Bewegung aller angeschlossenen *Slave*-Knoten [17]. Diese Beziehung wurde bei der Schubkrafteinleitung und bei den Stützpunkten verwendet, um die Lastaufnahme der *Master*-Punkte zu verfolgen. Die *Master*-Punkte bilden die diskreten Punkte (Referenzpunkte RP-1–RP-6) des statischen Modells, wobei die *Slave*-Knoten der Krafteinleitungsplatte und der Stützplatte/Lagerplatte angeschlossen sind. Bei der kinematischen Kopplung der *Slave*-Knoten mit dem *Master*-Knoten wird von vollständig gekoppelten Freiheitsgraden ausgegangen. Das bedeutet, dass sowohl die translatorischen Freiheitsgrade U_1 , U_2 , U_3 als auch die rotatorischen Freiheitsgrade UR_1 , UR_2 , UR_3 (siehe Abb. 3.12) gekoppelt sind.

Frictionless contact interaction (reibungloser Kontakt): Die meisten Kontaktbeziehungen zwischen den Konstruktionselementen innerhalb des Körpers sind nicht starre Kopplungen. Die Konstruktionselemente können sich relativ zueinander bewegen, sie können sich voneinander entfernen, aber sie können sich nicht gegenseitig durchdringen. Beispiele für solche Verbindungen sind der Kontakt zwischen dem Betonkern und dem Deckblech oder der Kontakt zwischen der mittleren Lochdübelleiste und der Bodenplatte. Bei zwei angeschlossenen Kontaktflächen muss eine *Master*- und eine *Slave*-Oberfläche definiert werden. Bei der Flächenzuordnung ist zu beachten, dass die Knoten der *Slave*-Fläche nicht in die *Master*-Fläche eindringen können (siehe Abb. 3.14), weshalb die Fläche mit dem feineren FE-Netz als *Slave*-Fläche

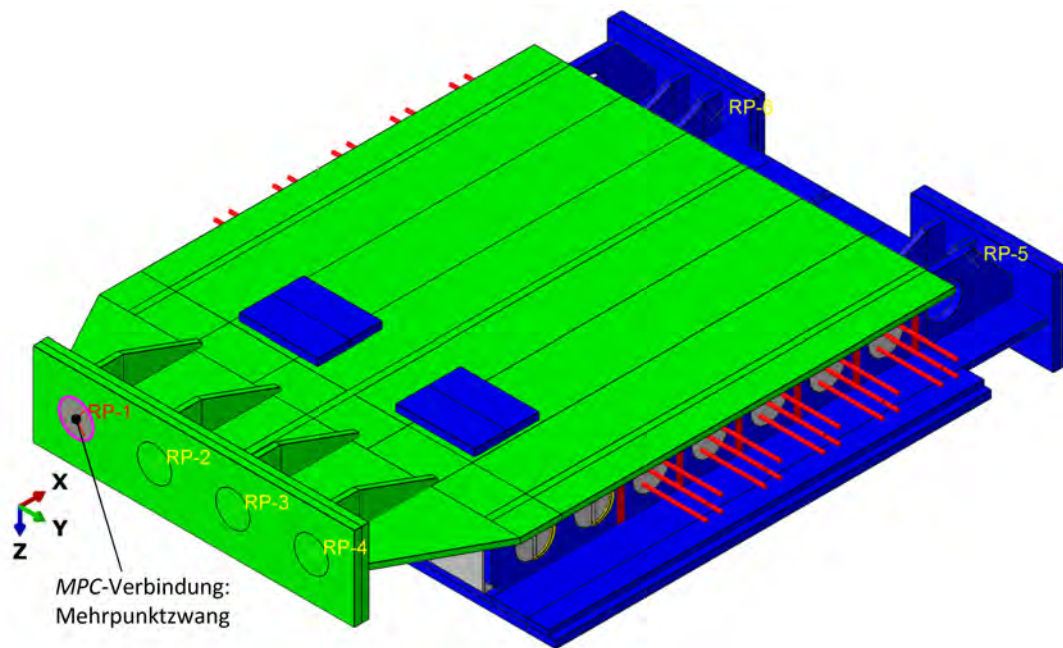


Abb. 3.12: MPC-Multipoint-Constraint an der Stelle der ersten Kräfteinleitung.

angegeben werden sollte. Außerdem ist es bei ähnlichen FE-Netzen ratsam, die Oberfläche mit Elementen aus weicherem Material als *Slave*-Fläche anzugeben [17].

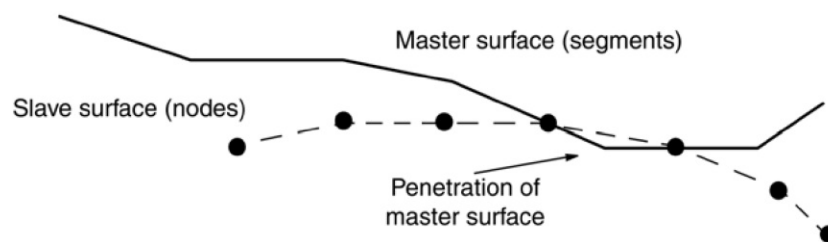


Abb. 3.13: *Master*-Knotenpunkte eindringen in die *Slave*-Oberfläche [2, S. 415]

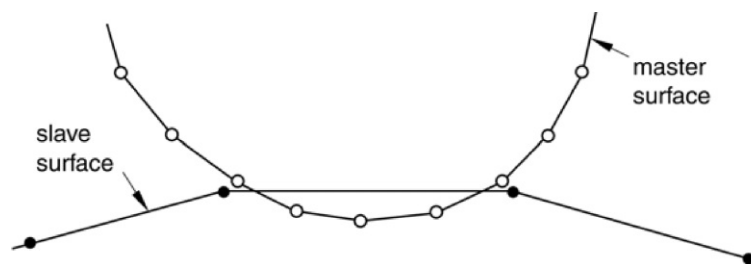


Abb. 3.14: *Slave*-Oberflächennetz ist zu grob [2, S. 460]

3.3.2 Arten der verwendeten Finite-Elemente

C3D8R ... Alle dreidimensionale Körper werden mit C3D8R-Elementen modelliert. Dieser Elementtyp gehört zur Familie der 3D-Kontinuums-elemente, hat einen Knoten an jedem seiner acht Scheitelpunkte und verwendet lineare Interpolation. Dieser

Elementtyp basiert auf der Methode der reduzierten Integration. Aufgrund der Eigenschaften dieses Elementtyps ist ein relativ feines FE-Netz erforderlich (siehe Kap. 4.5.2).

- B31** ... Das Element B31 ist ein Balken-Elementtyp mit 6 Freiheitsgraden (U_1, U_2, U_3 und UR_1, UR_2, UR_3) pro Knoten. Es ist dreidimensional, hat 2 Knoten und verwendet lineare Interpolation. Dieser Elementtyp ist für alle Bewehrungen vorgesehen. Darüber hinaus kann er auch Schubkräfte gegenüber die Fachwerkelemente (auf englisch *Truss element*) aufnehmen. Abb. 3.15 gibt einen Überblick über die ABAQUS-Elementfamilien. Ahmed² untersuchte einen Betonbalken unter Verwendung von Concrete Damaged Plasticity und B31-Bewehrungsmodellierung und stellte fest, dass die Modellierung auf diese Weise plausibel ist.

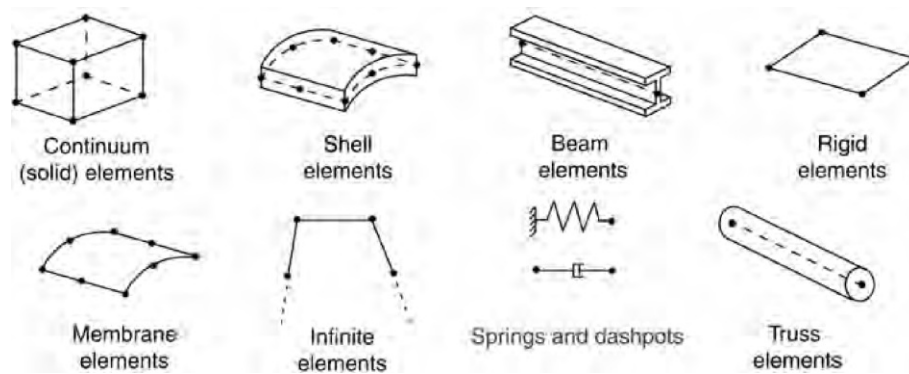


Abb. 3.15: Elementfamilien von ABAQUS [2, S. 84]

3.3.3 Belastungsvorgang

Die Belastung der Versuchskörper bei der Simulation erfolgt in zwei Schritten. Im ersten Schritt (*Step-1*) wird die gewünschte Dehnung, die in der Fahrbahnkonstruktion einer Trogbücke in Feldmitte vorhanden ist, auf die Probekörper in Form von Zugkräften aufgebracht. Einzellasten werden berücksichtigt, die kraftschlüssig am Ende der Bewehrungen angreifen. Diese Belastung wird als $1 \cdot ULS$ -Zug aus der Haupttragwirkung bezeichnet. Die genaue Bestimmung von $1 \cdot ULS$ -Laststufe wird in Kap. 4.1 näher erläutert. Dann beginnt der zweite Schritt (*Step-2*), bei dem die Schubverbindung bis zu einer Verschiebung des Deckblechs von 10 mm in Querrichtung belastet wird (siehe Abb. 3.17). Die Zugkräfte von *Step-1* sind konstant gehalten. Es wurde anstelle einer kraftgesteuerten Belastung eine weggesteuerte Belastung mit 10 mm Verschiebung des Krafteinleitungsblechs verwendet, um sicherzustellen, dass die Struktur nach dem Bruch nicht kinematisch wird. Mit Kraftsteuerung würde der Körper nach dem Bruch ins Unendliche fliegen wollen, womit die kinetische Energie in unzulässiger Weise ansteigen würde und das statische Gleichgewicht nicht mehr gegeben wäre. Die aufgebrachten Schubkräfte und die Reaktionskräfte wären nicht mehr im Gleichgewicht. Außerdem könnte das Verhalten der Versuchskörper nach dem Bruch nicht mehr beobachtet werden, und es könnten keine weiteren Ergebnisse analysiert werden.

Die Amplitudenkurven der Lasteinleitung über die Zeit sind in Abb. 3.16 dargestellt. Mit den Amplitudenfunktionen kann die Aufbringung der gegebenen Belastungsgrößen über die Zeit gesteuert und skaliert werden. Zum Beispiel: Die Zugbelastung ($1 \cdot ULS$) wird in einem Zeitraum

²A. Ahmed. „Modeling of a reinforced concrete beam subjected to impact vibration using ABAQUS“. In: *INTERNATIONAL JOURNAL OF CIVIL AND STRUCTURAL ENGINEERING* 4 (2014), S. 227–236.

von 0,5 s mit einer linearer Funktion von einer Amplitude von 0 [-] ($t=0$ s; $Zug=0 \cdot ULS$) bis zu einer Amplitude von 1 [-] ($t=0,5$ s; $Zug=1 \cdot ULS$) gesteigert, dann beginnt die zweite Phase mit dem Schubvorgang. Die Amplitudenfunktionen können völlig beliebig gewählt werden (Maximalwert ist auch beliebig), wodurch eine Skalierung der Belastungen möglich ist. Die Schubbelastung nimmt exponentiell zu, so dass die Ergebnisse in der früheren Phase des zweiten Zeitraumes (0,5-0,8 s) besser analysiert werden können. Auf diese Weise fallen mehrere Berechnungspunkte (*frames*) im Bereich der kleineren Verschiebungen. Bei einer Amplitude von 1 [-] des Schubes beträgt die Verschiebung 10 mm, und das Versagen tritt spätestens bei einer relativen Verschiebung von etwa 3,3 mm zwischen dem Deckblech und den Bodenblechen ein.

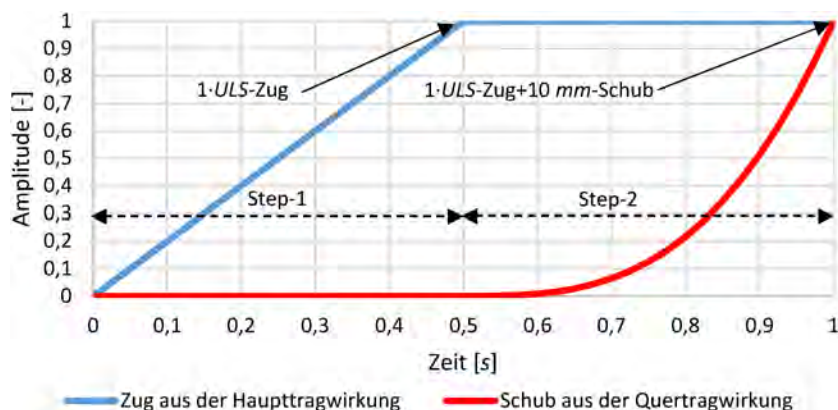


Abb. 3.16: Amplitudenverläufe der Zug- und der Schubbelastungen

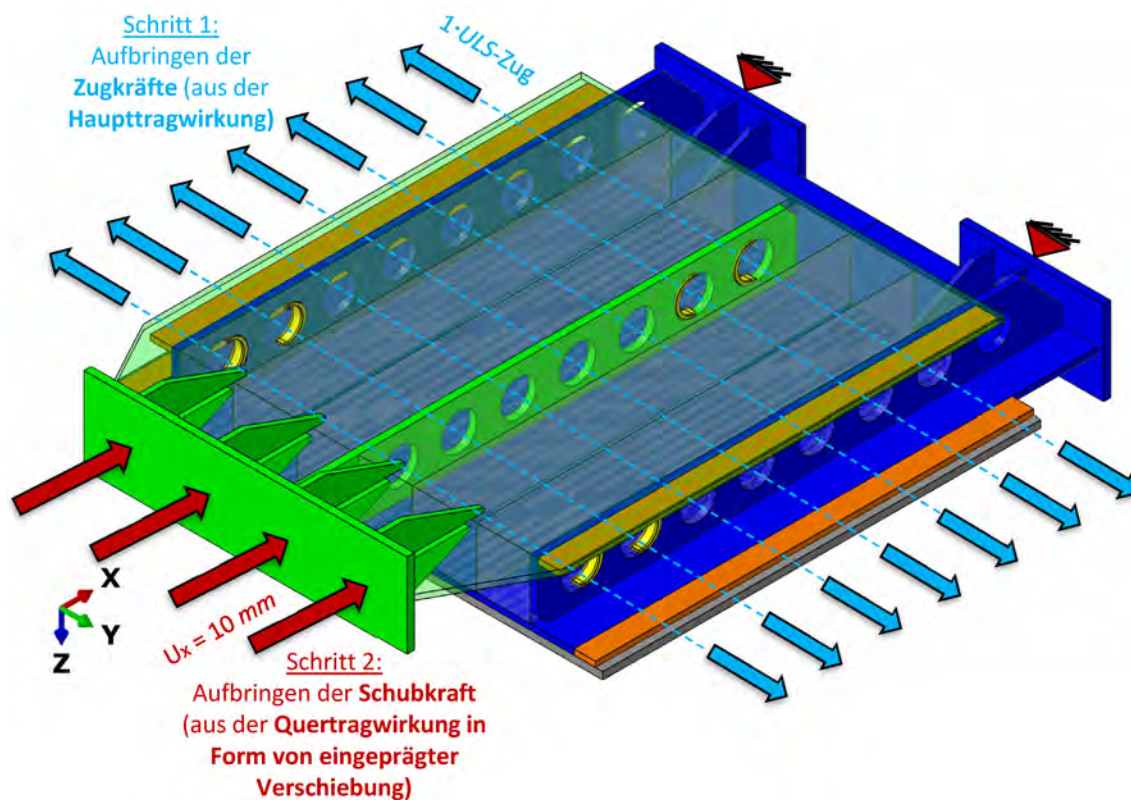


Abb. 3.17: Belastungsschritte: Step-1 und Step-2

3.3.4 Randbedingungen

Die in diesem Kapitel beschriebenen Randbedingungen (*Boundary Conditions*) gelten für alle VK1-Varianten außer Versuchskörper VK1/1, da hier keine Randbedingung für die Bewehrung vorliegt. Die Knotenfreiheitsgrade kann man nach Tab. 3.7 interpretieren.

Tab. 3.7: Freiheitsgrade der Knoten

Translationsfreiheitsgrade	Rotationsfreiheitsgrade
U1 = Translation in X	UR1 = Rotation um X
U2 = Translation in Y	UR2 = Rotation um Y
U3 = Translation in Z	UR3 = Rotation um Z

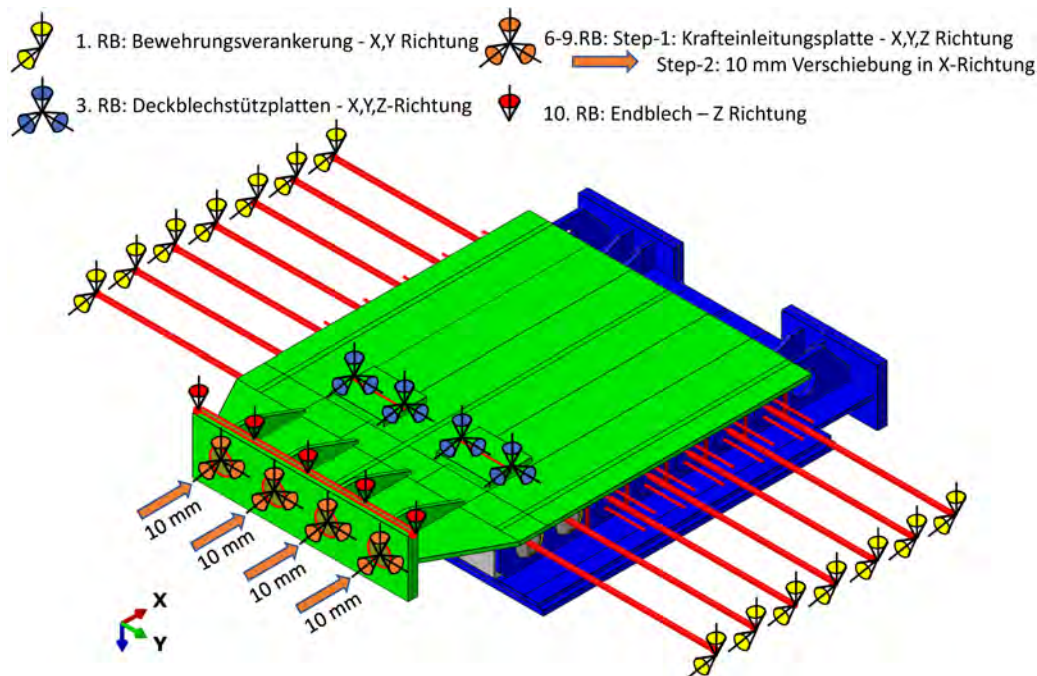
- 1. RB: Die Längsbewehrungen sind in den X und Z-Richtung (außer Versuchskörper VK1/1) verankert (siehe Abb. 3.18a).
- 2. RB: Die Auflagerplatte ist in X,Y und Z-Richtung fixiert (siehe Abb. 3.18b).
- 3. RB: Die Deckblechstützplatten sind in X,Y und Z-Richtung entlang einer Linie fixiert (siehe Abb. 3.18a).
- 4-5. RB: Kraftmessdosen sind in X,Y und Z-Richtung fixiert (siehe Abb. 3.18b).
- 6-9. RB: Die Krafteinleitungsplatte ist in *Step-1* in X,Y und Z-Richtung fixiert (siehe Abb. 3.18a), danach wird die Platte in *Step-2* in X-Richtung mit einer exponentiellen Amplitude (siehe Abb. 3.16) verschoben. Die Verschiebung beträgt 10 mm.
- 10. RB: Das Endblech des Deckblechs bei der Krafteinleitungsplatte ist in Z-Richtung fixiert, damit das Deckblech sich nicht nach oben biegen kann (siehe Abb. 3.18a).

Die Enden der Bewehrungen werden senkrecht zu ihrer Achse gelagert (1. RB.), damit sie bei der Verformung nicht frei schwingen und kinetische Energie erzeugen. Im Falle des realen Versuches werden sie seitlich im Prüfrahmen ähnlich fixiert. In X-Richtung ist natürlich die freie Bewegung erlaubt, damit die Zugkräfte ihre Wirkung ausüben können.

Die Deckblechkonstruktion (Kopfplatte bei der Krafteinleitung und Deckblech) wird an drei Stellen gelagert. An der Stelle der Kopfplatte wird die vertikale Verschiebung von oben verhindert (10. RB.), um die Aufwärtsbiegung des Deckblechs zu begrenzen. Frühere Simulationen haben gezeigt, dass dies sonst der Fall wäre und zu größeren vertikalen Kraftkomponenten in den ersten Betondübeln führen würde. Die zweite und dritte vertikale Lagerung erfolgt durch zwei zusätzliche Lagerplatten, die aus linearem elastischem Stahlmaterial modelliert sind und entlang einer Linie in allen drei Raumrichtungen fixiert sind. Dieser Lagertyp simuliert die Stützwirkung eines Gleitlagers und ermöglicht die Verschiebung des Deckblechs in die Y-Richtung.

Die Krafteinleitungsplatte wird in der Phase des Zuges in allen Richtungen gegen Verschiebung gestützt, in der Schubphase wird das Lager in X-Richtung freigegeben und in eine Verschiebung-Zwang umgewandelt (6-9. RB.). Die Angriffspunkte der Verschiebung sind die vier Referenzpunkte, die an die vier *MPC-Multipoint-Constraint*-Definitionen gebunden sind. Die an diesen Punkten erzeugten Kräfte werden während der Simulation aufgezeichnet und später als Belastungskräfte bezeichnet. Diesen Punkten gegenüber liegen die 2 Auflagerpunkte (4-5. RB.) die ebenfalls aufgezeichnet werden und als Auflagerkräfte genannt werden. Es wird Gleichgewicht zwischen

den Belastungs- und Auflagerkräften hergestellt, wodurch Plausibilität nachgewiesen wird. Auf der Auflagerplatte liegen die Versuchskörper auf, deswegen wird die Unterseite der Platte gegen Verschiebungen fixiert (2. RB.).



(a) Feste Freiheitsgrade auf der Oberseite des Modells



(b) Feste Freiheitsgrade auf der Unterseite des Modells

Abb. 3.18: Randbedingungen des *ABAQUS*-Modells

3.3.5 Finite-Elemente-Netz

Die endgültigen Berechnungen wurden mit Hilfe von *VSC-4 - Vienna Scientific Cluster System* [21] durchgeführt. Auf dieser Plattform kann eine bestimmte konstante Rechenleistung 72 Stunden lang ohne Unterbrechung genutzt werden. Die *ABAQUS*-Modelle ergaben die beste Rechenleistung pro Zeit bei *Multicore*-Verarbeitungseinstellungen mit 24 Prozessorkernen. Das Optimierungspotenzial liegt also in der optimalen Einstellung der Periodenzeit, der FE-Netzverfeinerung und der Massenskalierungsfunktionen im Modell sowie in deren Feinabstimmung untereinander. Die Feinheit des FE-Netzes (siehe Abb. 3.19) wird also durch diese Faktoren bestimmt, die nicht unbedingt mit der gewünschten FE-Dichte übereinstimmen. Die Anzahl der finiten Elemente in den Modellen beträgt etwa 800.000. Diese große Anzahl von Elementen in Verbindung mit Nichtlinearitäten und einer großen Anzahl von Kontakten erfordert eine enorme Rechenkapazität. Im Falle des dreiteiligen Betonkörpers (Randbereich, Dübelbereich bzw. Kammerbereich) wurde das FE-Netz mit einer durchschnittlichen Elementkantenlänge von 7,5 mm versehen, die im geometrisch weniger gestörten Kammerbereich auf 10 mm vergrößert wurde. Jene Konstruktionselemente des Modells, die für die Tragfähigkeit kritisch sind (z. B. die mittlere Lochdübelbleiste), wurden mit einem feineren FE-Netz versehen. Für die Auflagerplatte, die wenig Biegung erfährt, wurde eine Elementkantenlänge von 10 mm berücksichtigt. Die Blechdicke wurde im Fall der kritisch bezeichneten mittleren Dübelbleiste in vier Schichten (Elementkantenlänge = 5 mm), im Fall der Randdübelbleisten in drei Schichten (Elementkantenlänge = 6,67 mm) aufgeteilt. Wenn die Rechenleistung oder die verfügbare Rechenzeit nicht begrenzt ist, empfiehlt es sich, die aus reduzierten linearen hexahedrischen Elementen konstruierten Bleche in mindestens vier Schichten zu unterteilen. Dies trägt dazu bei, der *Hourglassing*-Effekt im System zu minimieren und sicherzustellen, dass die Bleche die richtigen Biegesteifigkeiten erhalten (weiteres dazu siehe Kap. 4.5.2).

3.4 Versuchskörper VK1-Varianten

3.4.1 Einleitung

Bei den Versuchen werden vier verschiedene Versuchskörpertypen untersucht (VK1; VK2; VK3; VK4). Den Hauptgegenstand der Diplomarbeit bilden die fünf Lösungen des ersten Versuchskörpertyps VK1 (VK1/1; VK1/2; VK1/3; VK1/4; VK1/5). Die folgende Tab. 3.8 gibt einen Überblick über die Unterschiede zwischen den Versuchskörper VK1-Varianten.

Tab. 3.8: Überblick der Versuchskörvarianten des Versuchskörper VK1-Typs

Versuchskörper	Zugbelastung pro Längsbew.	Querbelastung	Längsbew. pro Lochdübel	Querbewehrung pro Kammer	Bewehrungstyp
VK 1/1	-	10 mm	-	-	-
VK 1/2	31,24 kN	10 mm	-	-	-
VK 1/3	125,00 kN	10 mm	1Φ20	5Φ10	Bewehrungsmatte
VK 1/4	125,00 kN	10 mm	1Φ20	8x2Φ10 (Bügel)	Bügelbewehrung
VK 1/5	125,00 kN	10 mm	1Φ20	8x2Φ10 (Bügel)	Bügelbew. mit Stützblech

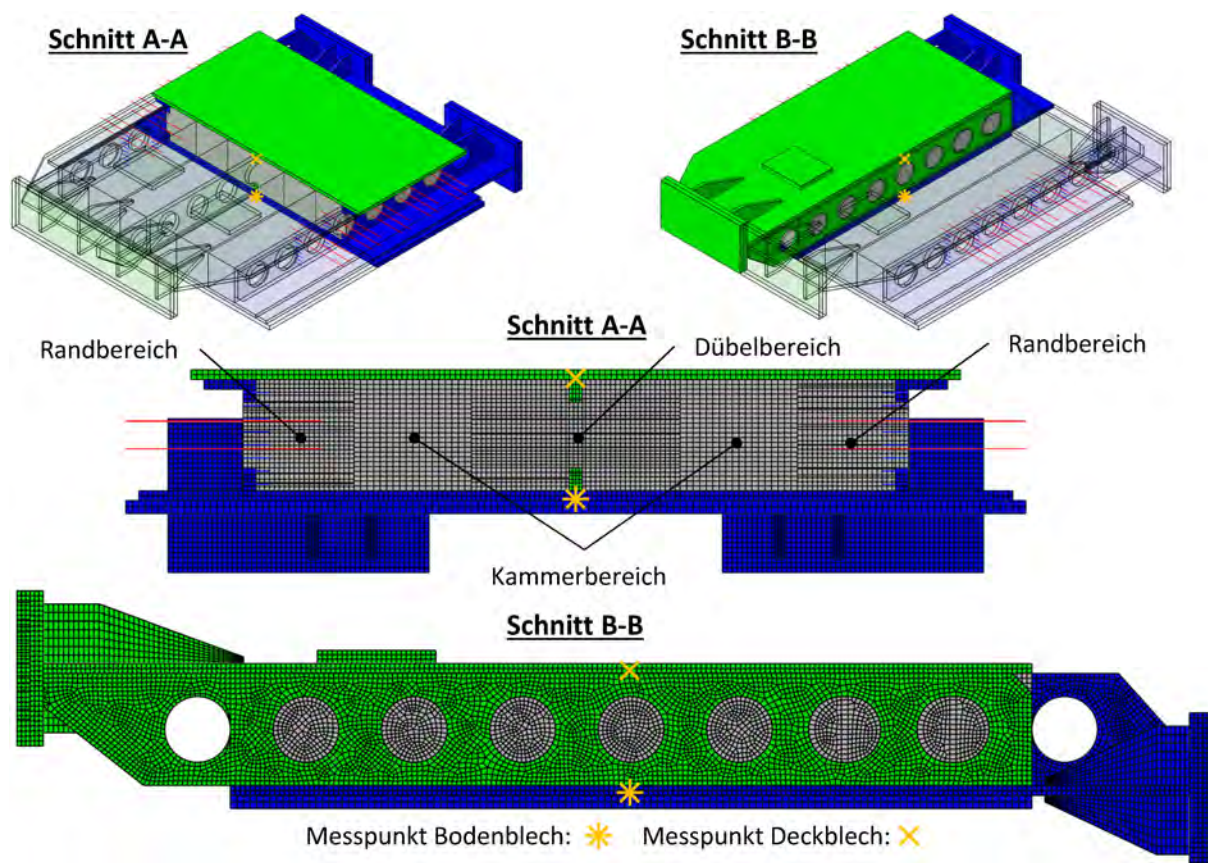


Abb. 3.19: FE-Netz der Versuchskörper VK1/1-Version

VK1/1 ... Modellkode: *2021_10_07_VK1_1_ohneBew_ohneZug_symm_ms10*
(Datum der Bearbeitung; VK1/1; ohne Bewehrung; ohne Zug; symmetrischer Modellaufbau; MassScaling=10)

Prüfung der Schubtragfähigkeit des Verbundes ohne Längszug. Der Versuchskörper enthält keine Bewehrung. Der Betonkörper ist zu Beginn der Schubbelastung intakt (siehe Abb. 3.22a und Anh. A.10).

VK1/2 ... Modellkode: *2021_10_07_VK1_2_ohneBew_mitZug_symm_ms10*
(Datum der Bearbeitung; VK1/2; ohne Bewehrung; mit Zug; symmetrischer Modellaufbau; MassScaling=10)

Schubtragfähigkeitsprüfung mit Zug in Längsrichtung. Der Versuchskörper enthält keine Bewehrung, sondern nur Gewindestangen mit Schraubgewinde, womit der Beton gezogen werden kann. Die Gewindestangen dringen in den Beton nur geringfügig ein, gemessen von der äußeren Oberfläche der Randdübelleisten bis zu einer Tiefe von 12 cm (siehe Abb. 3.22a und Anh. A.10).

VK1/3 ... Modellkode: *2021_10_07_VK1_3_D20laengs_D10quer_symm_ms10*
(Datum der Bearbeitung; VK1/3; $D_L = 20\text{ mm}$ Längsbewehrung; $D_Q = 10\text{ mm}$ Querbewehrung; symmetrischer Modellaufbau; MassScaling=10)

Der Körper hat Längs- und Querbewehrung aus einzelnen Stäben, die nicht zusammengeschweißt sind und einfachheitshalber als Mattenbewehrung bezeichnet wurden (siehe Abb. 3.22b und Anh. A.11).

VK1/4 ... Modellkode: *2021_10_07_VK1_4_D20laengs_D10buegel_symm_ms10* (Datum der Bearbeitung; VK1/4; $D_L = 20 \text{ mm}$ Längsbewehrung; $D_B = 10 \text{ mm}$ Bügelbewehrung; symmetrischer Modellaufbau; MassScaling=10)

Bei Versuchskörper VK1/4 werden die Querbewehrungsstäbe durch eine Bewehrung aus mehreren Bügeln ersetzt, die sowohl in Längs- als auch in Querrichtung laufen. Sie werden gemeinsam als Bügelbewehrung bezeichnet (siehe Abb. 3.22b und Anh. A.11).

VK1/5 ... Modellkode: *2021_10_07_VK1_5_D20laengs_D10buegelgestuezt_symm_ms10* (Datum der Bearbeitung; VK1/5; $D_L = 20 \text{ mm}$ Längsbewehrung; $D_B = 10 \text{ mm}$ Bügelbewehrung mit zusätzlicher Stützung des Betons; symmetrischer Modellaufbau; MassScaling=10)

Versuchskörper VK1/5 ist derselbe wie VK1/4, mit dem Unterschied, dass die Betonkammern durch zusätzliche angeschweißte Stahlbleche gestützt werden (siehe Abb. 3.22b). Damit soll die seitliche Stützung der Betonkörper anhand der Abschlussbleche in der Plattenkonstruktion simuliert werden (siehe Abb. 3.22b und Anh. A.12).

Im ersten Belastungsschritt (*Step-1*) wird die Zugbelastung aus der Haupttragwirkung aufgebracht. Die Zugkraft wird so lange gesteigert, bis die gewünschte Dehnung von $0,4 \text{ mm}$ pro Kammer sich ausbildet. Bei Versuchskörper VK1/2, der keine durchgehende Bewehrung enthält, beträgt diese Zugkraft $31,24 \text{ kN}$ pro Gewindestange. Unter dieser Zugbelastung reißen alle Betondübel im mittleren Dübelbereich vollständig. Die Ermittlung dieser Zugkräfte wird in Kap. 4.2.3 erläutert.

Bei Versuchskörpern mit durchgehender Bewehrung (VK1/3-VK1/5) benötigt der Betonkörper eine größere Zugkraft um die gleiche Dehnung zu erzielen. Die Zugkraft in diesen Versuchskörpern beträgt 125 kN pro Längsbewehrung. Unter dieser Zugkraft schließen sich die Spalten zwischen den Knaggen und den Randdübelleisten und es entsteht die gewünschte Dehnung des Betonkörpers ($0,8 \text{ mm/m}$).

Die Versuchskörper werden bei der tatsächlichen Versuchsdurchführung in *Step-1* seitlich etwas verschoben (ca. $2\text{-}3 \text{ mm}$), und es wird daher in *Step-2* gering exzentrisch mit der Querbelastung belastet. Der reale Versuch bietet deswegen keine 100%-ige symmetrische Belastung und Geometrie. Das Hauptziel dieser numerischen Untersuchung besteht darin, die Schubtragfähigkeit der Schubverbindung pro Längenmeter in idealen symmetrischen Modellen zu bestimmen, um eine optimale interne Konstruktion zu finden. Das Fehlen von Imperfektionen in den ABAQUS-Modellen und die vollständige Symmetrie der Modelle haben zur Folge, dass die Ergebnisse der Experimente zu einer niedrigeren Tragfähigkeit führen können.

Die während der Simulation erzeugten Kräfte werden an den Kraftangriffsstellen und an den Lagern kontinuierlich überwacht und aufgezeichnet. Das Gleichgewicht dieser Kräfte ist sehr wichtig, da die Berechnung sonst im dynamischen Bereich enden könnte. Das würde bedeuten, dass irgendwo im System Trägheitskräfte erzeugt wurden. Die Position des Deckblechs im Verhältnis zu den Bodenblechen gibt die relative Verschiebung an, so dass Arbeitslinien definiert werden können. Die Relativverschiebung wurde anhand zweier Messpunkte ermittelt (siehe Abb. 3.19).

3.4.2 Aufbau und erwarteter Tragmechanismus der Versuchskörper

Die auf die Bewehrung wirkenden Zugkräfte sind in *Step-2* (Querbeltung) konstant gehalten (siehe Abb. 3.16). Die Kraft, die erforderlich ist, um eine Dehnung von $0,8 \text{ mm/m}$ in der realen Plattenkonstruktion und damit in den realen Deck- und Bodenblechen zu erzeugen, ist enorm. Deshalb wurden die Versuchskörper so konstruiert, dass das Bodenblech aus zwei getrennten Bodenblechen besteht, die eine Bewegung der beiden Bleche in Längsrichtung ermöglichen, ohne dass sie in Längsrichtung gedehnt werden. Die Betonkammer und damit die Bodenbleche werden bis zu einer Verschiebung von $0,8 \text{ mm/m}$ auseinander verschoben. Sowohl auf der Auflagerplatte, als auch auf dem Deckblech werden an den Rändern, entlang den Randdübeln sogenannte Knaggen montiert. Die Auflagerplatte und das Deckblech verfügen über Langlöcher, damit beliebig breite Spalten (bis zu einem Maximum von ca. 2 mm) zwischen den Randdübeln und den Knaggen eingestellt werden können. Am Ende von *Step-1* stoppen die Knaggen die Verschiebungen der Bodenbleche in Längsrichtung, und die Spalten schließen sich, wodurch die gewünschten Dehnungen in den Betonkammern entstehen (siehe Abb. 3.20).

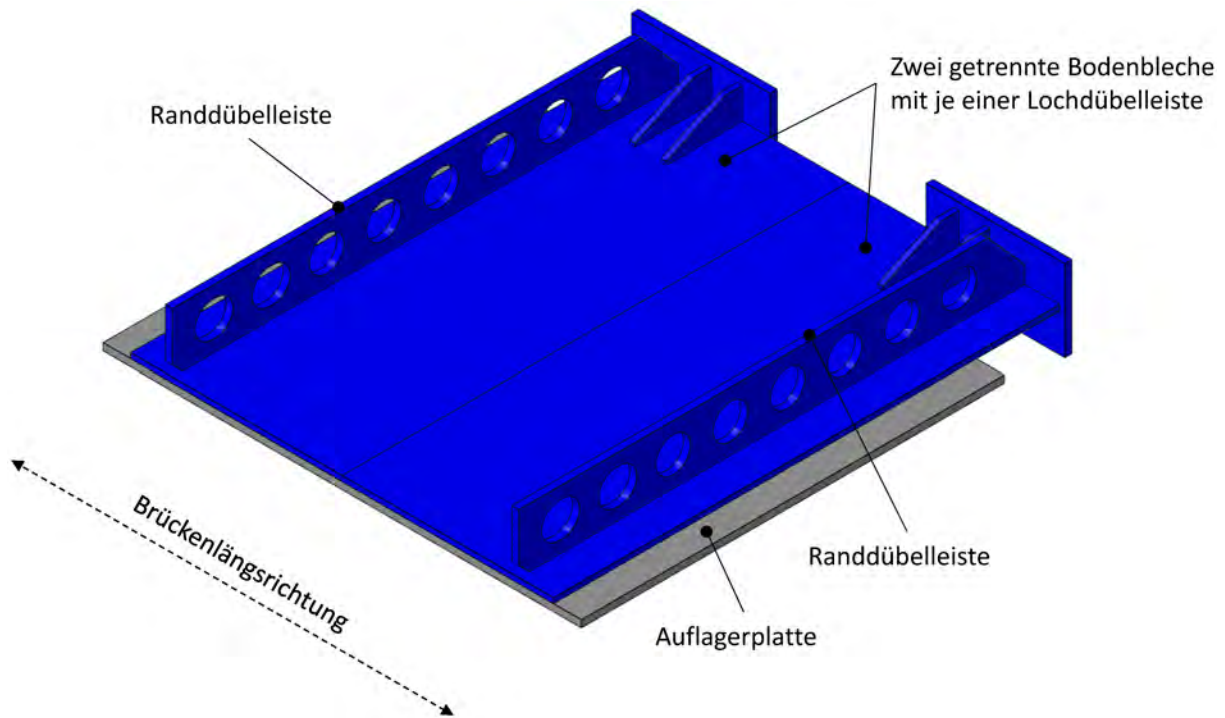
Um das Entstehen von unerwünschten Reibungskräften während der Belastungsvorgänge zu vermeiden, werden an mehreren Stellen Teflonschichten (Teflon+Silikon+Teflon) in das System eingebaut. Die Knaggen dienen auch dazu, die getrennten Bodenbleche während des Schubvorganges in Querrichtung zu führen, daher werden Teflonschichten zwischen den Randdübeln und den Knaggen aufgebracht. Weiters befinden sich zusätzliche Teflonschichten an den Stellen, an denen der Versuchskörper in Z-Richtung gestützt wird (3. RB. und 10. RB. siehe auch auf Abb. 3.18), damit das Deckblech in X-Richtung reibungslos gleiten kann. Diese Teflonschichten sind in den Abbildungen nicht dargestellt, da ihre genaue Position, Art und Größe erst im endgültigen Versuchsaufbau festgelegt wird. Bei der FE-Modellierung wurde an allen betroffenen Stellen reibungsloser Kontakt zwischen Stahl und Stahl definiert, so dass keine Reibung auftritt.

Zur Ermittlung der Schubtragfähigkeit der mittleren Lochdübeln pro m Längeneinheit wird eine Schubverbindungsgröße mit reinem Kraftspiel benötigt, aus der die Störbereiche ausgeschlossen werden. Gezielt werden fünf Dübel getestet. Um die Kraftübertragung zwischen den Lochdübeln und dem Beton im Störbereich zu verhindern, werden zwei Dübel pro Lochdübeln mit Polystyroleinlagen ausgefüllt (siehe Abb. 3.21a). Unter dieser Annahme wird die gesamte Querkraft auf die fünf Dübel aufgeteilt. Aus geometrischen Gründen werden zwischen den Mittel- und Randdübeln Druckdiagonalen in einem Winkel von etwa 50° gebildet (siehe Abb. 3.21a).

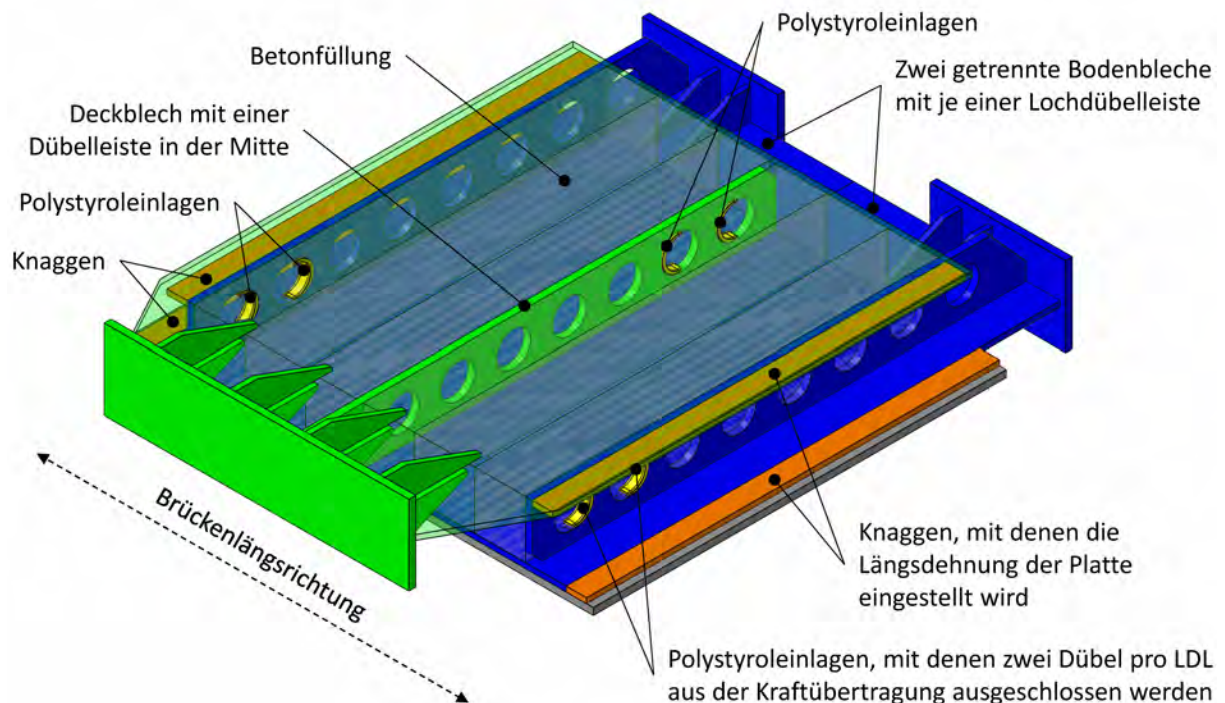
Ziel der Untersuchungen ist es, die Schubtragfähigkeit der Konstruktion im Bereich der mittleren Lochdübeln oder in den Betonkammern zu prüfen, aber nicht im Randbereich. Um dies zu gewährleisten, wurden zusätzliche Maßnahmen eingeführt, um das Versagen der Randbereiche zu verhindern (siehe Abb. 3.21b). Der Widerstand gegen ein Schubversagen im Randbereich wurde erhöht:

- durch Anschweißen von sog. Bewehrungsknaggen (innen);
- durch von außen angeschweißte Tellerplatten, die die Löcher der Randdübel abdecken;
- durch Stahlstäbe, die in den Tellerplatten ($L=30 \text{ cm}$, $D=10 \text{ mm}$) angeordnet sind.

Die Abmessungen der Konstruktionselemente der Versuchskörper sind in Anh. A.13 und Anh. A.14 angegeben.

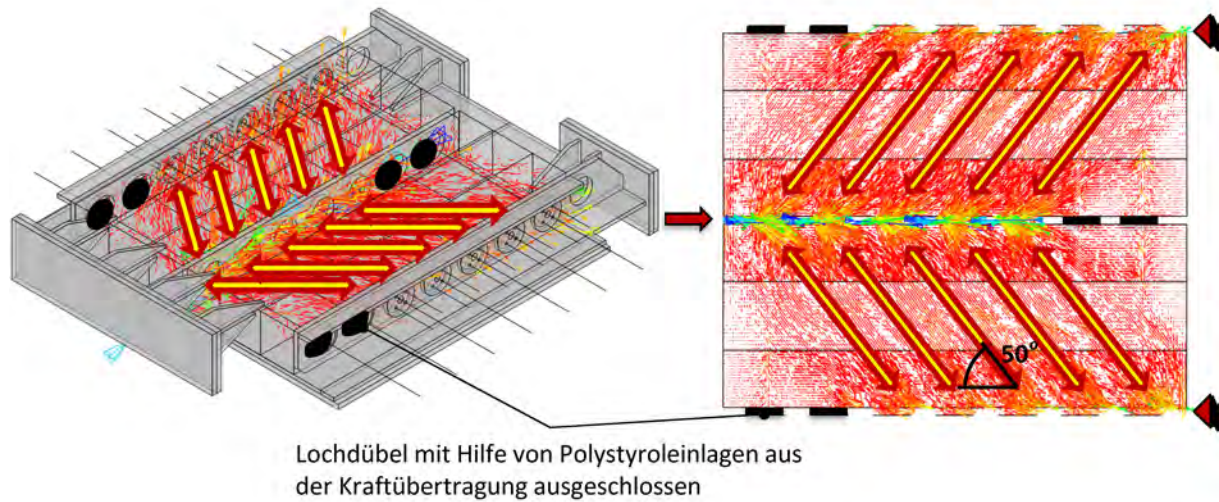


(a) Separate Bodenbleche als Basis

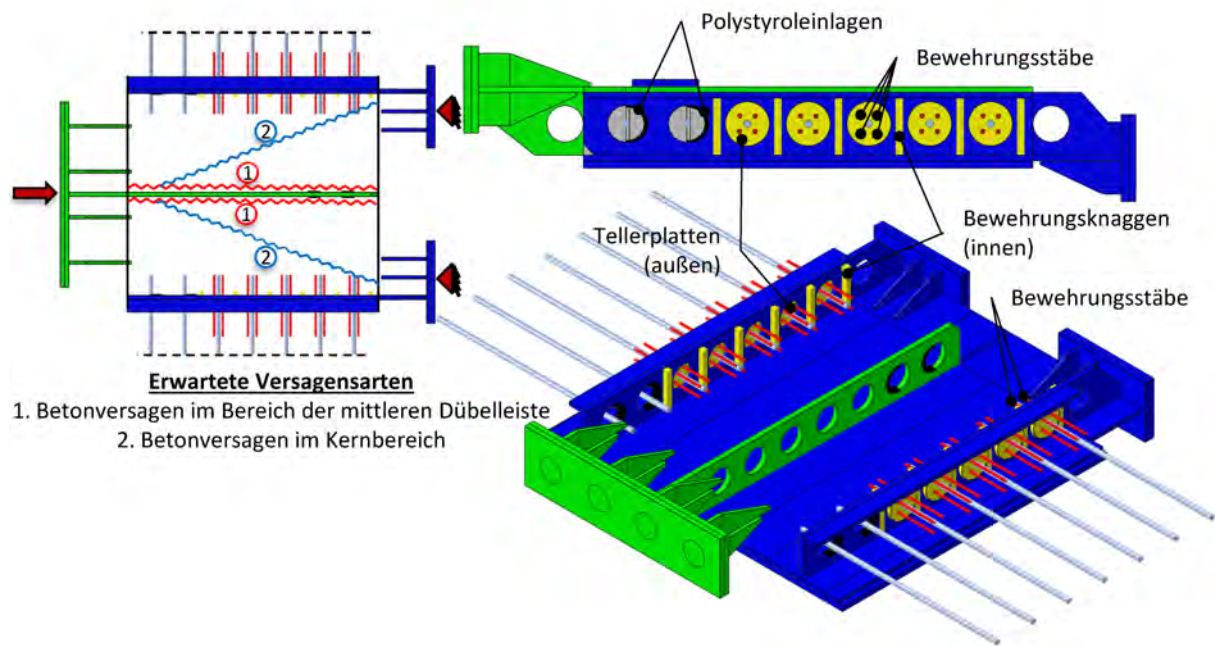


(b) Bestandteile der Versuchskörper

Abb. 3.20: Aufbau der Versuchskörper VK1-Versionen

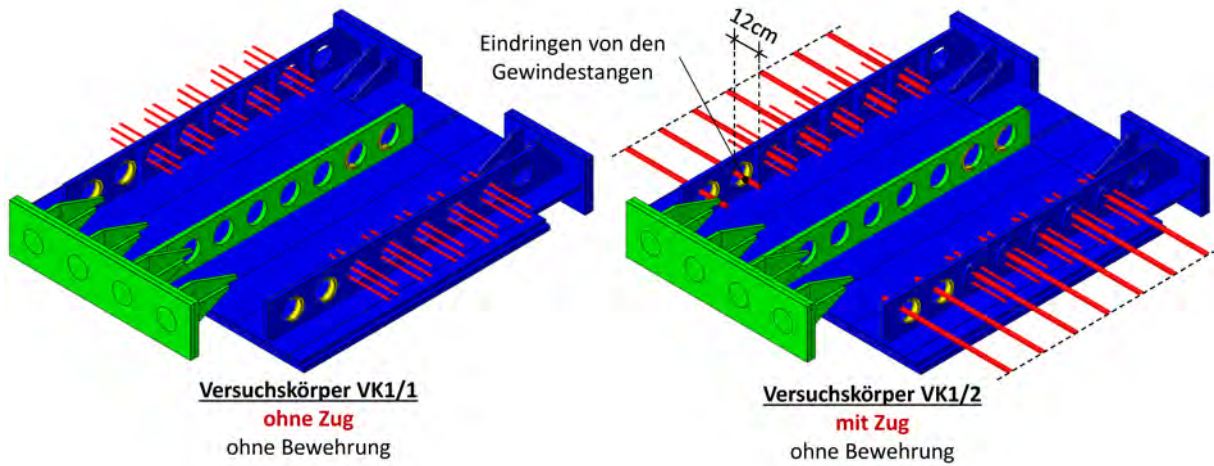


(a) Druckdiagonale und Druckspannungstrajektorien (FEA-Ergebnis Bild) zwischen den Dübelleisten

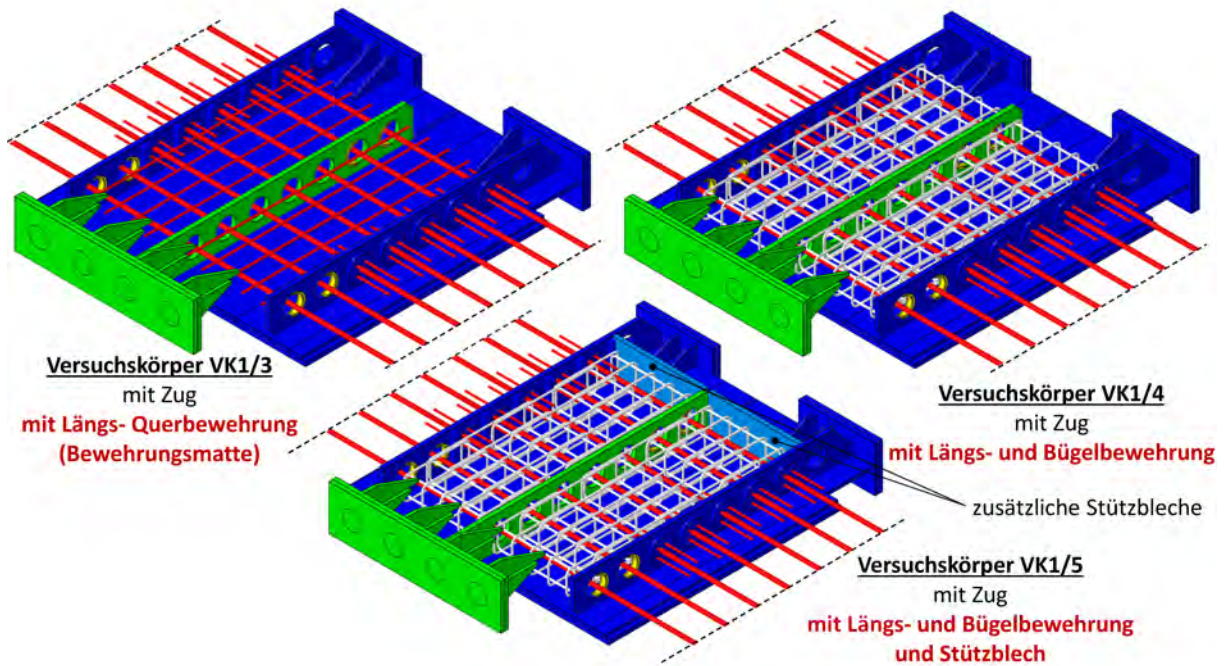


(b) Versagensarten (linnks) und Randverstärkung(rechts)

Abb. 3.21: Tragmechanismus der Versuchskörper



(a) Versuchskörper VK1-Versionen ohne durchgehende Bewehrung



(b) Versuchskörper VK1-Versionen mit durchgehender Bewehrung

Abb. 3.22: Versuchskörper VK1-Versionen Übersicht

Kapitel 4

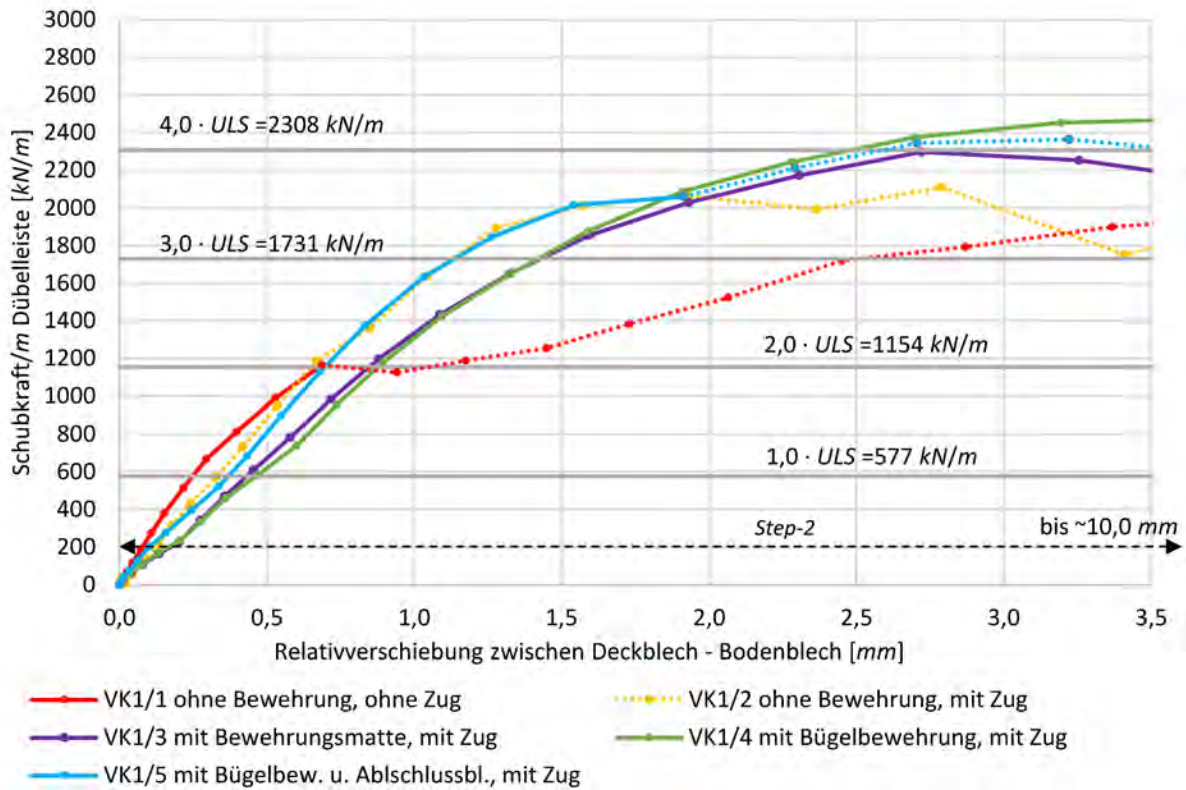
Auswertung der Ergebnisse

4.1 Einleitung

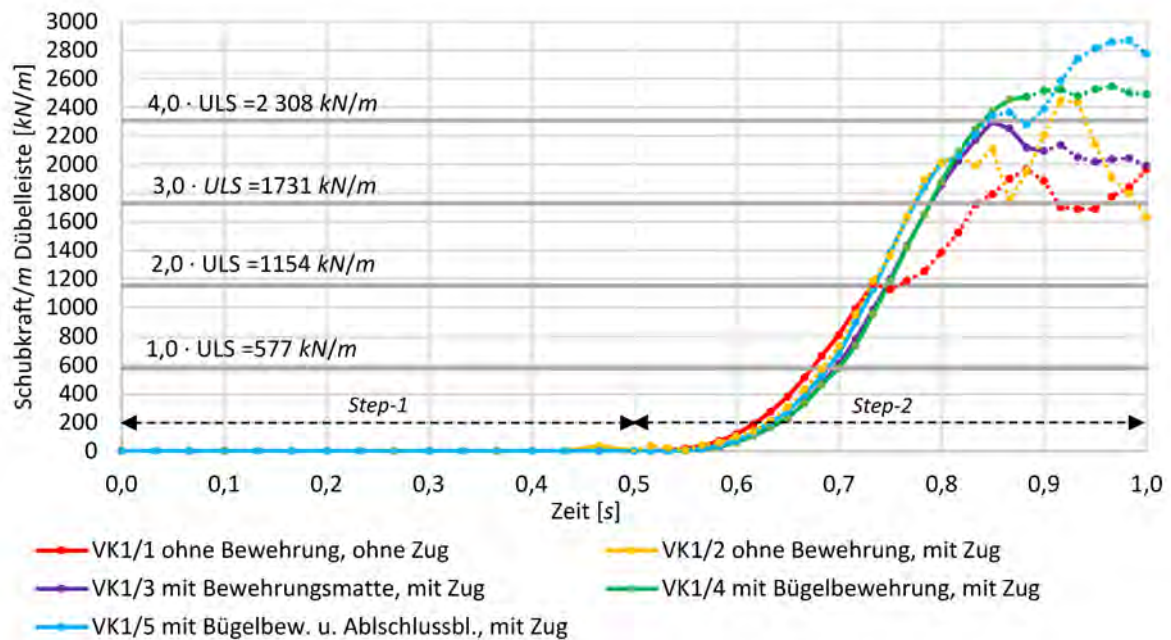
Im Folgenden werden die Ergebnisse der fünf Versuchskörper VK1-Modellvarianten ausgewertet. Bevor das Modell berechnet wird, müssen vordefinierte Zeitpunkte für die Speicherung der Ergebnisse festgelegt werden. Nur zu diesen Zeitpunkten ist es möglich, die Ergebnisse mit Visualisierung in der Software abzufragen. Die Perioden (*Step times*: $T_{Step-1} = 0,5 \text{ s}$; $T_{Step-2} = 0,5 \text{ s}$) werden gleichmäßig geteilt, um die sogenannten *frames* zu erhalten. Diese stellen die einzelnen Zeitpunkte der Ergebnisspeicherung dar. Bei jedem *frame* wird das Ergebnis des aktuellen Zeitpunktes gespeichert. *Step-1* wurde auf 16, *Step-2* auf 30 *frames* aufgeteilt. Das bedeutet, dass insgesamt an 46 Stellen von der Zeitlinie gespeichert wurden. Die Arbeitslinien, die sich aus den Ergebnissen der Modelle ergeben, sind in Abb. 4.1a dargestellt. In den Diagrammen zeigen die Punktlinien die unplausiblen Bereiche an (siehe Kap. 4.5). Die Punkte an den einzelnen Kurven repräsentieren die *frames*, wo die Ergebnisse abgefragt wurden. Auf der horizontalen Achse befindet sich die Relativverschiebung zwischen Deckblech und Bodenblech. Auf der vertikalen Achse ist die gesamte Schubkraft der mittleren Dübelleiste, umgerechnet auf eine Verbundlänge von 1 m (siehe Gl. 4.2).

Um den Prozess vollständig zu verstehen, ist es notwendig, die Energiekurven zu kennen. Es lohnt sich, diese Kurven in Abhängigkeit von der Zeit ($T = T_{Step-1} + T_{Step-2} = 0,5 \text{ s} + 0,5 \text{ s} = 1,0 \text{ s}$) zu betrachten, um zu sehen, ab wann ein Modell nicht mehr zuverlässig ist, ab wann die physikalischen Beziehungen nicht mehr gelten. Ein weiterer Grund für die Verwendung der Zeitachse besteht darin, dass die aufgebrachten Lasten auch Funktionen der Zeit sind (siehe Abb. 3.16), so dass sich leicht feststellen lässt, welche Last welchen Effekt in den Versuchskörpern bewirkt. In Abb. 4.1b werden daher die oben genannten Schubkräfte auch als Funktion der Simulationszeit dargestellt.

Die Höhe des Lastniveaus von 1·ULS wurde aus der Diplomarbeit von Egly [7] übernommen. In seinem Modell – aus dem die Dübelkraft von 1·ULS $\hat{=} 95,2 \text{ kN}$ stammt (siehe Abb. 4.2) – wurden die Dehnungen infolge des Zuges aus der Haupttragwirkung und die vertikale „äußere“ Belastung (ständige Belastung + Verkehrslast) berücksichtigt. Die Bewehrung in diesen Modellen entspricht der Bewehrungsführung der Versuchskörpervariante VK1/4. Bei einigen seiner Modelle sind die Dübelleisten am Rand der Platte beidseitig in einer Länge von 50 cm angeschweißt, und zwar sowohl am Deckblech, als auch am Bodenblech. Das Modell, aus dem die 1·ULS-Dübelkraft ausgelesen wurde, enthält keine doppelseitige Schweißnaht.



(a) Arbeitslinien der Versuchskörper VK1-Varianten



(b) Eingeleitete Schubkraft/*m* Dübelleiste über die angegebene Belastungszeit

Abb. 4.1: Ergebnisverläufe der Versuchskörper VK1-Varianten

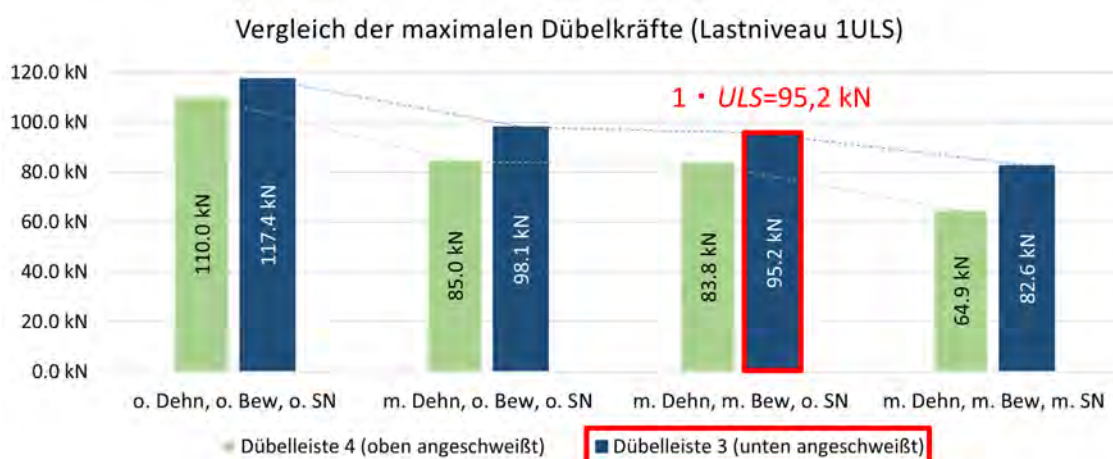


Abb. 4.2: Säulendiagramm der Dübelkräfte der Modellversionen von *Egly* [7]

Die $1 \cdot ULS$ -Schubkraft pro Meter wurde wie folgt ermittelt:

$$1 \cdot ULS = F_{Dübel,1 \cdot ULS} \cdot \frac{a_{Dübel}}{1 \text{ m}} = 95,2 \text{ kN} \cdot \frac{0,165 \text{ m}}{1 \text{ m}} = 577 \text{ kN/m} \quad (4.1)$$

wobei

- $F_{Dübel,1 \cdot ULS}$... maximale Dübelkraft bei $1 \cdot ULS$ -Lastniveau nach *Egly* [7]
- $a_{Dübel}$... Dübelabstände bei den Dübelreihen

Die Arbeitslinien werden bis zu einer relativen Verschiebung von $3,5 \text{ mm}$ zwischen dem Deck- und den Bodenblechen angezeigt. Wie in Kap. 4.5 dargestellt wird, sind die Ergebnisse ab einem Zeitpunkt von $0,87 \text{ s}$ (Relativverschiebung $\approx 3,5 \text{ mm}$) bis $1,0 \text{ s}$ (Relativverschiebung $\approx 10,0 \text{ mm}$) nicht zufriedenstellend, daher werden die Ergebnisverläufe der Arbeitslinien nur bis $3,5 \text{ mm}$ dargestellt.

Die Schubkraft / m Dübelreihe Kräfte, die auf die vertikale Achse aufgebracht wurden, wurden folgendermaßen berechnet:

$$Schubkraft/m = \sum_{i=1}^5 T_i \frac{a_{Dübel}}{1 \text{ m}} \quad [kN/m] \quad (4.2)$$

wobei

- T_i ... die Dübelkräfte in kN
- $i = 1 - 5$ die Nummerierung der fünf Dübel die Kräfte übertragen können (siehe Abb. 4.25)

4.2 Analyse der Haupttragwirkung (Step-1)

4.2.1 Einleitung

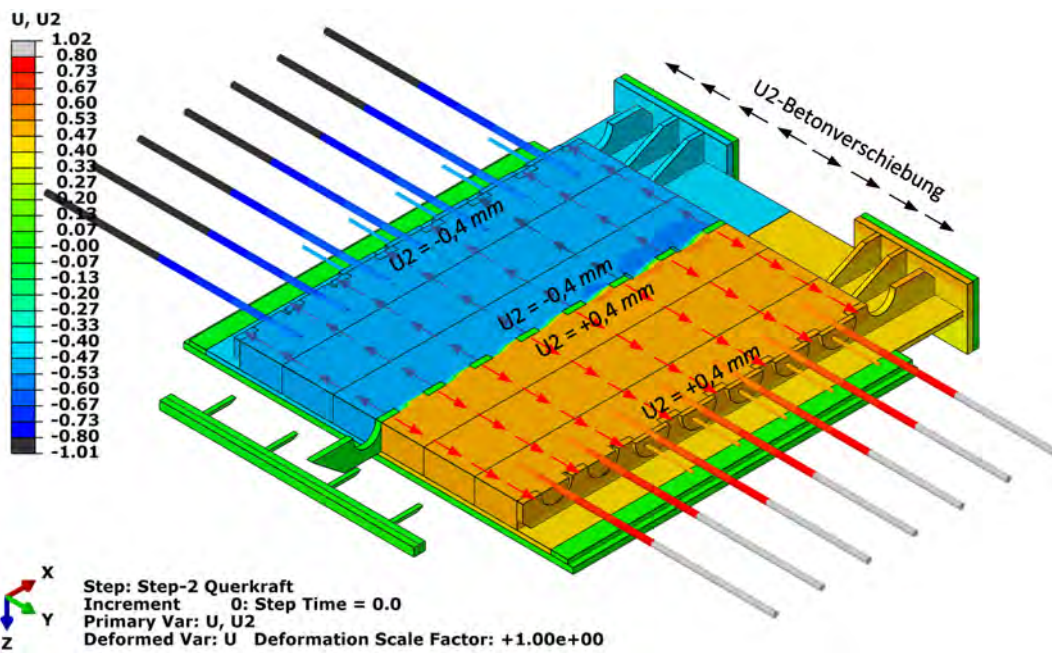
Dieses Kapitel befasst sich ausschließlich mit den Folgen der Zugkraft aus der Haupttragwirkung. So werden alle Betonkörper, von völlig intaktem Beton bis zum gerissenen Beton bei einer Dehnung von $0,8 \text{ mm/m}$, untersucht. Dieser Zustand entspricht einer relativen Verschiebung von 0 mm oder $0,5 \text{ s}$ auf der Arbeitslinie (siehe Abb. 4.1). Wie aus Tab. 3.8 hervorgeht, werden die verschiedenen Versuchskörper unterschiedlichen Zugbelastungen ausgesetzt, da die gewünschte Verformung bei unterschiedlichen Belastungsniveaus auftritt. Versuchskörper VK1/2 ohne durchgehende Bewehrung reißt bei einer Zugkraft von $31,24 \text{ kN}$ pro Gewindestange. Die Versionen mit durchgehender Bewehrung erfahren ihre geforderte Dehnung bei einer Zugkraft von 125 kN pro Längsbewehrung. Versuchskörper VK1/1 wird ohne Zug getestet, daher wird er in diesem Kapitel nicht behandelt.

4.2.2 Verformungsanalyse

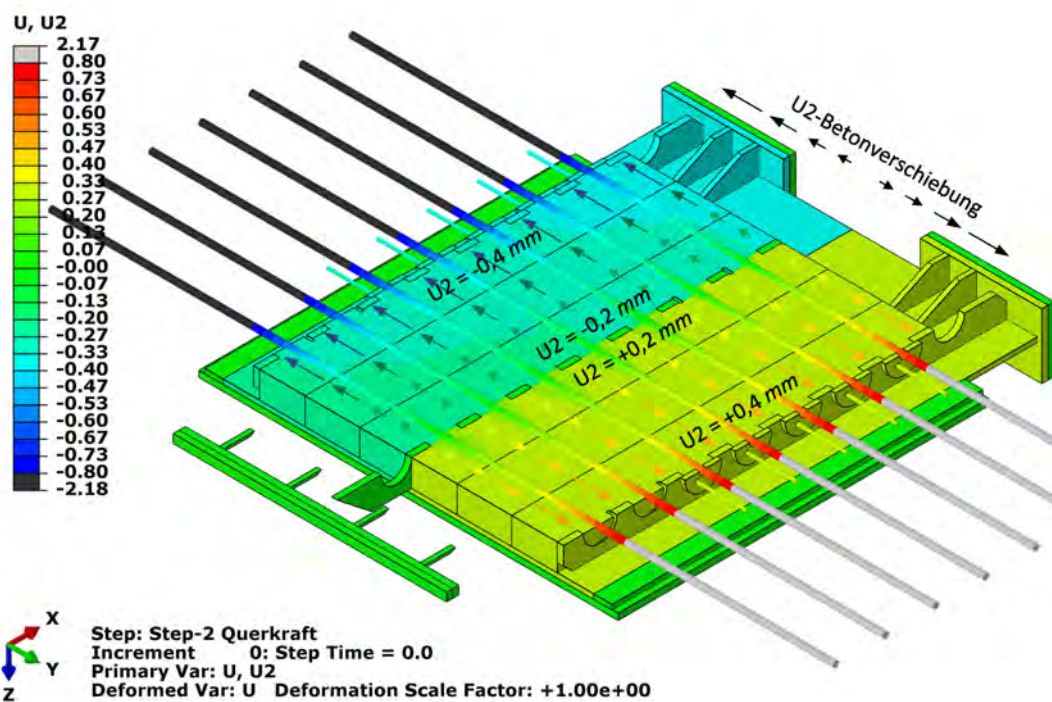
Abb. 4.3a zeigt, dass bei Versuchskörper VK1/2 die gewünschte Dehnung ($0,8 \text{ mm/m}$) des unbewehrten Betonkörpers in Y-Richtung (U2) am Ende *Steps-1* erreicht wurde. Einige Abbildungen mit Verformungen sind zur besseren Veranschaulichung mit einem Deformationsskalierungsfaktor (DSF) versehen. Bei diesem Versuchskörper dringen die Gewindestangen nur ein kurzes Stück (12 cm lang) in den Betonkörper hinein. Die Verankerung erfolgt mit an den inneren Enden der Gewindestangen aufgeschraubten Schraubenmutter. Der Betonkörper ist daher in den zwei untersuchten Bereichen (mittlerer Dübelbereich und die beiden Kammerbereiche, ohne die Randbereiche) vollständig unbewehrt. Dies hat zur Folge, dass der größte Teil der Dehnung des Betonkörpers nicht entlang einer Achse einer Längsbewehrung, sondern lokal in der Nähe der mittleren Betondübeln konzentriert ist. Der Beton reißt im Bereich der mittleren Dübelleiste.

Bei bewehrten Versuchskörpern, bei denen durchgehende Längsbewehrungen im Beton eingebettet sind (siehe Abb. 4.3b), wird die gewünschte Dehnung des Betons am Ende *Step-1* erreicht. Dank der Längsbewehrung werden die Dehnungen im Beton nach Überschreiten der maximalen Zugfestigkeit des Betons entlang der Achse der Längsbewehrung verteilt. Die Risse sind im Bereich der mittleren Dübelleiste nicht so stark konzentriert wie im Fall ohne Bewehrung. Abb. 4.3a zeigt, dass bei Versuchskörper VK1/2 der gesamte linke Betonkern um $-0,4 \text{ mm}$, der rechte Betonkern um $+0,4 \text{ mm}$ in Y-Richtung verschoben wird. Dadurch entsteht eine konzentrierte Rissbreite von $\sim 0,8 \text{ mm}$ im mittleren Dübelbereich. Im Fall von Versuchskörper VK1/3 verteilt die Längsbewehrung die Dehnungen des Betons über die Länge in Y-Richtung, wodurch sich eine wesentlich geringere Rissbreite ($\sim 0,4 \text{ mm}$) im Dübelbereich ergibt.

Die Verformungen in Z-Richtung (U3) zeigen außer im Fall des VK1/2-Versuchskörpers keine interessanten Merkmale. Bei Belastung in Y-Richtung (Zug aus der Haupttragwirkung) weisen sie nur minimale Verformungen in Z-Richtung auf. Bei Versuchskörper VK1/2 wird jedoch eine minimale vertikale Verschiebung der Deckblechränder infolge dynamisches Verhaltens beobachtet (siehe Abb. 4.5). Der unbewehrte Beton wird durch die Zugwirkung plötzlich auseinandergerissen, wodurch in den beiden voneinander getrennten Betonkammern kinetische Energie erzeugt wird. Wenn die beiden Betonblöcke auf die Kanten „aufprallen“, werden die Knaggen ausmittig belastet. Infolge dieses Effektes erhält das Deckblech eine kleine Biegung. In der späteren Querbelastungsphase klingt dieser Effekt ab (siehe Abb. 4.4), die Verformung reduziert sich und hat keinen Einfluss mehr auf die Tragfähigkeit.



(a) VK1/2-U2-Verschiebung in die Y-Richtung in [mm], Ende Step-1, (1·ULS-Zug)



(b) VK1/3-U2-Verschiebung in die Y-Richtung in [mm], Ende Step-1, (1·ULS-Zug)

Abb. 4.3: Verformungsunterschied zwischen bewehrten und unbewehrten Versuchskörpern

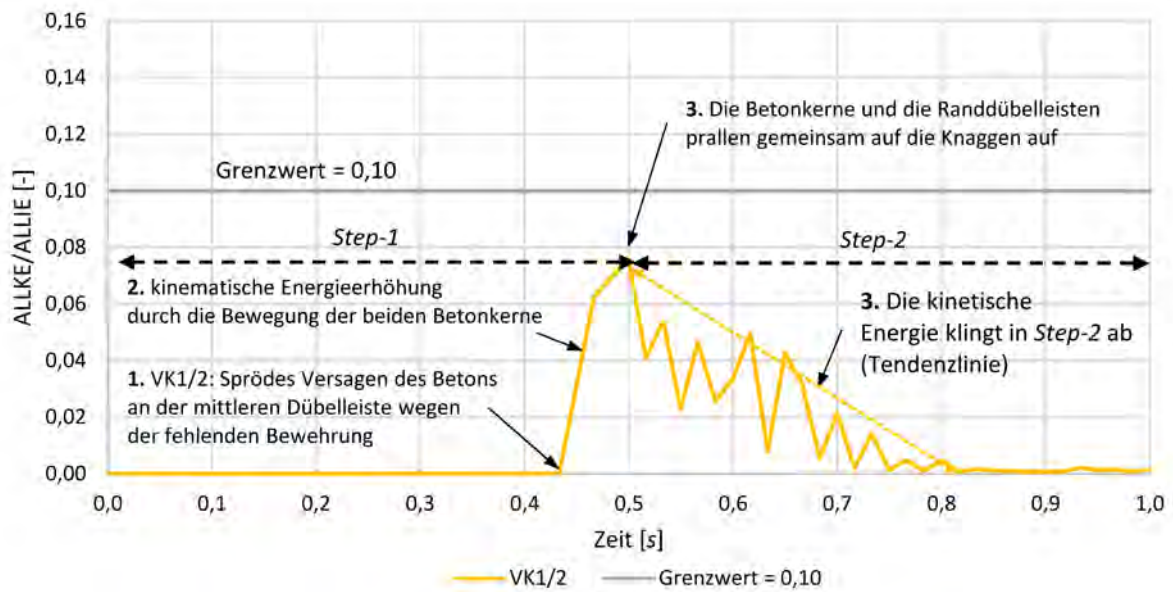


Abb. 4.4: VK1/2-Verhältnis zwischen kinetischer (*ALLKE*) und innerer Energie (*ALLIE*) [-]

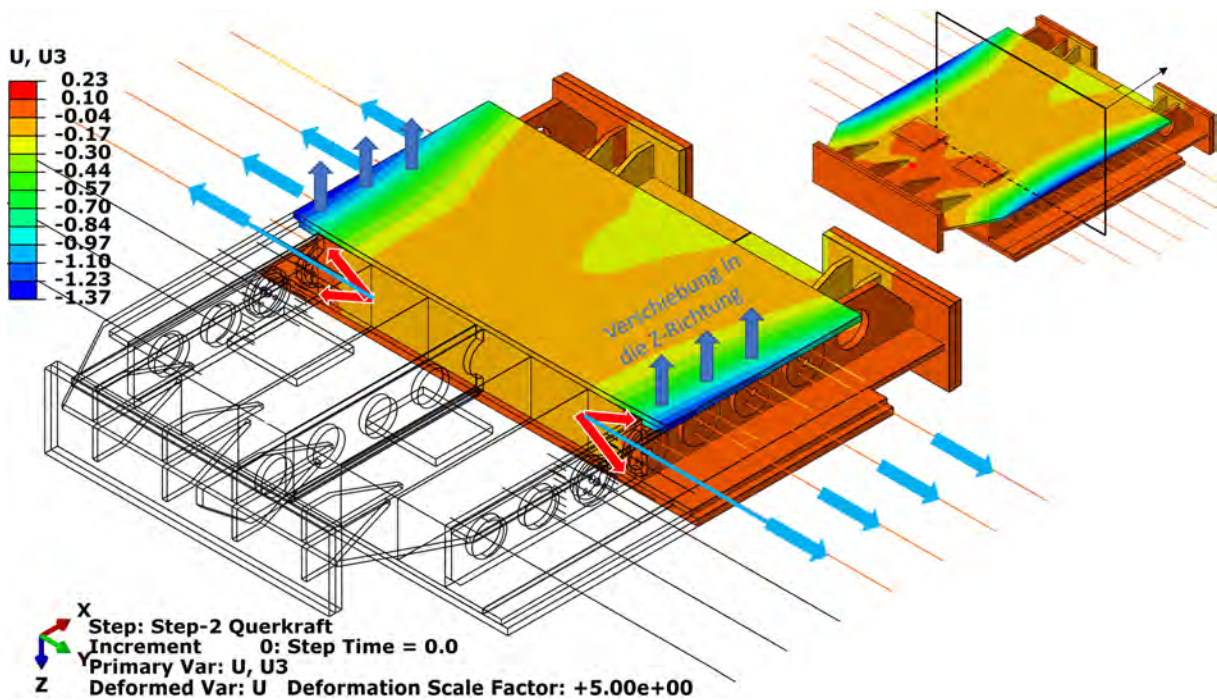


Abb. 4.5: VK1/2-U3-Verschiebung in Z-Richtung in [mm], Ende Step-1, (1·ULS-Zug), DSF=5

4.2.3 Steifigkeitsverteilung zwischen Beton und Bewehrung

In diesem Kapitel wird das Verhalten des Betons im Modell Versuchskörper VK1/4 unter Zugbelastung ohne Schubbeanspruchung mit durchgehender Längsbewehrung und mit Bügelbewehrung detailliert analysiert. Zwischen dem Beton und der Bewehrung verteilen sich die Zugkräfte steifigkeitsproportional. Im unbelasteten und daher ungeschädigten Zustand bildet der bewehrte *Betonkern-Betondübel-Betonkern*-Körper mit den Längsbewehrungen eine zusammenhängende Steifigkeitskette, wobei die schwächsten Glieder die Betondübel sind. Abb. 4.8a zeigt, dass Zugspannungen - bei einer Zugkraft von $0,1 \cdot ULS$ - sowohl in den Betonkammern als auch im Dübelbereich vorhanden sind. Nach dem Aufbringen der gesamten $1 \cdot ULS$ -Zugbelastung sind die Betondübeln in dem mittleren Dübelbereich vollständig gerissen (siehe Abb. 4.6). Dies hat zur Folge, dass das Verhältnis der Zugsteifigkeiten zwischen den beiden Körpern (Beton in der Kammer und Beton im Dübelbereich) weiter zunimmt. Ohne Längsbewehrung wäre diese Kette völlig zerstört und könnte keine Zugkräfte mehr von Kammer zu Kammer übertragen. Der Beton im Bereich der mittleren Dübelleiste kann nach der Rissbildung keine Zugkräfte mehr aufnehmen, daher trägt die Längsbewehrung in diesem Bereich den größten Teil des Zuges (siehe Abb. 4.7, Abb. 4.8b, Abb. 4.8c, $1 \cdot ULS$ -Zug). In Abb. 4.8c ist zu erkennen, dass im Kammerbereich nicht nur die Längsbewehrung, sondern auch die Bügelbewehrung einen Teil der Zugkräfte bei der Längskraftübertragung aufnimmt. Dadurch wird die Steifigkeit im Kammerbereich im Vergleich zum Dübelbereich nochmals erhöht. Wie bereits erwähnt, variiert die Kraft, die zur Erzeugung der Dehnung erforderlich ist, von Versuchskörper zu Versuchskörper. Im Rahmen der Voruntersuchungen wurden die Modelle unter jener hohen Zugkraft getestet, um zu bestimmen, bei welcher Zugkraft die Versuchskörper die Dehnung ($0,8 \text{ mm/m}$) aufnehmen. Diese ausgelesenen Kraftgrößen wurden bei den endgültigen Modellen mit dem Schub kombiniert. Diese Kräfte betragen $31,24 \text{ kN}$ pro Gewindestab für den unbewehrten Versuchskörper VK1/2 und 125 kN pro Bewehrungsstab für die bewehrten Varianten. Eine kurze Kontrollrechnung für Versuchskörper VK1/2 zeigt, dass die Zugkraft den Beton bei dieser Belastung tatsächlich zum Reißen bringt:

$$\sigma_z = \frac{F_z}{A_{c,Dübel}} = \frac{31.240 \text{ N}}{\frac{(100 \text{ mm})^2 \cdot \pi}{4}} = 3,978 \text{ N/mm}^2 > f_{ctm} = 3,509 \text{ N/mm}^2 \quad (4.3)$$

- σ_z ... Zugspannung aus der Zugkraft
- F_z ... Einwirkende Zugkraft pro Betondübel
- $A_{c,Dübel}$... Betondübeloberfläche ($D = 100 \text{ mm}$)
- f_{ctm} ... Mittelwert der zentrischen Zugfestigkeit des Betons (siehe Tab. 3.3)

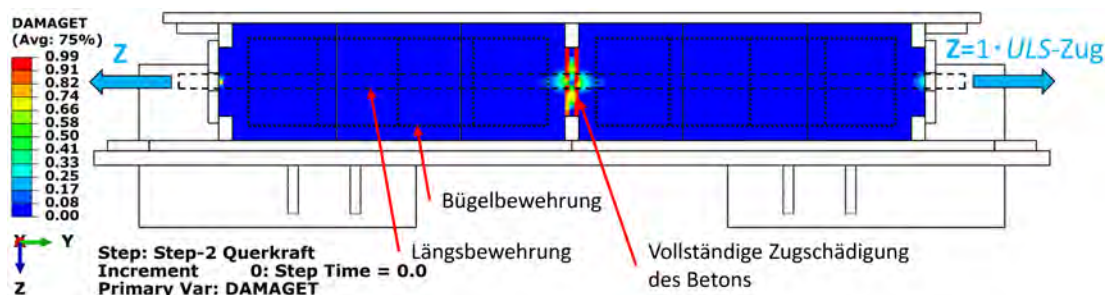


Abb. 4.6: VK1/4-Zugschädigung des Betons [-], Ende *Step-1*, ($1 \cdot ULS$ -Zug)

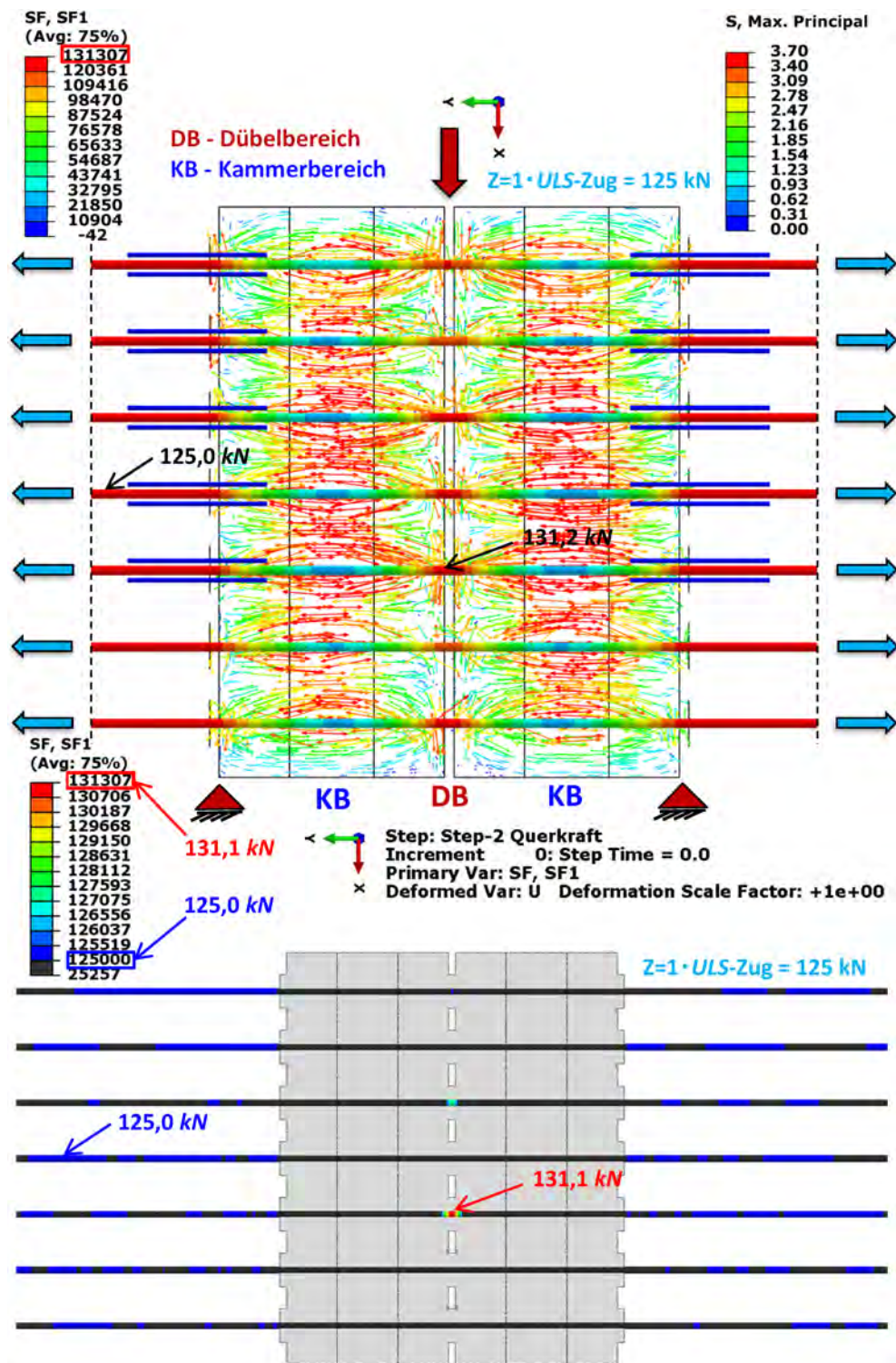
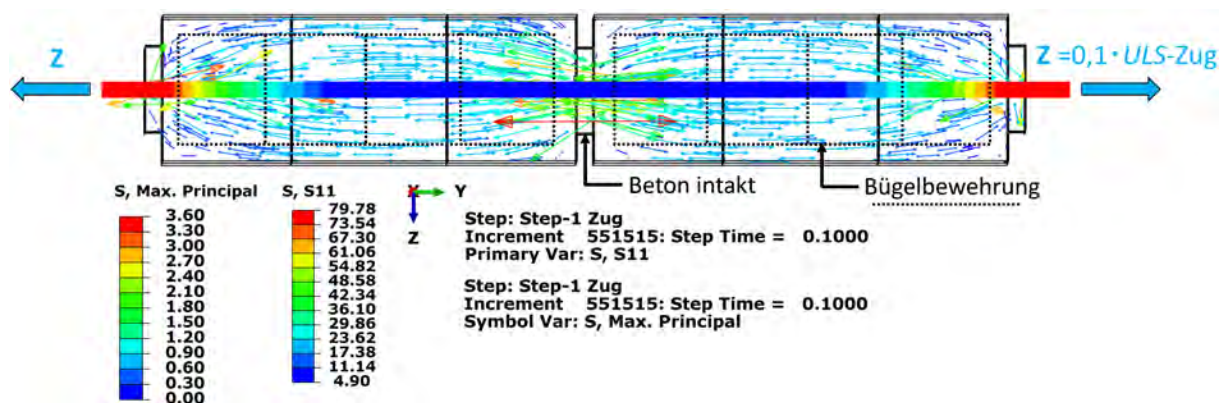
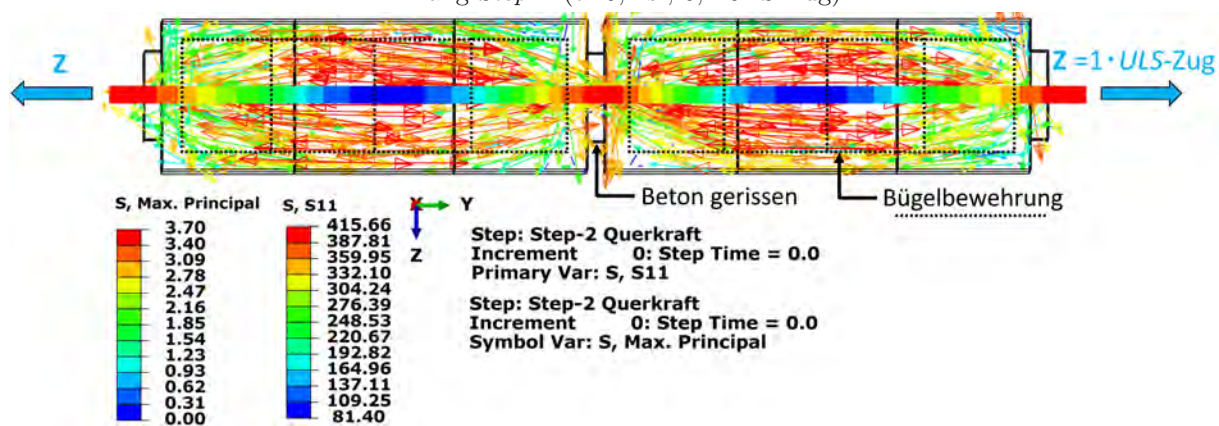


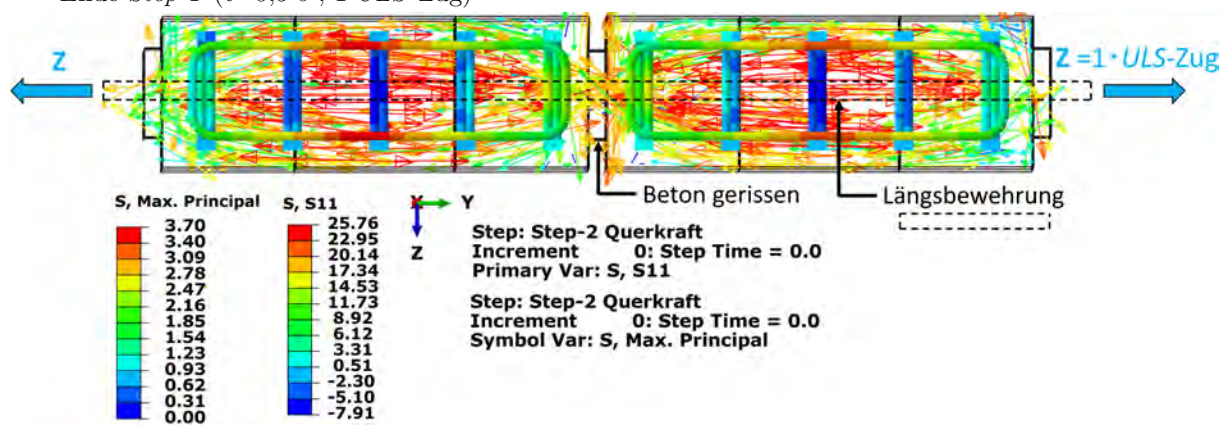
Abb. 4.7: oben: VK1/4-Hauptzugspannungen im Beton ($S, \text{Max. Prinzipal}$ in $[N/mm^2]$) und Axialkräfte ($SF, SF1$ in $[N]$) der Längsbewehrungen, Ende *Step-1*, ($1 \cdot ULS\text{-Zug}$) (Die Bügelbewehrung ist wegen der Übersichtlichkeit nicht dargestellt.)
unten: Axialkräfte ($SF, SF1$ in $[N]$) der Längsbewehrungen, dargestellt im Ergebnisbereich von 125 kN bis 131 kN mit lokalen Kraftspitzen im Dübelbereich, Ende *Step-1*, ($1 \cdot ULS\text{-Zug}$)



(a) Zugspannungsverteilung im Beton im ungerissenen Zustand, Anfang Step-1 ($t=0,1$ s ; $0,1 \cdot ULS$ -Zug)



(b) Zugspannungsverteilung im Beton, gerissener Zustand im Dübelbereich, Ende Step-1 ($t=0,5$ s ; $1 \cdot ULS$ -Zug)



(c) Zugspannungsverteilung im Beton, gerissener Zustand im Dübelbereich, Ende Step-1 ($t=0,5$ s ; $1 \cdot ULS$ -Zug)

Abb. 4.8: VK1/4-Spannungsverteilung im Beton (S,Max.Prinzipal Zugspannungstrajektorien in $[N/mm^2]$) und in den Bewehrungen (S,S11 Axialspannungen in $[N/mm^2]$) im gerissenen und ungerissenen Zustand

Abb. 4.9 zeigt die Druckspannungstrajektorien im Beton infolge einer $1 \cdot ULS$ -Zugbelastung (125 kN) im Fall des Versuchskörpers VK1/4. Das System bildet eine Steifigkeitskette welche aus den folgenden Teilen besteht: 1. Längsbewehrung - 2. bewehrte Betonkammer - 3. bewehrter Betondübelbereich - 2. bewehrte Kammerbereich - 1. Längsbewehrung. Da der Beton im Dübelbereich durch die Zugkräfte vollständig versagt (siehe Abb. 4.6), sollen die Längsbewehrungen an dieser Stelle alle Zugkräfte von Kammer zu Kammer übertragen. Abb. 4.7 und Abb. 4.8b verdeutlichen, dass die Zugspannungen und die Zugkräfte in den Bewehrungen hier am höchsten sind. Die Zugkräfte müssen daher an diesen Stellen in die Betonkammern eingeleitet und dort verankert werden.

Abb. 4.9 veranschaulicht die Druckspannungstrajektorien des Betons, die durch diesen Tragmechanismus erzeugt wurden. Die blauen Pfeile repräsentieren die Zugkräfte der Längsbewehrungen, die roten Pfeile die durch die Verankerung entstehenden Verbundkräfte zwischen Beton und Bewehrung. Diese Kräfte müssen im Gleichgewicht sein.

Im Kammerbereich werden die Zugkräfte nicht so konzentriert in den Beton eingeleitet wie am Rand des Versuchskörpers, daher werden hier keine so großen Drucktrajektorien/Verbundkräfte erzeugt.

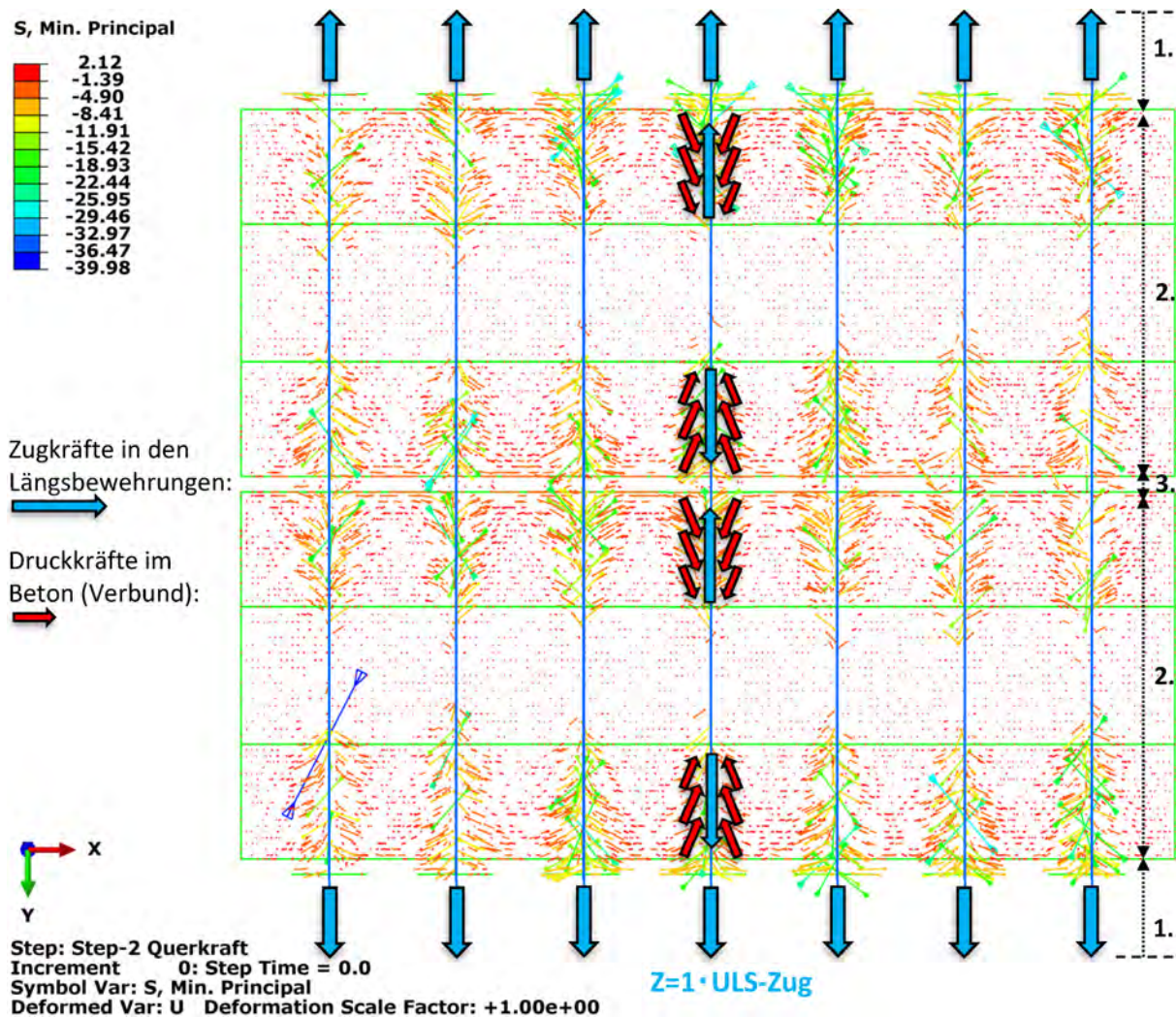


Abb. 4.9: VK1/4-Hauptdruckspannung im Beton (S,Min.Prinzipal in $[N/mm^2]$), Ende *Step-1*, ($1 \cdot ULS$ -Zug) (Die Bügelbewehrung ist wegen der Übersichtlichkeit nicht dargestellt.)

4.3 Analyse der Interaktion von Haupt- und Quertragwirkung (Step-2)

4.3.1 Einleitung

In *Step-2* wurde neben der Zugkraft aus der Haupttragwirkung die Schubkraft aus der Quertragwirkung aufgebracht. Letztere wurde in Form eines Verschiebungszwanges auf das Deckblech eingeprägt. Folglich sind die U1-Verformungen (X-Richtung) von Baustahl bei allen Arten von Versuchskörpern nahezu identisch. Abb. 4.10 veranschaulicht für Versuchskörper VK1/1 die Art der Verformung des Baustahls für jeden Probekörper. Die Abbildung zeigt die Verformungen mit einem fünffachen Deformationsskalierungsfaktor. Die Form des Körpers bildet die gesamte verformte Form (einschließlich U1,U2,U3) ab, aber der Farbcode stellt nur den U1-Wert jedes Elementes dar. Die Verformung in Y-Richtung (U2) beim Versuchskörper VK1/1 ist weniger relevant, weil der Beton hier nicht in Y-Richtung gezogen, sondern gehalten wird. Hier gibt es keinen 0,4 mm großen Spalt zwischen den Randdübelleisten und den Knaggen.

Bei allen Varianten heben sich die Ecken des Deckblechs am Ende *Step-2* ab. Diese Abhebung macht etwa 10–20 mm aus, je nachdem welcher Versuchskörper betrachtet wird (siehe Abb. 4.11). Die vertikale Größe, d. h. die Dicke der Knaggen beträgt 15 mm, daher ist bei der Versuchsdurchführung darauf zu achten, dass die Randdübelleisten wegen des Zuges in Längsrichtung aus ihrer annähernd vertikalen Ausgangslage nicht herausrutschen. Heben sich die Randbereiche des Deckblechs zu stark ab, halten die Knaggen die Randdübelleisten nicht mehr und die Versuchskörper werden auf unbeabsichtigte Weise in Längsrichtung zerrissen. Die maximale Abhebungen treten im Falle der Versuchskörpervariante VK1/3 auf und betragen 1 mm für Belastungsniveau A (1·ULS-Lastniveau), 7 mm für Belastungsniveau B und 13 mm für C. Die Belastungsniveaus werden auf Seite 55 näher erläutert. Das bedeutet, dass die Abhebung erst nach dem Versagen einen kritischen Wert erreicht. Die Knaggen werden in Längsrichtung durch die Randdübelleisten belastet. Diese Kräfte werden auf die Kanten des Deckblechs übertragen. Dadurch entstehen an den Kanten des Deckblechs, wo die Knaggen angebracht sind, Krepelmomente, wodurch sich die Kanten nach oben biegen. An Stellen, an denen das Blech nicht vertikal gestützt ist, z. B. an der hinteren Ecke, ist dieser Effekt nicht zu vernachlässigen. Dieses Verhalten soll bei der Durchführung der Versuche berücksichtigt werden.

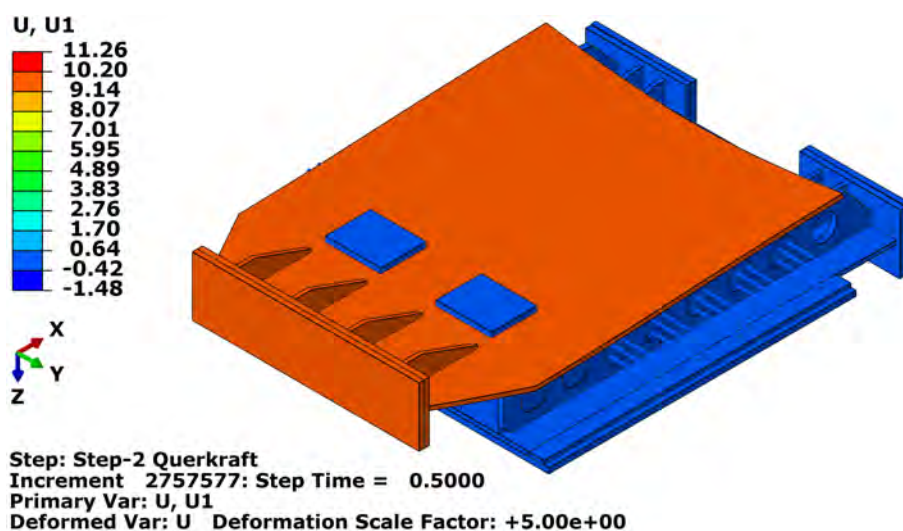
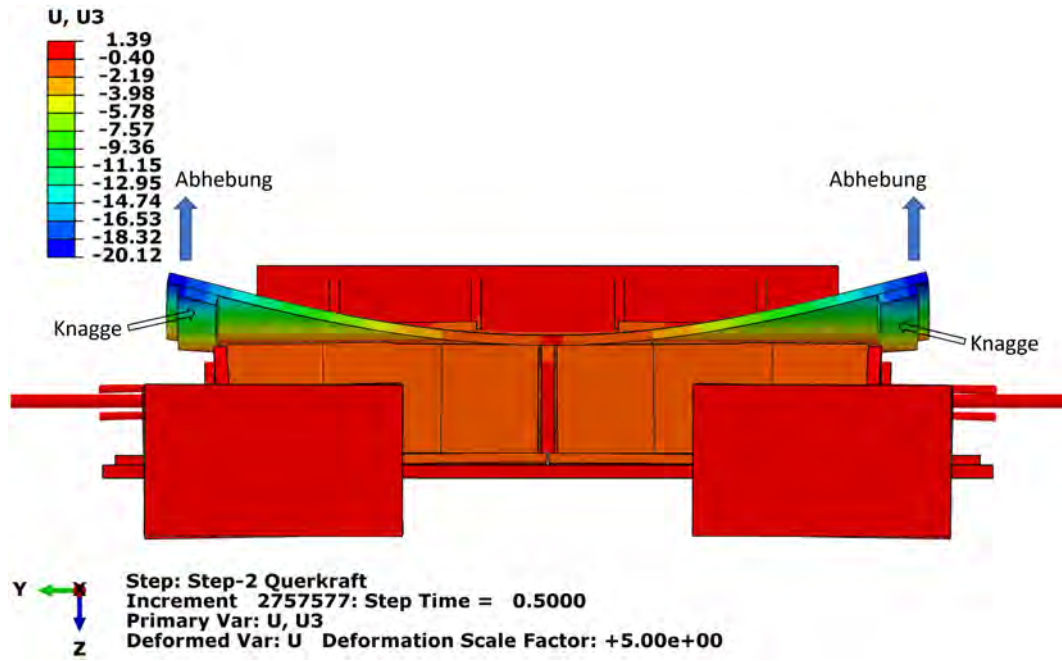
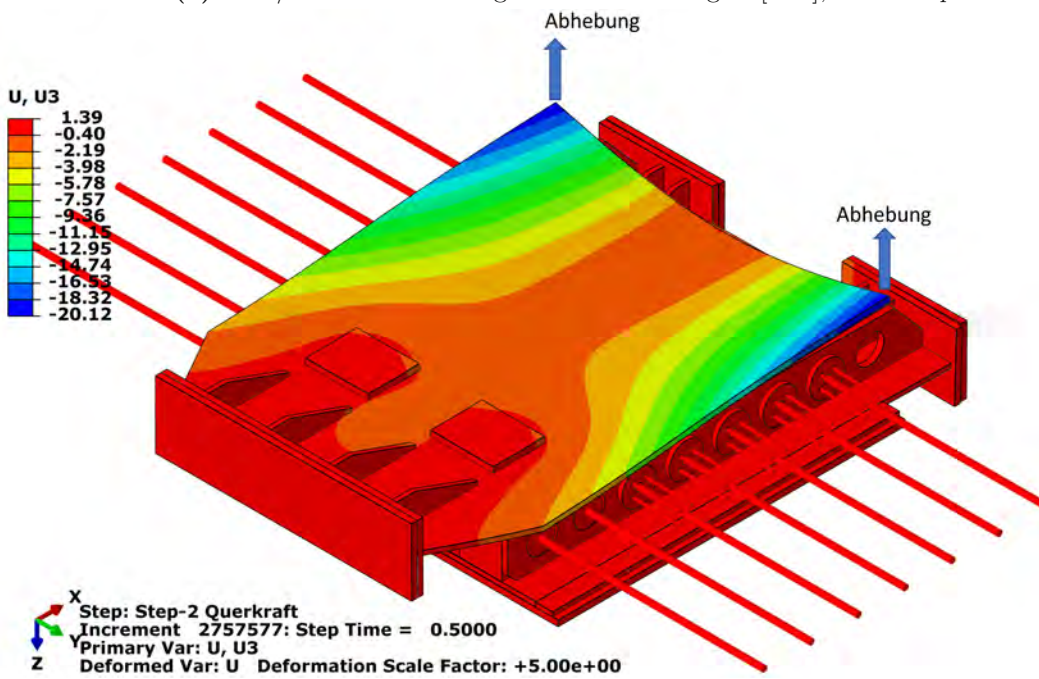


Abb. 4.10: VK1/1-U1-Verschiebung in die X-Richtung in [mm], Ende *Step-2*, DSF=5



(a) VK1/3-U3-Verschiebung in die Z-Richtung in [mm], Ende Step-2



(b) VK1/3-U3-Verschiebung in die Z-Richtung in [mm], Ende Step-2

Abb. 4.11: Abheben der Plattenecken, DSF=5

Die bereits in Kap. 4.1 vorgestellten Ergebniskurven wurden weiter analysiert, um zu sehen, wie sich die Versuchskörper bei verschiedenen Laststufen verhalten.

In Abb. 4.12a wurden drei Belastungsniveaus (A, B, C) für weitere Untersuchungen ausgewählt:

- **Belastungsniveau A**... $\sim 1 \cdot ULS$ -Schubkraft/ m Dübelleiste (573 - 683 kN/m , Zeit=0,68-0,70 s; frames-11-12) \rightarrow entspricht einer Relativverschiebung von ca. 0,3-0,5 mm
- **Belastungsniveau B**... $\sim 1,5$ - $1,7$ mm Relativverschiebung, Ende des Elastizitätsbereichs der Arbeitslinien (Zeit=0,80s;frame-18) \rightarrow entspricht einer Schubkraft/ m von ca. $2 - 3 \cdot ULS$
- **Belastungsniveau C**... $\sim 3,2$ - $3,4$ mm Relativverschiebung, plastische unbegrenzte Verformung (Zeit=0,87 s; frame-22) \rightarrow entspricht einer Schubkraft/ m von ca. $3 - 4 \cdot ULS$

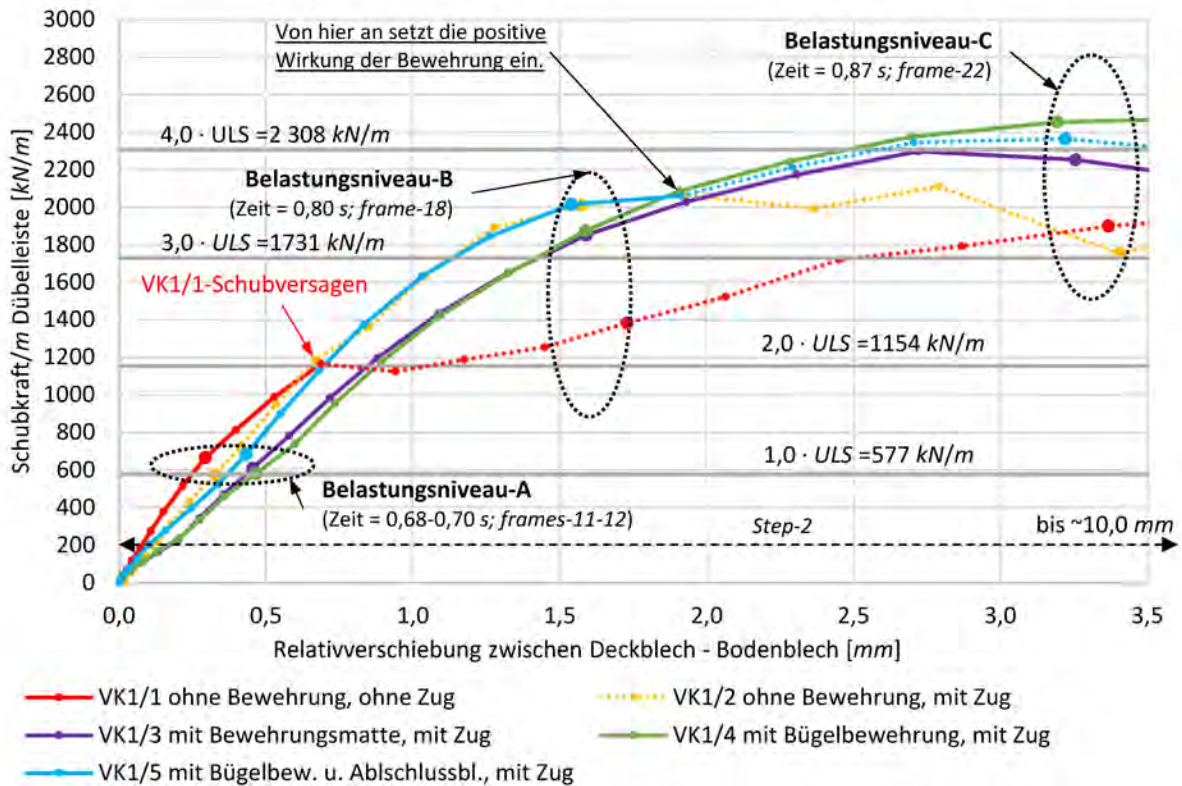
Abb. 4.12b zeigt die gemessenen Schubkräfte/ m , die vom System in Abhängigkeit von der Zeit aufgenommen wurden. Die beiden Belastungsschritte (*Step-1* und *Step-2*) sind auf der horizontalen Achse dargestellt. Die gesamte Simulationszeit beträgt eine Sekunde. Wie in Kap. 4.1 erwähnt, ist *Step-1* in 15 gleiche Zeitabschnitte mit 16 *frames* unterteilt, *Step-2* in 30 gleiche Zeitabschnitte mit 31 *frames*. Die Anzahl der *frames* muss vor der Berechnung manuell eingegeben werden, und ABAQUS speichert die Ergebnisse während der Berechnung nur zu diesen Zeitpunkten. Würde die Software die Ergebnisse bei jedem Zeitinkrement speichern, würden riesige Mengen an Dateien entstehen, für die nicht genügend Speicherkapazität vorhanden ist. Zum Vergleich: Die Datenmenge für den Versuchskörper VK1/4 mit 46 *frames* beträgt ~ 5 $GByte$ und die Anzahl der Inkremente 2757577. Da sich alle Versuchskörper unterschiedlich verhalten und die Belastung weggesteuert ist, lässt sich nicht vorhersagen, bei welchem *frame* die gewünschten Lastniveaus (Schubkraft/ m) erreicht werden. Die oben genannten Belastungsniveaus sind daher mit Bandbreiten angegeben, die die Ergebnisse der nahe liegenden *frames* beinhalten. Die ausgewählten *frames* sind in Abb. 4.12a und Abb. 4.12b mit größeren Punkten dargestellt.

Belastungsniveau A ist eine mit Kraftgrößen definierte Lastbandbreite, d. h. eine $\sim 1 \cdot ULS$ Schubbelastung. Die beiden anderen (Belastungsniveau B und C) sind mit Verschiebungsgrößen definierte Lastbandbreiten. Die Bandbreiten wurden so schmal wie möglich gewählt.

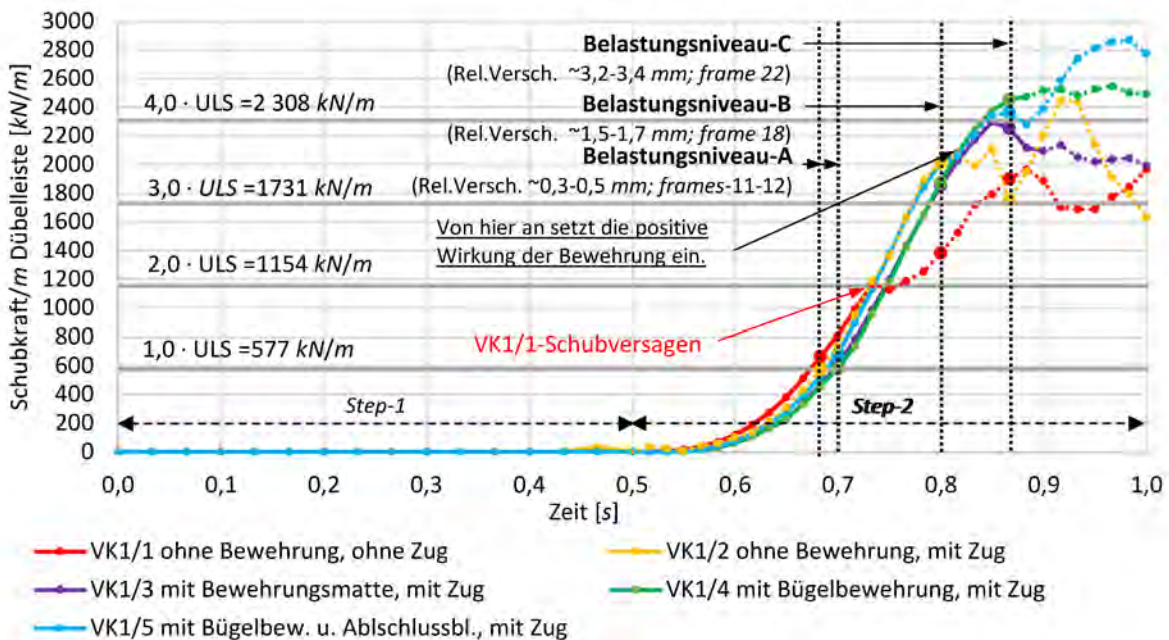
Obwohl es sich bei dieser Vorgangsweise um eine Annäherung an den Belastungsniveaus handelt, ist man dennoch in der Lage, das Verhalten einzelner Versuchskörper ausreichend zu beschreiben. Abb. 4.12a zeigt die Arbeitslinien der Versuchskörper in *Step-2* bis zu einer Relativverschiebung von 3,5 mm . Die Arbeitslinien können wegen der unterschiedlichen Tragfähigkeiten nicht auf der Basis von Lastniveaus mit Kraftgrößen nach dem $\sim 1 \cdot ULS$ -Schub verglichen werden, daher werden sie auf Basis bestimmter Lastniveaus mit relativen Verschiebungen gegenübergestellt. Bei den Belastungsniveaus B und C werden die *frames* von der unmittelbaren Nähe der gezielten relativen Verschiebungsgrößen gewählt. Das Belastungsniveau B entspricht einer relativen Verschiebung von 1,5-1,7 mm zwischen Deck- und Bodenblechen, beim Belastungsniveau C sind es 3,2-3,4 mm . Tab. 4.1 zeigt die den Belastungsniveaus zugeordneten *frames*.

Tab. 4.1: Ausgewählte *frames* der Belastungsniveaus der Versuchskörper

Belastungsniveau	VK1/1	VK1/2	VK1/3	VK1/4	VK1/5
A ($1 \cdot ULS$ -Schub)	11	11	12	12	12
B	18	18	18	18	18
C	22	22	22	22	22



(a) Arbeitslinien der VK1-Varianten mit Belastungsniveaus



(b) Eingeleitete Schubkraft pro m über die angegebene Belastungszeit mit Belastungsniveaus

Abb. 4.12: Ergebnisverläufe der VK1-Varianten mit Belastungsniveaus

4.3.2 Belastungsniveau A

Zug aus der Haupttragwirkung: $1 \cdot ULS$, Schub aus der Quertragwirkung: $1 \cdot ULS$ (Relativverschiebung zwischen Boden- und Deckblech: 0,3 - 0,5 mm) [frames-11-12]

- **Versuchskörper VK1/1:**

Beim Belastungsniveau A zeigen die Arbeitslinien, dass die Steifigkeit von Versuchskörper VK1/1 ohne Zugbelastung höher ist als die Steifigkeit der Varianten mit Zugbelastung (VK1/2-VK1/5), unabhängig vom Vorhandensein von Bewehrungen. Bei Versuchskörper VK1/1 wird keine Längsdehnung aufgebracht, deswegen ist die Steifigkeit größer. Ohne Zug aus der Haupttragwirkung sind die Betondübel noch intakt (siehe Abb. 4.13).

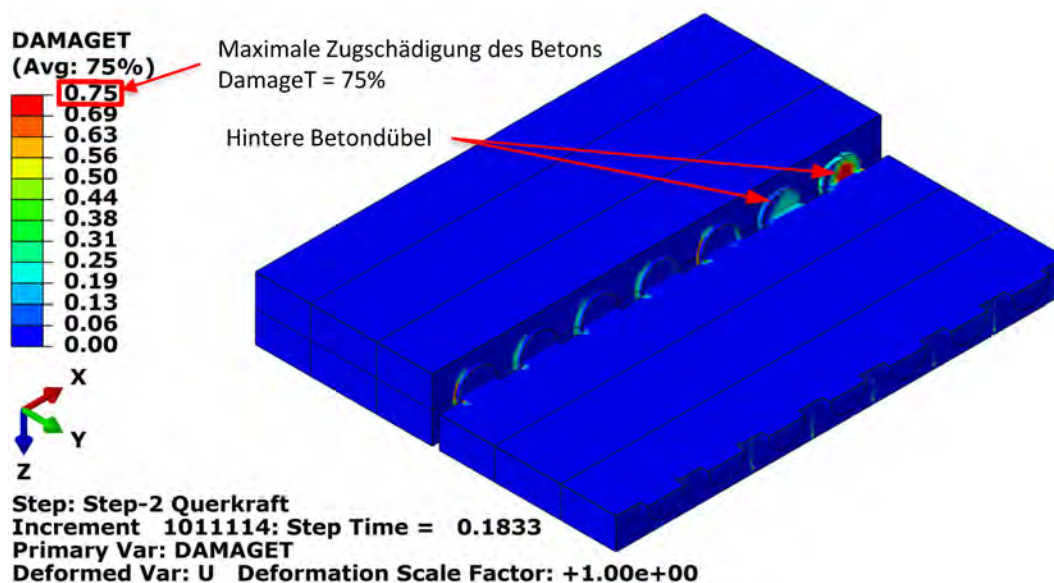


Abb. 4.13: VK1/1-DamageT-Zugschädigung des Betons [-] beim Belastungsniveau A, ($1 \cdot ULS$ -Schub)

Die beiden hinteren Betondübel der mittleren Dübelleiste, die aus der Schubkraftübertragung ausgeschlossen wurden, weisen bereits Zugschädigungen in Längsrichtung auf. Die maximale Zugschädigung des letzten Betondübels beträgt 75%. Der Grund dafür lässt sich mit einem einfachen Stabwerkmodell erklären, siehe dazu Abb. 4.19. Neben den Druckstreben werden im Körper auch Zugstreben in Längsrichtung erzeugt, die zu zusätzlichen Zugkräften in den hinteren Betondübeln führen. Dieser Effekt wird in der Beschreibung der Varianten mit Bewehrung (VK/3-VK1/5) näher erläutert.

- **Versuchskörper VK1/2:**

Am Ende *Step-1* (Zug aus der Haupttragwirkung) sind alle Betondübel gerissen. Die Risse sind in *ABAQUS* nur in Form von Zugschädigungen angezeigt. Die Zugschädigungen der einzelnen FE-Elemente im Dübelbereich erreichen den Höchstwert ($dt \approx 1,0$) (siehe Abb. 4.14).

Trotz lokaler Rissbildung sind die Betondübel im *ABAQUS*-Modell in der Lage, Schubkräfte aufzunehmen. Das Modell weist jedoch eine geringere Steifigkeit als Versuchskörper VK1/1 auf, weil es in Längsrichtung gezogen ist. Weiterhin ist zu beachten, dass am Ende *Steps-1* ($1 \cdot ULS$ -Zug aus der Haupttragwirkung) die aufgebrachten Zugkräfte (31,24 kN

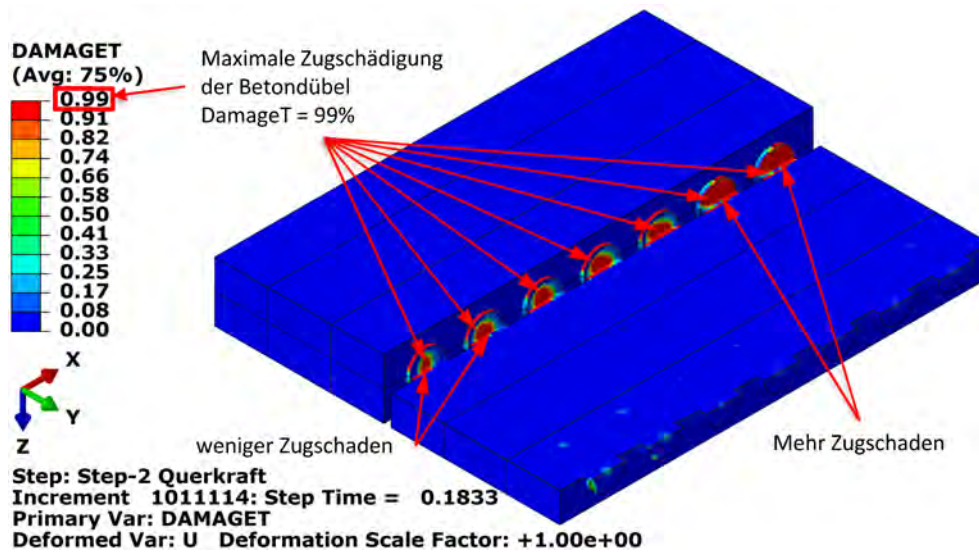


Abb. 4.14: VK1/2-Damage_T-Zugschädigung [-] des Betons beim Belastungsniveau A, (1·ULS-Zug, 1·ULS-Schub)

pro Gewindestab) die beiden Betonkammern vollständig auseinanderziehen und somit die Zugspannungen in der gesamten Betonfüllung auf Null reduzieren. Nach Erreichen der Schubkraft von 1·ULS in *Step-2* verringert sich jedoch die Breite der Spalte in den ersten Betondübeln aufgrund des Stabwerkmodells (Abb. 4.19). Die hinteren Betondübel bekommen also mehr Zug, die ersten mehr Druck wegen dieses Effektes. Bei den ersten fünf Dübeln treten sogar noch größere hydrostatische Druckspannungen in unmittelbarer Nähe der Stirnflächen der Lochdübel auf, wo die Lochdübelkräfte auf den Beton übertragen werden (siehe Abb. 4.15). Abb. 4.17a zeigt, dass die Versuchskörper ohne durchgehende Bewehrung nach der Rissbildung fast keine Zugspannungen mehr in Längsrichtung (Y-Richtung) erhalten.

Eine Betonkammer, die keine Zugspannungen in Längsrichtung enthält, hat eine höhere Steifigkeit in Querrichtung gegen Schub als eine Kammer, die Zugspannungen in Längsrichtung enthält. Abb. 4.17 und Abb. 4.18 zeigen, wie die Schubkräfte zu den Randdübeln geleitet werden. Bei Versuchskörpern mit Längsbewehrung werden in den lokalen Bereichen der mittleren Betondübel ein Anteil der Längskomponenten im Kräfte-dreieck von den Längsbewehrungen aufgenommen und somit die Kräfte in den Schubfeldern mit einer flacheren Neigung weitergeleitet. Ein weiterer Grund des flachen Neigungswinkels, dass die Schubsteifigkeit der gezogenen Kammern gering ist.

In Abb. 4.18 sind die Spannungen von 0 bis $-10 \text{ [N/mm}^2\text{]}$ angezeigt, damit die Ergebnisse besser verglichen werden können. An lokalen Stellen, z. B. an den Stirnflächen der Lochdübeln, treten größere Spannungen auf, die hier nicht dargestellt werden.

- **Versuchskörper VK1/3-VK1/5:**

Bei den Modellen mit Bewehrung ist die Rissbildung der Betonfüllung im Dübelbereich am Ende *Step-1* (Zug aus der Haupttragwirkung) weniger stark ausgeprägt als beim Versuchskörper VK1/2 (mit Zug, ohne Bewehrung), weil die Längsbewehrung die Zugkräfte entlang ihrer Achse verteilt (siehe Abb. 4.16). Die Risse beschränken sich nicht nur auf den

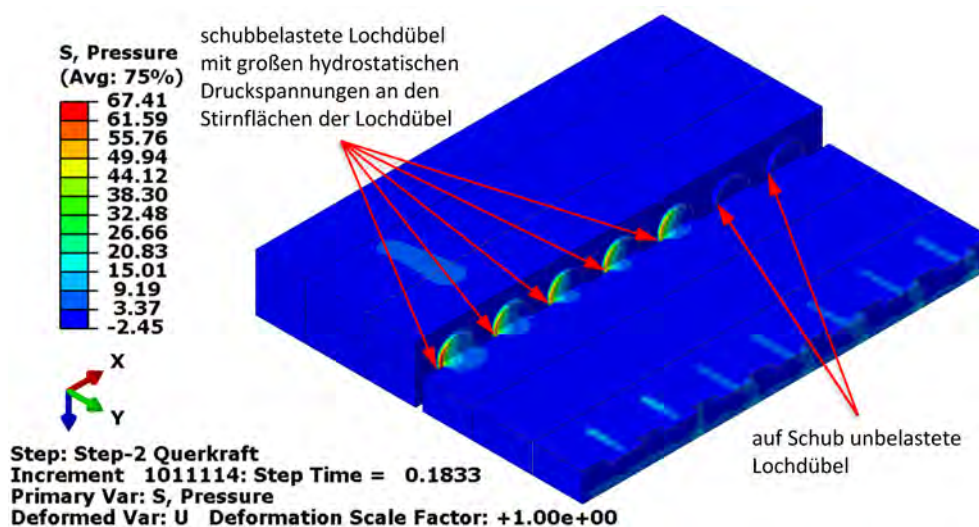


Abb. 4.15: VK1/2-DamageT-Zugschädigung [-] des Betons beim Belastungsniveau A, ($1 \cdot ULS$ -Zug, $1 \cdot ULS$ -Schub)

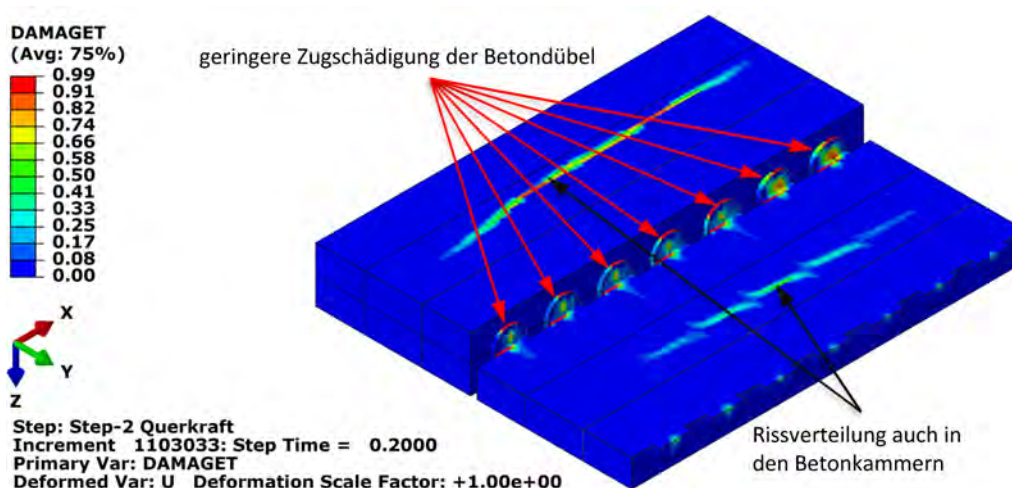
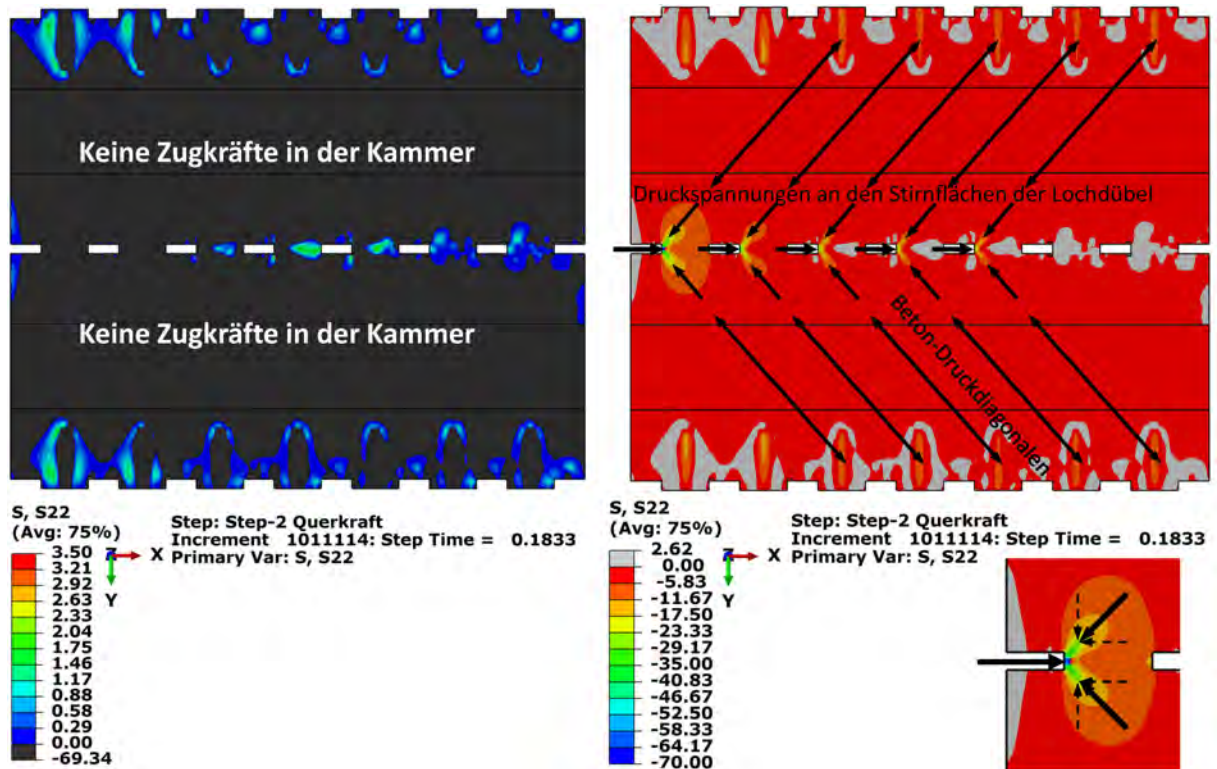


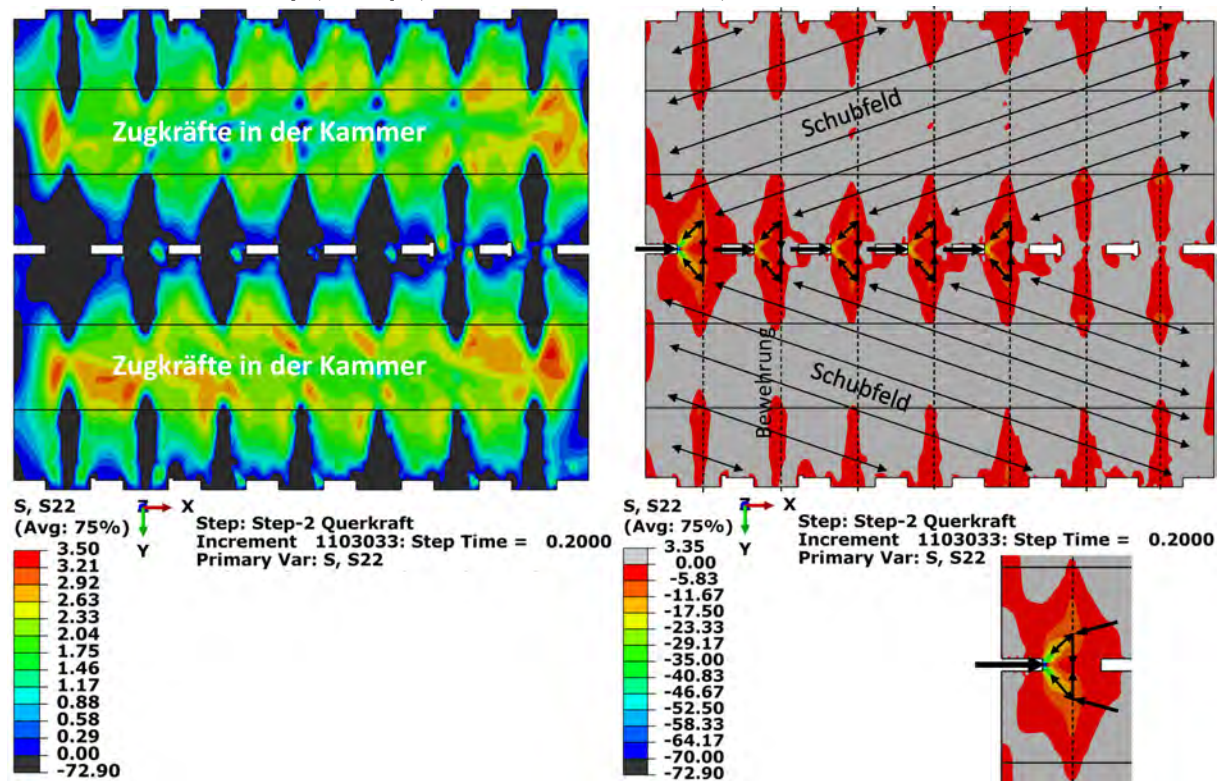
Abb. 4.16: VK1/3-DamageT-Zugschädigung des Betons [-] beim Belastungsniveau A, ($1 \cdot ULS$ -Zug, $1 \cdot ULS$ -Schub)

Dübelbereich, auch im Kammerbereich sind Zugrisse zu beobachten. Am Ende *Step-1* im Gegensatz zu Modell Versuchskörper VK1/2 verbleiben Zugspannungen in Längsrichtung im Beton. Wie bereits erwähnt, zeigt ein einfaches Kraftübertragungsmodell (siehe Abb. 4.19), warum die letzten beiden Betondübel einer erhöhten Zugbelastung ausgesetzt sind und warum die Längsbewehrung in diesem Bereich auf Zug stärker beansprucht wird. Dieser Effekt ist bei allen bewehrten Versuchskörpern vorhanden.

Nach dem Erreichen von $1 \cdot ULS$ -Schubkraft in *Step-2* weisen die Modelle mit Bewehrung überraschenderweise geringere Steifigkeiten als die Modelle ohne Bewehrung auf. Dieses Phänomen könnte auf das Vorhandensein von Zugspannungen in Längsrichtung im Betonkörper zurückzuführen sein (siehe Abb. 4.17b). Die Betonkammern von Versuchskörper VK1/3-VK1/5 werden – nach der Rissbildung im Dübelbereich – gegenüber im Falle von Versuchskörper VK1/2 immer noch Zugspannungen aus der Haupttragwirkung enthalten (siehe Abb. 4.17).

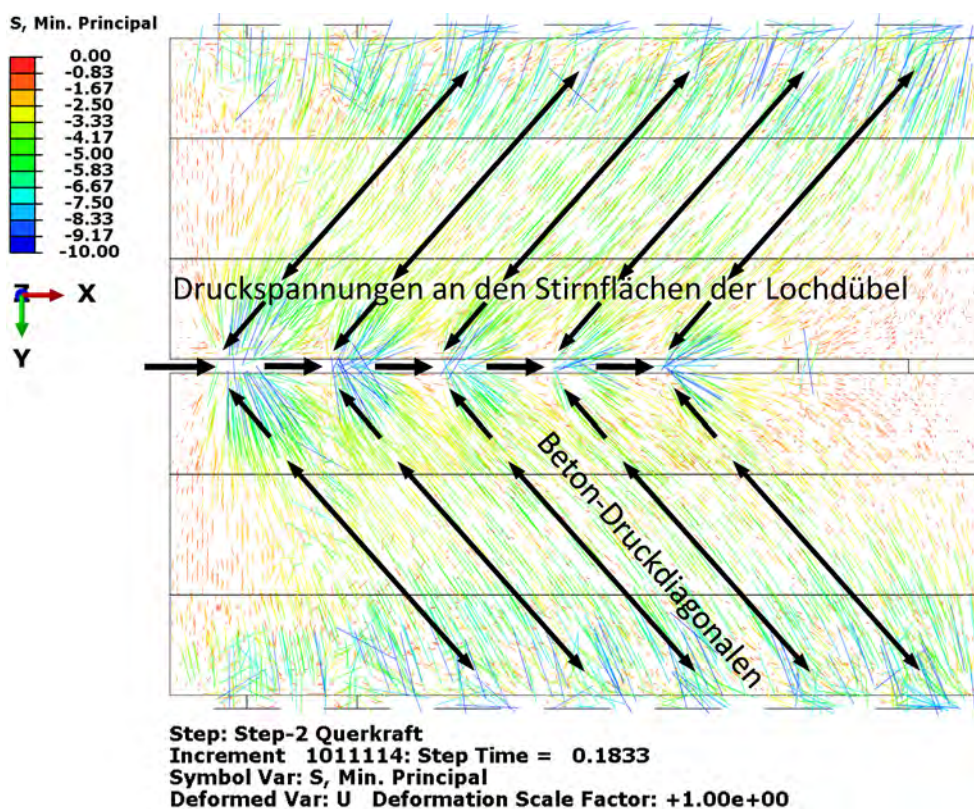


(a) VK1/2-S22-Zugspannungen (links) und Druckspannungen(rechts) des Betons beim Belastungsniveau A in Y-Richtung in $[N/mm^2]$, (1·ULS-Zug, 1·ULS-Schub)

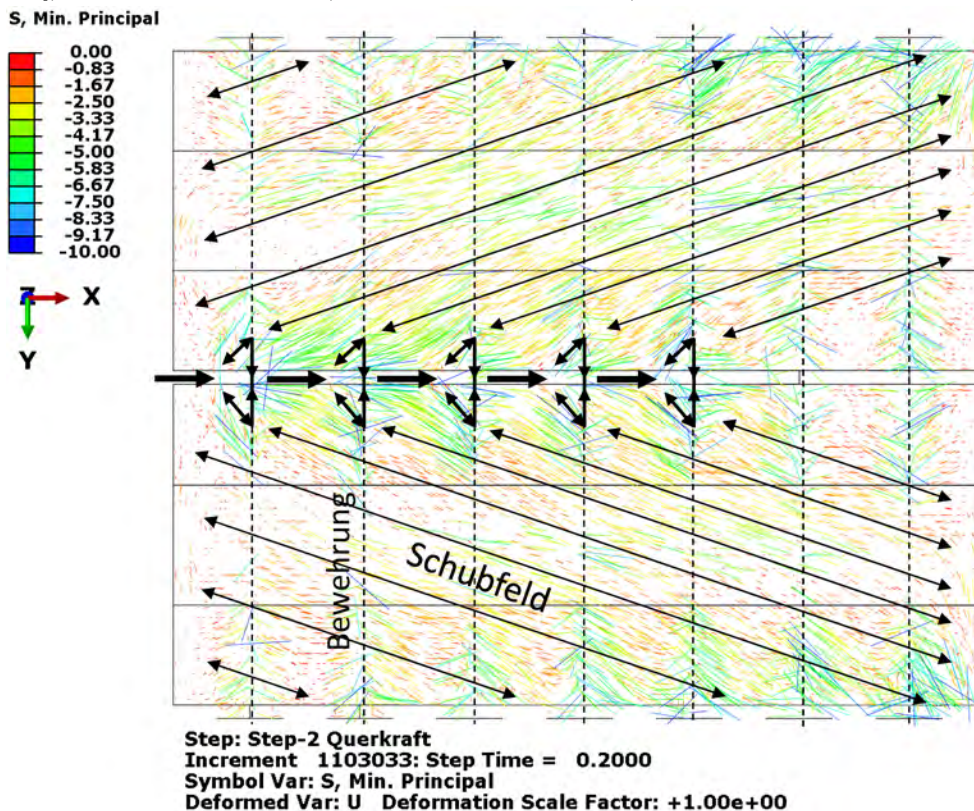


(b) VK1/3-S22-Zugspannungen (links) und Druckspannungen(rechts) des Betons beim Belastungsniveau A in Y-Richtung in $[N/mm^2]$, (1·ULS-Zug, 1·ULS-Schub)

Abb. 4.17: Vergleich der Spannungen zwischen bewehrten und unbewehrten Versuchskörpern.



(a) VK1/2-Hauptdruckspannungen von 0 bis -10 $[N/mm^2]$ im Beton dargestellt (S,Min.Prinzipal in $[N/mm^2]$), Belastungsniveau A, (1·ULS-Zug, 1·ULS-Schub)



(b) VK1/3-Hauptdruckspannungen von 0 bis -10 $[N/mm^2]$ im Beton dargestellt (S,Min.Prinzipal in $[N/mm^2]$), Belastungsniveau A, (1·ULS-Zug, 1·ULS-Schub)

Abb. 4.18: Vergleich der Schublastabtragung zwischen bewehrten und unbewehrten Versuchskörpern.

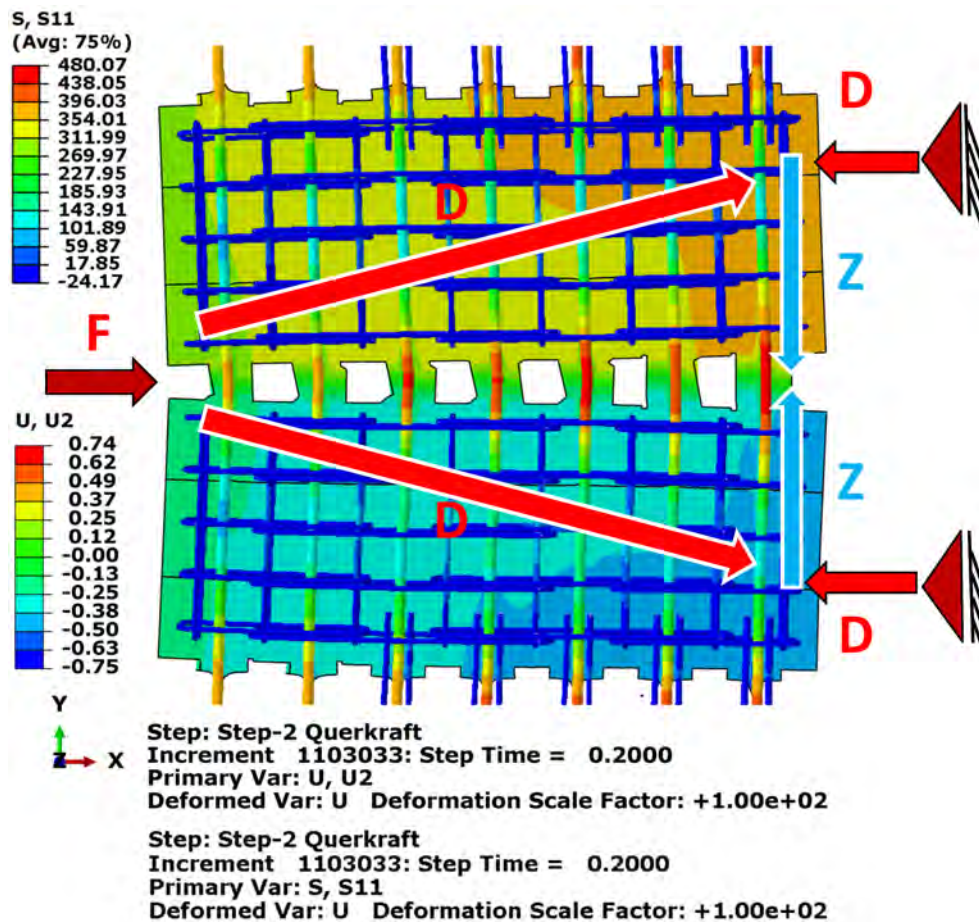


Abb. 4.19: VK1/4-U2-Verformung des Betons beim Belastungsniveau A ($1 \cdot ULS$ -Zug, $1 \cdot ULS$ -Schub) in Y-Richtung in [mm], S11-Axialspannungen in der Bewehrung in [N/mm^2], Stabwerkmodell für die Kraftübertragung in den Versuchskörpern (Längszug aus der Haupttragwirkung nicht dargestellt.), DSF=100

Hinweis: In der realen SCSC-Fahrbahnkonstruktion wird dieser Mechanismus nicht so ausgeprägt auftreten wie in den Versuchskörpern.

4.3.3 Belastungsniveau B

Zug aus der Haupttragwirkung: $1 \cdot ULS$, Schub aus der Quertragwirkung: $2 \cdot ULS$ - $3 \cdot ULS$ je nach Modellvariante (Relativverschiebung zwischen Boden- und Deckblech: ca. 1,5-1,7 mm) [frame-18]

- **Versuchskörper VK1/1:**

Dieses Modell ohne Zug und ohne Bewehrung erreicht bei ca. $2 \cdot ULS$ Lastniveau ($1 \cdot ULS$ aus der Haupttragwirkung, $2 \cdot ULS$ aus der Quertragwirkung) seine Tragfähigkeit. Abb. 4.20 zeigt, dass der Beton lokal im Dübelbereich auf Schub versagt. Das Versagen in diesem Zeitpunkt/Lastniveau wurde auch durch die Arbeitslinie bestätigt (siehe Abb. 4.12a). Ab diesem Zeitpunkt sind die weiteren Ergebnisse auf der Arbeitslinie nicht mehr plausibel und können nicht mehr verwendet werden (siehe Kap. 4.5).

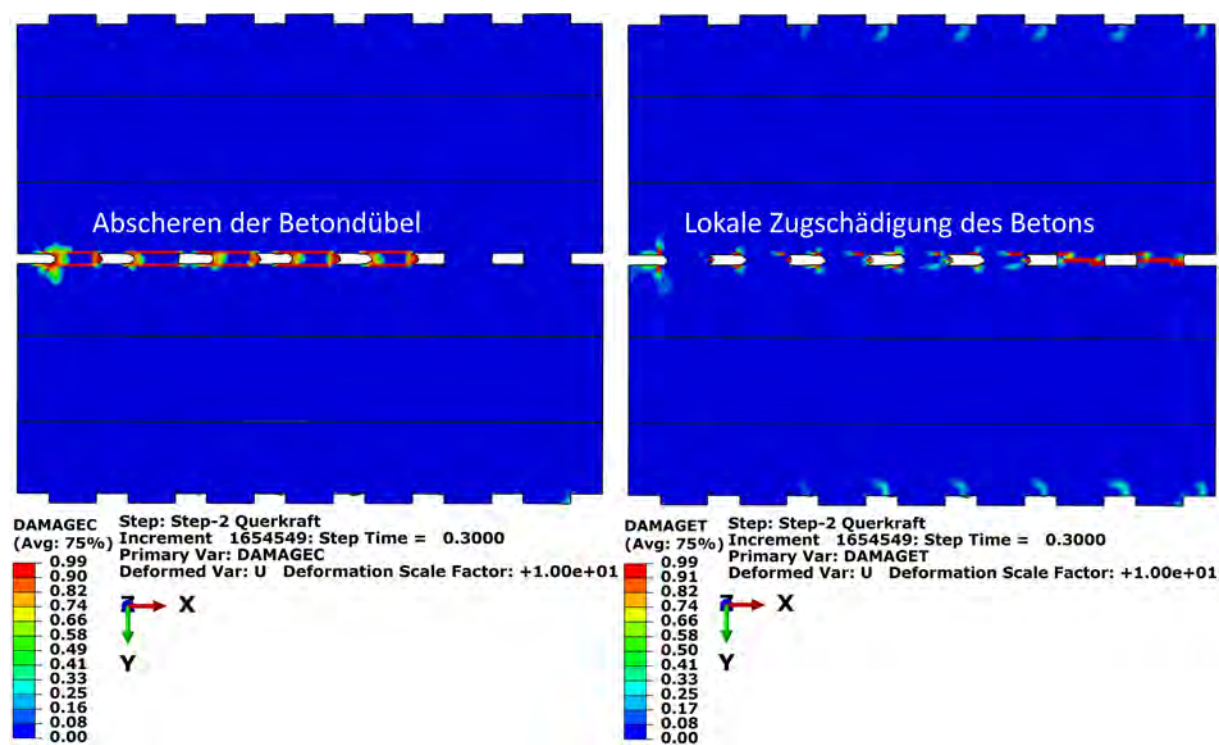


Abb. 4.20: VK1/1-DamageC-Druckschädigung des Betons [-] (links), DamageT-Zugschädigung des Betons [-] (rechts) beim Belastungsniveau B, DSF=10

- **Versuchskörper VK1/2:**

Die grundsätzliche Hypothese war, dass das Modell mit Zug und ohne Längsbewehrung (VK1/2) aufgrund der Zugschädigung des Betons infolge der Haupttragwirkung die geringste Tragfähigkeit aufweisen wird. Die Ergebnisse zeigen jedoch, dass die durch den Längszug vollständig geschädigten Betondübel bei zunehmender Schubkraft überraschenderweise weiterhin Schubkräfte aufnehmen können. Die Arbeitslinie zeigt mit zunehmender Relativverschiebung vom Lastniveau B bis fast zum Lastniveau C eine konstante Tragfähigkeit an. Beim Belastungsniveau C versagt der Körper tatsächlich. Die Arbeitslinie fällt herunter. Weiters zeigt Abb. 4.21, dass sich die Betondübel beim Belastungsniveau B zusammen mit den Kammern bewegen, während sie sich beim Belastungsniveau C separat bewegen.

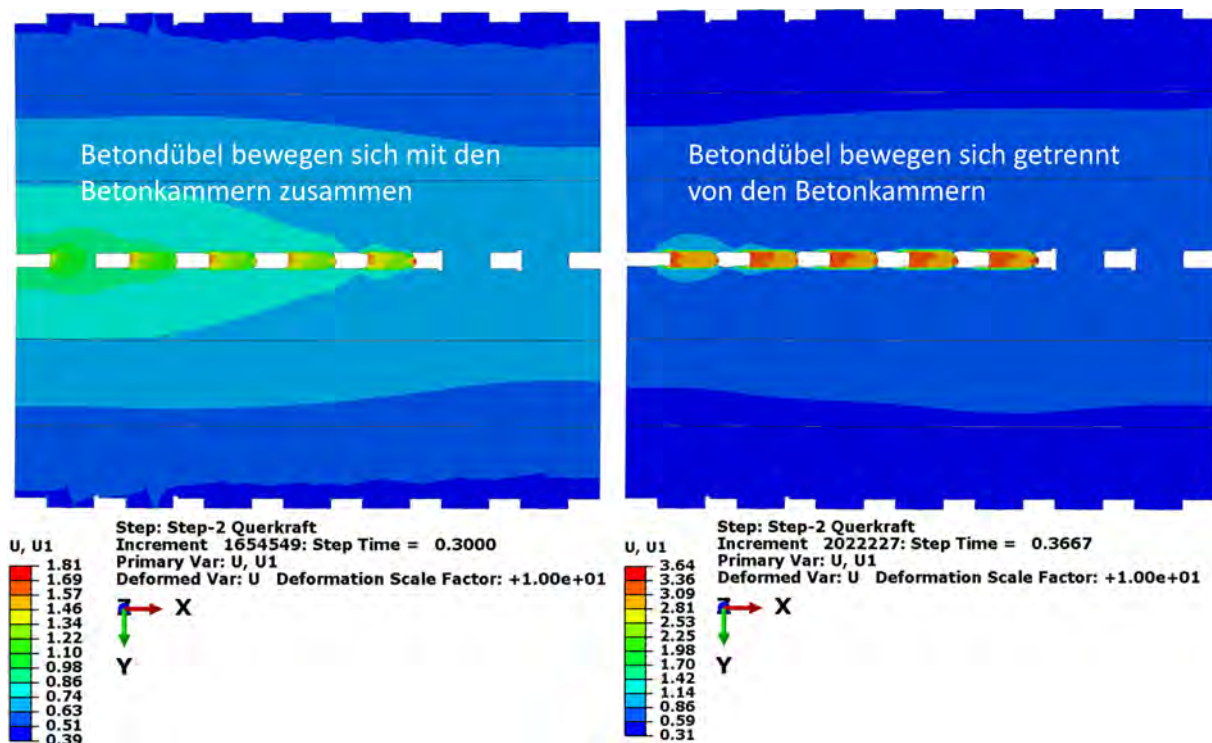


Abb. 4.21: VK1/1-U1-Verformung des Betons in X-Richtung beim Belastungsniveau B (links), beim Belastungsniveau C (rechts) in [mm], DSF=10

- **Versuchskörper VK1/3-VK1/5:**

Die positive Wirkung der Bewehrung ist beim Belastungsniveau B noch nicht sichtbar. Die Versuchskörper mit Bewehrungsmatte (VK1/3) und mit Bügelbewehrung ohne Stützblech (VK1/4) weisen eine kleinere Tragfähigkeit als die Versuchskörper ohne Bewehrung (VK1/2) unter der gleichen Dehnung auf. Die höhere Tragfähigkeit von Versuchskörper VK1/5 im Vergleich zu VK1/3-VK1/4 ist darauf zurückzuführen, dass der Beton in Versuchskörper VK1/5 durch ein zusätzliches Stützblech in X-Richtung (U1) gestützt wird.

In Abb. 4.22 zeigt die Lastpfade der Betonspannungen schematisch. Beim Versuchskörper VK1/5 ist deutlich zu erkennen, dass ein Teil der Schubspannungen nicht auf die Randdübelbleisten, sondern auf die Stützplatten übertragen wird. Dadurch entsteht bei dem Versuchskörper VK1/5 bis zu einer Relativverschiebung von 2,0 mm eine höhere Schubkraft (siehe Abb. 4.12a) als bei den Varianten mit Bewehrung und ohne Stützplatte (Versuchskörper VK1/3 und VK1/4).

4.3.4 Belastungsniveau C

Zug aus der Haupttragwirkung: 1·ULS, Schub aus der Quertragwirkung: 3·ULS - 4·ULS je nach Modellvariante (Relativverschiebung zwischen Boden- und Deckblech: ca. 3,2-3,4 mm) [frame-22]

- **Versuchskörper VK1/1:**

Die Arbeitslinie des VK1/1-Versuchskörpers zeigt eine steigende Tendenz, die nach einem Versagen durch das Abscheren der Betondübel nicht mehr auftreten könnte. Wie bereits für das Belastungsniveau B erläutert, sind die Ergebnisse hier nicht mehr plausibel.

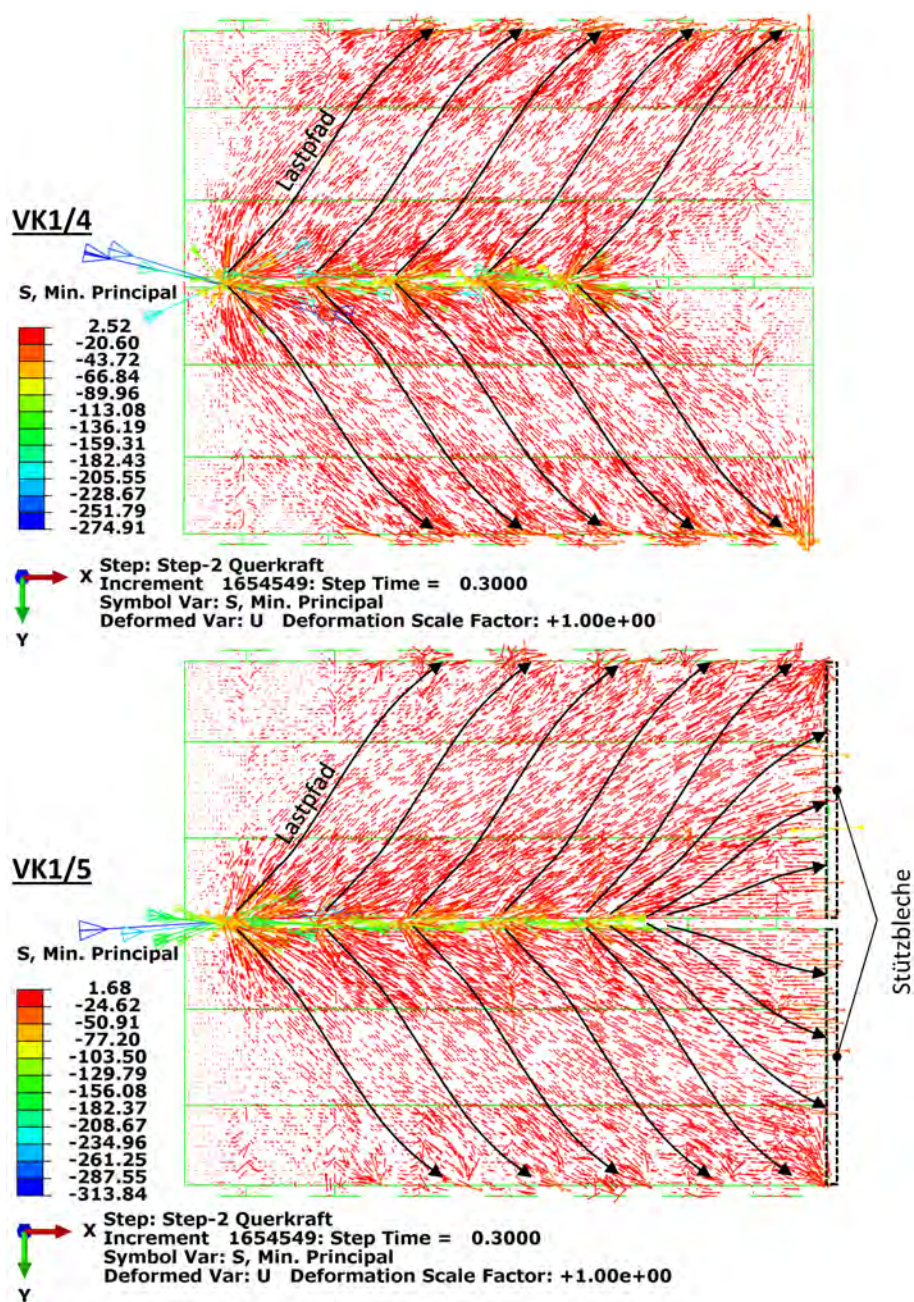


Abb. 4.22: VK1/4 und VK1/5-Hauptdruckspannung im Beton (S,Min.Prinzipal in $[N/mm^2]$), Belastungsniveau B Step-1

- **Versuchskörper VK1/2:**

Bei Versuchskörper VK1/2 ist ein abfallender Verlauf zu erkennen. Die Betondübel sind vollständig zerstört (siehe Abb. 4.23). Bei dieser Laststufe hat der Versuchskörper bereits versagt, und die Ergebnisse sind - wie bei Versuchskörper VK1/1 - nicht mehr zuverlässig.

- **Versuchskörper VK1/3-VK1/5:**

Die positive Eigenschaft der bewehrten Versionen im Vergleich zu den unbewehrten ist, dass das Versagen mit einer höheren Duktilität verbunden ist. Zwar ist auch bei diesen Modellen der Beton im Dübelbereich geschädigt, aber in geringerem Maße als bei den

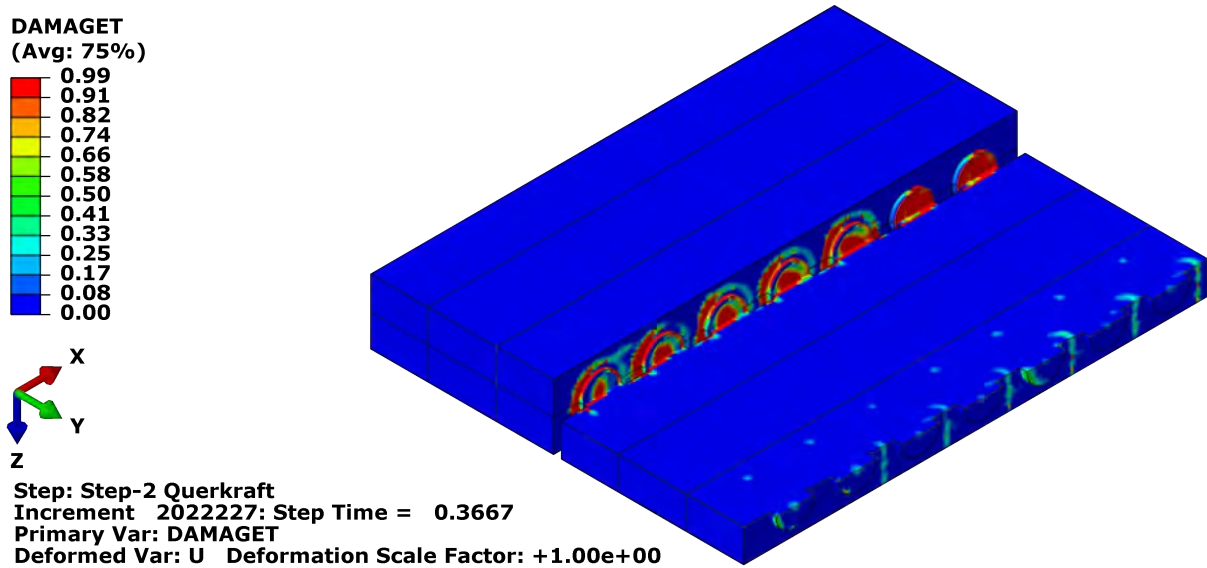


Abb. 4.23: VK1/2-vollständige Zerstörung des Betons (DamageT [-]) beim Belastungsniveau C

Modellen ohne Bewehrung. Bei diesem Lastniveau ist zu beobachten, dass sich die Risse nicht ausschließlich im Dübelbereich konzentrieren, sondern auch in den Kammern verteilt sind (Vergleiche Abb. 4.23, Abb. 4.24). Die positive Wirkung der Bewehrung kann ab einer relativen Verschiebung von 2 mm (entspricht einem Lastniveau von $\sim 3,3 \cdot ULS$) beobachten werden, wobei die drei bewehrten Versionen die beiden unbewehrten Versionen übertreffen (siehe Abb. 4.1).

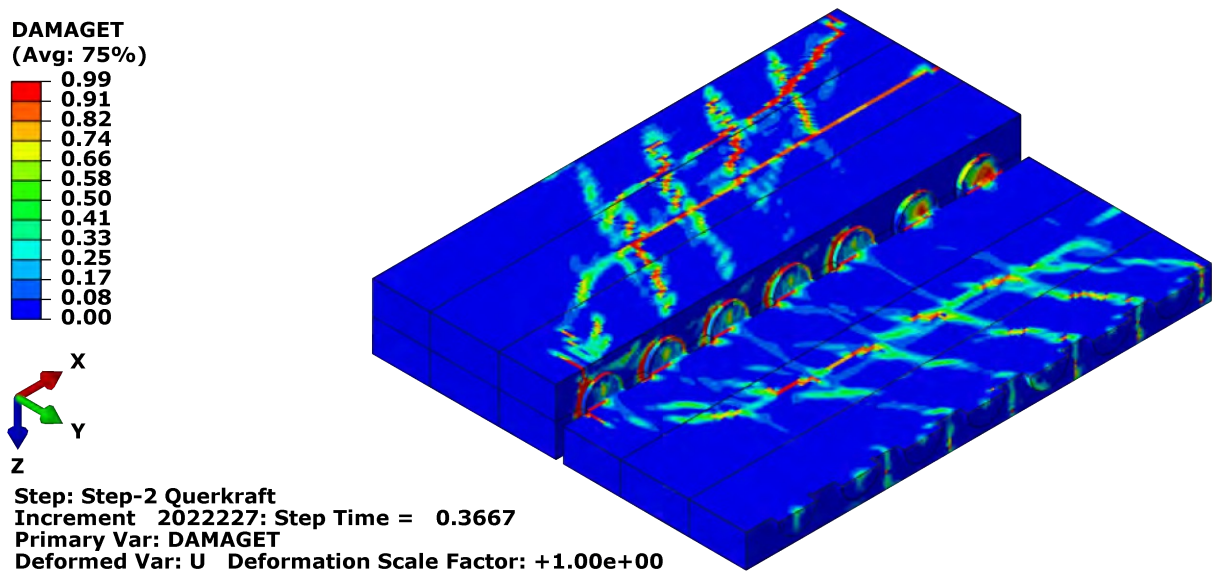


Abb. 4.24: VK1/4-Verteilung der Risse durch die Längs- und Bügelbewehrung (DamageT [-]) beim Belastungsniveau C

4.3.5 Vergleich der Modellvarianten

Belastungsniveau A

Versuchskörper VK1/1 (ohne Zug, ohne Bewehrung) hat die höchste Steifigkeit gegen Schub. Versuchskörper VK1/2 (mit Zug, ohne Bewehrung) besitzt aufgrund des Zuges eine geringere Steifigkeit als Versuchskörper VK1/1. Bei Versuchskörper VK1/2 konzentrieren sich die Betonrisse infolge des Zuges im Bereich der mittleren Dübelleiste, wodurch die Betonkammern nicht mehr auf Zug beansprucht werden. Die Versuchskörper VK1/3 und VK1/4 (mit Zug, mit Bewehrung) haben eine noch geringere Steifigkeit als Versuchskörper VK1/2, weil die Betonkammern infolge der spannungsverteilenden Wirkung der Bewehrung unter Zugspannungen stehen. Das heißt, Versuchskörper VK1/1 ohne Zug und ohne Bewehrung ergibt die größte, die Varianten mit Zug und mit Bewehrungen ergeben die kleinsten Steifigkeiten. Versuchskörper VK1/5 (mit Zug, mit Bewehrung, mit zusätzlichen Stützblech) erhält eine zusätzliche Versteifung durch die Stützbleche (siehe Abb. 4.22). Die aussteifende Wirkung der Stützbleche ist jedoch geringer als die steifigkeitsreduzierende Wirkung des Zuges.

Belastungsniveau B

Bei Versuchskörper VK1/1 versagen die Betondübel unter $2 \cdot ULS$ -Schubbelastung lokal im mittleren Dübelbereich. Versuchskörper VK1/1 versagt unerwartet früher als Versuchskörper VK1/2, wobei die mittleren Betondübel vollständig wegen des Längszuges versagen. Dies kann darauf hindeuten, dass das CDP-Modell die Spaltbildung im Bereich der mittleren Betondübel nicht vollständig abbilden kann und die Lastpfade der Schubkräfte weiterhin ungestört funktionsfähig sind.

Bei diesem Belastungsniveau sind auch die steifigkeitserhöhende Wirkung der Stützbleche (im Fall von Versuchskörper VK1/5) und die steifigkeitsreduzierende Wirkung des Längszuges im Kammerbereich (im Fall von Versuchskörper VK1/3-VK1/5) zu beobachten.

Belastungsniveau C

Ab 2 mm Relativverschiebung wird die positive Wirkung der Bewehrung deutlich. Die Modelle mit Bewehrung verfügen über die höchsten Tragfähigkeiten. Aufgrund des plastischen Verhaltens der Bewehrungen versagen diese Versuchskörper wesentlich duktiler als die Versionen ohne Bewehrung. Die größte Duktilität verleiht den Arbeitslinien der bewehrten Versuchskörper einen gleichmäßigeren glatteren Verlauf ohne Ausschläge, anders als bei den unbewehrten Probekörpern. Obwohl Versuchskörper VK1/5 durch die Stützbleche unter $1 \cdot ULS$ -Lastniveau eine höhere Tragfähigkeit aufweist (im Vergleich zu den Varianten mit Bewehrung und ohne Stützblech), ist diese zusätzliche Tragfähigkeit auf den Arbeitslinien ab 2 mm Relativverschiebung bis zum Belastungsniveau C nicht mehr erkennbar. Ab 2 mm Relativverschiebung ist die Plausibilität der Arbeitslinie von Versuchskörper VK1/5 zu bezweifeln (siehe Kap. 4.5), daher könnte diese Variante bei der realen Versuchsdurchführung trotzdem eine höhere Tragfähigkeit erreichen.

4.4 Dübelkräfte

Mit Hilfe der *ABAQUS*-Benutzeroberfläche ist es möglich, die in den Lochdübeln erzeugten Kräfte abzufragen. Um das Verhalten der Versuchskörper zu verstehen, wurde ihrer Untersuchung große Bedeutung beigemessen. Eine gleichmäßige und annähernd gleiche Verteilung der Dübelkräfte über die Länge der Schubverbindung wäre für die Bewertung optimal. Je gleichmäßiger die Dübelkräfte verteilt sind, desto sauberer ist die Lastabtragung und desto zuverlässiger ist die aus realen Versuchsergebnissen berechnete Schubtragfähigkeit pro Längeneinheit des Verbundes. Da es nicht möglich ist, einzelne Dübelkräfte während des Versuchs zu messen, ist eine vorhergesagte Verteilung der Dübelkräfte wichtig. Die horizontalen und vertikalen Dübelkraftkomponenten werden in den nächsten beiden Kapiteln näher erläutert. Die resultierenden Dübelkräfte sind in Anh. A.4 und in Anh. A.5 dargestellt.

Wie in Kap. 2.1 erwähnt, haben *Steurer und Fink* [18] im Rahmen einer FE-Simulation und eines Ausziehversuchs gezeigt, dass die Tragfähigkeit eines Betondübels unter reiner Schubbelastung etwa 470 kN beträgt. Daher müssen die aus den Modellen ausgelesenen Dübelkräfte, die 470 kN überschreiten, kritisch hinterfragt werden. Diese Ausziehversuche sind nicht identisch mit den Biaxialversuchen, daher stellt die maximale Tragfähigkeit eines Dübels von 470 kN bei diesen Untersuchungen einen Richtwert dar. Die Lochdübel, die Kräfte übertragen können, sind von eins bis fünf nummeriert (T1-T5), in aufsteigender Reihenfolge vom Lasteinleitungspunkt bis zu den Auflagern. Ihre Lage sind in Abb. 4.25 dargestellt.

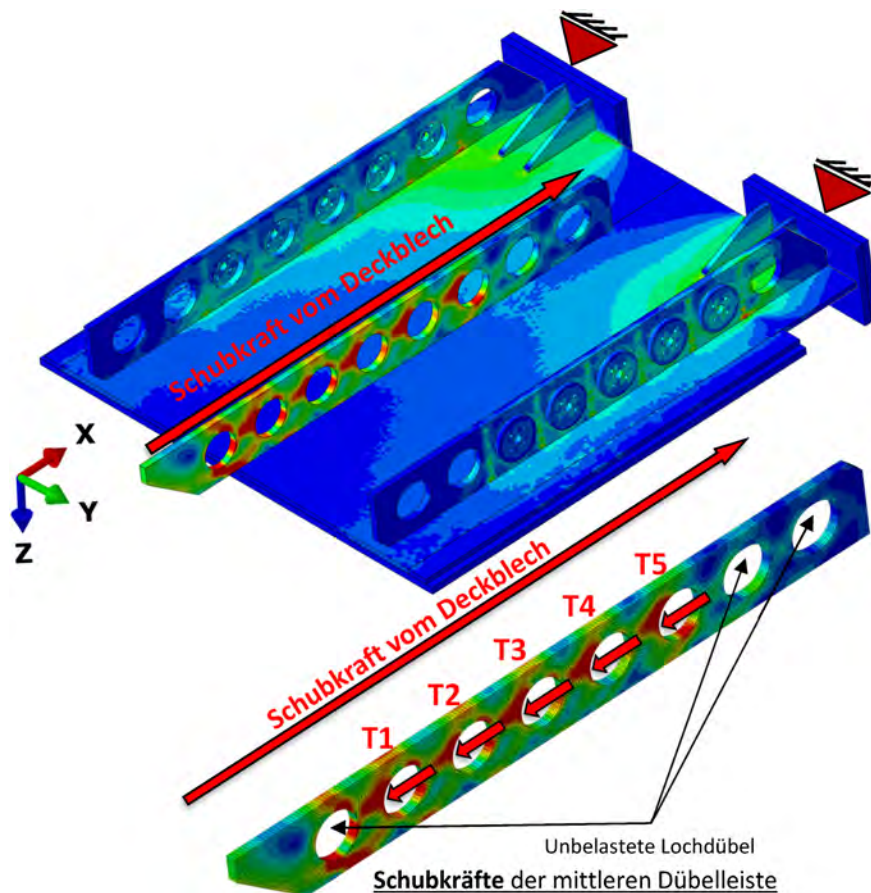


Abb. 4.25: Lage und Bezeichnung der Lochdübel mit der Darstellung der Vergleichsspannungen σ_v unter dem Belastungsniveau C

4.4.1 Vertikale Dübelkraftkomponenten

Die vertikalen Dübelkräfte des Versuchskörpers VK1/1 sind in Abb. 4.26 dargestellt. Die Verläufe der anderen Versuchskörper sind in Anh. A.2 und Anh. A.3 zu entnehmen. Die Größenordnung dieser Kräfte sind aufgrund der vertikalen Stützung des Deckblechs und der Kopfplatte vernachlässigbar.

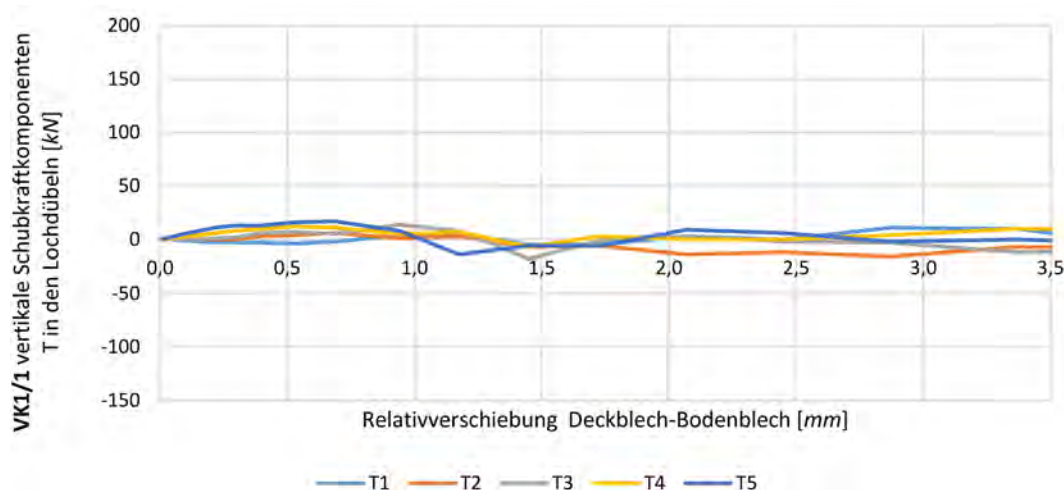


Abb. 4.26: Vertikale Dübelkraftkomponenten des VK1/1-Versuchskörpers

4.4.2 Horizontale Dübelkraftkomponenten

Abb. 4.27 zeigt die horizontalen Dübelkraftkomponenten der einzelnen Versuchskörper an den Belastungsniveaus. Die horizontalen Dübelkraftkomponenten, die die von *Steurer und Fink* [18] ermittelte Dübeltragfähigkeit von 470 kN erreichen oder überschreiten, sind in den Diagrammen als kritische Werte rot markiert. Nach einer erheblichen Schädigung, oder Plastifizierung der ersten Betondübel werden die Kräfte an alle restlichen Betondübel umverteilt (Kraftumverteilung erfolgt durch die Zeit vom Belastungsniveau B bis C). Diese Dübelkräfte sind aufgrund der unterschiedlichen Versuchskörpergestaltungen und Krafteinwirkungen bei den verschiedenen Versuchskörpern unterschiedlich. Das hat zur Folge, dass der erste Dübel nicht mehr eine so hohe Kraft aufnehmen wird (Belastungsniveau C). Es ist auch zu erkennen, dass die Dübelkräfte bei den Belastungsniveaus A und B von der Lasteinleitung bis zu den Stützen hin absteigend verteilt sind. Auf Lastniveau C haben bereits einige Lastumlagerungen durch plastische Verformungen stattgefunden, weshalb die Dübelkräfte keine abnehmende Tendenz mehr aufweisen.

Abb. 4.28 stellt die horizontalen Dübelkraftkomponenten der unbewehrten Versuchskörper in Abhängigkeit der Relativverschiebung zwischen Deck- und Bodenblech dar. Die unplausiblen Bereiche sind mit gestrichelten Linien dargestellt. Die Dübelkräfte sind bis zu einem Lastniveau von $1 \cdot ULS$ relativ gleichmäßig verteilt, ab diesem Lastniveau weichen sie bis zum Plastifizieren der ersten Dübel immer mehr ab. Bei Belastungsniveau B im Falle von Versuchskörper VK1/2 kann ein maximaler Unterschied von Dübelkräften festgestellt werden. Zwischen dem ersten und dem vierten Dübel besteht ein Verhältnis von $521 \text{ kN} / 226 \text{ kN} = 2,3$.

In Abb. 4.29 kann beobachtet werden, dass die Dübelkräfte bei bewehrten Versuchskörpern bereits bis zum $1 \cdot ULS$ -Lastniveau nicht gleichmäßig verteilt sind. Wie bei den Arbeitslinien ist auch in diesen Diagrammen zu erkennen, dass die Versionen mit Bewehrung einen glatteren,

gleichmäßigen Verlauf besitzen.

Darüber hinaus wurden anhand der Diagramme der Versuchskörper die geschätzten Mindesttragfähigkeiten des Lochdübels ermittelt. Diese Schätzwerte sind mit grüner Linie dargestellt (siehe Abb. 4.28 und Abb. 4.29) und repräsentieren nicht die Durchschnittswerte, sondern die Minimalwerte der Dübelkräfte beim Belastungsniveau C. Das Verhältnis von 470 kN [18] Grenzwert und dem Schätzwert 330 kN von Versuchskörper VK1/4 (Version mit den besten Eigenschaften) beträgt $470 \text{ kN} / 330 \text{ kN} = 1,42$. Die Mindestwerte wurden auf der Grundlage numerischer Ergebnisse festgelegt.

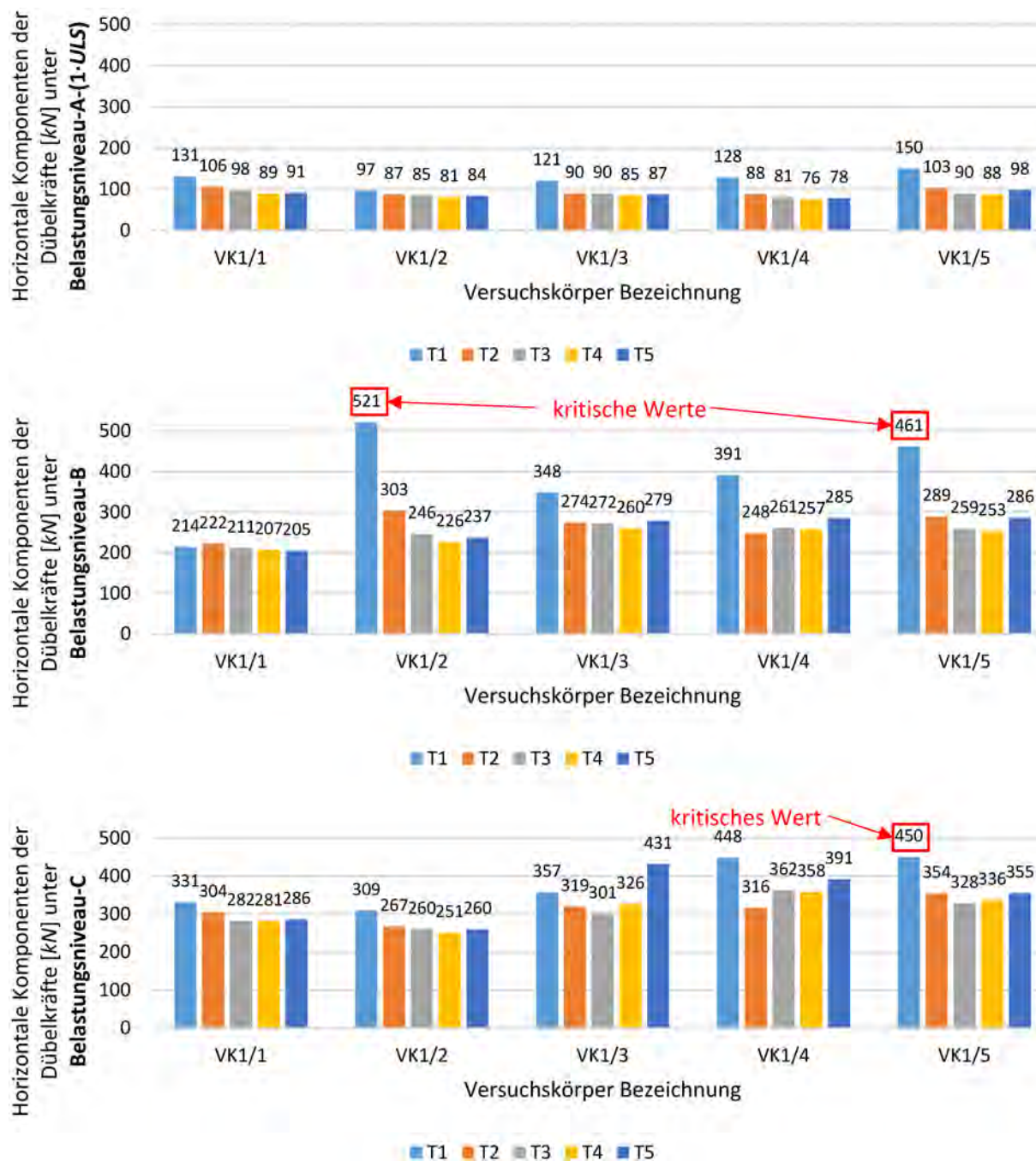


Abb. 4.27: Säulendiagramm der horizontalen Dübelkraftkomponenten der Lastniveaus A, B, C

Die aus unplausiblen Bereichen (Lastniveau C bei den Versuchskörpern VK1/1, VK1/2 und VK1/5) entnommenen Mindestlochdübelwerte müssen bei weiteren Untersuchungen vertieft analysiert werden (siehe Kap. 4.5).

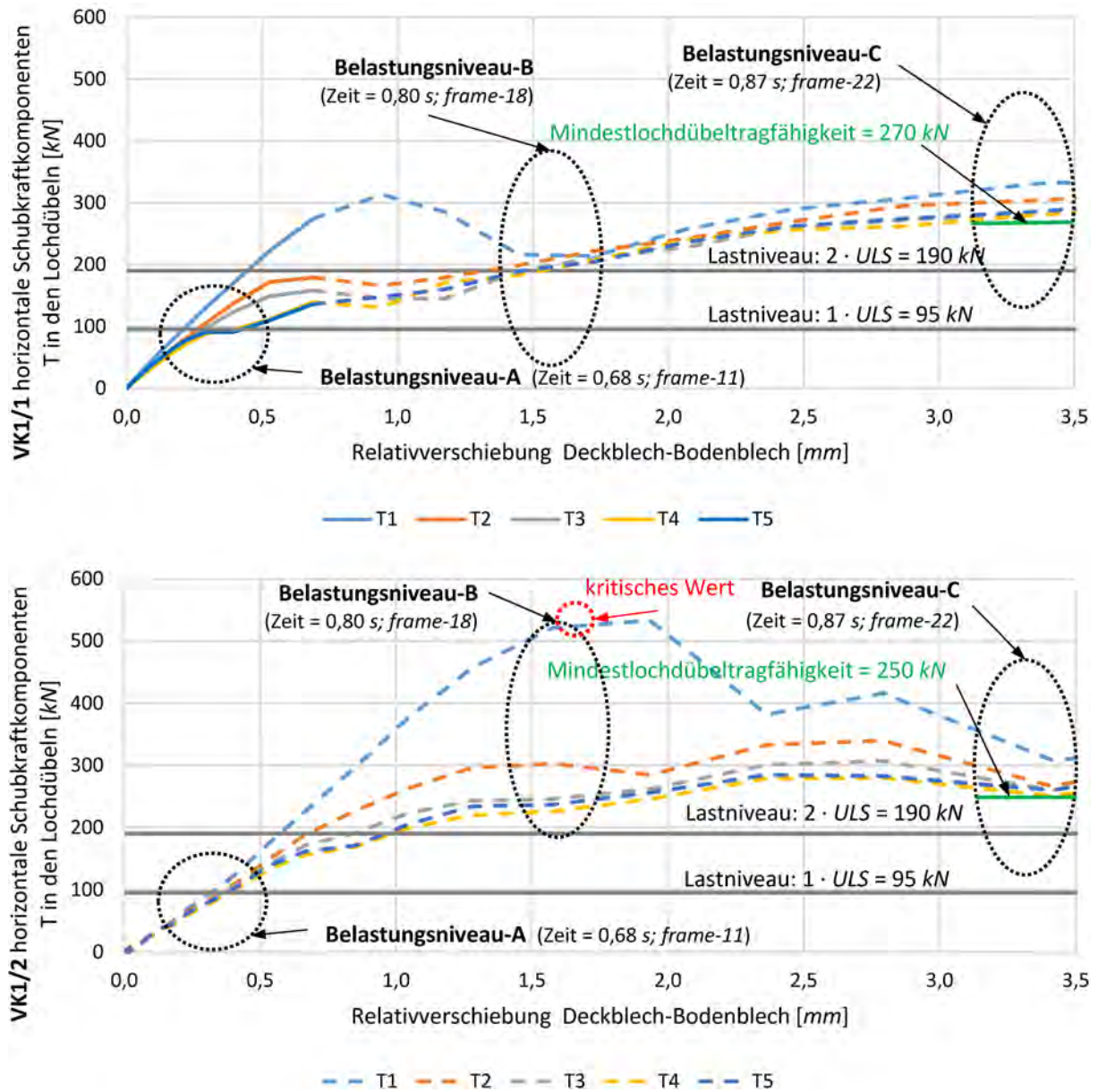


Abb. 4.28: Horizontale Dübelkraftkomponente der Versuchskörper ohne Bewehrung

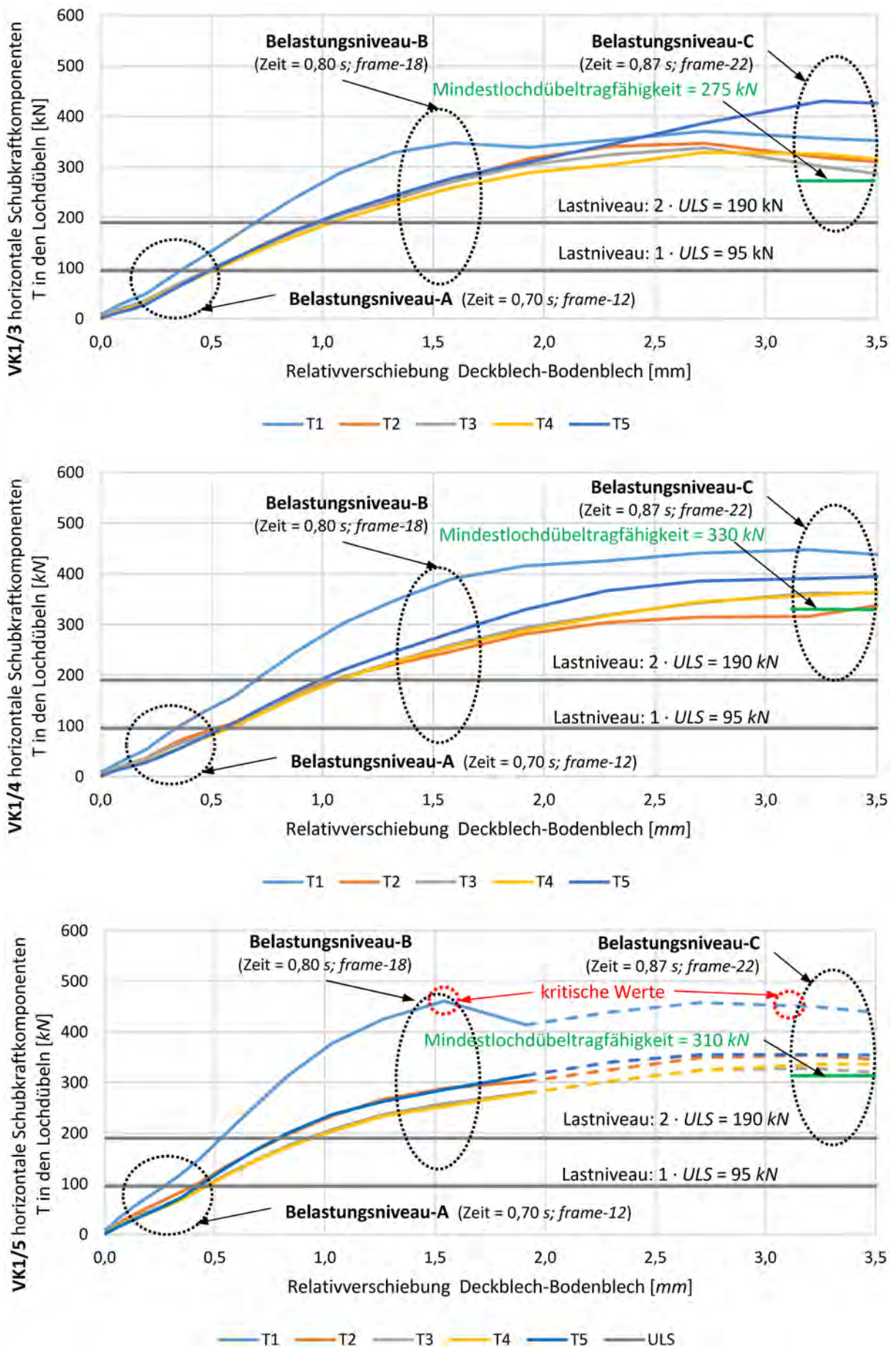


Abb. 4.29: Horizontale Dübelkraftkomponente der Versuchskörper mit Bewehrung

4.5 Plausibilitätskontrolle

4.5.1 Überprüfung des quasistatischen Zustandes

Eines der Kriterien für eine quasi-statische Simulation ist, dass das Verhältnis von kinetischer Energie ($ALLKE$) zu innerer Energie ($ALLIE$) weniger als 10 % betragen muss [2].

$$\frac{ALLKE}{ALLIE} \leq 10\% \quad (4.4)$$

In Abb. 4.30 ist ersichtlich, dass alle Varianten diese Voraussetzung erfüllen.

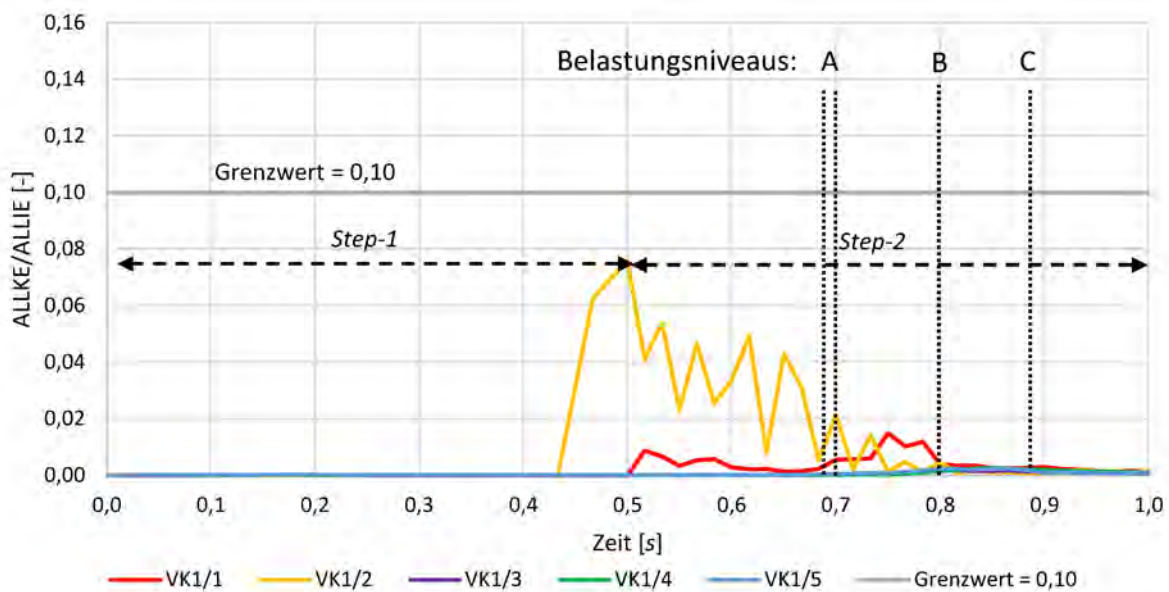


Abb. 4.30: Kinetische Energie ($ALLKE$) in Relation mit der inneren Energie ($ALLIE$)

Ein weiteres Kriterium ist, dass die Arbeit der äußeren Kräfte ($ALLWK$) etwa gleich groß wie die innere Energie ($ALLIE$) ist [2, 15].

$$ALLWK \approx ALLIE \quad (4.5)$$

Abb. 4.31 zeigt, dass Versuchskörper VK1/1 dieses Kriterium nicht überall auf der Zeitachse erfüllt. Das bedeutet, dass die Qualität der Ergebnisse nach einer gewissen Zeit (nämlich ab $\sim 0,73$ s) nicht mehr ausreichend ist. Dieser Zeitpunkt entspricht gerade dem Bruch und deswegen können die Ergebnisse ab $0,73$ s nicht mehr als plausibel bezeichnet werden.

Eine weitere Bedingung ist, dass die Energiebilanz ($ETOTAL$) während der Simulation annähernd konstant ist [2]. Es soll bei diesen Modellen null sein (siehe Kap. 3.1.2).

$$ETOTAL \approx constant \quad (4.6)$$

Alle Versuchskörper erfüllen dieses Kriterium. Als Beispiel zeigt Abb. 4.32 für Versuchskörper VK1/1, dass die Menge von ($ETOTAL$) im Vergleich zu den anderen Energiegrößen vernachlässigbar ist. Die Kurven der anderen Versuchskörper sind in Anh. A.1 zu finden.

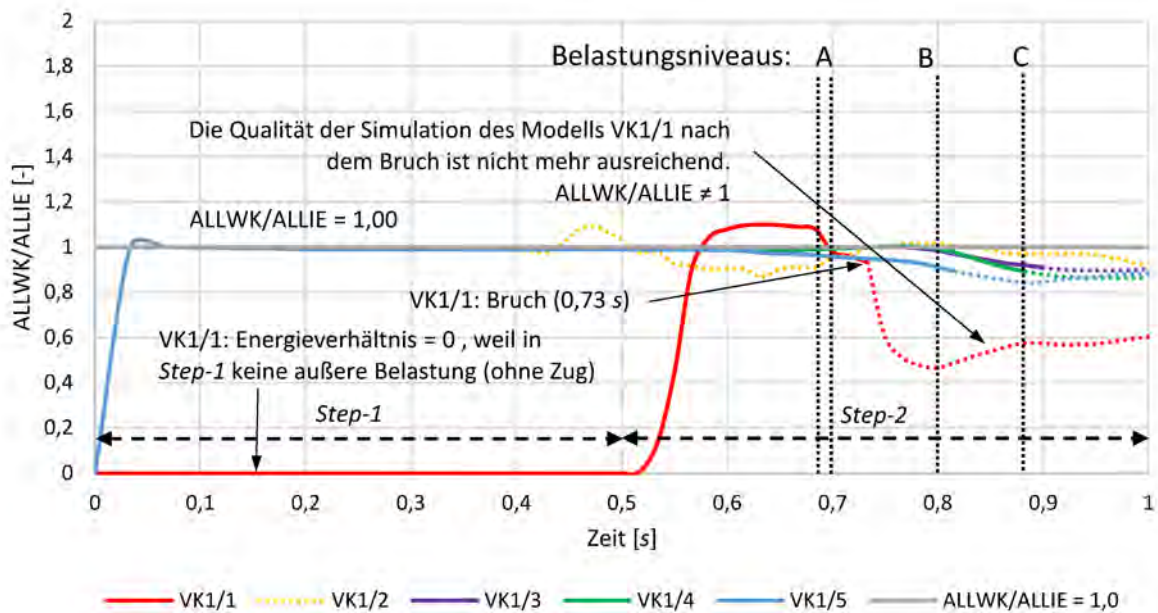


Abb. 4.31: Arbeit der äußeren Kräfte ($ALLWK$) in Relation mit der inneren Energie ($ALLIE$)

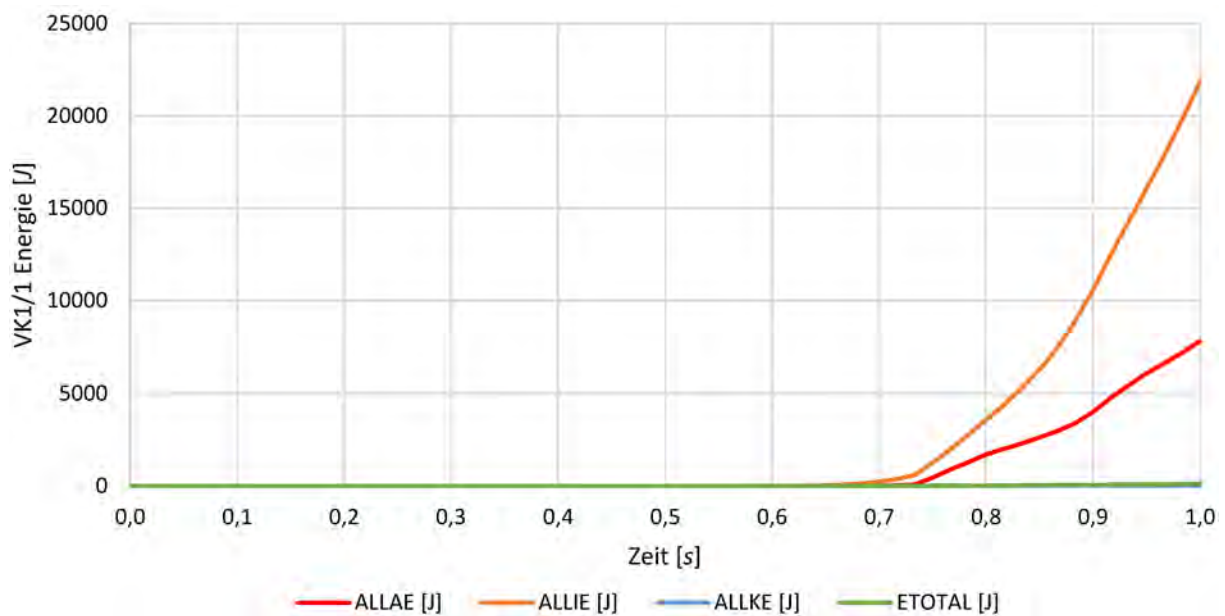


Abb. 4.32: Energiebilanz im Fall von VK1/1

4.5.2 Überprüfung des Hourglassing-Effekts

Nasdala¹ (2015) beschreibt in seinem FEM-Formelsammlung-Buch *Hourglassing* folgendermaßen:

Es bildet sich ein regelmäßiges Muster, das bei linearen, reduziert integrierten Elementen wie eine Aneinanderreihung von Sanduhren (Hourglasses) aussieht.

Der so genannte *Hourglassing*-Effekt (Sanduhr-Effekt) wirkt sich auf die zwei- und dreidimensionalen linearen quadrilateral oder hexahedral Elemente mit reduzierter Integration aus, die mit einem Moment belastet werden (siehe Abb. 4.33). Die Elemente haben keine Biegesteifigkeit, daher bildet sich eine sanduhrförmige Verformung und breitet sich durch das FE-Netz in allen Dimensionen des Raums aus (siehe Abb. 4.34 und Abb. 4.37). Um diese Wirkung zu vermindern haben *Belytschko und Flanagan*² (1993) eine Methode entwickelt, in dem in *ABAQUS* zusätzliche stabilisierende künstliche Steifigkeiten dem Modell hinzugefügt werden [1]. Der Betrag der zugewiesenen Steifigkeit kann durch die sogenannte *Hourglassing*-Stabilisierungsenergie (*ALLAE-Artificial Strain Energy*) überwacht werden. Da es sich bei dieser Energie um eine fiktive Energiegröße handelt, muss ihre Menge begrenzt werden, und mit der inneren Energiemenge (*ALLIE*) verglichen werden. Das *ABAQUS*-Handbuch gibt keinen genauen Grenzwert für das Verhältnis *ALLAE/ALLIE* an, daher wurde ein Grenzwert von *ALLAE/ALLIE*=10 % festgelegt, der vom *LS-DYNA*-Support empfohlen wird [13].

Möglichkeiten zur Verhinderung der Entstehung von *Hourglassing*:

- eher mehrere Knotenpunkten verteilt, als einen konzentriert belasten;
- feineres FE-Netz anwenden;
- quadratische Elemente verwenden (in *ABAQUS*-Explizit Modul nicht verfügbar);
- *Hourglass*-control Methode verwenden..

Abb. 4.35 zeigt im Wesentlichen, dass alle Versionen den Grenzwert mehr oder weniger überschreiten. Versuchskörper VK1/1 verhält sich nach seinem Bruch ($t=0,73$ s) unplausibel (siehe Kap. 4.5.1). Der fast 50%-ige Anteil an *Hourglassing*-Stabilisierungsenergie, der bei Belastungsniveau B erzeugt wird, führt zu *Hourglassing*-Verformungen im Versuchskörper (siehe Abb. 4.37). Diese Annahme wurde auch anhand von Abb. 4.35 bestätigt, wo zu erkennen ist, dass der Betrag dieser Energie den Grenzwert überschreitet und ab dem Moment des Versagens dem FE-Netz zusätzliche Stabilisierungsenergie zugeführt werden muss.

Um die *Hourglassing*-Stabilisierungsenergie zu reduzieren, wurden Modellvarianten von Versuchskörper VK1/1 berechnet, die in dieser Arbeit nur teilweise vorgestellt werden. In diesen Versionen wurde die Anzahl der finiten Elemente drastisch von 800.000 auf 2.300.000 erhöht und gleichzeitig der MassScaling-Faktor von 10 auf 500 geändert, um die maximale Berechnungszeit von 72 Stunden einhalten zu können. Alle Bleche bestehen aus mindestens vier Elementen in Dickenrichtung und aus sechs im Bereich der mittleren Dübelleiste (Elementkantenlänge = 3,3 mm, dies entspricht der empfohlenen Diskretisierung von *Takács* [19]). Dementsprechend wurde auch das FE-Netz der Betonteile verfeinert. Ein Vergleich der Energieverhältnisse der beiden Berechnungen (siehe Abb. 4.36) führt zu der Schlussfolgerung, dass das Verhältnis

¹L. Nasdala. *FEM-Formelsammlung Statik und Dynamik: Hintergrundinformationen, Tipps und Tricks*, 3. Auflage. Deutschland: Springer Verlag, 2015.

²T. Belytschko und D. Flanagan. „A Uniform Strain Hexahedron and Quadrilateral with Orthogonal Hourglass Control“. In: *International Journal for Numerical Methods in Engineering* (1981), S. 679–706.

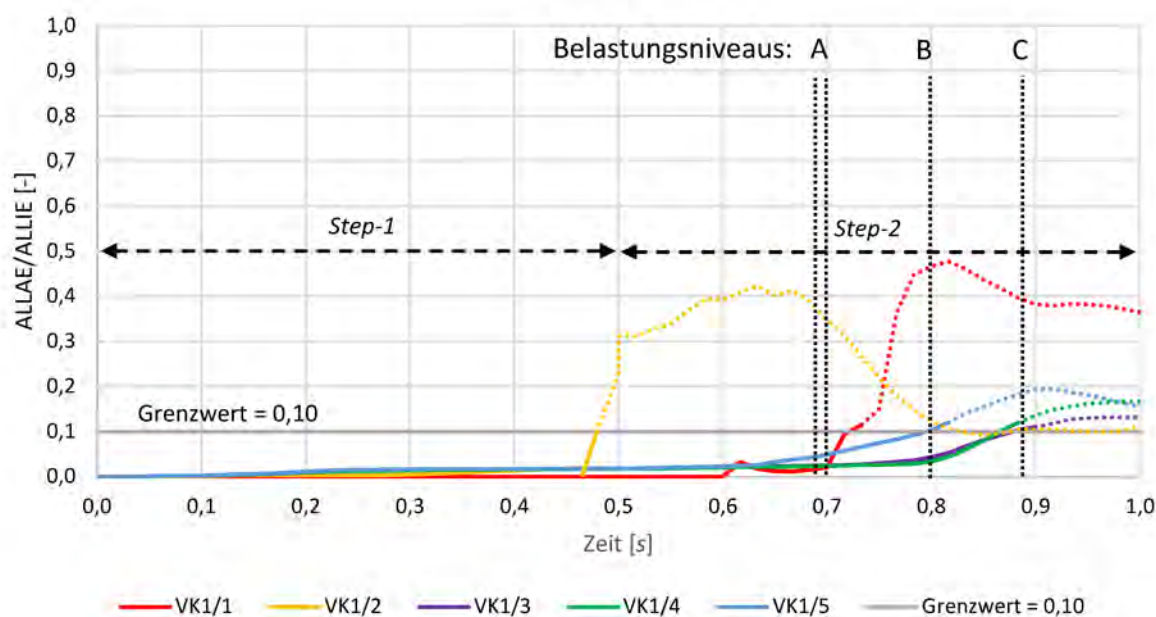
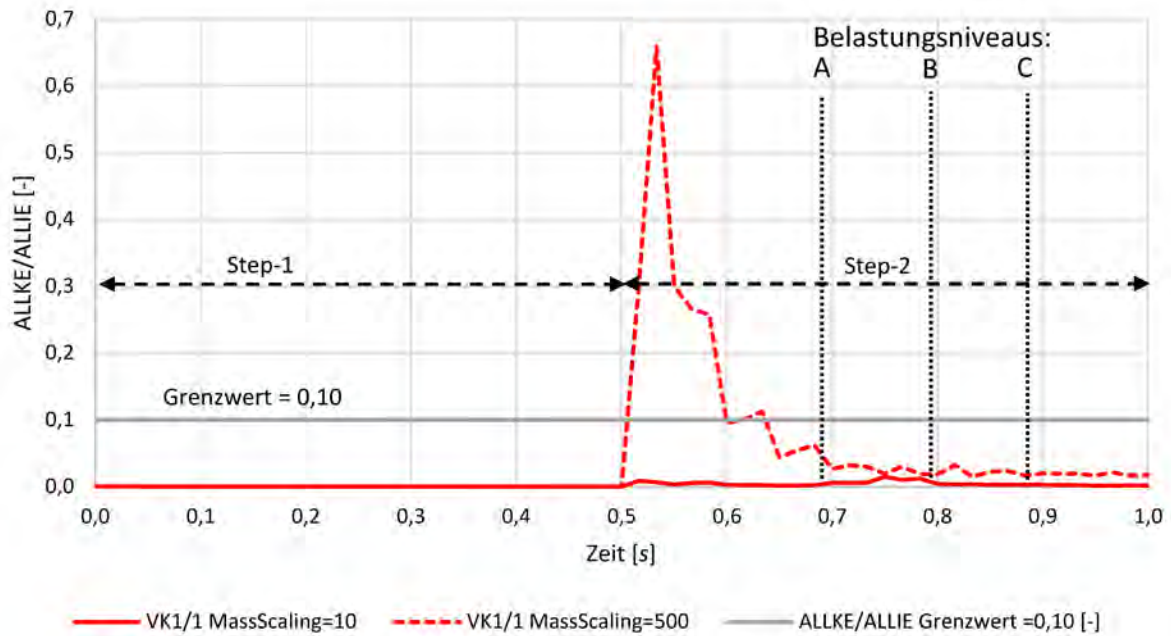


Abb. 4.35: *Hourglassing*-Stabilisierungsenergie ($ALLAE$) in Relation mit der inneren Energie ($ALLIE$)

Bereich in Abb. 4.31 gekoppelt, was natürlich die Genauigkeit der Ergebnisse in Frage stellt und weitere Untersuchungen des Versuchskörpers erfordert. Dazu sind ein wesentlich dichteres FE-Netz und eine wesentlich längere Rechenzeit erforderlich, die derzeit nicht zur Verfügung stehen.

Die Kurven von Versuchskörper VK1/3 und Versuchskörper VK1/4 liegen bis zum Belastungsniveau C (Tragfähigkeitsgrenze) fast vollständig unterhalb des Grenzwertes, so dass die Ergebnisse als plausibel bezeichnet werden können.

Versuchskörper VK1/5 erhält zwischen den Belastungsniveaus B und C einen größeren Anteil an Stabilisierungsenergie (10-17 %), wodurch die Qualität der Ergebnisse in diesem Bereich entsprechend negativ beeinflusst wird (siehe Abb. 4.35).



(a) Vergleich der kinetischen Energie mit der inneren Energie [-]

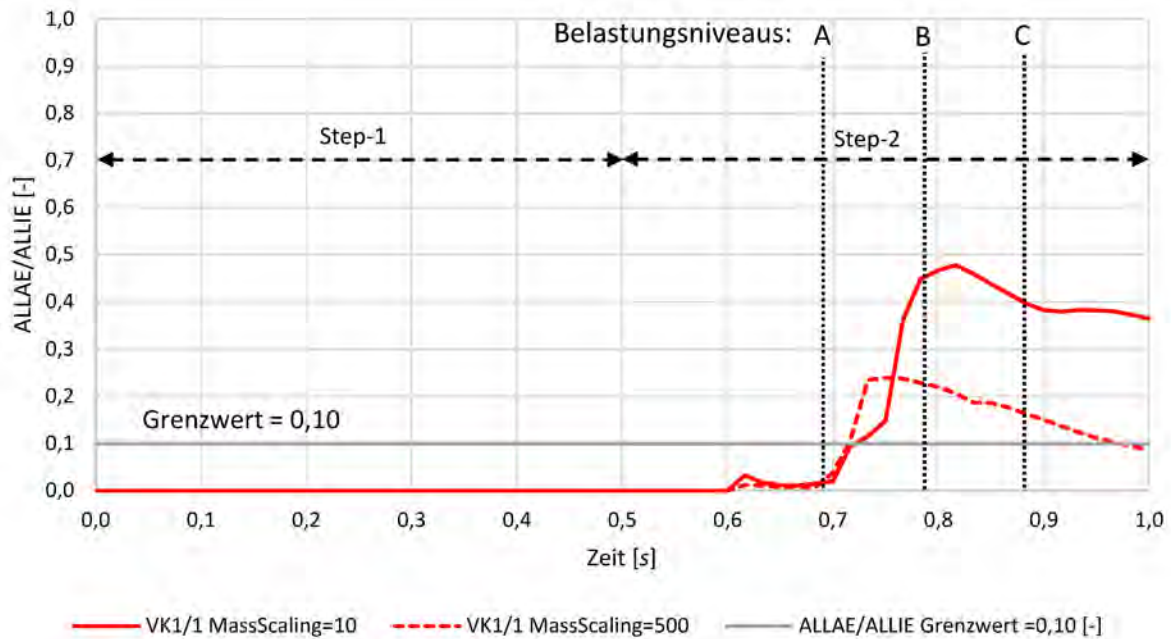
(b) Vergleich der *Hourglassing*-Stabilisierungsenergie mit der inneren Energie [-]

Abb. 4.36: Vergleich der Versuchskörper VK1/1 Varianten bei MassScaling Faktor=10 mit grobem FE-Netz und Faktor=500 mit feinem FE-Netz

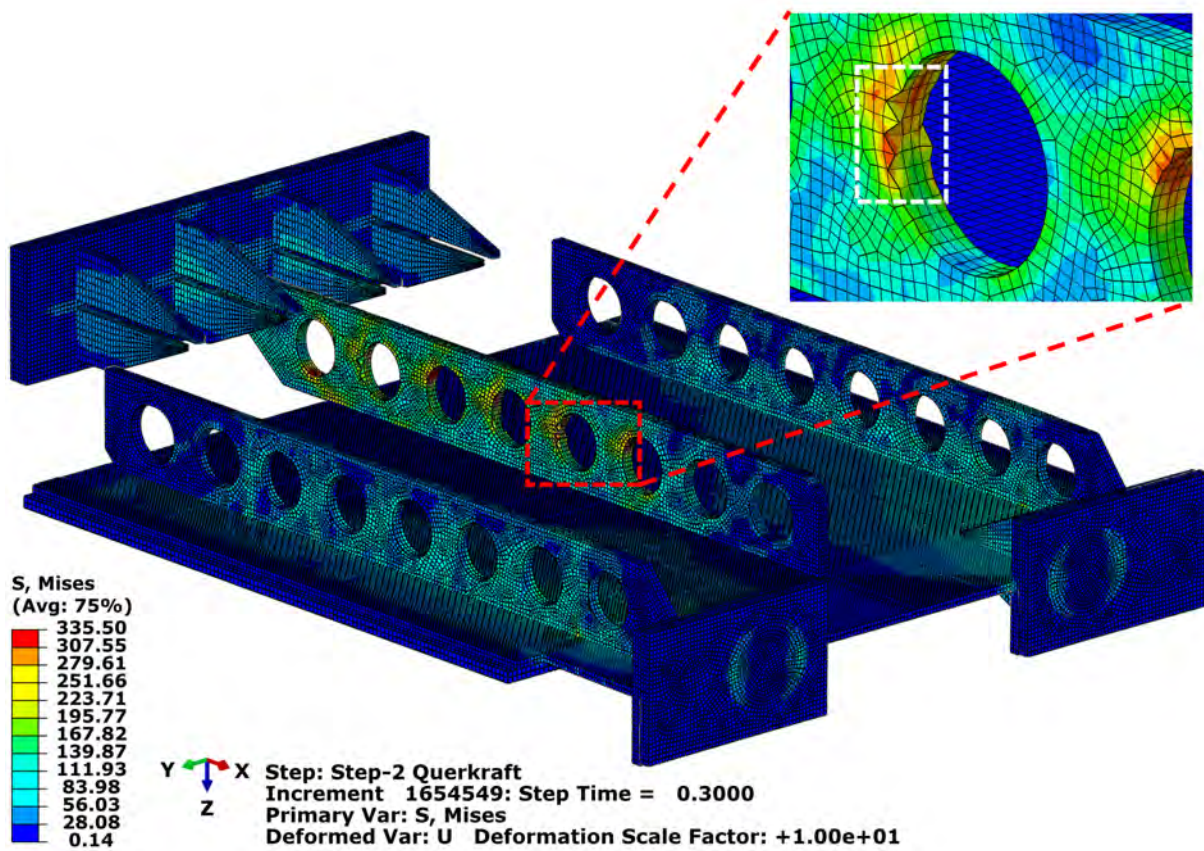


Abb. 4.37: VK1/1-Hourglassing-Form eines Dübelloches mit der Darstellung der Vergleichsspannungen σ_v in $[N/mm^2]$ unter dem Belastungsniveau B, DSF=10

4.5.3 Überprüfung der Grenzen des CDP-Modells und des Gleichgewichtes

Wie bereits in Kap. 3.2.1 beschrieben, empfiehlt *Simulia* [1, S. 4.5.2–1], einen Grenzwert (p_{max}) für die hydrostatischen Spannungen (p) im Beton festzulegen. Dieser Grenzwert entspricht dem 5-fachen der maximalen mittleren Zylinderdruckfestigkeit des Betons ($f_{c,m}$) bei einachsigen Druck:

$$|p| < |p_{grenz}| = 5 \cdot |f_{c,m}| = 5 \cdot 48 \frac{N}{mm^2} = 240 \frac{N}{mm^2} \quad (4.7)$$

wobei $f_{c,m}$ der Mittelwert der Zylinderdruckfestigkeit des Betons nach 28 Tagen ist[16]:

$$f_{c,m} = f_{c,k} + 8 \frac{N}{mm^2} = 40 \frac{N}{mm^2} + 8 \frac{N}{mm^2} = 48 \frac{N}{mm^2} \quad (4.8)$$

Der hydrostatische Teil des Spannungstensors kann mit folgender Formel berechnet werden [1, S. 3.2.3–3]:

$$p = -\frac{1}{3} \text{trace}(\sigma) = -\frac{1}{3}(\sigma_{11} + \sigma_{22} + \sigma_{33}) \quad (4.9)$$

Die hydrostatischen Spannungen können als Feldergebnisse in der Ergebnisverwaltungsoberfläche der *ABAQUS*-Software unter der Registerkarte *S,Pressure* abgerufen werden. Die Bewertung für die Belastungsniveaus A, B und C ist in Tab. 4.2 dargestellt.

Tab. 4.2: Bewertung der maximalen hydrostatischen Spannungen

	VK1/1	VK1/2	VK1/3	VK1/4	VK1/5
Lastniveau	p [N/mm ²]	p [N/mm ²]	p [N/mm ²]	p [N/mm ²]	p [N/mm ²]
Belastungsniveau-A 1·ULS	52,0	67,4	77,7	82,1	91,6
Belastungsniveau-B	184,7	261,5	188,9	224,8	226,6
Belastungsniveau-C	208,3	166,3	224,9	221,0	239,6
Lastniveau	p _{Grenz} / p [-]	p _{Grenz} / p [-]	p _{Grenz} / p [-]	p _{Grenz} / p [-]	p _{Grenz} / p [-]
Belastungsniveau-A 1·ULS	0,217	0,281	0,324	0,342	0,382
Belastungsniveau-B	0,769	1,089	0,787	0,937	0,944
Belastungsniveau-C	0,868	0,693	0,937	0,921	0,998

Versuchskörper VK1/2 überschreitet den zulässigen Grenzwert um 8,9 % (mit roter Farbe markiert). Der Grenzwert wird am ersten Betondübel überschritten (siehe Abb. 4.38), genau dort, wo die maximale Dübelkraft auftritt (siehe Kap. 4.4.2). Die Werte für die anderen Versuchskörper liegen unter dem Grenzwert.

Die Gleichgewichtskontrolle erfolgt durch den Vergleich der aufgebrachten Kräfte (an der Lasteinleitungsplatte) und der Auflagerkräfte. Für Versuchskörper VK1/1 zeigt Abb. 4.39, dass die beiden Kräfte im Laufe der Zeit fast vollkommen gleich sind. Das Gleiche gilt für die anderen Versuchskörper (siehe Anh. A.6, Anh. A.7). Das heißt, es gibt praktisch keine Trägheitskräfte im System, womit die Annahme des quasi-statischen Zustandes bestätigt wird.

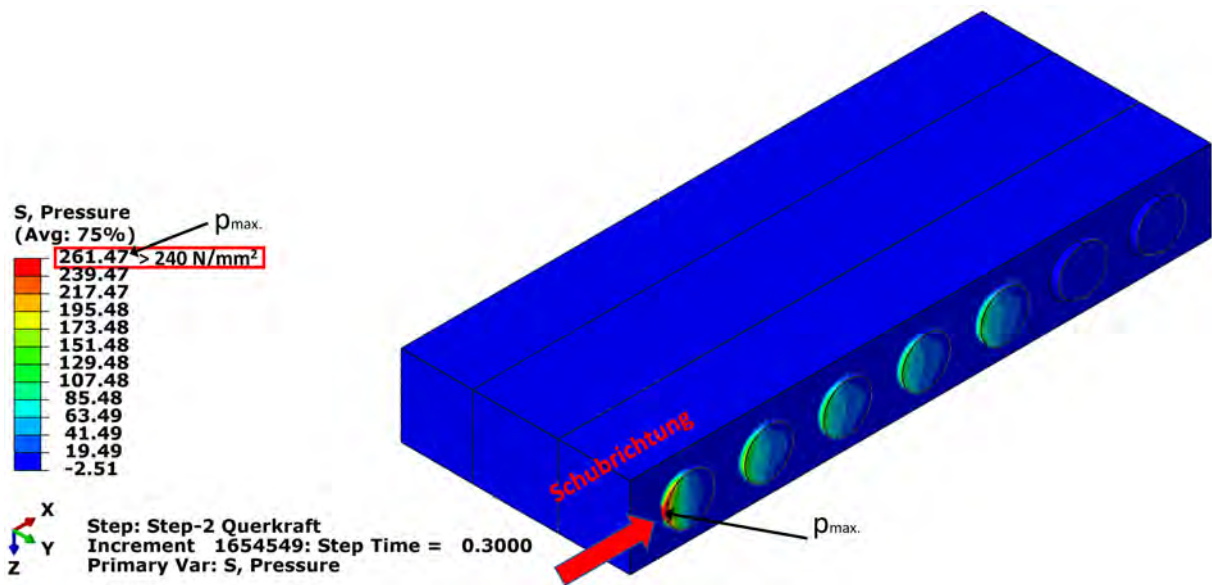


Abb. 4.38: VK1/2-Maximalwert der hydrostatischen Spannungen p in $[N/mm^2]$ unter dem Belastungsniveau B

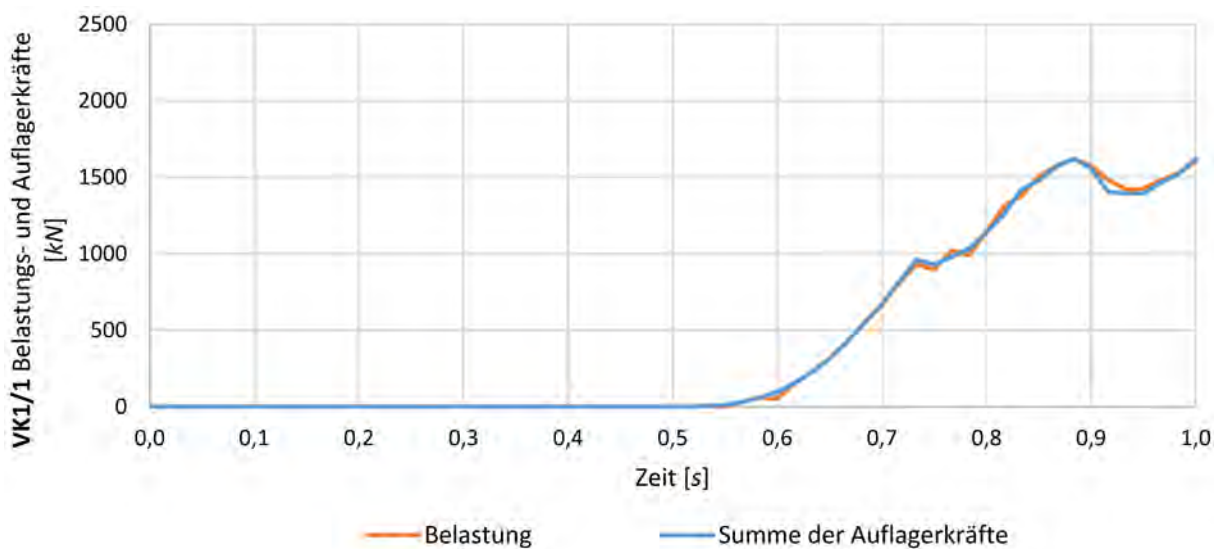


Abb. 4.39: VK1/1-Gleichgewicht zwischen der Belastung und den Auflagerkräften

4.5.4 Verhältnis der Summe der horizontalen Dübelkräfte zu den Auflagerkräften

Das Verhältnis der Summe der horizontalen Dübelkräfte zu den Auflagerkräften im Falle von Versuchskörper VK1/1 ist in Abb. 4.40 dargestellt. Es ist zu erkennen, dass es eine geringe Abweichung zwischen den beiden Kurven gibt. Da ein vollständiges Gleichgewicht zwischen den eingeleiteten Kräften und den Auflagerkräften nachgewiesen werden konnte (siehe Kap. 4.5.3), wird ein sehr kleiner Teil der Schubkräfte nicht über die Dübel, sondern an anderen Stellen im System auf die Lager übertragen. Würde man die Reibung zwischen Beton und Stahl berücksichtigen, wäre die Differenz höher, da die horizontalen Kräfte auch über die Kontaktflächen von Stahl und Beton und nicht nur über die Dübel in die Stützen eingeleitet würden. Auch hier werden die Werte nur bis zu einer relativen Verschiebung von 3,5 mm dargestellt. Die Verhältnisse für die anderen Versuchskörper sind in Anh. A.6 und Anh. A.7 aufgeführt.

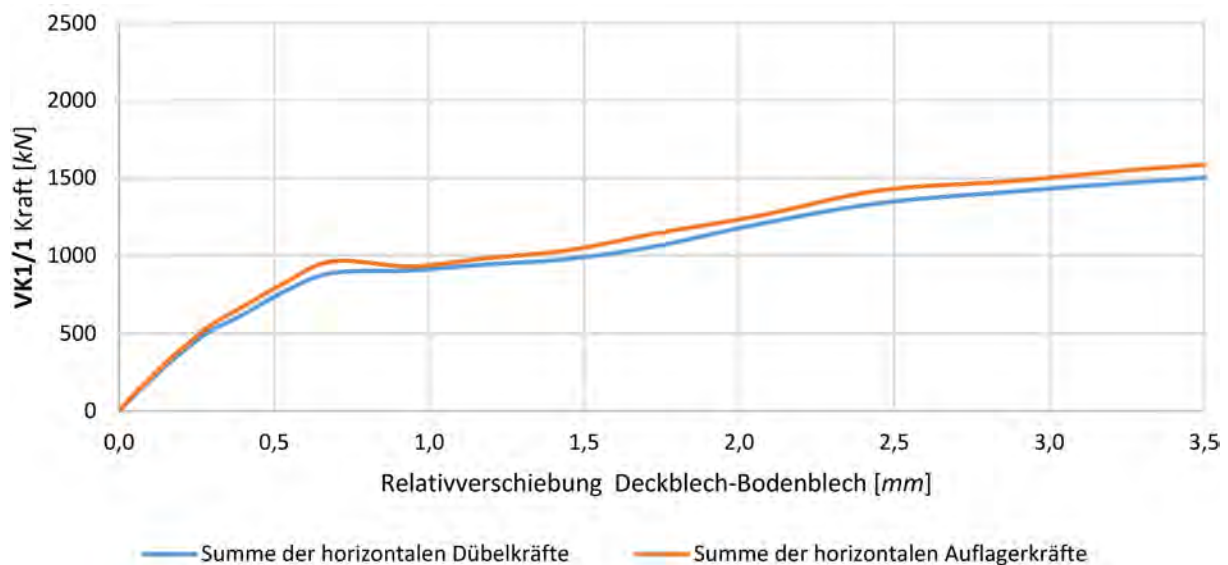


Abb. 4.40: VK1/1-Summe der horizontalen Dübelkräfte und Summe der Auflagerkräfte

Kapitel 5

Zusammenfassung und Ausblick

5.1 Zusammenfassung

Im Rahmen dieser Arbeit wurden fünf Versionen des ersten Versuchskörpertyps für Biaxialversuchen mit der *ABAQUS*-Software simuliert. Die Berechnungen wurden durch die relativ große Komplexität der Kontaktdefinitionen und geometrischen Eigenschaften erschwert, die eine enorme Rechenkapazität erfordern, um qualitativ hochwertige Ergebnisse für Modelle auf diesem Niveau zu erzielen. Von den fünf Varianten erfüllen vier Varianten die ausgewählten Kriterien, eine Variante (Versuchskörper VK1/2) erfordert mehr verfügbare Rechenzeit oder höhere Rechenleistung, um relativ gute Ergebnisse zu erhalten. Trotz dieser Schwierigkeiten kann festgestellt werden, dass von allen getesteten Varianten diejenigen mit durchgehenden Bewehrungen die besten Ergebnisse liefern, sowohl was die Qualität der Ergebnisse als auch die Tragfähigkeit betrifft.

In der Diplomarbeit wurde besonderer Wert auf das Verständnis der Prozesse gelegt. Dies spiegelt sich zum Beispiel in der Analyse von Energiekurven und Verformungen wider. Die Kurven der kinetischen Energie zeigen, dass der quasi-statische Zustand beibehalten wurde, mit einem leicht dynamischen Phänomen bei Versuchskörper VK1/2 im Moment des Kammerbruchs.

Es wurden Erkenntnisse über die Steifigkeitsverhältnisse zwischen dem Dübel- und dem Kammerbereich festgestellt. Bei Versuchskörpern mit durchgehenden Bewehrungen entsteht in den Betonkammern durch die Zugwirkung eine Zugspannung, die zu einer geringeren Anfangssteifigkeit führt. Bei Versuchskörpern ohne Bewehrung konzentriert sich der Riss auf den Dübelbereich, so dass der Beton hier keine Zugkräfte in Längsrichtung mehr übertragen kann. Infolgedessen treten in den Kammern keine Zugspannungen mehr auf, wodurch das System zunächst eine höhere Steifigkeit in der Schubphase hat. Die positive Wirkung der Bewehrung zeigt sich erst zu einem späteren Zeitpunkt, aber sie verleiht eine hohe Duktilität in Bezug auf das Versagen, was ein sehr wichtiger Vorteil ist. Es hat sich auch gezeigt, dass die Längsbewehrung die Risse im Beton nicht nur in den Dübelbereich konzentriert, sondern auch in die Kammern verteilt. Dies hat den Vorteil, dass im Bereich der Dübelleiste die Schubübertragungswirkung der Rissverzahnung aufgrund der schmalen Betonrisse ausgeprägter sein kann, als wenn keine Bewehrung vorhanden und die Rissbreite größer ist.

Weiters wurde gezeigt, dass die Zugkräfte in Längsrichtung in der Schubphase aufgrund der Stabwerkmodellwirkung in der Nähe der Auflager höher sind als auf der gegenüberliegenden Seite. Das hat zur Folge, dass die Kräfte in den Längsbewehrungen nicht gleichmäßig, sondern linear entlang der mittleren Dübelleiste variieren. Es ist daher zu überlegen, ob sich Risse im Bereich der Dübel in der realen Brückenkonstruktion in ähnlicher Weise entwickeln.

Aus der Betrachtung der Dübelkräfte lässt sich schließen, dass die ersten Dübel im Allgemeinen höheren Belastungen ausgesetzt sind als die anderen. Es ist zu erwarten, dass die Dübelkräfte nach einem lokalen Versagen des Betons im ersten Lochdübel und einer Lastüberlagerung in der Realität besser ausgeglichen sind. Bei der Betrachtung der Ergebnisse sollten die auf den Energiekurven eingezeichneten Ereignisse und die Plausibilitäts Grenzen berücksichtigt werden.

5.2 Ausblick

Die Ergebnisse der Analysen sollten mit den Ergebnissen der durchgeführten Versuche verglichen werden. Folglich können weitere Verbesserungen an den Modellen vorgenommen werden. Warum der Versuchskörper VK1/1 (ohne Zug und ohne Bewehrung) eine geringere Tragfähigkeit aufweist als der Versuchskörper VK1/2 (mit Zug ohne Bewehrung), soll noch genauer untersucht werden. Im Folgenden werden Empfehlungen für weitere Untersuchungen gegeben. Das CDP-Materialmodell war bei dieser Diskretisierung des Modells (siehe Kap. 3.3.5) nicht vollständig in der Lage, die Schubkraftübertragung durch ein Rissufer im Beton vollständig abzubilden. Es wird daher empfohlen, ein lokales Kraftübertragungsmodell eines Betondübel mit sehr feinem FE-Netz zu modellieren, um das Tragmechanismus eines Betondübel besser verstehen zu können. Es wird vorgeschlagen das Modell mit Zug und ohne Bewehrung anhand zweier getrennter Betonkammern zu erstellen. Das bedeutet, dass der Spalt im Dübelbereich von Anfang an mit einer Breite von $0,8 \text{ mm}$ vorhanden ist. Der Vorteil dieses Modells wäre, dass die Schubkräfte nicht mehr über den Beton übertragen werden könnten. Mit diesen Untersuchungen könnte die untere Grenze der Dübeltragfähigkeit bestimmt werden.

Dieses lokale Modell könnte auch für den Fall mit Längsbewehrung unter Zugbelastung erweitert werden. Auf diese Weise könnte der Einfluss der Dübelwirkung (siehe Abb. 5.1b) unter vollständiger Vernachlässigung der Rissverzahnung (siehe Abb. 5.1a) analysiert werden.

Um die Dübelwirkung richtig abbilden zu können wird die Modellierung der Längsbewehrung aus Solid 3D Elementen empfohlen. Dies hat zur Folge, dass die Dübelbereiche weitgehend feiner (Elementkantenlänge $\sim 2 \text{ mm}$) vernetzt werden müssen, weil die geringen Dimensionen der Bewehrung und des Spaltes dies erfordern. Die Berechnungszeit wird dadurch auch deutlich länger.

Abgesehen von diesen Vorschlägen wird empfohlen, das FE-Netz so zu gestalten, dass die plattenförmigen Konstruktionselemente in Dickenrichtung allgemein aus mindestens vier, die kritische Bereiche, wie der Lochdübelleiste aus mindestens sechs Elementen bestehen, um den *Hourglassing*-Effekt zu reduzieren. Um alle diese Vorschläge umsetzen zu können, sollte deutlich mehr Zeit - *central processing unit-Time (CPU-Time)* - für die Berechnung zur Verfügung stehen.

Obwohl das CDP-Materialmodell in der Forschung zur Modellierung von Stahlbetonkonstruktionen weltweit verwendet wird, wäre es dennoch sinnvoll, andere Betonmodelle zu implementieren und die Ergebnisse mit diesen Materialmodellen zu vergleichen. Ein solches Modell wäre das von *ABAQUS* für Stahlbetonkonstruktionen empfohlene Sprödbbruchmodell für Beton (*Brittle Cracking Model for Concrete* [3]), das insbesondere bei sprödem Verhalten und bei Vorhandensein von dominierenden Zugkräften von Vorteil ist.

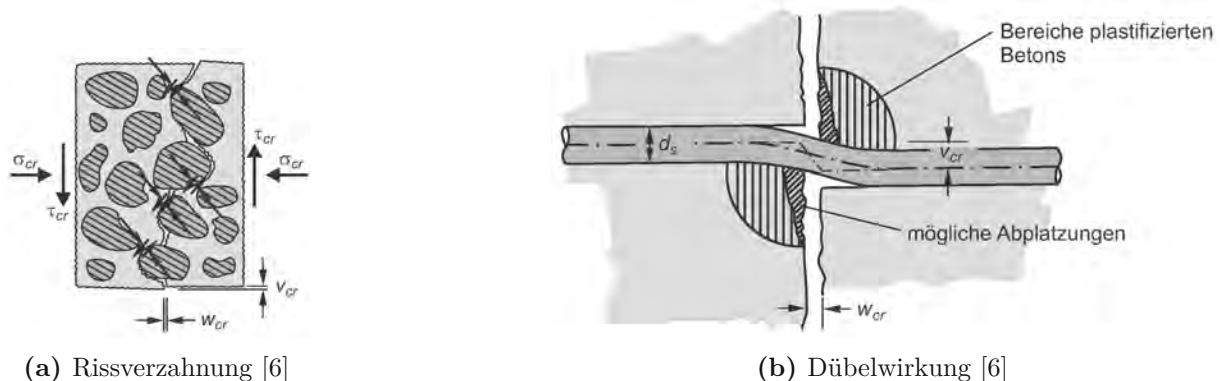


Abb. 5.1: Kraftübertragungsmechanismen am Rissufer von gerissenem Beton mit Bewehrung

Literatur

- [1] *ABAQUS 6.11 Theory Manual, Version 6.11*. United States: Dassault Systèmes Simulia Corp, 2011.
- [2] *ABAQUS 6.13 Getting Started with Abaqus: Interactive Edition, Version 6.13*. United States: Dassault Systèmes Simulia Corp, 2013.
- [3] *ABAQUS/CAE 2019. Abaqus 3DEXPERIENCE "Dassault Systèmes Simulia Corp., Johnston, RI, USA"*. 2019.
- [4] A. Ahmed. „Modeling of a reinforced concrete beam subjected to impact vibration using ABAQUS“. In: *INTERNATIONAL JOURNAL OF CIVIL AND STRUCTURAL ENGINEERING* 4 (2014), S. 227–236.
- [5] T. Belytschko und D. Flanagan. „A Uniform Strain Hexahedron and Quadrilateral with Orthogonal Hourglass Control“. In: *International Journal for Numerical Methods in Engineering* (1981), S. 679–706.
- [6] *Bemessung im Konstruktiven Betonbau*. Berlin: Springer-Verlag Berlin Heidelberg, 2010.
- [7] P. Egly. „FE - Untersuchungen zur Tragfähigkeit der SCSC-Platte unter Querbelastung sowie Längsdehnung mithilfe ABAQUS“. Diplomarbeit. Technische Universität Wien, in Bearbeitung.
- [8] J. Fink, P. Takács, B. Palotás, M. Fruhmann und S. Lorenz. „Forschungsprojekt SCSC-Sandwichplatte Vorinformation“. In: *Institut für Tragkonstruktionen Forschungsbereich Stahlbau, Technische Universität Wien* (2020).
- [9] C. Hellmich. *Skriptum zur Vorlesung Ingenieurmechanik Vorlesung, Anhang A, Wiederholung grundlegender Begriffe*. 2021.
- [10] P. Herrmann. „Tragfunktionsanalyse und rechnerische Modellbildung einer neuartigen Sandwich-Verbundplatte (SCSC-Platte) als Fahrbahndeck für Eisenbahnbrücken“. Dissertation. Technische Universität Wien, 2013.
- [11] J. Lee und G. L. Fenves. „Plastic-Damage Model for Cyclic Loading of Concrete Structures“. In: *Plastic-Damage Model for Cyclic Loading of Concrete Structures* (1998), S. 892–900.
- [12] S. Lorenz. „Ausgewählte Detailanalysen zur Anwendung der SCSC-Platte als Plattenbrücke“. Diplomarbeit. Technische Universität Wien, 2021.
- [13] *LS-Dyna Support, Hourglass, Notice*. URL: <https://www.dynasupport.com/howtos/element/hourglass> (Zugriff am 24. 10. 2021).
- [14] J. Lubliner, J. Oliver, S. Oller und E. Onate. „A PLASTIC-DAMAGE MODEL FOR CONCRETE“. In: *A PLASTIC-DAMAGE MODEL FOR CONCRETE* (1989), S. 299–326.
- [15] L. Nasdala. *FEM-Formelsammlung Statik und Dynamik: Hintergrundinformationen, Tipps und Tricks*, 3. Auflage. Deutschland: Springer Verlag, 2015.
- [16] *ÖNORM EN 1991-1-1:2015 02 15: Bemessung und Konstruktion von Stahlbeton- und Spannbetontragwerken – Teil 1-1: Allgemeine Bemessungsregeln und Regeln für den Hochbau (konsolidierte Fassung)*. Wien: Austrian Standards, Feb. 2015.

- [17] *SIMULIA User Assistance 2019 "Dassault Systèmes Simulia Corp., Johnston, RI, USA"*. URL: https://help.3ds.com/2019/english/DSSIMULIA_Established/SIMULIA_Established_FrontmatterMap/sim-t-SIMULIA_EstablishedDocSearchOnline.htm?ContextScope=all&myapp=true (Zugriff am 02.09.2021).
- [18] M. Steurer und J. Fink. „Weiterführende Forschung zur neuartigen Sandwich Verbundplatte als Fahrbahnplatte für Eisenbahnbrücken“. In: *Weiterführende Forschung zur neuartigen Sandwich Verbundplatte als Fahrbahnplatte für Eisenbahnbrücken* (2012), S. 1–135.
- [19] P. Takács. „Analyse des Ermüdungsverhaltens der SCSC-Platte“. Dissertation. Technische Universität Wien, 2018.
- [20] P. Takács. *Nicht veröffentlichtes Forschungsergebnis*. 2021.
- [21] *VSC-4 - Vienna Scientific Cluster "the most powerful supercomputer ever installed in Austria"*. 2019.

Abkürzungen

CAE Complete *ABAQUS* Environment

CDP Concrete Damaged Plasticity

CPU-Time central processing unit-Time

DSF Deformationsskalierungsfaktor

FEA Finite Elemente Analyse

Anhang A

Anhang

A.1 Energiebilanz

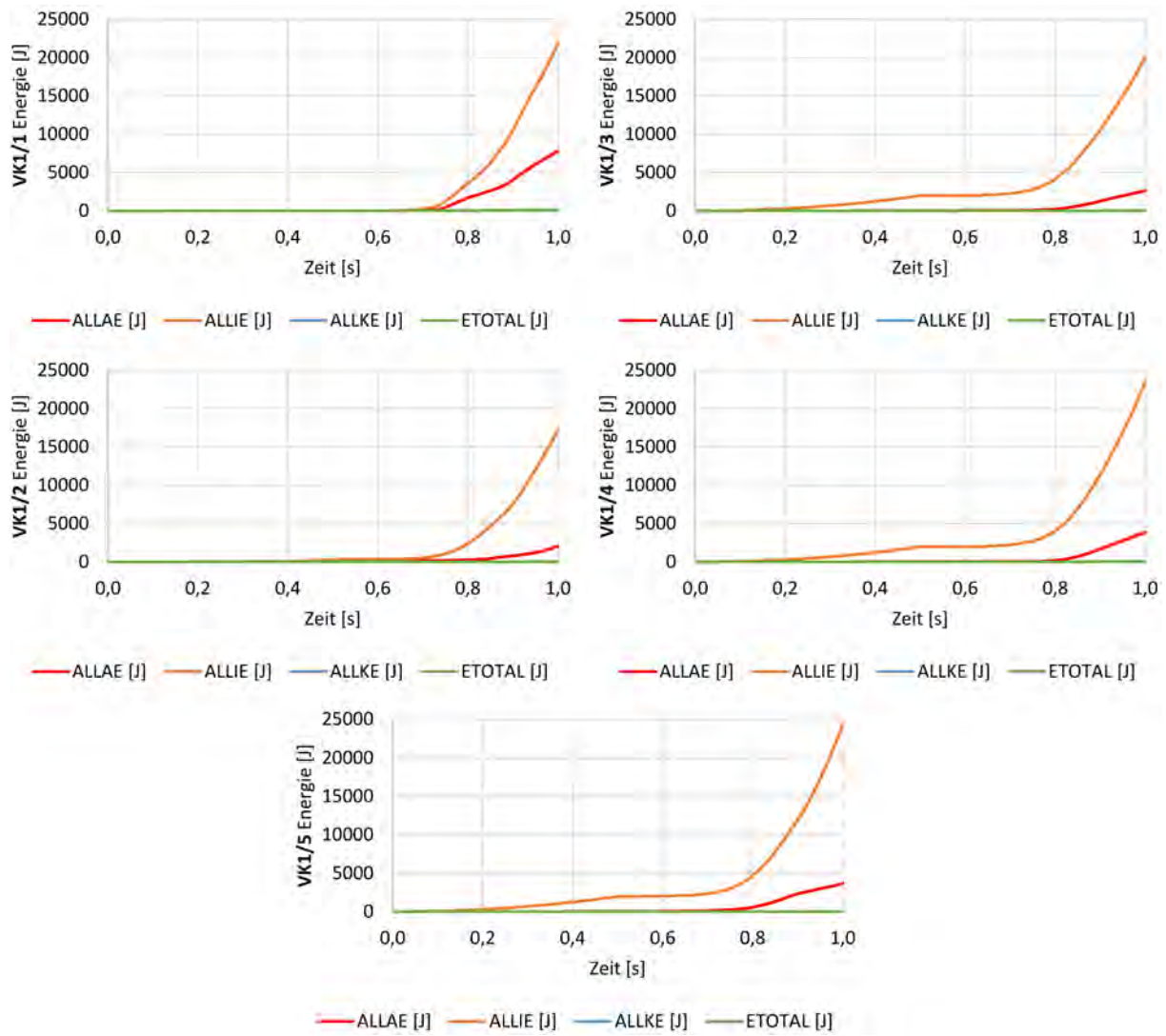


Abb. A.1: Energiekurven zur Überprüfung von *ETOTAL*.

A.2 Vertikale Dübelkraftkomponenten der unbewehrten Versuchskörper

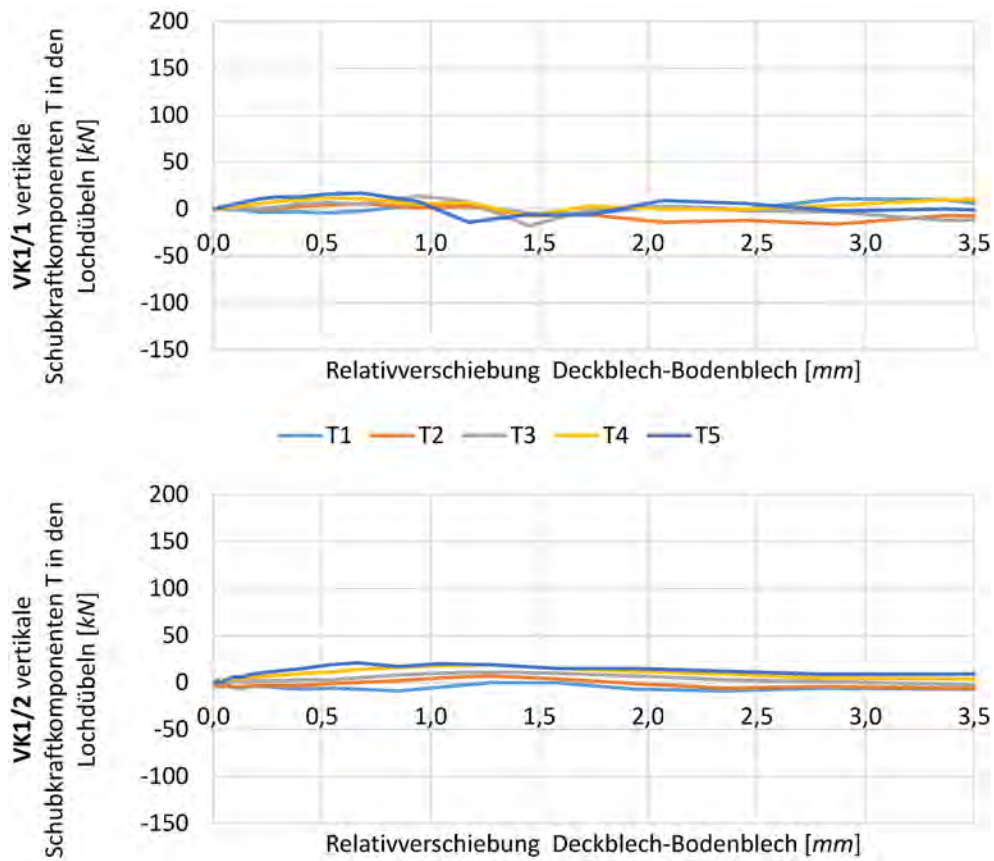


Abb. A.2: Vertikale Dübelkraftkomponenten der unbewehrten Versuchskörpern

A.3 Vertikale Dübelkraftkomponenten der bewehrten Versuchskörper

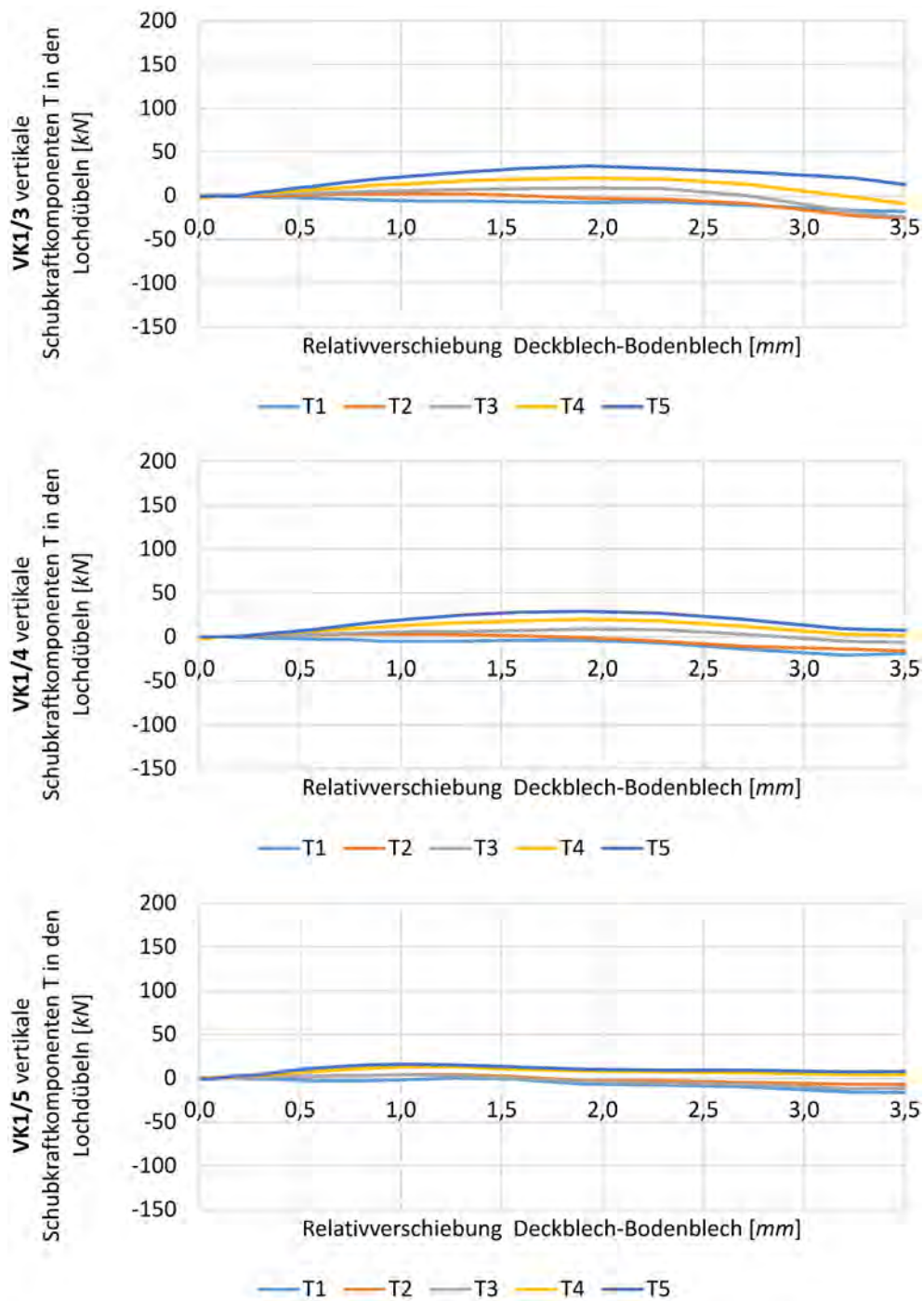


Abb. A.3: Vertikale Dübelkraftkomponenten der bewehrten Versuchskörpern

A.4 Resultierende Dübelkräfte der unbewehrten Versuchskörper

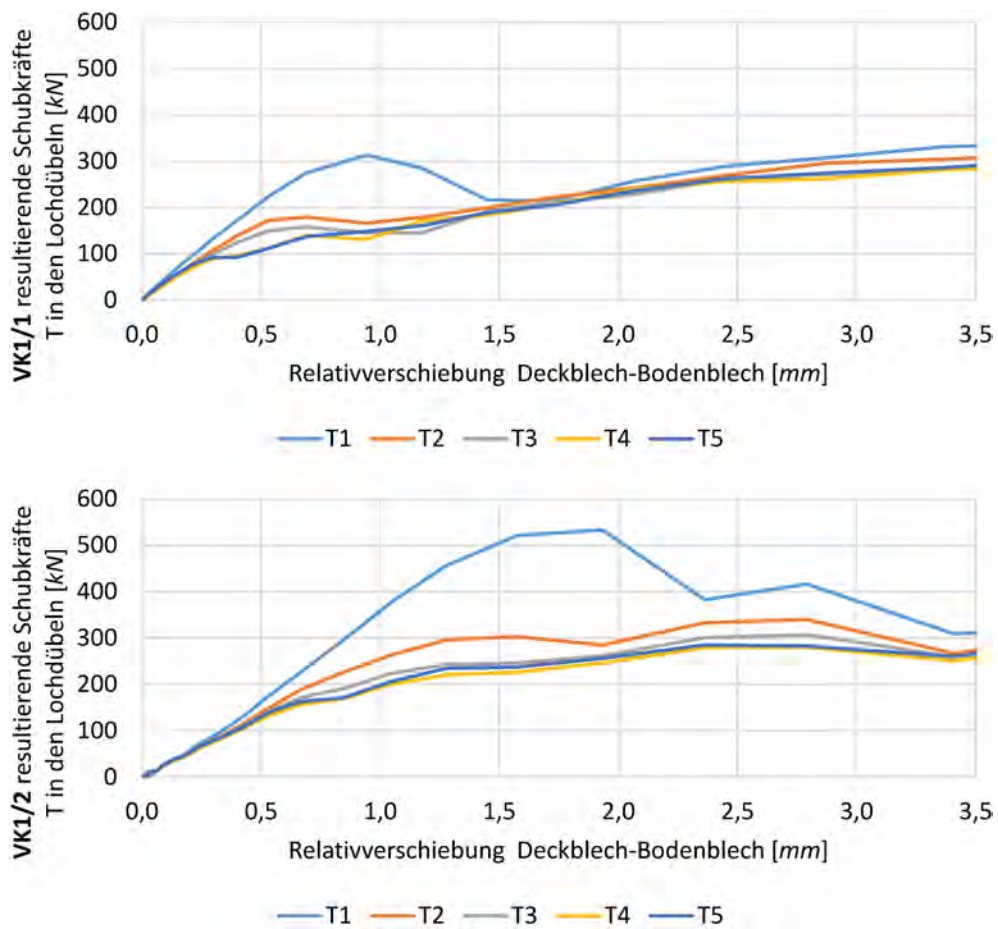


Abb. A.4: Resultierende Dübelkräfte der unbewehrten Versuchskörpern

A.5 Resultierende Dübelkräfte der bewehrten Versuchskörper

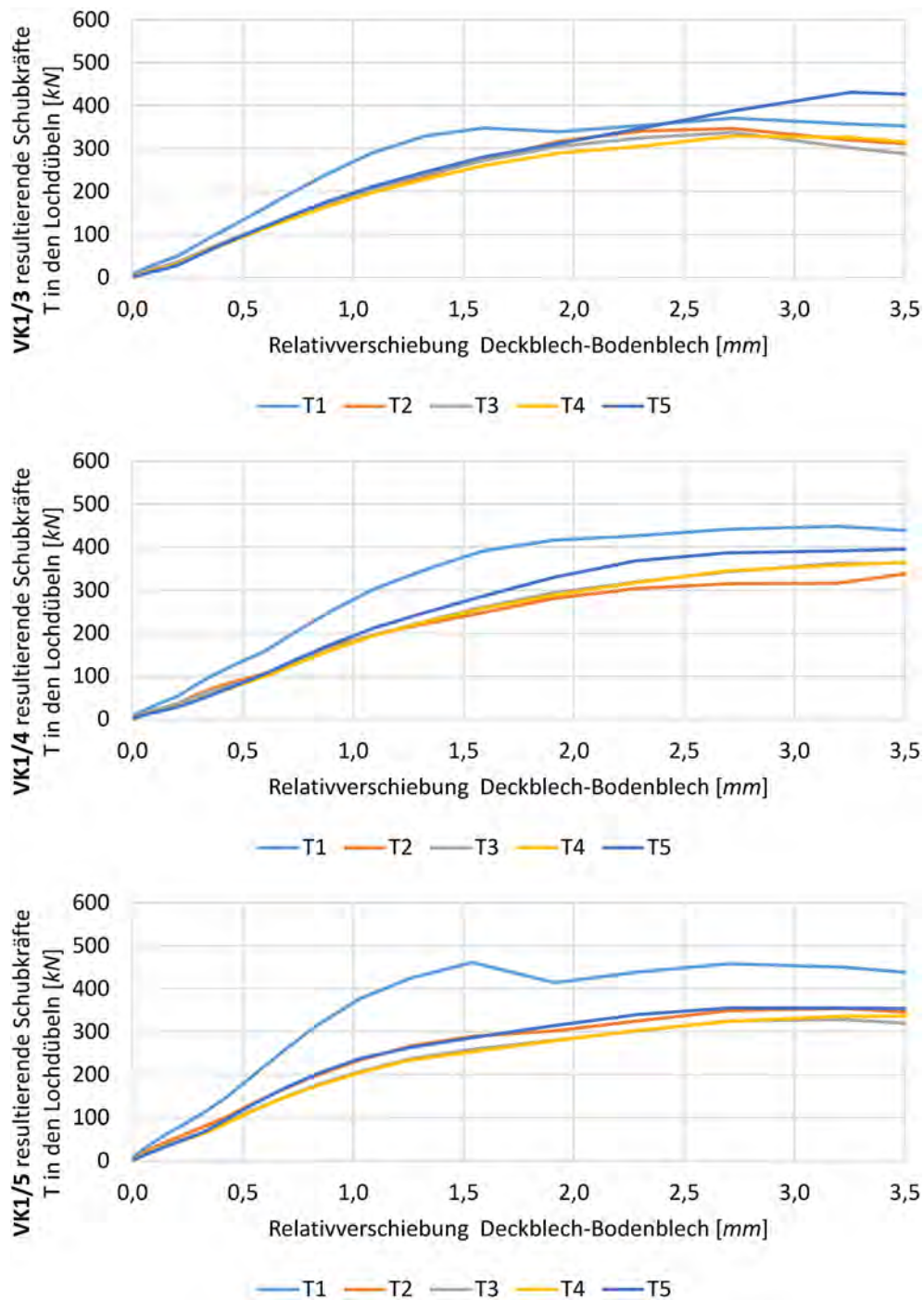


Abb. A.5: Resultierende Dübelkräfte der bewehrten Versuchskörpern

A.6 Gleichgewicht zwischen der Belastung und den Stützkräften bei unbewehrten Versuchskörpern

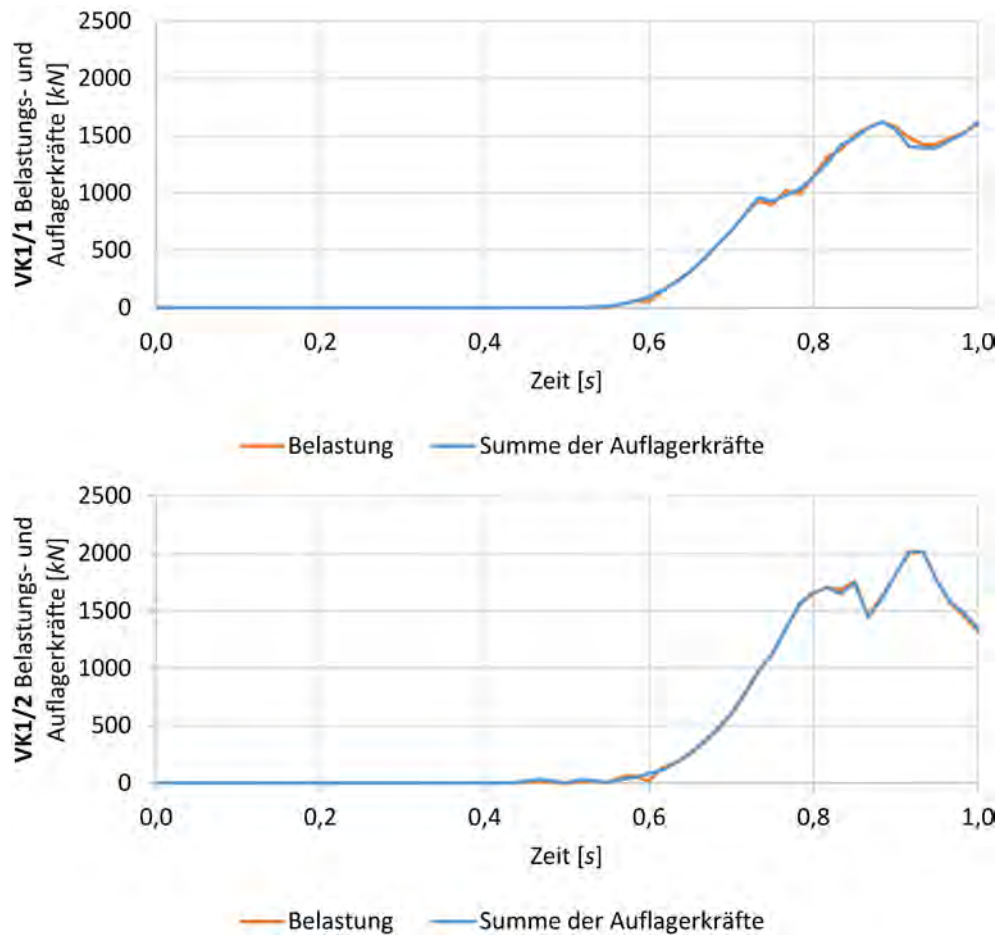


Abb. A.6: Gleichgewicht zwischen der Belastung und den Stützkräften bei unbewehrten Versuchskörpern

A.7 Gleichgewicht zwischen der Belastung und den Stützkräften bei bewehrten Versuchskörpern

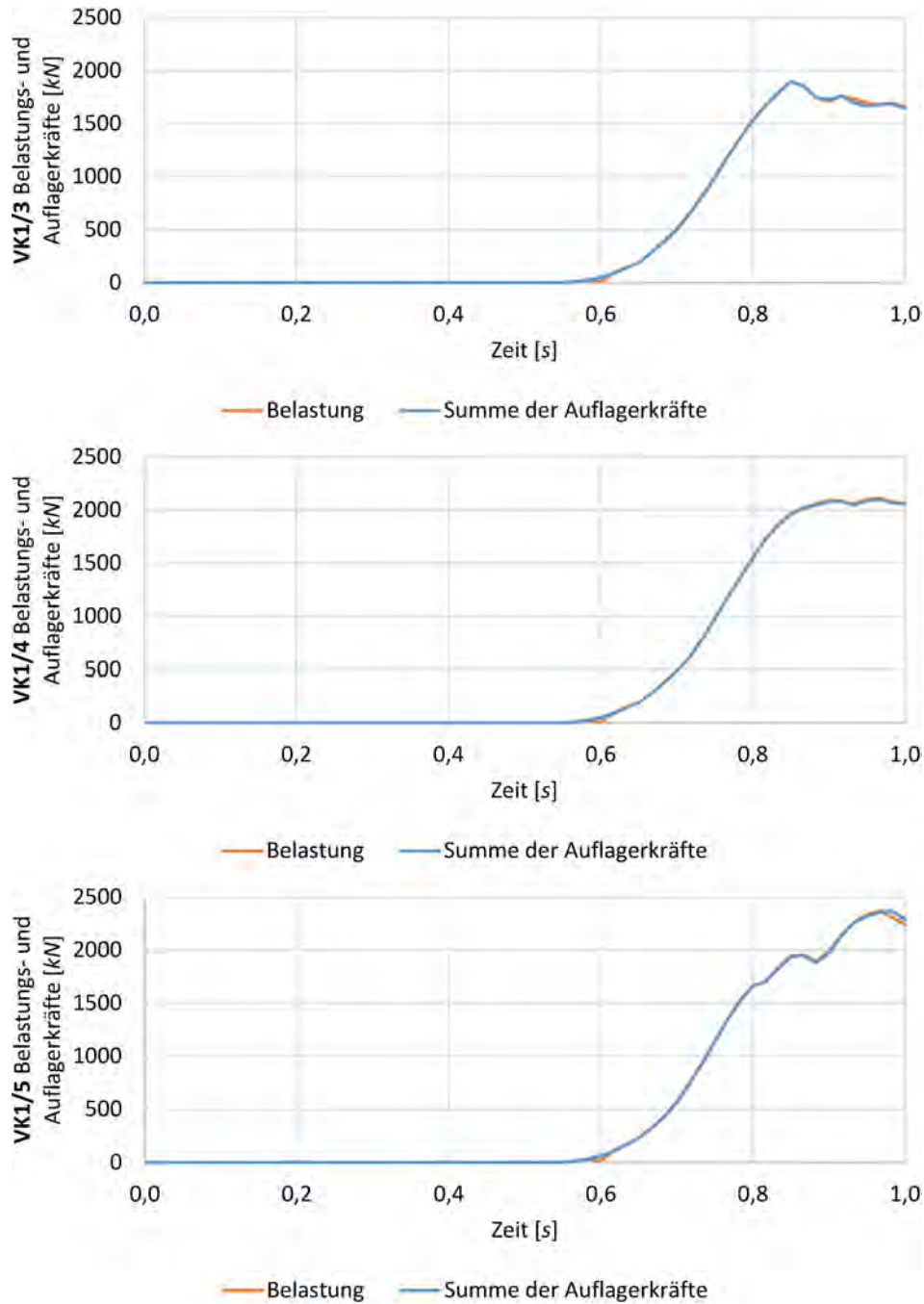


Abb. A.7: Gleichgewicht zwischen der Belastung und den Stützkräften bei bewehrten Versuchskörpern

A.8 Summe der horizontalen Dübelkräfte und Summe der Auflagerkräfte für unbewehrte Versuchskörper

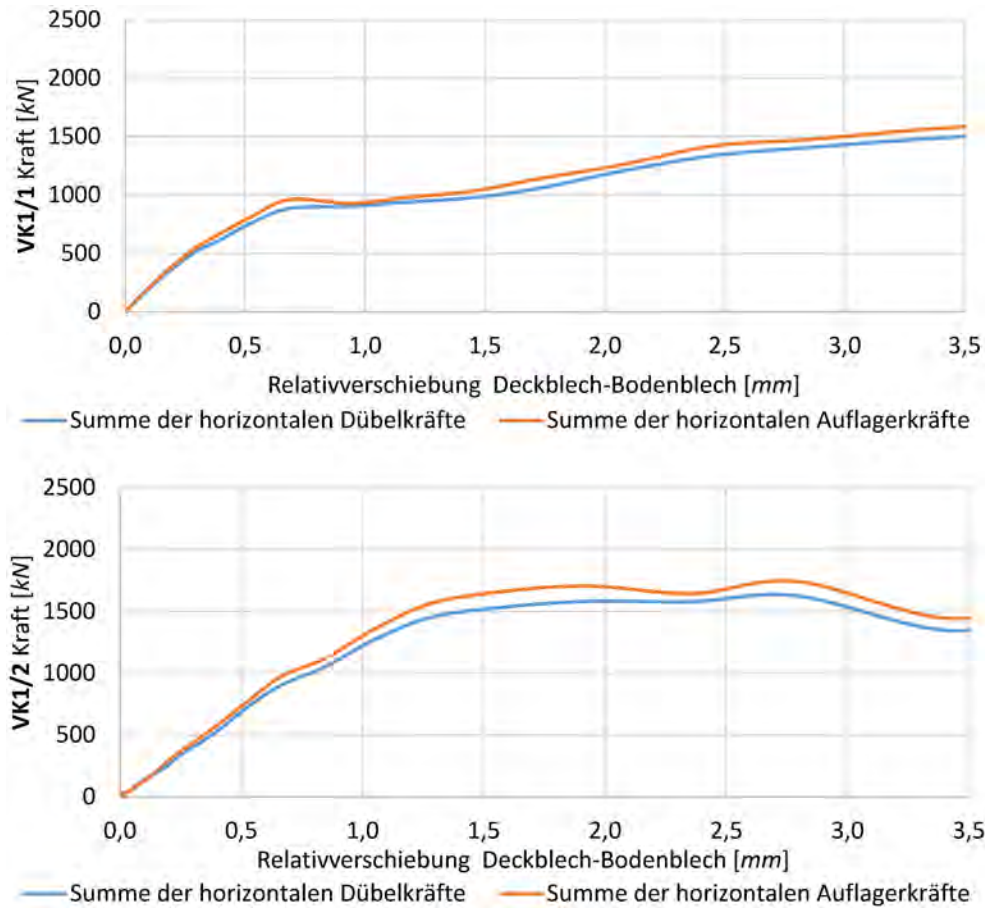


Abb. A.8: Summe der horizontalen Dübelkräfte zu den Auflagerkräften für unbewehrte Versuchskörper

A.9 Summe der horizontalen Dübelkräfte und Summe der Auflagerkräfte für bewehrte Versuchskörper

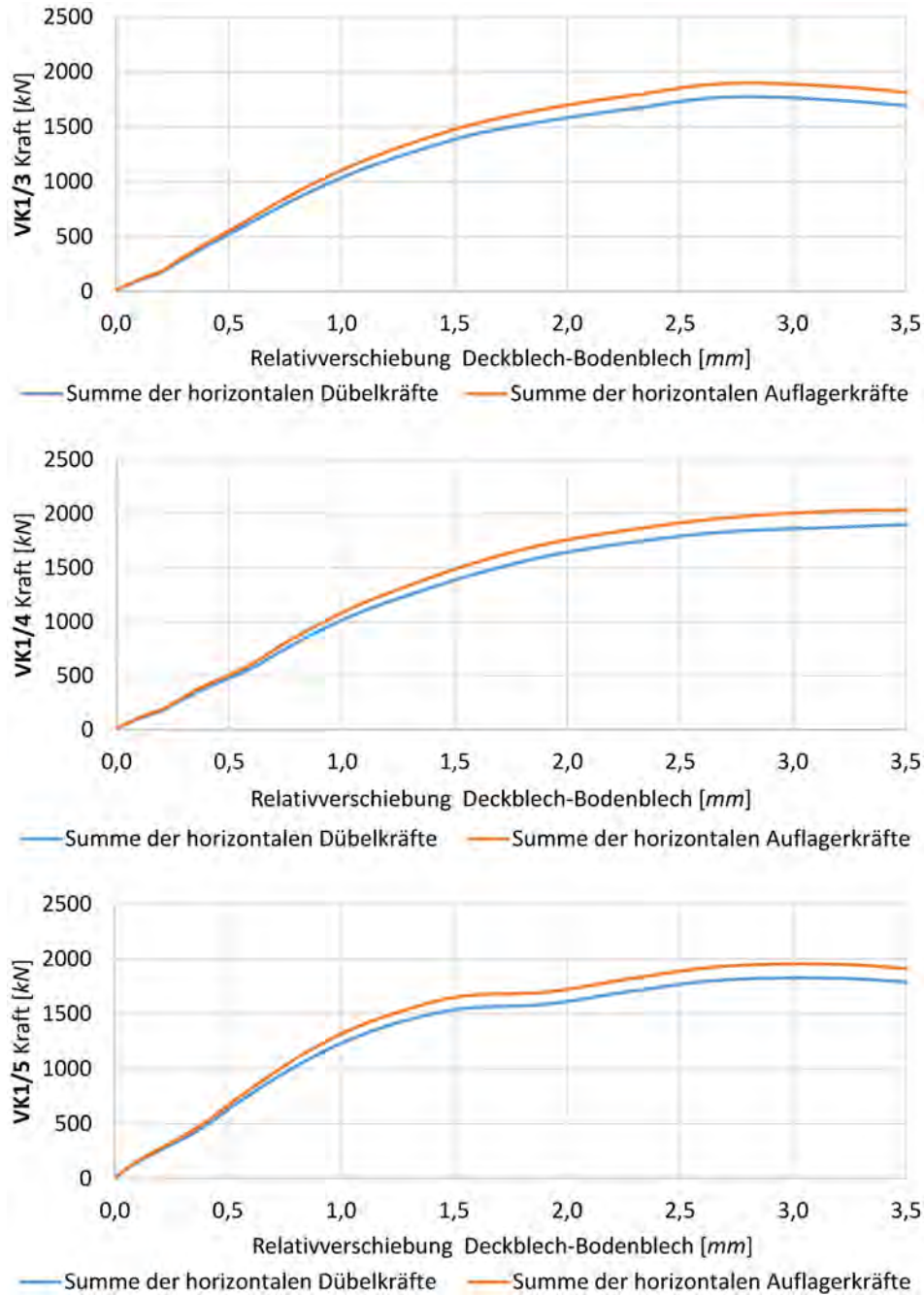


Abb. A.9: Summe der horizontalen Dübelkräfte zu den Auflagerkräften für bewehrte Versuchskörper

A.10 Aufbau der Versuchskörper VK1/1 und VK1/2

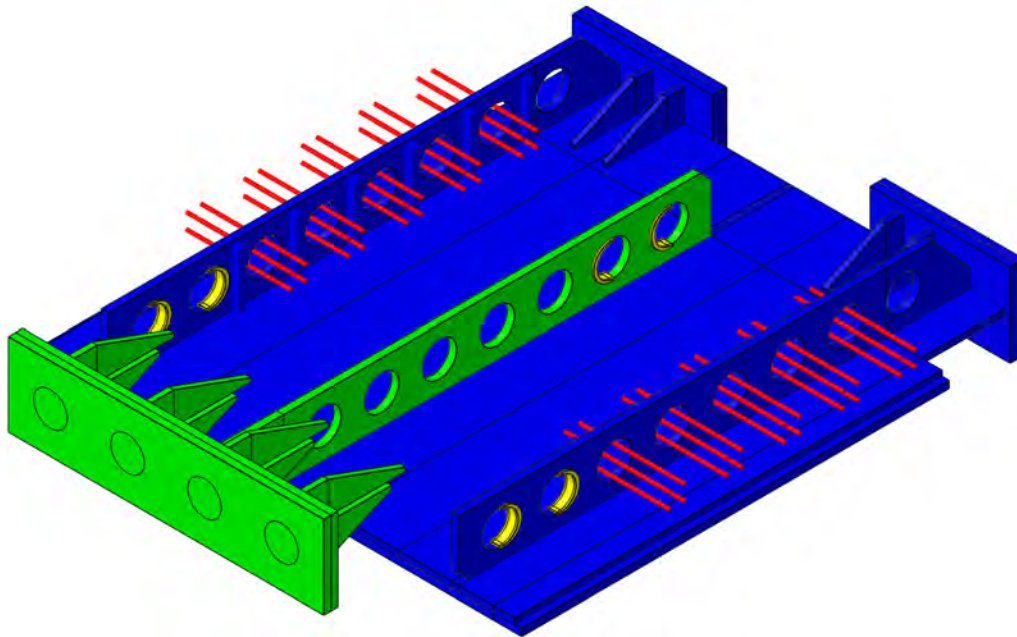


Abb. A.10: Versuchskörper VK1/1, ohne Zug, ohne Bewehrung

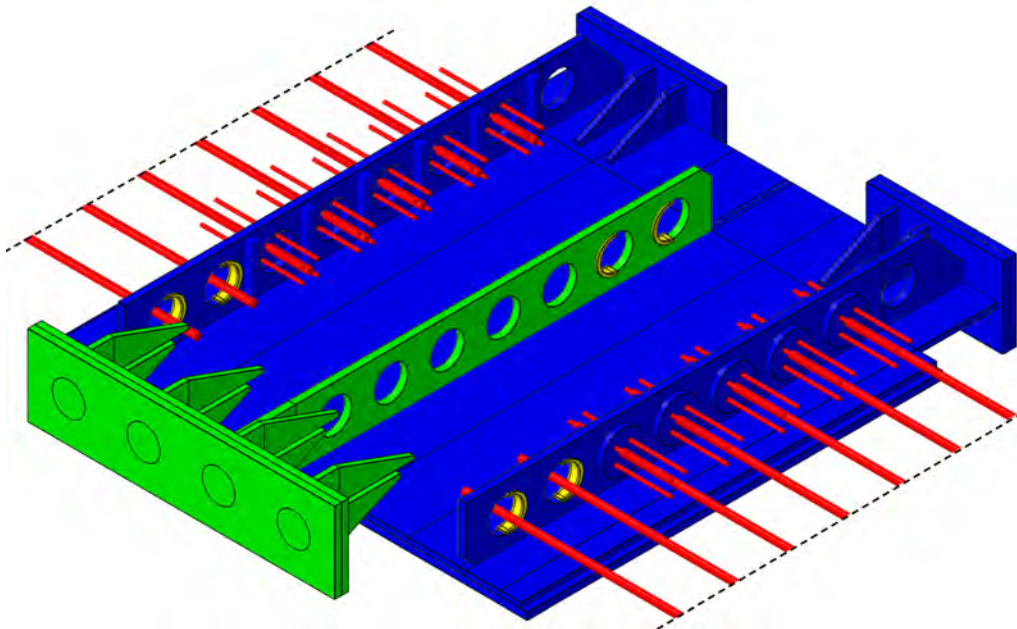


Abb. A.11: Versuchskörper VK1/2, mit Zug, ohne Bewehrung

A.11 Aufbau der Versuchskörper VK1/3 und VK1/4

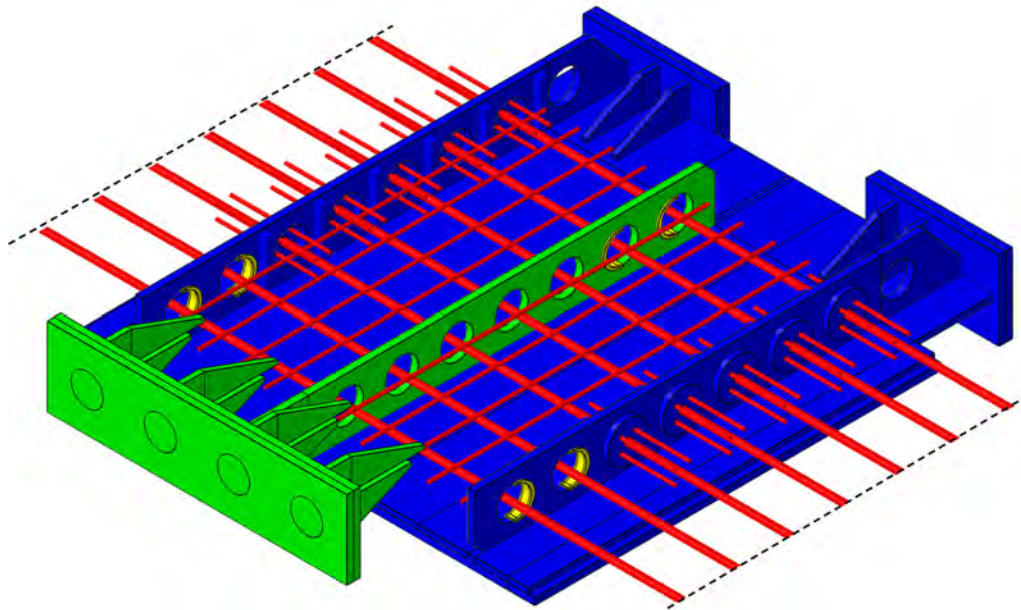


Abb. A.12: Versuchskörper VK1/3, mit Zug, mit Längs- und Querbewehrung (Mattenbewehrung)

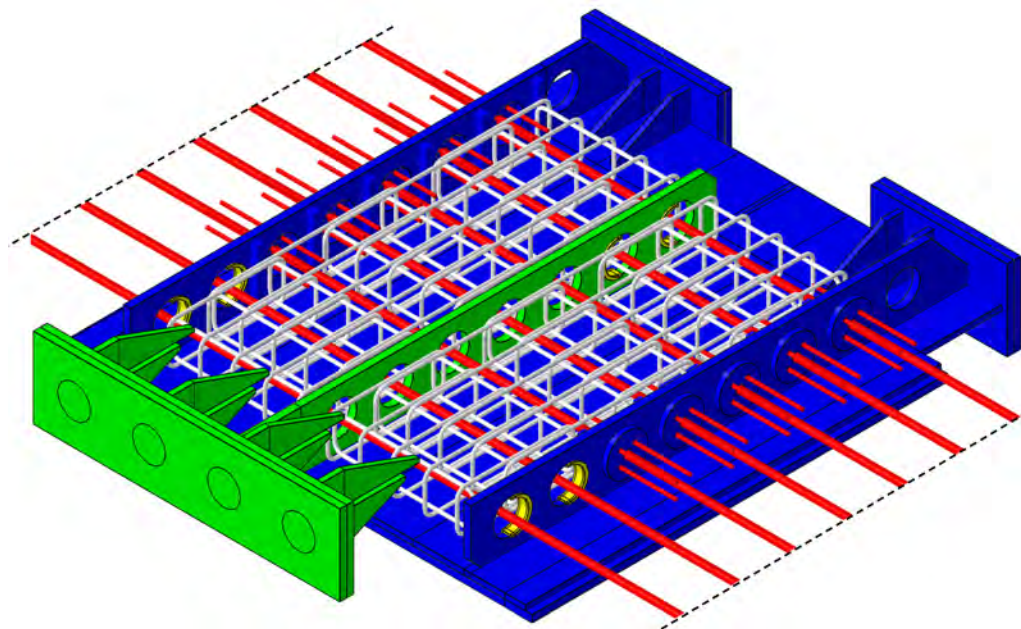


Abb. A.13: Versuchskörper VK1/4, mit Zug, mit Längs- und Bügelbewehrung

A.12 Aufbau der Versuchskörper VK1/5

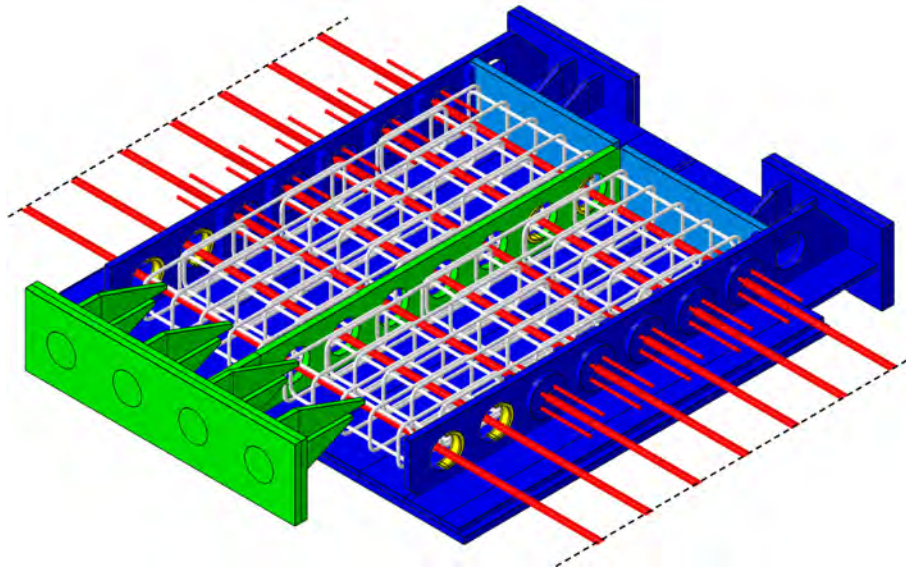


Abb. A.14: Versuchskörper VK1/5, mit Zug, mit Längs- und Bügelbewehrung und Stützblech

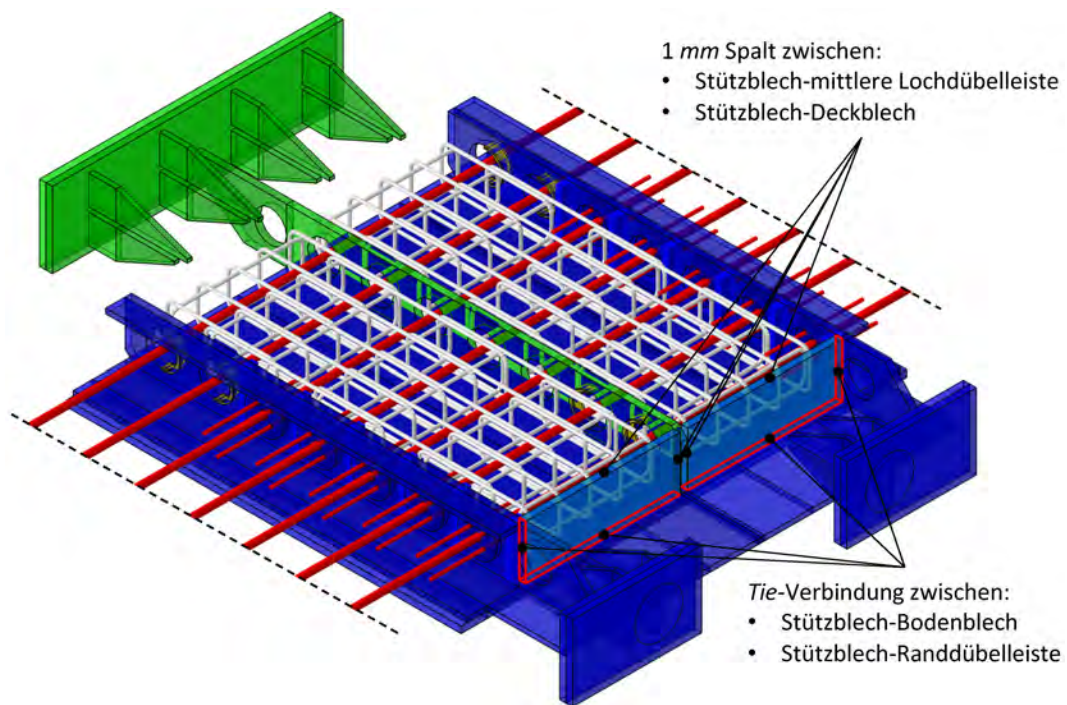


Abb. A.15: Versuchskörper VK1/5, mit Zug, mit Längs- und Bügelbewehrung und Stützblech

A.13 Werkstattplan-P01, Versuchskörpertyp-VK1

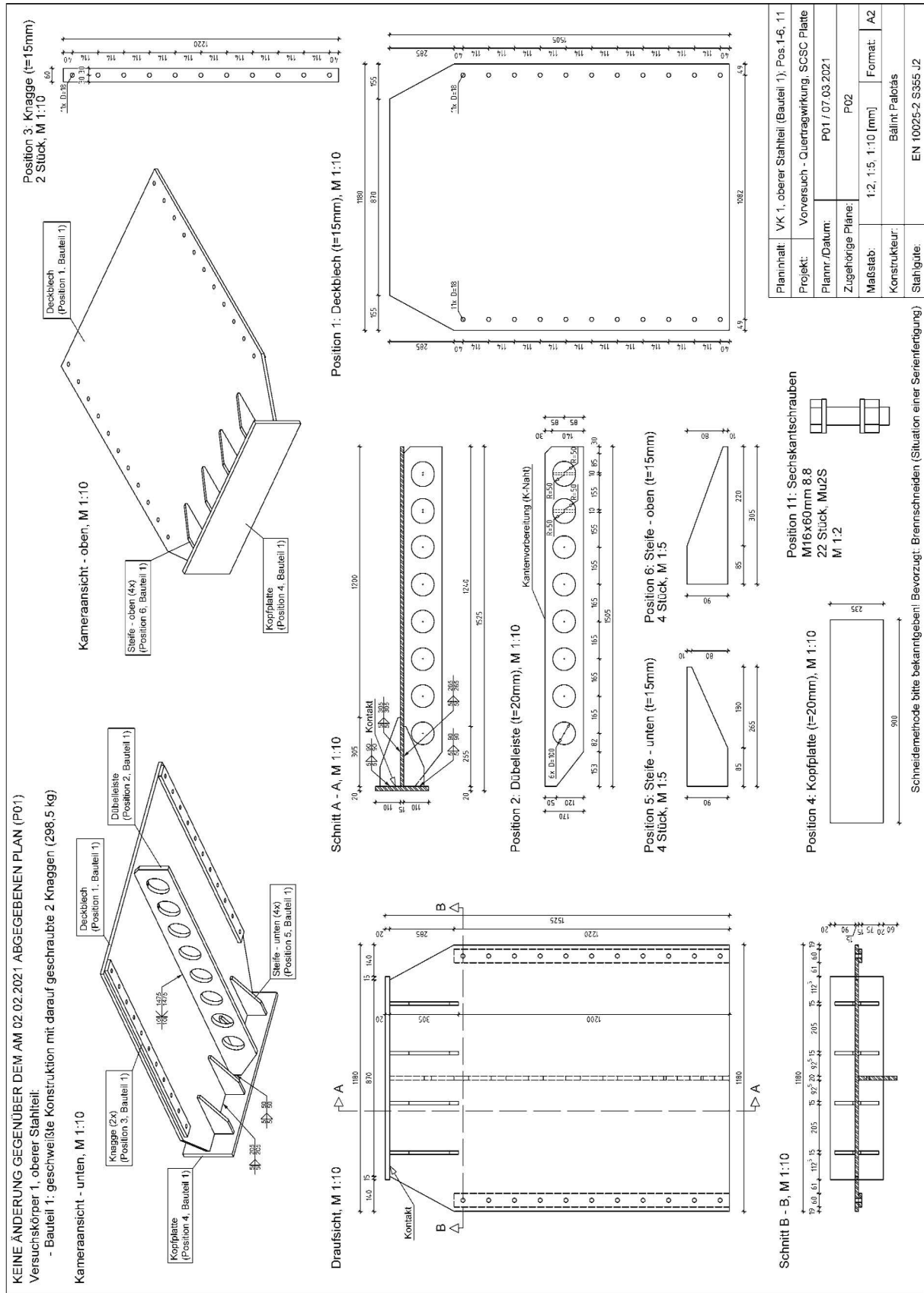


Abb. A.16: Werkstattplan-P01 des Versuchskörpertyps-VK1; Quelle: TU Wien Institut für Tragkonstruktionen Forschungsbereich für Stahlbau

A.14 Werkstattplan-P02, Versuchskörpertyp-VK1

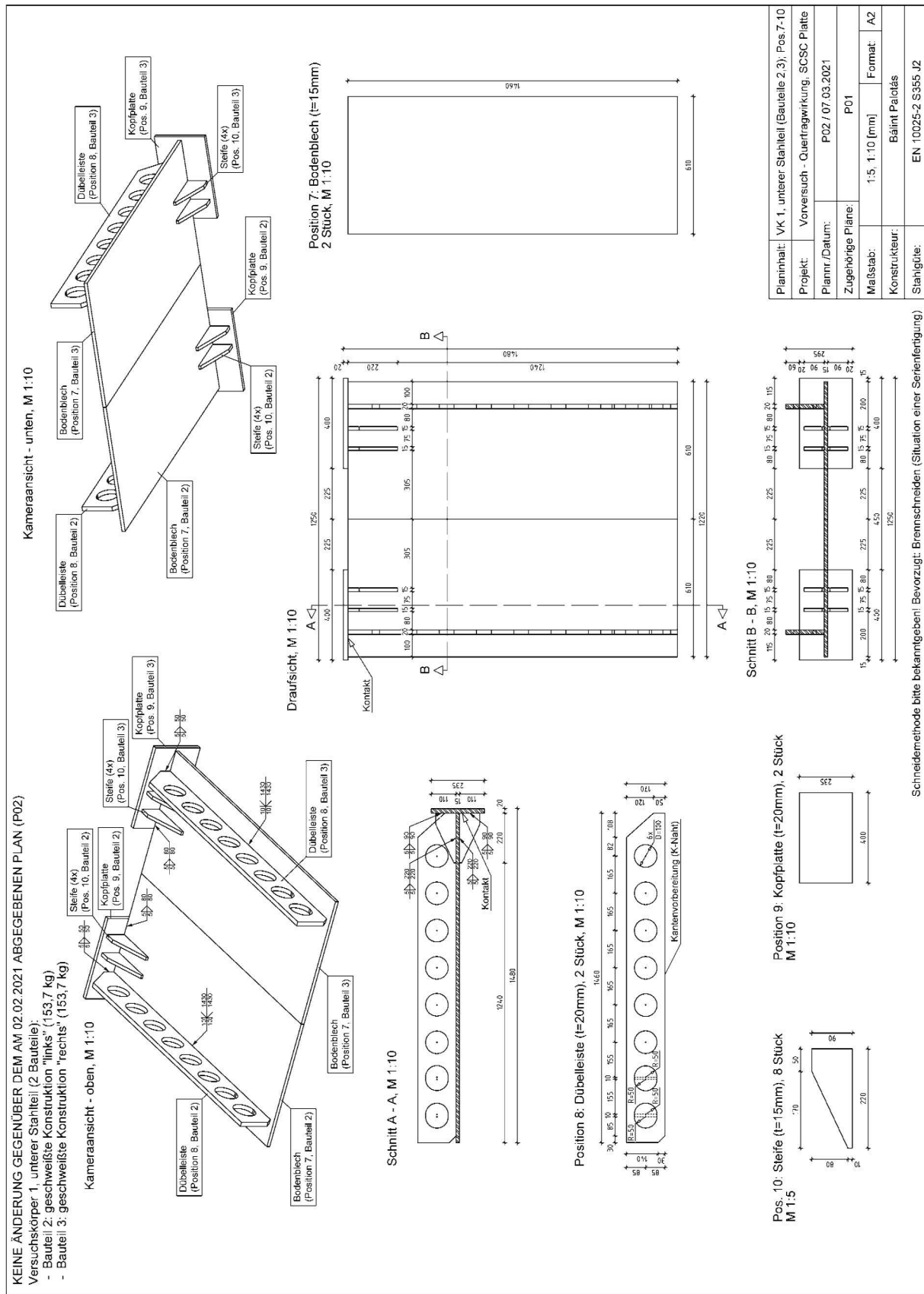


Abb. A.17: Werkstattplan-P02 des Versuchskörpertyps-VK1; Quelle: TU Wien Institut für Tragkonstruktionen Forschungsbereich für Stahlbau