

25. DAST-Forschungskolloquium  
09. April 2026

Technische Universität Berlin



Entwerfen und Konstruieren - Stahlbau

In Zusammenarbeit mit

**Dr.-Ing. Karsten Kathage**

Deutsches Institut für Bautechnik DIBt  
Vorsitzender Deutscher Ausschuss für Stahlbau  
DAST e.V.

**Prof. Dr.-Ing. Karsten Geißler**

Technische Universität Berlin  
Fachgebiet Entwerfen und Konstruieren – Stahlbau

**Herrn Gregor Machura**

vom Deutschen Ausschuss für Stahlbau DAST e.V.

Mitglied der



**Forschungsnetzwerk  
Mittelstand**

Herausgeber : **Deutscher Ausschuss für Stahlbau DAST e.V.**  
Sohnstraße 65  
40237 Düsseldorf  
Telefon: 0211 54012-080  
E-Mail: [dast@deutscherstahlbau.de](mailto:dast@deutscherstahlbau.de)  
<https://dast.deutscherstahlbau.de>

Redaktion: Herr Gregor Machura, Geschäftsführer DAST e.V.  
Bildnachweis Titelseite: Gelände des Institutes für Bauingenieurwesen  
der TU Berlin / EuK-Stahlbau/TU-Berlin

Verlag: **Stahlbau Verlags- und Service GmbH**  
Sohnstraße 65  
40237 Düsseldorf  
Telefon: 0211 54012-091  
E-Mail: [verlag@deutscherstahlbau.de](mailto:verlag@deutscherstahlbau.de)  
<https://shop.deutscherstahlbau.de/>

## Copyright-Klausel mit Haftungsausschluss

© Copyright - Klausel

Der DAST-Forschungskolloquiumband ist urheberrechtlich geschützt. Alle Nutzungs- und Verwertungsrechte liegen bei der Stahlbau Verlags- und Service GmbH sowie beim Deutschen Ausschuss für Stahlbau DAST e.V. Nachdrucke – auch auszugsweise – Vervielfältigungen und Weitergabe auf photo-mechanischem, digitalem oder ähnlichem Wege sind untersagt, sofern vertraglich nicht ausdrücklich gestattet.

Die im Werk enthaltenen Inhalte wurden von Verfasser und Verlag sorgfältig erarbeitet und geprüft. Eine Gewährleistung für die Richtigkeit des Inhaltes wird gleichwohl nicht übernommen. Der Verlag haftet nur für Schäden, die auf Vorsatz oder grobe Fahrlässigkeit seitens des Verlags zurückzuführen sind. Im Übrigen ist die Haftung ausgeschlossen.

Für alle Hinweise und Verbesserungsvorschläge ist der Herausgeber stets dankbar.

Impressum .....	03
Inhaltsverzeichnis .....	04
Vorwort .....	08
Autorenverzeichnis .....	165

## BEWERTUNG UND ERTÜCHTIGUNG

### **Kira Buchenau, Max Spannaus**

Experimentelle und numerische Untersuchungen zum Explosionsschutz für kritische Infrastrukturen mit Schwerpunkt auf Schraubverbindungen in Stahlbrücken. .... 08

### **Banusan Jeyadevan, Lukas Nonte, Prof. Dr.-Ing. Jörg Laumann**

Anwendung der Klebtechnik für die Verstärkung von Stahl- und Stahlverbundbrücken ..... 13

### **Sebastian Korte, Daniel Pak**

KI-basierte Ermittlung der Zuggeschwindigkeit und Zugklassifizierung auf Basis von Schienenverformungen ..... 17

### **Marco Maibaum, Prof. Dr.-Ing. Karsten Geißler**

Messdatenbasierter Kombinationsbeiwert für vertikale Temperaturdifferenzen als Begleiteinwirkung bei Bestandsbrücken ..... 21

### **Ainaz Sultangirova , Markus Knobloch, Michael Diener, Bettina Brune**

Untersuchung des Einflusses realistischer Imperfektionen auf das Beulverhalten unter Biegebeanspruchung ..... 25

### **Lea Wendler, Imke Engelhardt**

Zum Rissinitiierungsverhalten HFH-behandelter Längssteifen unter Betriebsbeanspruchung ..... 30

## BRÜCKENBAU UND ERMÜDUNG

### **Mohammad Aljomaa, Natalie Stranghöner**

Ermüdungsfestigkeit von gleitfest vorgespannten Verbindungen unter Ansatz der synthetischen Wöhlerlinie ..... 35

### **Tim Brömer, Viktor Widerspan, Elyas Ghafoori**

Lokaler Ermüdungsnachweis für geschweißte X-Knoten unter Berücksichtigung von 3D-Scans ..... 40

### **Natalie Hoyer, M.Eng., Prof. Dr.-Ing. Bertram Kühn**

Werkstoffwahl für Brückenlager unter Ermüdungsbeanspruchung: Erweiterung der bestehenden Normen durch Großbauteilversuche ..... 45

**Nils Lütke, Prof. Dr.-Ing. Karsten Geißler**

Systemzuverlässigkeit von Stahlbrücken unter Berücksichtigung der plastischen Umlagerungsfähigkeit ..... 50

**Moritz Schäferhoff, Bettina Brune**

Einfluss von Freischnitten auf die Lebensdauer:  
Optimierung von geschweißten Längsträger-Querträgerstößen ..... 55

**Kevin Wolters, Nils Rittich, Markus Feldmann**

Ermüdungsverhalten vollverschlossener Seile unter kombinierter Beanspruchung aus Zug und Seilendrotation ..... 59

## FERTIGUNG

**Hans Eirich, Thomas Ummenhofer**

Werkstoffeigenschaften und Tragverhalten additiv gefertigter Bauteile im Stahlbau ..... 63

**Emre Ergin, Sigrid Brell-Çokcan**

CLOUD56 - Cloud-basierte Steuerungsarchitektur für adaptive Roboterprozesse in der Stahlbauvormontage ..... 67

**Mohsen Falah, Marcus Rutner**

Verbesserung der Ermüdungsfestigkeit von additive gefertigtem 316L Edelstahl durch Ni/Cu nanometallische Mehrschichtstrukturen ..... 72

**Paul Heckelsmüller, Michael Volz**

Ermüdungsfestigkeit reparaturgeschweißter Kopfbolzendübel ..... 77

**Jan Hinrichs, Michael Volz**

Abnahmekriterien von Stumpfstößen dicker Bleche im Brückenbau ..... 81

**Gerd Penner, Richard Stroetmann**

Biegeknicktragfähigkeiten und Eigenspannungen von geschweißten Kastenquerschnitten aus hochfesten Stählen ..... 85

**Nils Rittich, Markus Feldmann**

Zuverlässigkeitsorientierte Charakterisierung und Klassifizierung WAAM gefertigter Bauteile unter Zug, Stabilitätsdruck und Ermüdung im Stahlbau ..... 89

## VERBUNDBAU UND VERBINDUNGEN

**Jakob Borgelt, Joshua Possekel, Peter Schaumann, Elyas Ghafoori**

Degradationsverhalten von zyklisch axial belasteten Grout-Verbindungen  
unter realistischen Betriebsbedingungen ..... 93

**Elisa Grimaldi, Markus Knobloch**

Experimentelle Untersuchungen zum Tragverhalten von Doppelhohlprofil-Verbundstützen ..... 98

**Benedikt Haas, Wolfgang Kurz**

Untersuchung des Tragverhaltens von Wabenträgern unter lokaler Belastung im Öffnungsbereich . . 102

**Philipp Lapp, Natalie Stranghöner**

Untersuchung von Scher-/Lochleibungsverbindungen im Stahlleichtbau  
mit hochfesten dünnwandigen Stahlblechen ..... 106

**Kira Peper, Bettina Brune**

Erweiterung des Einsatzspektrums von Stahlkassettenprofilen durch Implementierung  
von Tragkonsolen ..... 110

**Annalena Schardt, Yvonne Ciupack, Jörg Lange**

Einfluss von lokalen Delaminationen auf die Tragfähigkeit von Sandwichelementen ..... 114

**Constantin Schwendner, Martin Mensinger, Shaghayegh Ameri, Jochen Zehfuß**

Numerische Untersuchung eines innovativen Anschlusskonzepts für Flachdecken  
an Hochleistungsverbundstützen ..... 118

## WER BAUT UNSERE ZUKUNFT?

Die Herausforderungen im Bauwesen werden größer, komplexer und dringlicher. Gleichzeitig gerät genau die Disziplin unter Druck, die das Bauen überhaupt erst möglich macht. Das konstruktive Ingenieurwesen verliert an Nachwuchs.

Das ist keine abstrakte, sondern eine ganz konkrete Entwicklung. Studiengänge verzeichnen rückläufige Zahlen, der Beruf verliert an Sichtbarkeit und an Anziehungskraft. Und das in einer Zeit, in der die Anforderungen an Planung, Konstruktion und Umsetzung weiter steigen. Eine Entwicklung, die nachdenklich stimmen sollte, denn konstruktive Ingenieurinnen und Ingenieure bilden die Grundlage jeder Bauleistung. Ohne ihre Expertise entstehen keine tragfähigen Lösungen, keine effizienten Strukturen und keine nachhaltigen Bauwerke. Was verloren geht, ist nicht nur Fachwissen, sondern die Fähigkeit, komplexe Zusammenhänge zu durchdringen und in gebaute Realität zu übersetzen.

Das Berufsbild erfährt oft nicht die gesellschaftliche Wertschätzung, die seiner Bedeutung entspricht. Für viele junge Menschen fehlt damit ein entscheidender Impuls, sich für diesen Weg zu entscheiden. Die Fähigkeit, Bauwerke und Infrastruktur weiterzuentwickeln, Bestände zu ertüchtigen und neue Lösungen zu entwerfen, ist aber untrennbar mit der Verfügbarkeit qualifizierter Ingenieurinnen und Ingenieure verbunden. Umso wichtiger ist es, jetzt gegenzusteuern. Universitäten, Hochschulen, staatliche Institutionen und politische Entscheidungsträger sind gefordert, die Attraktivität des konstruktiven Ingenieurwesens wieder zu stärken. Es braucht Perspektiven, verlässliche Rahmenbedingungen und vor allem eine Betonung für die gestalterische und gesellschaftliche Relevanz dieses Berufs.

In der aktuellen Diskussion um Digitalisierung und Künstliche Intelligenz wird häufig über Effizienzgewinne gesprochen. Diese Technologien eröffnen ohne Zweifel neue Möglichkeiten. Sie können Prozesse vereinfachen, Planungen unterstützen und Abläufe beschleunigen. Sie ersetzen jedoch nicht das, was den Kern des Ingenieurwesens ausmacht. Kreativität, Verantwortung und die Fähigkeit, Lösungen im Kontext zu entwickeln, sind und bleiben menschliche Kompetenzen. Ohne Ingenieurinnen und Ingenieure würde unsere gebaute Umwelt ihre Vielfalt verlieren. Bauwerke wären funktional, aber austauschbar. Dabei ist Baukonstruktion mehr als Handwerk. Sie ist Ausdruck von Haltung, von Wissen, von kulturellem Anspruch. Sie prägt unsere Städte, unsere Infrastruktur und damit auch unsere Geschichte.

Dieses Kolloquium steht für das Gegenteil von Stillstand. Es zeigt, was möglich ist, wenn Forschung, Praxis und Leidenschaft zusammenkommen. Es macht sichtbar, wie viel Innovationskraft im Stahlbau steckt und wie groß das Potenzial ist, wenn wir die richtigen Rahmenbedingungen schaffen. Es betont: Machen, nicht nur diskutieren.

**Prof. Dr.-Ing. Karsten Geißler**, Technische Universität Berlin,  
Entwerfen und Konstruieren - Stahlbau

**Dr.-Ing. Karsten Kathage**, DIBt-Vizepräsident und Vorsitzender des DAST

**Dipl.-Ing. Gregor Machura**, Geschäftsführer des DAST- Deutscher Ausschuss für Stahlbau

## Experimentelle und numerische Untersuchungen zum Explosionsschutz für kritische Infrastrukturen mit Schwerpunkt auf Schraubverbindungen in Stahlbrücken

Kira Buchenau<sup>1</sup> und Max Spannaus<sup>2</sup>

<sup>1</sup> Institut für Konstruktiven Ingenieurbau - Stahlbau, Werner-Heisenberg-Weg 39,  
Universität der Bundeswehr München, Deutschland; E-Mail: kira.buchenau@unibw.de

<sup>2</sup> Institut für Konstruktiven Ingenieurbau - Stahlbau, Werner-Heisenberg-Weg 39,  
Universität der Bundeswehr München, Deutschland; E-Mail: max.spannaus@unibw.de

### Zusammenfassung

Explosionseinwirkungen stellen für Tragwerke seltene, jedoch sicherheitsrelevante Belastungsfälle dar. Für Brücken und andere kritische Infrastrukturen ist im Schadensfall entscheidend, ob tragende Bauteile und Verbindungen nach einer kurzzeitdynamischen Einwirkung weiterhin funktionsfähig bleiben. Während das Verhalten von Stahlbetontragwerken unter Explosionseinwirkungen vergleichsweise gut untersucht ist, bestehen für Stahlkonstruktionen und insbesondere für Schraubenverbindungen bislang deutliche Forschungslücken. Dies betrifft vor allem mögliche Schädigungen und die verbleibende Resttragfähigkeit nach dem Ereignis. Der vorliegende Beitrag untersucht experimentell und numerisch das Verhalten von Schraubenverbindungen unter explosionsartiger Druckwellenbeanspruchung. Hierzu wurden hochfeste M12- und M16-Schrauben in einem Sprengtunnel belastet. Unmittelbar nach der Stoßbeanspruchung erfolgten quasistatische Zug- und Scherversuche an denselben Prüfkörpern, um die verbleibende Tragfähigkeit zu bestimmen. Nach der Einwirkung kann sowohl im Experiment als auch in den numerischen Vergleichsberechnungen bereits bei verhältnismäßig geringen Einwirkungen eine plastische Verformung festgestellt werden. Diese hat – je nach Höhe – Auswirkungen auf die Vorspannung und gegebenenfalls auch auf die Resttragfähigkeit der Verbindung. Langfristiges Ziel ist eine Empfehlung, ab wann Schraubverbindungen auch bei einer Fernfelddetonation grundsätzlich zu tauschen sind oder zumindest eine Kontrolle der Vorspannung zu erfolgen hat.

### 1 Einleitung und Motivation

Obwohl explosionsartige Einwirkungen vergleichsweise selten sind, besitzen sie für sicherheitsrelevante Tragwerke eine hohe Bedeutung. In hochindustrialisierten Ländern werden viele Infrastrukturbauwerke als Stahlkonstruktionen ausgeführt, in denen Schraubverbindungen eine zentrale Rolle für die Lastabtragung spielen. Das Tragverhalten von Schraubenverbindungen unter quasistatischen Einwirkungen ist gut untersucht und normativ geregelt [1–4]. Für explosionsbedingte, impulsartige Belastungen liegen hingegen bislang nur begrenzte Erkenntnisse vor, insbesondere hinsichtlich möglicher Schädigungen und der verbleibenden Resttragfähigkeit [5], [6] und [7]. In der Praxis ist daher unklar, ob äußerlich unauffällige Schraubverbindungen nach einer Explosion weiterhin zuverlässig Lasten übertragen können. Ein zusätzlicher Unsicherheitsfaktor ergibt sich aus der Beschreibung der Einwirkung: Explosionen werden häufig über Spitzenüberdrücke charakterisiert, obwohl für die strukturelle Beanspruchung vor allem der zeitliche Verlauf der Druckwelle und der daraus resultierende Impuls maßgebend sind [8] und [9].

## 2 Versuchsansatz

Zur Untersuchung der Resttragfähigkeit von Schraubenverbindungen nach explosionsartiger Belastung wurde ein kombinierter experimenteller Ansatz gewählt, der in [10] detailliert beschrieben ist und eine kontrollierte Erzeugung der Druckwellenbelastung mit einer anschließenden quasistatischen Nachprüfung verbindet. Ziel des Versuchsprogramms ist es, stoßinduzierte Vorschädigungen gezielt zu erzeugen und deren Einfluss auf die verbleibende Tragfähigkeit der Schrauben systematisch zu erfassen.

Die Versuche wurden an idealisierten Einzelverschraubungen durchgeführt, um den Einfluss der Druckwellenbelastung möglichst direkt auf das Verbindungselement zurückführen zu können. Untersucht wurden hochfeste Schrauben der Durchmesser M12 und M16 in der Festigkeitsklasse 10.9. Zusätzlich wurden unterschiedliche Vorspannzustände betrachtet. Als Anbauteil diente eine Lasteinleitungsplatte, die über eine zentrale Schraubenverbindung mit einer Grundplatte und einem Prüfrahm verbunden war. Führungsstangen stabilisierten den Aufbau und sorgten für eine definierte Belastungsrichtung. Abhängig von der Anordnung wurde die Schraube im Versuch entweder überwiegend auf Zug oder Abscheren beansprucht. Die impulsartige Belastung der Prüfkörper wurde in einem Sprengtunnel der Wehrtechnischen Dienststelle 52 erzeugt. Hierzu wurde eine definierte Sprengladung in 10 m Abstand gezündet, sodass sich eine reproduzierbare Druckwelle ausbildet. Aufgrund von Reflexionen an den Tunnelwänden entstehen charakteristische Druck-Zeit-Verläufe, die sich deutlich von idealisierten Freifeldbedingungen unterscheiden, jedoch eine kontrollierte und wiederholbare Versuchsdurchführung ermöglichen. Die Prüfkörper wurden am Tunnelmund auf einem Prüfrahm angeordnet (siehe Bild 1a), sodass die einlaufende Druckfront senkrecht auf die Druckplatten trifft. Pro Sprengung wurden 12 Prüfkörper gleichzeitig belastet, was Bild 1b zeigt. Unmittelbar nach der Explosion erfolgte die quasistatische Nachprüfung desselben Prüfkörpers in einer servohydraulischen Prüfmaschine.



**Abb. 1a (links): Versuchsaufbau Sprengtunnel WTD52, Abb. 1b (rechts) Foto Prüfkörper und Prüfrahm am Sprengtunnelmund mit Blick auf Druckplatten**

Zur Erfassung der Druckwellenbelastung kamen piezoelektrische Drucksensoren zum Einsatz, die sowohl im Tunnel als auch direkt auf der Oberfläche der Prüfkörperplatte angebracht waren. Die Druck-Zeit-Verläufe an der Platte bilden die Grundlage für die Bestimmung der einwirkenden Stoßbelastung. Weitere Messgrößen zur Erfassung der Strukturantwort wurden aufgezeichnet und sind in [11] beschrieben, jedoch nicht Gegenstand der vorliegenden Auswertung. Jeder Prüfkörper wurde nur einmalig einer Stoßbeanspruchung ausgesetzt.

Aufgrund der zeitlich stark variierenden und durch Reflexionen überlagerten Druckwellenbelastung ist eine Charakterisierung der Einwirkung allein über den Spitzenüberdruck nicht ausreichend. Maßgebend für die strukturelle Beanspruchung ist vielmehr der zeitliche Verlauf der Druckwelle und der daraus resultierende Impuls. Die Einwirkung wird anhand der an der Prüfkörperplatte gemessenen Druck-Zeit-Verläufe beschrieben. Aus der positiven Phase des Überdrucks werden der Druckimpuls  $I_+$ , der mittlere Überdruck  $p_{avg}$ , sowie eine strukturmechanisch begründete äquivalente Ersatzkraft  $F_{eq}$  abgeleitet. Die Auswertung zeigt, dass Versuche mit ähnlichen Spitzenüberdrücken aufgrund unterschiedlicher Phasendauern deutlich abweichende Ersatzlasten aufweisen können.

## 3 Zentrale Ergebnisse

### 3.1 Experimentelle Auswertung

Die Versuche nach der Stoßbeanspruchung zeigen, dass Schraubenverbindungen bereits nach einmaliger explosionsartiger Belastung relevante Veränderungen im Tragverhalten aufweisen können, auch wenn im Vergleich zu direkten Explosionsschäden keine sichtbaren äußeren Veränderungen erkennbar sind. Die untersuchten Belastungsszenarien sind exemplarisch für vergleichsweise moderate explosionsartige Einwirkungen im Fernfeld. Trotz des moderaten Einwirkungsniveaus zeigen insbesondere M12 Schrauben unter Zug und Scherbeanspruchung einen konsistenten Rückgang der Versagenslast gegenüber den quasistatischen Referenzversuchen. Die Ergebnisse verdeutlichen, dass auch bei öffentlichen Bauwerken ohne offensichtliche strukturelle Schäden eine relevante Beeinträchtigung geschraubter Verbindungen nicht ausgeschlossen werden kann. Für sicherheitsrelevante Konstruktionen sollte dieser Aspekt daher bereits bei der Bewertung außergewöhnlicher Einwirkungen sowie bei Inspektions- und Instandsetzungsentscheidungen mitgedacht werden.

Die Tragfähigkeitsverluste liegen im Mittel bei etwa 10 bis 15 Prozent und treten grundsätzlich unabhängig vom Vorspannzustand auf, wobei vorgespannte Schrauben tendenziell höhere Resttragfähigkeiten aufweisen. Die Versagensbilder zeigen plastische Deformationen vorwiegend im Bereich des Gewindeübergangs sowie unter Scherbeanspruchung zusätzliche Verformungen infolge von Lochleibung. Ein vollständiges sprödes Versagen wurde nicht beobachtet. Der Vergleich der Versuche zeigt, dass bei ähnlichen Spitzenüberdrücken infolge unterschiedlicher Phasendauern deutlich abweichende Tragfähigkeitsverluste auftreten können.

### 3.2 Numerische Einordnung

Im ersten Schritt wurden explizit-dynamische Simulationen durchgeführt, die eine qualitative Einordnung der globalen Schraubenreaktion ermöglichen. Eine beispielhafte Simulation zeigt, dass während der Stoßbeanspruchung zunächst überwiegend elastische Schwingungen des Gesamtsystems auftreten. Nach Abklingen der Einwirkung verbleibt jedoch eine geringe axiale Verschiebung der Schraube. Lokal kommt es jedoch zu einer Plastifizierung im Bereich des Gewindes oder zu Lochleibung unter Scherbeanspruchung, ohne visuell eindeutig erfassbare Schäden. Aktuell laufende numerische Untersuchungen zielen darauf ab, diesen Effekt quantitativ in Beziehung zur Höhe und zum zeitlichen Verlauf der äußeren Einwirkung zu setzen. In einer begrenzten Parameterstudie wurden Druck Zeit Verläufe mit variiertem Druckhöhe und Dauer der positiven Phase untersucht. Der Zusammenhang zwischen der aus dem Normalkraft Zeit Verlauf abgeleiteten mittleren äquivalenten Stoßkraft und der verbleibenden axialen Schraubenverschiebung zeigt, dass mit zunehmender Einwirkungsintensität eine stärkere verbleibende Verschiebung auftritt. Diese Beobachtung ist physikalisch plausibel und bestätigt qualitativ, dass nicht allein der Spitzenüberdruck, sondern Höhe und Dauer der Einwirkung gemeinsam die globale Deformationsantwort des Systems beeinflussen. Eine Bestimmung des Einwirkungsniveaus, ab dem erstmals lokale plastische Verformungen auftreten, sowie eine Untersuchung der Art des Zusammenhangs, beispielsweise in Bezug auf den eingetragenen Impuls oder mögliche nichtlineare Effekte, sind nicht Gegenstand der vorliegenden Arbeit. Entsprechende Fragestellungen werden als wesentlicher Bestandteil weiterführender numerischer Untersuchungen gesehen, mit dem Ziel, den Übergang von rein elastischem zu plastisch dominierten Verformungsmechanismen systematisch zu erfassen.

## 4 Diskussion

Die experimentellen und numerischen Untersuchungen zeigen übereinstimmend, dass Schraubenverbindungen unter explosionsartiger Druckwellenbeanspruchung relevante Vorschädigungen erfahren können, auch wenn die globalen Beanspruchungen unterhalb der quasistatischen Versagenslasten liegen. Quasistatische Nachversuche verdeutlichen, dass Verbindungen ohne ausgeprägte äußere Schädigungsmerkmale dennoch eine reduzierte

Resttragfähigkeit aufweisen können. Daraus ergibt sich analog zu etablierten Ansätzen im Erdbebeningenieurwesen, dass eine rein quasistatische Betrachtung außergewöhnlicher Einwirkungen nicht ausreicht, um den tatsächlichen Schädigungszustand geschraubter Verbindungen zu erfassen. Ein zentraler Befund ist, dass der Spitzenüberdruck allein keine hinreichende Beschreibung der Einwirkung darstellt. Versuche mit vergleichbaren Maximaldrücken zeigen unterschiedliche Tragfähigkeitsverluste, wenn sich die Dauer der positiven Phase und damit der Druckimpuls unterscheiden. Insgesamt wird deutlich, dass explosionsbeanspruchte Schraubenverbindungen nicht allein auf Basis statischer Tragfähigkeiten bewertet werden sollten, sondern die impulsartige Einwirkung differenziert zu berücksichtigen ist. Vor dem Hintergrund vergleichbarer Konzepte im Explosions- und Erdbebeningenieurwesen [12] ergibt sich daraus die Notwendigkeit, für exponierte Bauwerke sowie für kritische Infrastrukturen geeignete Bemessungs- und Bewertungsansätze zu entwickeln. Ziel solcher Ansätze sollte nicht ein vollständiger Schutz gegenüber allen denkbaren Szenarien sein, sondern die Definition eines Mindestschutzniveaus, das eine unverhältnismäßige Vorschädigung tragender Verbindungen bei realistischen Einwirkungen verhindert.

## 5 Ausblick

Die vorgestellten Untersuchungen liefern erste experimentelle und numerische Erkenntnisse zum Verhalten von Schraubenverbindungen unter explosionsartiger Druckwellenbeanspruchung. Dabei zeigen die Ergebnisse, dass bereits einmalige Stoßereignisse zu relevanten Schädigungen führen können, auch wenn es sich um explosionsartige Fernfeldeinwirkungen mit moderater Intensität handelt. Solche Einwirkungen können beispielsweise infolge von Unfällen, Anschlägen oder militärischen Konfliktszenarien auftreten und liegen deutlich unterhalb von Extremereignissen, bei denen ein vollständiges Versagen der Verbindung offensichtlich wäre. Die Untersuchungen verdeutlichen, dass unter diesen Bedingungen dennoch eine strukturmechanische Betrachtung der Einwirkung erforderlich ist, um mögliche Vorschädigungen zuverlässig zu erfassen. Für weiterführende Arbeiten bieten sich insbesondere Freifeldversuche sowie Untersuchungen an komplexeren Verbindungskonfigurationen an, um realistischere Lastpfade und Verbandswirkungen abzubilden. Wiederholte Stoßbeanspruchungen könnten zudem Aufschluss über mögliche kumulative Effekte geben. Numerisch stellen explizite Simulationen mit aufgelöster Gewindegeometrie einen wichtigen nächsten Schritt dar, um lokale Schädigungsmechanismen gezielt zu erfassen. Langfristig können die gewonnenen Erkenntnisse dazu beitragen, die Bewertung und Instandsetzungsplanung von Stahlkonstruktionen nach Explosionseinwirkungen zu verbessern und bestehende Bemessungsansätze um impulsbezogene Kenngrößen zu ergänzen.

## Literatur

- [1] EN 1993-1-8: Eurocode 3 - Bemessung und Konstruktion von Stahlbauten
- [2] VDI 2230 Blatt 1 - Systematische Berechnung hochbeanspruchter Schraubenverbindungen
- [3] Stranghöner N, Jungbluth D. Wesentliche Neuerungen in der DAST-Richtlinie 024 zur Ausführung von Verschraubungen. Stahlbau. 2025
- [4] DAST-Richtlinie 024 (2.Auflage 2024) - Ausführung geschraubter Verbindungen im Stahlbau
- [5] Sanborn M, Stewart LK. Method for evaluating impulsive shear and residual capacity behavior of bolted connections. Engineering Structures. Oktober 2020
- [6] Daryan, Amir Saedi ; Ziaei, Masoud ; Sadrnejad, Seyed Amirodin: The behavior of top and seat bolted angle connections under blast loading. In: Journal of Constructional Steel Research Bd. 67 (2011), Nr. 10, S. 1463–1474
- [7] Weaver MK, Duke D, Benshoof P, Kjolsing E, Williamson A. Design guidance for blast loaded structural connections: a summary. In MABS Australia

- [8] Sanborn M. Experimental methods for understanding the behavior and residual capacity of bolts and steel bolted connections under impulsive loads. 2018
- [9] Osman, Ahmed A. ; Mourad, Sherif A.: Performance of extended end-plate bolted connections subjected to static and blast-like loads. In: Journal of Engineering and Applied Science Bd. 68 (2021), Nr. 1, S. 8
- [10] Buchenau K, Spannaus M. Experimental and Numerical Investigations of Pressure Waves on Screw Connections. In ISIEMS Bonn;
- [11] Buchenau K, Spannaus M. Blast Protection for Critical Infrastructure: Experimental and Numerical Studies. In IABSE Ghent; 2025.
- [12] Krauthammer, Theodor: Modern Protective Structures. Boca Raton, FL : CRC Press Inc, 2008 — ISBN 978-0-8247-2526-6

## Anwendung der Klebtechnik für die Verstärkung von Stahl- und Stahlverbundbrücken

Banusan Jeyadevan<sup>1</sup>, Lukas Nonte<sup>2</sup>, Prof. Dr.-Ing. Jörg Laumann<sup>3</sup>

IBB | Institut für Baustoffe und Baukonstruktionen, Bayernallee 9, FH Aachen, Aachen

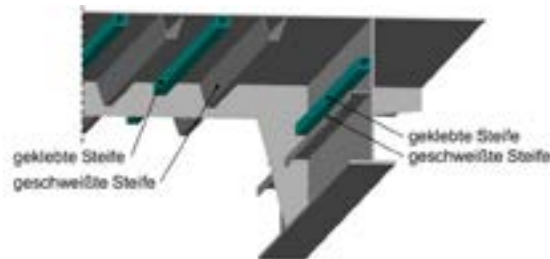
<sup>1</sup> E-Mail: jeyadevan@fh-aachen.de; <sup>2</sup> E-Mail: nonte@fh-aachen.de; <sup>3</sup> E-Mail: laumann@fh-aachen.de

### Zusammenfassung

Die zunehmende Verkehrsbelastung führt bei vielen Stahl- und Stahlverbundbrücken zu ermüdungs- und beulrelevanten Schäden und erfordert Ertüchtigungskonzepte. Im Forschungsprojekt „*KleVerStaB*“ wird die Anwendung der Klebtechnik zur Verstärkung beulgefährdeter Stahlbauteile mittels aufgeklebter Beulsteifen betrachtet. Hierzu wurden zwei strukturelle Epoxidharz-Klebstoffe experimentell untersucht sowie Alterungs- und Ermüdungsversuche an kleinteiligen Probekörpern durchgeführt. Ergänzend erfolgten Großversuche an diskontinuierlich verstärkten Einfeldträgern zur Bewertung des Einflusses von Endverankerungen. Dieser Beitrag gibt einen Überblick über die ersten Ergebnisse aus diesem Forschungsvorhaben.

### 1 Einleitung

Zahlreiche Brückenbauwerke in Deutschland sind in einem stark maroden Zustand [2]. Dies führt zu zeitintensiven Sanierungen, Brückensperrungen und langen Staus. Grund der Schädigungen sind bei Stahl- und Stahlverbundbrücken u. a. die extreme Steigerung der Verkehrsbelastung sowie die in früherer Zeit noch recht unbekanntenen Phänomene der Ermüdung und des lokalen Beulens. Eine Sanierung ist z.Zt. nur mit Verstärkungen durch Schweiß- und/oder Schraubverbindungen möglich. Beide Verfahren erzeugen jedoch große Probleme für die Bauwerke, da das Gefüge durch die Schweißung und die Einbringung von Löchern für die Schraubverbindung deutlich gestört und geschwächt wird. Dies wirkt sich negativ auf die Tragfähigkeit und insbesondere auf die Ermüdung und die Restlebensdauer der Bauwerke aus. Des Weiteren sind die verwendeten Stähle der Bestandsbrücken teilweise nicht schweißgeeignet, weshalb dann nur die aufwändigen Schraubverbindungen zur Verstärkung bleiben. An dieser Stelle kommt die Fügetechnik Kleben zum Einsatz. Die Brücken sollen anstatt mit aufgeschweißten Steifen mit Hilfe von aufgeklebten Beulsteifen verstärkt werden (vgl. Abbildung 1). Die Klebtechnik bietet den großen Vorteil, dass das Gefüge der Stahlbrücken nicht gestört und damit die Restlebensdauer nicht beeinträchtigt, sondern verlängert werden kann. Im Zuge des abgeschlossenen Forschungsprojekts „*KleVerStärk*“ [3] konnte bewiesen werden, dass eine Aussteifung der gefährdeten Bauteile mit Hilfe der Klebeverstärkungen möglich ist und hohe Tragfähigkeiten liefert. Für die Bemessung derartiger Verstärkungen wurde auf Basis numerischer und experimenteller Untersuchungen erstmals eine Bruchbedingung ermittelt, die eine konservative Abschätzung der Tragfähigkeit der Klebefuge ermöglicht. Hierfür ist eine numerische Spannungsanalyse in der Klebefuge erforderlich. Im Rahmen des aktuell laufenden Forschungsprojekts „*KleVerStaB*“ am Institut für Baustoffe und Baukonstruktionen (IBB) wird die Tragfähigkeit aufgeklebter Beulsteifen unter zyklischen Beanspruchungen sowie deren Dauerhaftigkeit untersucht.



**Abbildung 1: nachträglich eingeklebte Längssteifen [1]**

## 2 Experimentelle Untersuchungen

Basierend auf einem projektspezifisch definierten Anforderungsprofil wurden zwei strukturelle, zweikomponentige Epoxidharz-Klebstoffe für die Untersuchungen ausgewählt. Zur Analyse des Einflusses unterschiedlicher mechanischer Eigenschaften auf das Verbundverhalten wurden zwei Klebstoffsysteme mit abweichenden Elastizitätsmodulen ausgewählt. Die ausgewählten Klebstoffe wurden anschließend einer experimentellen Untersuchung unterzogen. Damit alle Probekörper unter vergleichbaren Bedingungen hergestellt werden, wurde ein einheitliches Fertigungskonzept festgelegt. Zu Beginn wurden die Fügeflächen mit einem organischen Lösungsmittel gereinigt. Anschließend wurden die Oberflächen mittels Druckluftstrahlen mit Hartgussstrahlmittel der Körnung G17 aufgeraut, sodass ein Oberflächenzustand Sa 3 und ein mittlerer Rauheitsgrad erreicht wurden. Vor dem Verkleben erfolgte eine erneute Reinigung der Oberflächen zur Entfernung von Staub und Rückständen mit einem organischen Lösungsmittel. Nach Abschluss der Vorbehandlung wurde der Klebstoff zeitnah aufgetragen und die Probekörper anschließend für 14 Tage unter Raumklimabedingungen ausgehärtet.

### 2.1 Kleinteilversuche

Zur Ermittlung der maßgebenden mechanischen Kennwerte der Klebstoffe wurden grundlegende Versuche an standardisierten Probekörpern durchgeführt, die gemäß den einschlägigen Normen ausgeführt wurden. Abbildung 2 gibt eine Übersicht über die im Rahmen dieser Forschungsarbeit untersuchten standardisierten kleinteiligen Probekörper. Abhängig von der jeweiligen Beanspruchungsart wurden die Versuche in Zug- und Scherversuche unterteilt.

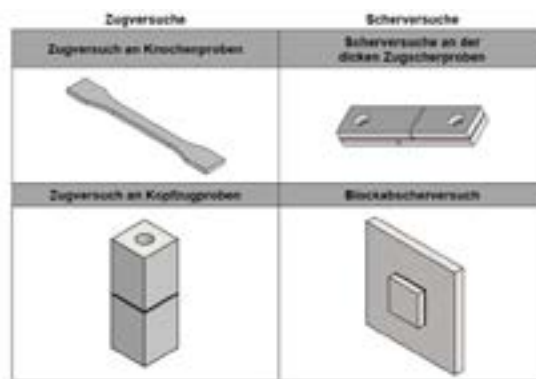


Abbildung 2: Übersicht der Grundversuche

#### Quasistatische-Versuche

Zur Bestimmung des Elastizitätsmoduls wurden uniaxiale Zugversuche an Knochenproben gemäß DIN EN ISO 527-2 [4] durchgeführt. Die Zugscherfestigkeit der Klebefuge wurde anhand von dicken Stahl-Stahl-Zugscherproben ermittelt, die in Anlehnung an DIN EN 14869-2 [5] geprüft wurden. Aus Abbildung 3 ist anhand der Spannungs-Dehnungs-Kurven ersichtlich, dass Klebstoff A ein elastisches Materialverhalten sowie ein ausgeprägt plastisches Verformungsverhalten aufweist. Klebstoff B hingegen zeigt ein steiferes Materialverhalten ohne ausgeprägte plastische Deformationsanteile. Darüber hinaus liegt die maximale Zugspannung  $\sigma$  von Klebstoff A ( $42,9 \text{ N/mm}^2$ ) im Mittel um etwa 47 % höher als die von Klebstoff B ( $28,0 \text{ N/mm}^2$ ). Der experimentell ermittelte Elastizitätsmodul von Klebstoff A beträgt rund  $2604 \text{ N/mm}^2$ . Für Klebstoff B wurde ein Elastizitätsmodul von etwa  $3707 \text{ N/mm}^2$  bestimmt. Anhand der in Abbildung 4 dargestellten Schub-Gleitungs-Kurven wird deutlich, dass Klebstoff A auch unter Schubbeanspruchung ein ausgeprägtes plastisches Verformungsverhalten aufweist.

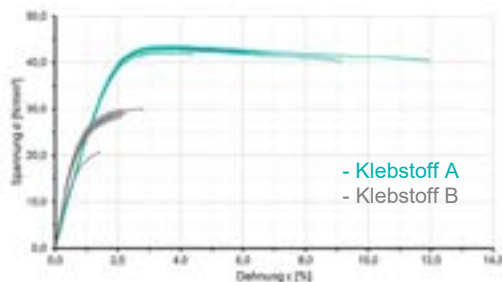


Abbildung 3: Spannungs-Dehnungs-Kurve

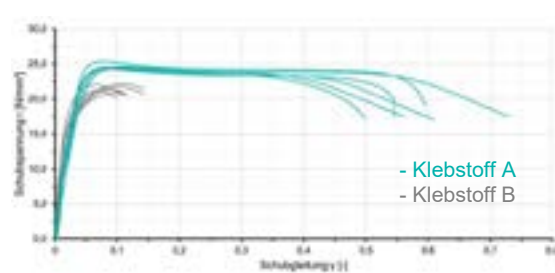


Abbildung 4: Schub-Gleitungs-Kurven  
 $t_a = 2 \text{ mm}$ ,  $l_a = 12,5 \text{ mm}$

## Alterungsversuche

Im Rahmen der Forschungsarbeit wurde zudem die Dauerhaftigkeit der Klebverbindungen untersucht. Zur Bewertung des Langzeitverhaltens kamen neben Freibewitterungsversuchen (vgl. Abbildung 5) auch beschleunigte Alterungsverfahren im Labor zum Einsatz, bei denen relevante Umwelteinflüsse zeitgerafft simuliert wurden. Die beschleunigten Alterungsuntersuchungen umfassten Klimawechseltests, Kataplasma-Prüfungen sowie Salzsprühnebelprüfungen. Die Probekörper wurden dabei sowohl ohne Korrosionsschutz als auch mit zwei unterschiedlichen Beschichtungssystemen geprüft. Ergänzend wurden Referenzproben, die während der gesamten Prüfdauer unter Normklimabedingungen gelagert wurden, herangezogen. Erste Ergebnisse zeigen eine nur geringfügige Festigkeitsreduktion im Vergleich zu den Referenzproben.



Abbildung 5: Freibewitterungsstand

## Zyklische-Versuche

Ergänzend zu den Alterungsuntersuchungen wurden Ermüdungsversuche an kleinteiligen Probekörpern durchgeführt. Hierbei kamen sowohl dicke Zug-scherproben als auch Kopfzugproben zum Einsatz. Untersucht wurden verschiedene Klebschichtdicken sowie, bei den dicken Zug-scherproben, unterschiedliche Überlappungslängen. Die Ermüdungsprüfungen wurden mit einer Prüffrequenz von 10 Hz bei einem Spannungsverhältnis von  $R = 0,1$  durchgeführt. Als Abbruchkriterium wurde entweder das Versagen des Probekörpers oder das Erreichen von  $2 \cdot 10^6$  Lastspielen festgelegt.

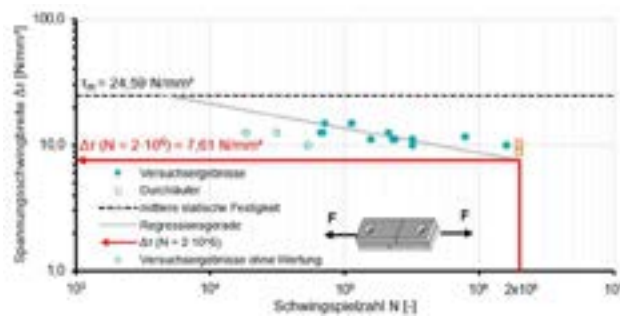


Abbildung 6: Klebstoff A;  $t_a = 2 \text{ mm}$ ,  $l_a = 12,5 \text{ mm}$

## 2.2 Großteilversuche

Konventionelle Längssteifen können kontinuierlich ausgebildet werden, sodass diese schubstarr mit den Quersteifen bzw. Querträgern verbunden sind. Dies ist aber bei diskontinuierlich angeordneten Steifen fertigungstechnisch nicht umsetzbar. Die diskontinuierliche Verstärkung führt zu quergerichteten Zugspannungen in der Klebschicht, die infolge lokaler Spannungsspitzen ein vorzeitiges Versagen der Klebverbindung verursachen können. Um die quergerichteten Zugspannungen zu reduzieren sind Endverankerungen erforderlich. Um den Einfluss darzustellen wurden am IBB Versuche an diskontinuierlich verstärkten Einfeldträgern durchgeführt. Die Versuchskörper bestehen aus einem Plattenstreifen mit aufgeklebtem Steifenquerschnitt, wobei die Steife als Quadrathohlprofil ausgebildet ist. Dabei wurde mit Klebstoff A eine mittlere Klebschichtdicke von  $t_a = 3,0 \text{ mm}$  sichergestellt. Die Belastung der Versuchskörper erfolgt über acht Einzellasten, die eine Gleichstreckenbelastung nachbilden (vgl. Abbildung 7). Die Versuche wurden in einer Biegeprüfeinrichtung mit einer Prüfgeschwindigkeit von  $v = 2,5 \text{ mm/min}$  durchgeführt.

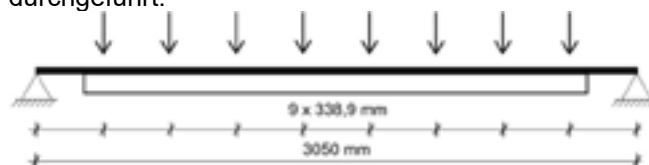
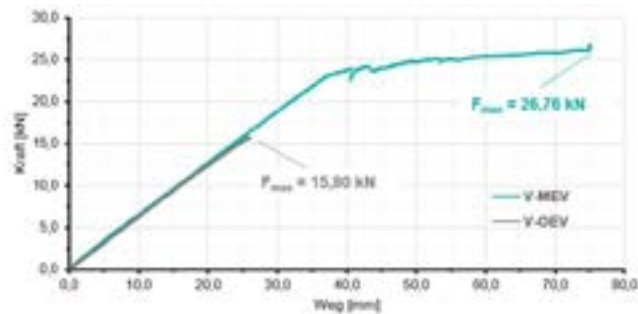


Abbildung 7: Statisches System des Versuchsaufbaus [1]

In Abbildung 8 ist das Kraft-Weg-Diagramm der Versuche mit und ohne Endverankerung dargestellt. Bei der Ausbildung der Endverankerung wurde als Extremfallbetrachtung an den Steifenenden ein Stelzlager angeordnet, sodass die Klebefuge an den Steifenenden während des gesamten Versuchs überdrückt wurde. Die in Abbildung 8 dargestellten Weggrößen beziehen sich auf die Durchbiegung in Feldmitte. Beim Versuch ohne Endverankerung (V-OEV) trat ein plötzliches Versagen der Klebefuge auf, das auf hohe quergerichtete Zugspannungen an den Steifenenden zurückzuführen ist. Demgegenüber zeigt der Versuch mit Endverankerung (V-MEV) eine deutlich erhöhte Traglast, wobei zudem ein plastisches Tragverhalten des Systems beobachtet werden konnte. Der Versuch wurde bei einer Durchbiegung von 75 mm abgebrochen. Die Ergebnisse verdeutlichen, dass durch die Reduktion bzw. Überdrückung der quergerichteten Zugspannungen an den Steifenenden eine signifikante Steigerung der Tragfähigkeit geklebter Beulsteifen erzielt werden kann.



**Abbildung 8: Kraft-Weg-Diagramm des diskontinuierlich verstärkten Einfeldträgers**

### 3 Fazit und Ausblick

Erste Ergebnisse aus den Alterungs- und Ermüdungsversuchen zeigen, dass eine bauteilbezogene Ertüchtigung mittels Klebtechnik grundsätzlich möglich ist. Die durchgeführten experimentellen Untersuchungen bilden zudem eine Grundlage für weiterführende numerische Analysen. In einem nächsten Schritt sind am IBB Tragfähigkeitsversuche an Beulfeldern vorgesehen. Aufbauend auf diesen Untersuchungen werden anschließend zyklische Versuche an den Beulfeldern durchgeführt. Ergänzend dazu werden die unterschiedlichen Endverankerungskonzepte der geklebten Beulsteifen einer zyklischen Beanspruchung unterzogen.

### 4 Danksagung

Das Forschungsprojekt KleVerStaB wurde im Zuge der Förderrichtlinie DATipilot des Bundesministeriums für Forschung, Technologie und Raumfahrt (BMFTR) gefördert. Ein weiterer Dank gilt der NEUERO RAILTEC GmbH als Projektpartner für die gute und konstruktive Zusammenarbeit.

### 5 Literatur

- [1] Hennes, P. (2022) *Ertüchtigung beulgefährdeter Querschnitte im Stahlbau* [Dissertation]. Hafencity Universität Hamburg.
- [2] Richter, C. (2025) *Beispiel für erfolgreiche IGF-Forschung – Brückenertüchtigung mithilfe der Klebtechnik*.
- [3] Laumann, J.; Hennes, P.; Lenz, C. (2022) *Steigerung der Biegesteifigkeit und Ertüchtigung beulgefährdeter Bauteile im Stahlbrückenbau mittels Klebeverbindungen*. ZIM Kooperationsprojekt: Sachbericht Förderkennzeichen ZF4019802HF7, ZF4518201HF7.
- [4] DIN EN ISO 527-2 *DIN EN ISO 527-2 Kunststoffe – Bestimmung der Zugeigenschaften – Teil 2: Prüfbedingungen für Form- und Extrusionsmassen (ISO 527-2:2012)*.
- [5] DIN EN 14869-2 *DIN EN 14869-2 Strukturklebstoffe – Bestimmung des Scherverhaltens struktureller Klebungen – Teil 2: Scherprüfung für dicke Fügebauteile (ISO 11003-2:2001, modifiziert)*.

## KI-basierte Ermittlung der Zuggeschwindigkeit und Zugklassifizierung auf Basis von Schienenverformungen

Sebastian Korte<sup>1</sup> und Daniel Pak<sup>1</sup>

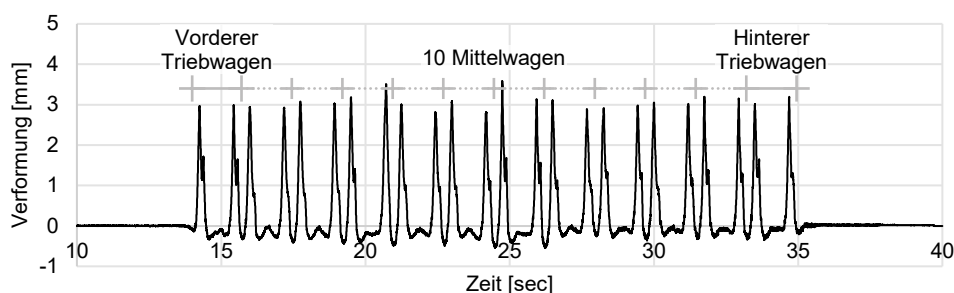
<sup>1</sup> Professur für Stahlbau und Stahlverbundbau, Paul-Bonatz-Str. 9-11, Universität Siegen, Siegen  
E-Mail: sebastian.korte@uni-siegen.de, daniel.pak@uni-siegen.dee

### Zusammenfassung

Die Interpretation von Messungen im Rahmen des strukturellen Monitorings von Eisenbahnbrücken erfordert die Berücksichtigung betrieblicher Einflussgrößen wie Zuggeschwindigkeit und Zugtyp. In diesem Beitrag wird ein KI-basierter Ansatz vorgestellt, der diese Parameter direkt aus gemessenen Schienenverformungen ableitet. Hierzu werden zeitabhängige Messsignale mehrerer Sensoren in zweidimensionale Intensitätskarten überführt, deren charakteristische Muster mithilfe neuronaler Netze ausgewertet werden. Die Überfahrtsgeschwindigkeit wird als kontinuierliche Zielgröße mittels Regression bestimmt, während die Zugklassifikation als Mehrklassenproblem formuliert ist. Die Modelle werden auf einem gemischten Datensatz aus realen und künstlichen Überfahrten trainiert. Die Ergebnisse zeigen eine hohe Übereinstimmung mit Referenzwerten und bestätigen die Eignung des Ansatzes zur Auswertung der Verformungsmuster.

### 1 Einleitung

Die kontinuierliche Erfassung von Betriebsbeanspruchungen gewinnt im Bestand von Eisenbahnbrücken zunehmend an Bedeutung. Moderne Structural Health Monitoring (SHM) Systeme ermöglichen hochauflösende Messungen von z. B. Verformungen und liefern Informationen über das strukturelle Verhalten unter realen Verkehrsbelastungen. Die Interpretation dieser Messdaten ist jedoch anspruchsvoll, da die Messwerte nicht nur vom Bauwerkszustand, sondern maßgeblich von den Eigenschaften der überfahrenden Züge beeinflusst werden.



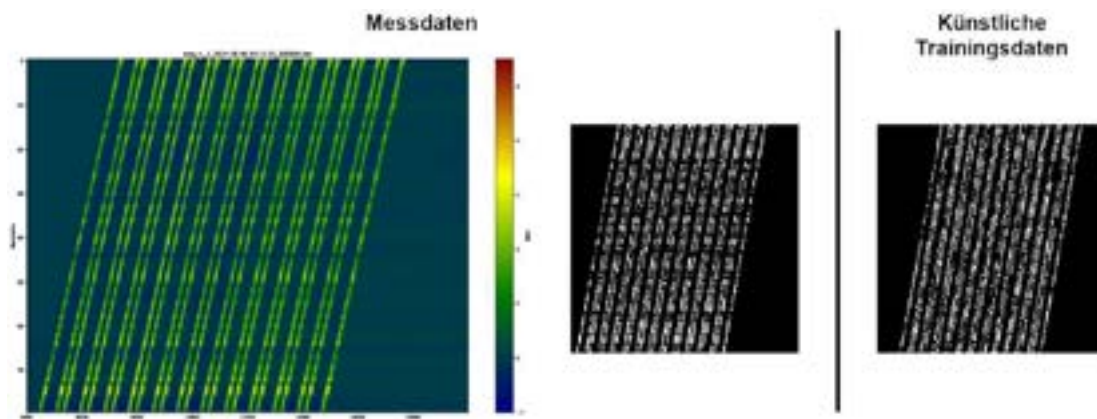
**Abbildung 1: Gemessene horizontale Schienenverformungen an einer Messstellen mit markierten Triebwagen und Mittelwagen.**

Da Zuggewicht, Achsfolge und Überfahrtsgeschwindigkeit das zu erwartende (Verformungs-)niveau wesentlich bestimmen, ist ohne Kenntnis dieser Parameter eine Beurteilung gemessener Reaktionen nur eingeschränkt möglich. Vor diesem Hintergrund wurde im BMWK-Projekt RailDefControl ein datengetriebener, KI-basierter Ansatz entwickelt, der auf zeitabhängigen Messungen horizontaler Schienenverformungen aus einem Structural-Health-Monitoring-System basiert und sowohl die Überfahrtsgeschwindigkeit als auch die Zugklasse automatisch bestimmt.

Entlang des betrachteten Gleisabschnitts erfassen 198 magnetinduktive Sensoren während einer Zugüberfahrt ereignisbasiert die Schienenverformung, sodass jede Überfahrt als Satz synchron aufgezeichneter Zeitreihen vorliegt (vgl. Abbildung 1).

## 2 KI-basierte Methodik

Zur automatisierten Bestimmung der Zuggeschwindigkeit und der Zugklasse wird ein bildbasierter Ansatz gewählt, bei dem Messdaten einer Überfahrt in Intensitätskarten (Heatmaps) überführt und anschließend mit neuronalen Netzen ausgewertet werden. Die Geschwindigkeit wird als kontinuierliche Zielgröße mittels Regression bestimmt, während die Zugklassifikation als Mehrklassenproblem formuliert ist. Die Intensitätskarten werden aus Messdaten der horizontalen Schienenverformungen erzeugt, indem die Zeit auf der Abszisse und die Sensorposition entlang des Gleises auf der Ordinate abgetragen werden. Die Verformungsamplitude wird farbcodiert mit festen Grenzen dargestellt (Abbildung 2 links). Durch die fortschreitende Überfahrt der Radsätze entstehen charakteristische, schräg verlaufende Geraden, deren Neigung mit der mittleren Überfahrtsgeschwindigkeit korreliert, während Anzahl und Abstand der Linien die Achsfolge widerspiegeln. Die so erzeugten Intensitätskarten werden in eine Schwarz-Weiß-Darstellung überführt, beschnitten und auf eine feste Eingangsgröße (224 × 224 Pixel [1]) skaliert (Abbildung 2 Mitte).



**Abbildung 2: Reale und künstliche Intensitätskarten von ICE 4-Überfahrten (links: farbcodiert, Mitte: schwarz-weiß, rechts: künstliche).**

Zur Labelung werden die Referenzgeschwindigkeiten für das Regressionsmodell aus dem Zeitversatz räumlich versetzter Verformungssignale benachbarter Sensoren bestimmt, während den Intensitätskarten für die Klassifikation manuell Zugklassen zugeordnet werden.

Als Netzwerkarchitektur wird ein Convolutional Neural Network (CNN) der Architektur DenseNet121 verwendet [2]. Das Modell wird mittels Transfer Learning auf die spezifischen Muster der Zugüberfahrten angepasst [3] und anhand getrennter Trainings-, Validierungs- und Testdatensätze bewertet [4].

## 3 Datenbasis: gemessene und künstliche Überfahrten

### 3.1 Reale Messdaten und deren Einschränkungen

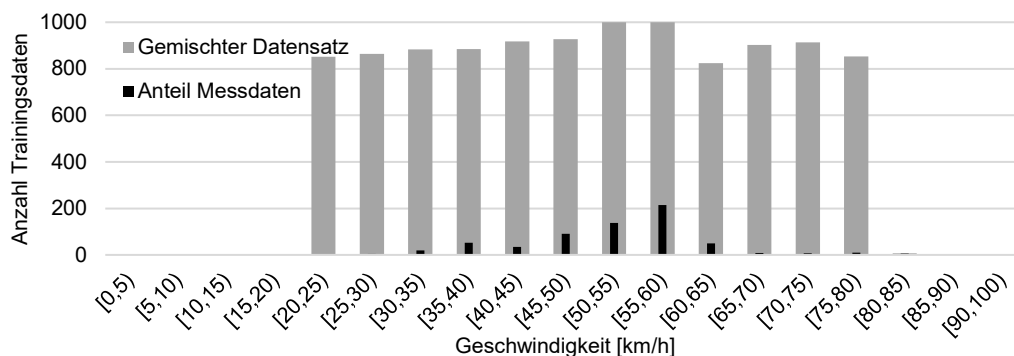
Die Analyse der realen Überfahrten zeigt eine stark unausgewogene Geschwindigkeitsverteilung, bei der sich die Messdaten auf wenige streckentypische Geschwindigkeitsbereiche konzentrieren, während andere Bereiche kaum vertreten sind. Dieses Ungleichgewicht erschwert das Training robuster Regressionsmodelle.

Für die Zugklassifikation stehen nur begrenzt gelabelte reale Daten zur Verfügung, da entsprechende Referenzinformationen vom SHM System nicht automatisch erfasst werden.

## 3.2 Generierung künstlicher Trainingsdaten

Zur Schließung dieser Datenlücken werden ergänzend zufallsverteilte künstliche Trainingsdaten erzeugt. Auf Basis bekannter Zugklassen mit definierten Achsfolgen werden Intensitätskarten generiert (Abbildung 2 rechts), die einen gleichmäßig verteilten Geschwindigkeitsbereich abdecken. Durch die gezielte Überlagerung mit Störeinflüssen wie Startpunktverschiebungen, Rauschen und simulierten Sensorausfällen wird die Datenvarianz erhöht und ein robustes Training für Regression und Klassifikation ermöglicht.

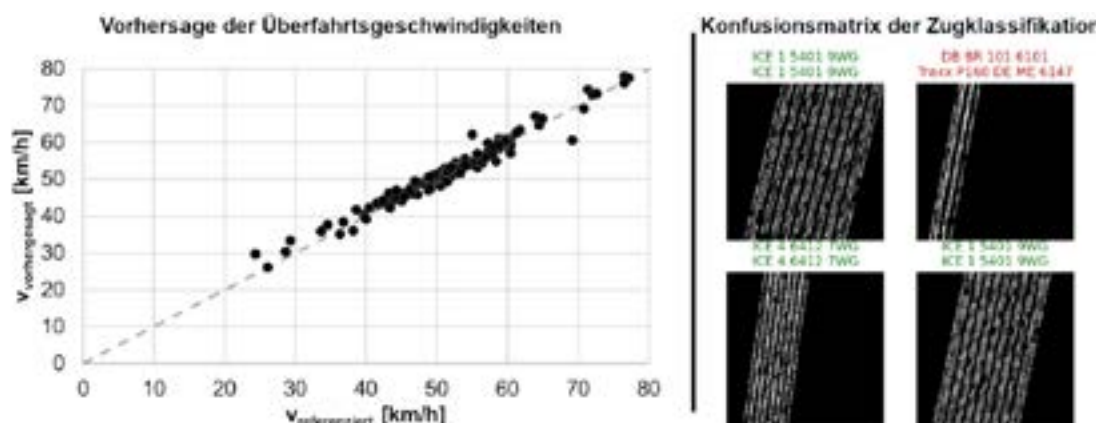
## 3.3 Gemischter Datensatz



**Abbildung 3: Häufigkeitsverteilung der Überfahrtsgeschwindigkeiten, gemischter Datensatz und Anteil Messdaten (Trainings- und Validierungsdaten).**

Durch die Kombination realer und künstlicher Überfahrten entsteht ein ausgewogener, gemischter Datensatz (Abbildung 3), der sowohl realistische Messcharakteristika als auch eine gleichmäßige Abdeckung relevanter Geschwindigkeitsbereiche aufweist.

## 4 Ergebnisse



**Abbildung 4: Links: Vorhersage der Überfahrtsgeschwindigkeit (Training mit gemischten Daten, Test ausschließlich mit Messdaten); rechts: Auszug aus der Konfusionsmatrix der Zugklassifikation auf künstlichen Daten (Grün: Zug korrekt erkannt).**

### 4.1 Bestimmung der Überfahrtsgeschwindigkeit – Regressionsmodell

Die KI-basierte Bestimmung der Überfahrtsgeschwindigkeit zeigt eine hohe Übereinstimmung mit den referenzierten Geschwindigkeiten (Abbildung 4 links). Mit einer mittleren absoluten Abweichung (MAE) der Testdaten von 1,20 km/h, einem Standardfehler der Regression (RMSE) von

1,66 km/h und einem Bestimmtheitsmaß von  $R^2 \approx 0,966$  ist die erzielte Genauigkeit für die vorgesehene Anwendung ausreichend, da die Geschwindigkeitsinformation primär zur Einordnung der gemessenen Reaktionen dient. Die geringe Abweichung zwischen Trainings-, Validierungs- und Testergebnissen deutet zudem auf eine gute Generalisierungsfähigkeit des Modells hin.

## 4.2 Klassifikation der Zugtypen – Mehrklassenproblem

Auf Basis der künstlichen Datensätze erreicht das Klassifikationsmodell (Abbildung 4 rechts) bei der Unterscheidung von sieben Zugklassen eine Genauigkeit von 82,8 %. Für reale Messdaten steht derzeit nur eine begrenzte Anzahl gelabelter Überfahrten zur Verfügung, sodass eine statistische Bewertung der Klassifikationsleistung unter Realbedingungen noch aussteht. Die vorhandenen Ergebnisse bestätigen jedoch grundsätzlich die Eignung des Ansatzes.

## 5 Zusammenfassung und Ausblick

Die erzielte Übereinstimmung mit Referenzwerten bestätigt die Eignung des Ansatzes als belastbare Grundlage für die belastungsabhängige Interpretation von Messdaten im Rahmen des strukturellen Monitorings.

Zukünftige Arbeiten zielen auf die Anwendung des Verfahrens auf größere Datensätze realer Überfahrten sowie auf die Weiterentwicklung der Methodik zur Verbesserung der Zugklassifikation ab. Insbesondere soll untersucht werden, inwieweit eine höhere Auflösung der Intensitätskarten eine genauere Unterscheidung einzelner Achsen ermöglicht und damit die Klassifikationsleistung steigert. Ergänzend wird der Einsatz alternativer Sensortypen, wie Dehnungsmessstreifen (DMS), betrachtet, da diese eine klarere Abbildung der Achsüberfahrten ermöglichen, da der Lasteinflussbereich hier lokaler ist. Darüber hinaus eröffnet insbesondere der bildbasierte Regressionsansatz Perspektiven für die Anwendung auf andere Messprobleme, bei denen zeit- oder frequenzabhängige Daten in Form von Intensitätskarten mit charakteristischen Linienstrukturen vorliegen.

## 6 Danksagung

Das ZIM-Projekt-Nr. KK 5213502SY3 wurde über die AiF im Rahmen des Zentralen Innovationsprogramms Mittelstand (ZIM) des Bundesministeriums für Wirtschaft und Klimaschutz (BMWK) als FuE-Kooperationsprojekte gefördert. Die Autoren bedanken sich für die Förderung sowie für die erfolgreiche Zusammenarbeit mit dem Projektpartner Gantner Instruments.

## 7 Literatur

- [1] Huang, G., Liu, Z., van der Maaten, L., Weinberger, K. Q.: Densely Connected Convolutional Networks: 2017 IEEE Conference on Computer Vision and Pattern Recognition (CVPR): IEEE, S. 2261–2269.
- [2] Siddarth, S., Chokkalingam, S.: DenseNet 121 Framework For Automatic Feature Extraction Of Diabetic Retinopathy Images. In: Ray, N. K., Yanambaka, P., Mallick, P. K. (Hg.): ESIC 2024. 4th International Conference on Emerging Systems and Intelligent Computing : 9th-10th February, KIIT University, Bhubaneswar, India : proceedings. Piscataway, NJ: IEEE, S. 338–342.
- [3] 2017 IEEE Conference on Computer Vision and Pattern Recognition (CVPR): IEEE 2017.
- [4] Jünger, J., Gärtner, C.: Computational Methods für die Sozial- und Geisteswissenschaften. Wiesbaden: Springer VS 2023.

## Messdatenbasierter Kombinationsbeiwert für vertikale Temperaturdifferenzen als Begleiteinwirkung bei Bestandsbrücken

Marco Maibaum<sup>1</sup> und Prof. Dr.-Ing. Karsten Geißler<sup>1</sup>

<sup>1</sup> Fachgebiet Entwerfen und Konstruieren – Stahlbau, Gustav-Meyer-Allee 25, 13355 Berlin, Technische Universität Berlin, Deutschland  
E-Mail: marco.maibaum@tu-berlin.de

### Zusammenfassung

Bei der Nachrechnung von Straßen- und Eisenbahnbrücken ist häufig die Einwirkungskombination aus Verkehr und vertikaler Temperaturdifferenz bei durchlaufenden Systemen maßgebend. Letztere stellt in der Regel die Begleiteinwirkung dar, deren Bemessungswert entsprechend mit einem Kombinationsbeiwert abgemindert wird. Der Kombinationsbeiwert drückt die reduzierte Wahrscheinlichkeit für das gleichzeitige Auftreten extremer Ereignisse aus und ist als allgemeingültiger und somit konservativer Wert für Temperatureinwirkungen in den deutschen Nachrechnungsrichtlinien für Straßen- und Eisenbahnbrücken festgelegt. Da die Temperaturdifferenzen aufgrund des Tagesgangs der Sonne und der thermischen Trägheit jedoch von Querschnitt, Material, Brückenorientierung und Verschattungssituation abhängen, birgt eine objektspezifische Betrachtung Optimierungspotenzial. Diese ist bei Straßenbrücken ab Nachrechnungsstufe 3 und bei Eisenbahnbrücken ab Stufe 4 unter Berücksichtigung von Messdaten zulässig. Im Beitrag wird eine Methodik vorgestellt, bei der mithilfe von Temperatursensoren die vertikale Temperaturdifferenz je Zeitschritt am Brückenquerschnitt bestimmt und mithilfe statistischer Methoden der zugehörige objektspezifische Kombinationsbeiwert abgeleitet werden kann.

### 1 Einleitung

Zahlreiche Brückenbauwerke in Deutschland müssen aufgrund ihres ungenügenden Zustands und gleichzeitig zunehmenden Verkehrslasten rechnerisch neu bewertet werden. Dies erfolgt auf Grundlage der deutschen Nachrechnungsrichtlinien für Straßen- oder Eisenbahnbrücken. Sowohl bei der Neubemessung als auch bei der Nachrechnung sind unterschiedliche Einwirkungen in kombinierter Form zu berücksichtigen. Da die Wahrscheinlichkeit, dass zwei unterschiedliche Einwirkungen gleichzeitig ihren Bemessungswert erreichen, geringer als bei einer Einzelbetrachtung ausfällt, wird der Bemessungswert der zweiten veränderlichen Einwirkung beim semi-probabilistischen Sicherheitskonzept durch die Multiplikation mit einem Kombinationsbeiwert abgemindert. Das Produkt ergibt den Bemessungswert der Einwirkung als Begleiteinwirkung. Die Gesamteinwirkung fällt dadurch geringer aus als bei einfacher Addition der Bemessungswerte als Leiteinwirkung. Die maßgebende Einwirkungskombination resultiert bei durchlaufenden Systemen in Haupttragrichtung häufig aus Verkehr als erster und vertikaler Temperaturdifferenz als zweiter veränderlicher Einwirkung. Sowohl im Eurocode als auch in den deutschen Nachrechnungsrichtlinien für Straßen- und Eisenbahnbrücken werden für den Kombinationsbeiwert der Temperatureinwirkung konzeptbedingt konservative Werte festgelegt. Die vertikale Temperaturdifferenz ist insbesondere von der im Laufe des Tages sich ändernden Strahlungsintensität der Sonne sowie der thermischen Trägheit des verwendeten Baumaterials abhängig. Es ist somit

naheliegender, dass eine objektspezifische Betrachtung der vertikalen Temperaturdifferenz Optimierungspotenzial birgt, da Brückenorientierung, Verschattungssituation und Baumaterial, aber auch die Querschnittsform den Tagesverlauf der vertikalen Temperaturdifferenz beeinflussen. Die normativen Kombinationsregeln basieren auf dem Kombinationsmodell von Ferry-Borges und Castanheta [1, 2]. Im Beitrag wird am Beispiel einer Stahlbrücke eine Methodik vorgestellt, mit der zunächst die vertikale Temperaturdifferenz aus Messdaten bestimmt und anschließend mithilfe des Kombinationsmodells ein objektspezifischer Kombinationsbeiwert ermittelt werden kann.

## 2 Kombinationsbeiwert auf Basis des Modells von Ferry-Borges und Castanheta

Nach dem Modell von Ferry-Borges und Castanheta ist der Kombinationsbeiwert entsprechend Gl. (1) das Verhältnis aus dem Bemessungswert einer Einwirkung als Begleiteinwirkung zum Bemessungswert derselben Einwirkung als Leiteinwirkung. Beide Werte resultieren aus derselben Extremwertverteilung, allerdings liegen ihnen unterschiedliche Quantile zugrunde. Das Quantil des Bemessungswertes für Leiteinwirkungen  $Q_d$  wird beim semiprobabilistischen Sicherheitskonzept durch Einsetzen des Produktes aus Wichtungsfaktor für Leiteinwirkungen  $\alpha_E = -0,7$  und Zuverlässigkeitsindex  $\beta_{T2} = 3,8$  für den Bemessungszeitraum  $T_2 = 50$  Jahre in Gl. (2) gewonnen. Für den Bemessungswert von Begleiteinwirkungen  $Q_{d,Begl.}$  ergibt es sich hingegen durch zusätzliche Multiplikation mit dem Wichtungsfaktor für Begleiteinwirkungen  $\alpha_{Ei} = 0,4$ , nachdem die Verteilung auf einen Bezugszeitraum umgerechnet wurde, siehe Gl. (3). Der Bezugszeitraum wird hierbei als Grundzeitintervall bezeichnet und ist der Zeitraum, in dem eine Einwirkung idealisiert als konstant angenommen und in den der Beobachtungszeitraum gleichmäßig aufgeteilt werden kann. Die dabei in den einzelnen Bezugszeiträumen entstehenden, aufeinanderfolgenden Extremwerte dürfen per Definition nicht miteinander korrelieren. Das größte Grundzeitintervall der zu kombinierenden Einwirkungen ist für die Bestimmung des Kombinationsbeiwerts maßgebend. Da bei der Kombination der Einwirkungen aus Verkehr und vertikaler Temperaturdifferenz davon auszugehen ist, dass sich die vertikale Temperaturdifferenz deutlich langsamer ändert als die Verkehrseinwirkungen, ist das Grundzeitintervall der Temperaturdifferenz für die Bestimmung des Kombinationsbeiwerts von Relevanz.

$$\Psi_0 = \frac{Q_{d,Begl.,T_2}}{Q_{d,T_2}} \quad (1)$$

$$Q_{d,T_2} = F_{T_2}^{-1}(\Phi(-\alpha_E \cdot \beta_{T_2})) \quad (2)$$

$$Q_{d,Begl.,T_2} = F_{T_2}^{-1}\left(\left(\Phi\left(\alpha_{Ei} \cdot \beta_{T_{Bezug}}\right)\right)^n\right) = F_{T_2}^{-1}\left(\left(\Phi\left(\alpha_{Ei} \cdot \Phi^{-1}\left(\left(\Phi(-\alpha_E \cdot \beta_{T_2})\right)^{\frac{1}{n}}\right)\right)\right)^n\right) \quad (3)$$

mit:  $n = T_2/T_1$

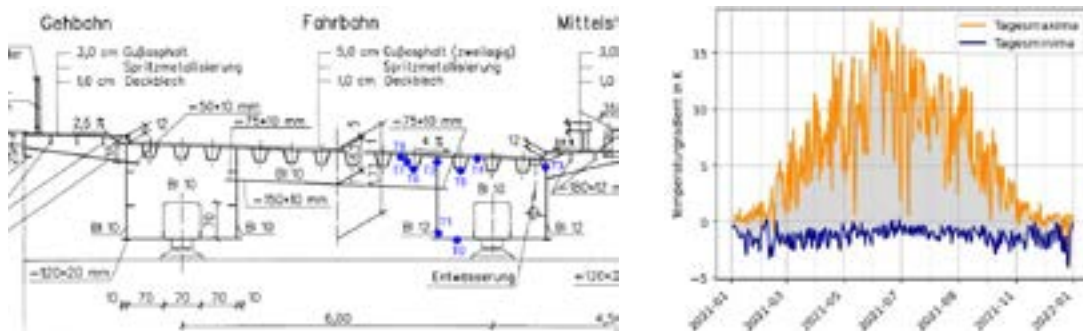
## 3 Vorgehensweise zur Ermittlung des objektspezifischen Kombinationsbeiwerts

In einem ersten Schritt wird die zu untersuchende Stahlbrücke innerhalb eines Querschnittes mit Temperatursensoren ausgestattet, siehe Abbildung 1 a. Die Messdaten repräsentieren das Temperaturfeld, welches in einen konstanten, linear-veränderlichen und nichtlinearen Anteil zerlegt wird. Für die weiteren Untersuchungen wird der relevante vertikale, linearveränderliche Temperaturanteil (hier als vertikale Temperaturdifferenz bezeichnet) in Anlehnung an [3] entsprechend Gl. (4) je Zeitschritt berechnet, indem der Querschnitt in Teilflächen eingeteilt wird und die Schwerpunkttemperaturen der Teilflächen mittels Interpolation ermittelt werden.

$$\Delta T_v = \frac{h}{I_y} \cdot \sum (A_i \cdot T_i \cdot z_i) \quad (4)$$

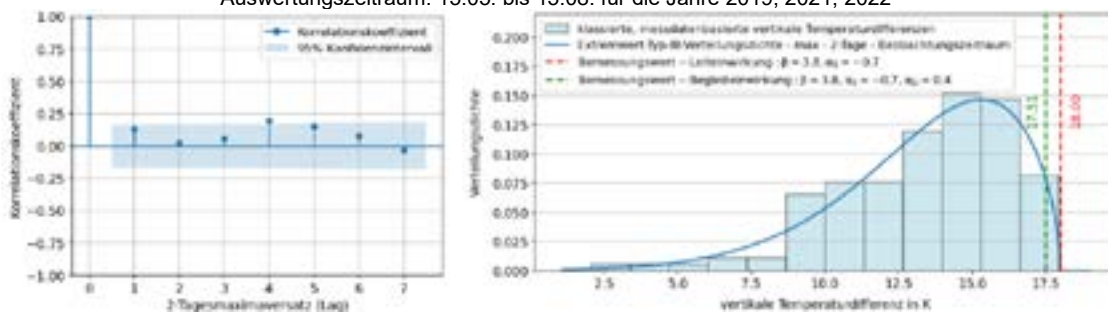
Im zweiten Schritt muss die Größe des Grundzeitintervalls sowie der Beobachtungszeitraum identifiziert werden. Der tageszyklische Verlauf der vertikalen Temperaturdifferenz lässt ein eintägiges

Grundzeitintervall zunächst sinnvoll erscheinen. Allerdings können aufeinanderfolgende Tagesextrema aufgrund von Jahresschwankungen (siehe Abbildung 1 b), Witterungsereignissen und der Temperaturträchtigkeit unterschiedlicher Bauweisen und Materialien noch eine Autokorrelation und somit stochastische Abhängigkeit aufweisen. Stochastische Unabhängigkeit ist jedoch eine zentrale Voraussetzung für die Ableitung einer Extremwertverteilung aus einer Stichprobe und Bestandteil der Definition des Grundzeitintervalls. Infolgedessen werden die Auswirkungen von Jahresschwankungen durch die Betrachtung ausgewählter Zeiträume (bspw. nur die Sommermonate) anstelle eines ganzen Jahres und die Effekte von Witterungsereignissen und Temperaturträchtigkeit durch die Zusammenfassung der Zeitreihe auf Ein- oder Mehrtagesextrema (Blockmaximamethode) eliminiert. Die Länge eines Blocks entspricht dem Grundzeitintervall, wobei ein Tag als Startwert gewählt werden sollte. Aus der anschließend durchzuführenden Autokorrelationsanalyse resultiert der Korrelationskoeffizient nach Bravais-Pearson. Dieser gibt Aufschluss darüber, wie groß die lineare Korrelation zwischen der Originalfolge  $x(t)$  und der um einen oder mehrere Zeitschritte verschobenen Folge  $x(t+\Delta t)$  ist. Liegt eine signifikante Autokorrelation vor, werden die Blöcke vergrößert, ggf. der Betrachtungszeitraum verschoben, vergrößert oder verkleinert und die Analyse erneut durchgeführt, bis zumindest der erste Korrelationskoeffizient innerhalb des Vertrauensbereichs (95 %-Konfidenzintervall) liegt, siehe Abbildung 2 a.



**Abbildung 1: a) Querschnitt einer Stahlbrücke mit Blickrichtung Nordwest inkl. Sensoranordnung, b) Jahresverlauf der Tagesextrema der vertikalen Temperaturdifferenz**

Auswertungszeitraum: 15.05. bis 15.08. für die Jahre 2019, 2021, 2022



**Abbildung 2: Auswertungen der Stichprobe der positiven vertikalen Temperaturdifferenz a) mittels Autokorrelationsanalyse, b) durch die Approximation einer Typ-III-Extremwertverteilung**

Zur Annäherung an die identifizierte Stichprobe kommt aufbauend auf den Ansätzen in [3, 4, 5] eine Extremwertverteilung vom Typ III zur Anwendung. Mittels Maximum-Likelihood-Methode werden die Verteilungsparameter gefunden, die zur höchsten Annäherungsgüte an die Stichprobe führen, siehe Abbildung 2 b. Der obere bzw. untere Grenzwert der Verteilung kann in Abhängigkeit von Brückentyp, Querschnittshöhe, Orientierung, Belagsdicke und der Art der vertikalen Temperaturdifferenz (positiv = oben wärmer, negativ = unten wärmer) der Literatur entnommen werden, siehe z. B. [4]. Allerdings überschreiten im vorliegenden Fall bereits die gemessenen Maxima in den Sommermonaten regelmäßig den dort (für offene Stahlquerschnitte) angegebenen Wert in Höhe von 12 K, weshalb ein anderer Grenzwert gefunden werden muss. Die visuelle Überprüfung zeigt in Abbildung 2 b für den Fall, dass der obere Grenzwert zu 18 K gesetzt

wird, eine gute Übereinstimmung zwischen Stichprobe und angenäherter Verteilungsdichte; eine Vergrößerung des Grenzwertes geht mit einer Reduzierung der Annäherungsgüte einher. Dieser Umstand deutet darauf hin, dass die vertikale Temperaturdifferenz bei der untersuchten Stahlbrücke in den Sommermonaten häufig nahe dem physikalischen Maximum liegt. Eine belastbare Bewertung dieser Hypothese ist Gegenstand laufender Forschung. Nach Gl. (1), (2) und (3) werden Kombinations- und Bemessungswerte bestimmt und abschließend geprüft, ob der Stichprobenumfang und der Bemessungswert als Leiteinwirkung gegenüber den um einige Tage oder Wochen verkleinerten, vergrößerten oder verschobenen Beobachtungszeiträumen ausreichend groß sind. Ist dies der Fall, kann das Grundzeitintervall und die angenäherte Extremwertverteilung zur Bestimmung des Kombinationsbeiwertes verwendet werden.

## 4 Ergebnis und Fazit

Für positive Temperaturdifferenzen (Beobachtungszeitraum 15.05. bis 15.08., Grundzeitintervall 2 Tage, oberer Grenzwert 18 K) ergibt sich ein objektspezifischer Kombinationsbeiwert von 0,97. Dieser ist größer als der in der aktuellen Nachrechnungsrichtlinie für Straßenbrücken angegebene Kombinationsbeiwert (0,8 für Straßenbrücken) und auf den Umstand zurückzuführen, dass ein Großteil der gemessenen Temperaturdifferenzen sehr nahe am oberen Grenzwert liegt.

Für negative Temperaturdifferenzen (Beobachtungszeitraum 15.09. bis 15.04., Grundzeitintervall 4 Tage, oberer Grenzwert 18 K nach [4]) liegt der Kombinationsbeiwert bei 0,48. Dieser gegenüber den positiven Differenzen deutlich kleinere Wert ergibt sich durch den größeren Abstand zwischen den gemessenen Werten und dem oberen Grenzwert und lässt sich mit der Verschattungssituation begründen: Die Sensorik befindet sich an und um den nordöstlichen Kleinhohlkasten des südwestlichen Überbaus, wodurch zu keiner Jahreszeit Untergurte und untere Stegab-schnitte direkter Sonnenstrahlung ausgesetzt sind.

Die Untersuchungen haben gezeigt, dass mit der beschriebenen Methodik eine objektspezifische Bestimmung des Kombinationsbeiwertes für Temperaturdifferenzen möglich ist. Es bedarf allerdings weiterführender Forschung bzgl. der Sensoranordnung zur Erfassung repräsentativer Temperaturfelder sowie des oberen Grenzwertes der Typ-III-Extremwertverteilung bei von [4] abweichenden Querschnitten, Verschattungssituationen und Brückenorientierungen, um die Ergebnisse abschließend bewerten zu können. Dies gilt auch für die differenzierte Betrachtung verschiedener Hauptträger.

## Dank

Der Deutschen Forschungsgemeinschaft (DFG) wird für die Unterstützung der Grundlagenforschung in diesem Bereich durch das Projekt „Methoden zur Bewertung bestehender Tragwerke unter Berücksichtigung gemessener Beanspruchungen“ (Projekt-Nr. 280831118) gedankt.

## Literatur

- [1] Ferry-Borges, J.; Castanheta, M.: Structural safety. 2. Aufl. Laboratório Nacional de Engenharia Civil. Lissabon. 1971.
- [2] Grünberg, J.: Grundlagen der Tragwerksplanung - Sicherheitskonzept und Bemessungsregeln für den konstruktiven Ingenieurbau: Erläuterungen zu DIN 1055-100. 1. Aufl. in Praxis Bauwesen. Beuth. Berlin Wien Zürich. 2004.
- [3] Frenzel, B.: Beitrag zur Kombination der Einwirkungen aus Verkehr und Temperatur an Spannbetonbrücken. Dissertation. Fakultät Bauingenieurwesen, Hochschule für Architektur und Bauwesen Weimar. Weimar. 1991.
- [4] Frenzel, B. u. a.: Bestimmung von Kombinationsbeiwerten und -regeln für Einwirkungen auf Brücken. Forschung Straßenbau und Straßenverkehrstechnik 715. Bonn-Bad Godesberg. 1996.
- [5] Zilch, K.; Hennecke, M.; Buba, R.: Kombinationsregeln für Ermüdung - Untersuchung der Grundlagen für Betriebsfestigkeitsnachweise bei Spannbetonbrücken. Forschung Straßenbau und Straßenverkehrstechnik 824. Bonn. 2001.

## Untersuchung des Einflusses realistischer Imperfektionen auf das Beulverhalten unter Biegebeanspruchung

Ainaz Sultangirova<sup>1</sup>, Markus Knobloch<sup>1</sup>, Michael Diener<sup>2</sup> und Bettina Brune<sup>2</sup>

<sup>1</sup>Institut für Konstruktion und Entwurf, Pfaffenwaldring 7, Universität Stuttgart, Deutschland  
E-Mail: ainaz.sultangirova@ke.uni-stuttgart.de, E-Mail: markus.knobloch@ke.uni-stuttgart.de

<sup>2</sup>Lehrstuhl Stahlbau, August-Schmidt-Straße 6, Technische Universität Dortmund, Deutschland  
E-Mail: michael.diener@tu-dortmund.de, E-Mail: bettina.brune@tu-dortmund.de

### Zusammenfassung

Der direkten Anwendung der Beulkurven nach DIN EN 1993-1-5 [1] für die Nachrechnung von Bestandsbrücken stehen häufig die am Bauwerk gemessenen geometrischen Imperfektionen entgegen, welche oftmals die derzeit zulässigen Herstelltoleranzen nach DIN EN 1090-2 [2] überschreiten.

In diesem Beitrag wird der Einfluss gemessener Imperfektionen auf die Beanspruchbarkeit schlanker Beulfelder unter Biegebeanspruchung untersucht und mit idealisierten Imperfektionsformen wie der Sinushalbwellen und der ersten Eigenform verglichen. Zunächst werden Messdaten räumlicher Vermessungen großmaßstäblicher Versuchskörper erfasst und ausgewertet. Anschließend wird ein FE-Modell entwickelt, mit dem das nichtlineare Tragverhalten der Beulfelder analysiert wird. Dabei werden eine Vielzahl von Stegslankheiten untersucht, die repräsentativ für die im Brückenbau üblichen Querschnittsausbildungen sind.

Der Ansatz gemessener Imperfektionsformen führt bei Beulfeldern geringer Slankheit unter Biegebeanspruchung zu einer Erhöhung der Tragfähigkeit, kann jedoch bei schlanken Stegen im Vergleich zur ersten Eigenform auch zu geringeren Beanspruchbarkeiten führen. Dies belegt, dass die erste Eigenform nicht in allen Fällen einen verlässlichen Ansatz zur Bestimmung einer konservativen Untergrenze der Tragfähigkeit darstellt.

### 1 Einleitung

Brückenhauptträger werden häufig in Querschnittsklasse 4 ausgeführt, wodurch die Gefahr des Beulens und des Verlusts der Tragfähigkeit vor Erreichen der Streckgrenze einhergeht. Diese Träger weisen infolge des Herstellungsprozesses Vorverformungen und Eigenspannungen auf. Bei der Bemessung der dünnwandigen, teilweise ausgesteiften Beulfelder werden diese Imperfektionen in den normativen Beulnachweisen implizit durch die Beulkurven bereits berücksichtigt. Die in DIN EN 1993-1-5 [1] enthaltenen Beulkurven basieren auf an Versuchen kalibrierten Bemessungsmodellen, die jedoch nur für Bauteile anwendbar sind, deren geometrische Imperfektionen innerhalb der Herstelltoleranzen nach DIN EN 1090-2 [2] liegen. Überschreiten die am Bauwerk vorhandenen Imperfektionen diese Toleranzen, ist die Gültigkeit der normativen Bemessungsansätze nicht mehr eindeutig gegeben.

Erschwerend kommt hinzu, dass in älteren Normen und Richtlinien teilweise keine expliziten Toleranzgrenzen für geometrische Imperfektionen festgelegt wurden. So enthält die DIN 4114:1952 [3] keine Angaben zu zulässigen Vorverformungen ausgesteifter Beulfelder. Bei

Imperfektionsmessungen an Bestandsbauwerken lässt sich daher häufig nicht eindeutig beurteilen, ob die festgestellten Verformungen als herstellungsbedingte, zulässige Abweichungen innerhalb älterer normative Randbedingungen oder als Hinweise auf eine unzureichende Beulsicherheit zu interpretieren sind.

Derzeit fehlt eine praxisgerechte Vorgehensweise zur systematischen Berücksichtigung gemessener Verformungen an Bestandsbauwerken im Rahmen von Nachrechnungen, ohne dabei auf detaillierte numerische Untersuchungen für jedes einzelne Beulfeld zurückgreifen zu müssen.

## 2 Verformungsmessungen

Zur Bearbeitung des DAST-Forschungsvorhabens Exist.Steel.Struct (IGF-Nr. 01IF23723N) sind den Forschungsstellen umfangreiche Messkampagnen zur Erfassung von Imperfektionen in Beulfeldern von Brücken auf Bundes- und Kommunalebene zur Verfügung gestellt worden. Ergänzend wurden Imperfektionsmessungen aus der Literatur sowie aus früheren Forschungsprojekten herangezogen, darunter Untersuchungen an Großversuchskörpern und Brückenhauptträgern.

Geometrische Imperfektionen werden maßgeblich durch den Herstellungsprozess, die Ausführung von Schweißdetails und die Blechdicke beeinflusst. Da die Eigengewichtslasten bei Stahl- und Verbundbrücken einen wesentlichen Anteil an den Schnittgrößen bilden, ist zwischen Imperfektionen zu unterscheiden, die in einem quasi spannungsfreien Zustand gemessen wurden, und solchen, die unter Eigengewicht und Verkehrslast erfasst wurden.

Im Rahmen dieses Beitrags werden ausschließlich Imperfektionen von Beulfeldern betrachtet, die in einem quasi spannungsfreien Zustand gemessen wurden. Darüber hinaus ist die Untersuchung auf Beulfelder mit einem Seitenverhältnis  $\alpha \approx 1$  sowie ohne Längssteifen beschränkt.

Die gemessenen Imperfektionen von 18 Beulfeldern aus [4, 5, 6], die die oben genannten Kriterien erfüllen, wurden detailliert analysiert. Die Höhe der Beulfelder liegt zwischen 780 und 880 mm, die Blechdicke zwischen 4 und 6 mm, und die Stegslankheit zwischen 130 und 215. Für den gesamten Datensatz liegen die Imperfektionsamplituden im Bereich von  $b/90$  bis  $b/770$ . Von den acht Beulfeldern aus Verbundträgern überschritten rund 80 % die Herstelltoleranz hinsichtlich der Ebenheitsabweichung, während von den zehn Beulfeldern aus reinen Stahlträgern lediglich ein Beulfeld die zulässige Toleranz überschritt. Die großen initialen Verformungen der Verbundträger lassen sich teilweise auf das Eigengewicht der Betonplatte zurückführen. Dabei sind jedoch auch mögliche Unterschiede in den Herstellungsprozessen der beiden Versuchsserien zu berücksichtigen.

Interessant ist, dass bei Imperfektionsamplituden von  $b/400$  oder kleiner kein charakteristisches Muster der Imperfektionsform erkennbar ist (Abbildung 1b, G 2). Bei Amplituden größer als  $b/400$  zeigt sich hingegen ein klarer Trend: Bei Stegslankheiten von etwa 190 bis 215 weist die Imperfektionsform eine sinusförmige Ausprägung in vertikaler Richtung auf, während bei Stegslankheiten von 130 bis 145 eine Sinushalbwellen sowohl in vertikaler als auch in horizontaler Richtung zu beobachten ist (Abbildung 1b, G 1 bzw. 3).

## 3 Numerische Analyse

### 3.1 Numerisches Modell

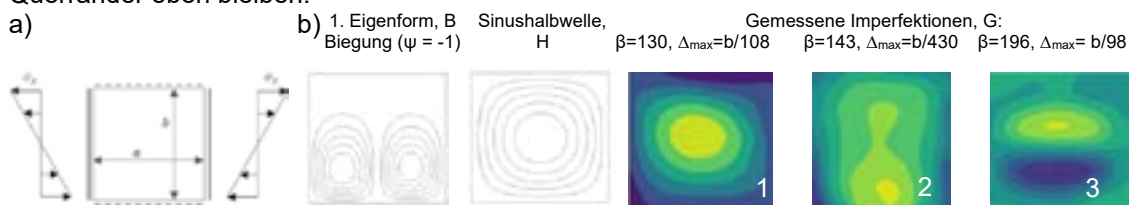
Zur Untersuchung des Einflusses geometrischer Imperfektionen auf die Beanspruchbarkeit wurde ein numerisches Modell eines Beulfelds erstellt, siehe Abbildung 1a. Die kritischen Beulspannungen wurden mittels einer linearen Eigenwertberechnung (LBA) ermittelt, die Beanspruchbarkeiten mittels geometrisch nichtlinearer Analyse mit Imperfektionen (GMNIA).

Das strukturmechanische Werkstoffverhalten von Stahl der Güte S355 wurde linear elastisch – perfekt plastisch modelliert, die Diskretisierung erfolgte mit S4R-Schalenelementen, die nichtlineare Pfadverfolgung über das Riks-Verfahren. Untersucht wurde eine

Beulfeldkonfiguration mit  $b = 800 \text{ mm}$  und dem Seitenverhältnis  $\alpha = a/b = 1.0$  ohne Längssteifen.

Für den Vergleich mit den Beulkurven nach DIN EN 1993-1-5 [1] wurde zwei Imperfektionsansätze untersucht: a) die 1. Eigenform unter Biegung (B) und b) eine Sinushalbwellenform (H). Dabei wurden für beide Varianten die folgenden Amplituden verwendet:  $b/125$  (80 % der zulässigen Herstelltoleranz nach DIN EN 1090-2 [2], Tabelle B.1 für Stegverwölbung),  $b/200$  (Amplitude der äquivalenten geometrischen Ersatzimperfektionen) und  $b/420$  (Amplitude vorgeschlagen von Usami [7] zur Neuberechnung der Beulkurven). Um den Einfluss der gemessenen Imperfektionen auf das Beulverhalten zu untersuchen, wurde zusätzlich die gemessene Imperfektionsform (G) mit einer Amplitude von  $b/200$  verwendet. Um den Einfluss von Imperfektionen auf Beulfelder mit unterschiedlicher Schlankheit zu betrachten, wurde zusätzlich die Stegslankheit  $\beta = b/t_w$  im Bereich von 50 bis 300 in Schritten von 25 variiert.

Biegebeanspruchungen wurden als Linienlasten an den Schalenelementrändern aufgebracht. Die Randbedingungen wurden aus der Arbeit von Pourostad [8] übernommen. Für ein Beulfeld, das durch Gurte und Quersteifen begrenzt ist, wurde an allen Kanten eine gelenkige Lagerung vorgesehen. Zusätzlich wurden für das GMNIA-Modell die Quersteifen mit hoher Biegesteifigkeit an den Querrändern gekoppelt (nur Verschiebungsfreiheitsgrade), um sicherzustellen, dass die Querränder eben bleiben.



**Abbildung 1: a) Randbedingungen und Belastung des Beulfelds, b) Imperfektionstypen**

## 3.2 Ergebnisse

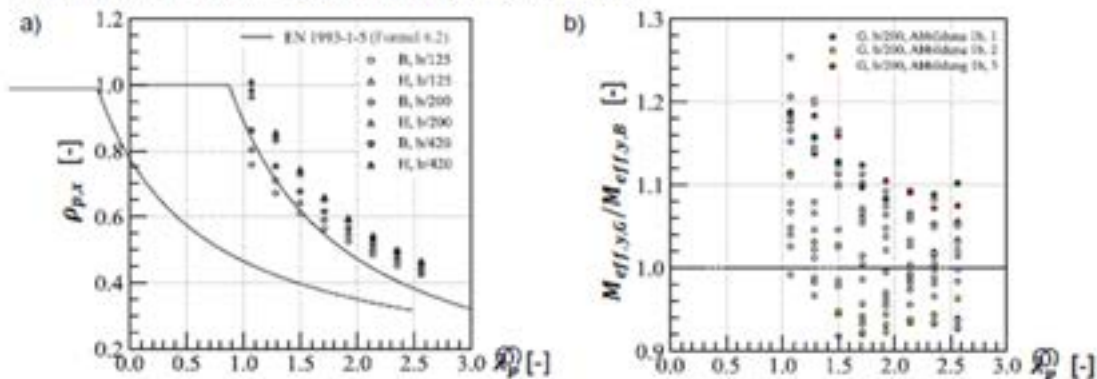
Zur Verifizierung der Randbedingungen und Imperfektionsannahmen des numerischen Modells wurden zunächst die maßgebenden Beulkurven nach DIN EN 1993-1-5 [1] (Kapitel 12) nachgerechnet. Als Referenzfall wurde die in der Literatur am häufigsten untersuchte Beulkurve für konstante Druckspannung ( $\psi = 1$ ) herangezogen. Die Berechnungen erfolgten mit einer eigenformaffinen Imperfektionsform und einer Amplitude von  $b/420$ . Zwischen den FE-Ergebnissen und der normativen Beulkurve bestand eine gute Übereinstimmung.

Anschließend wurde die Sensitivität des Beulverhaltens von Beulfeldern hinsichtlich Form und Amplitude der Imperfektionen untersucht. Abbildung 2a zeigt die aus den FE-Berechnungen ermittelten Abminderungsbeiwerte  $\rho_{p,x}$  in Abhängigkeit vom bezogenen Beulschlankheitsgrad  $\lambda_{\text{eff}}$  für verschiedene Imperfektionsannahmen. Im Unterschied zum Fall der reinen Druckbeanspruchung liefert bei reiner Biegung die Imperfektionsform H mit einer Amplitude von  $b/420$  über den gesamten Schlankheitsbereich hinweg eher konservative Ergebnisse. Dagegen zeigt die Eigenform B mit derselben Amplitude eine bessere Übereinstimmung mit der Kurve nach Formel (6.2) der DIN EN 1993-1-5 [1], insbesondere im Bereich geringer Beulschlankheitsgrade. Über den gesamten Bereich der Beulschlankheitsgrade führt die erste Eigenform zu geringeren Beanspruchbarkeiten als die Imperfektionsform H. Der Vergleich aller Ergebnisse zeigt: Mit zunehmender Imperfektionsamplitude nimmt die Tragfähigkeit des Beulfeldes ab. Zudem reagieren schlankere Beulfelder weniger empfindlich auf Variationen der Imperfektionsform und -amplitude.

Zur Bewertung des Einflusses gemessener Imperfektionsformen auf die Tragfähigkeit wurden die gemessenen Imperfektionsformen auf eine Amplitude von  $b/200$  skaliert und jeweils auf alle untersuchten Stegslankheiten angewendet. In der Abbildung 2b wurde das Verhältnis der Biegebeanspruchbarkeit mit gemessenen Imperfektionen  $M_{\text{eff},y,G}$  zu derjenigen mit der Eigenform  $M_{\text{eff},y,B}$  mit einer Amplitude von  $b/200$  in Abhängigkeit vom bezogenen

Beulschlankheitsgrad dargestellt. Für Beulschlankheitsgrade  $\lambda_{\bar{y}}^{\pm}$  bis etwa 1,3 führen gemessene Imperfektionen zu einer bis zu 26 % höheren Tragfähigkeit im Vergleich zur Eigenform. Bei größeren Beulschlankheitsgrade ( $\lambda_{\bar{y}}^{\pm} > 1,3$ ) ergeben sich hingegen in etwa 40 % der untersuchten Fälle geringere Beanspruchbarkeiten.

Zur Veranschaulichung des Einflusses unterschiedlicher gemessener Imperfektionsformen auf das Beulverhalten sind in Abbildung 2b die drei in Abbildung 1b dargestellte gemessene Imperfektionsformen hervorgehoben. Die Sinushalbwellen sowie die Sinuswellenform in vertikaler Richtung (Abbildung 1b, G 1 bzw. 3) führen über den gesamten untersuchten Schlankheitsbereich zu einer höheren Tragfähigkeit als die erste Eigenform. Die gemessene Imperfektionsform 2 (Abbildung 1b, G 2), die Ausbeulungen im unteren Bereich des Beulfelds aufweist und der zweiten Eigenform ähnelt, führt für Beulschlankheitsgrade  $\lambda_{\bar{y}}^{\pm} < 1,3$  zu einer höheren Tragfähigkeit als die erste Eigenform, jedoch zu einer geringeren Tragfähigkeit bei größeren Beulschlankheitsgraden. Das zeigt, dass Imperfektionsformen, die der niedrigsten Eigenform nahekommen, zu einer geringeren Tragfähigkeit führen.



**Abbildung 2: a) Abminderungsbeiwerte für biegebeanspruchte Beulfelder ( $\psi = -1$ ), b) Bezogene Biegebeanspruchbarkeit für gemessene Imperfektionen**

## 4 Diskussion und Schlussfolgerungen

Die vorliegende Untersuchung bestätigt, dass das Beulverhalten dünnwandiger Beulfelder von der Form und der Amplitude geometrischer Imperfektionen abhängt. Es können die folgenden Schlussfolgerungen gezogen werden:

- Die Sensitivität des Beulverhaltens gegenüber Imperfektionsform und -amplitude hängt maßgeblich von der Stegslankheit ab; Beulfelder mit geringer Stegslankheit reagieren am empfindlichsten.
- Gemessene Imperfektionsformen führen bei Beulfeldern mit geringer Slankheit unter Biegung zu einer Erhöhung der Beanspruchbarkeit. Bei schlanken Stegen können sie hingegen im Vergleich zur ersten Eigenform zu geringeren Widerständen führen.
- Die Verwendung der ersten Eigenform führt somit nicht in allen Fällen zu konservativen Bemessungsergebnissen, obwohl sie in der Regel als untere Grenze der Beanspruchbarkeit angesetzt wird.
- Die Ergebnisse verdeutlichen die Notwendigkeit, generische Imperfektionsformen zu entwickeln, die eine zuverlässige und praxisgerechte Nachrechnung von Bestandsbauwerken ermöglichen, ohne dass aufwendige Vermessungen der Beulfelder erforderlich sind.

## 5 Ausblick und Danksagung

Das Projekt „Bewertung bestehender Stahlkonstruktionen mit dünnwandigen Bauteilen im Brücken- und Hochbau“ wird durch das Bundesministerium für Wirtschaft und Energie aufgrund eines Beschlusses des Deutschen Bundestages gefördert. Dieses IGF-Vorhaben-Nr.

01IF23723N des DAST wurde am Lehrstuhl Stahlbau der Technische Universität Dortmund und am Institut für Konstruktion und Entwurf der Universität Stuttgart durchgeführt.

## 6 Literatur

- [1] DIN EN 1993-1-5:2025-04, Eurocode 3 - Bemessung und Konstruktion von Stahlbauten - Teil 1-5: Plattenförmige Bauteile; Deutsche Fassung EN 1993-1-5:2024.
- [2] DIN EN 1090-2:2024-09, Ausführung von Stahltragwerken und Aluminiumtragwerken - Teil 2: Technische Regeln für die Ausführung von Stahltragwerken; Deutsche Fassung EN 1090-2:2018+A1:2024.
- [3] DIN 4114-2:1952-07, Stahlbau - Stabilitätsfälle (Knickung, Kippung, Beulung) - Berechnungsgrundlagen - Richtlinien.
- [4] Numanović, M., Knobloch, M., (2025a), Web shear buckling of steel-concrete composite girders: large-scale experimental study. *Journal of Structural Engineering*, 151(1), Article 04024194. <https://doi.org/10.1061/jsendh.steng-13998>
- [5] Numanović, M., Knobloch, M., (2025). Fire Performance of Steel-Concrete Composite Girders in Web Shear Buckling: Large-Scale Tests. *Journal of Constructional Steel Research*. Volume 234. 109693. ISSN 0143-974X. <https://doi.org/10.1016/j.jcsr.2025.109693>
- [6] Scandella, C., Zum Schubtragverhalten von Blechträgern bei Raumtemperatur und im Brandfall. Doctoral Thesis, ETH Zürich, 2019, <https://doi.org/10.3929/ethz-b-000370959>.
- [7] Usami, T., Effective width of locally buckled plates in compression and bending. *Journal of Structural Engineering*, 119(5):1358–1373, 1993.
- [8] Pourostad, V., Kuhlmann, U., (2022), Buckling resistance of longitudinally stiffened panels with closed stiffeners under direct longitudinal stresses. *Steel Construction*, 15: 229-243. <https://doi.org/10.1002/stco.202200028>

## Zum Rissinitiierungsverhalten HFH-behandelter Längssteifen unter Betriebsbeanspruchung

Lea Wendler<sup>1</sup>, Imke Engelhardt<sup>1</sup>

<sup>1</sup>Institut für Material- und Bauforschung, Hochschule München, Deutschland  
E-Mail: wendler@hm.edu

### Zusammenfassung

Infolge der Einführung neuer Regelwerke ist zukünftig von einem zunehmenden Einsatz höherfrequenter Hämmerverfahren (HFH) zur Steigerung der Ermüdungsfestigkeit auszugehen. Vor diesem Hintergrund gewinnt auch die Bewertung der Lebensdauer HFH-behandelter Schweißverbindungen zunehmend an Bedeutung. Um notwendige Inspektionsintervalle für HFH-behandelte Konstruktionen sicher festlegen zu können, ist neben der rechnerischen Bewertung der Gesamtlebensdauer im Rahmen der Ermüdungsbemessung auch der Anteil der Anrissphase von Bedeutung. Zudem ermöglicht eine genaue Kenntnis über das Rissfortschrittsverhalten eine zutreffende Beurteilung der Restlebensdauer. Durch ein zweistufiges Berechnungsmodell soll die Gesamtlebensdauer HFH-behandelter Schweißverbindungen unter Betriebsbeanspruchung bewertet werden. Schwerpunkt dieses Beitrags ist die numerische Anrisslebensdauerberechnung sowie die experimentelle Detektion der Rissinitiierung zur Verifikation der Berechnungsergebnisse.

Der Einsatz der Infrarot-Thermografie (IRT) bietet die Möglichkeit, das Anrissverhalten basierend auf der Temperaturantwort eines Bauteils auf eine aufgebrachte Beanspruchung sichtbar zu machen. Aufgrund der getrennten Auswertung linearer und nichtlinearer Komponenten der Temperaturantwort können schädigungsbedingte Spannungsumlagerungen und strukturelle Nichtlinearitäten, wie lokales Plastizieren, visualisiert und Schädigungsvorgänge frühzeitig lokalisiert werden.

Hierzu werden bestehende Auswertemethoden weiterentwickelt, um das Schädigungsverhalten an geschweißten Bauteilen unter Betriebsbeanspruchung mit variablen Amplituden durch Anwendung der IRT zu analysieren. Anhand der entwickelten Methodik wird das Rissinitiierungsverhalten HFH-behandelter Längssteifen unter Betriebsbeanspruchung untersucht, um ein zutreffendes Anrisskriterium zur Abgrenzung zwischen Rissinitiierung und Rissfortschritt zu bestimmen. Die numerisch mit dem Kerbdehnungskonzept ermittelten Lebensdauern werden anhand der experimentellen Anrisslebensdauern validiert. Aufgrund der Berücksichtigung lokaler, zyklischer Werkstoffeigenschaften und des Beanspruchungsverlaufes, bietet dieses lokale Konzept die Möglichkeit, die gesteigerte Anrisslebensdauer HFH-behandelter Schweißnähte unter Betriebsbeanspruchung möglichst zutreffend abzuschätzen. Die Korrelation der numerischen und experimentellen Anrisslebensdauern zeigt eine gute Übereinstimmung der Ergebnisse.

### 1 Einleitung

Methoden zur Anriss- und Geamtlebensdauerberechnung sind wesentliche Instrumente zur Beurteilung der Sicherheit und der Restlebensdauer von Tragwerken. Mit dem Kerbdehnungskonzept (KDK) können Einflussfaktoren aus Werkstoffeigenschaften, Kerbgeometrie und lokalem Beanspruchungsverlauf bei der Anrisslebensdauerberechnung abgebildet werden. Von Schubnell [1] wurde das KDK zur Ermittlung der Anrisslebensdauer HFH-behandelter Schweißnähte unter konstanter Amplitudenbeanspruchung (CAL) unter Berücksichtigung lokaler Werkstoffeigenschaften angewendet. Die Anwendbarkeit dieses Berechnungskonzeptes auf HFH-behandelte Nahtübergänge unter Betriebsbeanspruchung wurde von Löschner [2] untersucht. Dabei wurden

die lokale Geometrie am Nahtübergang über eine Finite-Elemente (FE) Berechnung ermittelt und zyklische Werkstoffkennwerte über Näherungsverfahren nach *Lopez und Fatemi* [3] auf Basis der lokalen Härte abgeschätzt.

Schwerpunkt dieses Beitrags ist die rechnerische Abschätzung der Anrisslebensdauer unter Berücksichtigung der positiven Effekte der HFH-Behandlung unter Betriebsbeanspruchung und die anschließende Verifikation der Berechnung anhand einer thermografischen Betrachtung des Risinitiationsverhaltens.

## 2 Experimentelle Untersuchungen

Zur Untersuchung des Anrissverhaltens wurden Betriebslastversuche an den in Abbildung 1 dargestellten HFH-behandelten Probekörpern des Kerbdetails einseitig aufgeschweißte Längssteife aus S355 durchgeführt und durch Infrarot-thermografische Messungen begleitet. Hierzu wurden während der Betriebslastversuche in regelmäßigen Intervallen  $\Delta N = 10.000$  LW mit einer Infrarot-Kamera Bildsequenzen über eine Aufnahmedauer von 2 Sekunden aufgenommen. Das Beanspruchungskollektiv entsprach einem  $p(1/3)$  Kollektiv mit dem Spannungsverhältnis  $R = 0,1$  (siehe Abbildung 2).

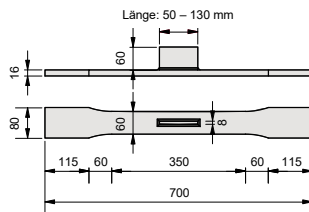


Abbildung 1: Probekörper

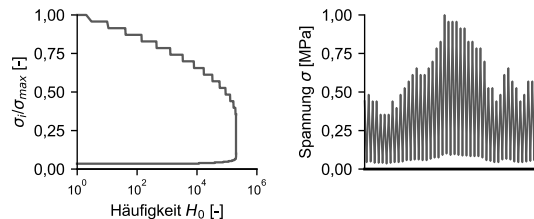


Abbildung 2: Beanspruchungskollektiv

## 3 Berechnung der Anrisslebensdauer

Zur rechnerischen Abschätzung der Anrisslebensdauer wird das KDK angewendet. Das KDK beruht auf der grundlegenden Annahme, dass das lokale Werkstoffverhalten in der ermüdungskritischen Kerbe, dem einer ungekerbten Werkstoffprobe entspricht, welche den gleichen Dehnungsamplituden ausgesetzt ist [4]. Die Schädigungsbewertung eines betriebsbeanspruchten Bauteils erfolgt anhand des örtlichen, aus der Beanspruchung resultierenden, örtlichen  $\sigma$ - $\varepsilon$ -Pfad gegen den Versagensfall des technischen Anrisses [4], [5]. Die elastisch-plastischen Spannungen im Kerbgrund auf Basis der Elastizitätstheorie ermittelten Kerbspannungen über Kerbnäherungsverfahren abgeschätzt. Zur Bewertung der Schädigung der resultierenden geschlossenen Hysteresen stehen verschiedene Schädigungsparameter zur Verfügung. Hier wird der in (1) dargestellte Schädigungsparameter  $P_{SWT}$  nach *Smith, Watson und Topper* angewendet.

$$P_{SSSS} = \sqrt{\frac{(\sigma_{aa} + \sigma_{mm}) \cdot \varepsilon_{aa} \cdot EE}{\sigma \cdot \varepsilon}} \quad (1)$$

Die Ermittlung der elastischen Kerbspannungen erfolgt unter Berücksichtigung der realen Probekörpergeometrie über eine FE-Berechnung. Anhand von Laserscan-Daten wurde zur Berücksichtigung der durch die HFH-Behandlung verbesserten Kerbgeometrie für jede Probe eine individuelle Kerbspannung ermittelt. Ebenfalls berücksichtigt wurde der Verzug der Probekörper infolge des Schweißprozesses, da dieser beim Einspannen der Probe in die Prüfmaschine zu zusätzlichen Spannungen an der kritischen Nahtübergangskerbe führt. Die Abschätzung der elastisch-plastischen Spannungen und Dehnungen erfolgt über die in (2) dargestellte Kerbnäherung nach *Neuber*.

$$\sigma \cdot \varepsilon = \sqrt[3]{K_{LL}} \cdot EE \quad (2)$$

Die positive Wirkung der durch die HFH-Behandlung eingebrachten Druckeigenstressungen wird ebenfalls in der Berechnung berücksichtigt. Hierbei wurden die im HFH-behandelten Ausgangszustand am Nahtübergang gemessenen Druckeigenstressungen den Lastspannungen überlagert.

Die Werkstoffkennwerte werden über das Uniform-Material-Law (UML) basierend auf der experimentell ermittelten Zugfestigkeit des Werkstoffs ermittelt. Die angesetzten Werkstoffkennwerte basieren in der aktuellen Berechnung daher auf dem Grundwerkstoff und unterliegen dementsprechend einer konservativen Annahme, da der positive Effekt einer Verfestigung der Rand-schicht vernachlässigt wird.

Die rechnerisch ermittelten Anrisslebensdauern  $N_i$  sowie deren Anteil an der Gesamtlebensdauer  $N_f$  sind in Tabelle 1 dargestellt.

**Tabelle 1: Berechnete Anrisslebensdauern**

Nr.	Werkstoff	Kollektiv	R [-]	$\Delta\sigma_{n,max}$ [-]	Kt [-]	$N_{f,exp}$ [-]	$N_{i,cal}$ [-]	$N_f / N_i$ [%]
1	S355	p(1/3)	0,1	300,00	2,99	1.022.464	706.732	<b>69,12 %</b>
2	S355	p(1/3)	0,1	300,00	2,64	1.022.464	715.986	<b>70,03 %</b>
3	S355	p(1/3)	0,1	279,00	2,88	1.353.526	679.554	<b>50,21 %</b>
4	S355	p(1/3)	0,1	229,50	3,15	3.369.699	1.043.321	<b>30,96 %</b>

#### 4 Experimentelle Ermittlung der Anrisslebensdauer

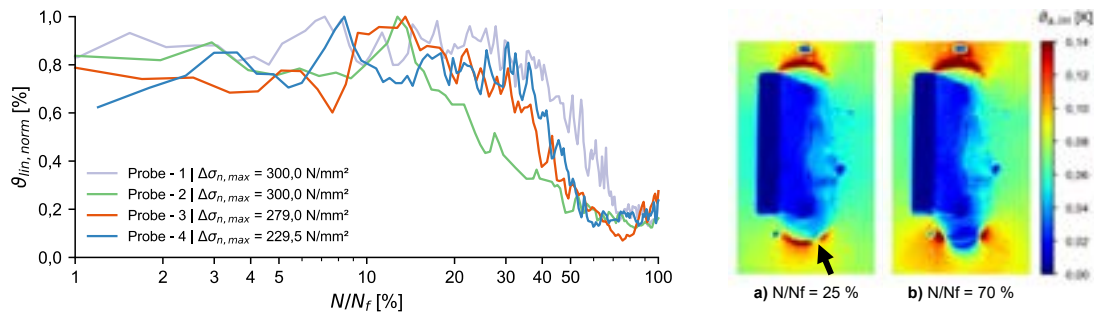
Die Auswertung der IRT-Aufnahmen hinsichtlich charakteristischer Veränderungen in der Temperaturantwort des Probekörpers auf die aufgebrachte Beanspruchung ermöglicht die Untersuchung des Anrissverhaltens unter realitätsnaher Betriebsbeanspruchung (VAL).

Eine von Medgenberg [6] entwickelte Auswertemethodik konnte bereits erfolgreich auf geschweißte sowie HFH-behandelte Probekörper unter CAL angewendet werden [7], [8]. Hierbei wird jedes Pixel der aufgezeichneten IRT-Bildsequenz als zeitlich veränderliches Signal betrachtet. In einem linear-elastischen, ungestörten Querschnitt ist dieses Temperatursignal proportional zu einer aufgebrachten zyklischen Beanspruchung. Zur Quantifizierung des proportionalen Anteils der Temperaturantwort wird in einigen Arbeiten [6], [7], [8] die maximale Amplitude dieses Temperatursignal herangezogen, welche dort auch als „lineare Temperaturamplitude“ ( $\vartheta_{a,lin}$ ) bezeichnet wird. Schädigungsbedingte Vorgänge wie lokales Plastizieren oder Bewegungen der Rissflanken führen dazu, dass die zuvor bestehende proportionale Beziehung durch nichtlineare Effekte überlagert wird. Die Frequenz der „nichtlinearen“ Komponente der Temperaturantwort entspricht bei CAL der doppelten Belastungsfrequenz [6]. Unter VAL wird dieser Ansatz aufgrund der variierenden Beanspruchungsfrequenz und der zum Teil signifikanten Unterschiede zwischen den Signalverläufen der einzelnen Bildsequenzen erschwert. Aufgrund dessen kann kein allgemeingültiger Signalverlauf definiert werden, welcher die Nichtlinearitäten über alle Bildsequenzen hinweg adäquat charakterisiert. Zur Analyse der Temperaturantwort unter VAL wurde daher die bestehende Methodik nach Medgenberg [6] weiterentwickelt. Die Grundlage der Auswertung unter VAL stellt die Ermittlung der Grundfrequenz jedes Signals mithilfe einer Fast-Fourier-Transformation dar. Dies ermöglicht einen flexiblen Einsatz unabhängig von der aufgebrachten Beanspruchung. Die getrennte Analyse der linearen und nichtlinearen Anteile kann damit auf die Anwendung unter VAL übertragen werden. Eine detaillierte Beschreibung der für VAL weiterentwickelten Auswertemethodik ist in [9] enthalten.

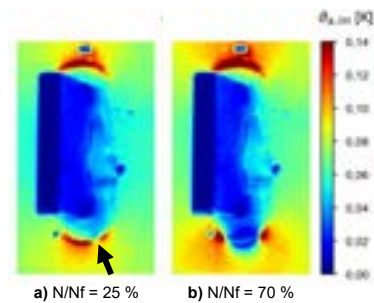
Charakteristische Änderungen in der linearen und nichtlinearen Komponente der Temperaturantwort deuten bereits frühzeitig auf die Entstehung ermüdungsbedingter Risse hin. Da sich der lineare Anteil der Temperaturantwort proportional zur aufgebrachten Beanspruchung verhält, sind die ermüdungskritischen Nahtübergangskernen aufgrund der hohen Spannungskonzentrationen zu Beginn des Betriebslastversuchs durch hohe lineare Temperaturamplituden charakterisiert. Infolge von Spannungsumlagerungen während der Rissinitiation ist der Ort der Rissentstehung durch eine lokale Reduzierung von  $\vartheta_{a,lin}$  gekennzeichnet. Änderungen in  $\vartheta_{a,lin}$  über die Lastwechselzahl können daher zur Rissfrüherkennung und Definition eines möglichen Anrisskriterium genutzt werden. In Abbildung 3 ist der Verlauf der linearen Temperaturamplituden im Nahtübergang über die prozentuale Lastwechselzahl ( $N/N_f$ ) dargestellt. In dieser Betrachtung wurde für jeden Zeitpunkt  $N$  der Mittelwert der linearen Temperaturamplituden  $\vartheta_{a,lin}$  über den Bereich des initialen Risses gebildet. Zur Sicherstellung der Vergleichbarkeit der auf unterschiedlichen Lastniveaus

geprüften Probekörpern wird dieser  $\vartheta_{a,lin}$ -Mittelwert auf den jeweiligen Maximalwert des  $\vartheta_{a,lin}$ -Verlaufs des Probekörpers normalisiert.

Aus der Darstellung geht hervor, dass die  $\vartheta_{a,lin,norm}$ -Verläufe bei allen Proben qualitativ gut übereinstimmen. Zudem zeigt sich bei allen Probekörpern ein signifikanter Abfall von  $\vartheta_{a,lin,norm}$  beginnend bei etwa 20 – 40 % der Bruchlastwechselzahl. Ab diesem Zeitpunkt ist der Ort der Rissentstehung in der Darstellung der linearen Temperaturamplituden bereits erkennbar (siehe Abbildung 4 a). Spätestens nach 60 – 70 % der Gesamtlebensdauer fällt  $\vartheta_{a,lin,norm}$  im Bereich des Anrisses nahezu auf Null ab, was auf einen deutlich geöffneten Riss hindeutet. Abbildung 4 b zeigt hierzu eine entsprechende Verteilung der linearen Temperaturantwort auf der Probenoberfläche. Die erhöhten linearen Temperaturamplituden machen gleichzeitig die Spannungskonzentrationen an der Risspitze sichtbar. Zudem ermöglicht die grafische Darstellung der Temperaturantwort auf der Probenoberfläche, wie in Abbildung 4, die Abschätzung der Rissbreite sowie eine kontinuierliche Verfolgung des Rissfortschritts während der Restlebensdauer.



**Abbildung 3: Verlauf der normalisierten linearen Temperaturamplitude im Bereich des initialen Anrisses**



**Abbildung 4: Lineare Temperaturantwort Probe 2**

Aufgrund der relativ hohen Kerbgrundbeanspruchung treten bei dem betrachteten Kerbdetail bereits zu Beginn des Betriebslastversuchs erhöhte Nichtlinearitäten in der Temperaturantwort auf, welche auf erstes Plastizieren im Nahtübergang zurückgeführt werden können. Dies erschwert die Definition eines möglichen Anrisskriteriums auf Grundlage des Verlaufs der nichtlinearen Temperaturamplituden, da sich diese bereits zu Versuchsbeginn auf einem erhöhten Niveau befinden.

## 5 Korrelation rechnerischer und experimenteller Anrisslebensdauern und Diskussion

Die rechnerische Abschätzung der Anrisslebensdauer erfolgte über das Kerbdehnungskonzept unter Berücksichtigung des örtlichen  $\sigma$ - $\varepsilon$ -Verlaufs der individuellen lokalen Kerbgeometrie, sowie der eingebrachten Druckeigenstressungen. Die Werkstoffkennwerte unterliegen in dieser Berechnung einer konservativen Annahme und entsprechen dem Grundwerkstoff.

Die rechnerischen Anrisslebensdauern lassen sich mit 50 – 70 % der Gesamtlebensdauer gegen Ende des Abschnitts der abnehmenden  $\vartheta_{a,lin,norm}$  einordnen. Im KDK wird bei Erreichen der Anrisslebensdauer von einer Risstiefe von 0,25 - 3 mm ausgegangen [5]. Der zum gleichen Zeitpunkt, durch IRT detektierbare Anriss entspricht in diesem Fall in etwa der Darstellung in Abbildung 4 b. Eine beginnende Rissinitiierung kann durch IRT allerdings bereits wesentlich früher detektiert werden. Bereits ab 20 – 40 % der Gesamtlebensdauer kann der Ort der Rissinitiierung, wie in (Abbildung 4 a) erkennbar, durch lokal reduzierte lineare Temperaturamplituden detektiert werden. Die Ergebnisse zeigen, dass Analyse des Rissinitiierungsverhaltens durch IRT möglich ist.

Eine Korrelation der Ergebnisse mit der entsprechenden Risstiefe steht noch aus und wird im weiteren Vorgehen durch Rastlinienversuche in Kombination mit IRT untersucht. Die rechnerische Abschätzung der Anrisslebensdauer wird durch Anpassen der Werkstoffkennwerte zur Berücksichtigung der am Nahtübergang vorliegenden Werkstoffzustände und die Betrachtung weiterer geeigneter Schädigungsparameter optimiert. Zudem wird die Betrachtung um die Phase des Rissfortschritts ergänzt.

## 6 Literatur

- [1] J. Schubnell, „Experimentelle und numerische Untersuchung des Ermüdungsverhaltens von verfestigten Kerben und Schweißverbindungen nach dem Hochfrequenzhämmern“, Dissertation, Karlsruher Institut für Technologie (KIT), Karlsruhe, 2021.
- [2] D. Löschner, I. Engelhardt, T. Nitschke-Pagel, und T. Ummenhofer, „Study on the applicability of a modified strain approach to predict the fatigue life of HFMI-treated transverse stiffeners under variable amplitude loading“, *Weld. World*, Bd. 68, Nr. 5, S. 1259–1270, Mai 2024, doi: 10.1007/s40194-024-01746-0.
- [3] Z. Lopez und A. Fatemi, „A method of predicting cyclic stress–strain curve from tensile properties for steels“, *Mater. Sci. Eng. A*, Bd. 556, S. 540–550, Okt. 2012, doi: 10.1016/j.msea.2012.07.024.
- [4] D. Radaj, *Ermüdungsfestigkeit: Grundlagen für Leichtbau, Maschinen- und Stahlbau*, 2., Neubearb. und erw. Aufl. Berlin Heidelberg New York Hongkong London Mailand Paris Tokio: Springer, 2003.
- [5] M. Fiedler, M. Wächter, I. Varfolomeev, M. Vormwald, und A. Esderts, *Richtlinie Nichtlinear: rechnerischer Festigkeitsnachweis unter expliziter Erfassung nichtlinearen Werkstoffverformungsverhaltens: für Bauteile aus Stahl, Stahlguss und Aluminiumknetlegierungen*. in FKM-Richtlinie. Frankfurt am Main: VDMA Verlag GmbH, 2019.
- [6] J. Medgenberg, „Investigation of localized fatigue properties in unalloyed steels by infrared thermography“, Dissertation, Technischen Universität Carolo-Wilhelmina zu Braunschweig, Braunschweig, 2008.
- [7] L. Wendler, D. Löschner, und I. Engelhardt, „Fatigue behaviour of automatically HFMI-treated welds“, *Weld. World*, Bd. 68, Nr. 8, S. 2125–2139, Aug. 2024, doi: 10.1007/s40194-024-01701-z.
- [8] I. Weich, „Ermüdungsverhalten mechanisch nachbehandelter Schweißverbindungen in Abhängigkeit des Randschichtzustands“, Dissertation, Technischen Universität Carolo-Wilhelmina zu Braunschweig, Braunschweig, 2008.
- [9] L. Wendler, T. Nitschke-Pagel, und I. Engelhardt, „On the applicability of infrared thermography for investigating the fatigue behaviour under variable amplitude loading on the example of HFMI-treated longitudinal stiffeners“, *Weld. World*, Dez. 2025, doi: 10.1007/s40194-025-02294-x.

## Ermüdungsfestigkeit von gleitfest vorgespannten Verbindungen unter Ansatz der synthetischen Wöhlerlinie

Mohammad Aljomaa und Natalie Stranghöner

Institut für Metall- und Leichtbau, Universitätsstraße 15, Universität Duisburg-Essen, Deutschland  
E-Mail: mohammad.aljomaa@uni-due.de; natalie.stranghoener@uni-due.de

### Zusammenfassung

Der Ermüdungsnachweis gleitfester Verbindungen erfolgt nach dem  $\Delta\sigma$ -Nennspannungskonzept nach DIN EN 1993-1-9, das einen sicheren, jedoch konservativen Nachweis ermöglicht. Da die maßgeblichen Kerbfallklassen unabhängig von Werkstoff, Geometrie und Fertigungsbedingungen festgelegt sind, führt dieser Ansatz bei gleitfesten Verbindungen häufig zu unwirtschaftlichen Auslegungen. Dieser Beitrag präsentiert einen neuen, werkstoffabhängigen Bemessungsvorschlag für gleitfeste Verbindungen, der anhand experimenteller und numerischer Untersuchungen konsistent mit dem  $\Delta\sigma$ -Nennspannungskonzept nach DIN EN 1993-1-9 validiert wurde.

### 1 Einleitung

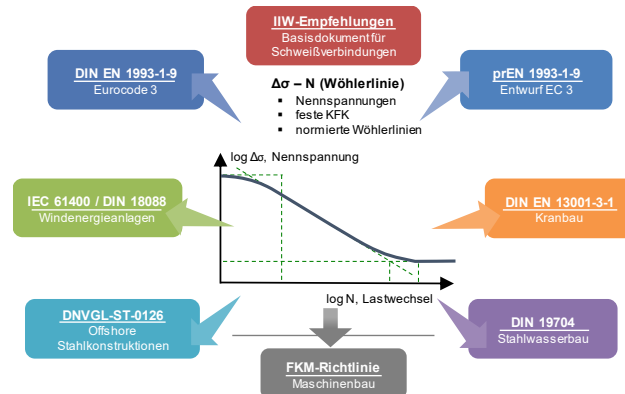
Gleitfeste Verbindungen weisen eine ausgeprägte, hohe Ermüdungsfestigkeit auf [1], [2] und werden daher häufig in zyklisch beanspruchten Stahlkonstruktionen wie Brücken, Windkraftanlagen und Masten eingesetzt. DIN EN 1993-1-9 [3] und FprEN 1993-1-9 [4] bieten für den Ermüdungsnachweis einen sicheren, jedoch konservativen Bemessungsansatz, der zu unwirtschaftlichen Auslegungen von GV-Verbindungen führt. Diese Konservativität resultiert daraus, dass die maßgebenden Kerbfallklassen (KFK) unabhängig von der Werkstofffestigkeit, den Herstellbedingungen oder dem Vorspannniveau einheitlich gelten. Insbesondere das Potenzial hochfester Stähle sowie der Einfluss der Vorspannung bei GV-Verbindungen nach DIN EN 1993-1-8 [5] bleiben dabei weitgehend ungenutzt. Darüber hinaus können Oberflächenbehandlungen, wie etwa das Strahlen, das Ermüdungsverhalten ebenfalls positiv beeinflussen. Diese Effekte werden derzeit jedoch nicht differenziert berücksichtigt. Untersuchungen der Autoren in [6] - [9] zeigten bereits, dass GV-Verbindungen Ermüdungsfestigkeiten auf dem Niveau des Grundwerkstoffs aufweisen.

Im Rahmen dieses Beitrags werden Schwingfestigkeitsversuche an GV-Verbindungen mit unterschiedlichen Werkstofffestigkeiten (S235JR, S355J2+N und S690QL), Schneidverfahren (Wasserstrahlschneiden, autogenes Brennschneiden und Plasmaschneiden) und Oberflächenbehandlungen (Reinigungsstrahlen, thermisches Spritzen und Feuerverzinken mit Alkali-Zink-Silikat-Beschichtung) vorgestellt. Basierend auf den experimentellen und zusätzlichen numerischen Untersuchungen wird der Ansatz der synthetischen Wöhlerlinie in Anlehnung an die FKM-Richtlinie [16] abgeleitet und validiert, welcher sowohl die Werkstofffestigkeit als auch die Bauteilgestalt und die typische Fertigungspraxis von gleitfesten Verbindungen analytisch erfasst.

### 2 $\Delta\sigma$ -Konzept mit Nennspannungen – Normenübersicht

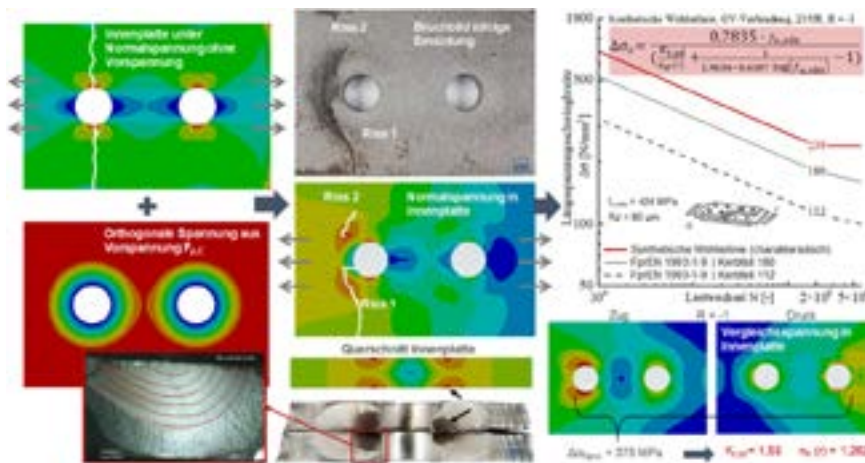
Ermüdungsbeanspruchte Stahlbauteile werden i.d.R. nach dem  $\Delta\sigma$ -Nennspannungskonzept bemessen, das ursprünglich in [10] für Schweißverbindungen verankert ist und in weiteren Regelwerken des konstruktiven Stahlbaus [11] - [15] Anwendung findet (vgl. Abbildung 1). In DIN EN 1993-1-9 sowie FprEN 1993-1-9 wurde es ohne weitergehende Differenzierung auf nicht-

geschweißte Konstruktionsdetails übertragen. Dem Ansatz liegen standardisierte Konstruktionsdetails mit festgelegten KFK zugrunde, die gewährleisten, dass wesentliche Einflussgrößen auf die Ermüdungsfestigkeit – darunter Mittelspannungszustände, Eigenspannungen, werkstoffliche Eigenschaften und geometrisch sowie strukturell bedingte Kerbwirkungen – bereits auf normativer Ebene pauschal berücksichtigt werden. Für nichtgeschweißte Konstruktionsdetails, insbesondere für GV-Verbindungen, ist dieser Ansatz jedoch kritisch zu bewerten, da die Kerbwirkung deutlich geringer als bei Schweißverbindungen ist und die Ermüdungsfestigkeit von der Werkstofffestigkeit abhängt. Die Anwendung fester, werkstoffunabhängiger KFK führt daher häufig zu konservativen, überdimensionierten Auslegungen. Demgegenüber verwendet die FKM-Richtlinie das  $\Delta\sigma$ -Nennspannungskonzept ausschließlich für geschweißte Bauteile in Anlehnung an [10], während für nichtgeschweißte Bauteile ein werkstoff- und fertigungsabhängiger Ansatz auf Basis synthetischer Wöhlerlinien verfolgt wird, der konzeptionell vom  $\Delta\sigma$ -Konzept abweicht, da Werkstoff, Geometrie und Fertigungsfaktoren explizit in den Ermüdungsnachweis nichtgeschweißter Details einbezogen werden können.



**Abbildung 1:  $\Delta\sigma$ -Nennspannungskonzept – Normenübersicht**

### 3 Synthetische Wöhlerlinie für gleitfeste Verbindungen



**Abbildung 2: FE-Analyse und synthetische Wöhlerlinie**

bei bewirkt sie eine reibschlüssige, flächenförmige Kraftübertragung über die Kontaktflächen sowie eine Spannungumlagerung in den Bruttoquerschnitt, wobei sich die Kerbspannungen im Bereich des Verspannungskegels der GV-Verbindung konzentrieren. Infolgedessen entsteht die Rissinitiation primär an der Kontaktfläche im Bruttoquerschnitt, mit Rissausbreitung in Richtung der freien Kanten oder der Bohrung. Vergleichbare Bruchbilder wurden in [17] beobachtet. Auf Basis der ermittelten Spannungszustände der versagensmaßgebenden Innenlaschen wurden zudem die wichtigen Parameter des Ansatzes der synthetischen Wöhlerlinie (WL) nach der FKM-Richtlinie, insbesondere die Formzahl  $K_{t,zd}$  und Stützziffer  $n_{\sigma}$  ( $r$ ), mithilfe eines bei Schwingfestigkeitsversuchen untersuchten Spannungsschwingspiels bestimmt (vgl. Abbildung 2, unten rechts). Darauf aufbauend wurde ein rechnerischer Ansatz zur Ermittlung der Spannungsschwingbreite bei  $2 \times 10^6$  Lastwechseln  $\Delta\sigma_c$  hergeleitet (vgl. Abbildung 2, oben rechts), aus dem sich eine synthetische WL mit einer Neigung von  $m = 5$ , konsistent mit FprEN 1993-1-9, ableiten lässt. Eine detaillierte Beschreibung der numerischen Untersuchungen und der Ableitung der synthetischen WL findet sich in [18].

Zur detaillierten Untersuchung des Spannungszustands in GV-Verbindungen wurden FE-Analysen durchgeführt. Die Vorspannung reduziert die Kerbspannungen an den Schraubenlöchern, wie sie bei zugbeanspruchten Bauteilen mit Löchern unter Normalspannung typisch sind (vgl. Abbildung 2, links). Da-

## 4 Experimentelle Untersuchungen

### 4.1 Versuchsprogramm und Durchführung

Zur experimentellen Untersuchung der Ermüdungsfestigkeit von GV-Verbindungen wurden Werkstofffestigkeit, Schneid- und Lochherstellungsverfahren sowie Oberflächenbehandlung systematisch variiert. Der Versuchsumfang, siehe Tabelle 1, wurde so konzipiert, dass ein breites Spektrum relevanter Einflüsse aus der stahlbautypischen Fertigungspraxis erfasst wird. Die Geometrie der Prüfkörper (PK) orientierte sich an der M16-Prüfkörpergeometrie nach DIN EN 1090-2, Anhang G [19]. Die GV-Verbindungen wurden nach [19] mittels des Kombinierten Vorspannverfahrens auf  $F_{p,c}$  angezogen. Die Herstellung der PK, die Materialcharakterisierung sowie der Versuchsaufbau und die Versuchsdurchführung sind in [6]-[9] und [18] dokumentiert.

**Tabelle 1: Versuchsprogramm**

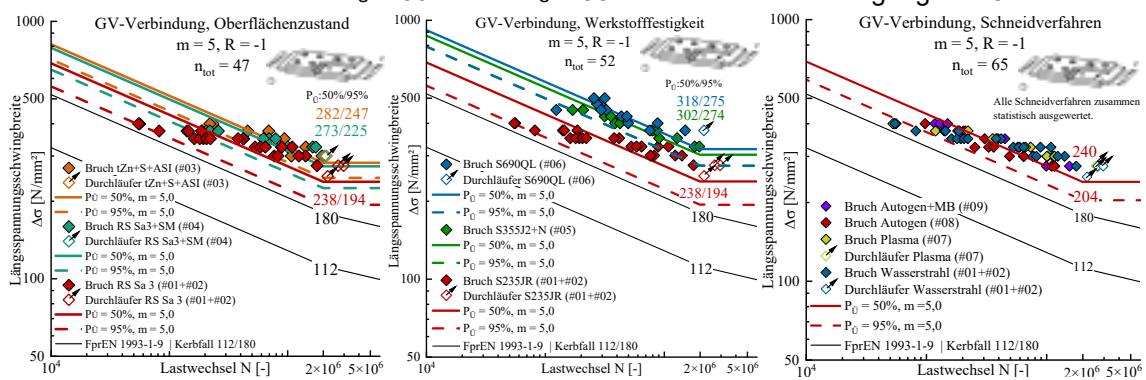
Serie	$t_{nom}^1$ [mm]	Stahlsorte	Zuschnitt	Lochherstellung	Oberflächenzustand	$f_{y,obs}^1$ [N/mm <sup>2</sup> ]	$f_{u,obs}^1$ [N/mm <sup>2</sup> ]	Rz / $t_s^3$ [μm]	ISO <sup>1)</sup>	R [-]	Versuchszahl [-]
<b>Oberflächenzustand</b>											
#01	10/8	S235JR	W	B	RS Sa 3	366/294	424/453	53 / -	3/2		12
#02	10/8	S235JR	W	B	tRS Sa 3	366/294	424/453	42 / -	3/2	-1	14
#03	10/8	S235JR	W	B	tZn+S+ASI	366/294	424/453	50 / 125,5	3/2		10
#04	10/8	S235JR	W	B	RS Sa 3+SM	366/294	424/453	88 / 116	3/2		11
<b>Werkstofffestigkeit</b>											
#05	10/8	S355J2+N	W	B	tRS Sa 3	395/455	535/520	68	2/3	-1	12
#06	10/8	S690QL <sup>2)</sup>	W	B	tRS Sa 3	785/799	798/848	64	3/3		14
<b>Schneid- und Lochherstellungsverfahren</b>											
#07	10/8	S235JR	P	P	RS Sa 3	366/294	424/453	47 / -	2/4		14
#08	10/8	S235JR	A	A	RS Sa 3	366/294	424/453	59 / -	3/2	-1	12
#09	10/8	S235JR	A+MB	A	RS Sa 3	366/294	424/453	50 / -	2/-		13

$t_s$  – Schichtdicke | RS – Reinigungsstrahlen | tZn – Stückverzinkung | S – Sweepen | ASI – Alkali-Zink-Silikat-Beschichtung | SM – Thermisches Spritzen | tRS – Reinigungsstrahlen nur Reibflächen ohne Schnittkanten | B – Bohren mit HSS | P – Plasma | W – Wasserstrahlschneiden | A – Autogenes Brennschneiden | MB – Mechanische Bearbeitung | ISO – Bereiche der Rechtwinkligkeits- oder Neigungstoleranz der Schnittkanten nach DIN EN ISO 9013 [20]

<sup>1)</sup> Werte für Innenlasche/Außenlasche | <sup>2)</sup> Innenlasche aus S690QL und Außenlasche aus S700MCL | <sup>3)</sup> Werte für die versagensmaßgebenden Innenlaschen

### 4.2 Bewertung der Versuchsergebnisse

Die Ergebnisse der Schwingfestigkeitsversuche sowie die statistische Auswertung nach [21] und [22] sind in Abbildung 3 dargestellt. Die nachfolgend gezeigten Wöhlerlinien wurden für die Überlebenswahrscheinlichkeiten  $P_{\dot{U}} = 50\%$  und  $P_{\dot{U}} = 95\%$  bei normativer Steigung  $m = 5$  ermittelt.



**Abbildung 3: Ergebnisse aus Schwingfestigkeitsversuchen an GV-Verbindungen**

Die Untersuchungen zeigen, dass die Ermüdungsfestigkeit mit steigender **Werkstofffestigkeit** zunimmt: S355 (Serie #05) erreicht bis zu 41 % höhere Werte als S235 ( $m = 5$ ), während S690 aufgrund der höheren Kerbempfindlichkeit keine weiteren Steigerungen aufweist. Bezüglich des **Oberflächenzustands** wurden die höchsten Ermüdungsfestigkeiten für gestrahlte, beschichtete PK (Serien #03-#04) ermittelt, wobei infolge des vorangeschalteten Strahlens mit induzierten Druckeigenstressungen kein nachteiliger Einfluss thermischer Oberflächenbehandlungen festgestellt wurde. Zudem zeigte sich kein Einfluss des **Schneid- oder Lochherstellungsverfahrens** auf die Ermüdungsfestigkeit, da die Rissinitiation in den Reibflächen der gepaarten Laschen (vgl.

Bruchbild in Abbildung 2) und damit außerhalb der schneidprozessbeeinflussten Zonen erfolgte. Alle untersuchten, auf  $F_{p,C}$  vorgespannten GV-Verbindungen überschreiten die KFK 180 nach [4], sodass die derzeit baupraktisch angewendete KFK 112 für symmetrische zweischnittige Verbindungen mit hochfesten vorgespannten Schrauben als deutlich zu konservativ zu bewerten ist.

## 5 Bemessungsvorschlag

Basierend auf den Versuchsergebnissen sowie einer FE-Parameterstudie zu den wichtigsten Einflussfaktoren auf die Ableitung der synthetischen Wöhlerlinie aus Abbildung 2 – u.a. Belastungsniveau und -art, Formzahl  $K_{t,zd}$ , Stützzahl nach Siebel & Stieler  $n_{\sigma}(r)$  [16], Vorspannkraftniveau sowie Haftreibungszahl – konnten die in Abbildung 4 gezeigten charakteristischen synthetischen Wöhlerlinien (WL) für S235, S355 und S690 mithilfe der in Abbildung 2 angegebenen Gleichung ermittelt und validiert werden. Dabei zeigt sich eine gute Übereinstimmung mit den experimentell ermittelten WL. Zur Ableitung von Bemessungswöhlerlinien wird ein zusätzliches Sicherheitselement eingeführt. Hierzu wurde der **Modifikationsfaktor  $K_{mod,s,GV}$**  definiert, der für S235 sowie für S690 den Wert 0,85 und für S355 den Wert 1,15 annimmt. Der Ansatz  $K_{mod,s,GV,S355} = 1,15$  berücksichtigt die experimentell nachgewiesene Erhöhung der Ermüdungsfestigkeit um etwa 34 % gegenüber S235 (vgl. Abbildung 4). Auf dieser Grundlage lassen sich für auf  $F_{p,C}$  vorgespannte GV-Verbindungen nach DIN EN 1090-2 die **KFK 160 für S235** sowie **KFK 180 für Baustähle  $\geq$  S355** ableiten, jeweils mit einer Neigung der WL im Zeitfestigkeitsbereich von  $m = 5$ .

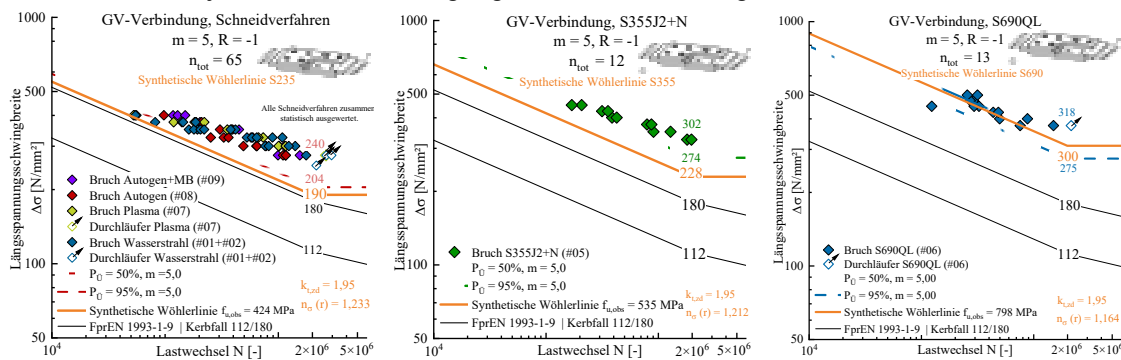


Abbildung 4: Charakteristische synthetische Wöhlerlinien für GV-Verbindungen

## 6 Fazit und Ausblick

Auf Grundlage der vorgestellten Ergebnisse wurde für GV-Verbindungen ein werkstoffabhängiger Bemessungsvorschlag nach dem  $\Delta\sigma$ -Konzept der DIN EN 1993-1-9 entwickelt, der höhere Kerbfallklassen ermöglicht und damit einen Beitrag zur Steigerung der Ressourceneffizienz im Stahlbau leistet. Durch weiterführende zukünftige Untersuchungen an hochfesten Stählen sowie an weiteren ressourcenschonenden Werkstoffen, wie nichtrostenden oder wetterfesten Stählen, ergänzt um zusätzliche Ausführungs- und Qualitätsanforderungen, kann langfristig ein erweitertes Nachweiskonzept innerhalb der DIN EN 1993-1-9 etabliert werden, das eine wirtschaftlichere und zugleich nachhaltigere Bemessung gleitfester Verbindungen ermöglicht.

## Danksagung

Die vorgestellten Untersuchungen wurden im Rahmen des IGF-Forschungsvorhabens 011F22531N der FOSTA e.V. durchgeführt. Das Vorhaben wurde über den DLR-Projektträger im Rahmen des Programms „Industrielle Gemeinschaftsforschung (IGF)“ vom Bundesministerium für Wirtschaft und Energie auf Grundlage eines Beschlusses des Deutschen Bundestages gefördert. Darüber hinaus gilt der Dank der Autoren allen Projektpartnern und beteiligten Institutionen aus der Industrie für ihre Unterstützung im Rahmen des Forschungsvorhabens.

## Literatur

- [1] Valtinat, G., Huhn, H., *Betriebsfestigkeit von stählernen gleitfesten Verbindungen von feuerverzinkten Bauteilen mit gestanzten Löchern und hochfesten vorgespannten Schrauben*, Gemeinschaftsausschuß Verzinken e. V., Forschungsvorhaben GAVNr. FD 23/II, AiF-Nr. 12547/N1, Düsseldorf, 2003.

- [2] Laumann, J., Feldmann, M., Fontana, M., Frickel, J., Knobloch, M., Krahwinkel, M., Kraus, M., Schäfer, M., Stranghöner, N., Ummenhofer, T., *Petersen Stahlbau: Grundlagen der Berechnung und baulichen Ausbildung von Stahlbauten*, Springer Vieweg, 5., akt. Auflage, 2022, ISBN 978-3-658-20509-6.
- [3] DIN EN 1993-1-9:2010-12, Eurocode 3: Bemessung und Konstruktion von Stahlbauten - Teil 1-9: Ermüdung; Deutsche Fassung EN 1993-1-9:2005 + AC:2009.
- [4] FprEN 1993-1-9:2024 (Version 2025-05-26), Eurocode 3 - Design of steel structures - Part 1.9: Fatigue.
- [5] DIN EN 1993-1-8:2025-04, Eurocode 3 - Bemessung und Konstruktion von Stahlbauten - Teil 1-8: Anschlüsse, Berlin: Beuth Verlag, 2025.
- [6] Kalkowsky, F., Glienke, R., Aljomaa, M., Stranghöner, N., Schröder, M., Flügge, W., *Neue Erkenntnisse zur Ermüdungsfestigkeit von geschraubten Verbindungen*, *Stahlbau*, pp. 438-452, 25. Juli 2025.
- [7] Aljomaa, M., Stranghöner, N., Schröder, M., Glienke, R., Schwerdt, D., Kalkowsky, F., Flügge, W., *Influence of Various Cutting Methods on the Fatigue Strength of Slip-Resistant Connections in Steel Structures*, Ghent, Belgium: IABSE Congress, 2025.
- [8] Aljomaa, M., Stranghöner, N., Kalkowsky, F., Flügge, W., Schröder, M., Glienke, R., Schwerdt, D., *Weiterentwicklung der Kerbfallklassen nach EC3 für nichtgeschweißte Konstruktionsdetails unter Ansatz der synthetischen Wöhlerlinie unter Berücksichtigung stahlbautypischer Fertigungspraxis*. 15. Fügetechnisches Gemeinschaftskolloquium; 2025, Tagungsunterlagen, 26-27 November 2025, Dresden, pp. 370-385.
- [9] Aljomaa, M., Stranghöner, N., Schröder, M., Glienke, R., Kalkowsky, F., Flügge, W., *Fatigue Behaviour of Slip-Resistant Connections Including Manufacturing Effects*, Cracow, Poland: EuroSteel 2026 (Accepted).
- [10] Hobbacher, A.F., Baumgartner, J., *Recommendations for Fatigue Design of Welded Joints and Components*, Third Edition, Cham, Schweiz: Springer Nature Switzerland AG, 2024.
- [11] DIN EN 13001-3-1, Krane - Konstruktion allgemein - Teil 3-1: Grenzstände und Sicherheitsnachweis von Stahltragwerken, Berlin: Beuth Verlag, 2019.
- [12] IEC 61400-6, Wind energy generation systems - Part 6: Tower and foundation design requirements, Danish Standards Foundation, 2020.
- [13] DIN 18088-3, Tragstrukturen für Windenergieanlagen und Plattformen - Teil 3: Stahlbauten, Berlin: Beuth Verlag, 2019.
- [14] DNVGL-ST-0126, Support structures for wind turbines, DNV GL, 2018.
- [15] DIN 19704-1, Stahlwasserbauten - Teil 1: Berechnungsgrundlagen, Berlin: Beuth Verlag, 2014.
- [16] Forschungskuratorium Maschinenbau, Rechnerischer Festigkeitsnachweis für Maschinenbauteile 7. Auflage, Frankfurt am Main: VDMA Verlag, 2020.
- [17] Yazhou Xu, Zhen Sun, Yuqing Zhang, *Experimental and Numerical Investigations of Fretting Fatigue Behavior for Steel Q235 Single-Lap Bolted Joints*, *Advances in Materials Science and Engineering*, 2016.
- [18] W. Flügge, F. Kalkowsky, D. Schwerdt, R. Glienke, M. Schröder, N. Stranghöner und M. Aljomaa, IGF-Vorhaben (01IF22531N) - *Weiterentwicklung der Kerbfallklassen nach EC3 für nichtgeschweißte Konstruktionsdetails unter Ansatz der synthetischen Wöhlerlinie unter Berücksichtigung stahlbautypischer Fertigungspraxis*, Abschlussbericht (in Vorbereitung), Düsseldorf: FOSTA - Forschungsvereinigung Stahlanwendung e.V., 2026.
- [19] DIN EN 1090-2:2024-09, Ausführung von Stahltragwerken und Aluminiumtragwerken - Teil 2: Technische Regeln für die Ausführung von Stahltragwerken; Deutsche Fassung EN 1090-2:2018+A1:2024, Berlin: Beuth Verlag, 2024.
- [20] DIN EN ISO 9013: Thermisches Schneiden - Einteilung thermischer Schnitte - Geometrische Produktspezifikation und Qualität; Berlin; Beuth Verlag; 2017.
- [21] ECCS - European Convention for Constructional Steelwork: Background information on fatigue design rules - Statistical evaluation; 2nd edition; Brussels; ECCS, 2018.
- [22] Maljaars, J., Euler, M., *Fatigue S-N curves of bolts and bolted connections for application in civil engineering structures*, *International Journal of Fatigue* 151 (2021) 106355, 2021.

## Lokaler Ermüdungsnachweis für geschweißte X-Knoten unter Berücksichtigung von 3D-Scans

Tim Brömer<sup>1\*</sup>, Viktor Widerspan<sup>2</sup>, Elyas Ghafoori<sup>1,2</sup>

<sup>1</sup>Institut für Stahlbau ForWind, Appelstraße 9A, Leibniz Universität Hannover, Deutschland  
<sup>\*</sup>E-Mail: broemer@stahl.uni-hannover.de

<sup>2</sup>Fraunhofer Institut für Windenergiesysteme, Merkurstraße 13, Testzentrum Tragstrukturen (TTH), Deutschland

### Zusammenfassung

Schweißen spielt eine entscheidende Rolle im Ingenieurwesen, insbesondere in Bereichen mit hohen Belastungen wie bei Offshore-Windenergieanlagen. Hier sind Schweißverbindungen an Hohlprofilknoten von großer Bedeutung, da dort hohe Spannungskonzentrationen auftreten. Eine Möglichkeit zur Verlängerung der Lebensdauer besteht darin, die Kerbschärfe der Schweißnähte durch ein neues optimiertes Nahtdesign zu reduzieren. Während die DNV-RP-C203-Richtlinie den Strukturspannungsansatz als Grundlage nutzt und geometrische Details der Naht vernachlässigt, bietet der Kerbspannungsansatz eine präzisere Bewertung durch die Einbeziehung der lokalen Nahtgeometrie. Der Schwerpunkt dieser Arbeit liegt auf dem Kerbspannungsansatz und der Anwendung des Impliziten Gradienten Modells bei hochzyklischen Belastungen. Hochauflösende 3D-Scans erfassen dabei sowohl globale Konfiguration des Knotens als auch lokale Geometrien der Schweißnähte. Zusätzlich werden Ermüdungsversuche mit digitaler Bildkorrelation durchgeführt, um Rissinitiation zu identifizieren. Durch diese Methoden können Oberflächenunregelmäßigkeiten berücksichtigt und die Ermüdungslebensdauer genauer vorhergesagt sowie Unsicherheiten im Bewertungsprozess reduziert werden.

### 1 Einleitung

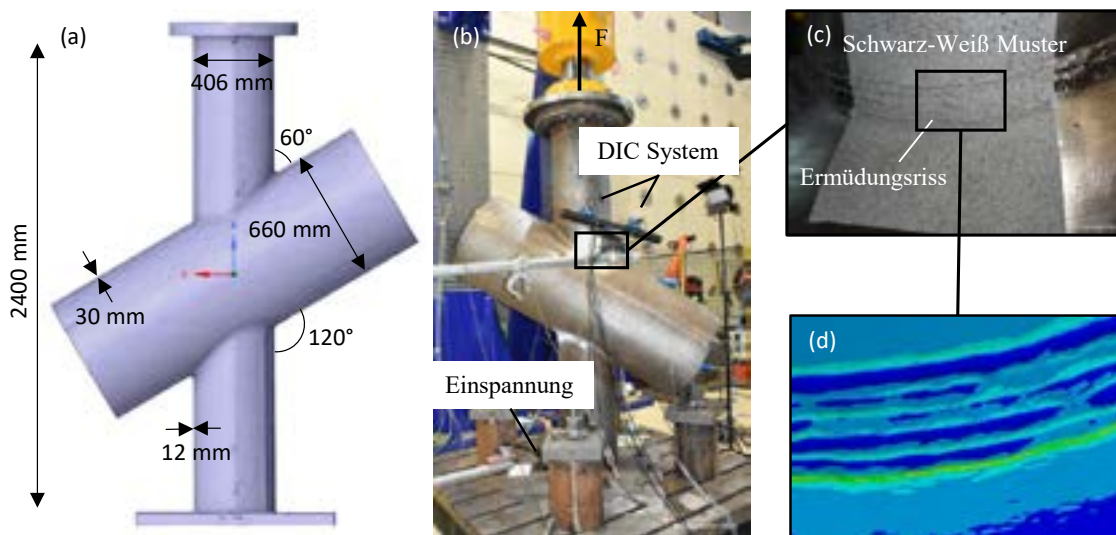
Mit der weiter zunehmenden Leistung von Offshore-Windenergieanlagen (OWEA) spielen sogenannte Jacket-Gründungen eine immer größer werdende Rolle im Vergleich zu Monopiles in größeren Wassertiefen. Während ihrer Lebensdauer sind diese Strukturen hohen zyklischen Belastungen ausgesetzt, die hauptsächlich durch die Bewegung der Turbine während des Betriebs verursacht werden. Deshalb spielt Ermüdung eine entscheidende Rolle in der Dimensionierung der hohen Spannungen ausgesetzten Komponenten – das sind vor allem geschweißte Hohlprofilknoten zwischen Gurt und Strebe des Jackets. Eine Idee ist die Verringerung der Kerbschärfe der Schweißnähte, um die Spannungskonzentrationen zu senken. Eine weit verbreitete Möglichkeit der Ermüdungsbewertung bildet die DNV-RP-C203-Richtlinie [1] mit dem Strukturspannungsansatz (SSA) und der T-Wöhlerkurve ab. Allerdings kann dieser Ansatz alle Eigenschaften, die sich auf die „as-built“-Schweißzustand beziehen, nicht berücksichtigen. Dieses Problem kann durch Berücksichtigung der lokalen Schweißnahtgeometrie innerhalb des Kerbspannungsansatzes (KSA) überwunden werden. Dieses Verfahren ist in DNV-RP-C203 [1], IIW [2] und DIN EN 1993–1-9 [3] enthalten und wird in Radaj et al. [4] zusammengefasst.

### 2 Fertigung der Knoten und Ermüdungsversuche

Im Rahmen dieser Arbeit wurden insgesamt 3 Ermüdungsversuche an skalierten, geschweißten Hohlprofilknoten im Testzentrum Tragstrukturen Hannover durchgeführt. Die Versuche sind Teil des nationalen Forschungsprojekts „SmartWeld“, mit einem umfangreichen Testprogramm an

Knoten im Klein-, Groß- und Realmaßstab und beinhalten Probekörper aus einem für die Offshore-Industrie typischen S355 G10+M Stahl und sind einseitig in Konformität einer Schweißanweisung und einer Schweißqualität gemäß DIN EN 1090-2 [5] geschweißt. Die Skalierung der Knoten beträgt ungefähr 1:2 im Vergleich zu realen Strukturen. Weitere Abmessungen und Informationen zum Versuchsaufbau können Abb. 1 entnommen werden. Die Knoten wurden einer zyklischen, sinusförmigen Zugbelastung mit einer Frequenz von 1,5 Hz im Bereich  $R = 0,1$  ausgesetzt, bis ein Riss durch den Gurt festgestellt wurde, der hier als Versagenskriterium dient. Dieser Durchriss wurde durch Überwachung des inneren Luftdrucks im Gurt festgestellt, wobei eine schnelle Druckänderung auf einen Riss im Material schließen lässt.

Vor der Durchführung der Versuche wurden die Orte mit besonders hohen Spannungskonzentrationen mithilfe eines FE-Modells basierend auf der realen Schweißnahtgeometrie ermittelt. Ein stochastisches Schwarz-Weiß-Sprenkelmuster in diesem Hot-Spot-Bereich ermöglicht es, Verformungen und Dehnungen mit digitaler Bildkorrelation s.g. Digital Image Correlation (DIC) zu überwachen (s. Abb. 1). Ziel der DIC-Anwendung ist die Ermittlung der Lastspielzahlen bis zu einem technischen Anriss von 40 mm der geschweißten Hohlprofilknoten, um diese mit den Ergebnissen des KSA zu vergleichen. Der Hintergrund dieses Kriteriums ist in Brömer et al. [6] ausführlich erläutert.



**Abbildung 1:** (a) Scan mit Abmessungen des 1:2 Knotens, (b) Aufbau des Ermüdungsversuchs mit DIC-System, (c) stochastisches Muster im Bereich der Schweißnaht und (d) elastische Spannungen.

Die Lastspielzahlen bis zum technischen Anriss und bis zum Bruch der geschweißten Hohlprofilknoten sowie die Ober- und Unterlast der Ermüdungsversuche können der Tabelle 1 entnommen werden. Für den Knoten B3 konnte leider keine Lastspielzahl des technischen Anrisses ermittelt werden, da keine DIC Daten aufgrund der Rissbildung in der unteren Schweißnaht vorliegen.

**Tabelle 1: Ergebnisse der Ermüdungsversuche**

Bezeichnung	Ober-/Unterlast [kN]	Anriss [-]	Bruch [-]
B1	900/90	54.000	310.500
B2	870/70	85.000	490.000
B3	700/40	-	487.000

### 3 Numerische Analyse und Mikrostützwirkung

Die numerische Berechnung der Ermüdungsfestigkeit der geschweißten Hohlprofilknoten erfolgt in dieser Arbeit neben dem analytischen SSA auf Grundlage von 3D-Scans, die mithilfe eines Reverse Engineering Verfahrens in CAD-Modelle überführt wurden. Zunächst wurden die Oberflächen der Knoten aus verschiedenen Winkeln mit einem GOM ATOS Q 3D-Scanner optisch vermessen, um vor allem die Schweißnaht und globale geometrische Imperfektionen aufzunehmen. Der Arbeitsabstand betrug dabei ca. 50 cm und die Entfernung zwischen den aufgenommenen Punkten liegt zwischen 0,03 und 0,12 mm – je nach gewünschter Genauigkeit.

Im nächsten Schritt wird die STL Datei aus dem Scan über einen Reverse Engineering Algorithmus in ein CAD Volumenmodell mit kontinuierlichen Oberflächen überführt, um Spannungskonzentrationen über eine FE-Software berechnen zu können. Kern des Reverse Engineerings sind „non-uniform rational B-splines“ (NURBs) in x- und y-Richtung, die sich der gescannten Oberfläche annähern und diese abbilden. Für die numerische Analyse wird ein globales Modell der Hohlprofilknoten inklusive Schiefstellungen und Versatz sowie ein lokales Modell der Schweißnahtgeometrie am Ort des Anrisses erstellt. Das globale Modell wird mit einer axialen Last an der oberen Strebe belastet, die eine Nominalspannung von 1 MPa hervorruft, um Spannungskonzentrationsfaktoren direkt aus dem Ergebnis ablesen zu können.

Das lokale Modell dient als Submodell und wird mit Verschiebungen aus dem globalen Modell belastet, um lokale Spannungskonzentrationen in den Kerben der Schweißnaht zu bestimmen und diese mithilfe des KSA unter Berücksichtigung der Mikrostützwirkung auszuwerten. Aus der Literatur kann die Mikrostützwirkung mit verschiedenen Ansätzen, wie zum Beispiel der „Theory of Critical Distance“ (TCD), der Point oder Line Method nach Taylor [7], oder durch die Methode des Ersatzradius von  $r = 1$  mm, beschrieben durch Radaj [8], ermittelt werden. Die beschriebenen Methoden können hier allerdings nicht sinnvoll angewandt werden, da die numerischen Modelle auf 3D-Scans basieren. Daher wurde im Rahmen dieser Arbeit das implizierte Gradientenmodell nach Peerlings et al. [9] verwendet. Dabei wird die Kerbspannung über ein Volumen, dessen Größe durch einen Wichtungsparemeter  $a$  bestimmt wird, gemittelt, um eine effektive, ermüdungswirksame Spannung zu erhalten. In dieser Untersuchung wurde der Parameter zu  $a = 0,01$  mm<sup>2</sup> gewählt, siehe auch Brömer et al. [6].

Für den SSA werden die Strukturspannungsamplituden  $\Delta\sigma_s$  basierend auf den Spannungskonzentrationsfaktoren (SCF) ermittelt, die entweder mithilfe analytischer Formeln abhängig von der Geometrie des Knotens bzw. dem numerischen Modell durch Extrapolation entsprechend DNV-RP-C203 [1] entnommen werden können. Der analytische Ansatz ergibt einen Faktor im Bereich des Sattels von

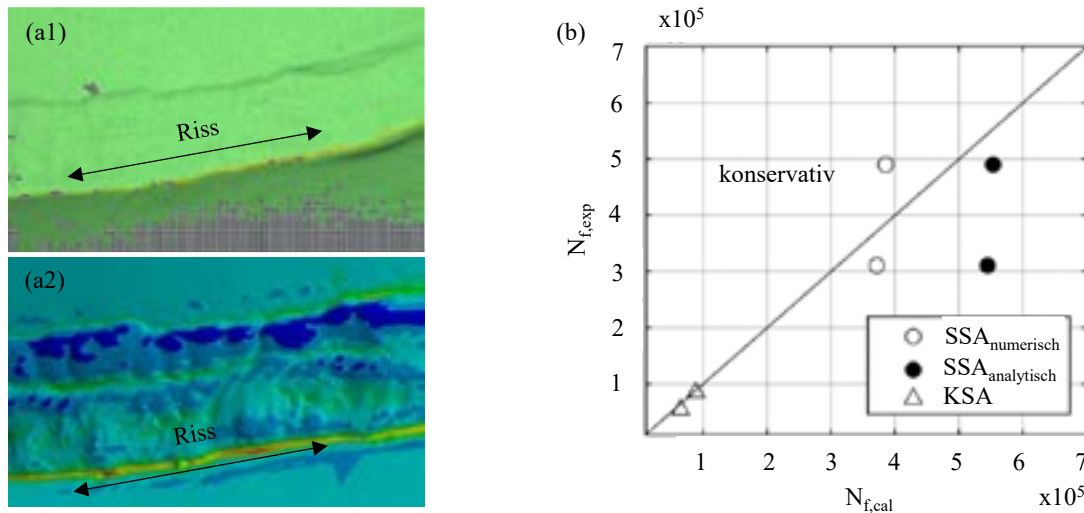
$$SCF_{a(c,s)} = 2,79 \quad (1)$$

und der Wert des numerischen Modells ist geringfügig höher mit:

$$SCF_{n(c,s)} = 3,15 \quad (2)$$

### 4 Ergebnisse und Fazit

Die Auswertung der Ermüdungsversuche und der DIC-Daten zeigt, dass die Orte der Rissinitiierung mithilfe der anschließenden numerischen Analyse für die untersuchten geschweißten Hohlprofilknoten vorhergesagt werden können, siehe Abbildung 2(a). Dabei ist zu beachten, dass meist nicht nur ein Riss, sondern mehrere Risse in kurzen Abständen entstehen, die mit der Zeit des Versuchs zusammenwachsen und sich entlang der Schweißnaht ausbreiten. In Abbildung 2(b) sind die Ergebnisse der Ermüdungsversuche nach Auswertung mit dem SSA und dem KSA dargestellt. Es ist anzumerken, dass mit dem KSA in Verbindung mit großen Bauteilen Lastspielzahlen bis zum technischen Anriss ermittelt werden können, während der SSA die gesamte Lebensdauer des Knotens bis zum Versagen abbildet.



**Abbildung 2: (a) Übereinstimmung der Rissinitiierung mit dem Ort des maximalen ermüdungsrelevanten Kerbfaktors und (b) Gegenüberstellung der berechneten und im Versuch ermittelten Lastspielzahlen für SSA und KSA.**

Abbildung 2 (b) vergleicht die Ergebnisse des SSA und KSA. Auf der x-Achse wird die berechnete Lastspielzahl dargestellt, also die Anzahl der Lastzyklen, die theoretisch durch die verschiedenen Ansätze vorhergesagt werden. Die y-Achse zeigt die experimentell ermittelte Lastspielzahl. Aus der Abbildung wird ersichtlich, dass sowohl mit dem KSA als auch mit dem SSA die Lastspielzahlen bis zum technischen Anriss beziehungsweise bis zum Bruch der geschweißten Hohlprofilknoten B1 und B2 ermittelt werden können. Der Vergleich zwischen den numerisch und analytisch ermittelten SCF zeigt, dass der analytische Wert ausschließlich nicht-konservative Lastspielzahlen liefert und somit die Versuchsergebnisse überschätzt werden. Der numerische SCF zeigt hingegen sowohl über- als auch unterschätzte Versuchsergebnisse. Grund für diese Beobachtung ist der Fakt, dass die analytischen SCF-Formeln primär für eine erste globale Ermüdungsbewertung basierend auf einer geometrischen Idealisierung geschweißter Hohlprofilknoten gedacht sind. Die Herleitung der Formeln erfolgte durch Versuchs- und FE-Daten mit dem Ziel, Mittelwerte zu repräsentieren und keine grundsätzlich konservativen Ergebnisse. Daher lässt sich schlussfolgern, dass die analytischen Formeln durchaus eine erste Orientierung zur Vorhersage aushaltbarer Lastspiele bieten können. Es sollte allerdings auf die Grenzwerte der Anwendung solcher analytischen Formeln geachtet werden. Besonders kritisch sind zum Beispiel große Dickenverhältnisse zwischen Gurt und Strebe oder hohe  $\beta$ -Werte [1].

Im Gegensatz dazu dient der KSA ausschließlich der Ermittlung von Lastspielzahlen bis zum technischen Anriss. Diese Werte stimmen jedoch mit den Versuchsergebnissen mit nur geringen Abweichungen überein. Zur Berechnung der Gesamtlebensdauer wäre eine Kombination der Ergebnisse mit denen bruchmechanischer Methoden notwendig, welche in weiteren Untersuchungen integriert werden könnten. Der aktuelle Stand zeigt, dass sich der numerische Aufwand lohnt, um die Lastspiele bis zum technischen Anriss basierend auf 3D-Scans mit dem KSA vorhersagen zu können.

In dieser Arbeit wurden geschweißte, X-förmige Hohlprofilknoten mit einer innovativen Analyseverfahren untersucht. Dies umfasste 3D-Scans, Ermüdungsversuche und numerische Auswertungen, um wichtige Erkenntnisse zu gewinnen. Ziel war es neben der Anwendung des SSA, modifizierte Schweißnähte mithilfe des KSA in die Ermüdungsanalyse zu integrieren. So wurden elastische Kerbformzahlen verfeinert, um effektive Kerbformzahlen zu bestimmen und die Lastzyklen bis zum Versagen der Probe bzw. bis zum technischen Anriss von 40 mm zu ermitteln.

## 5 Danksagung

Diese Studie ist Teil Verbundforschungsprojekts „SmartWeld – Innovatives Konstruktions- und Fertigungskonzept zur Steigerung des Leichtbaupotenzials in Stahlkonstruktionen“. Die Forschung wird vom Bundesministerium für Wirtschaft und Klimaschutz (Projekt-Nr. 03LB2022D) unterstützt.

### Literatur

- [1] DNV-RP-C203: “Fatigue design of offshore steel structures”, DNV, Oslo, 2024.
- [2] Hobbacher, A.: “Recommendations for Fatigue Design of Welded Joints and Components“, Cham: Springer; 2016.
- [3] DIN EN 1993-1-9: “Eurocode 3: Design of steel structures - Part 1-9: Fatigue“, Deutsches Institut für Normung e.V., Berlin, 2010.
- [4] Radaj, D.; Sonsino, C.: „Ermüdungsfestigkeit von Schweißverbindungen nach lokalen Konzepten“, Düsseldorf: DVS Verlag, 2000.
- [5] DIN EN 1090-2: “Ausführung von Stahltragwerken und Aluminiumtragwerken – Teil 2: Technische Regeln für die Ausführung von Stahltragwerken“, Deutsches Institut für Normung e.V., Berlin, 2024.
- [6] Brömer, T.; Widerspan, V.; Shojai, S. und Ghafoori, E.: „Enhanced Local fatigue Approach for Welded Tubular Joints using 3D Digital Scans and Implicit Gradient Model“, In: International Journal of Fatigue, 2025.
- [7] Taylor, D.: “The theory of critical distances. A new perspective in fracture mechanics“, Amsterdam, London: Elsevier, 2010.
- [8] Radaj, D.; Lazzarin, P.; Berto, F.: “Generalised Neuber concept of fictitious notch rounding“, In: International Journal of Fatigue 51, S. 105–115, 2013.
- [9] Peerlings, R. H.; Borst, R. de; Brekelmans, W. A. M.; Vree, J. H. P. de: “Computational Modelling of Gradient-Enhanced Damage for Fracture and Fatigue Problems“, In: David Roger Jones Owen und E. Oñate (Hg.): Computational plasticity. Fundamentals and applications; proceedings of the fourth international conference held in Barcelona, Spain, 3th - 6th April, 1995, Swansea: Pineridge Press (Computational plasticity: fundamentals and applications), S. 975–986.

## Werkstoffwahl für Brückenlager unter Ermüdungsbeanspruchung: Erweiterung der bestehenden Normen durch Großbauteilversuche

Natalie Hoyer, M.Eng.<sup>1</sup> und Prof. Dr.-Ing. Bertram Kühn<sup>2</sup>

<sup>1</sup>Technische Hochschule Mittelhessen, Fachgebiet Stahl-, Verbund- und Brückenbau  
Wiesenstraße 14, 35360 Gießen, Deutschland  
E-Mail: natalie.hoyer@bau.thm.de

<sup>2</sup>Technische Hochschule Mittelhessen, Fachgebiet Stahl-, Verbund- und Brückenbau  
Wiesenstraße 14, 35390 Gießen, Deutschland  
E-Mail: bertram.kuehn@bau.thm.de

### Zusammenfassung

Bei der Auswahl geeigneter Stahlwerkstoffe für Brückenlager stößt die bestehende Normung hinsichtlich Zähigkeit und Ermüdungsbeanspruchung derzeit bisweilen an ihre Grenzen. Vor diesem Hintergrund wurde ein Forschungsprojekt vom Deutschen Zentrum für Schienenverkehrsforschung initiiert. Ein zentraler Bestandteil dieses Projekts sind Großbauteilversuche, in denen an repräsentativen Lagerkomponenten künstlich Sprödbbruch herbeigeführt wird, um theoretische Modelle und numerische Simulationen zu validieren. Dieser Beitrag stellt die methodische Vorgehensweise dieser Versuche vor und präsentiert erste Ergebnisse, die auf ein ausgeprägtes Rissauffangvermögen der untersuchten Probekörper hinweisen. Die Erkenntnisse bilden die Grundlage für eine zukünftige Anpassung der Normung zur sicheren Auswahl von Stahlwerkstoffen für Brückenlager.

### 1 Einleitung

Die Bemessung und Auslegung von Brückenlagern gemäß DIN EN 1337 sowie den relevanten Abschnitten der DIN EN 1993 erfordert zunehmend die Verwendung von dicken Platten, insbesondere bei Brücken mit großen Spannweiten. Diese Plattendicken überschreiten jedoch häufig die in der nationalen Anlage der DIN EN 1993-2 festgelegten Grenzwerte. Darüber hinaus erfordert die Einhaltung der Anforderungen der DIN EN 1993-1-10 hinsichtlich der Materialzähigkeit und der Eigenschaften über die gesamte Dicke eines Bauteils hinweg weitere Anpassungen. Diese Rahmenbedingungen erschweren eine direkte Anwendung bestehender Normen auf die Auswahl und Auslegung geeigneter Lagerwerkstoffe und erfordern zusätzliche Bemessungsregeln und technische Leitlinien.

Um diesem Umstand Rechnung zu tragen, wurde 2011 eine Empfehlung zur Regelung der Auswahl geeigneter Stahlsorten für Lagerbauteile [1] entwickelt. Vor Beginn des diesem Beitrag zugrundeliegenden Forschungsprojektes, gefördert vom Deutschen Zentrum für Schienenverkehrsforschung (DZSF), war diese Empfehlung nur als technische Mitteilung verfügbar. Seit Juli 2023 ist sie in die Richtlinie 804 der Deutschen Bahn integriert. Neuere Untersuchungen

zeigen indes, dass bestimmte Brückenlagerkomponenten mitunter nicht mehr vernachlässigbaren Ermüdungsbelastungen ausgesetzt sind, welche bei der Konstruktion, der Materialauswahl und der Ermüdungsbemessung berücksichtigt werden müssen [2], [3], [4].

Vor diesem Hintergrund hat das Deutsche Zentrum für Schienenverkehrsforschung ein Forschungsprojekt initiiert, dessen Ziel es ist, einen Vorschlag zur Erweiterung der aktuellen Normen zu entwickeln. Damit soll eine adäquate Auswahl von Stahlwerkstoffen für Brückenlager sichergestellt werden, um auch bei dicken Blechen und Bauteilen, die spezifischen Ermüdungsbelastungen ausgesetzt sind, ein plötzliches Versagen ohne Vorankündigung infolge Sprödbruch zu vermeiden.

Im Rahmen des Forschungsprojektes werden auch Großbauteilversuche durchgeführt, bei welchen an repräsentativen Brückenlagerbauteilen künstlich Sprödbruch herbeigeführt wird. Dieser Beitrag stellt die methodische Vorgehensweise dieser Versuche vor und präsentiert erste Forschungsergebnisse der durchgeführten Bauteilversuche.

## 2 Experimentelle Untersuchungen

Die geplanten und zum Teil bereits durchgeführten Großbauteilversuche haben zum Ziel, eine möglichst genaue Kalibrierung und Absicherung der theoretischen Betrachtungen und Berechnungsergebnisse, resultierend aus Finite-Elemente-Simulationen und analytischen Berechnungen, zu ermöglichen. Hierzu werden insgesamt 15 Versuche herangezogen, wobei sowohl achsensymmetrische als auch rotationssymmetrische Auflagertypen experimentell untersucht werden. Zusätzlich wird die erforderliche Materialzähigkeit im Hinblick auf die Auswirkungen des Schweißens bewertet. Insgesamt werden fünf verschiedene Lagerkomponenten sowie zwei Stahlsorten getestet, um die Anwendbarkeit des Konzepts auf andere Lagertypen und Stahlvarianten sicherzustellen. Tabelle 1 bietet eine Übersicht über das Versuchsprogramm.

**Tabelle 1 Versuchsmatrix der Großbauteilversuche**

Anzahl der Versuche	Lagertyp	Komponente	Stahlgüte & Stahlsorte	Ziel der Prüfung
3	-	Ankerplatte	S355 J2+N	Kalibrierung
3	Kalottenlager, rotationssym.	Lageroberteil, gefräst	S355 J2+N	Versuche an maßgebend kritischen Lagerteilen
3	Kalottenlager, achsensym.			
3	Kalottenlager, achsensym.	Lageroberteil, geschweißt	S355 J2+N	Einfluss des Fügens durch Schweißung
3	Kalottenlager, achsensym.	Lagerunterteil	S355 ML/NL	Übertragen und Validieren

Das grundlegende Verfahren zur Durchführung und Auswertung der Großbauteilversuche kann der schematischen Abbildung 1 entnommen werden. In der Anfangsphase, dem sogenannten Vorversuch, wird mittels Funkenerosion eine Startkerbe in die Probe eingebracht. Die Geometrie dieser Kerbe ist so gestaltet, dass sie den theoretischen Annahmen hinsichtlich des Anfangsrisses möglichst genau entspricht. Anschließend kommt es analog zu kleinteiligen Bruchmechanikversuchen zum Einschwingen des Ermüdungsrisses unter einer dynamischen Lasteinwirkung. Erzeugt wird dadurch eine scharfe Kerbe, die einem Ermüdungsriss ähnelt. Dieser Prozess wird fortgesetzt, bis der Riss eine vorab definierte Risslänge erreicht hat.

Sobald diese berechnete Risslänge, am Punkt kurz vor dem Übergang des stabilen Risswachstums in das instabile Risswachstum, erreicht ist, startet der so genannte Hauptversuch. Die Probe wird zunächst auf eine Temperatur abgekühlt, bei welcher ein sprödes

Materialversagen zu erwarten ist. Anschließend wird auf die Probe eine quasi-statische Beanspruchung aufgebracht, bis ein Bruch auftritt. Diese Beanspruchung ist dabei analog zu einer realen Horizontalkraft-Beanspruchung an einer Festhaltekonstruktion in einem Lager so orientiert, dass diese auf die Kolbendruckkraft auf die Knagge der Festhaltung drückt und damit eine Biegebeanspruchung an der kritischen Kerbstelle mit Biegezugbeanspruchung auf der Seite entsteht, an dem die Anfangskerbe und der daraus entwickelte Ermüdungsriss liegt.

## Vorversuch

- Künstlich erzeugten Anfangsfehler einbringen
- Einschwingen des Ermüdungsrisses unter dynamischer Last

## Hauptversuch

- Probekörper abkühlen auf Temperatur im Sprödbereich
- Quasi-statische Beanspruchung aufbringen



**Abbildung 1: Versuchsablauf**

Die lokale Dehnung wird während der gesamten Versuchsdauer mittels Dehnungsmessstreifen überwacht und aufgezeichnet. Das Risswachstum wird mit Hilfe der Potentialmessmethode verfolgt.

## 3 Ergebnisse

Nachfolgend sind die Ergebnisse der ersten durchgeführten Bauteilversuche angeführt.

### 3.1 Tastversuche an Ankerplatten

Erste Ergebnisse der Tastversuche an Ankerplatten zeigten die Durchführbarkeit des zuvor beschriebenen Verfahrens zur Herbeiführung eines spröden Bauteilversagens. Exemplarisch veranschaulicht Abbildung 2 hierzu die Bruchfläche des zweiten Probekörpers dieser Tastversuchsreihe. Deutlich erkennbar ist die mittels Funkenerosion eingebrachte Anfangskerbe am unteren Blechrand, die Schadensausbreitung unter dynamischer Belastung sowie der anschließend spröde Bruch des verbleibenden Querschnitts. Die sichtbare Rastlinie wurde mittels des chemischen Ätzmittels Nital erzeugt und dient der Validierung der mit der Potentialmethode ermittelten Risslängenmessungen.



**Abbildung 2: Bruchoberfläche des Probekörpers des zweiten Tastversuches**

### 3.2 Lageroberteil, gefräst, achsensymmetrisch

Die ersten beiden parallel getesteten Probekörper (Lageroberteil, gefräst, achsensymmetrisch) zeigten unter einer dynamischen Belastung von  $\Delta\sigma = 78 \text{ N/mm}^2$  ( $R = 0,025$ ) je Probekörper ein Risswachstum der anfänglich eingebrachten Kerbe in die Bauteiltiefe der Probekörper hinein. Nach Erreichen der rechnerisch prognostizierten Risstiefe kurz vor dem Übergang in instabiles Risswachstum wurden die Proben auf  $-17^\circ\text{C}$  bzw.  $-20^\circ\text{C}$  abgekühlt und statisch belastet. Trotz

maximaler Prüfmaschinenlast von 2.000 kN trat kein sprödes Versagen ein; äußerlich war keine plastische Verformung erkennbar.

**1. Arbeitshypothese:** Rissgröße nicht ausreichend tief und/oder nicht ausreichend niedrige Temperatur während statischer Belastung.

In einem zweiten Belastungszyklus wurde anschließend erneut eine dynamische Beanspruchung aufgebracht. Nach über zwei Millionen Lastwechseln sowie einer Erhöhung der Belastung auf  $\Delta\sigma = 82 \text{ N/mm}^2$  ( $R = 0,023$ ) je Probekörper zeigte sich kein weiteres Risswachstum. Ein anschließender zweiter statischer Belastungstest, welcher bei deutlich tieferen Kühltemperaturen von  $-101^\circ\text{C}$  und  $-95^\circ\text{C}$  erfolgte, führte ebenfalls zu keinem Versagen.

**2. Arbeitshypothese:** Aufbringen einer Überlast bei einer zu geringen tiefen Bauteiltemperatur im Zuge des ersten statischen Versuchs bedingt eine große Plastifizierung an der Risspitze. Das in der Folge entstandene Eigenspannungsfeld um die Risspitze herum führt dazu, dass das weitere Risswachstum verhindert wird.

Bei einem weiteren Versuch zweier neuer Probekörper, deren Rissgröße tiefer war als die der zuvor getesteten Proben sowie einer noch tieferen Prüftemperatur im statischen Belastungsversuch, führte das Aufbringen einer Gesamtlast von 1.425 kN unter lautem Knall zu einem schlagartigen Versagen von einem der Probekörper. Wie Abbildung 3 zu entnehmen ist, handelt es sich bei diesem Versagen um einen Trennriss, welcher jedoch nicht als Durchriss verzeichnet werden kann.



**Abbildung 3: li.: Trennriss entlang der Innenkante; re.: Seitenansicht des Trennrisses**

**3. Arbeitshypothese:** Die Zähigkeit des Materials führt selbst unter den extremen Bruchbedingungen im Versuch dazu, dass die Probe nicht vollständig versagt, sondern noch ein Rissauffangvermögen im restlichen Material vorliegt.

Ein darauffolgender Versuch an der gleichen Lagergeometrie konnte vorerst diese dritte Arbeitshypothese bestätigen. Wieder kam es zu einem schlagartigen Versagen, welches jedoch nicht zum vollständigen Abriss der belasteten Knagge führte.

#### **4 Fazit und Ausblick**

Die derzeit durchgeführten Versuche an achsensymmetrischen, gefrästen Lageroberteilen zeigen, dass selbst unter extremen Belastungs- und Tieftemperaturbedingungen kein vollständig sprödes Versagen der Probekörper erzielt werden konnte, was auf ein ausgeprägtes Rissauffangvermögen des Materials hinweist. Auch bei stark fortgeschrittenen Rissen kam es nur zu teilweisem Versagen einzelner Proben. Zur Überprüfung und Validierung dieser Hypothesen werden weitere Bauteilversuche durchgeführt, deren Ergebnisse der Feinkalibrierung aufgestellter Simulationsmodelle dienen. Auf dieser Grundlage wird anschließend das Auftreten der kritischen Spannungsintensität bei einer bestimmten Temperatur und damit das Werkstoffversagen im Großbauteilversuch für verschiedenste Parametervariationen in einer umfassenden Parameterstudie vorausgesagt. Darauf aufbauend ist schlussendlich der Vorschlag zur Erweiterung bestehender Regelwerke in Aussicht gestellt.

## 5 Danksagung

Herzlichen Dank an das Deutsche Zentrum für Schienenverkehrsforschung (DZSF) für die Unterstützung und finanzielle Förderung dieses Forschungsprojekts. Dank gebührt auch allen Mitgliedern der Arbeitsgruppe, die das Projekt begleitet, insbesondere dem Unternehmen Maurer SE für die Bereitstellung der Probekörper, der IWT Solutions AG für die Materialanalysen sowie dem Ingenieurbüro Dr.-Ing. Markus Porsch für die Analyse der Ermüdungseffekte.

## 6 Literatur

- [1] Feldmann, M., Eichler, B., Sedlacek, G. et al (2012). JRC scientific and policy reports: Choice of steel material for bridge bearings to avoid brittle fracture (Background documents in support to the implementation, harmonization and further development of the Eurocodes). European Commission. Joint Research Centre.
- [2] Bewersdorff, S., Kina, J., Liebelt, M., Porsch, M., Schackenberg, R. (2019). Entwicklung eines neuen Lagertyps für den Eisenbahnbrückenbau. *Stahlbau*, 88(2), 105-127.
- [3] Hanswille, G., Heine, B., Porsch, M., Schmitz, C. (2015). Lageraustausch an den Stabbogenbrücken im Zuge der BAB A1 über den Dortmund-Ems-Kanal bei Ladbergen. *Stahlbau*, 84(10), 721-743.
- [4] Porsch, M. (n.d.). Gutachterliche Stellungnahme zur Frage der Normalkraftbeanspruchungen der Längsfesthaltungen W/o – LR1/LR2 (EÜ Stockstadt, Überbau Nord-Ost, Widerlager Mainaschaff). Paderborn. „unpublished“

## Systemzuverlässigkeit von Stahlbrücken unter Berücksichtigung der plastischen Umlagerungsfähigkeit

Nils Lütke<sup>1</sup> und Prof. Dr.-Ing. Karsten Geißler<sup>1</sup>

<sup>1</sup> Fachgebiet Entwerfen und Konstruieren – Stahlbau, Gustav-Meyer-Allee 25, 13355 Berlin,  
Technische Universität Berlin, Deutschland  
E-Mail: nils.luetke@tu-berlin.de

### Zusammenfassung

Die Berechnung der Zuverlässigkeit von Brücken erfolgt i. d. R. auf Grundlage von Bauteilnachweisen. Oftmals verfügen die Systeme aber durch die Umlagerungsfähigkeit innerhalb des Systems über Tragreserven, die bei rechnerischer Berücksichtigung zu einer reduzierten Versagenswahrscheinlichkeit für das System führen. Durch eine nichtlineare Berechnung des Tragwerks können diese Effekte quantifiziert und im Rahmen der Zuverlässigkeitsberechnung widerstandsseitig berücksichtigt werden. Diese Tragreserven sind bei der Bestandsbewertung von teils großer Relevanz. Im Beitrag wird eine Methode zur Berechnung der Systemzuverlässigkeit mit einer Traglastiteration vorgestellt und exemplarisch an einer Stahlbrücke angewendet.

### 1 Einleitung

Im Grenzzustand der Tragfähigkeit werden die einzelnen Bauteile i. d. R. auf Grundlage der Querschnitts- und Stabilitätsnachweise bemessen bzw. nachgerechnet. Dabei bleiben systemische Effekte, etwa Umlagerungen infolge von Fließgelenkbildungen, weitestgehend außer Acht. Die Zuverlässigkeit wird ebenfalls auf Basis (lokaler) Versagenswahrscheinlichkeiten auf Bauteilebene ermittelt, obwohl die Systemzuverlässigkeit nicht nur durch die Zuverlässigkeit einzelner Bauteile, sondern auch durch die Reaktion des Systems auf lokale Effekte wie Plastizierungen im Stahlbau oder Rissbildungen im Stahlverbundbau beeinflusst wird. Im Rahmen des Beitrags wird der Einfluss der Umlagerungsfähigkeit auf die Zuverlässigkeit bestehender Brückentragwerke untersucht. Das Ziel ist die Bewertung der Brücken unter Berücksichtigung der Tragreserven, die sich aus dem Systemverhalten ergeben.

### 2 Systemversagen von Serien- und Parallelsystemen

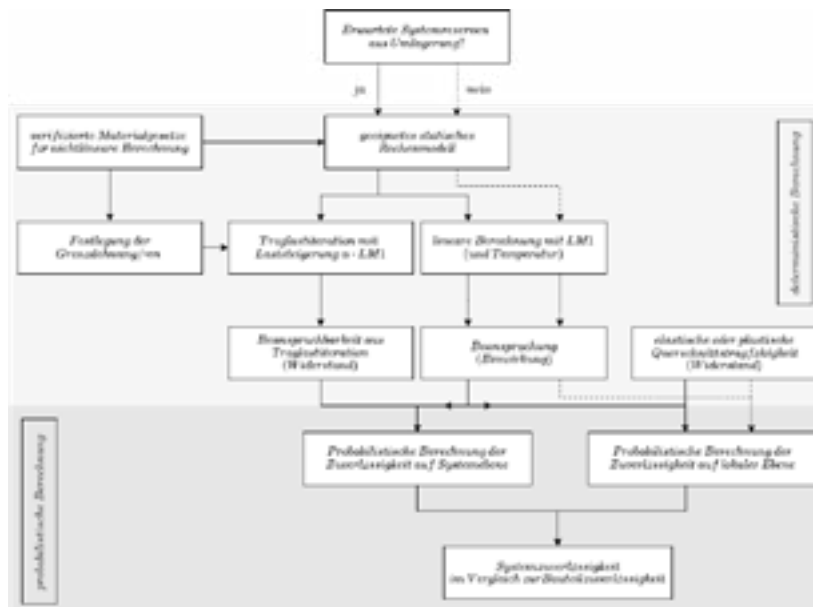
Zur Berechnung von Beanspruchungen (der Systemantwort auf Einwirkungen) werden Tragwerke als statische Systeme modelliert. Statische Systeme verfügen über unterschiedliche Versagensmechanismen, die durch  $n$  verschiedene Grenzzustände dargestellt werden können. Jede Grenzzustandsgleichung ist von  $m$  Variablen abhängig, wobei üblicherweise eine gewisse Korrelation zwischen den einzelnen Parametern besteht [1]. Für die gemeinsame Bewertung der Grenzzustandsgleichungen eines Systems unterscheidet die Zuverlässigkeitstheorie zwischen Serien- und Parallelsystemen. Der grundlegende Unterschied besteht darin, dass bei einem Seriensystem das Überschreiten eines einzelnen Grenzzustands zum Ausfall des Gesamtsystems führt. Die Versagenswahrscheinlichkeit wird somit durch das schwächste Element bestimmt. Die Duktilität einzelner Komponenten ist dabei unerheblich, da innerhalb des Systems keine Umlagerungen erfolgen können [2]. Ein Parallelsystem zeichnet sich dadurch aus, dass ein Versagen erst eintritt, wenn sämtliche Grenzzustände überschritten werden. Die Wahrscheinlichkeit des Systemversagens wird somit maßgeblich durch das am wenigsten beanspruchte Element bestimmt. Da für die Nutzung der Vorteile von Parallelsystemen Umlagerungen erforderlich sind, ist

eine ausreichende Duktilität der Einzelkomponenten erforderlich. Bei sprödem Versagen sind Umlagerungen nicht oder nur in unzureichendem Maße möglich, was zu einer raschen Versagensabfolge führen würde. Die Versagenswahrscheinlichkeit des Gesamtsystems wird nicht nur von der logischen Verknüpfung der einzelnen Elemente, sondern auch von deren stochastischer Abhängigkeit beeinflusst, welche durch den Korrelationskoeffizienten  $\rho_{ij}$  beschrieben werden kann. Die System-Versagenswahrscheinlichkeit kann mithilfe analytischer Methoden durch obere und untere Schranken beschrieben werden, siehe [1, 3, 4].

Als alternative (numerische) Methode können nichtlineare Tragwerksberechnungen unter schrittweiser Erhöhung der Einwirkungen durchgeführt und ausgewertet werden. In einem Folgeschritt kann dann die Systemzuverlässigkeit unter Berücksichtigung dieser nichtlinearen Systemantwort berechnet werden.

### 3 Methode zur Ermittlung der Systemzuverlässigkeit nach Traglastiteration

Das angewandte Verfahren ist in Abbildung 1 durch ein Ablaufdiagramm dargestellt. Zunächst wird das Bauwerk ingenieurtechnisch auf die Möglichkeit der Aktivierung von Systemreserven durch Umlagerungen überprüft.



**Abbildung 1: Vorgehensweise zur Ermittlung der Systemzuverlässigkeit**

Grenzdehnung wird hierbei mit Erreichen der Zugfestigkeit auf  $\epsilon_u = 16,53\%$  festgelegt. Die aus den Modellierungs- und Materialansätzen resultierende Systemwirkung ist konsequent mittels Verifizierung abzusichern. Hierzu empfiehlt sich die Nachrechnung verfügbarer Bauteilversuche.

Nach Erstellung des Rechenmodells für die Brücke werden zunächst die Beanspruchungen infolge des Eigengewichts sowie der charakteristischen Einwirkung LM1 berechnet. Die resultierenden Beanspruchungen entsprechen der Einwirkungsseite der Grenzzustandsgleichung. Mit demselben Rechenmodell erfolgt weiterhin eine Traglastiteration mit sukzessiver Erhöhung des LM1 ( $\alpha \cdot LM1$ ) bis zum Erreichen der Grenzdehnungen im Stahlquerschnitt. Auf Basis der Spannungsverläufe im Querschnitt und der bezogenen Biegesteifigkeit  $EI_y$  lassen sich die Lasterhöhungsfaktoren für das Erreichen relevanter Zustände bestimmen. Bevor mit den deterministischen Ergebnissen aus der nichtlinearen Berechnung eine probabilistische Analyse nach der Zuverlässigkeitstheorie 1. Ordnung (FORM) durchgeführt werden kann, müssen die für die Grenzzustände relevanten Beanspruchungen aus der Traglastiteration ausgewertet werden. Diese zusätzlichen Reserven werden vorläufig dem Widerstandsmoment  $M_R$  (s. Gleichung (1)) hinsichtlich der Auswertung der Grenzzustandsgleichung zugeordnet.

Besonderes Augenmerk ist auf die Modellbildung sowie die Auswahl von geeigneten Materialarbeitslinien zu richten. Im derzeit noch als Entwurf vorliegenden EC3-1-14 ist für die materiell-nichtlineare Berechnung von Baustahl ein quad-lineares Materialmodell mit Fließplateau und Verfestigung vorgesehen. Nach Validierung dieses quad-linearen Modells für S355 anhand von Spannungs-Dehnungs-Kurven verschiedener Stähle aus [5], kann das quad-lineare Materialgesetz für die nichtlineare Berechnung von Stahltragwerken angesetzt werden. Die

## 4 Exemplarische nichtlineare Traglastiteration einer Stahlbrücke

Für die im Folgenden untersuchte zweifeldrige Deckbrücke (s. Abbildung 2) mit zwei offenen Hauptträgern und orthotroper Fahrbahnplatte besteht sowohl eine Umlagerungsmöglichkeit in Längsrichtung als auch zwei in Querrichtung, bevor das System kinematisch wird. Die genaue Reihenfolge des Auftretens der Fließgelenke lässt sich lediglich abschätzen, was jedoch für die iterative Bestimmung der Traglast nicht von wesentlicher Bedeutung ist. Für die Brücken wurde ein dreidimensionales Stabmodell erstellt. Dieses Modell wurde sowohl linear-elastisch als auch unter Anwendung einer nichtlinearen Traglastiteration bei einer Laststeigerung des LM1 berechnet. Zur realitätsnahen Berechnung kommt die Fließzonenmethode zur Anwendung, die im Vergleich zur Fließgelenktheorie zu präziseren Ergebnissen führt, da die Plastifizierung nicht auf einen einzelnen Querschnittsort beschränkt ist. Durch die Modellierung als reines Stabsystem kann



**Abbildung 2: Ausbildung der Fließzonen bei Erreichen von  $\epsilon_u$**

anhand der effektiven Biegesteifigkeit aus der nichtlinearen Berechnung direkt die Ausprägung von Fließzonen beobachtet werden, s. Abbildung 2. In der entstehenden Fließzone ist eine weitere signifikante Laststeigerung nicht möglich, gleichwohl sind dort zusätzliche plastische Verformungen der Elemente zulässig, während die Beanspruchungen vom Stützquerschnitt in Richtung Feld sowie zum zweiten Hauptträger umgelagert werden. Erst nach vollständiger Ausbildung von Fließgelenken an sämtlichen Umlagerungsstellen, tritt ein Versagen des gesamten Systems ein, s. Abbildung 3. Fallweise zusätzlich zu berücksichtigende Effekte aus Stabilität oder Ermüdung werden hier zunächst ausgeklammert.

## 5 Probabilistische Zuverlässigkeitsanalyse

Auf Basis der deterministischen Ergebnisse aus den Berechnungen am Tragsystem wird eine probabilistische Analyse unter Anwendung der Zuverlässigkeitstheorie 1. Ordnung durchgeführt. Hierzu erfolgt zunächst die Formulierung der relevanten Grenzzustandsgleichung. Für die betrachtete Stahlbrücke kann die Grenzzustandsgleichung für ein Biegeversagen unter Vernachlässigung des Temperaturanteils sowie weiterer nicht relevanter Beanspruchungen nach Gleichung (1) beschrieben werden.

$$g(x) = \theta_R \cdot M_R - \theta_E \cdot (M_g + M_{LM1}) \quad (1)$$

Im ersten Schritt erfolgt die Bewertung der Zuverlässigkeit einer Systemkomponente, siehe [6]. Dabei werden die Querschnittswerte sowie die Beanspruchungen aus Eigengewicht als konstant angenommen, was für bestehende Bauwerke aufgrund der Nachkontrollierbarkeit als angemessen gilt. Die Beanspruchungen aus dem LM1 basieren auf einer Wiederkehrperiode von 1000 Jahren [7] und werden über eine Extremwertverteilung Typ I (Gumbel) abgebildet. Da die Zuverlässigkeitsanalyse für einen Zeitraum von 50 Jahren durchgeführt werden soll, ist es erforderlich, die 1000-Jahres-Extremwertverteilung auf den Bezugszeitraum von 50 Jahren umzurechnen, siehe [1]. Die probabilistische Auswertung der Grenzzustandsgleichung ergibt für den maßgebenden Querschnitt der Stahlbrücke einen Zuverlässigkeitsindex von 3,90 bei einem Bezugszeitraum von 50 Jahren.

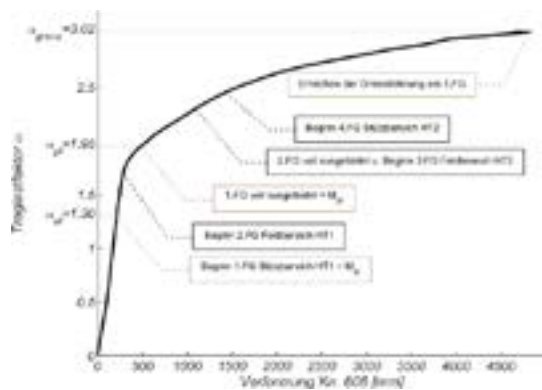
Im zweiten Schritt erfolgt die Berechnung der Systemzuverlässigkeit. Hierzu wird das jeweilige Stützmoment aus dem Modell bei Erreichen der elastischen Tragfähigkeit bei  $\alpha_{el} = 1,30$ , der plastischen Tragfähigkeit bei  $\alpha_{pl} = 1,95$  und der Grenztragfähigkeit bei  $\alpha_{grenz} = 3,02$  ermittelt. Diese Momente werden für die Auswertung der Zuverlässigkeit gemäß der Grenzzustandsgleichung – vorläufig vereinfacht – als Widerstandsmomente herangezogen. In einem Zwischenschritt wird daraus die maximal aufnehmbare Spannung berechnet, die dem charakteristischen Wert der für Baustahl angenommenen logarithmischen Normalverteilung (LNV) entspricht. Da der charakteristische Wert als 5%-Quantil angenommen wird, kann nach den in [1] angegebenen

Gleichungen der Mittelwert bestimmt werden. Dieser dient anschließend als Grundlage für die Zuverlässigkeitsberechnung. Die Standardabweichung wird mithilfe einer interpolierten Varianz, basierend auf den für  $f_y$  und  $f_u$  in [8] angegebenen Werten, ermittelt. Die Ausgangsdaten für die Systemzuverlässigkeitsberechnung sind in Tabelle 1 für die drei untersuchten Zustände dargestellt. Zusätzlich erfolgt ein Vergleich mit den bislang verwendeten Werten für die Streckgrenze. Die Zustände Z0 und Z2 repräsentieren dabei die Zuverlässigkeit der lokalen Komponenten unter plastischer Querschnittsausnutzung, während Z3 die Zuverlässigkeit des Gesamtsystems unter Umlagerung abbildet. Der Zuverlässigkeitsindex für das plastische Querschnittsversagen, vorläufig vereinfacht berechnet über das Widerstandsmoment des Modells, beträgt 3,75. Dies weicht von dem zuvor analytisch ermittelten Zuverlässigkeitsindex von 3,90 etwas ab, was u. a. auf den Ansatz des ausgeprägten Fließplateaus im Materialgesetz zurückzuführen ist.

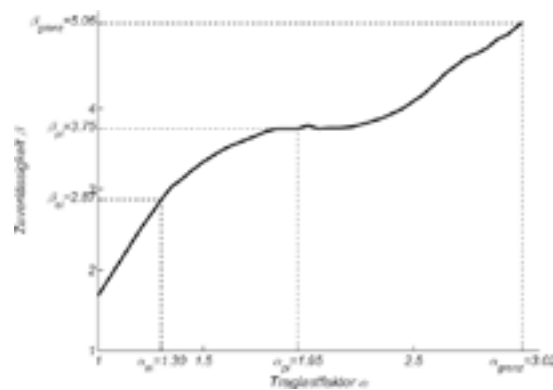
**Tabelle 1: Annahmen für die Wahrscheinlichkeitsverteilungen der Widerstandsseite**

	Basisvariable	Einheit	Bez.	m	$\sigma$	v	f(x)	Quelle
Z0	Streckgrenze S355	[N/mm <sup>2</sup> ]	$f_y$	399,0	27,93	0,070	LNV	JCSS [8]
Z1	$\alpha_{el} = 1,30$ bei M = 14.115 kNm	[N/mm <sup>2</sup> ]	$f_{\alpha_{el}}$	346,6	28,35	0,082	LNV	Modell
Z2	$\alpha_{pl} = 1,95$ bei M = 16.196 kNm	[N/mm <sup>2</sup> ]	$f_{\alpha_{pl}}$	391,0	28,11	0,072	LNV	Modell
Z3	$\alpha_{grenz} = 3,02$ bei M = 20.056 kNm	[N/mm <sup>2</sup> ]	$f_{\alpha_{grenz}}$	469,3	25,12	0,054	LNV	Modell

Im Vergleich dazu zeigt die Berechnung der Systemzuverlässigkeit mit  $\beta_{sys} = 5,06$ , dass eine signifikant höhere System-Zuverlässigkeit gegenüber der (lokalen) Bauteil-Zuverlässigkeit, bedingt durch die Umlagerungsfähigkeit des Systems, möglich ist. In Abbildung 4 ist der Zuverlässigkeitsindex in Abhängigkeit vom Traglastfaktor dargestellt.



**Abbildung 3: Last-Verformungskurve mit relevanten Zuständen**



**Abbildung 4: Zuverlässigkeit in Bezug zum Traglastfaktor**

## 6 Ergebnis und Fazit

Die rechnerische Zuverlässigkeit einer Stahlbrücke kann durch Umlagerungen im Tragsystem deutlich erhöht werden. Dabei ist die präzise Beschreibung der Materialeigenschaften im nichtlinearen Bereich von wesentlicher Bedeutung für die Aussagekraft der Ergebnisse. Darüber hinaus lässt sich die Einwirkungsseite der Grenzzustandsgleichung durch die Erfassung gemessener Beanspruchungen am Bauwerk durch ein Monitoring präziser definieren und somit das Beanspruchungsniveau der Brücke unter realen Bedingungen abbilden, daran wird aktuell gearbeitet. Im Zusammenhang mit dem Bauwerksmonitoring bietet sich weiterhin die Durchführung von Belastungsfahrten zur Verifizierung der Parameter des FE-Modells an.

Die vorgeschlagene Methode lässt sich auf weitere Bauweisen wie Spannbeton- oder Verbundbrücken erweitern.

## Danksagung

Der Deutschen Forschungsgemeinschaft (DFG) wird für die Unterstützung der Grundlagenforschung in diesem Bereich durch das Projekt „Methoden zur Bewertung bestehender Tragwerke unter Berücksichtigung gemessener Beanspruchungen“ (Projekt-Nr. 280831118) gedankt.

## Literatur

- [1] Spaethe, G.: Die Sicherheit tragender Baukonstruktionen. 2., Neubearb. Aufl. Springer. Wien. 1992.
- [2] Geißler, K.: Sicherheit, Robustheit, Duktilität, Ermüdungssicherheit und Dauerhaftigkeit der Tragwerke – eine Grundsatzdiskussion, Stahlbau, Bd. 88, Nr. 3, S. 270–293, März 2019.
- [3] Thoft-Christensen, P.; Murotsu, Y.: Application of Structural Systems Reliability Theory. Springer Berlin Heidelberg. Berlin, Heidelberg. 1986.
- [4] Murotsu, Y., Okada, M., Yonezawa, M. & Taguchi, K.: Reliability Assessment of Redundant Structures. Structural Safety and Reliability. ICOSSAR 81. Amsterdam. 1981.
- [5] Deutscher Stahlbau-Verband DSTV, Hrsg.: Stahlbau Handbuch: Für Studium und Praxis. Band 1 Teil A. 3. Aufl. Stahlbau-Verlagsges. Köln. 1993.
- [6] Steffens, N.: Sicherheitsäquivalente Bewertung von Brücken durch Bauwerksmonitoring. 2019.
- [7] Merzenich, G. und Sedlacek, G.: Hintergrundbericht zum Eurocode 1 – Teil 3.2: Verkehrslasten auf Straßenbrücken. Bd. Heft 711. in Forschung Straßenbau und Straßenverkehrstechnik, vol. Heft 711. Bundesministerium für Verkehr. 1995.
- [8] Joint Committee on structural safety: JCSS: Probabilistic model code. 2015 2001.

## Einfluss von Freischnitten auf die Lebensdauer: Optimierung von geschweißten Längsträger-Querträgerstößen

Moritz Schäferhoff<sup>1</sup> und Bettina Brune<sup>1</sup>

<sup>1</sup> Lehrstuhl Stahlbau, August-Schmidt-Str. 6, Technische Universität Dortmund, Deutschland  
E-Mail: moritz.schaeferhoff@tu-dortmund.de

### Zusammenfassung

Im Stahl- und Verbundbrückenbau werden geschweißte Verbindungen zwischen Quer- und Längsträgern mit Freischnitten in den Eckbereichen ausgeführt, um Schweißnahtkreuzungen zu vermeiden und eine korrekte Passung der senkrecht zueinanderstehenden Bleche sicherzustellen. Freischnitte sind in Bestandsbrücken jedoch häufig Ausgangspunkte für Ermüdungsschäden, wobei Risse senkrecht zur Beanspruchung an der Schweißnaht entstehen und sich im Stahlquerschnitt ausbreiten. Dies wird unter anderem durch den mehrachsigen Spannungszustand, Spannungskonzentrationen am Freischnitt, strukturelle Kerben sowie unzureichende Schweißqualität oder unvollständige Schweißungen am besagten Freischnitt verursacht. An zyklischen Zugversuchen von Kreuzstößen mit und ohne Freischnitt wurde zunächst der Einfluss der Freischnitte auf die Ermüdungsfestigkeit untersucht. Es zeigte sich, dass bei Kreuzstößen ohne Freischnitt mit Spannungsschwingbreiten von mehr als 200 N/mm<sup>2</sup> bis zum Bruch eine höhere Ermüdungsfestigkeit erreicht wurde. Bei geringeren Schwingbreiten ist kaum eine Differenzierung möglich. Betrachtet man allerdings den Zeitpunkt des Anrisses, so tritt dieser bei Kreuzstößen mit Freischnitt deutlich später auf.

### 1 Einleitung

Geschweißte Verbindungen zwischen Quer- und Längsträgern werden im Stahlbrückenbau üblicherweise mit Freischnitten ausgeführt. Diese konstruktive Maßnahme ist seit Jahrzehnten Stand der Technik [1]. Die Freischnitte verhindern Nahtkreuzungen und ermöglichen durchlaufende Längsschweißnähte zwischen Steg und Gurt des Hauptträgers, was die Herstellung vereinfacht. In den letzten Jahren häufen sich jedoch Schadensfälle genau in diesen Bereichen (siehe Abb. 1 (a)).



**Abbildung 1: (a) Schadensbilder an Querträgerfreischnitten [SBN]; (b) Neuartiges Kerbdetail (angeschrägte, angefastete und verschweißte Querträgerrecke) [SBN]**

Infolge von zyklischer Beanspruchung entstehen Risse an den Umschweißungen und breiten sich sowohl im Grundmaterial als auch entlang der Schweißnaht aus. Ursachen sind lokale

Spannungskonzentrationen aufgrund der ungünstigen Geometrie des Freischnitts und Kerben an Nahtübergängen. Unregelmäßigkeiten wie Einbrandkerben oder unzureichende Umschweißung erhöhen die Rissanfälligkeit deutlich. Besonders die eingeschränkte Zugänglichkeit in den Ecken wirkt sich negativ auf die Schweißnahtqualität auch bei möglichen Instandsetzungsmaßnahmen aus. Das Konstruktionsprinzip des Freischnitts beruht jedoch auf Jahrzehnte langer Erfahrung.

Im Rahmen des Forschungsprojektes FOSTA P1782 wird zunächst der Einfluss der Freischnitte auf die Ermüdungsfestigkeit und die Lebensdauer untersucht. Darüber hinaus wurde durch den Forschungspartner Schachtbau Nordhausen GmbH (SBN) eine neuartige geschweißte Verbindung für die Eckausbildung von Hauptträger-Querträger-Anschlüssen entwickelt (siehe Abb. 1 (b)), die ebenfalls im Hinblick auf Werkstoffermüdung untersucht wird.

Zur Bewertung dieses Eckdetails wird ein stufenweises Versuchskonzept entwickelt, das auf modifizierten Kleinteilproben in Varianten basiert. Beginnend mit zyklisch zentrisch gezogenen Bauteilproben (Kreuzstoß) wird eine schrittweise Anpassung der Versuchsbedingungen vorgenommen. Die gewonnenen Erkenntnisse dienen als Grundlage für die Klassifizierung und Bewertung neuer Kerbfälle für das Eckdetail „ohne Freischnitte“.

## 2 Stand der Forschung und Motivation

Die zunehmenden Schäden im Bereich der Freischnitte verdeutlichen die Notwendigkeit einer Neubewertung ihrer konstruktiven Bedeutung. Forschungsergebnisse zu ähnlichen Kerbdetails zeigen, dass eine Eckschweißung ohne Freischnitt möglich ist, ohne sich negativ auf die Ermüdungsfestigkeit auszuwirken, wie bspw. der Steifenanschluss bei orthotropen Fahrbahnplatten [2] oder eingepasste Steifen mit Nahtkreuzungen in Trägern [3]. Für Anschlüsse von Querträgern an Brückenhauptträgern fehlen jedoch derart normative Festlegungen [2,4]. In neueren Untersuchungen wird der Verzicht auf Freischnitte bei modernen geschweißten Querträgeranschlüssen explizit empfohlen, da so kritische Spannungskonzentrationen vermieden werden [5].

Querträgeranschlüsse an den Längsträger werden üblicherweise mit Doppelkehlnähten ausgeführt. Maßgebend sind hierfür die Kerbfalkategorien 71 und 40 nach E DIN EN 1993-1-9, Tab. 10.6 [6]. Die Erfahrungen aus der Praxis zeigen jedoch, dass Wurzelrisse (KF40) an der Kehlnaht aufgrund der vorliegenden Spannungszustände selten entscheidend sind. Die Risse treten meist am Rand des Freischnitts oder an Kerben im Nahtübergang auf (siehe Abb. 1 (a)).

## 3 Kleinbauteilversuche unter zyklischer Beanspruchung

Zur Untersuchung des Einflusses von Freischnitten wurden am Institut für Bauforschung der TU Dortmund zyklische Versuche an bauteilähnlichem Kerbdetail durchgeführt. Dazu wurden vier unterschiedliche Versuchskörper konstruiert: klassische Kreuzstöße mit Doppelkehlnaht (Versuchsreihe 1 (VR 1)), Kreuzstöße mit Freischnitt (VR 2) sowie Varianten mit angeschweißten Gurten zur realistischen Abbildung eines Trägerstoßes (VR 3 und VR 4), wobei die Variante ohne Freischnitt (VR 4) mit dem entwickelten Schweißdetail von SBN ausgeführt wird.

Die Prüfkörper der VR 1 und VR 2 (siehe Abb. 2 (a)) wurden vertikal und zentrisch in einer Universalprüfmaschine eingebaut und mit vergleichbaren Spannungsamplituden getestet. Dehnmessstreifen (DMS) ermöglichen die Erfassung lokaler Dehnungen am Querschnitt zur Identifizierung des Rissursprungs und -zeitpunkts. Die Belastungen in den einzelnen Versuchen wurde so bestimmt, dass jeweils gleiche Nettospannungen in der Schweißnaht für die VR1 und VR 2 erzielt wurden. Getestet wurde bei einem Spannungsverhältnis  $R=0,1$  und einer langsam steigenden Frequenz bis 3 Hz. Als galten große Weg- ( $|\Delta u| > 0,8 \text{ mm}$ ) und Kraftabweichungen ( $|\Delta F| > 10 \text{ kN}$ ) sowie sichtbare Rissbildung.

## 4 Erste Ergebnisse der Kleinteilversuche VR 1 und VR 2

### 4.1 Auswertung der Messergebnisse

Während der Durchführung der Versuchsreihen VR 1 und VR 2 waren zunächst keine äußerlich erkennbaren Risse an den Kreuzstößen sichtbar. Alle erkennbaren Schäden traten nach

Überschreiten der Maschinenweggrenzen auf und zeigten sich durch Restbrüche ausgehend von der Nahtwurzel (siehe Abb. 2 (b)) Bei keinem Versuch wurde ein Riss am Rand oder am Freischnitt identifiziert, sodass auch der Einfluss des Freischnittes nicht eindeutig bewertet werden kann. Im Fokus der Auswertung stehen daher die Analyse des Rissursprungs und der Rissentwicklung sowie der zugehörige Einfluss des Freischnittes.



**Abbildung 2: (a) Ausschnitt der Versuchskörper VR 1 und VR 2 und zugehörige DMS-Position; (b) Schadensbilder VR 1 und VR 2**

Um einen Anriss zu erfassen, wird die prozentuale Änderung der Dehnung bzw. Spannungsschwingbreite bezogen auf die der ersten Zyklen analysiert. Bei Änderungen >5 % der Sensorwerte wird näherungsweise ein Erstanriss unterstellt.

Bei Analyse der gemessenen Dehnungen der VR 1 verlaufen zunächst die Spannungen über den Querschnitt nahezu konstant. Danach ist oftmals eine Spannungumlagerung und die Überschreitung des 5 %-Grenzwertes zu erkennen. Dabei ergibt sich eine Spannungszunahme an den Rand-Sensoren S2, S8/9 und/oder S12, während zwei mittlere Sensoren, bspw. S5 und S7 im mittleren rechten Bereich, abfallen. Dies würde in dem Fall auf einen Anriss zwischen S5 und S7 hindeuten, was durch das spätere Bruchbild bestätigt wird. Die Spannungumlagerung infolge des Anrisses führt zu erhöhter Belastung in den Randbereichen. Der Rissursprung liegt jeweils 2–5 cm von der Randfaser entfernt, wobei Spannungsänderungen bereits nach etwa 50–60 % der Lebensdauer bis zum Bruch erkennbar sind.

Bei der VR 2 mit Freischnitt ist eine erhöhte Dehnungsänderung am Querschnitt deutlich später wahrzunehmen (ab ca. 90% der Gesamtlebensdauer), was einerseits eine längere Lebensdauer bis zum Erstanriss, aber andererseits ein deutlich schnelleres Risswachstum nach dem Anriss bedeutet. Auch hier nehmen die Dehnungen am Rand erst zu, während die an einem mittleren Sensor zeitgleich abfallen. Dabei steigt die Randspannung häufig schneller an (bspw. S7 stärker als S4) was auf den Rissursprung im entgegengesetzten mittleren Bereich (hier zwischen S4 und S5) hindeutet.

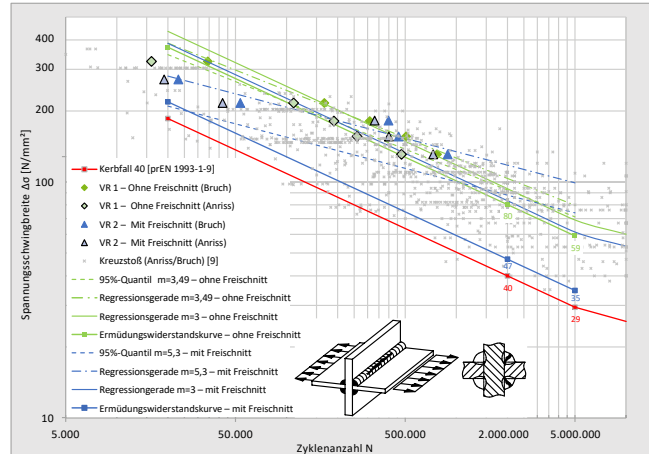
Auch für VR 2 liegt die Versagensstelle nicht am Freischnitttrand: der Rissursprung befindet sich jeweils 1–3 cm davon entfernt. Die Ursache ist das erhöhte Schweißnahtvolumen in den Ecken sowie günstige Schweißbedingungen ohne bauliche Einschränkungen am Freischnitt im Gegensatz zu praxisnahen Ausführungen im Brückenbau.

## 4.2 Ableitung von Ermüdungsfestigkeitskurven

Die Ergebnisse der Versuchsreihen VR 1 und VR 2 sind in Abbildung 3 zusammengetragen. Es werden sowohl die Anriss- als auch die Bruchzeitpunkte dargestellt. Bei hohen Spannungsschwingbreiten ( $\Delta\sigma > 200 \text{ N/mm}^2$ ) erweisen sich die Kreuzstöße ohne Freischnitt (VR 1) bis zum Bruch als ermüdungsresistenter als jene mit Freischnitt (VR 2). Bei geringeren Schwingbreiten ist dagegen kein klarer Unterschied feststellbar. Zusätzlich ist erkennbar, dass die Anrisse der Probekörper ohne Freischnitt (VR 1) zwar früher stattfinden, jedoch dann ein längeres Risswachstum aufweisen als die der VR 2 ohne Freischnitt.

Darüber hinaus enthält Abb. 3 eine Anzahl von Fremddaten, die als Grundlage für die Neubewertung der Ermüdungsdetailkategorien dienen [7]. Die aktuell im Rahmen dieses Forschungsprojektes durchgeführten Versuche mit und ohne Freischnitten liegen überwiegend im oberen Bereich des Streubands. Dies ist unter anderem auf die gute Qualität der eingesetzten

modernen Schweißtechniken und -ausführungen zurückzuführen, da viele der Referenzversuchsdaten mehr als fünfzig Jahre alt sind.



**Abbildung 3: Einordnung der durchgeführten Ermüdungsversuche**

Nur fünf Versuche zur Festlegung einer Kerbfallkategorie sind nicht ausreichend, dennoch liefert die Ergebnisse eine erste Einschätzung. Aufgrund des deutlich besseren Abschneidens der VR 1 ohne Freischnitt lässt sich für große Schwingbreiten ein Kerbfall 80 erzielen. Für die Probekörper mit Freischnitt hingegen (VR 2) wird ein Kerbfall 47 erreicht.

## 5 Ausblick und Danksagung

Im Rahmen des Forschungsprojekts P1782 werden weitere experimentelle Untersuchungen durchgeführt. Künftige Serien werden exzentrische Belastungen in Kleinbauteilversuchen berücksichtigen oder alternativ an Trägern mittels Vierpunktbiegeversuchen erfolgen, um realitätsnähere Bedingungen abzubilden und belastbare Aussagen über Anschlussdetails mit und ohne Freischnitt treffen zu können.

Das Forschungsprojekt FOSTA P1782 „Ohne Freischnitte! Längere Lebensdauer von verschweißten Stahlkonstruktionen“ wird gemeinsam mit Schachtbau Nordhausen GmbH durchgeführt sowie technisch unterstützt durch die Forschungsvereinigung Stahlanwendung (FOSTA) in Düsseldorf. Den Projektpartnern von Schachtbau Nordhausen GmbH sowie dem begleitenden Ausschuss gilt besonderer Dank für ihre Mitwirkung.

## Literatur

- [1] DIN 4101 (1937) Vorschriften für geschweißte, vollwandige, stählerne Straßenbrücken. DIN Deutsches Institut für Normung e. V..
- [2] DIN EN 1993-2/NA (2022-02) Nationaler Anhang – Eurocode 3: Bemessung und Konstruktion von Stahlbauten – Teil 2: Stahlbrücken. Beuth, Berlin.
- [3] Ruge, J., Woesle, H. (1962) Ergebnisse von Dauerfestigkeitsuntersuchungen. Fachbuchreihe Schweißtechnik Band 23. Deutscher Verlag für Schweißtechnik, Düsseldorf
- [4] Richtlinie 804 (2020) Eisenbahnbrücken. DB Netz AG, Frankfurt am Main.
- [5] Geißler, K.; Mager, M., Rodemann, J. (2021) Stahlverbundbrücken - Berechnung, Bemessung und Konstruktion. Stahlbau Kalender 2021. Wilhelm Ernst & Sohn, Berlin.
- [6] E DIN EN 1993-1-9 (2023-03). Eurocode 3: Bemessung und Konstruktion von Stahlbauten – Teil 1-9: Ermüdung. Beuth, Berlin.
- [7] Feldmann, M., Ummenhofer, T., Kuhlmann, U. (2019) Neubewertung und Erweiterung des Kerbfallkatalogs nach Eurocode 3 für eine zukunftsfähige Auslegung hochbeanspruchter Stahlkonstruktionen. IGF-Nr. 19178N. Stahlbau Verlags- und Service GmbH, Düsseldorf

## Ermüdungsverhalten vollverschlossener Seile unter kombinierter Beanspruchung aus Zug und Seilendrotation

Kevin Wolters<sup>1</sup>, Nils Rittich<sup>1</sup> und Markus Feldmann<sup>1</sup>

<sup>1</sup> Institut für Stahlbau, RWTH Aachen University, Mies-van-der-Rohe-Str. 1, 52074 Aachen, Deutschland  
E-Mail: k.wolters@stb.rwth-aachen.de

### Zusammenfassung

Vollverschlossene Spiralseile (VVS) werden im Brückenbau häufig als Hänger- oder Schrägseile eingesetzt. Sie sind Ermüdungsbeanspruchungen ausgesetzt, die insbesondere im Bereich der Seilverankerungen zu Schäden führen können. Deswegen wird ein Ermüdungsnachweis erforderlich. Die in DIN EN 1993-1-11 angegebene Wöhlerlinie für VVS berücksichtigt jedoch nur axiale Zugbeanspruchungen. Hinsichtlich der begleitend auftretenden Seilendrotationen aus Verkehr oder Wind wurden mittlerweile für lotrechte Seilhänger von Stabbogenbrücken Rotationsgrenzkurven in einem begrenzten Entwurfs- und Konstruktionsspektrum im deutschen NA zu DIN EN 1993-2 integriert. Gleichwohl fehlt ein umfassender Blick auf das Ermüdungsverhalten, mit dem eine universelle Vorhersage der Ermüdungsfestigkeit für beliebige seilverspannte Konstruktionen im Brückenbau möglich wäre.

Im Zuge des Hängertauschs der 250 m langen Fehmarnsundbrücke aus dem Jahr 1963 (Netzwerkbogenbrücke mit kombiniertem Straßen- und Schienenverkehr) wurde die Ermüdung von VVS unter Zug und Biegung untersucht. Für die Seile mit Durchmessern  $d = 69$  bis  $104$  mm, Längen von bis zu  $56$  m, planmäßig geringen Vorspanngraden mit hohen Seildurchhängen, nicht-gelenkig angeschlossenen Verankerungshülsen, Verwendung eines Kaltvergusses sowie eingeschränkten Inspektionmöglichkeiten, war es erforderlich, das Ermüdungsverhalten unter realistischen, von den Normbedingungen abweichenden Randbedingungen näher zu analysieren.

Sowohl mit numerischen Untersuchungen mit aufgelösten Einzeldrähten als auch mit analytischen Ansätzen konnten die bereits bei reinem Zug auftretenden Spannungsspitzen der Einzeldrähte im Bereich des Vergusseintritts bestimmt werden, welche als Folge der Querkontraktionsbehinderung des Seilquerschnitts am Vergusseintritt auftretenden Drahtbiegung identifiziert wurden. Hier zeigte sich durch den gewählten Polyesterharzverguss WIRELOCK® gegenüber dem in Deutschland erlaubten metallenen Verguss (z.B. ZAMAK) ein deutlich günstigeres Verhalten.

Es entstehen weitere Biegespannungen in den Drähten bei Rotation des Ankerkopfes, z.B. durch Veränderungen des Seildurchhanges unter Last, Überbauverdrehung, Wind etc. Auch diese Effekte konnten simuliert, analytisch erfasst sowie experimentell bestätigt werden. Schließlich wurde ein Nachweis der Ermüdung vollverschlossener Seile unter beliebiger kombinierter Beanspruchung aus Zug und Rotation und für beliebige Seilquerschnitte und Durchmesser entwickelt.

### 1 Einleitung, Stand der Technik und Aufgabenstellung

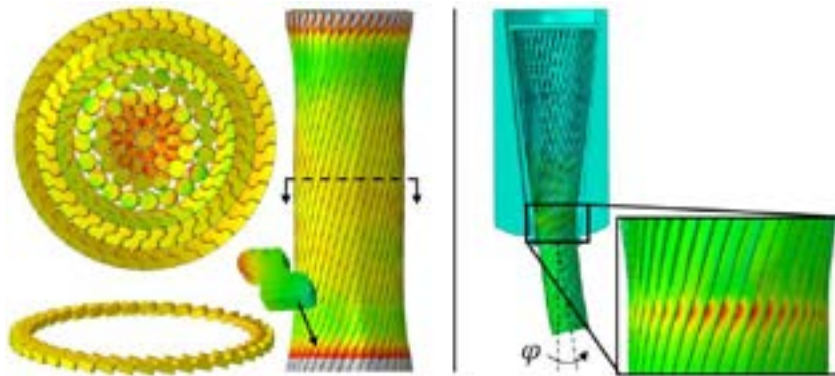
Die Ermüdungsbemessung von VVS nach DIN EN 1993-1-11 [1] basiert auf einer abgeknickten Wöhlerlinie mit  $m_1 = 4$ ,  $m_2 = 6$  bei aktuell  $\Delta\sigma_c = 150 \text{ N/mm}^2$ ,  $N = 2 \cdot 10^6$  (Anmerkung: hier wird es in der 2. Generation des EC3-2 kleine Änderungen geben), bzw.  $\Delta\sigma_c = 112 \text{ N/mm}^2$  nachdem deutschen NA, für axiale Nennzugspannungen, ohne Berücksichtigung der Mittelspannung. Sie stellt das 95%-Quantil für Seilversagen mit der auf die charakteristische Bruchkraft bezogene Oberlast  $0,45 F_{u,k}$  und  $R = 0,76$  dar. Mögliche Spannungserhöhungen durch Seilendrotationen

bleiben hierbei unberücksichtigt. Dabei zeigen die nach TL/TP VVS [2] geforderten Abnahmeversuche und Praxiserfahrungen, dass Drahtbrüche meist an den Seilenden auftreten. Ferner ist im Gegensatz zur Seilbemessung die Ermüdungsfestigkeit von Drähten stark von der Höhe des Mittelspannungsniveaus geprägt. Die Spannungserhöhungen lassen sich mit aus globalen Seilzugkräften ermittelten Normalkraftspannungsschwingbreiten allein nicht erklären, sondern entstammen der Drahtbiegung am Seileinlauf. Dies gilt über rein zugbeanspruchte Seile hinaus in höherem Maße für Seile, an deren Enden es zu Ankerkopfrotationen kommt. Zum Nachweis von VVS mit Seilendrotationen wurde in [3] ein Bemessungskonzept entwickelt. Im NA zu EN 1993-2 [4] wurden konstruktive Anforderungen formuliert, für die ein Rotationsnachweis entfallen kann. Dies gilt jedoch nur für reguläre Stabbogenbrücken mit Straßenverkehr, einer eingeschränkten Spannweite von bis zu 90 m, vertikale Hänger mit gelenkiger Anschlusskonstruktion, Heißmetallverguss sowie Durchmessern  $\leq 55$  mm. Für den Seiltausch der Netzbogenbrücke Fehmarnsund, die keine der Randbedingungen erfüllt, musste das Nachweiskonzept, das bereits in Grundzügen in [3] angelegt ist, erweitert werden.

## 2 Ermüdungsfestigkeit von VVS unter Zug und Ankerkopfrotation

### 2.1 Numerische Bestimmung von Spannungskonzentrationen

Für die Berechnung der Drahtspannungsspitzen am Seileinlauf wurden zunächst hochaufgelöste FE-Volumenmodelle an VVS mit  $d = 69, 77, 81, 92$  und  $104$  mm mit Rund- und Z-Drähten in realer Geometrie, Schlagwinkel und Kontaktbedingungen erstellt. Die Seilenden wurden eingespannt, somit ist die Abschätzung der bereits unter reinem Zug ausgeprägt auftretenden Spannungskonzentrationen konservativ. Ursache ist die radiale Einschnürung des Seilquerschnitts in der „freien Seillänge“ infolge Zugbeanspruchung, die durch den Verguss im Bereich des Seileinlaufs unterbunden wird. Daraus resultieren lokale sekundäre Biegemomente in den Drähten, insbesondere in äußeren Z-Drahtlagen, Abbildung 1, links.

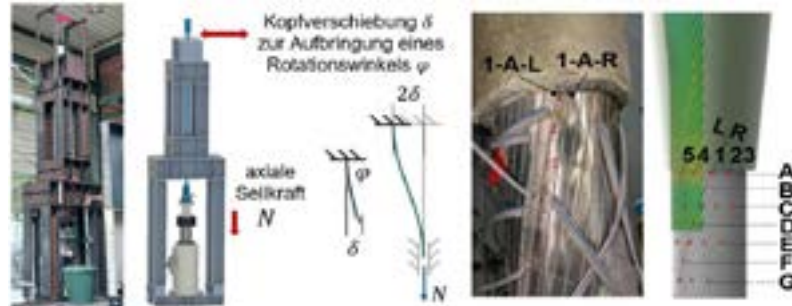


**Abbildung 1: FE-Modelle der VVS-Querschnitte; links: Ermittlung der Spannungskonzentrationen eines VVS69 am Seileinlauf unter reinem Zug, rechts: Vollmodell mit Verguss und Verankerungshülse mit Zugbelastung und Seilendrotation**

Die numerischen Untersuchungen zeigen über alle untersuchten Durchmesser hinweg radiale Einschnürungen im Größenbereich von ca. 0,5% bei  $0,10 F_{u,k}$  und 1,0% bei  $0,45 F_{u,k}$ . Der Zwischenbereich kann linear angenähert werden, für kleinere bezogene Seilkräfte ergibt sich eine stark nichtlineare Beziehung zwischen Einschnürung und Seilkraft. Das Maß der Einschnürung geht später in die Berechnung der sekundären Biegemomente ein, Abschnitt 2.3. Die ermittelten Spannungskonzentrationsfaktoren  $k$  liegen je nach Ausnutzungsgrad, Drahtlage und Modellannahmen der Drahtsperrung zwischen  $k = 2,3$  und  $4,0$ . Mit zunehmender Seilausnutzung nehmen die Faktoren ab, was auf ein nichtlineares Tragverhalten des Seilquerschnitts schließen lässt. Die Simulationen wurden dann auf ein Vollmodell mit Verankerungshülse und Vergussmittel sowie einer ausreichenden Seilanschlusslänge, zur hinreichenden Berücksichtigung der Effekte nach Theorie II. Ordnung des biegeschlaffen Zugstabes, erweitert. So konnten auch lokale Drahtspannungen unter Zug und Seilendrotation ausgewertet werden, Abbildung 1, rechts.

## 2.2 Experimentelle Untersuchungen im Seilprüfstand

Ergänzend wurden Zugversuche an VVS im Seilprüfstand des Instituts für Stahlbau der RWTH Aachen University durchgeführt, Abbildung 2. Um Dehnungsmessstreifen (DMS) möglichst nah am Seileinlauf zu applizieren, wurde der Vergusskörper von der Hülse gelöst und nach Applikation wieder eingeführt. Zur Aufnahme der hohen



**Abbildung 2: DMS-Messung der Drahtspannungen unter Zug  $N$  und Kopfverschiebung  $\delta$  zur Erzeugung einer Seilendrotation  $\varphi$**

Spannungsgradienten an der Oberfläche eines Z-Drahts, Abbildung 1, wurden die DMS zweireihig auf mehreren Z-Drähten angeordnet. Der Seilprüfstand wurde so konzipiert, dass die Spannungen der äußeren Z-Drahtlage nicht nur bei zentrischer Zugbeanspruchung gemessen, sondern auch Auswirkungen eines horizontalen Kopfverschubs untersucht werden konnten. Die gemessenen Spannungskonzentrationen bestätigten die numerischen Ergebnisse. Gleichwohl ist einzuräumen, dass nur die Außenspannungen der äußersten Drahtlage gemessen werden konnten und insofern die Messinformationen je Draht unvollständig waren. Der Vergleich zeigte jedoch, dass die FE-Simulationen auf der sicheren Seite liegen. Insbesondere verhält sich der Kunstharzverguss WIRELOCK® deutlich nachgiebiger als bei der im numerischen Modell angenommenen vollen Einspannung und auch nachgiebiger als bei dem aktuell in Deutschland ausschließlich erlaubten Heißmetallverguss (ZAMAK). Ein Kaltverguss wirkt sich demnach reduzierend auf die Spannungskonzentrationen aus und hat somit positiven Einfluss auf die Ermüdungsfestigkeit.

## 2.3 Ingenieurmodell für reine Zugkraft

Die Erkenntnisse der numerischen Simulationen zum Einschnürverhalten im Seileinlaufbereich (sekundäre Drahtbiegung zwischen Verguss und freier Seillänge) können analytisch nachvollzogen werden und wurden in ein Ingenieurmodell überführt. Zunächst wurden Ansätze für die Spannungskonzentrationen der Einzeldrähte infolge reiner Seilzugkraft hergeleitet. Mit den o. g. Spannungskonzentrationsfaktoren  $k_z$  eines Z-Drahts der Außenlage kann von der globalen Nennspannung des Seils auf lokale Spannungen am Drahtseinlauf in den Verguss geschlossen werden, Gleichung (1). Eingangsgrößen sind Querschnittswerte der Einzeldrähte ( $I$ ,  $A$ ,  $W$ ), der Schlagwinkel  $\alpha$  der Drahtlage, die Auslastung  $s \cdot f_u$  sowie die bezogene Seileinschnürung an der betrachteten Drahtlage  $\Delta r/r$ . Anschließend kann die Ermüdungsfestigkeit in Abhängigkeit der Seilkraftausnutzung hergeleitet werden, Abbildung 3. Neben weiteren Erkenntnissen zum statischen Ersatzsystem im Drahtverbund vor der Einlaufstelle, die in der Kürze hier nicht weiter vorgestellt werden können, ist eine weitere Schlüsselerkenntnis, dass sich der Querschnittsfaktor  $\sqrt{I_y A / W_y}$  eines Z-förmigen Walzdrahtes für VVS im Bereich von 2,3 bis 2,5 bewegt. Der Transfer der Spannungskonzentrationsfaktoren zu einer ebenfalls auslastungsabhängigen Ermüdungsfestigkeit erfolgt über die für Drähte deutlich mittelspannungsabhängige GOODMAN-Gerade. Untersuchungen an Z-Drähten sind in der Literatur im Vergleich zu Runddrähten sehr begrenzt, jedoch ist Sensitivität bei Variation der GOODMAN-Geraden gering. Interessant sind die in Abbildung 3 dargestellten Übereinstimmungen des Ingenieurmodells für ZAMAK mit den auslastungsabhängigen Seilermüdungsfestigkeiten nach umgerechneter alter DIN 1073 [5] für mittlere und hohe Auslastungsgrade. Bei Berücksichtigung eines Kunstharzvergusses liegen die Seilermüdungsfestigkeiten wie vermutet durchweg höher.

$$k_{z-Draht} = 1 + \frac{\sigma_{M,y}}{\sigma_N} = 1 + \sin \alpha \frac{\sqrt{IA}}{2W} \sqrt{\frac{5E}{s f_u} \cdot \frac{\Delta r}{r}} \quad (1)$$



Abbildung 3: Seilermüdungsfestigkeit aus Spannungskonzentr. und Drahtermüdung

## 2.4 Ingenieurmodell für Zugkraft und Ankerkopffrotationen

Das Konzept konnte um die Auswirkungen von Seilendrotationen auf die Drahtspannungen erweitert werden, indem die Spannungen nach Th. II. O. des biegeweichen Zugstabs mit Endrotation berücksichtigt wurden, Abbildung 4, links. Auch hier wird der Einfluss der Querschnittsparameter wieder deutlich. Schließlich ergab sich der Vorschlag einer individuellen Bestimmung des nominellen „Kerbfalls“  $\Delta\sigma_{c,nom}$  für beliebige Kombinationen aus zyklischen Seilkräften ( $s_1, s_2$ ) und Seilendrotationen ( $\varphi_1, \varphi_2$ ) unter Angabe der GOODMAN-Parameter  $\Delta\sigma_0$  und  $a$ , sowie Abschätzungen der Spannungskonzentrationen ( $k_m, k_{koi}$ ), Gleichung (2). Damit kann der Nachweis der Ermüdung über die MINER-Regel geführt werden. Schließlich ergibt sich bei Berücksichtigung der Bedingungen, für die die Grenzrotationskurve des Leitfadens [3] bzw. des deutschen NA [4] entwickelt wurde, eine gute Übereinstimmung mit dem hier vorgestellten Ingenieurmodell, Abbildung 4, rechts.

$$\Delta\sigma_{c,nom} = \frac{\Delta\sigma_0}{k_m + k_{koi} \sqrt{f_{u,k} E / \sigma_m (\varphi_1 \sqrt{s_1} + \varphi_2 \sqrt{s_2})}} - a \frac{\sigma_m}{f_{u,k}} \quad (2)$$

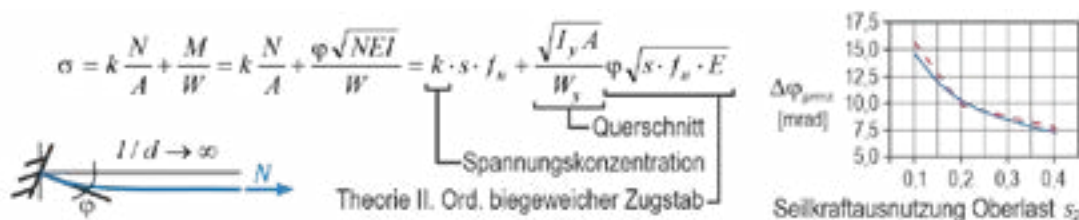


Abbildung 4: links: Erweiterung auf Zug mit Zwangsrotation; rechts: Vergleich mit Rotationsgrenzkurve aus DIN EN 1993-2/NA bzw. [3] (rot gestrichelt) - eigene Kurve (grün)

## 3 Schlussfolgerungen

Es wurde ein Ingenieurmodell zur Vorhersage der Ermüdungsfestigkeit von VVS vorgestellt, das die Einzeldrahtermüdungsfestigkeit über mechanisch begründete Übertragungsfunktionen in eine Ermüdungsfestigkeit für das Brückenseil unter Zug und Ankerkopffrotation überführt. Die Ergebnisse wurden mit FEM, Experimenten, Literaturergebnissen sowie mit Vergleichen zu bisherigen Normenvorgaben überprüft. Damit lassen sich universelle Ermüdungsnachweise von Brückenseilen aus VVS auch bei Verwendung alternativer Vergussmaterialien führen.

## 4 Literatur

- [1] DIN EN 1993-1-11:2010-12 *Bemessung und Konstruktion von Tragwerken mit Zuggliedern aus Stahl*
- [2] TL/TP VVS:2025-08 *Techn. Lieferbedingungen und Prüfvorschriften für vollverschlossene Spiralseile*
- [3] Leitfaden zum Anhang NA.F der DIN EN 1993-2/NA, Stand: 2018-02
- [4] DIN EN 1993-2/NA:2022-02 *Eurocode 3 - Teil 2: Stahlbrücken*
- [5] DIN 1073:1974-07 *Stählerne Straßenbrücken – Berechnungsgrundlagen*

## Werkstoffeigenschaften und Tragverhalten additiv gefertigter Bauteile im Stahlbau

Hans Eirich<sup>1</sup> und Thomas Ummenhofer<sup>2</sup>

<sup>1</sup> KIT Stahl- und Leichtbau, Otto-Ammann-Platz 1, Karlsruher Institut für Technologie, Deutschland  
E-Mail: hans.eirich@kit.edu

### Zusammenfassung

Der vorliegende Beitrag befasst sich mit der mechanisch-technologischen Bewertung von WAAM-gefertigten Stahlbauteilen. Im Fokus steht die systematische Untersuchung des Einflusses wesentlicher Fertigungsparameter auf die mechanischen Eigenschaften anhand plattenartiger Kleinprobekörper. Untersucht wurden unterschiedliche Zusatzwerkstoffe sowie Probenorientierungen und Lagenanzahlen in Dickenrichtung. Auf Basis von Zug- und Kerbschlagbiegeversuchen werden die maßgebenden Zusammenhänge analysiert. Die Übertragbarkeit der aus den Kleinproben gewonnenen Erkenntnisse auf komplexe räumliche Großbauteile wird exemplarisch an einem additiv gefertigten Knotenbauteil überprüft und diskutiert.

### 1 Einleitung

Im Fokus eines kürzlich abgeschlossenen BMWK-Verbundprojektes steht das additive Fertigungsverfahren „Wire Arc Additive Manufacturing (WAAM)“ [1]. Dieses Verfahren zeichnet sich im Vergleich zu metallpulverbasierten additiven Fertigungsverfahren durch die hohe Abschmelzleistung und die damit verbundene erhebliche Reduktion der Produktionszeit und -kosten aus [2] [3]. Übergeordnetes Ziel des Forschungsprojektes ist die systematische Untersuchung des gesamten Fertigungsprozesses vom Entwurf über die Herstellung und Qualitätssicherung bis zur Verzinkung von mit WAAM hergestellten Stahlbauteilen. In diesem Beitrag liegt der Fokus auf dem Einfluss verschiedener Fertigungsparameter auf die mechanischen Eigenschaften additiv gefertigter Stahlbauteile. Diese Zusammenhänge wurden an einfachen plattenartigen Kleinprobekörpern systematisch untersucht und anschließend die Übertragbarkeit der Ergebnisse auf komplexe räumliche Großbauteile am Beispiel eines Knotenbauteils überprüft.

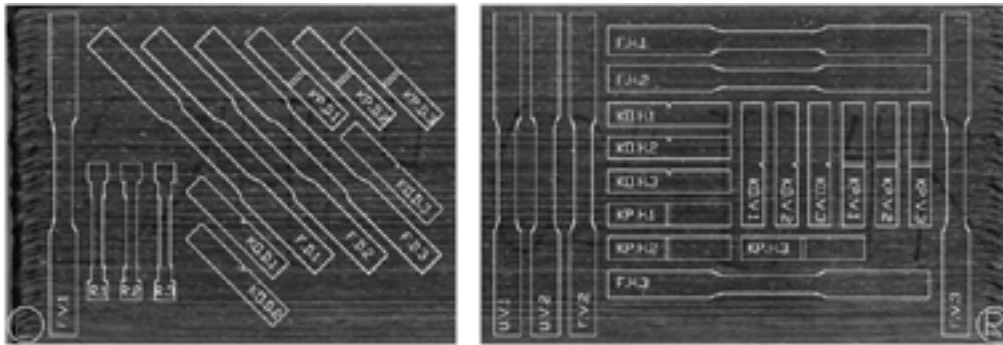
### 2 Werkstoffe und Fertigungsprozess

Die untersuchten Bauteile wurden durch WAAM hergestellt, einem drahtbasierten additiven Fertigungsverfahren, bei dem metallischer Zusatzwerkstoff schichtweise unter Verwendung eines Lichtbogens aufgebracht wird.

Als Zusatzwerkstoffe kamen die Fülldrähte Coreweld 46 LS, Coreweld 69 LT H4 und Coreweld 89 zum Einsatz, die unterschiedliche Festigkeitsniveaus abdecken und produktabhängig Streckgrenzen zwischen 460 MPa und 890 MPa aufweisen. Die Auswahl erfolgte vor dem Hintergrund, einen Vergleich mit konventionellen Stahlgüten des Stahlbaus herzustellen und die Übertragbarkeit der ermittelten mechanischen Kennwerte auf normativ geregelte Werkstoffklassen zu untersuchen.

### 3 Untersuchungen an Kleinproben

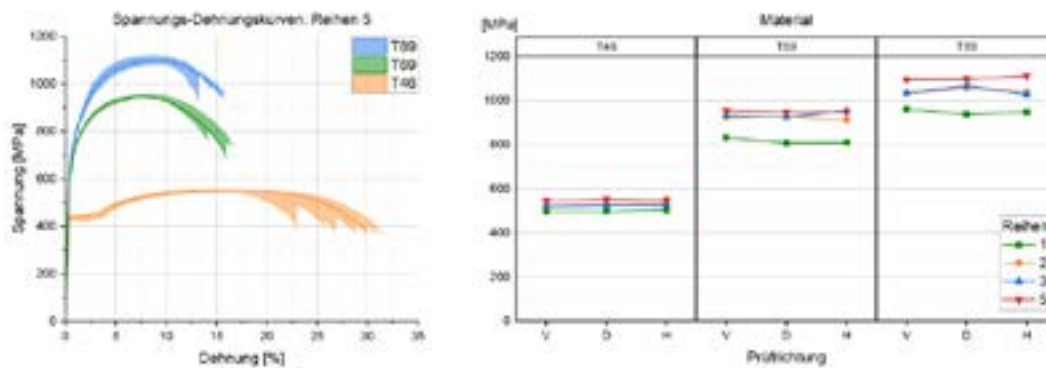
Für die Ermittlung der mechanischen Eigenschaften in Abhängigkeit der Herstellungsparameter wurden plattenartige Bauteile gefertigt. Für jeden der drei verwendeten Fülldrähte wurden Platten mit einer, zwei, drei oder fünf in Dickenrichtung aufgetragenen Lagen untersucht. Aus diesen Platten wurden unterschiedliche mechanische Prüfproben gemäß der in Abbildung 1 dargestellten Positionen entnommen.



**Abbildung 1: Probenlage auf den Kleinprobekörpern**

Zugproben und Kerbschlagbiegeproben wurden in horizontalen, diagonalen und vertikalen Orientierungen relativ zur Auftragsrichtung ausgearbeitet. Für die Charpy-Prüfung wurde zusätzlich zur Orientierung die Kerbposition variiert, wobei sie entweder parallel oder orthogonal zur Auftragsoberfläche lag. Pro Probenlage wurden drei Einzelversuche durchgeführt.

In Abbildung 2 sind links die Spannungs-Dehnungskurven der Zugversuche exemplarisch für die Versuche an Platten mit fünf Reihen in Dickenrichtung dargestellt. Für jedes Material wurde die Umhüllende aller zugehörigen Spannungs-Dehnungskurven aufgetragen sowie ein repräsentativer Versuch durch eine durchgezogene Linie hervorgehoben. Im rechten Teil der Abbildung sind die Mittelwerte der Zugfestigkeit der drei Einzelversuche pro Parameterkombination dargestellt.



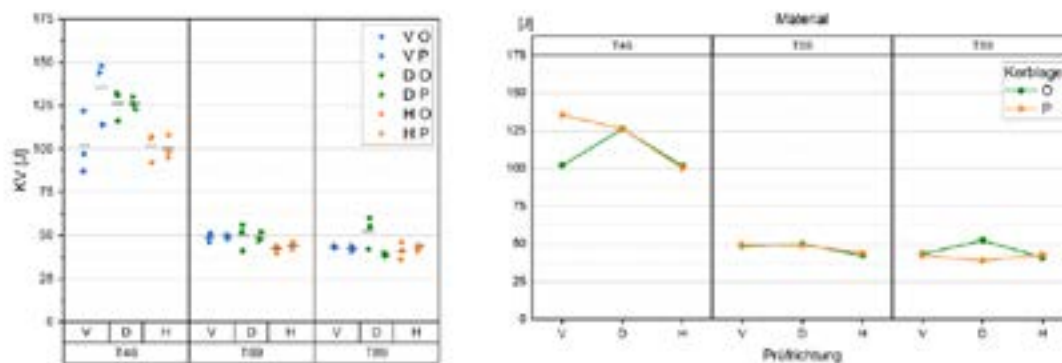
**Abbildung 2: Ergebnisse der Zugversuche**

Der Einfluss der Richtung auf die Festigkeit fällt verhältnismäßig gering aus. Einen größeren Einfluss hat die Reihenanzahl in Dickenrichtung. Der Mittelwerte der Zugfestigkeit liegt bei den fünfreihigen Platten am höchsten und bei den einreihigen Platten am niedrigsten, während die zwei- und dreireihigen sehr eng beieinander liegen. Bei den höherfesten Werkstoffen ist dieser Unterschied stärker ausgeprägter.

Die Festigkeit wird von der Reihenanzahl indirekt über den Wärmeabfluss beeinflusst: Bei einreihigen Strukturen steht zur Ableitung der Prozesswärme lediglich die darunterliegende Schweißraupe zur Verfügung, die sich schnell aufheizt. Der entstehende Wärmestau erhöht die

Abkühlzeit ( $t_{8/5}$ -Zeit), sodass die für die Festigkeitsentwicklung maßgebende Abkühlgeschwindigkeit sinkt. Dies führt zu geringeren Festigkeiten, gleichzeitig aber zu einer höheren Duktilität. Mit zunehmender Reihenanzahl vergrößert sich der Querschnitt zur Wärmeableitung, wodurch die  $t_{8/5}$ -Zeit sinkt und höhere Festigkeiten sowie eine geringere Duktilität erzielt werden.

In den Kerbschlagbiegeversuchen konnten aufgrund der Bauteildicken nur fünfreihige Platten untersucht werden, stattdessen wurde die Kerblage (O = Orthogonal; P= Parallel zur Oberfläche) als zusätzlicher Parameter eingeführt. Die Versuche wurden bei  $-40\text{ °C}$  durchgeführt, die Ergebnisse sind in Abbildung 3 dargestellt.



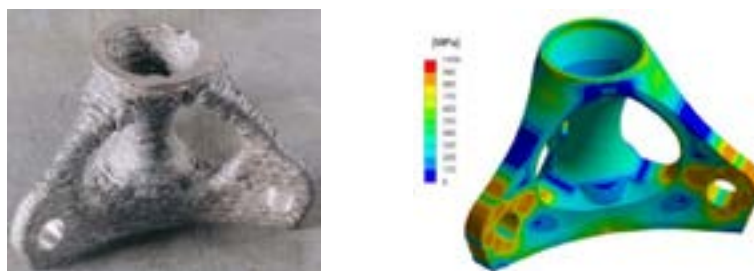
**Abbildung 3: Versuchsergebnisse Kerbschlagbiegeversuche**

Wie aufgrund der Werkstoffcharakteristik zu erwarten, ist eine deutlich höhere Kerbschlagarbeit für den Werkstoff T46 zu erkennen. Die Werte liegen klar über denen der höherfesten Werkstoffe T69 und T89, deren Kerbschlagarbeiten hingegen auf einem ähnlichen Niveau liegen und sich nur geringfügig unterscheiden.

Vergleicht man die Mittelwerte, so zeigt sich, dass die Ergebnisse der unterschiedlichen Probenlagen im Mittel für nahezu alle Werkstoffe sehr eng beieinanderliegen. Eine Ausnahme bilden lediglich die vertikal entnommenen Proben des Werkstoffs T46. Aufgrund der dort beobachteten sehr großen Streuung besitzt dieser Mittelwert jedoch nur eine eingeschränkte Aussagekraft. Wie bei den Zugversuchen kann keine klare Abhängigkeit von der Probenlage festgestellt werden.

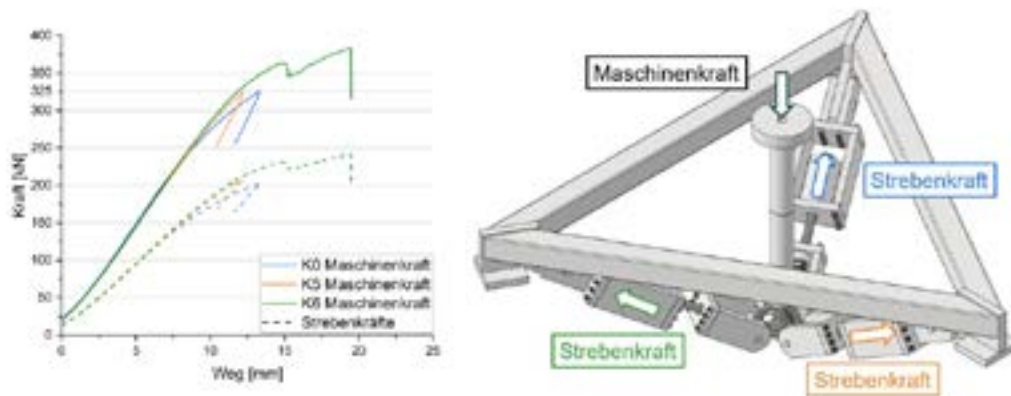
#### 4 Untersuchung an Großbauteilen

Um die aus den Untersuchungen der Kleinproben gewonnenen Erkenntnisse auf reale Bauteile zu übertragen, wurde ein praxisnahes Knotenbauteil entworfen. Die daraus entwickelte Geometrie wurde mit Finite-Elemente-Analysen hinsichtlich ihres Tragverhaltens untersucht. Das additiv gefertigte Knotenbauteil (links) und die Vergleichsspannungsanalyse unter einer Bemessungslast von 325 kN (rechts) ist in Abbildung 4 dargestellt.



**Abbildung 4: Knotenbauteil**

Der Versuchsstand für die Großbauteilversuche an den Knoten wurde so konzipiert, dass er die im vorgesehenen Anwendungsfall einer Luftstütze die auftretende Belastungssituation realitätsnah widerspiegelt. Die Maschinenkraft wurde im Versuch über eine Pendelstütze von der Prüfmaschine in den Knoten geleitet und über drei Streben im Versuchsaufbau kurzgeschlossen. Dabei wurde die Maschinenkraft und die Strebenkräfte aufgezeichnet. Es wurden drei Knoten aus Corweld 89 getestet. In Abbildung 5 sind der Versuchsaufbau und die Ergebnisse der Versuche dargestellt.



**Abbildung 5: Versuchsaufbau und Ergebnisse Großbauteilversuche**

Beim Anstieg der Kraft versteift sich die Struktur zunächst und die Last-Verformungskurve geht dann in einen annähernd linearen Bereich über, der das elastische Materialverhalten widerspiegelt. Das Abflachen der Kurven kennzeichnet jeweils den Übergang in den plastischen Bereich. Der elastische Bereich erstreckt sich bis zu Maschinenkräften von etwa 325 kN, was der angesetzten Bemessungslast entspricht. Die Versuche K0 und K5 wurden kurz nach Erreichen dieser Last gezielt abgebrochen. Die Versuche bestätigen somit die Ergebnisse der FE-Analyse, die bei Erreichen der Bemessungslast die ersten plastischen Verformungen am Bolzenloch berechneten. Zusätzliche Materialuntersuchungen konnten zeigen, dass die angestrebten Materialeigenschaften homogen über den Knoten erreicht werden konnten. Die Übertragbarkeit der Erkenntnisse aus den Kleinproben auf die Großproben konnte somit validiert werden.

## 5 Zusammenfassung

Die durchgeführten Untersuchungen zeigen, dass die mechanischen Eigenschaften von WAAM-gefertigten Stahlbauteilen maßgeblich durch die Fertigungsparameter beeinflusst werden. Insbesondere die Lagenanzahl in Dickenrichtung wirkt sich über den Wärmeabfluss signifikant auf Festigkeit und Duktilität aus, während eine ausgeprägte Richtungsabhängigkeit der mechanischen Kennwerte nicht festgestellt werden konnte. Die Ergebnisse der Kerbschlagbiegeversuche bestätigen das erwartete Zähigkeitsniveau der untersuchten Werkstoffe und zeigen keine systematische Abhängigkeit von der Probenorientierung. Die experimentellen Untersuchungen an einem additiv gefertigten Knotenbauteil bestätigen die Übertragbarkeit der aus Kleinproben gewonnenen Erkenntnisse auf komplexe Großbauteile.

## 6 Literatur

- [1] Eirich, H. et al.: „Entwicklung einer Methode zur additiven Fertigung, Qualitätssicherung und Bemessung topologieoptimierter Knotenbauteile im Stahlbau, PTJ 03LB3056F Abschlussbericht. Karlsruhe, November 2025
- [2] Ding, D. et al.: “Wire-feed additive manufacturing of metal components: technologies, developments and future interests”. Int J Adv Manuf Techol; Springer-Verlag, London, 2015
- [3] Martina, F.: „Recent developments in large-scale wire+arc additive manufacturing, Additive Manufacturing in aerospace”. ILA, Berlin, 2016

## CLOUD56 - Cloud-basierte Steuerungsarchitektur für adaptive Roboterprozesse in der Stahlbauvormontage

Emre Ergin<sup>1</sup> und Sigrid Brell-Çokcan<sup>1</sup>

<sup>1</sup> Lehrstuhl für Individualisierte Bauproduktion, Campus-Boulevard 30 52074 Aachen, RWTH Aachen University, Deutschland  
E-Mail: office@ip-rwth-aachen.de

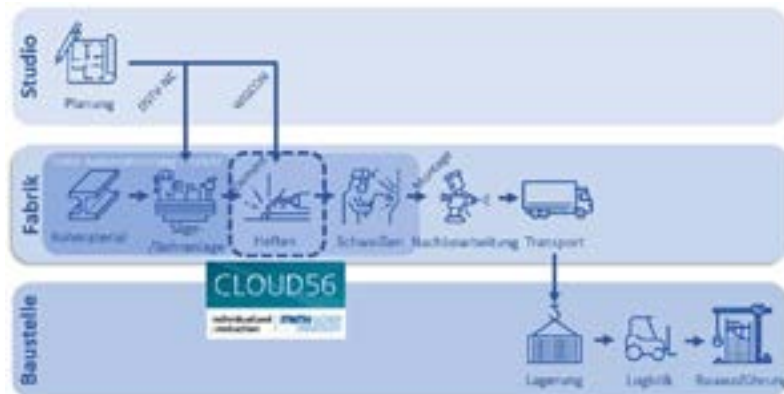
### Zusammenfassung

In dieser Forschungsarbeit wurde eine modulare, robotische Montagezelle für die Vorfertigung im Stahlbau entwickelt, um Montage- und Heftschweißprozesse adaptiv zu automatisieren. Das System kombiniert zwei kooperierende Industrieroboter mit geometrischen, thermischen und kraft-momenten Sensoren und ist über ein 5G-Netz Kommunikationsframework cloudseitig vernetzt. Zentrale Bestandteile sind eine skill-basierte Meta-Steuerungsarchitektur, adaptive Produktionsprozesse für Handhabung und Heftschweißen sowie eine ontologie-basierte Linked-Data-Integration zur semantischen Verknüpfung von Prozess- und Sensordaten. Die Ergebnisse zeigen das Potenzial cloudbasierter Orchestrierung und semantischer Modelle für eine robuste und flexible Automatisierung der Stahlbauvorfertigung.

### 1 Einleitung

Trotz eines hohen Automatisierungsgrades in vorgelagerten Fertigungsschritten werden Montage- und Heftschweißprozesse in der Stahlbauvorfertigung weiterhin überwiegend manuell durchgeführt. Diese Prozesse sind besonders sensibel gegenüber geometrischen Abweichungen und lassen sich mit starr programmierten Robotersystemen nur schwer automatisieren. Vor diesem Hintergrund untersucht das vom Bundesministerium für Digitales und Verkehr (BMDV) geförderte Forschungsprojekt CLOUD56 cloudbasierte Steuerungsarchitekturen und 5G-Kommunikation zur Realisierung adaptiver robotischer Produktionsprozesse.

Im Teilvorhaben des Lehrstuhls für Individualisierte Bauproduktion der RWTH Aachen University (RWTH-IP) wurde eine modulare Montagezelle mit zwei kooperierenden Industrierobotern entwickelt, die Positionierungs-, Heftschweiß- und Inspektionsprozesse in einer digital integrierten Produktionsumgebung abbildet. Die Einbindung geometrischen, thermischen und kraft-momenten Sensorik ermöglicht dabei eine adaptive Prozessführung. Der Beitrag fokussiert sich auf drei zentrale Entwicklungsschwerpunkte: Eine skill-basierte Meta-Steuerungsarchitektur, adaptive Produktionsprozesse sowie die semantische Integration von Prozess- und Zustandsdaten mittels ontologie-basierter Datenmodelle.



**Abbildung 1: Vereinfachte Prozesskette der Stahlbauproduktion mit Schwerpunkt auf Heftschweißen als einem der Forschungsschwerpunkte der RWTH-IP**

## 2 Versuchsaufbau und Systemkonfiguration

Als Demonstrator wurde eine modulare Vormontagezelle für die robotergestützte Stahlbauvorfertigung realisiert, in der als repräsentatives Testszenario ein Stahlbaumodul aus dem EU-Forschungsprojekt Target-X[10] vorgefertigt wird. Das Setup umfasst zwei kooperierende Industrieroboter mit komplementären Aufgaben. Ein schwerlast Roboter übernimmt die Verbringung, Positionierung und Fixierung der Stahlbauteile mittels Magnetgreifer und Kraft-Momenten-Sensorik, während ein zweiter, auf einer mobilen Plattform montierter Roboter für Heftschweiß- und Inspektionsaufgaben eingesetzt wird. Zur Prozessüberwachung ist die Zelle mit Laser-Profilesensorik, Infrarotkameras und Kraft-Momenten-Sensoren ausgestattet. Die Vernetzung der Roboter, Sensoren und Steuerungskomponenten erfolgt über ein verteiltes Kommunikationsframework auf Basis eines 5G-Campusnetzes, das eine echtzeitnahe Koordination zwischen lokalen Steuerungseinheiten und cloudbasierten Diensten ermöglicht.

Als übergeordnetes Kommunikations- und Steuerungsframework wurde *Cloud Remote Control* (KUKA|crc) eingesetzt, welches Roboter, Sensorsysteme, Edge-Geräte und Cloud-Server über das 5G-Netzwerk miteinander verbindet [9]. Das zugrunde liegende Konzept sowie Teile der Software basieren auf Vorarbeiten aus dem BMBF-Projekt *Internet of Construction* [1] und wurden im Projekt CLOUD56 gezielt für die robotergestützte Stahlbauvorfertigung erweitert.



**Abbildung 2: Finales Setup der Demonstratorzelle**

## 3 Experimenteller Einsatz und Implementierung

### 3.1 Skill-basierte Prozesssteuerung

Jedes Produktionsasset des Demonstrators, ist als eigenständiges IoT-Modul in das *Cloud Remote Control*-Framework (KUKA|crr) integriert und übernimmt entweder Sensordatenerfassung oder niedrigstufige Steuerungsaufgaben [9]. Zur Orchestrierung dieser Module wurde ein skill-basierter Ansatz entwickelt, bei dem primitive Geräteeigenschaften durch Prozessparameter, Live-Sensordaten und definierte Ausgaben zu übergeordneten Fertigungsfähigkeiten kombiniert werden. Die Skills werden als virtualisierte Dienste in einer Cloud-Umgebung bereitgestellt und über Meta-Controller roboterseitig kontextualisiert.

### 3.2 Adaptive Produktionsprozesse

Ein zentrales Beispiel für die adaptive Prozessausführung ist der Pick-up-Skill. Der schwerlast Roboter ist hierzu mit einem Magnetgreifer sowie einer Stereo-Tiefenkamera am Endeffektor ausgestattet. Mithilfe KI-gestützter Bildverarbeitungsmodelle (Grounding DINO, SAM2 [6][7][5]) werden RGB-Bilddaten segmentiert, um potenzielle Träger für den Greifvorgang zu identifizieren. Die Bildsegmente werden auf die Punktwolke projiziert, sodass durch iterative Segmentierung der obersten planaren Fläche präzise Greifpositionen bestimmt und anschließend mithilfe eines integrierten Kraft-Momenten-Sensors taktil nachjustiert werden können (vgl. Abbildung 3).



**Abbildung 3: Prozessschritte des Pick-up-Skills: links: grobe Positionierung und Identifizierung einer potenziell gültigen Greifposition durch eine Stereo-Tiefenkamera, rechts: präzise taktile Anpassung für einen sicheren Kontakt mit dem Bauteil**

Aufbauend auf dem Pick-up-Prozess verdeutlichen die entwickelten Scanning- und Welding-Skills die Umsetzung adaptiver Produktionsprozesse. Ein auf dem Roboter montierter Laser-Profilsensor erzeugt eine 3D-Punktwolke der Trägergeometrie, aus der mittels RANSAC-basierter Flächensegmentierung Kanten und Schnittlinien extrahiert werden. Diese dienen der automatisierten Schweißnahtdetektion und Generierung von Schweißpfaden. Die anschließende Heftschiweißung wird durch Kontrollscans überwacht, sodass Abweichungen zwischen digitaler Planung und realer Geometrie in Echtzeit kompensiert werden können [2] (vgl. Abbildung 4).



**Abbildung 4: Prozessschritte des Scannens und Schweißens, links: Ergebnis des extrahierten Schweißpfads im virtuellen Dienst „Point-Cloud-Interpreter“, rechts: Live-Sensorüberwachung der Schweißparameter und das Wärmebild.**

### 3.3 Semantische Linked-Data-Integration

Zur durchgängigen Verknüpfung von Prozess-, Ressourcen- und Sensordaten wurde ein ontologie-basierter Ansatz zur Datenmodellierung in das Steuerungskonzept integriert. Aufbauend auf Vorarbeiten aus dem Projekt *Internet of Construction* und erweitert für die Stahlbauvorfertigung ermöglicht das semantische Modell eine kontextbezogene Zuordnung von Sensordaten zu Prozessschritten und Zuständen [5]. Dadurch können skill-basierte Steuerungslogiken mit semantisch beschriebenen Prozessinformationen gekoppelt und sowohl für das Echtzeit-Monitoring als auch für die strukturierte Analyse der Produktionsprozesse genutzt werden [4].

## 4 Fazit und Ausblick

Der im Projekt CLOUD56 realisierte Demonstrator zeigt, wie skill-basierte Steuerungsansätze, adaptive Produktionsprozesse und semantische Datenintegration zu einer robusten Automatisierung der Stahlbauvorfertigung kombiniert werden können. Durch die Kopplung von Sensorik, robotischer Ausführung und cloudbasierter Orchestrierung lassen sich Abweichungen zwischen digitaler Planung und realer Geometrie in Echtzeit kompensieren.

Zukünftige Arbeiten konzentrieren sich auf die Übertragung der entwickelten Konzepte auf weitere Stahlbauprozesse sowie auf die Erhöhung der Systemrobustheit und Skalierbarkeit unter industriellen Einsatzbedingungen. Dabei bieten insbesondere semantische Prozessmodelle und modulare Steuerungsarchitekturen großes Potenzial für eine flexible Integration in bestehende Produktionsumgebungen.

### Literatur

- [1] Brell-Çokcan, S.; Schmitt, R. (Hrsg.) (2024): *IoC – Internet of Construction. Informationsnetzwerke zur unternehmensübergreifenden Kollaboration in den Fertigungsketten des Bauwesens*. Wiesbaden: Springer Vieweg.
- [2] Ergin, E.; Knitt, H.; Stumm, S.; Brell-Çokcan, S. (2025): Enhancing construction steel assembly through semantic data connectivity: Insights from an adaptive welding procedure and in-process monitoring. In: *Proceedings of the European Robotics Forum (ERF 2025)*, Stuttgart, Deutschland. [https://doi.org/10.1007/978-3-031-89471-8\\_18](https://doi.org/10.1007/978-3-031-89471-8_18)
- [3] Kirner, L.; Wildemann, P. R.; Brell-Çokcan, S. (2024): *ioc:process – Ein neuer Ansatz einer Bauprozess-Ontologie für die unternehmensübergreifende Kollaboration*. In: Brell-Çokcan, S.; Schmitt, R. (Hrsg.): *IoC – Internet of Construction*. Wiesbaden: Springer Vieweg, S. 229–278.
- [4] Knitt, H.; Ergin, E.; Jung, V.; Brell-Çokcan, S. (2025): Prozessmodellierung für den robotischen Zusammenbau im Stahlbau. In: *Stahlbau* 94 (3), S. 108–116. <https://doi.org/10.1002/stab.202500007>

- [5] Liu, S.; Zeng, Z.; Ren, T.; Li, F.; Zhang, H.; Yang, J. et al. (2023): Grounding DINO: Marrying DINO with grounded pre-training for open-set object detection. arXiv preprint. Verfügbar unter: <http://arxiv.org/pdf/2303.05499v5>
- [6] Ravi, N.; Gabeur, V.; Hu, Y.-T.; Hu, R.; Ryali, C.; Ma, T. et al. (2024): SAM 2: Segment anything in images and videos. arXiv preprint. Verfügbar unter: <http://arxiv.org/pdf/2408.00714v2>
- [7] Ren, T.; Liu, S.; Zeng, A.; Lin, J.; Li, K.; Cao, H. et al. (2024): Grounded SAM: Assembling open-world models for diverse visual tasks. arXiv preprint. Verfügbar unter: <http://arxiv.org/pdf/2401.14159v1>
- [8] RWTH Aachen University – Lehrstuhl für Individualisierte Bauproduktion (2024): CLOUD56 Demonstrator – Robotergestützte Stahlbauvormontage. Online verfügbar unter: <https://www.youtube.com/watch?v=cixPuXraC-w>
- [9] Stumm, S.; Kerber, E.; Krishnan, A. (2024): Robotergestütztes Schweißen – Verteilte Produktionstechnik für dynamische Automatisierung. In: Brell-Çokcan, S.; Schmitt, R. (Hrsg.): IoC – Internet of Construction. Wiesbaden: Springer Vieweg, S. 505–565.
- [10] Target-X Consortium (2025): *TARGET-X – Trial Platform for 5G Evolution – Cross-Industry on Large Scale*. Online: <https://target-x.eu/> (abgerufen am 29.01.2026)

## Verbesserung der Ermüdungsfestigkeit von additiv gefertigtem 316L Edelstahl durch Ni/Cu nanometallische Mehrschichtstrukturen

Mohsen Falah<sup>1</sup> und Marcus Rutner<sup>1</sup>

<sup>1</sup> Institut für Metall- und Verbundbau, Denickestr. 17, Technische Universität Hamburg, Deutschland  
E-Mail: mohsen.falah@tuhh.de

### Zusammenfassung

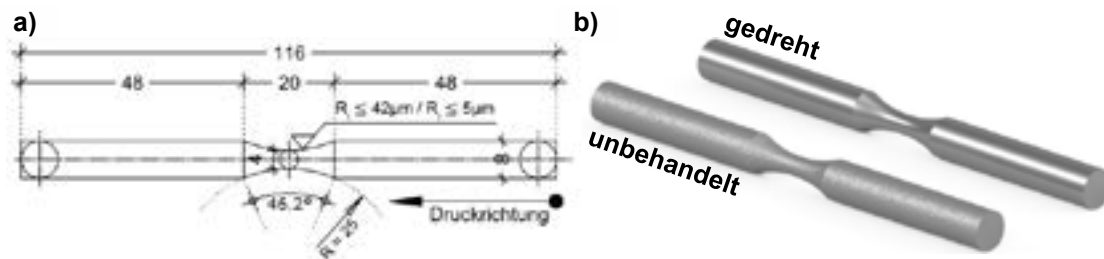
Eine umfassende Literaturrecherche zeigt die umfangreichen Forschungsbemühungen zur Verlängerung der Ermüdungslebensdauer additiv gefertigter Bauteile, die vor allem durch wirtschaftliche und nachhaltige Aspekte getrieben werden. Um eine optimale Widerstandsfähigkeit gegen Ermüdungsrisse zu gewährleisten, muss eine Oberflächenbeschichtung eine Vielzahl von Eigenschaften aufweisen, darunter Härte, Zähigkeit, Kaltverformbarkeit, Druckeigenspannungen und eine oberflächenglättende Wirkung. Ni/Cu Nano Metall Multischichten (NMM) versprechen diese Anforderungen gleichzeitig zu erfüllen. Diese Studie stellt eine neuartige Nachbearbeitungstechnik vor, bei der die direkte Steuerung der wesentlichen Oberflächeneigenschaften durch elektrochemische Abscheidung einer Ni/Cu nanostrukturierten Metall Multischicht im Vordergrund steht. Ermüdungstests zeigen, dass die Integration von Drehen und NMM als Nachbehandlung zu einer außergewöhnlichen Ermüdungsfestigkeit von  $\Delta\sigma_{R,95\%} = 410$  MPa mit einer bemerkenswert hohen Anzahl von Durchläufern bei Spannungsamplituden nahe der Streckgrenze führt.

### 1 Einleitung

Es ist allgemein anerkannt, dass die Lokalisierung von plastischen Dehnungen, welche durch die irreversible Verformung infolge zyklischer Gleitanregungen verursacht wird, der zentrale Mechanismus für die Initiierung von Ermüdungsrissen in homogenen duktilen Werkstoffen ist. Bei zyklischer Belastung können selbst geringfügige Abweichungen in der Oberflächenmorphologie Spannungskonzentrationen erzeugen, die ausreichen, um Rissbildung auszulösen. Folglich wird die Rissbildung insbesondere durch die Rauheit der Oberfläche beeinflusst. Aus der Literatur ist bekannt, dass fünf Eigenschaften einer Oberflächenbeschichtung deren Widerstandsfähigkeit gegen Ermüdungsrissbildung beeinflussen [1]: (1) Härte – um das Entstehen einer durch Gleitbänder verursachten Oberflächenmorphologie zu verhindern, (2) Zähigkeit – um Rissbildung an den Schnittpunkten zu verhindern, an denen unter der Oberfläche liegende persistente Gleitbänder den Film kreuzen, (3) Kaltverfestigungsfähigkeit – um die Lokalisierung von Schlupf zu verhindern, (4) Druckeigenspannungen – um die Auswirkungen von Zugspannungen zu reduzieren, und (5) Adhäsion – um sicherzustellen, dass der Oberflächenfilm in Kontakt mit dem Substrat bleibt. Das Potenzial zur Verbesserung der Ermüdungsfestigkeit auf ferritischem Baustahl durch Nano Metall Multischichten wurde in [2] gezeigt. Die in [3], [4], [5], [6] am Institut durchgeführten Ermüdungsuntersuchungen zeigen, dass die Lebensdauer von Stahlplatten mit Stumpfschweißnaht in Abhängigkeit von der einwirkenden Belastung um ein Vielfaches verlängert werden kann. Es wird postuliert, dass die zugrundeliegenden Mechanismen wesentlich auf der Erzeugung von oberflächennahe Druckeigenspannungen im Stahlsubstrat beruhen, die eine Verlängerung der Rissinitiierungsphase bewirken [6]. Ziel der vorliegenden Studie ist es, zu untersuchen, ob Nano Metall Multischichten (engl.: Nano Metallic Multilayer, NMM), die im Vergleich zum Substrat verbesserte Eigenschaften aufweisen, die Ermüdungslebensdauer additiv gefertigter 316L Bauteile verlängern können.

## 2 Herstellung der Probekörpern

AISI 316L (X2CrNiMo17-12-2, 1.4404) ist ein kohlenstoffarmer austenitischer Edelstahl, der aufgrund seiner günstigen Kombination aus mechanischer Festigkeit, Korrosionsbeständigkeit und Schweißbarkeit in verschiedenen Branchen weit verbreitet ist. Mehrere Rundroben gemäß ASTM E466-21 [7] (Abbildung 1) wurden mit einem Übermaß von 1,0 mm auf allen Oberflächen hergestellt, das später durch Drehen entfernt wurde, um sicherzustellen, dass alle Proben die gleichen Endabmessungen aufwiesen. Alle Proben wurden zusammen hergestellt, um konservative Ergebnisse zu erzielen, da die Herstellung mehrerer Komponenten in der Regel zu einer weniger günstigen Mikrostruktur und schlechteren mechanischen Eigenschaften führt.



**Abbildung 1: a) Probengeometrie in [mm]; b) Zustand bei Untersuchung**

Die Proben wurden in einer Renishaw AM250 (Renishaw plc, England) unter Schutzatmosphäre gefertigt. Die wichtigsten Herstellungsparameter sind in Tabelle 1 aufgeführt.

**Tabelle 1: Parameter für die Herstellung der additive gefertigten 316L Proben [8]**

Parameter	Einheit	Zahlenwert
Laserleistung	[W]	100 - 180
Schichtdicke	[µm]	40
Pulverdichte	[g/cm <sup>3</sup> ]	4,29
Breite des Schmelzbades	[µm]	115
Belichtungszeit	[µs]	80
Scan-Zeilenabstand	[µm]	65

Die gedrehten Proben wurden dann zusammen mit einer Reihe von unbehandelten Proben wärmebehandelt, um die Auswirkungen von Eigenspannungen zu untersuchen. Die Proben wurden 2 Stunden lang bei 650 °C wärmebehandelt und im Ofen abgekühlt. Der Reinigungsprozess vor der elektrochemischen Beschichtung umfasst ein 10-minütiges Ultraschallbad mit einer 2,5%igen Lösung EM-600 (emmi® EMAG AG, Deutschland), gefolgt von einer 5-minütigen Ultraschall-Entrostung mit einer 5,0%igen Lösung EM-202 (emmi® EMAG AG, Deutschland). Diese Abfolge von Vorbehandlungen stellt sicher, dass die Oberflächen vollständig frei von Rost und Fette sind.

## 3 Elektrochemische Abscheidung von nano-metallischen Mehrschichten

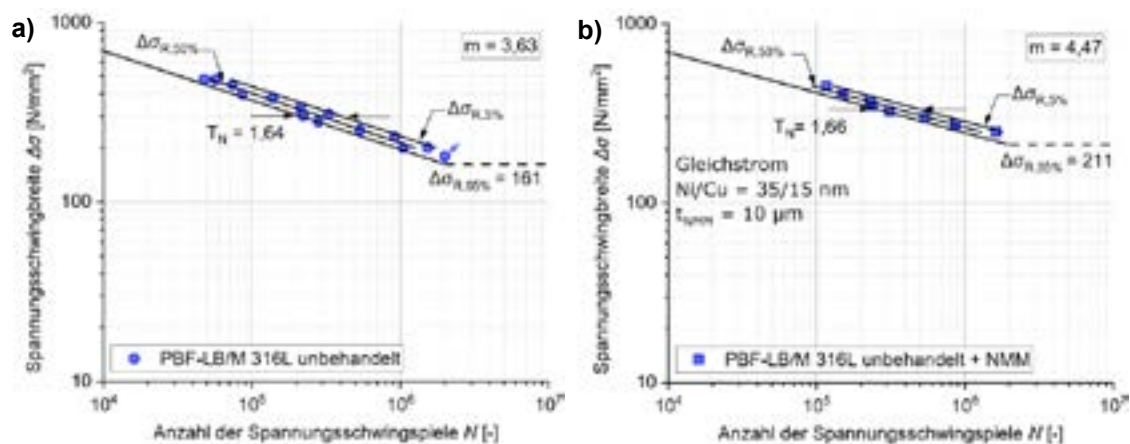
Im Rahmen des galvanischen Beschichtungsprozesses werden die Proben unter Verwendung einer galvanostatischen Pulsstromquelle (Plating Electronics®, Deutschland) und eines Elektrolyten auf Sulfatbasis beschichtet. Mittels Tauchgalvanik werden abwechselnd Nickel- und Kupferschichten mit Schichtdicken von jeweils 35 nm beziehungsweise 15 nm aufgebracht. Zuvor wird eine Nickel-Ausgleichsschicht mit einer Dicke von 1.000 nm aufgebracht. Insgesamt werden 180 Doppelschichten elektrochemisch abgeschieden, wodurch eine Gesamtschichtdicke von  $t_{\text{NMM}} = 10 \mu\text{m}$  aufgebracht wird. Das Schichtwachstum wird durch Stromdichte und Zeit gesteuert, basierend auf dem Faraday'schen Gesetz [9] und der Cottrell-Gleichung [10]. Die wichtigsten Beschichtungsparameter sind in Tabelle 2 aufgeführt.

**Tabelle 2: Parameter der stromgesteuerten elektrochemischen Abscheidung von Ni/Cu-Mehrschichtstrukturen [11]**

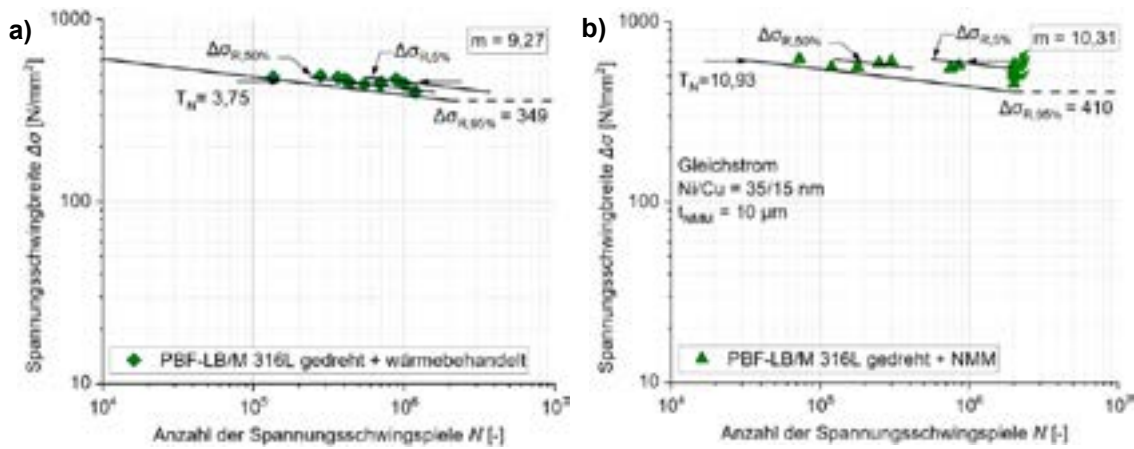
Parameter	Einheit	Nickel-Schicht	Kupfer- Schicht
Stromdichte	[A/dm <sup>2</sup> ]	2,20	0,045
Schichtdicke	[nm]	35	15
Abscheidungsdauer	[s]	8,0	155,0
PH-Wert	[-]	4,5	4,5
Rührer Geschwindigkeit	[rpm]	850	850
Badtemperatur	[°C]	20,0	20,0

#### 4 Verbesserung der Ermüdungsfestigkeit durch Nano Metall Multischichten

Experimentelle Tests haben bestätigt, dass die vorgeschlagenen Nachbearbeitungsstrategien für PBF-LB/M 316L Komponenten die Ermüdungsfestigkeit erheblich verbessern (Abbildung 2 und Abbildung 3) [11]. Die Analyse umfasste in erster Linie einen Vergleich der 50 %-Quantil-Ergebnisse bei  $N = 2 \times 10^6$ . In diesem Zusammenhang wurde die unbehandelte Probe als Referenzpunkt ( $\Delta\sigma_{R,50\%} = 178$  MPa) für alle vergleichenden Bewertungen gewählt. Die NMM-Beschichtung auf der unbehandelten Probe führte zu einer moderaten Erhöhung der Ermüdungsfestigkeit um 27% ( $\Delta\sigma_{R,50\%} = 227$  MPa). Das Drehen vor der Wärmebehandlung trug zu einer bemerkenswerten Steigerung von 220% ( $\Delta\sigma_{R,50\%} = 390$  MPa) bei. Der Einsatz eines zweistufigen Nachbehandlungsverfahrens, NMM-Beschichtung nach dem Drehen, führte zu einer Gesamtsteigerung der Ermüdungsfestigkeit um bemerkenswerte 266% ( $\Delta\sigma_{R,50\%} = 474$  MPa). Dieses Ergebnis unterstreicht die herausragende Wirksamkeit von NMM bei der Verbesserung der Ermüdungsfestigkeit. Die Behandlung mit einer Kombination aus Drehen und NMM ergab eine hohe Anzahl von Durchläufern bei Spannungsamplituden nahe der Streckgrenze. Ein Vergleich der Neigung der Ermüdungsfestigkeitskurven bei  $R = 0$  zeigt unterschiedliche Ermüdungsverhalten auf. Im unbehandelten Zustand ( $m = 3,63$ ) wird die Lebensdauer vorwiegend durch die Ermüdungsrissausbreitung bestimmt. Im Gegensatz dazu weisen die gedrehten und mit NMM-Beschichtung eine verlängerte Rissentstehungsphasen auf, was sich in deutlich höhere Neigungen von  $m = 9,27$  (gedreht und wärmebehandelt) bzw.  $m = 10,31$  (gedreht und NMM) widerspiegelt, was zu deutlich flacheren Steigungen der Wöhler-Kurve führt.



**Abbildung 2: Wöhlerlinie der additive gefertigten 316L Proben im unbehandelten Zustand a) ohne Nachbehandlung und b) mit NMM-Beschichtung [8], [11]**



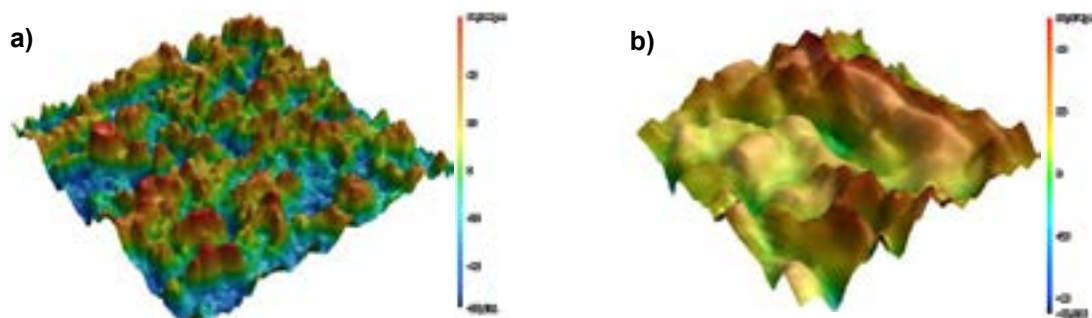
**Abbildung 3: Wöhlerlinie der additiv gefertigten 316L Proben im gedrehten Zustand a) wärmebehandelt und b) nach der NMM-Beschichtung [8], [11]**

## 5 Fazit

Das durch Nanomeherschichten erzielbare breite Spektrum an Materialeigenschaften bietet die Grundlage für die Entwicklung von Beschichtungen, die alle relevanten Anforderungen zur Eindämmung von Ermüdungsrissen erfüllen. Die Hypothese dieser Arbeit wurde durch die galvanische Abscheidung einer Ni/Cu-Nanomeherschicht auf zylindrischen, additiv gefertigten PBF-LB/M 316L Ermüdungsproben geprüft, welche anschließend in einer axialen Ermüdungsprüfmaschine sinusförmigen getestet wurden. Die Ergebnisse zeigen, dass die Ni/Cu-Nanomeherschicht Beschichtung die Beständigkeit gegen Ermüdungsrissbildung deutlich verbessert, insbesondere wenn die Proben vor der Beschichtung gedreht wurden. Ein Vergleich der potenziellen Verbesserung der Ermüdungsfestigkeit zwischen rauen und gedrehten Oberflächen deutet darauf hin, dass gedrehte Oberflächen in Kombination mit Nanomeherschichten eine wesentlich effektivere Verbesserung erzielen. Die Wirkmechanismen nanostrukturierter Werkstoffe und ihrer Optimierung sind noch unzureichend verstanden. Deren Erforschung bietet großes Potenzial zur deutlichen Verbesserung der Ermüdungsfestigkeit.

## 6 Ausblick

Gegenstand der aktuellen Untersuchungen ist der Einfluss der Oberflächenrauheit auf die funktionalen Eigenschaften der Nano Metall Multischichten. Zur Vermeidung unerwünschter Eigenspannungen wird die Oberfläche mittels Elektropolieren in einem Elektrolyten aus Schwefel- und Phosphorsäure behandelt. Dabei wird innerhalb von 30 Minuten eine Materialschicht mit einer Dicke von circa 80 μm abgetragen. Zukünftig geplante Ermüdungsversuche werden den Einfluss einer kombinierten Behandlung aus Elektropolieren und NMM untersuchen.



**Abbildung 4: Elektropolieren der additiv gefertigten 316L Proben: Einfluss auf die Oberflächenbeschaffenheit; a) Ausgangszustand und b) Endzustand**

**Literatur**

- [1] M. R. Stoudt, R. E. Ricker, and R. C. Cammarata, "The influence of a multilayered metallic coating on fatigue crack nucleation," *Int. J. Fatigue*, vol. 23, pp. 215–223, 2001, doi: 10.1016/S0142-1123(01)00153-0.
- [2] M. Falah, R. Lau, N. Spalek, M. Seidelmann, N. Lalkovski, and M. Rutner, "Significant improvement of the fatigue performance of ER70S-6 WAAM un-milled structures: A Cu/Ni multilayer nanotechnology approach," *Procedia Struct. Integr.*, vol. 75, pp. 10–18, 2025, doi: 10.1016/j.prostr.2025.11.002.
- [3] J. Brunow, N. Spalek, F. Mohammadi, and M. Rutner, "A novel post-weld treatment using nanostructured metallic multilayer for superior fatigue strength," *Sci. Rep.*, vol. 13, no. 1, p. 22215, Dec. 2023, doi: 10.1038/s41598-023-49192-0.
- [4] J. Brunow, S. Gries, T. Krekeler, and M. Rutner, "Material mechanisms of Cu/Ni nanolaminate coatings resulting in lifetime extensions of welded joints," *Scr. Mater.*, vol. 212, p. 114501, Apr. 2022, doi: 10.1016/j.scriptamat.2022.114501.
- [5] J. Brunow, M. Ritter, T. Krekeler, M. Ramezani, and M. Rutner, "Thermal stability of a nanolayered metal joint," *Scr. Mater.*, vol. 194, p. 113687, Mar. 2021, doi: 10.1016/j.scriptamat.2020.113687.
- [6] N. Spalek, G. Abreu Faria, A. Davydok, and M. Rutner, "Enhancing Fatigue Performance by Tuning of Residual Stresses in Welded Joints through Nanometallic Multilayer," *Adv. Eng. Mater.*, vol. 28, no. 1, p. e202502357, Jan. 2026, doi: 10.1002/adem.202502357.
- [7] E08 Committee, *Practice for Conducting Force Controlled Constant Amplitude Axial Fatigue Tests of Metallic Materials*. doi: 10.1520/E0466-21.
- [8] M. Braun *et al.*, "Fatigue strength of PBF-LB/M and wrought 316L stainless steel: effect of post-treatment and cyclic mean stress," *Fatigue Fract. Eng. Mater. Struct.*, vol. 44, no. 11, pp. 3077–3093, Nov. 2021, doi: 10.1111/ffe.13552.
- [9] M. Faraday, "VI. Experimental researches in electricity.-Seventh Series," *Philos. Trans. R. Soc. Lond.*, vol. 124, pp. 77–122, Dec. 1834, doi: 10.1098/rstl.1834.0008.
- [10] F. G. Cottrell, "Der Reststrom bei galvanischer Polarisation, betrachtet als ein Diffusionsproblem," *Z. Für Phys. Chem.*, vol. 42U, no. 1, pp. 385–431, Oct. 1903, doi: 10.1515/zpch-1903-4229.
- [11] M. Falah, N. Spalek, B. Moritz, S. Shahram, and R. Marcus, "Unmatched Fatigue Performance of machined 316L Laser Powder Bed Fusion (PBF-LB/M) Specimen through Nanometallic Multilayers," *ce/papers*, Sep. 2026.

## Ermüdungsfestigkeit reparaturgeschweißter Kopfbolzendübel

Paul Heckelsmüller<sup>1</sup> und Michael Volz<sup>1</sup>

<sup>1</sup> Fakultät Architektur und Bauingenieurwesen, Technische Hochschule Würzburg-Schweinfurt (THWS),  
Röntgenring 8, 97070 Würzburg, Deutschland  
E-Mail: paul.heckelsmueller@thws.de

### Zusammenfassung

Bei der Ausführung von Stahlbauten sind fertigungsbedingte Fehler häufig Ursache für Konflikte und Mehrkosten. Das Schweißen von Kopfbolzendübeln mittels Lichtbogenbolzenschweißen mit Hubzündung nach DIN EN ISO 14555 [1] stellt dabei keine Ausnahme dar, nachdem bestimmte Ungäenzen trotz des vollmechanisierten Schweißprozesses nicht vollends ausgeschlossen werden können. In der Vergangenheit wurde diesen durch verschiedene Reparaturmaßnahmen begegnet, systematische Untersuchungen bezüglich deren Einfluss auf die Ermüdungsfestigkeit lagen jedoch nicht vor. Eben diese Wissenslücke führte sowohl im Straßen- wie auch im Eisenbahnbrückenbau zu einer erheblichen Verschärfung der Ausführungsregelwerke. Die für eine differenzierte Betrachtung fehlende Datengrundlage soll nun im Zuge dieses Forschungsprojekts geschaffen werden, wobei eine Bewertung der praxisrelevantesten Reparaturmaßnahmen hinsichtlich ihrer Auswirkungen auf die Ermüdungsfestigkeit im Fokus steht. Projektziel ist die Ableitung einer praxisgeeigneten Empfehlung für den Umgang mit reparaturgeschweißten Kopfbolzen auf Grundlage der eigens hierfür durchgeführten experimentellen und numerischen Untersuchungen.

## 1 Hintergrund und Motivation des Forschungsvorhabens

### 1.1 Bolzenschweißprozess und mögliche Nahtfehler

Im Verbundbrückenbau werden Kopfbolzen im Regelfall mittels Lichtbogenbolzenschweißen mit Hubzündung nach DIN EN ISO 14555 [1] geschweißt (Prozess Nr. 783 nach DIN EN ISO 4063 [2], siehe Abbildung 1 links). Dieser vollmechanisierte Prozess erzeugt einen Anschluss des Bolzens über dessen gesamte Querschnittsfläche und ermöglicht dabei gleichzeitig einen schnellen Arbeitsfortschritt. Eine erfolgreiche Bolzenschweißung setzt jedoch geeignete Ausgangsmaterialien und Rahmenbedingungen der Fertigung, der Schweißaufgabe entsprechend gewählte Prozessparameter, eine passende Schweißvorbereitung und insbesondere qualifiziertes Bedienpersonal voraus. Andernfalls können trotz der vollmechanisierten Prozessdurchführung Nahtfehler auftreten. Diese Fehler und deren Ursachen werden detailliert u.a. in [3-8] behandelt.

Im Kontext dieser Veröffentlichung steht insbesondere die Blaswirkung im Vordergrund: der für das Aufschmelzen verantwortliche Lichtbogen reagiert empfindlich auf äußere Magnetfelder und kann durch diese abgelenkt werden. Dies ist beim Bolzenschweißen besonders relevant, da bereits geringe Auslenkungen ein vermehrt einseitiges Anschmelzen des Bolzenfußes bewirken können. Die Konsequenz ist ein ungleichmäßiger Schweißwulst bis hin zu einem einseitigen Unterschnitt (siehe Abbildung 1 rechts).



**Abbildung 1: Bolzenschweißen mittels Prozess Nr. 783 nach DIN EN ISO 4063 [2] (links); Kopfbolzen mit stark ungleichen Schweißwulsten sowie einseitigem Unterschnitt aufgrund der Blaswirkung (rechts); Bildquelle: Ingenieurgesellschaft für Stahlbau und Schweißtechnik mbH (beide)**

Während sich etwa eine verstärkte Porenbildung in der Schweißnaht oder ein kaltes Eintauchen der Bolzen durch Einhaltung geeigneter Randbedingungen in der Regel gut vorbeugen lassen, obliegt die Vermeidung der Blaswirkung weitgehend der Erfahrung des Schweißpersonals. Da das für die Auslenkung des Lichtbogens ursächliche Magnetfeld durch den Stromfluss im Bauteil selbst hervorgerufen wird, kommt einer geeigneten Positionierung der Masseklammern und etwaiger Ausgleichsmassen deshalb besondere Bedeutung zu. Zwar finden sich hierfür Hinweise in der Literatur (etwa in [1], und [4-8]), jedoch vorwiegend allgemeiner Natur. Eine zuverlässige vollständige Vermeidung der Blaswirkung ist aufgrund der je nach Schweißaufgabe individuellen Randbedingungen und erforderlichen Gegenmaßnahmen nur schwer möglich. [8]

Gleichzeitig lassen sich durch Blaswirkung betroffene Bolzen, welche nach DIN EN ISO 14555 [1] als fehlerhaft zu beurteilen sind oder deren Schweißwulstabmessungen nicht den Richtwerten der DIN EN ISO 13918 [10] entsprechen, durch die im Rahmen der laufenden Fertigungsüberwachung für alle Bolzen vorgeschriebene Sichtprüfung zuverlässig identifizieren. [6]

## 1.2 Reparaturschweißungen an Kopfbolzendübeln

Bolzenschweißungen mit inneren unzulässigen Ungängen (wie etwa Poren oder Bindefehlern) können nicht durch Reparaturschweißungen instandgesetzt werden. Für äußere Nahtfehler hingegen war es bis 2019 gängige Praxis, Reparaturen mittels handgeführter (teilmechanisierter) Schweißprozesse vorzunehmen. Art und Ausführung dieser Reparaturschweißungen wurden dabei je nach vorliegender Situation auf Grundlage der DIN EN ISO 14555 [1] Abs. 14.7 gewählt.

Wie bereits in [11] beschrieben, wurden so beispielsweise unvollständige Schweißwulste nachträglich geschlossen oder abgeschliffen und durch eine umlaufende Kehlnaht ersetzt. Alternativ wurde der betroffene Bolzen vollständig entfernt und durch einen neugeschweißten ersetzt. Ließ sich der Bolzen hierbei – beispielsweise aufgrund von beschränkten Platzverhältnissen – nicht mittels Hubzündung schweißen, wurde dieser in manchen Fällen mit umlaufenden Kehl-, HY- oder HV-Nähten angeschweißt. Der Umfang solcher Reparaturmaßnahmen wurde dabei üblicherweise zwischen Hersteller und Fertigungsüberwachung, teils in Abstimmung mit dem Prüfenieur abgestimmt und meist auf maximal 10% aller Bolzen begrenzt, obgleich dieser Grenzwert keinen wissenschaftlich begründbaren Hintergrund hat. Generell lagen zu diesem Zeitpunkt keine systematischen wissenschaftlichen Untersuchungen zu dem Einfluss von Reparaturschweißungen auf die Ermüdungsfestigkeit von Kopfbolzenverbindungen vor, was – veranlasst durch das Allgemeine Rundschreiben Straßenbau Nr. 18/2019 [12] – zu einer erheblichen Verschärfung der Ausführungsregelwerke geführt hat. Die aktuelle diesbezügliche Normensituation ist detailliert in [11] beschrieben. Den weitgehenden Ausschluss von Reparaturschweißungen begründen [13] und [12] über die zwar gegebene statische Tragfähigkeit, jedoch nicht ausreichende

Ermüdungsfestigkeit. Neuere in [9] veröffentlichte Ergebnisse können aus Sicht der Verfasser dieses Artikels aufgrund wesentlicher Fehler in der Auswertung der Versuche und weiterer grundlegender Mängel nicht verwendet werden.

## 2 Forschungsvorhaben „Ermüdungsfestigkeit reparaturgeschweißter Kopfbolzendübel“ (EREKO)

Das IGF/DLR-Forschungsvorhaben 01|F23517N wird über den Deutschen Ausschuss für Stahlbau (DAST) durch das Bundesministerium für Wirtschaft und Energie (BMWi) finanziert. Die Bearbeitung erfolgt durch die Technische Hochschule Würzburg-Schweinfurt (THWS) sowie die Brandenburgische Technische Universität (BTU) Cottbus-Senftenberg.

Der Ermüdungsnachweis von Kopfbolzendübeln im Verbundbrückenbau erfolgt üblicherweise nach dem Nennspannungskonzept, wobei nach der Bemessungsnorm DIN EN 1994-2 [14] zwei Situationen zu betrachten sind. Erstens die Beanspruchung der Kopfbolzendübel unter Verbundwirkung, wobei deren reales Tragverhalten (wie etwa in [15-17] beschrieben) einwirkungsseitig durch die Schubspannungsschwingbreite  $\Delta\tau_{E2}$  bezogen auf den Bolzenschaft wiedergegeben und gegen eine Ermüdungsfestigkeit von  $\Delta\tau_C = 90$  MPa mit Steigung  $m = 8$  ([14], Abs. 6.8.3) nachgewiesen wird. Zweitens ein Nachweis ermüdungsrelevanter Normalspannungsschwingbreiten  $\Delta\sigma_{E2}$  im Stahlgurt, bei welchem die Kerbfalleinordnung  $\Delta\sigma_C = 80$  MPa ( $m = 3$ ) nach DIN EN 1993-1-9 [18] Tabelle 8.4 die Kerbwirkung des aufgeschweißten Bolzens erfasst. Um eine Beeinflussung beider durch unterschiedliche Reparaturmaßnahmen zu untersuchen, beinhaltet das Arbeitsprogramm (Versuchsserie 1-4, siehe nachfolgend) zwei Testszenarien: die an der BTU Cottbus-Senftenberg durchgeführten Push-Out-Versuche erfassen die Ermüdungsbeanspruchung der Bolzen in Verbundwirkung, während die Versuche an Stahlkleinprüfkörpern an der THWS die Ermüdungsbeanspruchung des Stahlgurts abbilden.

Für die spätere Einordnung der Ergebnisse liefert **Versuchsserie 1** Referenzwerte für intakte fehlerfrei mittels Hubzündung geschweißte Kopfbolzen.

**Versuchsserie 2** behandelt professionell reparaturgeschweißte Kopfbolzendübel. Hierbei liegt der Fokus insbesondere auf dem nachträglichen Schließen eines unvollständigen Schweißwulsts, was nach aktuellem Regelwerk [19] und [20] weder für Straßen- noch Eisenbahnbrücken zulässig wäre. Vorversuche haben hier gezeigt, dass sich ein entsprechender Nahtfehler zuverlässig und reproduzierbar durch gezielte Provokation der Blaswirkung erzeugen lässt.

In **Versuchsserie 3** wird das von [12] und [19] geforderte Vorgehen des vollständigen Austauschs des betroffenen Bolzens untersucht. Das nach dem Entfernen des Bolzens erfolgende Schleifen bis zum intakten Grundmaterial verursacht dabei zwangsläufig eine Schleifmulde im Grundblech. Dieser wird in der Versuchsserie durch zwei Unterszenarien begegnet: in einer Gruppe wird der neue Bolzen in die Schleifmulde aufgeschweißt und in einer weiteren Gruppe auf die nach einer Auftragsschweißung wieder nivellierte Blechoberfläche.

Ein Anschluss der Kopfbolzen rein über Kehlnähte ist (in begründeten Einzelfällen) in den aktuell gültigen Regelwerken nur in Form eines Vollanschlusses zulässig. Eine solche Verbindung wird etwa in [17] aufgrund der geringeren geometrischen Kerbwirkung durch den flacheren Nahtübergangswinkel als mindestens gleichwertig zu einer mit Hubzündung geschweißten Verbindung angesehen. **Versuchsserie 4** soll deshalb nicht den Fall des Vollanschlusses, sondern den Anschluss rein über eine umlaufende Kehlnaht abbilden. Diese Ausführung wird in [17] aufgrund des verbleibenden Restspalts am Bolzenfuß besonders kritisch hinsichtlich ihrer Ermüdungsfestigkeit angesehen. Der Anwendungsfall von kehlnahtgeschweißten Bolzen sind vorrangig nachträgliche Baustellenschweißungen oder entfernte und neugeschweißte Bolzen, bei denen das Verfahren mit Hubzündung nicht anwendbar ist.

Die Versuche werden durch eine Materialcharakterisierung begleitet, durch welche eine Validierung entsprechender FE-Modelle erfolgt. So wird eine Erweiterung des Parameterfelds, beispielsweise der Einfluss unterschiedlicher Dübel Durchmesser, Betongüten oder Nahtgeometrien auf die Ermüdungsfestigkeit, im Rahmen einer numerischen Untersuchung ermöglicht.

## Literatur

- [1] DIN EN ISO 14555:2026-01 (2026). *Schweißen - Lichtbogenbolzenschweißen von metallischen Werkstoffen (ISO 14555:2025)*.
- [2] DIN EN ISO 4063:2023-07 (2023). *Schweißen, Hartlöten, Weichlöten und Schneiden - Liste der Prozesse und Ordnungsnummern (ISO 4063:2023)*.
- [3] Trillmich, R. (2021). *Neue Perspektiven in der Qualitätssicherung beim Bolzenschweißen, Wirtschaftlich und sicher schweißen*. Der Praktiker, Nr. 9, S. 428–433.
- [4] Merkblatt DVS 0902:2019-06. *Lichtbogenbolzenschweißung mit Hubzündung*. DVS Media GmbH.
- [5] Merkblatt DVS 0904:2019-06. *Hinweise für die Praxis - Lichtbogenbolzenschweißung*, DVS Media GmbH.
- [6] Trillmich, R. (2022). *Kopfbolzenschweißen auf Verbundbrücken - alles im Griff!*. Stahlbautag 09/2022. Berlin.
- [7] Trillmich, R.; Welz, W. (2014). *Bolzenschweißen - Grundlagen und Anwendung (Fachbuch 133)*. 2. Auflage. Düsseldorf. DVS Media GmbH.
- [8] Trillmich, R. (2025). *Erfahrungen beim Kopfbolzenschweißen von Stahleinbauteilen: Die Blaswirkung im Griff*. Der Praktiker, Nr. 1, S. 48–53.
- [9] Bucak, Ö.; Dürr, A.; Grötzner, J.; Knepfelkamp, S.; Otto, S.; Rodic, S. (2024). *Zum Trag- und Ermüdungsverhalten von Kopfbolzendübeln mit fehlerbehafteten Schweißungen*. Stahlbau 93, Heft 10, S. 643–660. <https://doi.org/10.1002/stab.202400013>.
- [10] DIN EN ISO 13918:2021-12 (2021). *Schweißen - Bolzen und Keramikringe für das Lichtbogenbolzenschweißen (ISO 13918:2017 + Amd 1:2021)*.
- [11] Volz, M. (2024). *Fatigue strength of repair-welded headed studs*. 11th International Symposium on Steel Bridges 2024. Volume 7, Issue 3-4, S. 138-142. <https://doi.org/10.1002/cepa.3078>
- [12] Allgemeines Rundschreiben Straßenbau (ARS) Nr. 18/2019 vom 26.08.2019 „Qualitätssicherung beim Schweißen von Kopfbolzendübeln im Brückenbau“.
- [13] Hanswille, G.; Schäfer, M.; Bergmann, M. (2020). *Eurocode 4, DIN EN 1994-1-1 Bemessung und Konstruktion von Verbundtragwerken aus Stahl und Beton, Teil 1-1: Allgemeine Bemessungs- und Anwendungsregeln für den Hochbau, Kommentar und Beispiele*, 1. Auflage. Berlin: Beuth Verlag GmbH, Wilhelm Ernst & Sohn.
- [14] DIN EN 1994-2:2010-12 (2010). *Eurocode 4: Bemessung und Konstruktion von Verbundtragwerken aus Stahl und Beton - Teil 2: Allgemeine Bemessungsregeln und Anwendungsregeln für Brücken (EN 1994-2:2005 + AC:2008)*.
- [15] Mensinger, M. (2000). *Zum Ermüdungsverhalten von Kopfbolzendübeln im Verbundbau* [Dissertation]. Universität Kaiserslautern.
- [16] Bode, H.; Mensinger, M.; Leffer, A. (2001). *Verdübelung von Verbundträgern unter nicht ruhender Belastung im Brückenbau*. Stahlbau 70, Heft 4, S. 277–286.
- [17] Porsch, M. (2010). *Modellierung von Schädigungsmechanismen zur Beurteilung der Lebensdauer von Verbundkonstruktionen aus Beton und Stahl* [Dissertation]. Bergische Universität Wuppertal.
- [18] DIN EN 1993-1-9:2010-12 (2010). *Eurocode 3: Bemessung und Konstruktion von Stahlbauten - Teil 1-9: Ermüdung (EN 1993-1-9:2005 + AC:2009)*.
- [19] ZTV-ING (2023). *Zusätzliche Technische Vertragsbedingungen und Richtlinien für Ingenieurbauten - Teil 4 Stahlbau, Stahlverbundbau*. Bergisch-Gladbach: Bundesanstalt für Straßenwesen.
- [20] DBS 918 005 (2020). *Technische Lieferbedingungen für die Ausführung von Eisenbahnbrücken und sonstige Ingenieurbauwerke*. 21. Dezember 2020.

## Abnahmekriterien von Stumpfstößen dicker Bleche im Brückenbau

Jan Hinrichs<sup>1</sup> und Michael Volz<sup>1</sup>

<sup>1</sup> Fakultät Architektur und Bauingenieurwesen, Technische Hochschule Würzburg-Schweinfurt (THWS),  
Röntgenring 8, 97070 Würzburg, Deutschland  
E-Mail: jan.hinrichs@thws.de

### Zusammenfassung

Im Stahlbrückenbau kommen sowohl bei Straßen- als auch bei Eisenbahnbrücken zunehmend große Blechdicken von beispielsweise 80 mm oder mehr vor, die Werkstoffe hierfür sind in aller Regel thermomechanisch gewalzte oder normalisierte Feinkornbaustähle. Erforderliche Stumpfstöße in diesen dicken Blechen werden meist mit UP oder mit MAG-Fülldraht geschweißt. Die einschlägigen Qualitätssicherungskriterien sehen für geschweißte Stumpfstöße des Stahl- und Brückenbaus eine Qualifizierung des jeweiligen Schweißverfahrens (WPQR) durch Schweißverfahrensprüfungen vor. Bei nicht hinreichender Berücksichtigung der Werkstoffeigenschaften und deren Technischer Lieferbedingungen der Bleche traten in der jüngeren Vergangenheit durch falsche Anwendung von [1] scheinbare Mängel auf, die zu Lasten des Stahlbauunternehmens ausgelegt wurden. In dem Beitrag werden die zu beachtenden Eigenschaften der mechanisch-technologischen Eigenschaften von dicken Blechen erläutert, und es wird gezeigt, warum ein Anwenden der [1] ohne dieses Hintergrundwissen nahezu zwangsläufig in einen scheinbaren Mangel läuft. Abschließend werden aktuelle Untersuchungen und erste Ergebnisse dazu vorgestellt.

### 1 Anforderungen für Stumpfstöße aus den Technischen Regeln

#### 1.1 Bleche mit großen Wanddicken

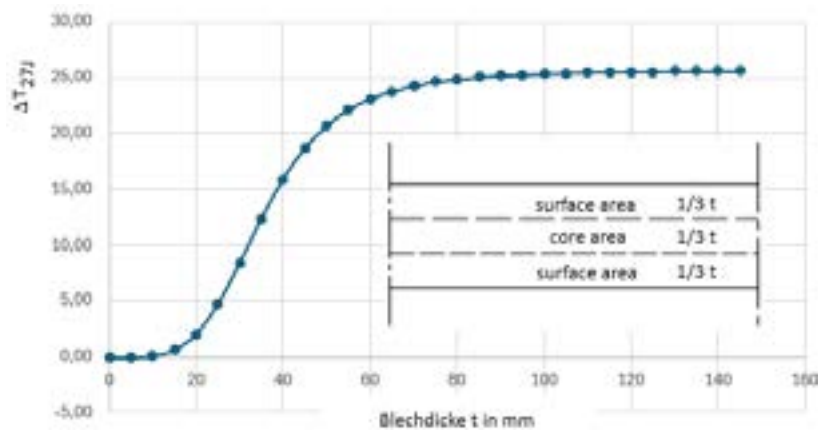
Im Brückenbau werden für dicke Bleche in der Regel normalisierte oder thermomechanisch gewalzte Feinkornbaustähle eingesetzt. Für Dickblechbrücken der Deutschen Bahn werden aufgrund der herstellbaren Abmessungen meist normalisierte Bleche nach [2] eingesetzt und aufgrund der in [3] wegen Lärmschutz geforderten Mindestdicke von 100 mm die Stahlsorte S275NL. Stähle mit höheren Festigkeiten wie S355NL werden aufgrund der Dickenbeschränkung in [4] Tab. NA.3 auf 95 mm und den damit einhergehenden Diskussionen bei Überschreiten dieser Grenzdicken nicht eingesetzt, auch wenn [5] als Anpassung zu [3] den S355NL für das Fahrbahnblech ausdrücklich vorsieht, siehe Tabelle 1 in [5]. Für Dicken >100 mm verweist [5] in Abs. 3.3 auf [6] und damit verbunden auf eine Zusatzanforderung in der Kerbschlagarbeit von 50J (anstelle 27J) bei -50°C. Für Dicken bis einschließlich 100 mm gibt es diesen Verweis konsequenterweise nicht, da auch die verwiesene Tabelle A.9 in [6] erst ab einer Dicke über 100 mm gilt. Trotzdem steht aufgrund der durch [5] angepassten Richtlinie [3] auch für Blechdicken bis einschließlich 100 mm immer wieder die Zusatzanforderung 50J anstelle 27J bei -50°C im Raum.

Für die Anforderungen an die Kerbschlagarbeit der Bleche S275NL gilt [2], ob mit oder ohne Zusatzanforderungen 50J anstelle 27J. In dieser ist die Probenlage im normativen Anhang A

festgelegt. Gemäß Bild A.3 in [2] sind die Kerbschlagproben in Längsrichtung und ab einer Dicke von einschließlich 40 mm in der Lage  $t/4$  zu entnehmen. Eine Option für die Dicke  $t/2$  gibt es in [2] nicht.

Wenn ein Blech der Güte S275NL nach [2] geliefert wird, stellt der Stahlhersteller sicher, dass die Anforderungen von [2] erfüllt sind. Dies bedeutet für die Kerbschlagwerte, dass Anforderungen außerhalb der genau definierten Prüfparameter in [2] (Lage und Orientierung der Proben, s.o.) nicht garantiert werden, insbesondere keine Kerbschlagwerte in Blechmitte  $t/2$ . Diese müssten beim Stahlhersteller bei Bedarf gesondert angefragt und auf Machbarkeit geprüft werden.

Es ist allgemein bekannt, dass aufgrund der Herstellbedingungen die Kerbschlagwerte von Feinkornbaustählen nach [2] im mittleren Blechdrittel signifikant geringer sind und außerdem sehr stark streuen. Die Stahlhersteller (mit HPQ) können laut ihren Aussagen für Stähle nach [2] die Kerbschlagwerte bei  $-50^{\circ}\text{C}$  in  $t/2$  auch gar nicht garantieren. In [7] ist dieser starke Abfall der Kerbschlagwerte über eine Temperaturverschiebung berücksichtigt, siehe Abbildung 1. Im mittleren Blechdrittel verschiebt sich die Übergangstemperatur um  $25^{\circ}\text{C}$ , was im Umkehrschluss bedeutet, dass [7] hier nur noch von einer Kerbschlaganforderung bei  $-25^{\circ}\text{C}$  anstelle  $-50^{\circ}\text{C}$  ausgeht. Dies passt näherungsweise auch zu [6], wo für  $t > 100$  mm eine (optionale) Kerbschlaganforderung bei  $-20^{\circ}\text{C}$  vorgesehen ist.



**Abbildung 1: Temperaturverschiebung  $\Delta T_t$  im mittleren Blechdrittel aufgrund Inhomogenität [8]**

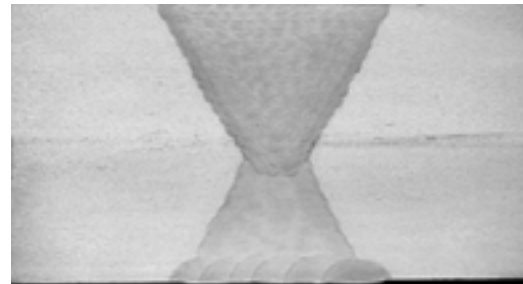
## 1.2 Schweißen nach qualifizierten Schweißanweisungen

Beim Schweißen dicker Bleche, Abbildung 2, gelten die gleichen grundlegenden Qualitätssicherungskriterien wie beim Schweißen allgemein. Dies bedeutet unter anderem Schweißen nach qualifizierten Schweißanweisungen. Die erforderliche Methode der Qualifizierung ist eine Schweißverfahrensprüfung nach [1], siehe z. B. [9], Abs. 7.4.1.2, Tab.12. [10] als wesentliche zusätzliche Vertragsvereinbarung kann darüber hinaus zusätzliche Anforderungen definieren, dies können zum Beispiel fertigungsbegleitende Schweißproben sein.

[1] „legt die Bedingungen für die Durchführung der Schweißverfahrensprüfungen und den Geltungsbereich für Schweißverfahren für alle praktischen schweißtechnischen Tätigkeiten innerhalb der Qualifikation nach diesem Dokument fest“ [1], Abs. 1. Unter anderem muss bei Stumpfstößen an der Oberfläche (maximal 2 mm nach innen) aus der Wärmeeinflusszone ein Satz Kerbschlagbiegeproben ausgearbeitet werden, an Blechen  $> 50$  mm zusätzlich ein Satz aus dem Wurzelbereich der Schweißnaht, siehe [1], Abs. 7.4.4. [1] legt in Abs. 7.4.4 weiterhin auch die Anforderung fest, dass die Kerbschlagarbeit in der Wärmeeinflusszone die Anforderungen der Technischen Lieferbedingungen der verschweißten Bleche erfüllen muss, sofern in Anwendungsnormen keine anderen Festlegungen getroffen worden sind.

Die Festlegung, dass die Kerbschlagarbeit in der Wärmeeinflusszone in der Wurzel und in der Decklage zu beproben ist und die Werte die Mindestanforderungen der Bleche überschreiten

müssen, kann zunächst verständlich erscheinen. Unter Einbezug der von den Stahlherstellern gelieferten Stähle S275NL muss man allerdings festhalten, dass die vonseiten der DB in Projekten wiederholt geforderten 50J bei -50°C im mittleren Blechdrittel in der WEZ der Wurzel kein seriös leistbares Kriterium sind. Die uns bisher vorliegenden Ergebnisse bestätigen die starke Streuung bereits in den Grundmaterialien, in der WEZ gilt dies dann umso mehr. In der Vergangenheit wurden als Folge nicht erreichter von Werte 50J bei -50°C teils teure Gutachter eingeschaltet, teils wurden Brücken gar verschrottet.



**Abbildung 2 links: Schweißen der ersten Lagen eines Stumpfstoßes einer Dickblechbrücke; rechts: Makroschliff einer Stumpfnaht an einem S275NL t = 100 mm**

**Tabelle 1: Kerbschlagwerte von Blechen S275NL t=100mm und deren WEZ**

Blech <sup>1</sup>	Temperatur	Lage	GW <sup>2</sup>	WEZ <sup>2</sup>
1	-50°C	t/4	278 / 261 / 208 <sup>3</sup>	
1	-50°C	t/2	63 / 237 / 21 <sup>3</sup>	
2	-50°C	t/4	228 / 227 / 127 <sup>3</sup>	
2	-50°C	t/2	13 / 114 / 90 <sup>3</sup>	
3	-50°C	t/4	215 (MW) <sup>3</sup>	
3	-50°C	t/2	34 / 19 / 28 <sup>4</sup>	
3	-20°C	t/2	149 / 107 / 155 <sup>4</sup>	
3	-50°C	DL		48 / 59 / 64 <sup>4</sup>
3	-50°C	t/2		12 / 7 / 8 <sup>4</sup>
3	-20°C	t/2		131 / 162 / 180 <sup>4</sup>
3	-20°C	t/2		167 / 117 / 141 <sup>4</sup>
4	-50°C	t/4	359 / 352 / 354 <sup>3</sup>	
4	-50°C	t/2	289 / 294 / 270 <sup>4</sup>	
4	-50°C	DL <sup>5</sup>		131 / 96 / 41 <sup>4</sup>
4	-50°C	t/2		72 / 35 / 33 <sup>4</sup>
4	-20°C	t/2		72 / 293 / 292 <sup>4</sup>
5	-20°C	t/2	136 / 214 / 209	
5	-50°C	t/2	11 / 12 / 21	
5	-50°C	t/2		8 – 291 <sup>6,7</sup>
5	-50°C	DL <sup>5</sup>		21 – 159 <sup>7</sup>

<sup>1</sup> alle S275NL; <sup>2</sup> GW=Grundwerkstoff, WEZ=Wärmeeinflusszone; <sup>3</sup> Werte aus APZ 3.1; <sup>4</sup> Werte im Prüflabor beprobt; <sup>5</sup> DL=Decklage; <sup>6</sup> Werte stammen aus drei Schweißproben gleicher Art mit je drei Kerbschlagproben (insgesamt neun Einzelwerte); <sup>7</sup> Werte wurden uns per Brief übermittelt

## 2 Aktuelle Untersuchungen

Sowohl die Regelungslage bei der Deutschen Bahn mit Mehrfachregelungen [3], [4], [6], [10], die sich teils sogar widersprechenden, als auch die Forderung an unrealistisch umsetzbare Kerbschlaganforderungen führten bei Dickblechbrücken mehrfach zu katastrophalen Projektstreitereien, die die Auslieferung technisch eigentlich einwandfreier Brücken verhinderte oder verzögerte. Teure Gutachter wurden eingeschaltet, deren Herangehensweise in uns bekannten Fällen ebenfalls zumindest diskutabel ist.

In unserem Projekt AbStaBa, mit dem wir unklare Normsituationen behandeln, haben wir die geschweißten Stumpfstöße deshalb aufgenommen. Für Stähle S275NL liegen uns Werte von Stahlherstellern informativ im Rahmen von Abnahmeprüfzeugnissen 3.1 und in verschiedenen Projekten nachbeprobte Kerbschlagwerte vor, die eindrücklich bestätigen, dass die Werte im mittleren Blechdrittel bei  $-50^{\circ}\text{C}$  bereits im Grundwerkstoff keiner Korrelation folgen, sondern nahezu beliebig streuen können, siehe Tabelle 1. In der Folge gilt dies umso mehr für die WEZ. Weiterhin fällt bereits bei den jetzt vorliegenden Ergebnissen auf, dass die Kerbschlagwerte in der WEZ auch in den äußeren Blechdritlein stark gegenüber dem Grundwerkstoff abfallen, Tabelle 1. Für den Grundwerkstoff bekannte Zusammenhänge der Bruchmechanik (z.B. Burlekin, Sanz, etc.) müssen zudem kritisch hinterfragt werden, siehe Tabelle 1.

Uns vorliegende Ergebnisse streuten in der WEZ der Wurzellage in  $t/2$  bei drei im gleichen Projekt gleich hergestellten mitgeschweißten Arbeitsproben bei  $-50^{\circ}\text{C}$  von 8J bis 291 J. Auch in der Decklage gibt es in der WEZ einer Probe eine bemerkenswerte Streuung von 21 J bis 159 J bei  $-50^{\circ}\text{C}$ .

Aktuell sind wir an der weiteren Datenerhebung, werten uns zusätzlich vorliegende Prüfergebnisse aus und lassen einen Dickblechstoß herstellen, an dem wir systematische Untersuchungen durchführen werden. Ziel ist es, abnahmefähige Kriterien für die Stumpfstöße dicker Bleche zu definieren und einen Vorschlag zur Verbesserung der Vorschriftenlage im Eisenbahnbrückenbau zu unterbreiten.

### Literatur

- [1] DIN EN ISO 15614-1:2020-05. Anforderung und Qualifizierung von Schweißverfahren für metallische Werkstoffe - Schweißverfahrensprüfung - Teil 1: Lichtbogen- und Gasschweißen von Stählen und Lichtbogenschweißen von Nickel und Nickellegierungen
- [2] DIN EN 10025-3:2019-10. Warmgewalzte Erzeugnisse aus Baustählen - Teil 3: Technische Lieferbedingungen für normalgeglühte/normalisierend gewalzte schweißgeeignete Feinkornbaustähle
- [3] Richtlinie 804:2018-11: Eisenbahnbrücken (und sonstige Ingenieurbauwerke) planen, bauen und Instand halten. (Modul 4101:2013-01, Stahlbrücken).
- [4] DIN EN 1993. Eurocode 3: Bemessung und Konstruktion von Stahlbauten. Teil 2 (2010-12) Stahlbrücken einschließlich DIN EN 1993-2/NA (2022-02).
- [5] Technische Mitteilung 1-2019-10109 I. NPF 2 zu Ril 804 (10.07.2020): Anforderungen an Dickblechtragbrücken mit Querstößen.
- [6] DBS 918002-02:2022-07. Technische Lieferbedingungen. Warmgewalzte Erzeugnisse aus Baustählen für den Eisenbahnbrückenbau.
- [7] DIN EN 1993. Eurocode 3: Bemessung und Konstruktion von Stahlbauten. Teil 1-10 (2010-12) Ermüdung einschließlich DIN EN 1993-1-10/NA (2016-04).
- [8] Sedlacek, G. und weitere. COMMENTARY AND WORKED EXAMPLES to EN 1993-1-10 Material toughness and through thickness properties [...]. September 2009.
- [9] DIN EN 1090-2:2024-09. Ausführung von Stahltragwerken und Aluminiumtragwerken - Teil 2: Technische Regeln für die Ausführung von Stahltragwerken.
- [10] DBS 918005:2020-12. Technische Lieferbedingungen für die Ausführung von Eisenbahnbrücken und sonstigen Ingenieurbauwerken.

## Biegeknicktragfähigkeiten und Eigenspannungen von geschweißten Kastenquerschnitten aus hochfesten Stählen

Gerd Penner<sup>1</sup> und Richard Stroetmann<sup>1</sup>

<sup>1</sup> Institut für Stahl- und Holzbau, George-Bähr-Straße 1, Technische Universität Dresden, Deutschland  
E-Mail: gerd.penner@tu-dresden.de, richard.stroetmann@tu-dresden.de

### Zusammenfassung

Die Biegeknicktragfähigkeit von geschweißten Kastenprofilen wird insbesondere durch geometrische und strukturelle Imperfektionen im Bereich der mittleren Schlankheiten beeinflusst. Einen signifikanten Einfluss weisen dabei die durch den Schweißprozess entstehenden Eigenspannungen auf. Die Höhe und Verteilung der Eigenspannungen werden durch die Schweißparameter sowie die Geometrie der Querschnitte beeinflusst. Im Rahmen des IGF-FOSTA Projektes P1588 wurden systematisch Eigenspannungen in geschweißten Kastenquerschnitten untersucht und Biegeknickversuche durchgeführt. Ergänzend wurden GMNIA-FEM-Parameterstudien durchgeführt. Die Ergebnisse ermöglichen eine Neubewertung der Biegeknicktragfähigkeit und Eigenspannungen von geschweißten HSS-Kastenprofilen.

### 1 Einleitung

Geschweißte Kastenprofile aus hochfesten Stählen haben eine hohe Biegeknicktragfähigkeit bei geringem Eigengewicht. Die Tragfähigkeit wird durch geometrische und strukturelle Imperfektionen beeinflusst. Bedeutend sind die beim Schweißprozess eingebrachten Eigenspannungen. In den Nahtbereichen führt der Abkühlprozess zu Zugeigenspannungen, die über den Bauteilquerschnitt durch Druckeigenspannungen ausgeglichen werden. Zusammen mit der äußeren Beanspruchung bewirken Eigenspannungen ein vorzeitiges Plastizieren der Profile und reduzieren insbesondere im mittleren Schlankheitsbereich die Biegeknicktragfähigkeit. Die Größe und Verteilung der Eigenspannungen werden durch den beim Schweißen verbundenen Energieeintrag, die Streckgrenze der Stähle und Geometrie der Querschnitte beeinflusst.

In den Bemessungsnormen DIN EN 1993-1-1:2025 und DIN EN 1993-1-12:2010 fehlt für geschweißte Kastenquerschnitte eine Differenzierung zwischen normal- und hochfesten Stählen bei der Knicklinienzuordnung. Die Eigenspannungsverteilungen nach prEN 1993-1-14:2023 unterscheiden ebenfalls keine Stahlgüten, die angegebenen Verläufe basieren auf Untersuchungen überwiegend an Stählen S355. Die Übertragung der Knicklinien (KL) und Eigenspannungsverläufe von normalfesten auf hochfeste Stähle ist teilweise sehr konservativ und führt zu unwirtschaftlichen Bemessungsergebnissen.

### 2 Forschungsprojekt P1588

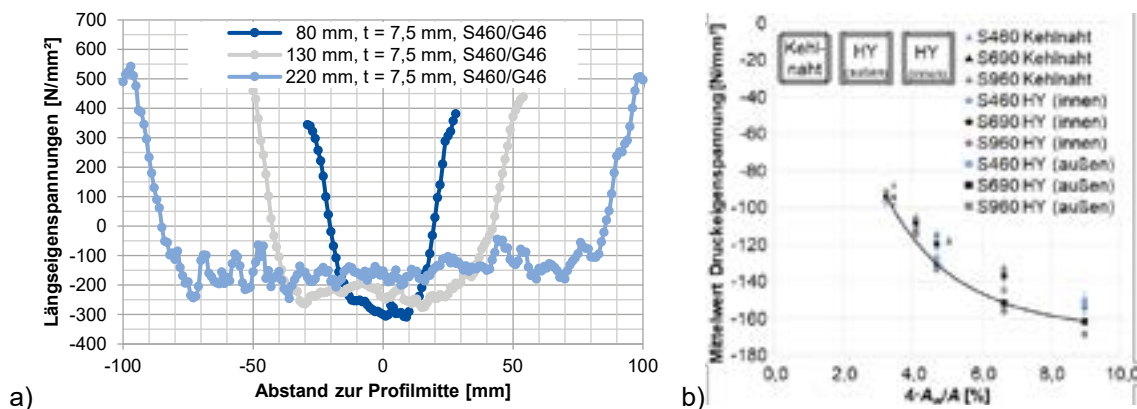
Im Rahmen des IGF-FOSTA-Forschungsprojekts P1588 wurden die Biegeknicktragfähigkeiten und Eigenspannungsverteilungen von geschweißten Kastenprofilen systematisch untersucht. Die Studie berücksichtigte wichtige Parameter wie Querschnittsabmessungen, Schweißnahtdicken und Stahlgüten von S460 bis S960. Dafür wurden Biegeknickversuche an Stützen mit unterschiedlichen Schlankheiten durchgeführt sowie die Eigenspannungen der geschweißten Kastenprofile gemessen. Darüber hinaus wurden erweiterte Strukturanalysen (GMNIA) durchgeführt, um den Parameterbereich zu erweitern. Es wurde ein geeignetes Eigenspannungsmodell entwickelt, um die durch das Schweißen verursachten Eigenspannungszustände in HSS-Kastenquerschnitten zu beschreiben. Auf der Grundlage dieser Untersuchungen wurden Parameterstudien durchgeführt, um verschiedene Einflussgrößen auf die Knickfestigkeit von geschweißten HSS-Kasten-

stützen zu quantifizieren. Die Ergebnisse ermöglichten eine Neuordnung der Knicklinien für geschweißte HSS-Kastenprofile unter Berücksichtigung der relevanten Parameter und die Entwicklung standardisierter Eigenspannungsverteilungen.

Die 39 Biegeknickversuche beschränkten sich auf Querschnitte der Klassen 1 bis 3, sodass lokales Knicken für die Tragfähigkeit ausgeschlossen werden konnte. Die Probekörper aus S460 bis S960 wurden aus vergüteten (QL) und thermomechanisch gewalzten (M) Stählen hergestellt. Die Wahl der Stützenlängen konzentrierte sich auf den mittleren Schlankheitsbereich, in dem Imperfektionen den größten Einfluss auf die Biegeknicktragfähigkeit haben. Die  $h/t$ -Verhältnisse von 9,5 bis 18,5 wurden verwendet, um die Eigenspannungsverteilungen zu variieren. Durch die Auswahl der Schweißnahtdicke  $a_w$  als Ein- und Mehrlagennähte sowie das  $4 \cdot A_w/A$ -Verhältnis wurden verschiedene Schweißnahtführungen (Kehl- und HY-Nähte) mit unterschiedlichen Eigenspannungen erfasst. Bleche mit einer Dicke von 7,5 mm bis 8,5 mm wurden mit 4 mm Kehlnähten geschweißt. Dickeren Bleche mit einer Materialstärke von 12 mm wurden durch HY-Nähte mit  $a_w = 4$  mm und  $a_w = 6$  mm bei einem Öffnungswinkel von  $50^\circ$  verschweißt. Zusätzlich wurden drei Proben mit größeren  $h/t$ -Verhältnissen von 17,5 bis 29,3 sowie drei Proben mit 8-mm-HY-Schweißnähten ausschließlich für die Eigenspannungsermittlungen hergestellt. Die Details der experimentellen Untersuchungen werden in [1] aufgeführt.

### 3 Untersuchungen zu Eigenspannungsverteilungen

Im Rahmen des Forschungsprojekts wurde die Messmethode der digitalen Bildkorrelation (DIC) eingesetzt, um Dehnungsänderungen zu erfassen. Die DIC-Messmethode sowie die Auswertung sind in [1] ausführlich beschrieben. Die Verläufe der Eigenspannungen auf einer Seite der Kastenquerschnittsoberfläche sind in Abb. 1a dargestellt. Der Übergang von Druck- zu Zugspannungen in der Nähe der Schweißnähte ist deutlich zu erkennen. Darüber hinaus veranschaulicht Abb. 1a den Einfluss der Querschnittshöhe auf die Eigenspannungen. Mit zunehmender Höhe nehmen die Druckspannungen ab. Der Neigungswinkel des Übergangs von Druck- zu Zugeigenspannungen ist für die verschiedenen Profilhöhen annähernd konstant.



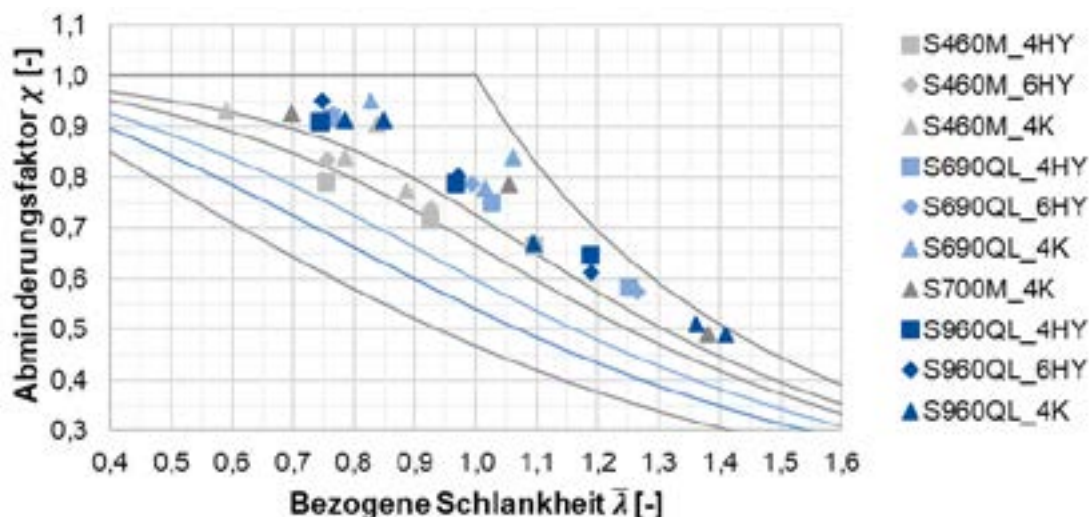
**Abbildung 1: a) Eigenspannungsverläufe von Kastenprofilen mit Kehlnähten und unterschiedlichen  $h/t$ -Verhältnissen, b) Einfluss des  $A_w/A$ -Verhältnisses auf die mittlere Druckeigenspannung für  $h/t = 10$**

Darüber hinaus wurden numerische Berechnungen durchgeführt, um die Eigenspannungsverläufe zu analysieren. Die Untersuchungen zeigen, dass die Druckeigenspannungen mit dem Verhältnis  $A_w/A$  zunehmen. Dieser Trend wird in Abb. 1b für einen geschweißten Kastenquerschnitt mit unterschiedlichen Nahttypen dargestellt. Die schwarze Linie zeigt dabei den Trend der durchschnittlichen Druckeigenspannung für einen Querschnitt aus S690 mit HY-Nähten. Die Druckeigenspannungen liegen für den S690 stets unter den nach prEN 1993-1-14:2023 anzusetzenden  $0,6 \cdot f_y$ . Auch bei größeren Querschnittsabmessungen konnte bestätigt werden, dass die Druckeigenspannungen abhängig vom  $A_w/A$ -Verhältnis sind. Dieser Parameter erfasst indirekt das Verhältnis von Schrumpfkraft aus dem Abkühlen der Schweißverbindungen zur Dehnsteifigkeit des

Querschnittes. Bei unterschiedlichen Schweißnahtformen und Schmelzflächen sind die Druckeigenstressungen über das Verhältnis  $A_w/A$  vergleichbar. Die in Abb. 1b dargestellte Parameterstudie beschreibt die Einflüsse aus Einlagenschweißnähten.

## 4 Untersuchungen zur Biegeknicktragfähigkeit

Der Versuchsaufbau für die Untersuchungen der Biegeknicktragfähigkeiten ist in [1] beschrieben. Die ermittelten Knicklasten mit den Querschnittsparametern für die verschiedenen Prüfkörper können [1] entnommen werden. Die Abminderungsfaktoren  $\chi$  aus den Versuchsergebnissen der Biegeknickversuche sind in Abb. 2 über die bezogene Schlankheit  $\bar{\lambda}$  in Abhängigkeit der Stahlorte und der Schweißnähte dargestellt. In DIN EN 1993-1-1:2025 werden für geschweißte Kastenquerschnitte je nach Nahtdicke und  $h/t$ -Verhältnis die Knicklinien b und c angesetzt. Die Werte  $\chi$  aus den Versuchen mit S460M liegen für alle Schweißnähte oberhalb Knicklinie b. Die meisten Prüfergebnisse liegen zudem zwischen den Knicklinien a und  $a_0$ . Die Biegeknicktragfähigkeiten der Stützen aus den Stählen S690QL, S700M und S960QL liegen signifikant höher. Die Werte der Stützen aus S690QL liegen mindestens 7 % über Linie  $a_0$ . Ähnliche Werte wurden für Stützen aus S700M erzielt. Die Versuchsergebnisse für die Stützen aus S960QL liegen mindestens 4 % über Linie  $a_0$ . Gegenüber der Einordnung nach DIN EN 1993-1-1:2025 weisen geschweißte HSS-Kastenquerschnitte signifikant höhere Knicktragfähigkeiten auf. Wie in Abb. 2 dargestellt, lagen alle Versuchsergebnisse für Stähle ab S690 über Linie  $a_0$ .



**Abbildung 2: Versuchsergebnisse der Biegeknickversuche mit unterschiedlichen Stahlgüten und Schweißnahtausführungen (4K  $\equiv$  4 mm Kehlnaht, 4HY  $\equiv$  4 mm HY-Naht, etc.)**

In [1] wurde eine statistische Auswertung der Versuchsergebnisse durchgeführt. Unter Anwendung einer gemeinsamen Knicklinienzuordnung für die Stahlgüten S460 bis S960 wurde der erforderliche Imperfektionsbeiwert mit  $\alpha_{req} = 0,16$  bestimmt. Dieser Wert liegt zwischen Knicklinie  $a_0$  ( $\alpha = 0,13$ ) und a ( $\alpha = 0,21$ ). Wie in Abb. 2 ersichtlich ist, weisen die Versuche mit S460-Stützen ein  $\chi$  unterhalb Knicklinie a auf. Eine daraus folgende Aufteilung der Versuchsergebnisse in die Stahlgüte S460 und höhere Stahlgüten führt zu einem Imperfektionsbeiwert von  $\alpha_{req} = 0,24$  (zwischen KL a und b) für S460 und  $\alpha_{req} = 0,09$  (geringer als für KL  $a_0$ ) für die Stahlgüten  $\geq$ S690.

Basierend auf den numerisch bestimmten Eigenstressungen wurde eine Parameterstudie mit 3200 Berechnungen durchgeführt. Die Studie berücksichtigte verschiedene Einflüsse, wie unterschiedliche Streckgrenzen, Blechdicken, Schweißnahtdicken und -formen, Stützenschlankheiten  $\bar{\lambda}$  und das  $h/t$ -Verhältnis. In der Parameterstudie wurde die zulässige Vorkrümmung von  $L/1000$  nach DIN EN 1090-2:2024 angesetzt. Die Ergebnisse der Parameterstudien zeigen, dass der Einfluss unterschiedlicher Eigenstressungen aufgrund der Verwendung verschiedener Stahlgüten einen signifikanten Einfluss auf die Knicktragfähigkeit hat (vgl. Abb. 3, links). Darüber

hinaus hängt die Biegeknicktragfähigkeit bei geschweißten Kastenprofilen von geometrischen Parametern, wie dem  $h/t$ -Verhältnis und der Schweißnahtdicke sowie der Blechdicke ab (vgl. Abb. 3). Der größte Einfluss tritt im mittleren Schlankheitsbereich auf, bei geringerer und höherer Schlankheit sind die Auswirkungen der Eigenspannungen weniger signifikant.

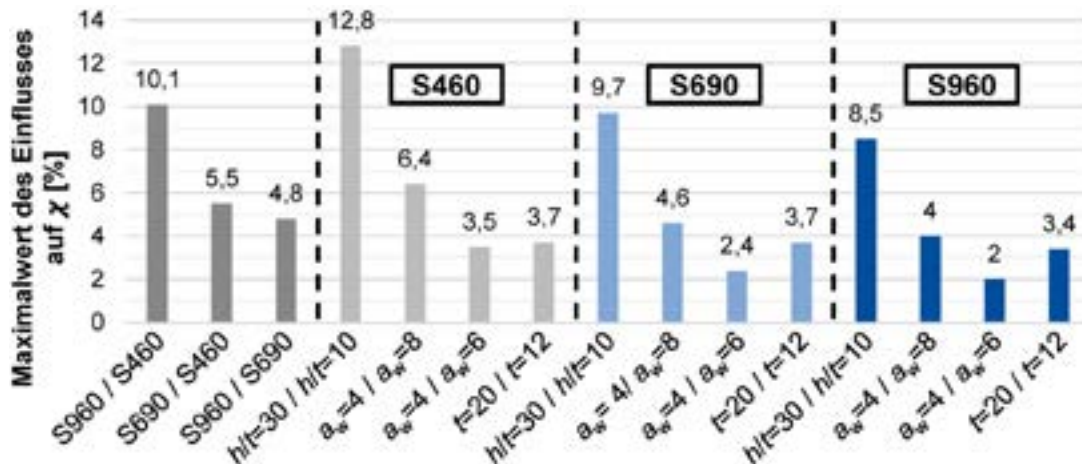


Abbildung 3: Einfluss der jeweiligen Parameter auf den Abminderungsbeiwert  $\chi$

Aufgrund der unterschiedlichen aufgeschmolzenen Flächen bei Kehl- und HY-Nähten ist eine dimensionslose Klassifizierung zielführend. Das Verhältnis  $A_w/A$  ermöglicht den Vergleich zwischen verschiedenen Schweißnahttypen und Blechdicken. Die Ergebnisse identischer Stahlsorten können trotz unterschiedlicher Blechdicken (12 mm und 20 mm) und Schweißnahttypen (Kehl- und HY-Nähte) für vergleichbare  $A_w/A$ - und  $h/t$ -Verhältnisse mit einer Abweichung von maximal 1,1 % klassifiziert werden. Eine Zuordnung der Knicklinien von geschweißten Kastenquerschnitten kann in Abhängigkeit des  $A_w/A$ - und des  $h/t$ -Verhältnisses für die jeweilige Stahlgüten erfolgen.

## 5 Fazit und Ausblick

Die Daten des Forschungsprojekts P1588 zeigen, dass das  $h/t$ -Verhältnis einen wesentlichen Einfluss auf die Druckeigenspannungen hat, die mit zunehmendem  $h/t$ -Verhältnis abnehmen. Die Druckeigenspannungen für Stähle ab S690 sind dabei deutlich geringer als nach prEN 1993-1-14 anzusetzen. Auf der Grundlage der numerischen Untersuchungen konnte gezeigt werden, dass die durchschnittlichen Druckeigenspannungen mit dem  $A_w/A$ -Verhältnis für Einlagenschweißungen zunehmen. Darüber hinaus wurde verdeutlicht, dass die Stahlsorte einen erheblichen Einfluss auf die Biegeknickfestigkeit aufweist. Alle Versuchsergebnisse an den geschweißten HSS-Kastenquerschnitten lagen über den in Eurocode 3 Teil 1-1 anzuwendenden Knicklinien b und c, die Abminderungsfaktoren für Stähle oberhalb S690 über Knicklinie  $a_0$  lagen. Nur einige Versuche mit Stützen aus S460 lagen unterhalb Linie a. Die Ergebnisse der Knickversuche bestätigen, dass geschweißte HSS-Kastenstützen eine deutlich höhere Tragfähigkeit aufweisen, als sie sich aus den aktuellen Bemessungsregeln der EN 1993-1-1 und -1-12 ergeben. Auf der Grundlage der numerischen Berechnungen konnten anhand einer Parameterstudie die wichtigsten Einflussgrößen auf die Knicktragfähigkeit aufgezeigt werden. Neben dem  $h/t$ -Verhältnis hat die Stahlsorte einen wesentlichen Einfluss auf die Knicktragfähigkeit. Auch die Dicke der Schweißnähte hat einen wesentlichen Einfluss. Blechdicke, Schweißnahtdicke und Nahttyp können mit dem Verhältnis  $A_w/A$  erfasst werden.

## 6 Literatur

[1] Stroetmann, R.; et al. (2026) *Buckling resistance and residual stresses of HSS box columns*. Steel Construction. Berlin. Ernst & Sohn GmbH. DOI: 10.1002/stco.70014.

## Zuverlässigkeitsorientierte Charakterisierung und Klassifizierung WAAM gefertigter Bauteile unter Zug, Stabilitätsdruck und Ermüdung im Stahlbau

Nils Rittich<sup>1</sup> und Markus Feldmann<sup>1</sup>

<sup>1</sup> Institut für Stahlbau, RWTH Aachen University, Mies-van-der-Rohe-Str. 1, Deutschland  
E-Mail: n.rittich@stb.rwth-aachen.de

### Zusammenfassung

Additive Fertigung bietet im konstruktiven Stahlbau Gestaltungsfreiheiten, die mit herkömmlichen Fertigungsverfahren nicht erreichbar sind. Für die Bemessung von additiv gefertigten Bauteilen ist zu klären, wie Nennwerte und Sicherheitselemente für Geometrie und Material festgelegt werden. Eine Bemessung von Bauteilen mit gemessenen mechanischen und geometrischen Parametern kommt für den Stahlbau in der Regel nicht in Frage.

Insbesondere das drahtbasierte Lichtbogenauftragschweißen (WAAM) bietet aufgrund hoher Fertigungsgeschwindigkeiten bei vergleichbar niedrigen Kosten Vorteile gegenüber herkömmlichen Fertigungsverfahren. Bei diesem zur *gerichteten Energieeinbringung* (DED) gehörigen Verfahren wird ein Draht kontinuierlich abgeschmolzen und in Fusion mit der darunterliegenden Raupe gebracht, wodurch sich ohne Grundwerkstoff ein Bauteil mit weitestgehend uneingeschränkter Formgebung herstellen lässt. Aus dem schichtweisen Aufbau resultiert eine anisotrope Geometrie mit unterschiedlichen Eigenschaften in Schweiß- und Aufbaurichtung. Gerade die Aufbaurichtung spielt dabei für das statische und zyklische Bauteilverhalten eine zentrale Rolle, da die Schichtgrenzen Stellen signifikanter Querschnittsminderungen, Kerben und ggfs. Fehlstellen darstellen. Eine Auswertung der geometrischen Berechnungsparameter in Abhängigkeit von den je nach Fertigungsparametern erzielten Oberflächeneigenschaften kann genutzt werden, um AM-Bauteile im Zusammenhang mit den werkstofflichen Streuungen verschiedenen Fertigungsklassen zuzuordnen, Sicherheitsbeiwerte zu ermitteln und darüber die Bemessung zu ermöglichen.

Oberflächeneigenschaften von WAAM-Bauteilen werden mithilfe von Normen der geometrischen Produktspezifikationen bestimmt. Für den integralen mechanischen Widerstand eines Querschnitts werden sie mit Festigkeitseigenschaften verknüpft.

Im Forschungsprojekt durchgeführte Zugversuche zur statischen Festigkeit an mit dem Schweißdraht G3Si1 geschweißten Proben zeigen keine Anisotropie des mechanischen Last-Verformungsverhalten und der Festigkeit, solange die Querschnittsspannungen auf die für den Bruch maßgebenden Querschnittsfläche bezogen werden. In zyklischen Versuchen kann eine Abhängigkeit der Ermüdungsfestigkeit von der zuvor bestimmten maximalen Rautiefe des Bauteils festgestellt werden. Die Neigung der Wöhlerkurve konnte zu etwa  $m = 5$  bestimmt werden, eine Einordnung in Kerbfälle ist auch möglich, jedoch fehlt noch eine ausreichende Datenbasis.

### 1 Additive Fertigung im konstruktiven Stahlbau

Additive Fertigung (*Additive Manufacturing*, AM) beschreibt das Vorgehen, Bauteile durch gezielten Materialauftrag in freier Form herzustellen. Im konstruktiven Stahlbau besteht die Möglichkeit, effiziente und formoptimierte Bauteile mit reduziertem Fertigungsaufwand gegenüber herkömmlichen Methoden wie Fügen von Walzprodukten, Gießen oder Fräsen herzustellen.

Additive Fertigungsverfahren werden gemäß DIN EN ISO 17296-2 [1] in sieben verschiedene Kategorien unterteilt. Im Bauwesen findet insbesondere die *gerichtete Energieeinbringung* (*Directed Energy Deposition*, DED) Anwendung, da sich mit diesem Verfahren hohe Abschmelzleistungen erzielen lassen. Das drahtbasierte Lichtbogenauftragschweißen (*Wire Arc Additive Manufacturing*, WAAM) stellt eine Variante eines DED-Verfahrens dar, bei der das Material in Form eines kontinuierlich zugeführten Drahts abgeschmolzen und lagenweise aufgebracht wird, um so das fertige Bauteil zu erstellen. Als DED-Verfahren zeichnet sich WAAM durch Fertigungsgeschwindigkeiten bis ca. 10 kg/h aus. Geometrische Einschränkungen ergeben sich lediglich aus Fertigungszwängen, z.B. den Freiheitsgraden des Schweißroboters oder dem Arbeitsraum des Roboterarms, an dem der für das Verfahren benötigte Schweißbrenner angebracht ist.

Aus Abbildung 1 geht hervor, dass WAAM gefertigte Bauteile aufgrund des lagenweisen Aufbaus in der Regel unebene Oberflächen und eine variierende Materialstärke aufweisen. Der thermische Einfluss des Fertigungsprozesses führt im Bauteil zudem zu Verzug von der geplanten Geometrie sowie zu Eigenspannungen im Material. Für eine Bemessung von Stahlbauteilen ergibt sich somit die Fragestellung der anzusetzenden rechnerischen Bauteildicke, möglicher Imperfektionen, sowie eine Abschätzung des Einflusses von Oberflächenunebenheiten auf das Ermüdungsverhalten. Da bislang keine technischen Regeln zur Einordnung dieser Effekte von AM-Bauteilen existieren, ist eine Anwendung derzeit stark eingeschränkt oder nur mit signifikantem Post-Processing der Bauteile möglich (u.a. mechanisches Schleifen oder Fräsen, thermische Nachbehandlung). Für eine effiziente Anwendung von AM-Bauteilen existiert daher der Bedarf an eine Einordnung der zuvor genannten Parameter in normative Kategorien, aus denen sich standardisierte mechanische sowie geometrische Kennwerte ergeben, um den Weg zur Schaffung eines Markts mit gleichen Randbedingungen zu ebnen.



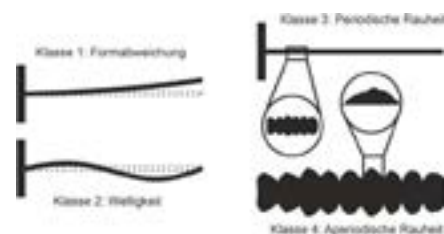
**Abbildung 1: Oberflächenstruktur eines WAAM-Blech**

## 2 Geometrische Eigenschaften von WAAM-Bauteilen

Die Auswertung der Oberflächeneigenschaften von WAAM-Bauteilen erfolgt im vorliegenden Beitrag anhand von 3D-Scans flächiger Bleche mit den Abmessungen von 600x300x5 mm, hergestellt aus G3Si1 Schweißdraht. Als Scanner kommt ein Shining3D FreeScan UE Pro mit einer Auflösung von maximal 0,1 mm zum Einsatz. Durch diese Auflösung kann die Schichtstruktur eines Bleches hinreichend genau abgebildet werden, für eine Auswertung der Oberflächenrauheit im eigentlichen Sinne bedarf es aber noch weiterer Schritte.

### 2.1 Gestaltabweichungen von Bauteilen

DIN 4760 [2] führt ein Ordnungssystem zur Unterscheidung von Gestaltabweichungen einer Oberfläche ein. Formabweichungen werden dabei in die Klassen 1 (globale Formabweichung) bis 5 (Gefügestruktur) gemäß der Größe einer Formabweichung sowie des Verhältniswerts zwischen Wellenabstand zu Wellentiefe der periodisch auftretenden Abweichung eingeordnet. Auch wenn dieses System ursprünglich zur Einordnung der Gestaltabweichungen konventionell gefertigter Bauteile eingeführt wurde, lässt sich diese Systematik auch auf WAAM-Bauteile mit Oberflächenabweichungen in deutlich höheren Größenordnungen ableiten. Abbildung 2 zeigt den Vorschlag einer Einordnung der Gestaltabweichung additiv gefertigter

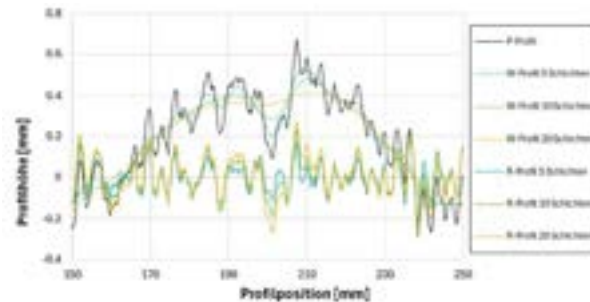


**Abbildung 2: Vorgeschlagene Einteilung von Gestaltabweichungen für WAAM-Bauteile, angelehnt an DIN 4760**

Bauteile in die Klassen aus DIN 4760. Gestaltabweichungen der Klassen 1 und 2 haben hierbei maßgeblich einen Einfluss auf das Stabilitätsverhalten eines Bauteils und entstehen aufgrund der eingebachten thermischen Energie, während die periodische Rauheit (Klasse 3) in Form des schichtweisen Aufbaus für das Verhalten unter statischer und zyklischer Belastung maßgebend erscheint. Der Einfluss der aperiodischen Rauheit (Klasse 4) ist den zuvor genannten Klassen deutlich unterzuordnen und wird daher im Weiteren nicht untersucht.

## 2.2 Profilhafte Untersuchung von Oberflächen

Eine quantitative Auswertung der geometrischen Gestaltabweichung erfolgt analog zum GPS-System (geometrische Produktspezifikationen) auf Grundlage von DIN EN ISO 21920-2 [3]. Gemäß Norm setzt sich das Primärprofil (P-Profil) jeder Oberfläche aus langwelligen (Welligkeitsprofil, W-Profil) und kurzwelligen (Rauheitsprofil, R-Profil) Anteilen zusammen. Die Bestimmung dieser Profile kann anhand von flächenhaften (DIN EN ISO 25178-2) oder profilhaften (DIN EN ISO 21920-2) Auswertungen mithilfe verschiedener Filteroperationen erfolgen. Am weitesten

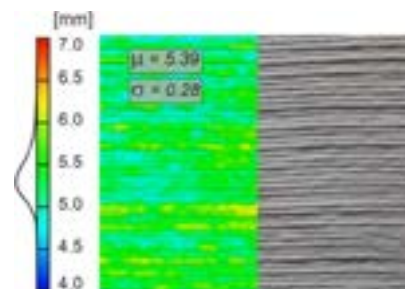


**Abbildung 3: Rauheits- und Welligkeitsprofil in Abhängigkeit der Filterspanne, Anwendung eines Gaußfilters**

verbreitet ist die Anwendung eines Gaußfilters mit entsprechender Definition eines Filterfensters, um das langwellige W-Profil zu erhalten. Im Kontext von AM-Bauteilen ist hier die Filterspanne anzugeben, anhand derer das W-Profil bestimmt wurde. Abbildung 3 zeigt P-, W- und R-Profile eines linearen Schnitts mit verschiedenen Filterfenstern. Um langwellige Anteile gezielt filtern zu können, ohne das R-Profil maßgeblich zu verfälschen, wird in der weiteren Auswertung eine Filterspanne mit 10-facher Schichthöhe herangezogen. Das R-Profil wird anschließend durch die Subtraktion des W-Profils vom P-Profil ermittelt und verwendet, um geometrische Kenngrößen wie die maximale Rautiefe  $R_z$  oder den arithmetischen Mittelwert der Höhe  $R_a$  eines Profils zu bestimmen.

## 2.3 Geometrische Klassifikation anhand der stochastisch verteilten Materialstärke

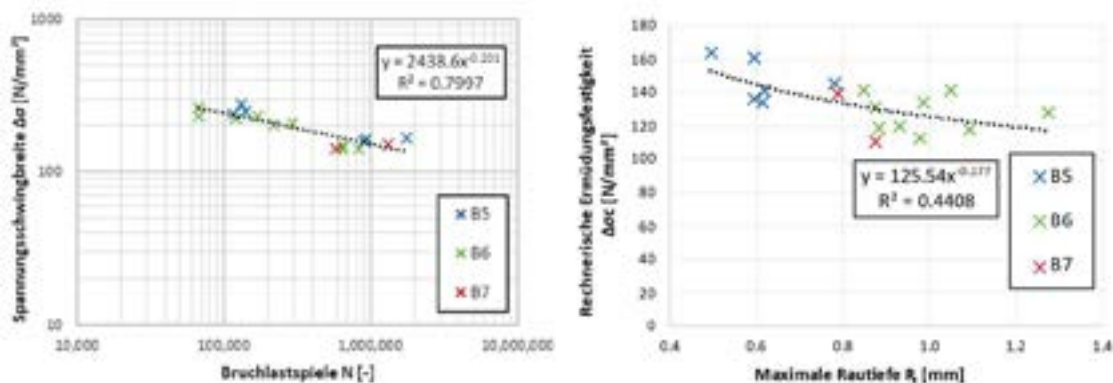
Neben der Auswertung einzelner Oberflächenschnitte wird für eine Charakterisierung zudem die volumetrische Auswertung ganzer Bauteile betrachtet. Hierzu werden die Modelle aus dem 3D-Scan hinsichtlich ihrer mittleren Blechdicke sowie der Standardabweichung der Blechdicke ausgewertet. Aus dem Quotienten aus Standardabweichung und mittlerer Blechdicke lässt sich so der Variationskoeffizient der erwarteten Dicke ableiten. Abbildung 4 zeigt die Auswertung anhand eines der gescannten Bleche. Die Materialstärke liegt in Form einer Normalverteilung um den Erwartungswert  $\mu = 5.39 \text{ mm}$ . Die Standardabweichung beträgt im vorliegenden Fall  $\sigma = 0.28 \text{ mm}$ . Hieraus ergibt sich ein Variationskoeffizient von  $V_k = 0.052$ . Eine Einteilung von AM-Bauteilen könnte in Anlehnung an DIN EN 1990-1 in Klassen mit  $V_k$ -Werten kleiner 0.05/0.1/0.15 erfolgen.



**Abbildung 4: Materialstärkenbestimmung aus 3D Scan eines WAAM-Blechs**

### 3 Zugversuche an WAAM-Proben

Um den Einfluss der geometrischen Oberfläche sowie von Anisotropien zu untersuchen, werden aus den gescannten WAAM-Blechen Zugproben für statische und zyklische Zugversuche entnommen. Die Proben werden durch Wasserstrahlschnitte herausgetrennt, ohne dass die Oberfläche nachbearbeitet wird, sie stellen also den sogenannten *as-built* Zustand dar. Für die Versuchsdurchführung wird jede Probe erneut 3D gescannt, um den Einfluss aus gelösten Eigenspannungen nach der Schnitfführung zu berücksichtigen. In allen Versuchen wird die effektive Spannung nach Versuchsdurchführung anhand der tatsächlichen Bruchstelle im unverformten 3D-Modell berechnet. Hierdurch ist eine Vergleichbarkeit aller Bauteile trotz unterschiedlicher mittlerer Blechdicken möglich. Die Auswertung der statischen Versuche zeigt, dass unterschiedliche geometrische Kennwerte der Proben keine Auswirkung auf die Streckgrenze oder Zugfestigkeit haben. Auch die Orientierung der Proben (0° und 90°) hat bei Auswertung mit entsprechender Querschnittsfläche keinen Einfluss auf die mechanischen Eigenschaften.



**Abbildung 5: Wöhlerdiagramm von WAAM-Zugversuchen und rechnerische Ermüdungsfestigkeit in Abhängigkeit der maximalen Rautiefe  $R_z$**

Demgegenüber stehen die Ergebnisse der zyklischen Zugversuche. Hier konnte bereits bei einer kleinen Stichprobe festgestellt werden, dass niedrigere Rauheiten zu höheren Ermüdungsfestigkeiten führen. Die Rauheit wird dabei anhand der maximalen Rautiefe einer Probe ermittelt. In Abbildung 5 ist die Wöhlerkurve aus 17 zyklischen Versuchen der 90° Richtung dargestellt. Mit der inversen Steigung der Wöhlerkurve von  $1/m = 5$  kann die rechnerische Ermüdungsfestigkeit jeder Probe anhand der Spannungsschwingbreite und der Bruchlastspielzahl bestimmt werden.

### 4 Danksagung und Ausblick

Die in diesem Beitrag vorgestellten Untersuchungen werden durch die Deutsche Forschungsgemeinschaft (DFG) unter der Projektnummer 539093885 gefördert. In weiteren Arbeiten sollen Prozesssimulationen zur Bewertung von Eigenspannungen sowie Knickversuche zur Ableitung von Knickkurven durchgeführt werden, um so die Grundlage für eine normative Einordnung von AM-Bauteilen zu ermöglichen.

### 5 Literatur

- [1] DIN EN ISO 17296-2 (12/2016) *DIN EN ISO 17269-2: Additive Fertigung - Grundlagen - Teil 2: Überblick über Prozesskategorien und Ausgangswerkstoffe*. Berlin: Beuth Verlag.
- [2] DIN 4760 (05/2025) *DIN 4760 - Gestaltabweichungen - Begriffe, Ordnungssystem*. Berlin: Beuth Verlag.
- [3] DIN EN ISO 21920-2:2022 (12/2022) *DIN EN ISO 21920-2: Geometrische Produktspezifikation - Oberflächenbeschaffenheit Profile - Teil 2: Begriffe und Kenngrößen für die Oberflächenbeschaffenheit*. Berlin: Beuth Verlag.

## Degradationsverhalten von zyklisch axial belasteten Grout-Verbindungen unter realistischen Betriebsbedingungen

Jakob Borgelt<sup>1</sup>, Joshua Possekel<sup>2</sup>, Peter Schaumann<sup>1</sup> und Elyas Ghafoori<sup>1</sup>

<sup>1</sup> Institut für Stahlbau ForWind, Appelstraße 9A, Leibniz Universität Hannover, Deutschland  
E-Mail: borgelt@stahl.uni-hannover.de

<sup>2</sup> Jörss – Blunck – Ordemann GmbH, Beratende Ingenieure im Bauwesen,  
Kaiser Wilhelm-Str. 50, Hamburg, Deutschland

### Zusammenfassung

Grout-Verbindungen mit Schubrippen werden in Jacket-Strukturen von Offshore-Windenergieanlagen und Transformatorplattformen häufig zur kraftschlüssigen Verbindung von Gründungspfählen und Jacket-Beinen eingesetzt und sind während ihrer Lebensdauer hohen zyklischen Belastungen ausgesetzt. Trotz ihrer praktischen Bedeutung ist das Ermüdungsverhalten axial belasteter Grout-Verbindungen unter realistischen, unter Wasser liegenden Umgebungsbedingungen bislang nur unzureichend berücksichtigt. Insbesondere die in aktuellen Normen verwendeten Ermüdungsansätze basieren überwiegend auf Versuchen unter trockenen Randbedingungen. In diesem Beitrag werden Ergebnisse einer experimentellen Versuchsreihe mit 22 mittelskaligen Grout-Verbindungen unter schwellend axialer Belastung im Druckbereich und unter Wasser liegenden Bedingungen vorgestellt. Auf dieser Basis wird eine S-N-Kurve für derart belastete Grout-Verbindungen abgeleitet und mit bestehenden experimentellen Daten sowie normativen S-N-Kurven nach ISO 19902 und DNV-ST-0126 verglichen. Die Ergebnisse zeigen eine signifikant reduzierte Ermüdungslebensdauer unter Wasser, insbesondere im hochzyklischen Ermüdungsbereich, was auf Auswaschprozesse zurückgeführt wird. Die abgeleitete Ermüdungsfestigkeitskurve ermöglicht eine realistischere und zugleich konservative Bewertung der Ermüdungsfestigkeit axial belasteter Grout-Verbindungen unter realen Offshore-Bedingungen.

### 1 Einleitung

Grout-Verbindungen sind Rohr-in-Rohr-Verbindungen, bei denen der Ringspalt zwischen Innenrohr (Pile) und Außenrohr (Sleeve) mit hochfestem Mörtel (Grout) verfüllt wird. Zur Erhöhung der Traglast werden Schubrippen an den gegenüberliegenden Stahlflächen von Pile und Sleeve angeordnet. Grout-Verbindungen kommen in Tragstrukturen von Offshore-Windenergieanlagen (WEA) und Plattformen zum Einsatz, da sie einfach herzustellen sind und Fertigungstoleranzen der Gründungspfähle ausgleichen. Bei Jacket-Gründungen übertragen sie die Last kraftschlüssig zwischen Pfählen und Jacket-Beinen. Aufgrund der Geometrie der Jacket-Struktur sind dort verwendete Grout-Verbindungen überwiegend axial belastet. Offshore-WEA sind während ihrer Lebensdauer einer hohen Anzahl zyklischer Lasten ausgesetzt, weshalb das strukturelle Design häufig ermüdungsgetrieben ist, dies gilt auch für Grout-Verbindungen.

### 2 Stand der Technik und Forschung

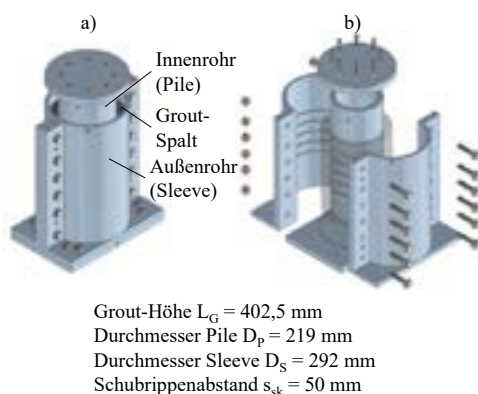
Die Ermüdungsfestigkeit axial belasteter Grout-Verbindungen mit Schubrippen wurde seit den 1980er-Jahren in der Öl- und Gasindustrie experimentell untersucht. Ziel dieser frühen Arbeiten war die Ableitung von S-N-Beziehungen zur Beschreibung der Lebensdauer unter zyklischer Belastung. [Billington et al. 1982] führten erste Versuche an maßstäblich verkleinerten Probekörpern unter alternierender Belastung ( $R = -1$ ) und trockenen Bedingungen durch.

Dominanter Versagensmechanismus war das Zermahlen des Grouts vor den Schubrippen sowie die Ausbildung von diagonalen Schubrissen zwischen gegenüberliegenden Schubrippen (Druckstrebenversagen). [Ingebrigtsen et al. 1990] erweiterten die Datenbasis durch variierende Belastungsverhältnisse und zeigten, dass rein druckschwell-belastete Verbindungen ( $R = \infty$ , schwellend) höhere Lebensdauern erreichen als alternierend belastete Verbindungen. Die Ergebnisse und weitere Untersuchungen von [Harwood et al. 1996] bildeten die Grundlage der normativen S-N-Kurven nach [DIN EN ISO 19902 2021] und [DNV-ST-0126 2021]. Aufgrund der deutlich verkürzten Lebensdauer alternierend belasteter Verbindungen unterscheiden beide Richtlinien zwischen alternierenden und schwellenden Lasten. Die ISO 19902 fordert keinen Ermüdungsnachweis für schwellende Lasten im Druckbereich und enthält lediglich eine S-N-Kurve für alternierende Belastungen (Abbildung 3, orange Kurve). Die DNV-ST-0126 berücksichtigt schwellende Lasten, jedoch nur mit der halben Schwingbreite, was zu einer S-N-Kurve für schwellende Lasten im Druckbereich führt, die im Vergleich zur alternierenden Kurve doppelt so hohe Lastniveaus  $S$  umfasst (Abbildung 3, grüne Kurven).

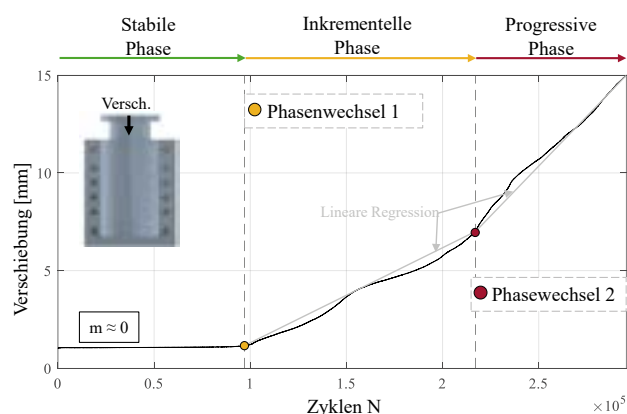
Alle genannten Untersuchungen wurden unter trockenen Bedingungen durchgeführt, wodurch die abgeleiteten Ermüdungskurven nur diese Umgebungsbedingungen abbilden. Mit dem zunehmenden Offshore-Windenergie Ausbau rückten experimentelle Untersuchungen an Grout-Verbindungen wieder in den Fokus [Bechtel 2016; Anders 2007]. Im Forschungsprojekt *GrowUp* [Schaumann et al. 2018] wurden am Institut für Stahlbau (IfS) erstmals systematisch Ermüdungsversuche von Grout-Verbindungen unter Wasser untersucht, um die realen Betriebsbedingungen abzubilden [Schaumann et al. 2018; Raba 2018]. Die Versuche beschränkten sich auf axial schwellende Belastungen und zeigten eine signifikante Reduktion der Lebensdauer unter Wasser. Als maßgeblicher Mechanismus wurde das Auswaschen zermahlener Grout-Materials im Bereich der Schubrippen identifiziert, was zu einer beschleunigten Relativverschiebung zwischen Pile und Sleeve führt (wash-out-Effekt). Neben der Belastungsart (schwellend/alternierend) ist somit auch die Umgebungsbedingung (trocken/unter Wasser) als wesentlicher Einflussfaktor auf die Ermüdungsfestigkeit identifiziert. Trotz dieser Erkenntnisse berücksichtigen die aktuell gültigen Normen den Effekt unter Wasser nicht.

### 3 Ermüdungsversuche

Zur tiefgehenden Untersuchung des Einflusses von Wasser und zur Ableitung einer entsprechenden S-N-Kurve wurde am IfS eine Versuchsreihe an mittelskaligen Versuchskörpern durchgeführt.



**Abbildung 1: Neu entwickelter Probekörper (a) zusammgebaut und (b) demontierte Darstellung, angelehnt an [Borgelt et al. 2024a]**



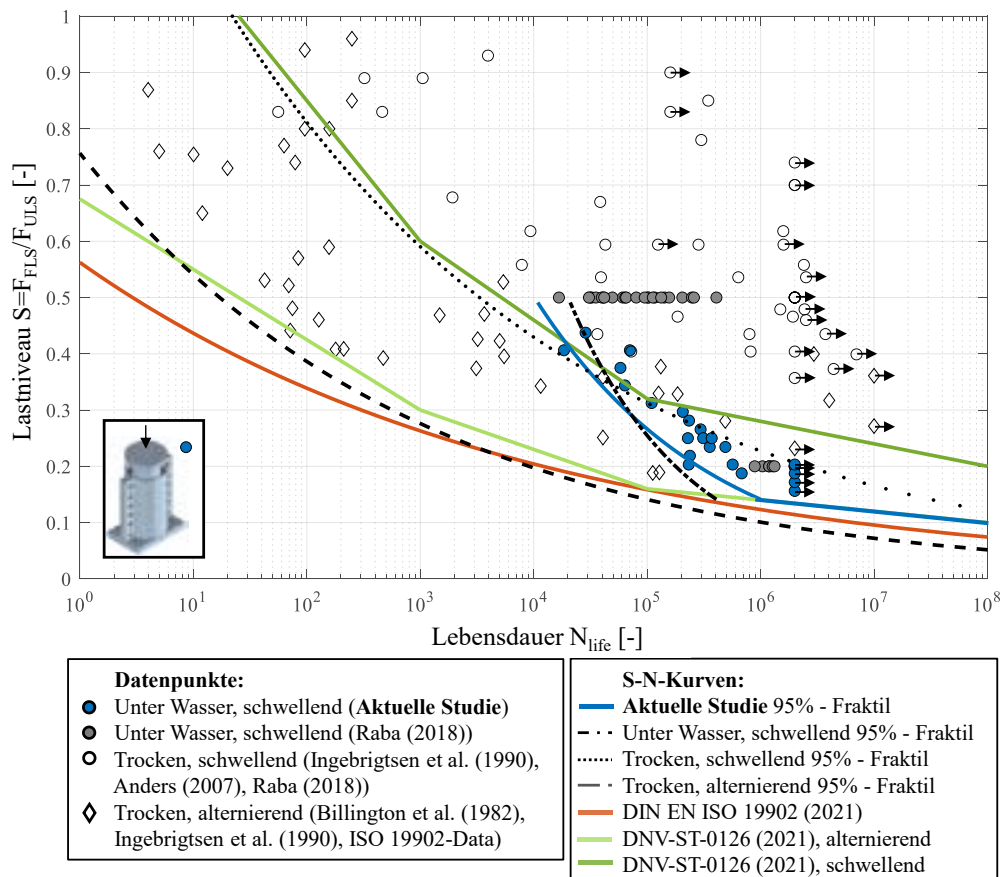
**Abbildung 2: Exmpl. Verschiebungs-entwicklung mit Phasenwechseln, in Anlehnung an [Borgelt et al. 2024b],**

Die Versuchsreihe wurde bereits ausführlich in [Borgelt et al. 2024a; Borgelt et al. 2024b, 2026] beschrieben und umfasst 22 Ermüdungsversuche. Die Probekörper sind so ausgelegt, dass die

Stahlstrukturen wiederverwendet werden können (Abbildung 1). Alle Versuche wurden unter Wasser und mit schwellender axialer Belastung im Druckbereich durchgeführt. Die Wahl des Belastungsniveaus erfolgte nach dem Perlenschnurverfahren nach DIN 50100, wobei verschiedene Lastniveaus gewählt wurden, um ein breites Spektrum an Lebensdauern zu erfassen. Während der Versuche wurden kontinuierlich Relativverschiebungen zwischen Pile und Sleeve sowie weitere globale Messgrößen erfasst. Zusätzlich kam eine implantierte Sensorik zum Einsatz, die eine orts aufgelöste Detektion von Rissen im Grout an den Schubrippenebenen ermöglichte. Für detaillierte Informationen zu dieser speziellen Sensorik und deren Auswertung wird auf [Borgelt et al. 2026] verwiesen. Die Entwicklung der Relativverschiebung zwischen Pile und Sleeve zeigt über die gesamte Versuchsreihe hinweg ein charakteristisches dreiphasiges Verhalten: eine initial stabile Phase mit geringer Verschiebungszunahme, gefolgt von einer inkrementellen Phase mit moderater Steigerung und abschließend eine progressive Phase mit stark beschleunigter Verschiebung bis zum Versagen (Abbildung 2).

#### 4 Ermüdungsfestigkeitskurve für untergetauchte Grout-Verbindungen

Die Zyklen bis zum Versagen sind für die Versuchsreihe in Abbildung 3 (blaue Punkte) in einem einfach logarithmischen Diagramm dargestellt. Als Versagenskriterium wurde das Erreichen einer Relativverschiebung von 15 mm (30% des Schubrippenabstands  $s_{sk}$ ) zwischen Pile und Sleeve definiert. Probekörper, die  $2 \times 10^6$  Zyklen ohne Versagen überstanden, wurden als Run-outs klassifiziert. Der Lastniveaubereich lag zwischen  $S = 0,16$  und  $0,44$ , wobei mehrere Probekörper gleiche Lastniveaus durchliefen. Das Lastniveau  $S$  ist definiert als das Verhältnis der maximal aufgetragenen Ermüdungsbelastung  $F_{FLS}$  zur charakteristischen Tragfähigkeit der Verbindung  $F_{ULS}$ . Vier Probekörper erreichten 2 Mio. Lastwechsel ohne Versagen.



**Abbildung 3: Vergleich der Anzahl der Zyklen bis zum Versagen  $N_{life}$  der aktuellen Studie und früheren Untersuchungen mit entsprechenden S-N Kurven für unterschiedliche Umgebungs- und Belastungsbedingungen, in Anlehnung an [Borgelt et al. 2024b]**

Auf dieser Grundlage wurde eine S-N-Kurve für axial schwellend belastete Grout-Verbindungen unter Wasser abgeleitet (Abbildung 3, blaue Kurve). Die 95 %-Überlebenswahrscheinlichkeitskurve weist eine inverse Steigung von  $m = 3,63$  auf. Die Kurve gilt im Bereich von  $10^4$  bis  $10^6$  Lastzyklen. Darüber hinaus wird aufgrund von fehlenden Datenpunkten die für die Versuchsreihe konservative S-N-Kurve der DNV-ST-0126 für alternierende Lasten verwendet. Der Vergleich mit Literaturdaten sowie den normativen S-N-Kurven nach ISO 19902 und DNV-ST-0126 zeigt, dass die normativen Kurven für alternierende Belastung unterhalb der Datenpunkte liegen und damit konservativ sind. Die Ermüdungsfestigkeitskurve nach DNV-ST-0126 für schwellende Belastung jedoch überschätzt die Lebensdauer unter Wasser, insbesondere bei niedrigen Lastniveaus. Der Ansatz von ISO 19902, schwellende Lasten als nicht schädigend zu deklarieren, wird durch die Versuchsreihe nicht bestätigt.

Frühere Untersuchungen zeigen eine klare Gruppierung nach Belastungsart und Umgebung. Die historischen Datenpunkte für trocken, alternierend und trocken, schwellend decken sich erwartungsgemäß gut mit den geltenden S-N-Kurven der Normung. Trockene, schwellend belastete Verbindungen erreichen die höchste Lebensdauer, während trocken alternierende und schwellend belastete Verbindungen unter Wasser kürzere Lebensdauern aufweisen. Letztgenannte Probekörper zeigen ab ca.  $5 \times 10^5$  Zyklen die geringste Lebensdauer. Ursache ist der kontinuierliche wash-out-Effekt, der die relative Verschiebung beschleunigt und mit steigender Zyklenzahl zunehmend relevant wird. Auch die Vergleiche mit früheren Arbeiten nach [Raba 2018] zu Grout-Verbindungen unter Wasser bestätigen diesen Trend, sodass die normativen S-N-Kurven unter diesen Bedingungen die Lebensdauer überschätzen. Auf Grundlage dieser Ergebnisse wird die 95 %-Überlebenswahrscheinlichkeitskurve der Versuchsreihe als Ermüdungsfestigkeitskurve für axial schwellend belastete Grout-Verbindungen unter Wasser vorgeschlagen. Sie ermöglicht eine realistischere und gleichzeitig konservative Bemessung, ohne die Lebensdauer zu überschätzen.

## 5 Fazit

In diesem Beitrag wurde die Ermüdungsfestigkeit axial schwellend belastete Grout-Verbindungen unter Wasser untersucht und eine entsprechende S-N-Kurve abgeleitet. Die Ergebnisse zeigen, dass Grout-Verbindungen unter Wasser eine signifikant reduzierte Ermüdungslebensdauer gegenüber trockenen Grout-Verbindungen aufweisen und dass die derzeit in den Normen vorgesehenen Ansätze diese Schädigung nicht ausreichend berücksichtigen. Die für schwellende Belastungen vorgesehene Kurve der DNV-ST-0126 überschätzt die Ermüdungslebensdauer unter Wasser. Der Ansatz der ISO 19902, schwellende Belastungen als nicht ermüdungsrelevant zu behandeln, kann auf Grundlage der vorliegenden Ergebnisse ebenfalls nicht bestätigt werden. Für eine konservative Bemessung erscheint es daher sinnvoll, für Grout-Verbindungen unter Wasser unter schwellender Belastung die neu abgeleitete S-N-Kurve der Versuchsreihe zu verwenden. Alternativ können auch die für alternierende Lasten gültigen Kurven für sehr hohe zu erwartende Anzahl an Zyklen angesetzt werden.

Die Datenbasis der neu abgeleiteten S-N-Kurve ist zwar begrenzt, zeigt jedoch einen konsistenten Trend, der durch frühere experimentelle Untersuchungen unter vergleichbaren Randbedingungen gestützt wird. Es sei zudem erwähnt, dass mit zunehmender Anlagengröße von Offshore-WEA eine Verschiebung von schwellenden hin zu stärker alternierenden Belastungsanteilen in Grout-Verbindungen von Jacket-Strukturen zu erwarten ist. Aufbauend auf den bisherigen Ergebnissen ist zu erwarten, dass die Kombination von alternierender Belastung und Bedingungen unter Wasser das worst-case Szenario für die Lebensdauer darstellen wird. Die Ergebnisse unterstreichen daher den Bedarf an einer differenzierten Berücksichtigung von Belastungsart und Umgebungsbedingungen in der Ermüdungsbemessung von Grout-Verbindungen.

## 6 Danksagung

Die vorliegende Arbeit ist Teil des Verbundforschungsprojekts „Grout-WATCH – Untersuchung des Tragverhaltens untergetauchter Offshore-Grout-Verbindungen an Tragstrukturen unter dynamischen Wechselwirkungen“. Das Projekt wird durch das Bundesministerium für Wirtschaft und Klimaschutz (BMWK) unter der Projektnummer 03SX505B gefördert. Die Autoren danken dem BMWK und den assoziierten Partnern für die finanzielle Unterstützung. Zusätzlich wurde diese Arbeit durch Mittel des Niedersächsischen Ministeriums für Wissenschaft und Kultur (MWK) im Rahmen des Programms „Zukunftskonzept Windenergieforschung“ (Förderkennzeichen ZN3725) unterstützt.

### Literatur

Anders, S. 2007. Betontechnologische Einflüsse auf das Tragverhalten von Grouted Joints. PhD Thesis. Hannover.

Bechtel, A. 2016. Fatigue Behaviour of Axially Loaded Grouted Connections in Jacket Structures. PhD Thesis. Hannover.

Billington, C. und Tebbett, I. 1982. Fatigue Strength of Grouted Tubular Steel Connections for Offshore Structures. IABSE Colloquium Lausanne: pp. 625–632.

Borgelt, J. et al. 2024a. Innovative test concept for evaluating fatigue degradation process of submerged grouted connections [online]. Engineering Structures. doi: 10.1016/j.engstruct.2023.117335.

Borgelt, J. et al. 2024b. Mechanisms of fatigue degradation process in axially loaded grouted connections under submerged conditions [online]. International Journal of Fatigue. doi: 10.1016/j.ijfatigue.2024.108576.

Borgelt, J. et al. 2026. Automated crack detection in axially loaded grouted connections of offshore wind turbines using embedded Fibre Bragg Grating sensor data [online]. Automation in Construction. doi: 10.1016/j.autcon.2025.106734.

DIN EN ISO 19902. 2021. Petroleum and natural gas industries-Fixed steel offshore structures. European Committee for Standardization.

DNV-ST-0126. 2021. Support structures for wind turbines [online]. DNV AS [abgerufen am 8. Dezember 2025]. Verfügbar unter <https://www.dnv.com/energy/standards-guidelines/dnv-st-0126-support-structures-for-wind-turbines/>.

Harwood, R. et al. 1996. Grouted Pile to Sleeve Connections\_Design Provisions for the new ISO Standard for Offshore Structures. ASME. (OMAE - Volume III, Materials Engineering).

Ingebrigtsen, T. et al. 1990. Fatigue Design and Overall Safety of Grouted Pile Sleeve Connections. OTC 6344.

Raba, A. 2018. Fatigue Behaviour of Submerged Axially Loaded Grouted Connections. PhD Thesis. Hannover.

Schaumann, P. et al. 2018. Überwiegend axial wechselbeanspruchte Grout-Verbindungen in Tragstrukturen von Offshore-Windenergieanlagen - GROWup. Schlussbericht.

## Experimentelle Untersuchungen zum Tragverhalten von Doppelhohlprofil-Verbundstützen

Elisa Grimaldi<sup>1</sup> und Markus Knobloch<sup>1</sup>

<sup>1</sup> Institut für Konstruktion und Entwurf, Pfaffenwaldring 7, Universität Stuttgart, Deutschland  
E-Mail: elisa.grimaldi@ke.uni-stuttgart.de

### Zusammenfassung

Betongefüllte Doppelhohlprofil-Verbundstützen (CFDST) stellen im Hoch- und Industriebau eine tragfähige und architektonisch ansprechende Alternative zu konventionellen massiven Betonstützen dar. Jedoch sind die Bemessungsansätze nach Eurocode 4 nicht ohne Weiteres auf neu entwickelte Querschnittstypen unter Verwendung von hochfesten Werkstoffen anwendbar. Die Weiterentwicklung der Bemessungsvorschriften erfordert eine umfassende Untersuchung des Tragverhaltens dieser innovativen Verbundstützen. Dazu wurden realmaßstäbliche Knickversuche an Hohlprofil-Verbundstützen aus hochfestem Stahl mit unterschiedlicher Schlankheit unter Variation der Lastexzentrizität durchgeführt. Aufbauend auf den Versuchen sollen numerische Untersuchungen durchgeführt werden, um ein einheitliches, praxisgerechtes Bemessungskonzept für unterschiedliche Typen innovativer Hohlprofil-Verbundstützen zu entwickeln und damit zu ressourceneffizienten, hochleistungsfähigen Verbundtragwerken beizutragen. Im vorliegenden Beitrag werden die durchgeführten Versuche an CFDST beschrieben und die ersten Ergebnisse vorgestellt.

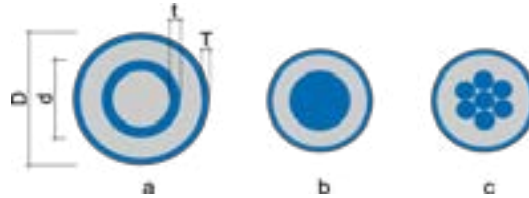
### 1 Einleitung

Betongefüllte Doppelhohlprofil-Verbundstützen (CFDST) stellen schlanke, tragfähige und feuerwiderstandsfähige Alternativen zu konventionellen Stahlbeton-Stützen im Hoch- und Industriebau dar. Durch die Möglichkeit, die Stahlgüten und Betonfestigkeiten der Hül- und Kernkomponenten unabhängig voneinander zu variieren, bieten sie Potenzial für Ressourceneffizienz und architektonische Flexibilität. Trotz vielfältiger Untersuchungen zu innovativen Verbundstützentypen in der Vergangenheit wird auch der zukünftige Anwendungsbereich des vereinfachten Bemessungsverfahrens für Verbundstützen nach Eurocode 4 [1], [2] nur ausgewählte Querschnittstypen abdecken und die Festigkeit der eingesetzten Werkstoffe weiterhin auf normalfeste Stähle und Betone beschränken. Daher beabsichtigt das Forschungsvorhaben „*Bemessungskonzept für Hohlprofilverbundstützen mit hochfesten und hybriden Querschnitten auf einheitlicher Basis*“ [3] den Anwendungsbereich des Bemessungskonzepts zu erweitern und einen einheitlichen Ansatz für innovative Hochleistungsverbundstützen einschließlich hochfester Werkstoffe zu entwickeln. Im vorliegenden Beitrag werden die im Rahmen des IGF-Forschungsvorhabens Nr. 23408N [3] durchgeführten experimentellen Untersuchungen an CFDST beschrieben und die ersten Ergebnisse vorgestellt.

## 2 Experimentelle Untersuchungen an Doppelhohlprofil-Verbundstützen (CFDST)

### 2.1 Versuchsprogramm

Im Rahmen des Forschungsvorhabens [3] der RWTH Aachen University, der TU-München, der Ruhr-Universität Bochum und der Universität Stuttgart wurden Versuche an drei verschiedenen Hochleistungs-Verbundstützenquerschnitten durchgeführt (siehe Abbildung 1): CFDST (a), rundes Hohlprofil mit rundem Vollkern (b) und rundes Hohlprofil mit Stabbündel-Kern (c). Es umfasste 14 realmaßstäbliche Versuche an schlanken Stützen, zwei Traglastversuche an sehr gedungenen Stützen zur experimentellen Ermittlung der Querschnittskapazität sowie begleitende Materialtests zur Charakterisierung der Werkstoffeseigenschaften von Stahl und Beton.



**Abbildung 1: Schematische Darstellung der Querschnittstypen**

Die aktuellen Versuche ergänzen vorangegangene Untersuchungen an Hohlprofil-Verbundstützen aus hochfestem Stahl, in welchen die Stahlgüte von Hüllrohr und Kern, sowie die Exzentrizität der Lasteinleitung als wesentliche Einflussfaktoren für das Trag- und Verformungsverhalten identifiziert werden konnten [4].

Das Versuchsprogramm der in diesem Beitrag behandelten CFDST-Stützen ist in Tabelle 1 dargestellt. Innerhalb von Serie I (CFDST) wurden die Knicklängen  $L_{cr}$  so variiert, dass drei unterschiedliche bezogene Schlankheitsgrade  $\bar{\lambda}$  abgebildet werden konnten. In den Versuchen I-02 und I-03 wurde zusätzlich die Exzentrizität der Lasteinleitung  $e_0$  variiert.

**Tabelle 1: Versuchsprogramm der Serie I an CFDST**

Nr.	$L_{cr}$ [mm]	$\bar{\lambda}$ [-] nominell nach EC 4	$e_0$ [mm]	
			nominell	Lasermessung unten   oben
I-01	2850	0,8	0	4,5   2,9
I-02	3800	1,0	0	2,2   3,0
I-03	3800	1,0	20	19,5   19,3
I-04	4500	1,2	0	1,0   2,8

### 2.2 Versuchskörper

Die Versuchskörper I-01 bis I-04 besaßen identische Querschnitte (siehe Abbildung 1 a). Das äußere Hohlprofil aus S700MHL hatte einen Außendurchmesser von  $D = 273 \text{ mm}$  und eine Wandstärke von  $T = 10 \text{ mm}$ ; das innere Hohlprofil aus S770QL maß einen Außendurchmesser von  $d = 139,7 \text{ mm}$  und eine Wandstärke von  $t = 16 \text{ mm}$ . Beide Hohlprofile waren mit selbstverdichtendem Beton der Güte C50/60 gefüllt. An den beiden Enden jeder Stütze wurden Stahlplatten mit Lochungen für die Ankerplatten zum Einbau in die Prüfmaschine angeschweißt. Über das Lochbild wurde die Exzentrizität der Lasteinleitung gesteuert. Vor dem Zusammenbau wurde die Geometrie der Hohlprofile mittels 3D-Scan aufgenommen. Alle Hohlprofile wiesen kleine Vorkrümmungen auf: Der Mittelwert des Stichs  $w_0$  betrug etwa  $L/9000$ , wobei  $L$  die Gesamtlänge der Hohlprofile war.

### 2.3 Versuchsaufbau und -ablauf

Die Versuche wurden in der Konstruktionsteilprüfung KIBKON an der Ruhr-Universität Bochum an einer viersäuligen, servo-hydraulischen Universalprüfmaschine mit einer Kapazität von 20 MN durchgeführt (siehe Abbildung 2). Jeder Versuchskörper wurde über die geschweißten Endplatten an die Ankerplatten der Prüfmaschine geschraubt und über nahezu reibungsfreie Kalottenlager mit der Prüfmaschine verbunden (Euler-Fall 2). Um ein Stabilitätsversagen mit plötzlichem seitlichem Ausknicken der Stützen zu verhindern, wurde über die Endplatten stets eine minimale Lastexzentrizität eingebracht. Die tatsächlichen Exzentrizitäten wurden an jeweils

vier Punkten an der oberen und unteren Lasteinleitungsplatte per Laser gemessen (siehe Tabelle 1).

Die globale Verformung wurde mittels digitaler Bildkorrelation (DIC) sowie in der Stützenmitte mit Seilzug-Wegaufnehmern erfasst. Die Neigung der Kalotten wurde über jeweils zwei Neigungssensoren an beiden Adapterplatten gemessen.

Die Versuchsdurchführung erfolgte nach einem vierstufigen Lastprotokoll in Anlehnung an DIN EN 1994-1-1 Anhang B [1]. Zunächst erfolgte in einer initialen Vorversuchsphase eine statische und dynamische Belastung auf niedrigem Lastniveau. In der anschließenden Hauptbelastungsphase wurde die Last weggeregelt mit einer Belastungsgeschwindigkeit von 0,2 mm/min kontinuierlich bis zum Erreichen der maximalen Traglast  $F_{max}$  gesteigert. Im Nachtraglastbereich wurde die Belastungsgeschwindigkeit erhöht und der Versuch bei einer Kalottenverdrehung von 6° beendet.

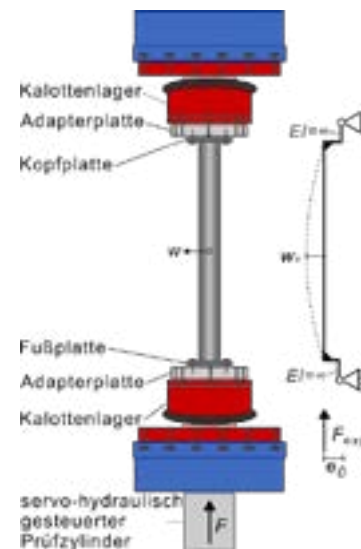


Abbildung 2: Versuchsaufbau

### 3 Ergebnis und Diskussion

Bei allen untersuchten Doppelhohlprofil-Verbundstützen konnte eine charakteristische, annähernd sinuswellenförmige Knickbiegeline mit einer maximalen Auslenkung  $w_{max}$  in der Stützenmitte beobachtet werden. Das Last-Verformungs-Verhalten, d.h. die seitliche Auslenkung in Stützenmitte  $w$  in Abhängigkeit von der Zylinderkraft  $F_{exp}$ , ist für alle Versuche der Serie I in Abbildung 3 dargestellt. Zusätzlich ist die maximale Traglast für jeden Versuch angegeben.

In den Versuchen I02 und I04 wurde bis etwa 90 % der Traglast nur eine geringe seitliche Auslenkung festgestellt. Die Anfangssteifigkeit beider Versuchskörper ist ähnlich. Das bestätigt, dass die Vorkrümmung der Stahlkomponenten dieser Versuchskörper sehr gering war und durch die Fertigung keine nennenswerten zusätzlichen Imperfektionen eingebracht wurden. Die Versuche I-02 und I-04 eignen sich deshalb besonders gut für die Zuordnung zu den europäischen Knicklinien nach Eurocode 4 [1], [2] im weiteren Verlauf des Forschungsprojekts [3]. Anders als I-02 und I-04 zeigte Versuch I-01 bereits bei geringer Last eine ausgeprägte seitliche Verformung. Die Stahlkomponenten dieser Stütze wiesen keine signifikant größere Vorkrümmung auf als die der übrigen Versuchskörper. Die geringere Anfangssteifigkeit lässt sich mit der vergleichsweise großen tatsächlichen Lastexzentrizität (siehe Tabelle 1) erklären. Ob darüber hinaus eine Schiefstellung oder Exzentrizität des Kerns im Querschnitt vorlag, ist durch weitere Untersuchungen zu klären.

Aufgrund der etwas größeren Lastexzentrizität lässt sich der Versuch I-01 besonders gut mit den Versuchen von Schurgacz et al. [4] vergleichen, die mit geringer planmäßiger Lastexzentrizität von  $e_0 = 5 \text{ mm}$  durchgeführt wurden. Der Versuchskörper II.11 [4] unterschied sich vom aktuell getesteten Versuchskörper I-01 hauptsächlich durch die eingesetzten Stahlgüten. Schurgacz et al. erzielten eine um 46% geringere Traglast als der Versuchskörper I-01. Das bekräftigt die Erkenntnis aus den bisherigen Untersuchungen, dass bei geringen Schlankheiten durch den Einsatz von höherfesten Werkstoffen die Tragfähigkeit von CFDST signifikant gesteigert werden kann. Der Vergleich des Versuchs I-02 mit den von Schurgacz et al. [4] getesteten Versuchskörpern II.14 und II.17 deutet dieses Potential auch bei Steigerung der Festigkeit des äußeren Hohlprofils gegenüber hybriden Querschnitten mit hochfestem Kern und normalfestem Hüllrohr an. Für eine abschließende Bewertung sollen noch die Einflüsse der Lastexzentrizität und der Betonfestigkeit mit numerischen Simulationen analysiert werden.

Der Vergleich der beiden Versuche I -02 (planmäßig zentrische Belastung) und I -03 (planmäßig exzentrische Belastung) zeigt eine Reduktion der Traglast infolge der Exzentrizität um etwa 30%.

Bei Erreichen der Traglast  $F_{exp,max}$  trägt das nach Theorie I. Ordnung berechnete Moment lediglich etwa 30 % zur gesamten Momentenbeanspruchung bei. Das deutet darauf hin, dass die Signifikanz einer Lastausmitte nicht nur in der zusätzlichen Biegebeanspruchung, sondern insbesondere auch in der Sensitivität der Systemantwort in Form des Last-Verformungsverhaltens liegt. Ähnliches zeigt sich im Versuch I-01: hier liegt der Anteil des Moments nach Theorie I. Ordnung bei der maximalen Traglast bei etwa 20% des gesamten Biegemoments.

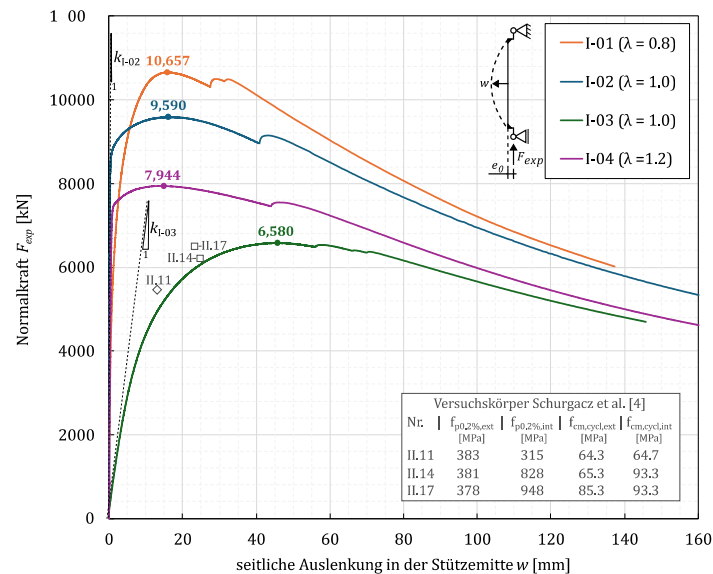


Abbildung 3: Last-Verformungsverhalten der CFDST

## 4 Schlussfolgerungen und Ausblick

Im Forschungsprojekt [3] wurden realmaßstäbliche Versuche an schlanken Doppelhohlprofil-Verbundstützen (CFDST) mit hochfestem Stahl durchgeführt. Die ersten Ergebnisse bestätigen den bereits in der Vergangenheit identifizierten Einfluss einer exzentrischen Lasteinleitung auf das Last-Verformungsverhalten dieser Hochleistungsverbundstützen. Die Versuche stellen die Grundlage für weiterführende systematische Untersuchungen relevanter Einflussgrößen mittels Finite-Elemente-Simulationen sowie für die Entwicklung eines ganzheitlichen analytischen Bemessungskonzepts dar, das für eine Vielzahl verschiedener Querschnittstypen anwendbar und an das bereits etablierte Konzept nach Eurocode 4 [1], [2] angelehnt sein soll

## Danksagung

Das Forschungsprojekt [3] wurde durch Mittel der IGF im Auftrag des BMWK ermöglicht. Ein besonderer Dank gilt dem DLR-Projektträger und der FOSTA e.V. für die Begleitung des Projekts. Ebenso sei den Projektpartnern SSAB Swedish Steel GmbH und thyssenkrupp Schulte GmbH für die Materialbereitstellung, sowie der H. Wetter AG, der Materialprüfungsanstalt der Universität Stuttgart und der Konstruktionsteilprüfung der Ruhr-Universität Bochum, für die Fertigung der Versuchskörper und die Durchführung der Versuche gedankt.

## Literatur

- [1] DIN EN 1994-1-1. Eurocode 4: Bemessung und Konstruktion von Verbundtragwerken aus Stahl und Beton - Teil 1-1: Allgemeine Bemessungsregeln und Anwendungsregeln für den Hochbau; Deutsche Fassung EN 1994-1-1:2004 + AC:2009, 2010 mit nationalem Anhang.
- [2] prEN 1994-1-1. Eurocode 4- Bemessung und Konstruktion von Verbundtragwerken aus Stahl und Beton - Teil 1-1: Allgemeine Bemessungsregeln und Regeln für den Hochbau; Deutsche und Englische Fassung prEN 1994-1-1:2024.
- [3] M. Knobloch *et al.* (laufend), "Bemessungskonzept für Hohlprofilverbundstützen mit hochfesten und hybriden Querschnitten" Forschungsvorhaben IGF-Nr. 23408N (DLR Projektträger, FOSTA e.V.).
- [4] P. Schurgacz, R. Winkler und M. Knobloch, "Experimental investigation on innovative stub and slender composite columns with high-performance materials," *Journal of Constructional Steel Research*, Jg. 230, S. 109544, 2025, doi: 10.1016/j.jcsr.2025.109544.

## Untersuchung des Tragverhaltens von Wabenträgern unter lokaler Belastung im Öffnungsbereich

Benedikt Haas<sup>1</sup> und Wolfgang Kurz<sup>2</sup>

<sup>1</sup> Fachgebiet Stahlbau, Paul-Ehrlich-Straße 14, RPTU Kaiserslautern-Landau, Deutschland  
E-Mail: benedikt.haas@rptu.de

<sup>2</sup> Fachgebiet Stahlbau, Paul-Ehrlich-Straße 14, RPTU Kaiserslautern-Landau, Deutschland  
E-Mail: wolfgang.kurz@rptu.de

### Zusammenfassung

Eine lokale Belastung im Bereich der Öffnung von Wabenträgern wird im neuen Eurocode 3-1-13 kaum behandelt. Da konzentrierte Lasten bisher nur an den Pfosten aufgebracht werden können, ist die Nutzungsflexibilität der Träger eingeschränkt. Um das Tragverhalten bei lokaler Belastung in den Öffnungsbereichen zu ermitteln, werden die Schnittgrößen aus globalen und lokalen Lasten analysiert. Diese Schnittgrößenverläufe werden mit numerischen Simulationen in ABAQUS verglichen. Es zeigt sich, dass eine Interaktion mit dem Vierendeel-Versagen auftritt.

### 1 Einführung

Wabenträger bieten aufgrund ihrer Stegöffnungen gegenüber herkömmlichen Stahlträgern mehrere Vorteile. Bei gleichem Materialeinsatz und gleichem Gewicht wie der ursprüngliche Stahlquerschnitt bieten sie aufgrund ihrer größeren Querschnittshöhe eine höhere Biegetragfähigkeit. Die regelmäßigen Öffnungen in den Stegen ermöglichen eine einfache Integration der Gebäudetechnik in das Deckensystem, die zu einer Reduzierung der Gebäudehöhe führt, die wiederum weitere Materialeinsparungen an beispielsweise Stützen oder Fassaden zur Folge hat. Hierdurch und durch die Materialeinsparung an der Tragstruktur selbst werden vorhandene Materialien nachhaltiger genutzt [1]. Die erhöhte Biegetragfähigkeit der Wabenträger geht jedoch mit mehreren Versagensarten einher, die durch die verringerte Schubfestigkeit im Bereich der Stegöffnungen verursacht werden. Bemessungsmethoden für diese Versagensarten, wie beispielsweise das Versagen aufgrund von Vierendeel-Biegung, sind erstmals in Europa im neu veröffentlichten Eurocode 3-1-13 [2] geregelt. Der Eurocode schließt jedoch das Thema der lokalen Belastung im Öffnungsbereich weitgehend aus. Wenn relevante konzentrierte Lasten auf einen Wabenträger einwirken, wird die Last in der Regel ausschließlich im Bereich der Pfosten aufgebracht. Um die Auswirkungen einer lokalen Belastung im Öffnungsbereich auf die geregelten Versagensarten erfassen zu können, werden im Folgenden die aus einer lokalen Belastung resultierenden Schnittgrößen betrachtet sowie numerisch untersucht.

### 2 Schnittgrößenverteilung

In den T-Querschnitten oberhalb und unterhalb einer Öffnung treten in einem Wabenträger ohne lokale Belastung im Öffnungsbereich im Wesentlichen die folgende Schnittgrößen auf:

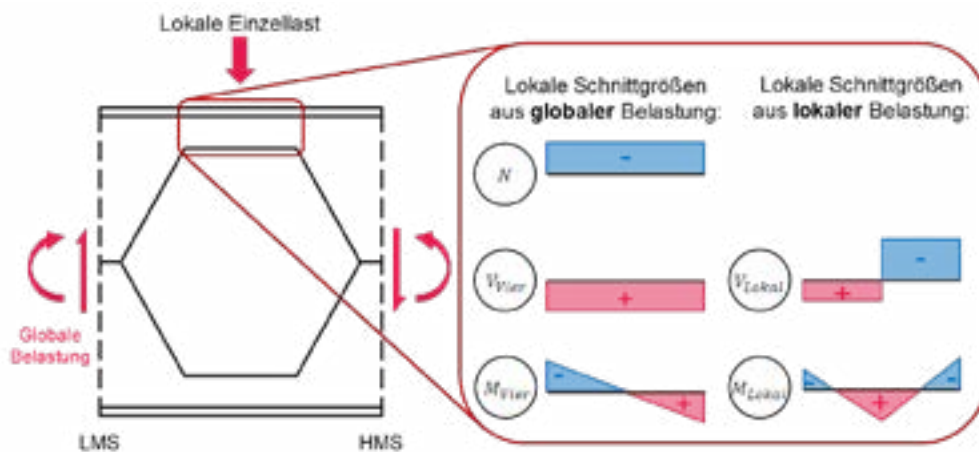
- **Normalkraft:** Wird durch das globale Biegemoment des Trägers hervorgerufen, welches sich in ein Kräftepaar aufteilt, das als Druck- oder Zugkraft auf die T-Profile einwirkt.
- **Querkraft:** Die globale Querkraft teilt sich bei einer mittig liegenden Öffnung etwa gleichmäßig auf unteres und oberes T-Profil auf.

- **Vierendeel-Moment:** Die Querkraft in den T-Profilen erzeugt ein sekundäres Biegemoment, das an den Öffnungsrändern das Maximum erreicht. [3]

Diese Schnittgrößen führen zu unterschiedlichen Spannungsverteilungen in den Öffnungsvierteln, da sich Normalspannungen aus Normalkraft und Vierendeel-Moment überlagern. Aufgrund dessen erreicht bei einem Einfeldträger der Steg des Obergurts auf der Öffnungshälfte mit dem geringeren Moment (engl. Lower Moment Side; Abk. LMS, siehe Abbildung 1), der sowohl durch das Vierendeel-Moment als auch durch die Normalkraft aus globalem Biegemoment gedrückt wird, und der Steg im Untergurt auf der anderen Hälfte der Öffnung, welche als HMS (engl. Higher Moment Side) bezeichnet wird [4], als erstes die Fließgrenze.

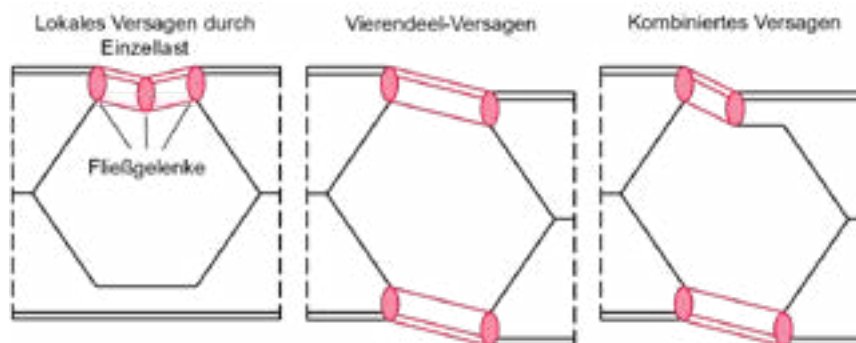
Bei der Betrachtung der vollplastischen Tragfähigkeit der Öffnung, welche dem Nachweis im Eurocode 3-1-13 (vgl. Gl. 8-12 [2]) zugrunde liegt, ist allerdings nicht von Bedeutung, dass die Steifigkeit der Öffnungsviertel verschieden ist. Wird die Öffnung jedoch durch eine zusätzliche lokale Einzellast beansprucht, ergeben sich weitere lokale Schnittgrößen, die gleichzeitig mit den bestehenden Schnittgrößen wirken. In dieser Untersuchung wird vereinfachend die lokale Last stets in der Öffnungsmitte am durch Druck belasteten T-Profil aufgebracht, das in diesem Fall das obere Profil ist. Das durch die Einzellast belastete T-Profil wird im geraden Öffnungsbereich der sechseckigen Öffnung vereinfachend als beidseitig mit Drehfedern gelagerter Stab angesehen, da die Randbedingungen des Stabes durch die endliche Steifigkeit der schrägen Öffnungsbereiche beeinflusst werden.

In Abbildung 1 sind die Schnittgrößen aus globaler Belastung und aus lokaler Belastung des Obergurts an einer Öffnung eines Wabenträgers qualitativ dargestellt. Durch die asymmetrische Vierendeel-Belastung des geraden Öffnungsbereichs ergibt sich eine steifigkeitsabhängige Verteilung der Schnittgrößen der Einzellast, die durch Plastizierungen hervorgerufen wird. Aus dieser resultiert, dass der Rand der LMS aus lokaler Belastung weniger Querkraft und weniger lokales Biegemoment als der Rand der HMS aufnimmt.



**Abbildung 1: Schnittgrößen im geraden Öffnungsbereich durch globale und lokale Belastung**

Werden die lokalen und globalen Schnittgrößen überlagert, ergeben sich neue Versagensarten. Zum einen ist ein lokales Versagen des Obergurtes möglich durch das Ausbilden einer Fließgelenkkette mit zwei Gelenken an den Stabrändern und einem Gelenk in der Öffnungsmitte (siehe Abbildung 2, links), zum anderen eine zum klassischen Vierendeel-Versagen (siehe Abbildung 2, Mitte) abweichende Anordnung der vier Fließgelenke (siehe Abbildung 2, rechts). Die lokale Last bewirkt, dass die vollplastische Tragfähigkeit am Querschnitt unter der Einzellast (Öffnungsmitte) bereits auf einem geringeren Lastniveau erreicht wird, als für die Ausbildung eines vollplastischen Gelenks am Rand der HMS erforderlich ist, da hier das Vierendeel-Moment  $M_{Vier}$  und das Biegemoment aus lokaler Belastung  $M_{Lokal}$  einander entgegenwirken (siehe Abbildung 1).

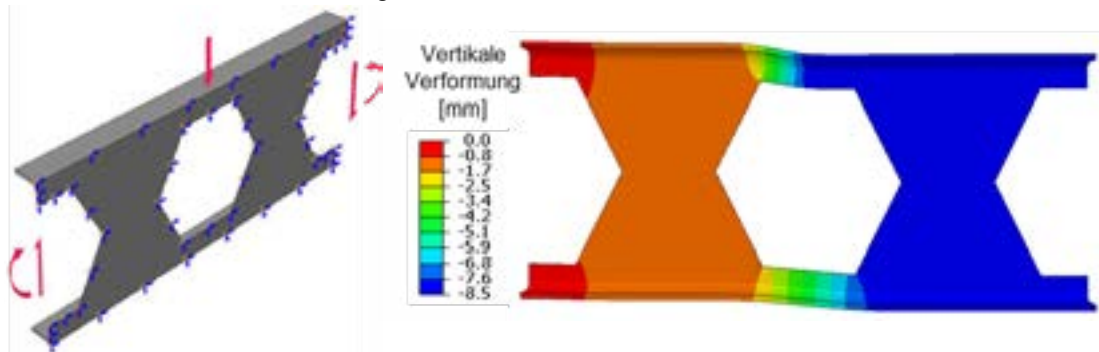


**Abbildung 2: Unterschiedliche Versagensarten unter Ausbildung von Fließgelenken**

Zu dieser Interaktion mit dem Vierendeel-Versagen wird eine Interaktion mit dem Biegeknicken der Stegpfosten erwartet, welche durch eine veränderte Querkraftverteilung zwischen Ober- und Untergurt hervorgerufen wird und eine Interaktion mit dem Biegedrillknicken, für das ein Steifigkeitsabfall aufgrund einer lokalen Lasteinleitung die Tragfähigkeit reduziert.

### 3 Numerisches Modell

Um diese Überlegungen zu bewerten, werden numerische Simulationen mit ABAQUS durchgeführt. Das entwickelte Modell bildet den Bereich einer mittig liegenden Öffnung inklusive der angrenzenden Stegpfosten ab. Unter Ausnutzung der Symmetrie in x-z-Ebene wird nur das halbe Stahlprofil simuliert, um zum einen die Berechnungsdauer zu reduzieren und zum anderen um ein Ausbeulen des Stegs, das hier nicht untersucht werden soll, zu verhindern. Der Trägerschnitt wird mit den in Abbildung 3 dargestellten globalen Schnittgrößen und durch die lokale Einzellast über der Öffnung belastet.

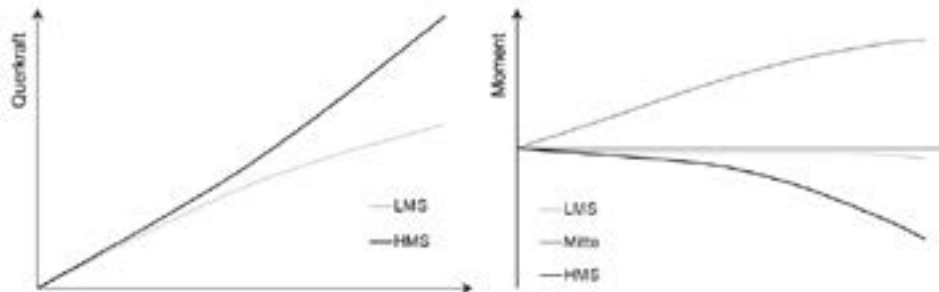


**Abbildung 3: Simulationsmodell in Abaqus mit Belastung (links); Verformungen des kombinierten Versagens (rechts)**

Für die Auswertung der Simulationen ist ein wichtiger Aspekt die Definition der Versagenslast, da das numerische Modell aufgrund der Randbedingungen von einem Bauteil mit realen Abmessungen abweicht. Der gedrückte Obergurt kann im Modell in einen Membrantragzustand übergehen, den es im realen Bauteil so nicht gibt. Im Fall des Versagens durch lokale Einzellast (siehe Abbildung 2, links) gibt die Simulation eine erheblich größere maximale Traglast des Bauteils an, da der gerade Teil der Öffnung die eingebrachte lokale Last über Seilkräfte abträgt. Aus diesem Grund wird die Tragfähigkeit auf die Last beschränkt, ab der die Normalkraft im gedrückten Obergurt geringer wird und sich somit erste Seilkräfte einstellen.

Diese numerischen Simulationen bestätigen das in Abschnitt 2 beschriebene kombinierte Versagen (siehe Abbildung 3, rechts) und die steifigkeitsabhängige Verteilung der Schnittgrößen aus lokaler Einzellast. Die Öffnungshälfte der LMS nimmt deutlich weniger Querkraft aus

Einzellast auf als der Rand der HMS (siehe Abbildung 4, links), da der LMS-Rand durch die gleichartig wirkende globale und lokale Belastung früher plastiziert.



**Abbildung 4: Querkraft (links) und Biegemoment (rechts) aus Einzellast an den Öffnungsrändern bzw. der Öffnungsmitte**

Die Betrachtung der Biegemomente an den Rändern des geraden Öffnungsstücks und in der Öffnungsmitte unter der Einzellast (siehe Abbildung 4, rechts) zeigt zudem, dass der LMS-Rand kaum Moment aus lokaler Belastung aufnimmt. Dies kann ebenfalls auf das Plastizieren des Querschnitts zurückgeführt werden. Der Vergleich der absoluten Beträge der Biegemomente aus Vierendeel-Biegung und lokaler Last zeigen außerdem, dass die Annahme einer biegesteifen Einspannung der Ränder des geraden Öffnungsbereichs nicht zutrifft. Die im Vergleich zur Feldmitte deutlich kleineren Biegemomente an den Rändern werden durch die begrenzte Biegesteifigkeit der schrägen Öffnungsbereiche hervorgerufen. Darüber hinaus ist festzustellen, dass an der definierten Traglast für das Versagen unter lokaler Einzellast (siehe Abbildung 2, links) an den Rändern des geraden Öffnungsbereichs die vollplastische Tragfähigkeit der Querschnitte nicht erreicht wird. In der Öffnungsmitte unter der Einzellast ist hingegen eine vollplastische Ausnutzung zu erkennen. Für dieses Versagen tritt nicht die in Abbildung 2 links dargestellte Fließgelenkkette auf, sondern lediglich ein Fließgelenk in Feldmitte und eine teilplastische Spannungsverteilung an den Rändern.

#### 4 Fazit

Die Untersuchungen zur lokalen Belastung im Öffnungsbereich von Wabenträgern ergeben, dass neben dem Versagen durch die lokale Last selbst eine Interaktion mit dem Vierendeel-Versagen auftritt. Diese Interaktion wirkt sich außerdem auf die aus der lokalen Last resultierenden Schnittgrößenverteilung im Öffnungsbereich aus. Weitere Schritte sind sowohl die Validierung der angestellten numerischen Simulationen an experimentellen Daten als auch die Aufstellung eines Ingenieursmodells zur vereinfachten Bestimmung der Traglast unter lokaler Belastung im Öffnungsbereich.

#### 5 Literatur

- [1] Glorieux, A.; Hanus, F. (2023) *Cellular beams and prEN 1993-1-13: an opportunity to address environmental challenges* in: *ce/papers* 6 2023, 3-4. <https://doi.org/10.1002/cepa.2483>
- [2] *DIN EN 1993-1-13:2025-04, Eurocode\_3\_- Bemessung und Konstruktion von Stahlbauten\_- Teil\_1-13: Träger mit großen Stegöffnungen; Deutsche Fassung EN\_1993-1-13:2024*. Berlin: DIN Media GmbH.
- [3] Lawson, R. M.; Hicks, S. J. (2011) *Design of composite beams with large web openings : in accordance with Eurocodes and the UK National Annexes / R.M. Lawson, S.J. Hicks*. Ascot: Steel Construction Institute.
- [4] Chung, K.; Liu, T.; Ko, A. (2001) *Investigation on Vierendeel mechanism in steel beams with circular web openings* in: *Journal of Constructional Steel Research* 57, H. 5, S. 467–490. [https://doi.org/10.1016/S0143-974X\(00\)00035-3](https://doi.org/10.1016/S0143-974X(00)00035-3)

## Untersuchung von Scher-/Lochleibungsverbindungen im Stahlleichtbau mit hochfesten dünnwandigen Stahlblechen

Philipp Lapp<sup>1</sup> und Natalie Stranghöner<sup>1</sup>

<sup>1</sup> Institut für Metall- und Leichtbau, Universitätsstraße 15, Universität Duisburg-Essen, Deutschland  
E-Mail: philipp.lapp@uni-due.de; natalie.stranghoener@uni-due.de

### Zusammenfassung

Im Stahlhochbau werden Schrauben mit metrischem ISO-Gewinde nach DIN ISO 1502 üblicherweise ab M12 eingesetzt, im Stahlleichtbau bereits ab M6. Während Verbindungen ab M12 nach DIN EN 1993-1-8 bemessen werden, gilt für kleinere Schrauben DIN EN 1993-1-3, die auf dünnwandige Stähle mit  $f_u \leq 550 \text{ N/mm}^2$  beschränkt ist. Dieser Beitrag gibt Einblicke in experimentelle Untersuchungen zum Tragverhalten von nicht vorgespannten Verbindungen im Stahlleichtbau mit hochfesten dünnwandigen Stahlblechen.

### 1 Einleitung

Schrauben mit metrischem ISO-Gewinde nach DIN ISO 1502 [1] werden im Stahlhochbau üblicherweise ab M12 eingesetzt, während sie im Stahlleichtbau bereits ab M6 Verwendung finden. Die derzeit gültige, jedoch bauaufsichtlich nicht eingeführte DIN EN 15048-1:2016 [2] beschränkt die Anwendung im Stahlbau ausdrücklich auf Schraubengrößen ab M12, wohingegen die bauaufsichtlich eingeführte Version DIN EN 15048-1:2007 [3] kleinere Nenndurchmesser nicht grundsätzlich ausschließt. Die Bemessung und Ausführung von Schraubverbindungen ab M12 und Bauteildicken  $t \geq 4 \text{ mm}$  sind in DIN EN 1993-1-8 [4] sowie DIN EN 1090-2 [5] geregelt. Für kleinere Schraubendurchmesser und geringere Bauteildicken gelten DIN EN 1993-1-3 [6] und DIN EN 1090-4 [7], wobei erstere auf dünnwandige Stähle mit  $f_u \leq 550 \text{ N/mm}^2$  begrenzt ist.

In der Praxis des Stahlleichtbaus ist die Bemessung aufgrund der Beschränkung auf Stähle mit einer Zugfestigkeit  $f_u \leq 550 \text{ N/mm}^2$  sowie dem Auftreten von Mischversagen in der Regel nur mit Hilfe von bauaufsichtlichen Verwendbarkeitsnachweisen möglich. Bei vorhandener Stützwirkung, etwa durch steife Unterkonstruktionen oder mehrreihige Anschlusskonfigurationen, erscheint jedoch eine Anpassung der Bemessungsregeln nach DIN EN 1993-1-8 grundsätzlich möglich. Dies konnte bereits in Untersuchungen zu querkraftbeanspruchten Blindnietverbindungen gezeigt werden [8]. Ein ähnliches Potential wird für klassische Schraube-Mutter-Verbindungen der DIN EN 1993-1-3 erwartet. Untersuchungen hierzu werden derzeit am Institut für Metall- und Leichtbau (IML) der Universität Duisburg-Essen im Rahmen des IGF-Forschungsvorhabens „Erweiterungen der Bemessungsregeln für mechanische Verbindungen des Stahlleichtbaus nach Eurocode 3, Teil 1-3“ (IGF-Nr. 01IF22896N) durchgeführt.

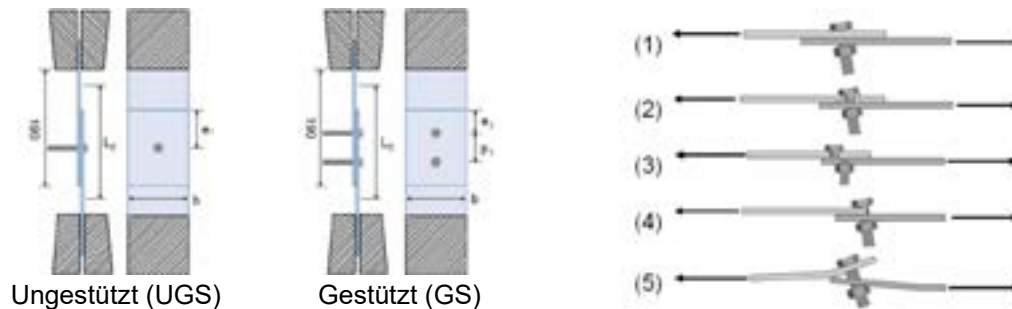
### 2 Scher-/Lochleibungsversuche an dünnwandigen hochfesten Stahlblechen

Zur Untersuchung der Scher-/Lochleibungstragfähigkeit wurden insgesamt 129 Versuche an Ein- und Mehrschraubenverbindungen mit Schrauben ISO 4017 – M8×50 – 5.6 bis 10.9 [9] in Kombination mit Bauteilen aus dünnwandigem Baustahl S320GD mit einer Zinkbeschichtung (Z140) und hochfesten Stahl S700CR im Walzzustand durchgeführt. Die Herstellung der Prüfkörper und die Durchführung der Versuche zur Ermittlung der Scher-/Lochleibungstragfähigkeit erfolgte auf Grundlage des ECCS Nr. 124 [10], siehe Abbildung 1. Um die Anwendungsgrenzen zu untersuchen, wurden die Randabstände  $e_1$  und Schraubenabstände  $p_1$  sowie die Schraubenfestigkeitsklasse (FK) variiert. Die Tragfähigkeit der Verbindung wurde im Fall des Auftretens eines Lastmaximums bei einer Verformung  $u \leq 3 \text{ mm}$  an der Stelle des Lastmaximums und im Fall eines Lastmaximums bei einer Verformung  $u > 3 \text{ mm}$  als Last bei einer Verformung von  $u = 3 \text{ mm}$  definiert [10].

Auf Grundlage des ECCS Nr. 124 wird zwischen fünf Versagensmodi unterschieden, siehe Abbildung 1. In den durchgeführten Scher-/Lochleibungsversuchen haben sich vorherrschend folgende Versagensmodi eingestellt:

- Randabstand  $e_1 \leq 9$  mm: Versagen durch Lochleibung (1) mit anschließendem Ausreißen des Verbindungselementes (4),
- Randabstand  $e_1 \leq 13,5$  mm: Versagen durch Lochleibung (1) mit anschließendem Ausknöpfen bzw. Schiefstellung des Verbindungsmittels (5) und
- Randabstand  $e_1 \geq 18$  mm: Versagen durch Ausknöpfen bzw. Schiefstellung des Verbindungsmittels (5).

Mit zunehmenden Randabstand  $e_1$  ist bei einer Verschiebung von  $u = 3$  mm eine größere Schiefstellung des Verbindungsmittels zu erkennen. Bei dem Sonderfall der Kombination aus niedrigfesten Schrauben (FK 5.6) und hochfesten Blechen (S700CR) wird ab einem Randabstand von  $e_1 \geq 13,5$  mm ein frühzeitiges Versagen der Schraube durch Abscheren (3) maßgebend. Im Gegensatz dazu war die Tragfähigkeit bei Verwendung von Schrauben der FK 8.8 und 10.9 durch die Versagensmodi (1), (4) und (5) begrenzt, wobei sich keine signifikanten Unterschiede der resultierenden Tragfähigkeiten ergeben.



**Abbildung 1: Prüfkörperaufbau (links) und Versagensmodi (rechts) nach ECCS Nr. 124**

In Tabelle 1 sind exemplarisch die resultierenden experimentellen Tragfähigkeiten für die ungestützten Versuche mit einer Festigkeitsklasse FK 8.8 und variierenden Randabständen für die untersuchten Stähle mit Blechdicken von  $t_{I,II,S320} = 0,9$  mm und  $t_{I,II,S700} = 1,0$  mm dargestellt. Mit zunehmendem Randabstand  $e_1$  steigt die Tragfähigkeit, hier in Form der Mittelwerte  $R_{max,mean}$  angegeben, sowohl bei dünnwandigen Baustählen als auch bei hochfesten Stählen um bis zu  $\Delta R_{max,mean,S320} = 56\%$  und  $\Delta R_{max,mean,S700} = 70\%$  (Tabelle 1).

**Tabelle 1: Vergleich der experimentellen Tragfähigkeiten für S320 und S700**

	Bauteil I		Bauteil II		$e_1$	n	$R_{max,mean}$	$s_x$	$V_x$	$R_{max,5\%}$	$F_{b,Rk}$
	FK	Werkstoff	$t_I$	Werkstoff							
					[mm]	[-]	[kN]	[-]	[%]	[kN]	[kN]
ISO 4017 – M8x50	8.8	S320GD Z140	0,9	S320GD Z140	0,9	3	3,16	0,104	3,26	2,81	2,30
					13,5	3	4,55	0,308	6,79	3,51	3,50
		S700CR	1,0	S700CR	13,5	3	4,94	0,310	6,27	3,89	4,60
					18,0	3	8,52	0,210	2,47	8,03	7,60
	S700CR	1,0	S700CR	1,0	5	12,92	0,242	1,87	12,36	11,40	
				18,0	5	14,39	0,233	1,62	13,85	15,20	

$e_1$  – Randabstand in Kraftrichtung | n – Versuchszahl |  $R_{max,mean}$  – Mittelwert der maximalen Tragfähigkeit |  $s_x$  – Standardabweichung  
|  $V_x$  – Variationskoeffizient |  $R_{max,5\%}$  – 5%-Fraktilewert der maximalen Tragfähigkeit |  
 $F_{b,Rk}$  – charakteristische Lochleibungsbeanspruchung

Aus den Versuchen resultieren für die Tragfähigkeit 5%-Fraktilewerte  $R_{max,5\%}$ , die unabhängig von der Werkstoffwahl, ab einem Randabstand von  $e_1 = 18$  mm unterhalb der nach DIN EN 1993-1-3 berechneten charakteristischen Lochleibungsbeanspruchbarkeit  $F_{b,Rk}$  (Gl. (1)) liegen.

### 3 Überprüfung des Bemessungsmodells für die Beanspruchbarkeit für Lochleibung

Für die Überprüfung des Bemessungsmodells für die Beanspruchbarkeit für Lochleibung nach DIN EN 1993-1-3, siehe Gleichungen (1) bis (3), wurden 129 Scher-/Lochleibungsversuche berücksichtigt. Für die Ermittlung der Beanspruchbarkeit für Durchknöpfen gibt DIN EN 1993-1-3 keine expliziten Bemessungsregeln an, sondern fordert den Nachweis über Versuche.

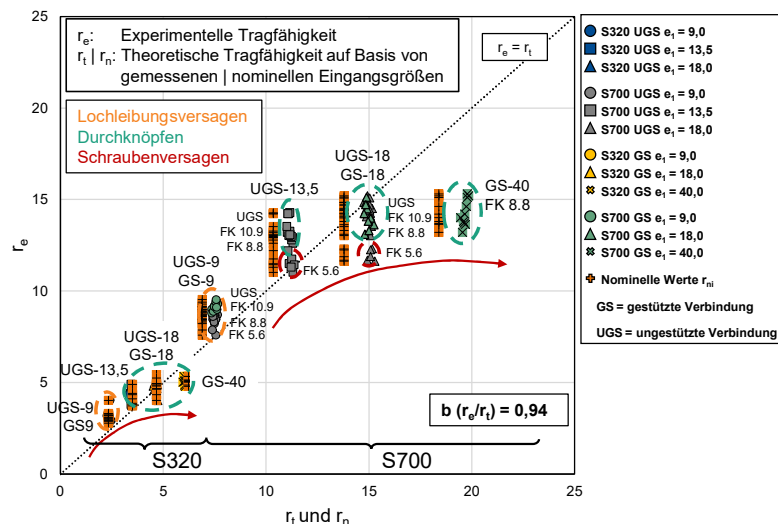
$$F_{b,Rk} = \min \left\{ \begin{array}{l} 2,5 \cdot \alpha_b \cdot k_{tI} \cdot d \cdot t_I \cdot f_{u,I} \\ 2,5 \cdot \alpha_b \cdot k_{tII} \cdot d \cdot t_{II} \cdot f_{u,II} \end{array} \right. \quad (1)$$

$$k_{tI,II} = \begin{cases} \frac{(0,8 \cdot t_{I,II} + 1,5)}{2,5}; & 0,75 \leq t_{I,II} \leq 1,25 \\ 1,0; & t_{I,II} > 1,25 \end{cases} \quad (2)$$

$$\alpha_b = \min \left\{ \begin{array}{l} 1,0 \\ \frac{e_1}{3d} \end{array} \right. \quad (3)$$

- $d$  Nenndurchmesser des Verbindungselements
- $t_{I,II}$  Dicke des Bauteils I und des Bauteils II
- $f_{u,I,II}$  Zugfestigkeit des Bauteils I und des Bauteils II
- $e_1$  Randabstand in Kraftrichtung

In einer ersten Überprüfung der Versuche wurde der charakteristischen Beanspruchbarkeit für Lochleibung  $F_{b,Rk} = r_{ni}$  nach Gleichung (1) die theoretische Tragfähigkeit  $r_{ti}$  unter Ansatz von Gleichung (1) mit gemessenen Eingangsgrößen für jeden einzelnen Versuch gegenübergestellt, siehe Abbildung 2. Hiernach ergibt sich eine gute Übereinstimmung der theoretisch ermittelten Beanspruchbarkeiten für Lochleibung auf Basis von gemessenen ( $r_{ti}$ ) und nominellen Eingangsgrößen ( $r_{ni}$ ) für den untersuchten Baustahl S320GD, begrenzt auch für den Fall, dass Durchknöpfen maßgebend wird.



**Abbildung 2: Experimentelle Tragfähigkeiten  $r_{ei}$  vs. theoretischer Lochleibungstragfähigkeiten auf Basis gemessener ( $r_{ti}$ ) und nomineller ( $r_{ni}$ ) Eingangsgrößen**

Die Ergebnisse zeigen ferner, dass die theoretisch ermittelten Lochleibungstragfähigkeiten  $r_{ti}$  und  $r_{ni}$  ab einem Randabstand von  $e_1 = 18$  mm, bei dem Durchknöpfen maßgebend wird, die experimentellen Tragfähigkeiten überschätzen. Während die theoretisch ermittelten Lochleibungstragfähigkeiten weiter ansteigen, stagnieren die experimentellen Tragfähigkeiten  $r_{ei}$  für S320GD und S700CR. Die Abweichung ist für den kaltgewalzten hochfesten Stahl S700CR deutlich ausgeprägter; der Bemessungsansatz ist für große Randabstände nicht konservativ. Da

sich hier der Versagensmodus von Lochleibungsversagen hin zu Durchknöpfen verschiebt, wird dies bei der weiteren zukünftigen Auswertung der Versuche auch im Hinblick auf den Teilsicherheitsbeiwert nach DIN EN 1990 [11] entsprechend zu berücksichtigen sein.

## 4 Zusammenfassung und Ausblick

Die durchgeführten Scher-/Lochleibungsversuche an Ein- und Mehrschraubenverbindungen mit hochfesten dünnwandigen Stahlblechen und variierenden Lochabständen sowie Schraubenfestigkeitsklassen haben gezeigt, dass DIN EN 1993-1-3 in Bezug auf die Verwendung von hochfesten Blechen mit  $f_u > 550 \text{ N/mm}^2$  prinzipiell bzgl. der Lochleibungstragfähigkeit anwendbar ist. Die Überprüfung des Bemessungsmodells zeigt allerdings deutlich, dass die theoretisch berechneten Lochleibungstragfähigkeiten nach DIN EN 1993-1-3 insbesondere bei großen Randabständen die experimentellen Tragfähigkeiten überschätzen; in diesen Fällen liegt allerdings auch ein Durchknöpfen der Verbindung vor. Auf Basis der gewonnenen Erkenntnisse erfolgt in den nächsten Schritten eine dezidierte Bewertung der Versuche unter Berücksichtigung der Versagensmodi und eine entsprechende Bewertung des Teilsicherheitsbeiwerts für die Lochleibungstragfähigkeit. Ferner gilt es zu eruieren, inwiefern der Wechsel von Lochleibungsversagen hin zum Versagen durch Durchknöpfen in einem Bemessungsmodell abgebildet werden kann.

## 5 Danksagung

Das IGF-Forschungsvorhaben „Erweiterung der Bemessungsregeln für mechanische Verbindungen des Stahlleichtbaus nach Eurocode 3, Teil 1-3“ (IGF-Nr.: 01IF22896N) der Forschungsvereinigung Stahlanwendung e.V. wird im Rahmen des Programms zur Förderung der Industriellen Gemeinschaftsforschung (IGF) vom Bundesministerium für Wirtschaft und Klimaschutz aufgrund eines Beschlusses des Deutschen Bundestages gefördert.

## 6 Literatur

- [1] DIN ISO 1502:1996-12, „Metrisches ISO-Gewinde allgemeiner Anwendung - Lehren und Lehrung“ (ISO 1502:1996)
- [2] DIN EN 15048-1:2016-09, „Garnituren für nicht vorgespannte Schraubverbindungen im Metallbau - Teil 1: Allgemeine Anforderungen“; Deutsche Fassung EN 15048-1:2016
- [3] DIN EN 15048-1:2007, „Garnituren für nicht vorgespannte Schraubverbindungen im Metallbau - Teil 1: Allgemeine Anforderungen“; Deutsche Fassung EN 15048-1:2007
- [4] DIN EN 1993-1-8:2025-04, „Eurocode 3 - Bemessung und Konstruktion von Stahlbauten - Teil 1-8: Anschlüsse“; Deutsche Fassung EN 1993-1-8:2024
- [5] DIN EN 1090-2:2024-09, „Ausführung von Stahltragwerken und Aluminiumtragwerken - Teil 2: Technische Regeln für die Ausführung von Stahltragwerken“; Deutsche Fassung EN 1090-2:2018+A1:2024
- [6] DIN EN 1993-1-3:2025-04, „Eurocode 3 - Bemessung und Konstruktion von Stahlbauten - Teil 1-3: Kaltgeformte Bauteile und Profiltafeln“; Deutsche Fassung EN 1993-1-3:2024
- [7] DIN EN 1090-4:2020-06, „Ausführung von Stahltragwerken und Aluminiumtragwerken - Teil 4: Technische Anforderungen an tragende, kaltgeformte Bauelemente aus Stahl und tragende, kaltgeformte Bauteile für Dach-, Decken-, Boden- und Wandanwendungen“; Deutsche Fassung EN 1090-4:2018
- [8] Blunk, C; Glienke, R.; Flügge, W., Bemessungskonzept für tragende Blindnietverbindungen im Stahl- und Maschinenbau, Hannover: Europäische Forschungsgesellschaft für Blechverarbeitung e. V. (EFB), 2017.
- [9] DIN EN ISO 4017:2022-10, „Verbindungselemente - Sechskantschrauben mit Gewinde bis Kopf - Produktklassen A und B (ISO 4017:2022)“; Deutsche Fassung EN ISO 4017:2022
- [10] European Convention for Constructional Steelwork, Connections in Cold-formed Steel Structures, Mem Martins: ECCS 2009
- [11] DIN EN 1990:2021-10, „Eurocode: Grundlagen der Tragwerksplanung“; Deutsche Fassung EN 1990:2002 + A1:2005 + A1:2005/AC:2010

## Erweiterung des Einsatzspektrums von Stahlkassettenprofilen durch Implementierung von Tragkonsolen

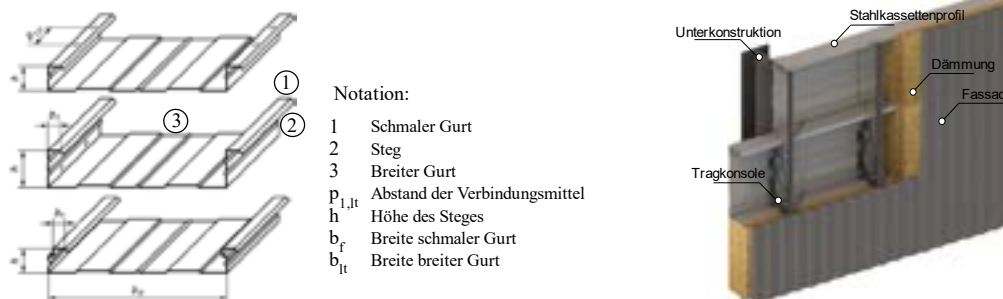
Kira Peper<sup>1</sup> und Bettina Brune<sup>1</sup>

<sup>1</sup> Lehrstuhl Stahlbau, August-Schmidt-Straße 6, TU Dortmund, Deutschland  
E-Mail: kira.peper@tu-dortmund.de

### 1 Einleitung

Stahlkassetten sind dünnwandige Leichtbauelemente aus Stahl, die ursprünglich in den 1970er Jahren entwickelt wurden. Die kaltgeformten Stahlkassetten bestehen aus einem breiten Gurt, zwei Stegen und zwei schmalen Flanschen (Abb. 1). Ihr Haupteinsatzgebiet liegt in zweischaligen Wandkonstruktionen der Gebäudehülle, in denen sie sowohl tragende Funktionen als auch den inneren Raumabschluss übernehmen. Die Wärmedämmung wird zwischen den Stegen angeordnet, während die äußere Fassade entweder direkt oder über Distanzschrauben an den schmalen Flanschen befestigt wird [1].

Im Vergleich zu Sandwichpaneelen bieten Stahlkassetten den Vorteil einer hohen Recyclingfähigkeit, da die Wandsysteme leicht demontiert und die einzelnen Komponenten getrennt weiter- und wiederverwendet werden können. Damit stellen sie eine nachhaltige Alternative in der Fassadentechnik dar. Ihr Einsatz wird jedoch durch die vergleichsweise geringe vertikale Beanspruchbarkeit begrenzt, wodurch schwerere Bekleidungen in der Außenschale oder energieaktive Fassadensysteme nur eingeschränkt realisierbar sind.



**Abbildung 1: Geometrie der Stahlkassettenprofile [2] (links), Schematischer Aufbau einer Stahlkassettenwand mit den entwickelten Tragkonsolen (rechts)**

Zur Erhöhung der vertikalen Beanspruchbarkeit werden neue Tragkonsolen entwickelt, die in die Stahlkassetten integriert sind (Abb. 1). Diese werden mit selbstbohrenden Schrauben befestigt und bilden zusammen mit dem Kassettenprofil ein steifes System. Die Tragkonsolen durchdringen die Dämmebene und fungieren als Fixpunkt im Fassadensystem. Zur Reduzierung der Wärmeleitfähigkeit werden verschiedene Perforationen des Tragprofils und deren Einfluss auf Beanspruchbarkeit und Steifigkeit des Gesamtsystems untersucht.

## 2 Vertikale Beanspruchbarkeit von Stahlkassettenprofilen

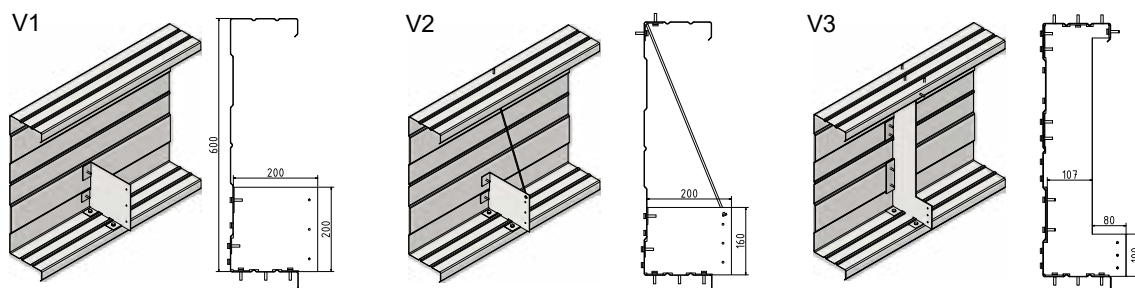
Während die horizontale Beanspruchbarkeit von Stahlkassetten umfassend untersucht ist und nach DIN EN 1993-1-3 rechnerisch bestimmbar ist [2], fehlen vergleichbare Regelungen zum vertikalen Lastabtrag. Die ehemalige deutsche Norm DIN 18807-3/A1 [3] und die DIN EN 1090-4 [4] geben an, dass bei einer vertikalen Bemessungslast aus der Fassade von  $g_d \leq 0,23 \text{ kN/m}^2$  kein weiterer Nachweis der Kassette erforderlich ist. Größere vertikale Lasten müssen gesondert abgetragen werden, häufig über zusätzliche Profile im Sockelbereich der Fassade, welche jedoch lineare Wärmebrücken darstellen.

Eine Analyse gängiger Fassadensysteme zeigt, dass leichte Metallbekleidungen wie Trapez- oder Wellbleche als Außenschale der Stahlkassetten in der Regel ohne Zusatzmaßnahmen verwendet werden können. Schwere Systeme wie Photovoltaik-, Solarthermie- oder Grünfassaden überschreiten jedoch häufig den Grenzwert, sodass zusätzliche Tragprofile im Fassadensystem erforderlich werden.

Neben der Beanspruchbarkeit sind auch Verformungsgrenzen zu berücksichtigen. Für vergleichbare Tragkonsolen in VHF Systemen gibt ein EAD [5] eine maximale Verformung von 3 mm vor. Alternativ kann der allgemeine Grenzwert von  $l/500$  angesetzt werden, was bei einer Spannweite der Kassettenprofile von 6 m einer Verformung von 12 mm entspricht. Aufgrund dieser großen Differenz ist der Grenzwert stets auf das geplante Fassadensystem abzustimmen.

## 3 Entwicklung der Tragkonsolen

Zu Beginn der Untersuchungen wurden drei unterschiedliche Grundgeometrien der Tragkonsolen entwickelt. Variante V1 (Abb. 2 links) basiert auf Tragkonsolen konventioneller Vorhangfassaden. Die zweite Variante (Abb. 2 mitte) erweitert V1 um ein zusätzliches Zuband, das am oberen Steg des Stahlkassettenprofils angeschlossen wird. Ein profilhoher Spant bildet die dritte Variante (Abb. 2 rechts), der das Stahlkassettenprofil lokal gegen Beul- und Stabilitätsversagen aussteift und die vertikalen Lasten primär über Schub in die Kassette weiterleitet.



**Abbildung 2: Grundvarianten der entwickelten Tragkonsolen**

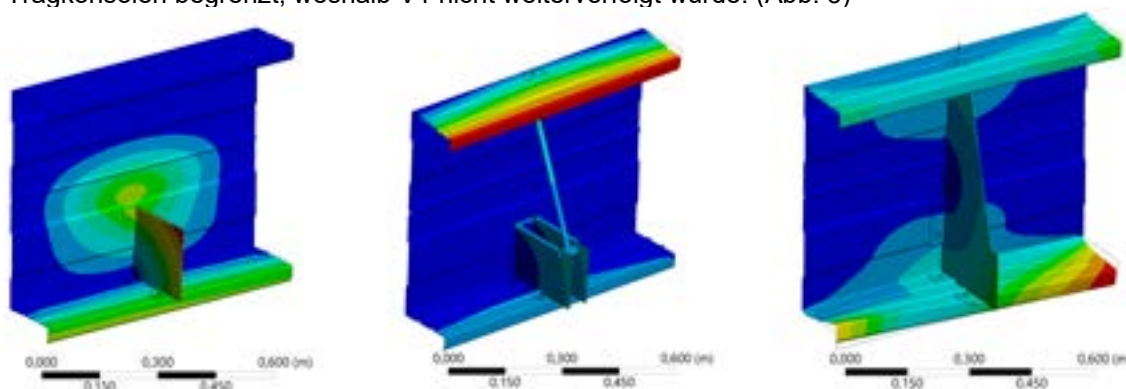
Die Befestigung der Tragkonsolen innerhalb des Stahlkassettenelements erfolgt mittels selbstbohrender Schrauben. Zur Erhöhung der Dichtheit der Konstruktion sowie der Tragfähigkeit der Verbindung und zur Sicherstellung einer gleichmäßigen Innenansicht werden die Schrauben im Bereich des breiten Flansches des Stahlkassettenprofils von der Innenseite aus gesetzt.

Die drei Varianten wurden hinsichtlich ihrer geometrischen und konstruktiven Parameter, insbesondere Blechdicke, Bauteilhöhe und Perforationsausbildung, systematisch variiert, numerisch untersucht und miteinander verglichen. Zudem werden der Einsatz von Baustahl S355 und nichtrostendem Stahl 1.4301 analysiert. Zur Gewährleistung des Korrosionsschutzes ist

sowohl eine Stückverzinkung als auch eine Ausführung aus bandverzinktem Grundmaterial S350GD möglich. Die Stahlkassetteprofile selbst bestehen konventionell aus Stahl S320GD.

## 4 Numerische Untersuchungen

Mittels numerischer Simulationen in ANSYS Workbench 2023 wurden die drei Grundvarianten sowie die Kassette ohne Tragkonsole (V0) vergleichend bewertet. Zunächst erfolgte die Analyse der entwickelten Tragkonsolen an einem 80 cm breiten Stahlkassettenelement. V1, angelehnt an klassische VHF- Tragkonsole, wurde hinsichtlich Blechdicke (1–3 mm), Halterhöhe (80–200 mm) sowie Perforationsformen der Tragkonsole untersucht. Im Ergebnis zeigte sich, dass der Lastabtrag hierbei überwiegend über Biegung des unteren Stegs und Querbiegung im breiten Gurt erfolgt; die Beanspruchbarkeit des Systems wird jedoch häufig durch das Ausreißen der Schraubenverbindung sowie seitliches Ausweichen der dünnen und z.T. stark perforierter Tragkonsolen begrenzt, weshalb V1 nicht weiterverfolgt wurde. (Abb. 3)



**Abbildung 3: Qualitative Verformung der Stahlkassette mit Tragkonsole unter vertikaler Beanspruchung**

Bei V2 werden die die Lasten aus der Tragkonsole über ein Zugband in den oberen Steg der Kassette geleitet, das System erreicht durch die Stegkopplung eine deutlich erhöhte Steifigkeit (ca. Faktor 90 gegenüber V0); kritisch bleibt die konzentrierte Krafteinleitung im Bereich des Zugbandes sowie der erhöhte Montageaufwand. Die höchste Beanspruchbarkeit liefert V3, der profilhohe Spant, welcher die vertikalen Lasten überwiegend als Schubkräfte in die Kassette eingeleitet werden. Es ergeben sich Steigerungen der Beanspruchbarkeit von Faktor 350 im Vergleich zu V0, während thermisch optimierte Perforationen und Schlitzungen, abgeleitet aus einer Topologieoptimierung, die Wärmeleitfähigkeit reduzieren ohne die mechanische Leistungsfähigkeit wesentlich zu beeinträchtigen.

**Tabelle 1: Beanspruchbarkeit der Tragkonsolen nach numerischer Simulation, kurze und lange Spannweite**

Variante	Beanspruchbarkeit [N] – 80 cm		Vergleich zu unverstärktem System V0	Beanspruchbarkeit [N] – 480 cm		Vergleich zu unverstärktem System V0
	3 mm	5 mm		3 mm	5 mm	
Grenzkriterium Verformung	3 mm	5 mm	-	3 mm	5 mm	-
V1.1_M160	251	418	13,3	11,5	19,1	1,6
V2.2_M160	1724	2874	91,7	280	465	37,7
V3.1_M160	6630	7068	352,7	310	516	41,8
V3.1_M160_F	6563	6844	349,1	303	505	40,9
V3.1_M160_S	6601	7068	351,1	308	512	41,7

Ergänzend wurden Gesamtsysteme aus Kasette und Tragprofil mit baupraktischer Spannweite (4,8 m) untersucht. Dabei wurden die Tragkonsolen im Abstand von 80 cm entsprechend der Tragprofilanordnung positioniert. Im Vergleich zu kurzen Spannweiten fällt der Zuwachs der Beanspruchbarkeit aufgrund maßgebender Verformungsbegrenzungen geringer aus. Gegenüber der Referenzvariante V0 ergeben sich dennoch Steigerungen um etwa den Faktor 30 bis 50. Für eine Wand aus drei übereinander angeordneten Kassetten (V3.1\_M160) zeigen die Simulationen zudem eine günstige Lastverteilung sowie Einbeziehung der angrenzenden Kassetten.

Unter Annahme praxisrelevanter Lasten für Fassaden zeigt sich, dass mit den Tragkonsolen leichte bis mittelschwere Solar- und Photovoltaiksysteme sowie Grünfassadenaufbauten realisierbar sind; leichte Natursteinbekleidungen sind ebenfalls möglich. Thermische Analysen bestätigen zudem den geringen Einfluss der perforierten Tragkonsolen auf den Temperaturverlauf im Bauteil im Vergleich zu den Wärmebrücken im Bereich der Kassettenstege.

## 5 Festlegung der Geometrie und experimentelle Validierung

Auf Basis der numerischen Untersuchungen und konstruktiven Überbelegungen wurde eine fertigungsgerechte Geometrie für die Tragkonsolen der Varianten V2 und V3 entwickelt. Für die Verbindungsmittel wurden zur vereinfachten Montage auf der Baustelle werkseitig vorgebohrte Löcher vorgesehen und die Anschlusslaschen an die Kassettengeometrie angepasst. Eine nach vorne versetzte Anschlusslasche im Bereich des Tragprofilkragarms sowie abgekantete Randbereiche erhöhen die Steifigkeit und definieren die Anschlussrichtung des Tragprofils.

Zur Bestimmung der Beanspruchbarkeit und Validierung der numerischen Modelle werden nachfolgende Versuche mit dem entwickelten System durchgeführt. Geplant sind Kleinversuche an einzelnen Tragkonsolen in kurzen Stahlkassettenprofilen sowie Großversuche an Wandsegmenten aus zwei bis drei übereinander angeordneten Stahlkassettenprofilen mit 4,8 m Spannweite. Untersucht wird das Last-Verformungs-Verhalten, das Stabilitätsverhalten des Gesamtsystems Kasette-Tragkonsole und der Einfluss unterschiedlicher Perforationsmuster.

## 6 Fazit und Danksagung

Die Untersuchungen belegen, dass sich die Beanspruchbarkeit von Stahlkassettenprofilen durch die Integration innovativer Tragkonsolen deutlich steigern lässt. Gleichzeitig ermöglichen gezielt ausgelegte Perforationen in den Tragkonsolen eine wirksame Reduzierung der Wärmeleitfähigkeit, sodass insgesamt energieaktive Fassadensysteme realisiert werden können, ohne die bauphysikalischen Vorteile der Stahlkassettenprofile zu beeinträchtigen. Die Recyclingfähigkeit des Fassadensystems bleibt dabei erhalten, während sich der Anwendungsbereich für Stahlkassetten in der Gebäudehülle erheblich erweitert.

Dieses IGF-Projekt (Nr. 01IF23209N / P1740) der Forschungsvereinigung Stahlanwendung e.V. (FOSTA), Düsseldorf wird im Rahmen des Programms Industrielle Gemeinschaftsforschung (IGF) gefördert und in Zusammenarbeit mit der Fachhochschule Dortmund bearbeitet.

### Literatur

[1] Pöter, H.: 2009: Metalleichtbaukonstruktionen: Früher und heute. Stahlbau 78, Heft 5, S. 287–370.

[2] DIN EN 1993-1-3: 2025-04: Eurocode 3 – Bemessung und Konstruktion von Stahlbauten – Teil 1-3: Kaltgeformte Bauteile und Profiltafeln. Deutsche Fassung EN 1993-1-3:2024.

[3] DIN 18807-3/A1: 2001-05: Stahltrapezprofile - Festigkeitsnachweis und konstruktive Ausbildung, Änderung A1.

[4] DIN EN 1090-4: 2020-06: Ausführung von Stahltragwerken und Aluminiumtragwerken – Teil 4: Technische Anforderungen an tragende, kaltgeformte Bauelemente aus Stahl und tragende, kaltgeformte Bauteile für Dach-, Decken-, Boden- und Wandanwendungen. Deutsche Fassung EN 1090-4: 2018.

[5] EAD 090034-1-0404: 03-2020: Kit com-posed of subframe and fixings for fastening cladding and external wall elements.

## Einfluss von lokalen Delaminationen auf die Tragfähigkeit von Sandwichelementen

Annalena Schardt<sup>1</sup>, Yvonne Ciupack<sup>1</sup>, Jörg Lange<sup>1</sup>

<sup>1</sup> Institut für Stahlbau und Werkstoffmechanik, Franziska-Braun-Str. 3, TU Darmstadt, Deutschland  
E-Mail: schardt@stahlbau.tu-darmstadt.de

### 1 Einleitung

Sandwichelemente stellen insbesondere im Industriebau eine etablierte Lösung für die Verkleidung von Wand- und Dachflächen dar. Sie bestehen aus zwei dünnen Deckschichten aus Stahl und einem dazwischenliegenden Kern aus Polyisocyanurat (PIR)-Hartschaum oder Mineralwolle. Durch den schubfesten Verbund der Deckbleche mit dem Kern weisen Sandwichelemente hohe Tragfähigkeiten bei geringem Eigengewicht auf. In den letzten Jahren wurde ein vermehrtes Auftreten von Schadensfällen beobachtet, bei dem sich das äußere Deckblech lokal vom Kern löst. Diese Delaminationen unterbrechen die Verbundtragwirkung, sodass lokal keine Zug- und Schubkräfte übertragen werden können. Die in der Zulassung angegebenen Bauteiltragfähigkeiten können somit nicht mehr gewährleistet werden. Bislang stehen in der Praxis keine standardisierten Bewertungsregeln zur Verfügung, mit denen die Resttragfähigkeit von Sandwichelementen mit sichtbaren Delaminationsschäden in Form von Blasen beurteilt werden kann. Der vorliegende Beitrag setzt an dieser Stelle an. In experimentellen Untersuchungen werden die Auswirkungen von Delaminationsschäden auf die Tragfähigkeit zunächst gezielt untersucht und nach ihrer Versagensrelevanz klassifiziert.

### 2 Stand der Forschung

Sandwichelemente versagen üblicherweise durch Knittern, bei dem es sich um ein Stabilitätsversagen der druckbeanspruchten Deckschicht handelt. In intakten Bauteilen fungiert der Kern als Bettung für die Deckschicht. In delaminierten Bereichen fehlt diese Bettungsfunktion, was zu einer Beeinträchtigung der Tragfähigkeit führen kann. Über Sandwichelemente mit lokalen Delaminationen im Bauwesen ist bislang wenig bekannt. Vorhandene Studien zeigen jedoch, dass Delaminationen die kritische Knitterspannung reduzieren. Der Umfang des Traglastabfalls hängt von Form und Größe der Delamination ab. Bei in Bauteillängsrichtung orientierten Delaminationen stagniert die Traglastminderung ab einer bestimmten Größe, wohingegen der Traglastabfall bei in Querrichtung orientierten Delaminationen mit zunehmender Größe steigt. Numerische Untersuchungen zeigten Spannungsspitzen an den Rändern von Delaminationen, insbesondere in Bauteilquerrichtung, die die Ausbreitung der Delamination begünstigen können. Eine Näherungsformel für die Abminderung der Knitterspannung wurde entwickelt, jedoch stimmen die zugrundeliegenden numerischen und experimentellen Ergebnisse nur teilweise überein [1]. Konträr dazu haben Pozorski und Pozorska [2] festgestellt, dass längs gerichtete Delaminationen in Bereichen maximaler Druckbeanspruchung die kritischste Wirkung aufweisen. Ihre numerischen Ergebnisse wurden bisher nicht experimentell bestätigt, jedoch deuten sie auf eine Stabilisierung durch die Deckschicht- und Längsfugenprofilierung hin. Aktuelle experimentelle Studien an der TU Darmstadt greifen die Problematik erneut auf und untersuchen den Einfluss von Delaminationen in Abhängigkeit von der Position und Größe, wobei der Fokus bisher auf der Dokumentation der resultierenden Versagensarten lag [3]. Eine systematische Parameterstudie zum Einfluss bauteilabhängiger Parameter wurde bislang nicht durchgeführt. Dagegen werden Delaminationen in der Luftfahrt und im Schiffsbau bereits seit Jahrzehnten erforscht. Im Vergleich zu Sandwichelementen im Bauwesen unterscheiden sich diese durch die eingesetzten Materialien und Kerndicken. Im Fokus steht dort das Ausbreitungsverhalten der Delamination, das bruchmechanisch analysiert wird, da eine Schädigungsausbreitung zum vorzeitigen Versagen führen kann. Neben Größe, Form und Position der Delamination beeinflussen auch Rohdichte [4], Deckschichtdicke [5] und Kern-Schubmodul [6] die Ausbreitung.

### 3 Versuchsaufbau und Versuchsprogramm

Um den Einfluss lokaler Delaminationen auf die Tragfähigkeit von Sandwichwandelementen zu untersuchen, wurden 6-Punkt-Biegeversuche nach DIN EN 14509:2013 [7], Anhang A.5 durchgeführt. Insgesamt wurden 36 Bauteile mit Delaminationen getestet, darunter sowohl künstlich induzierte Delaminationen als auch durch hohe Temperaturbeanspruchung provozierte Delaminationen mit Blasenbildung. Zusätzlich wurden jeweils auch intakte Referenzelemente getestet. Die Versuche umfassten unterschiedliche Prüfkörpergeometrien (Bauteillänge, Kerndicke, Deckschichtdicke und -profilierung). Die Delaminationen wiesen Dimensionen zwischen 130 und 470 mm Länge und zwischen 40 und 380 mm Breite auf. Sie waren überwiegend im Bereich der maximalen Biegebeanspruchung und unterhalb der druckbeanspruchten Deckschicht angeordnet. Nachfolgend werden die Abmessungen zur besseren Vergleichbarkeit als dimensionslose Kennwerte, bezogen auf die Bauteillänge bzw. -breite angegeben.

### 4 Versuchsergebnisse

#### 4.1 Bauteilverhalten und Einflussgrößen

Aus dem Vergleich der Versagenslasten mit denen des jeweiligen Referenzelements wird ersichtlich, dass eine Delamination die Tragfähigkeit zwar nicht zwingend beeinträchtigt, jedoch ein vorzeitiges Bauteilversagen mit signifikantem Traglastverlust begünstigen kann. Besonders kritisch ist erwartungsgemäß eine Delamination im Bereich der maximalen Biegebeanspruchung, deren Wirkung von der Bauteilgeometrie und den Delaminationsparametern abhängt. Identische Parameter können demnach je nach bauteilabhängigen Randbedingungen zu unterschiedlichen Traglastverlusten führen. Relevante Bezugsgrößen sind die Verhältnisse von Deckschichtdicke zu Delaminationsbreite ( $t/b$ ), von Delaminationslänge zu -breite ( $l/b$ ), von Delaminationsbreite zu Kerndicke ( $b/D$ ) sowie von Delaminationslänge zu Bauteillänge ( $l/L$ ). Tabelle 1 zeigt exemplarisch Ergebnisse für relevante Delaminationen mit Traglastverlusten  $>10\%$ .

**Tabelle 1: Einfluss der Delaminations- und Bauteilparameter auf den Traglastverlust**

Traglast- verlust	Anzahl Probekörper	$b/B$	$t/b$	$b/D$	$l/b$	$l/L$	G in N/mm <sup>2</sup>
> 40 %	6	von 0,285	von 0,0014	von 2,036	von 1,000	von 0,057	von 3,2
		bis 0,320	bis 0,0019	bis 8,000	bis 1,313	bis 0,105	bis 4,2
11 – 33 %	9	von 0,100	von 0,0021	von 1,000	von 0,971	von 0,043	von 3,6
		bis 0,240	bis 0,0050	bis 6,000	bis 4,500	bis 0,185	bis 4,9

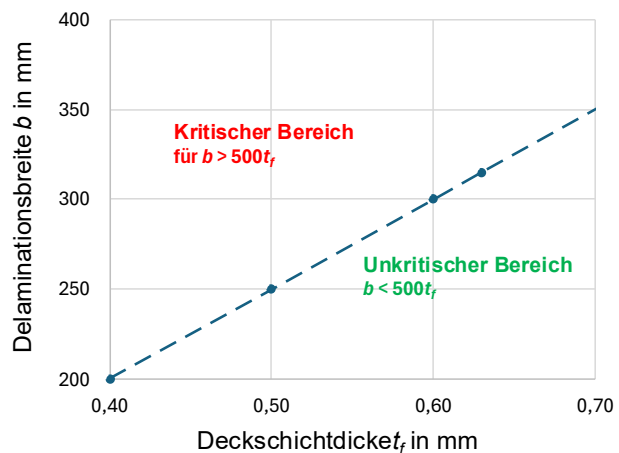
Neben einem Traglastverlust kann sich auch die Versagensart im Vergleich zum Referenzbauteil verändern. Die Versuche zeigten ein unterschiedliches Bauteil- und Versagensverhalten. In einigen Fällen wurde ein lokales Beulen des Deckblechs oberhalb der Delamination beobachtet. In bestimmten Probekörperkonfigurationen zeigte sich in Querrichtung eine schnelle, sukzessiv fortschreitende Ausbreitung. Das Knitterversagen trat entweder im delaminierten Bereich oder analog zum jeweiligen Referenzelement auf.

## 4.2 Klassifizierung in Delaminationskategorien

Ausgehend von den zuvor ermittelten Einflussgrößen erfolgt eine Klassifizierung in vier verschiedene Kategorien:

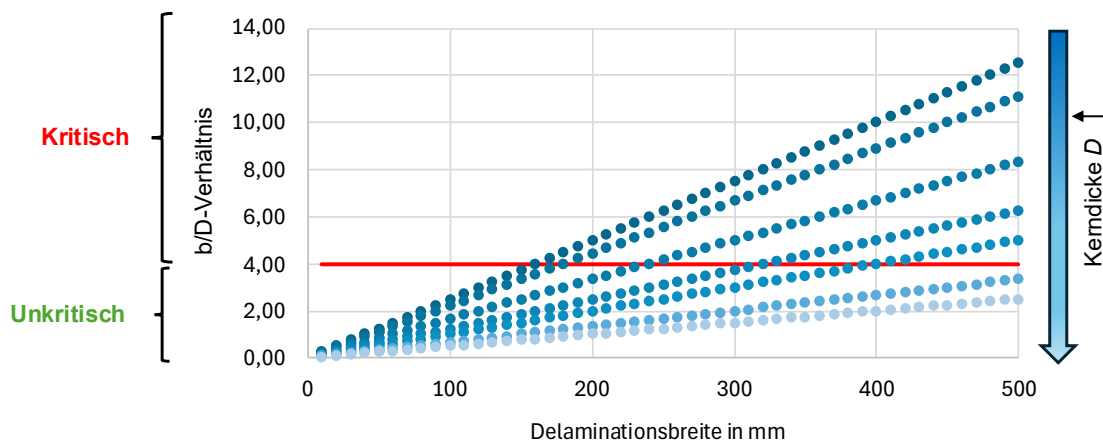
- Kategorie A – Globale und kritische Auswirkung mit instabiler Ausbreitung der Delamination
- Kategorie B – Globale und kritische Auswirkung ohne Ausbreitung der Delamination
- Kategorie C – Lokal kritisches Verhalten mit versagenssteuerndem Einfluss
- Kategorie D – Unkritisches Verhalten ohne strukturelle Relevanz

Delaminationen der Kategorien A und B führen zu einem vorzeitigen Versagen des Bauteils. Kategorie A ist die kritischste, da die Delamination hier zu einer dynamischen und sukzessiven Schädigungsausbreitung in Querrichtung führt, die mit hohen Traglastverlusten von über 40 % einhergeht. Relevant ist hierbei unter anderem das Verhältnis  $t/b$ , welches in Abbildung 1 exemplarisch dargestellt ist. Ausgehend von diesem Verhältnis lassen sich in Abhängigkeit von der Deckschichtdicke die kritischen Delaminationsbreiten ablesen. Aufgrund des signifikanten Traglastverlustes wird für Delaminationen dieser Kategorie eine Sanierung oder ein Austausch des geschädigten Bauteils empfohlen.



**Abbildung 1: Kritische Delaminationsbreiten in Abhängigkeit von der Deckschichtdicke für Delaminationsschäden der Kategorie A**

Delaminationen der Kategorie B breiten sich nicht aus, weisen aber dennoch eine globale Wirkung auf. Sie verursachen ein Knitterversagen im delaminierten Bereich und können die Traglast um bis zu 25 % reduzieren. In Abbildung 2 ist exemplarisch der Einfluss der Kerndicke auf die Auswirkung der Delamination dargestellt. Dabei zeigt sich, dass sich Delaminationen gleicher Größe bei dünnen Elementen tendenziell kritischer auswirken als bei dickeren Elementen. Es ist jedoch zu beachten, dass neben diesem Zusammenhang auch weitere geometrische und materialspezifische Einflussfaktoren relevant sind. Für die Kategorie B wird eine Sanierung des geschädigten Bauteils empfohlen. Im Gegensatz dazu besteht für die Kategorien C und D kein akuter Handlungsbedarf, da die Delaminationen keine strukturelle Relevanz aufweisen und zu Traglastverlusten  $<10\%$  führen. Ein Monitoring ist dennoch ratsam, da sich Delaminationen unter Belastung vergrößern können. In Kategorie C sind lokale Effekte, wie bspw. ein Beulen des Deckblechs, gefolgt von Knittern im geschädigten Bereich zu erwarten. Delaminationen der Kategorie D sind hingegen als unkritisch und nicht versagenssteuernd zu bewerten. Die Bauteile versagen außerhalb der Delamination.



**Abbildung 2: Exemplarische Darstellung des Einflusses von  $b/D$  auf die Auswirkung einer Delamination. Der dargestellte Zusammenhang ist nicht allgemeingültig.**

## 5 Schlussfolgerungen und Ausblick

Im vorliegenden Artikel wurden die Auswirkungen von Delaminationen auf die Tragfähigkeit von Sandwichelementen experimentell untersucht. Dabei konnten relevante Einflussgrößen und potenzielle Bewertungskriterien identifiziert werden, von denen einige bereits aus der Luftfahrt und dem Schiffsbau bekannt sind. Die Ergebnisse zeigen deutlich, dass ein vorzeitiges Bauteilversagen durch ein komplexes Zusammenspiel zwischen den Delaminationsparametern (Länge, Breite und Position) und den bauteilabhängigen Parametern (Deckschichtdicke, -profilierung, Kerndicke, Länge) bestimmt wird. Einzelne Zusammenhänge sind daher stets im Kontext der jeweiligen Randbedingungen zu interpretieren. Eine instabile Ausbreitung der Delamination wurde nachgewiesen. Diese ist zwar kritisch, doch die aus den Versuchen abgeleitete, dafür erforderliche Delaminationsbreite wird in der Praxis bei üblichen Deckschichtdicken meist nicht erreicht. Diese Schlussfolgerung basiert auf empirisch gewonnenen Beobachtungen aus der Praxis. Da sich Delaminationen allerdings unter Belastung vergrößern können, ist der Einsatz von Monitoringsystemen von großer Relevanz. Die systematische Auswertung der Ergebnisse erlaubte eine Klassifizierung der Delaminationen in vier Kategorien, für die abhängig von ihrer Versagensrelevanz Handlungsempfehlungen abgeleitet wurden. Durch weiterführende numerische Berechnungen sollen die identifizierten Einflussgrößen und Bewertungskriterien validiert und auf einen größeren Parameterbereich ausgeweitet werden.

## 6 Literatur

- [1] Wolters M, Banke F, Ewert E, Schulz U. Untersuchungen zum Knitern von imperfekten Sandwichelementen. Stahlbau. 2002;71:253–62. doi:10.1002/stab.200200780.
- [2] Pozorski Z, Pozorska J. Structural behaviour of sandwich structures with local debondings between the core and the facings. In: Pietraszkiewicz W, Witkowski W. Shell structures: Theory and applications. Leiden, The Netherlands: CRC Press/Balkema; 2018. p. 141–144. doi:10.1201/9781315166605-28.
- [3] Kühn A, Haugwitz C, Kupnik M, Lange J. Experimental studies on the influence of blisters on the load bearing capacity of sandwich panels; 2024.
- [4] Viana GM, Carlsson LA. Influences of Foam Density and Core Thickness on Debond Toughness of Sandwich Specimens with PVC Foam Core. Jnl of Sandwich Structures & Materials. 2003;5:103–18. doi:10.1177/1099636203005002020.
- [5] Rinker M, Ratcliffe JG, Adams DO, Krueger R. Characterizing Facesheet/Core Disbonding in Honeycomb Core Sandwich Structure. Hampton, VA; 2013.
- [6] Triantafillou TC, Gibson LJ. Debonding in foam-core sandwich panels. Materials and Structures. 1989;22:64–9. doi:10.1007/BF02472697.
- [7] DIN EN 14509:2013. Selbsttragende Sandwich-Elemente mit beidseitigen Metalldeckschichten - Werkmäßig hergestellte Produkte - Spezifikationen. Berlin: Beuth Verlag.

## Numerische Untersuchung eines innovativen Anschlusskonzepts für Flachdecken an Hochleistungsverbundstützen

Constantin Schwendner<sup>1</sup>, Martin Mensinger<sup>1</sup>, Shaghayegh Ameri<sup>2</sup> und Jochen Zehfuß<sup>2</sup>

<sup>1</sup> Lehrstuhl für Metallbau, Technische Universität München, Arcisstraße 21, 80333 München, Deutschland  
E-Mail: constantin.schwendner@tum.de

<sup>2</sup> Institut für Baustoffe, Massivbau und Brandschutz, Technische Universität Braunschweig,  
Beethovenstraße 52, 38106 Braunschweig, Deutschland

### Zusammenfassung

Hochleistungsverbundstützen mit hochfestem Stahlkern ermöglichen eine signifikante Steigerung der Tragfähigkeit bei gleichzeitig schlanken Querschnitten und zeigen zudem ein vorteilhaftes Verhalten im Brandfall. Beim Anschluss an Flachdecken stellt die geringe Querschnittsabmessung jedoch eine Herausforderung für das Durchstanstragverhalten dar. Aus diesem Grund wurde ein Anschlussbauteil entwickelt, das durch eine vergrößerte Lasteinleitungsfläche am Stützenkopf das Tragverhalten einer Stütze mit größerem Durchmesser simuliert. Zur Untersuchung des Tragverhaltens wurde ein numerisches FE-Modell in Abaqus erstellt und anhand bestehender Durchstanversuche validiert. Die Ergebnisse zeigen, dass der Stabbündelstützenanschluss eine geringere Durchstantragfähigkeit aufweist als ein vergleichbarer Betonstützenanschluss, jedoch deutlich höhere Tragfähigkeiten als nach DIN EN 1992-1-1 [1] unter Ansatz einer reduzierten statischen Nutzhöhe. Die Rissbilder weisen darauf hin, dass die volle Deckenhöhe zum Durchstanwiderstand beiträgt. Gleichzeitig deuten erhöhte Verformungen und Zugspannungen auf ein vergleichsweise weiches Tragverhalten des Anschlussbauteils hin.

### 1 Einleitung

Der Einsatz hochfesten Stahls in Verbundstützen ermöglicht eine signifikante Steigerung der Tragfähigkeit. Sogenannte Hochleistungsverbundstützen bestehen aus einem mit Beton oder hochfestem Mörtel verfüllten Hohlprofil sowie einem im Zentrum angeordneten hochfesten Stahlkern. Der Kern kann dabei als Vollquerschnitt ausgebildet sein, wie in [2] näher untersucht, oder als Hohlprofil, wie in [3] beschrieben (vgl. Abbildung 1a)). Darüber hinaus wurden in der Vergangenheit Stützen mit aus mehreren Einzelquerschnitten zusammengesetzten Kernen entwickelt. Ein Beispiel hierfür stellt die von [4] untersuchte Stabbündelstütze dar, deren Kern aus einem Bündel hochfester Bewehrungsstäbe besteht. In der in [5] untersuchten Blechlamellenstütze setzt sich der Kern aus mehreren miteinander verschweißten Blechen aus hochfestem Stahl zusammen. Hochleistungsverbundstützen zeichnen sich durch eine hohe Tragfähigkeit bei gleichzeitig schlanken Querschnitten aus [3]. Zusätzlich weisen sie ein vorteilhaftes Verhalten unter Brandbeanspruchung auf [3]. Bisherige Untersuchungen konzentrierten sich überwiegend auf das Tragverhalten dieser Stützen unter unterschiedlichen Belastungssituationen, während Fragestellungen zu den Anschlussmöglichkeiten an Flachdecken aus Beton bislang eine untergeordnete Rolle spielten.

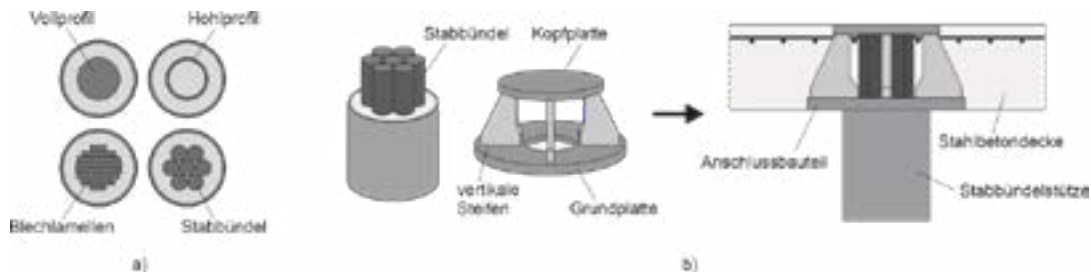
## 2 Anschlusskonzept

### 2.1 Anforderungen an den Deckenanschluss an Hochleistungsverbundstützen

Da der hochfeste Stahlkern einen wesentlichen Anteil am Lastabtrag übernimmt, müssen beim Stützenstoß in Deckenebene hohe, lokal konzentrierte Kräfte zwischen den übereinanderliegenden Geschossen übertragen werden. Zusätzlich ist infolge des frühen Ausfalls des Hohlprofils im Brandfall eine direkte Lasteinleitung aus der Decke in den Stahlkern erforderlich, die auch für das Tragverhalten bei Raumtemperatur Vorteile bietet. Die im Vergleich zu herkömmlichen Stahlbetonstützen deutlich schlankeren Querschnitte von Hochleistungsverbundstützen führen jedoch zu einer reduzierten Durchstanztragfähigkeit der angeschlossenen Flachdecke und schränken deren Einsatzmöglichkeiten ein. Folglich ist bei der Ausbildung des Decken-Stützenanschlusses eine Berücksichtigung dieser Aspekte erforderlich.

### 2.2 Ausbildung des Deckenanschlusses an Hochleistungsverbundstützen

Eine mögliche Anschlusslösung, die die in Kapitel 2.1 formulierten Anforderungen erfüllt, wurde in [6] vorgestellt (vgl. Abbildung 1b)). Das Konzept sieht eine Verlängerung des Stützenkerns über die übrigen Querschnittsteile hinaus sowie ein stählernes Anschlussbauteil aus Grund- und Kopfplatte mit vier angeschweißten vertikalen Steifen vor. Das Anschlussbauteil wird auf den Stützenkopf aufgesetzt, sodass der Kern durch die Grundplatte geführt wird und die Kopfplatte direkt auf dem Stützenkern aufliegt. Zur Sicherstellung dieses Kontakts wird das Hohlprofil geringfügig verkürzt, wodurch ein planmäßiger Spalt zwischen Hohlprofil und Grundplatte entsteht, der durch eine umlaufende Schweißnaht geschlossen wird. Aufgrund der Geometrie der vertikalen Steifen verbleibt ein Spalt zur Durchführung der oberen Deckenbewehrung im Stützbereich sowie der Integritätsbewehrung gegen progressives Versagen. Nach der Betonage liegt das Anschlussbauteil vollständig in Deckenebene.



**Abbildung 1: a) Arten von Hochleistungsverbundstützen, b) Stabbündelstütze mit verlängertem Kern, Anschlussbauteil und Komponenten im montierten Zustand**

## 3 Numerische Untersuchung des Anschlusses

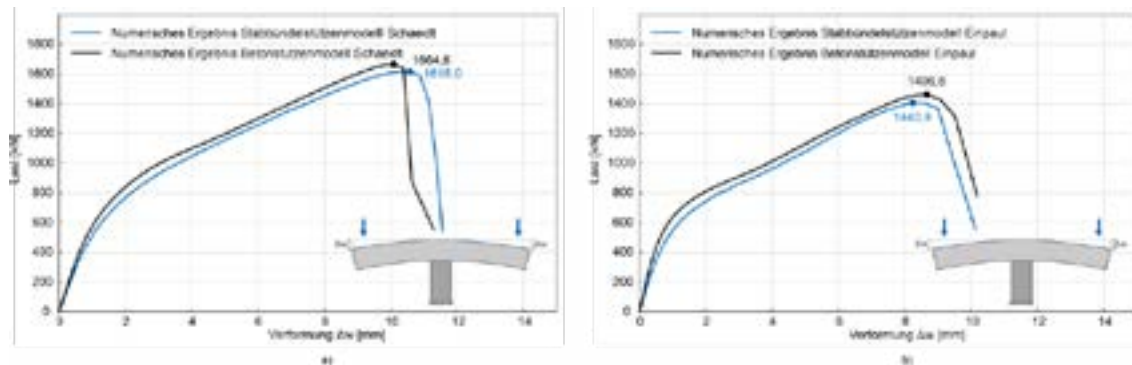
### 3.1 Entwicklung eines numerischen Modells

Zur Untersuchung des Tragverhaltens von Decken-Stützenanschlüssen unter Verwendung des vorgestellten Anschlussbauteils wurde ein numerisches Modell in der FE-Software Abaqus entwickelt. Die Berechnungen erfolgten mit dem explizit-dynamischen Solver unter Anwendung des Concrete Damaged Plasticity-Modells. Detaillierte Modelleinstellungen sind in [7] ausführlich beschrieben. Da für das betrachtete Anschlusskonzept keine experimentellen Ergebnisse vorlagen, wurden zwei Durchstanzversuche mit Betonstützen aus [8] und [9] numerisch nachgebildet. Dabei zeigte sich eine gute Übereinstimmung der maximalen Durchstanztragfähigkeit sowie des elastischen Last-Verformungs-Verhaltens. Bei größeren Verformungen weist das Modell ein steiferes Verhalten auf, was in der Literatur unter anderem auf die Annahme eines starren Verbunds zwischen Beton und Bewehrung zurückgeführt wird [10]. Das validierte Modell wurde anschließend zur Untersuchung von Flachdeckenanschlüssen an Stabbündelstützen eingesetzt.

## 3.2 Vergleich des Tragverhaltens von Stabbündel- und Betonstützenanschlüssen

Untersucht wurde ein 500 mm langer Stützenstummel einer Stabbündelstütze mit einem Hohlprofil der Festigkeitsklasse S890 ( $D = 273 \text{ mm}$ ,  $t = 6 \text{ mm}$ ), einem Kern aus sieben hochfesten Bewehrungsstäben SAS 670/800 mit einem Durchmesser von 57,5 mm sowie einer Betonverfüllung C30/37. Die Stütze wurde starr mit dem Anschlussbauteil verbunden modelliert. Grund- und Kopfplatte weisen jeweils eine Dicke von 20 mm auf; der Durchmesser der Grundplatte wurde zur Vergleichbarkeit mit den Validierungsversuchen an den jeweiligen Betonstützendurchmesser angepasst.

Abbildung 2 zeigt den Vergleich der Last-Verformungs-Kurven der numerisch nachgerechneten Durchstanzversuche nach Schaeidt [8] und Einpaul [9], im Folgenden als Betonstützenmodell bezeichnet, mit den Ergebnissen des jeweiligen Stabbündelstützenmodells. Die Steifigkeit des Stabbündelstützenmodells liegt im linear-elastischen Bereich in beiden Vergleichsfällen geringfügig unter der des Betonstützenmodells. Zudem ist in den Stabbündelstützenmodellen ein früherer Übergang vom linear-elastischen in den nichtlinearen Bereich zu beobachten als bei den Betonstützenmodellen. Die Tangentialsteifigkeit im nichtlinearen Bereich ist bei beiden Modellen weitgehend vergleichbar. Die Last-Verformungs-Kurven der Stabbündelstützenmodelle weisen auf ein charakteristisches Durchstanzversagen hin. Die zuvor beschriebene geringere maximale Durchstanzlast wird im Stabbündelstützenmodell beim Prüfkörper nach [8] bei einer größeren maximalen Verformung erreicht als im Betonstützenmodell. Demgegenüber zeigt das Modell nach [9] eine größere Verformung des unteren Deckenrandes bei Maximallast im Betonstützenmodell im Vergleich zum Stabbündelstützenmodell.

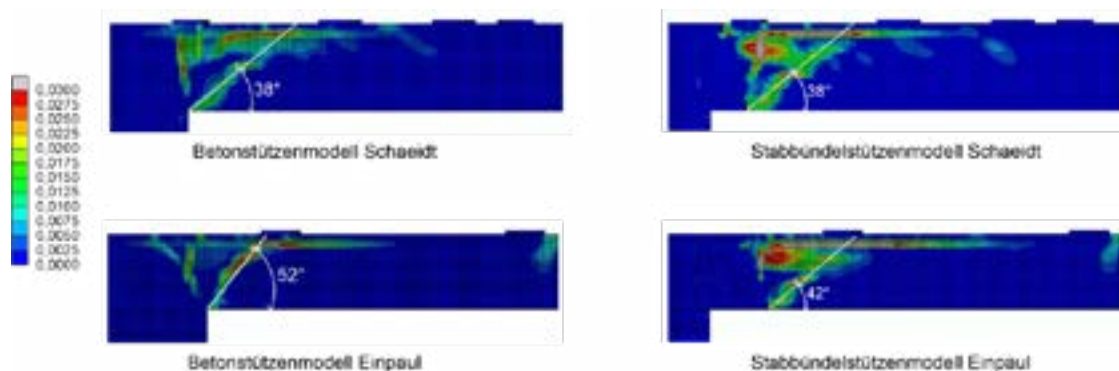


**Abbildung 2: Last-Verformungs-Verhalten Betonstützen- und Stabbündelstützenmodell entsprechend der Versuchsnachrechnung nach a) Schaeidt [8] und b) Einpaul [9]**

## 3.3 Untersuchung des Durchstanztragverhaltens von Stabbündelstützenanschlüssen

In Kapitel 2 wurde das Ziel formuliert, die nachteiligen Effekte der geringen Querschnittsabmessungen von Stabbündelstützen auf das Durchstanzverhalten beim Anschluss von Flachdecken durch den Einsatz eines Anschlussbauteils zu kompensieren. Der grundlegende Ansatz besteht darin, durch eine Vergrößerung der Lasteinleitungsfläche am Stützenkopf das Tragverhalten einer Stütze mit größerem Durchmesser zu simulieren. Die numerischen Ergebnisse aus Kapitel 3.2 zeigen, dass durch das Anschlusskonzept in beiden Versuchsnachrechnungen eine erhebliche Steigerung der Durchstanztragfähigkeit erreicht werden kann. Diese liegt nur minimal unterhalb der einer Betonstütze des Durchmessers der Grundplatte. Nach DIN EN 1992-1-1 [1] führt eine in die Decke hineinragende Stütze beziehungsweise Lasteinleitungsfläche zu einer Reduktion der Durchstanztragfähigkeit. Diese wird im normativen Nachweis durch eine rechnerische Abminderung der statischen Nutzhöhe  $d_v$  berücksichtigt. Übertragen auf den Stabbündelstützenanschluss würde dies bedeuten, dass der Durchstanznachweis unter Ansatz einer um die Dicke der Grundplatte reduzierten Deckenhöhe zu führen ist. Vor diesem Hintergrund wurden ergänzende numerische Analysen eines Stahlbetonstützenanschlusses durchgeführt, bei denen die Deckendicke um die Dicke der 30 mm

starken Grundplatte reduziert wurde. Die hieraus resultierenden Durchstanstragfähigkeiten betragen 1409,7 kN für das Modell Schaeidt sowie 1269,4 kN für das Modell Einpaul und liegen damit deutlich unterhalb der im Stabbündelstützenmodell ermittelten Tragfähigkeiten. Dies deutet darauf hin, dass der Ansatz einer reduzierten statischen Nutzhöhe für den Stabbündelstützenanschluss eine konservative Abschätzung der Durchstanstragfähigkeit darstellt. Diese Einschätzung wird durch die in der numerischen Analyse beobachteten Rissbilder gestützt (vgl. Abbildung 3). Der maßgebende Schubriss erstreckt sich bis zur Unterkante der Grundplatte, was darauf hinweist, dass die volle Deckenhöhe zum Durchstanwiderstand beiträgt. Der rechnerische Ansatz einer um die Dicke der Grundplatte reduzierten statischen Nutzhöhe erscheint für das betrachtete Anschlusskonzept daher konservativ.



**Abbildung 3: Plastische Dehnungen in den numerischen Modellen mit Darstellung der Neigungen der kegelförmigen Bruchflächen zum Zeitpunkt des Durchstanversagens**

Gleichzeitig zeigen die Modellvergleiche aus Kapitel 3.2, dass die Durchstanstragfähigkeit der Stabbündelstützenmodelle in den Versuchsnachrechnungen nahe an die Tragfähigkeit der Betonstützenmodelle ohne reduzierte statische Nutzhöhe heranreicht. Untersuchungen an einem modifizierten Modell, bei dem die Grundplatte des Anschlussbauteils nicht in die Decke hineinragt, sondern an der Deckenunterkante ansetzt, ergeben dennoch um 0,8 % (Modell Schaeidt) beziehungsweise 4,4 % (Modell Einpaul) geringere Durchstanlasten im Vergleich zu einem Betonstützenmodell mit identischer Deckendicke. In den numerischen Analysen des Stabbündelstützenanschlusses sind erhöhte Zugspannungen in der oberen Bewehrungslage sowie größere Verformungen der Deckenplatte zu beobachten. Dies weist auf eine erhöhte Biegebeanspruchung infolge eines weicheren Tragverhaltens des Anschlussbauteils hin. Die Untersuchungsergebnisse deuten darauf hin, dass für den Durchstanznachweis von Flachdecken beim Anschluss an Stabbündelstützen nach dem vorgestellten Konzept das Ansetzen der vollen Deckenhöhe sowie eines wirksamen Stützendurchmessers entsprechend dem Durchmesser der Grundplatte unter Berücksichtigung einer Abminderung geeignet erscheint. Die Höhe dieser Abminderung ist Gegenstand weiterführender Untersuchungen.

#### 4 Zusammenfassung und Ausblick

In diesem Beitrag wurde das Tragverhalten eines Anschlusskonzepts für Flachdecken an Hochleistungsverbundstützen mit hochfestem Stahlkern am Beispiel eines Stabbündelstützenanschlusses numerisch untersucht. Es wurde ein stählernes Anschlussbauteil entwickelt, das eine vergrößerte Lasteinleitungsfläche am Stützenkopf bietet. Die Ergebnisse zeigen, dass der Stabbündelstützenanschluss eine geringere Durchstanstragfähigkeit als ein Anschluss an eine Stahlbetonstütze mit einem Durchmesser gleich dem der Grundplatte erreicht, jedoch höhere Tragfähigkeiten als nach DIN EN 1992-1-1 [1] unter Ansatz einer reduzierten statischen Nutzhöhe. Zur weiteren Bewertung des Anschlusskonzepts sind experimentelle Untersuchungen zur Validierung des numerischen Modells sowie darauf aufbauende Parameterstudien zur Optimierung des Verformungs- und Durchstanverhaltens vorgesehen.

## 5 Förderhinweis und Danksagung

Die vorgestellte Arbeit wurde im Rahmen des IGF-Vorhabens 23281 N der Forschungsvereinigung Stahlanwendung e. V. (FOSTA) über das DLR im Zuge des Programms zur Förderung der industriellen Gemeinschaftsforschung (IGF) vom Bundesministerium für Wirtschaft und Klimaschutz gefördert. Die Autoren möchten sich bei allen unterstützenden Firmen bedanken.

## 6 Literatur

- [1] DIN EN 1992-1-1:2025-09 (2025) Eurocode 2: Bemessung und Konstruktion von Stahlbeton- und Spannbetontragwerken – Teil 1-1: Allgemeine Regeln und Regeln für Hochbauten, Brücken und Ingenieurbauwerke. Beuth Verlag GmbH, Berlin.
- [2] Nonn, J.; Janiak, T.; Jalaeeayan, A.; Wolters, K.; Feldmann, M.; Zehfuß, J.; Claßen, M. (2023) Universelle Hochleistungsstützen aus hochfesten Stählen ohne Schweißen. *Stahlbau* 92, H. 3, S. 119–131. <https://doi.org/10.1002/stab.202200082>
- [3] Schurgacz, P.; Winkler, R.; Knobloch, M. (2025) Experimental investigation on innovative stub and slender composite columns with high-performance materials. *Journal of Constructional Steel Research* 230 (2025), <https://doi.org/10.1016/j.jcsr.2025.109544>
- [4] Röß, R.; Ameri, S.; Mensinger, M.; Zehfuß, J. (2023) Stabbündelstützen mit hochfestem Bewehrungsstahl. *Stahlbau* 92, H. 3, S. 132–143. <https://doi.org/10.1002/stab.202200084>
- [5] Schäfers, M.; Ameri, S.; Mensinger, M.; Zehfuß, J. (2023) Experimentelle Untersuchungen an neuartigen Hohlprofil-Verbundstützen mit Blechlamellen aus hochfesten Stählen im Kalt- und Brandfall. *Stahlbau* 92, H. 3, S. 144–154. <https://doi.org/10.1002/stab.202200085>
- [6] Schwendner, C.; Mensinger, M.; Ameri, S.; Zehfuß, J. (2025) Investigation on Slab-Column Connection for Novel Composite Columns with High-Strength Steel Core. *Proceedings of the 12<sup>th</sup> International Conference on Advances in Steel Structures (ICASS 2025)*
- [7] Schwendner, C.; Mensinger, M.; Ameri, S.; Zehfuß, J. (2026) Numerical Investigation of Slab-Column Connection Concept for High-Performance Composite Columns. [Unveröffentlichtes Manuskript]. Eingereicht zur Publikation.
- [8] Schaeidt, W.; Ladner, M.; Rösli, A. (1970) Berechnung von Flachdecken auf Durchstanzen. Beton-Verlag GmbH, Düsseldorf.
- [9] Einpaul, J.; Bujnak, J.; Fernández Ruiz, M.; Muttoni, A. (2016). Study on Influence of Column Size and Slab Slenderness on Punching Strength. *ACI Structural Journal*. 113. 10.14359/51687945
- [10] Menetrey, P. (1994) Numerical analysis of punching failure in reinforced concrete structures. Dissertation. École Polytechnique Fédérale de Lausanne, Lausanne

**Mohammad Aljomaa**

Institut für Metall- und Leichtbau  
Universität Duisburg-Essen

**Shaghayegh Ameri**

Institut für Baustoffe, Massivbau und Brandschutz  
Technische Universität Braunschweig

**Univ.-Prof. Dr.techn. Sigrid Brell-Cokcan**

Lehrstuhl für Individualisierte Bauproduktion  
RWTH Aachen

**Jakob Borgelt**

Institut für Stahlbau ForWind  
Leibniz Universität Hannover

**Tim Brömer**

Institut für Stahlbau ForWind  
Leibniz Universität Hannover

**apl. Prof. Dr.-Ing. habil. Bettina Brune**

Lehrstuhl Stahlbau  
Technische Universität Dortmund

**Kira Buchenau**

Institut für Konstruktiven Ingenieurbau  
Universität der Bundeswehr München

**Yvonne Ciupack**

Institut für Stahlbau und Werkstoffmechanik  
Technische Universität Darmstadt

**Michael Diener**

KIT Stahl- und Leichtbau  
Karlsruher Institut für Technologie

**Imke Engelhardt**

Institut für Material- und Bauforschung  
Hochschule München

**Emre Ergin**

Lehrstuhl für Individualisierte Bauproduktion  
RWTH Aachen

**Mohsen Falah**

Institut für Metall- und Verbundbau  
Technische Universität Hamburg

**Univ.-Prof. Dr.-Ing. Markus Feldmann**

Institut für Stahlbau  
RWTH Aachen

**Prof. Dr.-Ing. Karsten Geißler**

Fachgebiet Entwerfen und Konstruieren  
Technische Universität Berlin

**Elyas Ghafoori**

Institut für Stahlbau ForWind  
Leibniz Universität Hannover

**Elisa Grimaldi**

Institut für Konstruktion und Entwurf  
Universität Stuttgart

**Benedikt Haas**

Fachgebiet Stahlbau  
RPTU Kaiserslautern-Landau

**Paul Heckelsmüller**

Fakultät Architektur und Bauingenieurwesen  
Technische Hochschule Würzburg-Schweinfurt

**Jan Hinrichs**

Fakultät Architektur und Bauingenieurwesen  
Technische Hochschule Würzburg-Schweinfurt

**Natalie Hoyer**

Fachgebiet Stahl-, Verbund- und Brückenbau  
Technische Hochschule Mittelhessen

**Banusan Jeyadevan**

Institut für Baustoffe und Baukonstruktionen  
Fachhochschule Aachen

**Univ.-Prof. Dr. Markus Knobloch**

Institut für Konstruktion und Entwurf  
Universität Stuttgart

**Sebastian Korte**

Professur für Stahlbau und Stahlverbundbau  
Universität Siegen

**Prof. Dr.-Ing. Bertram Kühn**

Fachgebiet Stahl-, Verbund- und Brückenbau  
Technische Hochschule Mittelhessen

**Prof. Dr.-Ing. Wolfgang Kurz**  
Fachgebiet Stahlbau  
RPTU Kaiserslautern-Landau

**Prof. Dr.-Ing. Jörg Lange**  
Institut für Stahlbau und Werkstoffmechanik  
Technische Universität Darmstadt

**Philipp Lapp**  
Institut für Metall- und Leichtbau  
Universität Duisburg-Essen

**Prof. Dr.-Ing. Jörg Laumann**  
Institut für Baustoffe und Baukonstruktionen  
Fachhochschule Aachen

**Nils Lütke**  
Fachgebiet Entwerfen und Konstruieren  
Technische Universität Berlin

**Marco Maibaum**  
Fachgebiet Entwerfen und Konstruieren  
Technische Universität Berlin

**Prof. Dr.-Ing. Martin Mensinger**  
Lehrstuhl für Metallbau  
Technische Universität München

**Lukas Nonte**  
Institut für Baustoffe und Baukonstruktionen  
Fachhochschule Aachen

**Prof. Dr.-Ing. Daniel Pak**  
Professur für Stahlbau und Stahlverbundbau  
Universität Siegen

**Gerd Penner**  
Institut für Stahl- und Holzbau  
Technische Universität Dresden

**Kira Peper**  
Lehrstuhl Stahlbau  
Technische Universität Dortmund

**Joshua Possekel**  
Jörss – Blunck – Ordemann GmbH  
Beratende Ingenieure im Bauwesen

**Nils Rittich**  
Institut für Stahlbau  
RWTH Aachen

**Univ.-Prof. Dr.-Ing. habil. Marcus Rutner**  
Institut für Metall- und Verbundbau  
Technische Universität Hamburg

**Moritz Schäferhoff**  
Lehrstuhl Stahlbau  
Technische Universität Dortmund

**Annalena Schardt**  
Institut für Stahlbau und Werkstoffmechanik  
Technische Universität Darmstadt

**Univ.-Prof. Dr.-Ing. Peter Schaumann**  
Institut für Stahlbau  
Leibniz Universität Hannover

**Constantin Schwendner**  
Lehrstuhl für Metallbau  
Technische Universität München

**Univ.-Prof. Dr.-Ing. Max Spannaus**  
Institut für Konstruktiven Ingenieurbau  
Universität der Bundeswehr München

**Univ.-Prof. Dr.-Ing. habil. Natalie Stranghöner**  
Institut für Metall- und Leichtbau  
Universität Duisburg-Essen

**Prof. Dr.-Ing. Richard Stroetmann**  
Institut für Stahl- und Holzbau  
Technische Universität Dresden

**Ainaz Sultangirova**  
Institut für Konstruktion und Entwurf  
Universität Stuttgart

**Prof. Dr.-Ing. Thomas Ummenhofer**  
KIT Stahl- und Leichtbau  
Karlsruher Institut für Technologie

**Prof. Dr.-Ing. Michael Volz**  
Fakultät Architektur und Bauingenieurwesen  
Technische Hochschule Würzburg-Schweinfurt

**Lea Wendler**

Institut für Material- und Bauforschung  
Hochschule München

**Viktor Widerspan**

Fraunhofer Institut für Windenergiesysteme  
Testzentrum Tragstrukturen (TTH)

**Kevin Wolters**

Institut für Stahlbau  
RWTH Aachen

**Univ.-Prof. Dr.-Ing. Jochen Zehfuß**

Institut für Baustoffe, Massivbau und Brandschutz  
Technische Universität Braunschweig



InfraGO

# Wir machen Tempo beim BAUWERKSERHALT

Mit #starkeschiene schützen  
wir Umwelt und Klima

Copyright:  
Deutsche Bahn AG / Patrick Kuschfeld