



DAST

Deutscher Ausschuss für Stahlbau

24. DAST-Forschungskolloquium
5. und 6. März 2024

Oskar von Miller Forum,
München

durchgeführt von



Technische Universität München



24. DAST-Forschungskolloquium in München

In Zusammenarbeit mit

Dr.-Ing. Karsten Kathage

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

Prof. Dr.-Ing. Martin Mensinger

Technische Universität München
Lehrstuhl für Metallbau

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
<https://dast.deutscherstahlbau.de>

Redaktion: Herr Gregor Machura, Geschäftsführer DAST e.V.
Bildnachweis Titelseite: BMW AG

Verlag: **Stahlbau Verlags- und Service GmbH**
Sohnstraße 65
40237 Düsseldorf
Telefon: 0211 54012-091
E-Mail: 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

GESCHRAUBTE VERBINDUNGEN

Lukas Ehrhardt, Natalie Stranghöner

Einblicke in das Tragverhalten von vorgespannten geschraubten Verbindungen aus nichtrostendem Stahl unter Ermüdungsbeanspruchung	09
--	----

Denis Paluska, Dominik Jungbluth, Natalie Stranghöner

Einblicke in das Vorspannverhalten von HV- und HR-Garnituren unter Berücksichtigung von Witterungseinflüssen	13
--	----

Christopher Schierl, Elyas Ghafoori, Peter Schaumann

Streckgrenzengesteuertes Anziehen von geschraubten Verbindungen im Stahlbau	17
---	----

Lisa Kröger, Dieter Ungermann, Bettina Brune

Trag- und Verformungsverhalten von Injektionsschrauben unter statischer und zyklischer Beanspruchung	22
--	----

Daniel Sahn, Daniel Pak

Einfluss von Temperatur und Vorspannkraft auf elektromechanische Impedanzspektren am Beispiel von vorgespannten HV-Garnituren	26
---	----

BAUTEILERMÜDUNG

Sulaiman Shojai, Elyas Ghafoori, Peter Schaumann

Berechnung der Ermüdungsfestigkeit von korrodierten Schweißverbindungen mit lokalen Konzepten	31
---	----

Matthias Winkler, André Dürr

Lebensdauererlängerung von Bestandskranbahnträgern	35
--	----

Daniel Löschner, Imke Engelhardt, Thomas Ummenhofer

Lebensdauerabschätzung HFH-behandelter Schweißverbindungen unter betriebsnaher Beanspruchung	39
--	----

Helen Bartsch

Zum Einfluss von Schweißnahtimperfectionen auf die Ermüdungsfestigkeit von Stahlbauteilen	44
---	----

Karina Happel, Holger Flederer, Lars Sieber

Die Beurteilung der Restnutzungsdauer stählerner Tragstrukturen von Offshore-Windenergieanlagen 48

BRÜCKENBAU UND ERMÜDUNG

Raphael Erlemann, Karsten Geißler

Ermüdungsfestigkeit von Krag- und Querträgeranschlüssen in Stahlverbundbrücken 54

Martin Hartmann, Y. Ciupack, M. Euler

Aufgeklebte CFK-Schalen für ermüdungsgeschädigte Hänger von Stabbogenbrücken 59

Stephan Voß, Prof. Dr.-Ing. Karsten Geißler, Prof. Dr.-Ing. Martin Mensinger

Zur Dauerfestigkeit der Kopfbolzendübel von Stahlverbundträgern bei einachsiger Ermüdungsbeanspruchung 64

Michael Diener, Dieter Ungermann, Bettina Brune

Langlebigere, modulare Dehnfugen-Konstruktionen für Straßenbrücken 69

Joachim Wisnewski, Richard Stroetmann

Bestimmung der Ermüdungssicherheit von Dübelleisten in Querrichtung an Ausschnitten der Orthoverbundfahrplatte 73

Malik Ltaief, Martin Mensinger

Innendruckinduzierte Beanspruchung von Kehlnähten dichtgeschweißter Hohlkästen 77

LEICHTBAU UND GLASBAU

Benjamin Schaaf

Zum Tragverhalten hyperelastischer Klebverbindungen im konstruktiven Glasbau 81

Eric Man Pradhan, Jörg Lange

Wölbkrafttorsion in Sandwichelementen: Ein versuchsgestützter teilanalytischer Best-Fit-Algorithmus 85

Philipp Grebner, Lars Riegraf, Jörg Lange

Aussteifung von Feinblechen mittels Wire Arc Additive Manufacturing für den Einsatz im Fassadenbau 89

Jakob Boretzki, Thomas Ummenhofer

Zur statischen Tragfähigkeit von hybriden Grout-Verbindungen unter axialer Beanspruchung 93

Niclas Spalek, Marcus Rutner

Nanostrukturierte metallische Multilayer zur signifikanten Steigerung der Lebensdauer von Offshore-Infrastrukturen 97

STAHL- UND VERBUNDBAU

Jian Wang, M. Euler

Trapezstegträger mit versteiften quadratischen Stegöffnungen 102

Brian Rust, Richard Stroetmann

Untersuchungen zur Tragfähigkeit geschweißter T-Stöße aus höherfesten Stählen unter Berücksichtigung der Wärmeeinflusszone 107

Noah Böhm, Bertram Kühn, Achim Vogelsberg

Experimentelle Untersuchung des elastischen Biegetragverhaltens von Brettsperrholz-Stahl-Verbundträgern 111

Till Janiak, Manuel Risch, Kevin Wolters und Martin Claßen

Experimentelle Untersuchungen zur Lastumlagerung bei Verbundträgern mit Stegöffnungen 116

Maximilian Ziwes, Ulrike Kuhlmann

Untersuchungen zu Anschlüssen mit Ankerplatten und Kopfbolzen 120

Mareike von Arnim, Ulrike Kuhlmann

Entwicklung von effizienten Nachweiskonzepten für geschweißte Verbindungen aus hochfestem Stahl und Mischverbindungen 125

Caridad Moscoso, Matthias Kraus

Digitale Prozesskette zur Analyse des Tragverhaltens und Reproduktion einer historischen gusseisernen Stütze. 130

Manuel Risch, Wolfgang Kurz

Untersuchung des Trag- und Verformungsverhaltens von Verbundträgern mit großen Stegöffnungen 135

Christian Merkl, Max Spannaus

Zur quantitativen Analyse von geometrischen Unregelmäßigkeiten bei durchgeschweißten Kehl- und Stumpfnähten 139

Patrick Dumler, Jakob Blankenhagen, Norman Werther, Martin Mensinger

Validierungsversuche für brandschutztechnisch sichere Konstruktionen in Stahl-Holz-Mischbauweise 144

Mehmed Numanović, Markus Knobloch

Experimentelle Untersuchungen zum Schubbeulen von Stahl-Beton-Verbundträgern 148

Pellumb Zogu, Markus Schaefer

Global sensitivity analysis of composite columns in steel and concrete 152

Qiuni Fu, Markus Schaefer

Stochastic simulations of headed-stud shear connections in profiled composite floors 156

Felix Reuen, Bernd Naujoks

VORB - Verbundbrücken: Optimierung der rissverteilenden Bewehrung 160

STABILITÄT

Marc Müggenburg, Hendrik Jahns, Julian Unglaub, Klaus Thiele, Johanna Müller, Jonas HenselBauteilversuche additiv gefertigter dünnwandiger Schalenstrukturen aus niedriglegiertem
hochfesten Stahl. 164**Marcel Mott, Thomas Ummenhofer**

Entwicklung einer Richtlinie für Stahlgussbauteile im Bauwesen. 168

Jiangnan Chen

Materialeigenschaften kaltgasgespritzter Proben aus Baustahl. 172

FORSCHUNG IM STAHLBAU – LÖSUNGEN FÜR DIE ZUKUNFT

Die Technische Universität München richtet am 05. und 06. März 2024 das 24. DAST-Forschungskolloquium aus.

Diese im deutschsprachigen Raum einzigartige Veranstaltung bietet Forscherinnen und Forschern im Stahl-, Metall- und Verbundbau die exzellente Möglichkeit, die eigenen Forschungsarbeiten einem interessierten Fachpublikum zu präsentieren. Der Diskurs mit Mitgliedern anderer Forschungseinrichtungen ist Ansporn, Impuls und integraler Bestandteil des wissenschaftlichen Arbeitens.

Aktuelle Herausforderungen wie der Ausbau der erneuerbaren Energien, Dekarbonisierung der Industrie, Wiederverwendung von Baustoffen und die Steigerung der Ressourceneffizienz erfordern vertiefte Kenntnisse zu Werkstoffen, Berechnung und Konstruktion. Sie erfordern ebenso die Entwicklung neuer effizienter Bauweisen und ganzheitlicher Entwurfsmethoden, die den Rückbau von Gebäuden und die direkte Wiederverwendung von Baustoffen berücksichtigen. Hinzu kommen Herausforderungen bei der Erstellung neuer Infrastrukturen für Straße, Schiene und Wasserstraßen, sowie bei der Beurteilung bestehender Infrastrukturen. Für den Stahlbau ergeben sich daraus viele Möglichkeiten, die eng mit dem Einsatz neuer, hochleistungsfähiger Stähle, neuen Fertigungsverfahren, wie der Additiven Fertigung, Digitalisierung in Planung und Ausführung, aber auch dem Einsatz von Künstlicher Intelligenz verbunden sind. Diese Möglichkeiten müssen durch systematische Forschung erschlossen und zur Anwendung gebracht werden.

Das DAST-Kolloquium ist in folgende fünf Themenbereiche unterteilt:

- Forschung und Normung,
- Modell, Experiment und Simulation,
- Umgang mit dem Bestand,
- Anwendung und Realisierung und
- Neue Werkstoffe und Konstruktion

Das DAST-Kolloquium wird als Präsenzveranstaltung durchgeführt. Es bietet damit ein Forum, Vortragende, Teilnehmer und Aussteller zusammenzubringen und den Gedankenaustausch zu ermöglichen.

Alle Beiträge sind im Rahmen eines Tagungsbandes in Kurzfassungen zusammengestellt. Weitere Beiträge, die aufgrund des begrenzten Umfangs des Kolloquiums nicht präsentiert werden können, sind ebenfalls aufgenommen. Wir danken für die Bereitstellung der schriftlichen Beiträge. Insbesondere gilt der Dank an die Vortragenden für die Präsentation ihrer Forschungsarbeiten.

Univ.-Prof. Dr.-Ing. Dipl. Wirt.-Ing. (NDS), Martin Mensinger, Technische Universität München, Lehrstuhl für Metallbau

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

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

Einblicke in das Tragverhalten von vorgespannten geschraubten Verbindungen aus nichtrostendem Stahl unter Ermüdungsbeanspruchung

Lukas Ehrhardt¹ und Natalie Stranghöner¹

¹ Institut für Metall- und Leichtbau, Universitätsstraße 15, Universität Duisburg-Essen
E-Mail: lukas.ehrhardt@uni-due.de; natalie.stranghoener@uni-due.de

ZUSAMMENFASSUNG

Im Bauwesen werden zunehmend vorgespannte geschraubte Verbindungen aus nichtrostendem Stahl in ermüdungsbeanspruchten Konstruktionen eingesetzt, obwohl derzeit normativ keine Anziehparameter zum Vorspannen existieren und das Ermüdungsverhalten weitestgehend unbekannt ist. Ferner bestehen immer noch Vorbehalte zu erwartbaren Vorspannkraftverlusten infolge des viskoplastischen Verformungsverhalten der Komponenten und hinsichtlich von Kaltverschweißungseffekten. Der vorliegende Beitrag gibt einen Einblick in erste experimentelle Untersuchungen zur Ermittlung der Ermüdungsfestigkeit von Schrauben und von Grenzflächenpressungen von Blechmaterialien aus Duplex- und Lean-Duplex-Stählen.

1 Einleitung

Im Bauwesen werden geschraubte Verbindungen und Konstruktionen aus nichtrostendem Stahl u. a. aufgrund der hohen Duktilität, der ausgezeichneten Langlebigkeit, der hohen Festigkeiten aufgrund des ausgeprägten Kaltverfestigungseffekts und der hohen Korrosionsbeständigkeit im Vergleich zu Kohlenstoffstählen in den letzten Jahren vermehrt u. a. in Brücken und Fahrbahnübergängen als tragende Bauteile eingesetzt. In diesen Einsatzgebieten werden fast ausschließlich vorgespannte Verbindungen als gleitfeste und/oder zugbeanspruchte Verbindungen zur Berücksichtigung von Ermüdungsbelastungen verwendet.

Diese Verbindungen gelten jedoch aufgrund bestehender Vorbehalte, u. a. gegenüber dem viskoplastischen Verformungsverhalten, dem Anziehverhalten und der Ermüdungsfestigkeit, und fehlender normativer Grundlagen als derzeit nicht ausführbar. Eine Fragestellung betrifft hierbei die Höhe der Ermüdungsfestigkeit sowie der zulässigen plastischen Verformungen unter dem Kopf sowie unter der Mutter bzw. der Scheibe auf den verspannten Bauteilen und damit die Höhe der Grenzflächenpressungen. Dieser Beitrag erläutert experimentelle Untersuchungen zur Ermittlung der Ermüdungsfestigkeit von Schrauben und erste experimentelle Untersuchungen zu Grenzflächenpressungen von Blechmaterialien aus nichtrostendem austenitisch-ferritischen (Duplex-) und Lean-Duplex-Stählen, die das Tragverhalten von vorgespannten geschraubten Verbindungen aus nichtrostendem Stahl maßgeblich beeinflussen. Die Untersuchungen werden derzeit am Institut für Metall- und Leichtbau (IML) der Universität Duisburg-Essen (UDE) im Rahmen des DFG-Forschungsvorhaben „Vorgespannte geschraubte Verbindungen aus nichtrostendem Stahl unter Ermüdungsbeanspruchung im Bauwesen“ (521501197) durchgeführt.

2 Vorgespannte geschraubte Verbindungen aus nichtrostendem Stahl unter Ermüdungsbeanspruchung

In der täglichen Praxis werden vorgespannte geschraubte Verbindungen aus nichtrostendem Stahl in ermüdungsbeanspruchten Konstruktionen eingesetzt, obwohl das tatsächliche Ermüdungsverhalten weitestgehend unbekannt ist. Die Kerbfälle nach DIN EN 1993-1-9 [1] wurden historisch für Schrauben aus Kohlenstoffstahl entwickelt, gelten allerdings gleichermaßen auch für zug- und abscherbeanspruchte Schrauben aus nichtrostendem Stahl und sind nicht für die am Markt erhältlichen Garnituren aus nichtrostendem Stahl samt den großen Variationen von Stahlsorten und Festigkeitsklassen überprüft.

Mit ersten eigenen Untersuchungen [2] zur Ermüdungsfestigkeit von Schrauben nach DIN EN ISO 4014 [3] aus nichtrostendem austenitischem Stahl A4 der Festigkeitsklassen (FK) 70, 80 und 100 unter Zugbeanspruchung konnte gezeigt werden, dass der Kerbfall 50 für zugbeanspruchte Schrauben nach DIN EN 1993-1-9 für die verwendeten Schrauben eingehalten ist, siehe Abbildung 1. Da bisher keine zum Vorspannen geeigneten Garnituren aus nichtrostendem Stahl in Anlehnung an DIN EN 14399-1 [4] entwickelt wurden, wurden die Untersuchungen an auf dem Markt erhältlichen nicht vorspannbare

Schraubengarnituren nach DIN EN 15048-1 [5] aus nichtrostendem austenitischen Stahl durchgeführt. Weitere experimentelle Untersuchungen zum Ermüdungsverhalten wurden von Wang et al. [6] an Vollgewindeschrauben (Produktstandard nicht spezifiziert, „normal hexagon bolts“ [6]) aus nichtrostendem austenitischen Stahl A4 der FK 70 durchgeführt und konnten ebenfalls die Ermüdungsfestigkeit des Kerbfalls 50 bestätigen, siehe Abbildung 1. Zur Untersuchung der Ermüdungsfestigkeit von Schrauben aus nichtrostendem Duplex-Stahl liegen lediglich Ergebnisse von Hechler [7] vor, welcher Ermüdungsversuche an speziell hergestellten Schrauben aus Duplex-Stahl D6 der FK 70 durchgeführt hat, siehe Abbildung 1. Dabei ist zu beachten, dass die Schrauben durch Warmumformung statt durch die übliche Kaltumformung hergestellt wurden und daher nicht mit den derzeit auf dem Markt erhältlichen Schrauben aus Duplex-Stahl verglichen werden können. Daher stellt sich die Frage nach dem tatsächlichen Ermüdungsverhalten von Schrauben aus Duplex-Stahl, welche derzeit auf dem Markt verfügbar sind.

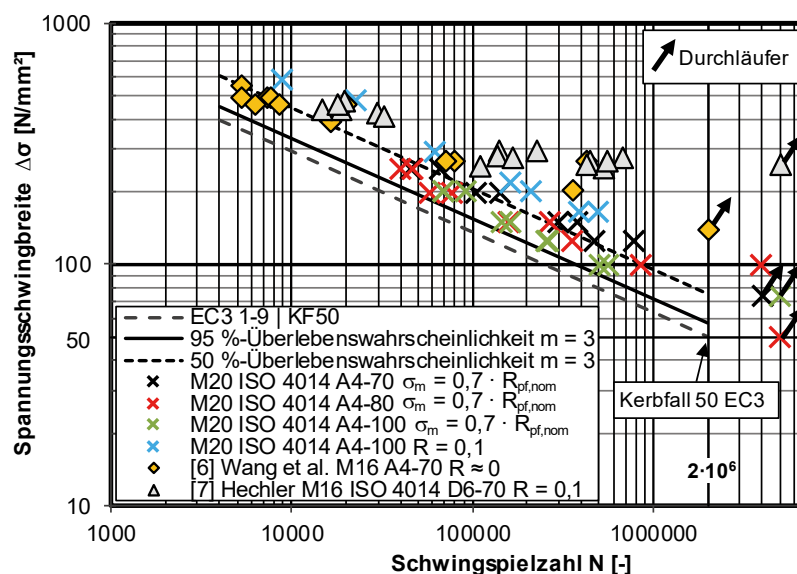


Abbildung 1: Ergebnisse von Ermüdungsversuchen unter Zugbelastung: a) M20 DIN EN ISO 4014 A4 FK 70, 80 und 100 [2], b) M16 Vollgewinde A4 FK 70 [6] und c) M16 DIN EN ISO 4014 D6 FK 70 [7]

E DIN EN 1993-1-9 [8] gibt für zugbeanspruchte Schrauben Ermüdungsfestigkeiten in Abhängigkeit der Gewindeherstellung und Wärmebehandlung an. Die Gewinde von Schrauben aus nichtrostendem Stahl werden üblicherweise mittels Kaltumformung ohne zusätzliche Wärmebehandlung hergestellt. Diese Gewindeherstellungsart findet sich im Entwurf der E DIN EN 1993-1-9 nicht. E DIN EN 1993-1-9 kann somit nicht mehr für Schrauben aus nichtrostendem Stahl verwendet werden.

Aus diesem Grund laufen derzeit experimentelle Untersuchungen zum Ermüdungsverhalten von Schrauben aus nichtrostendem Stahl unter Zug- und Abscherbelastung, um das tatsächliche Ermüdungsverhalten von derzeit am Markt verfügbaren Schrauben aus nichtrostendem Stahl zu untersuchen und belastbare Kerbfallklassen abzuleiten.

3 Grenzflächenpressungen von Duplex- und Lean-Duplex-Stahl

Zur Vermeidung von zeitabhängigem plastischem Fließen (Kriechen) und Vorspannkraftverlusten werden im Maschinenbau nach VDI 2230-1 [9] Grenzflächenpressungen p_G definiert, welche die zulässigen plastischen Verformungen unter dem Kopf sowie unter der Mutter bzw. unter der Scheibe auf den verspannten Bauteilen begrenzen, welche durch den Anziehvorgang hervorgerufen werden. VDI 2230-1 definiert Grenzflächenpressungen für diverse metallische Werkstoffe, die weder im Montage- noch im Betriebszustand überschritten werden sollen. Entsprechende Grenzflächenpressungen für nichtrostenden austenitischen Stahl sind nach VDI 2230-1 definiert, jedoch keine für Duplex- und Lean-Duplex-Stahl. Ferner stellt sich im Allgemeinen die Frage, inwiefern die nach VDI 2230-1 definierten Grenzflächenpressungen auf die erhöhten Sicherheitsanforderungen im Bauwesen übertragbar sind.

Die experimentelle Ermittlung von Grenzflächenpressungen kann nach VDI 2230-1 entweder mittels diskontinuierlicher Druckversuche nach Hasselmann [10] oder mittels kontinuierlicher Druckversuche nach Arz et al. [11] durchgeführt werden. Der vorliegende Betrag erläutert Untersuchungen mit kontinuierlichen Druckversuchen, bei denen die Verformungen bis in den plastischen Bereich erfasst werden. Nach Entlastung reduzieren sich die Verformungen um den elastischen Anteil, sodass die resultierenden plastischen Verformungen bestimmt werden können.

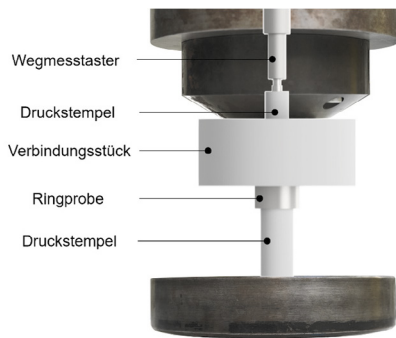


Abbildung 2: Versuchsaufbau für die Ermittlung der Grenzflächenpressung

Kontinuierliche Druckversuche wurden jeweils an fünf Ringproben aus Duplex-Stahl (1.4462), Lean-Duplex-Stahl (1.4162) und als Vergleich an Baustahl S355J2+N (1.0577) durchgeführt. Der Versuchsaufbau zur Ermittlung der Grenzflächenpressungen ist in Abbildung 2 dargestellt. Die Ringproben weisen hierbei einen Außendurchmesser $d_a = 20$ mm, eine Höhe $h = 10$ mm und einem Bohrungsdurchmesser $d_h = 10,5$ mm auf. Das Versuchsmaterial wurde aus Blechmaterial in Dickenrichtung entnommen und die Ringproben drehend hergestellt. Alle Bohrungen wurden entgratet, jedoch ohne Fase ausgeführt.

Die Belastung wurde mittels eines gehärteten Druckstempels (> 60 HRC) eingebracht. Der äußere Stempeldurchmesser d_w beträgt $d_w = 14,6$ mm und wurde in Anlehnung an die ebene Kopfauffläche eines Schraubenkopfes M10 gewählt. Zusätzlich wurde zwischen der Ringprobe und der Aufnahme zur Prüfmaschine ein gehärtetes Verbindungsstück (> 60 HRC) angeordnet. Die hohe Härte der Prüfapparaturen soll sicherstellen, dass lediglich die Probe plastische Verformungen erfährt. Die plastischen Verformungen wurden mittels eines hochauflösenden Wegmesstasters erfasst. Vor Versuchsbeginn wurde die Geometrie der Ringprobe und des Druckstempels mittels kalibrierter Messschieber an mehreren Messstellen bestimmt, um in der Versuchsauswertung die tatsächliche Auflagefläche zugrunde zu legen.

VDI 2230-1 verwendet für die Bestimmung der Grenzflächenpressung im kontinuierlichen Druckversuch eine plastische Einrückung von $20 \mu\text{m}$ und die dazugehörige Spannung $p_{0,2\%} = p_G$. Die Grenzverformung von $20 \mu\text{m}$ wurde von [11] in Anlehnung an die 0,2 %-Stauchgrenze nach DIN 50106 [12] bei einer Probenhöhe von 10 mm gewählt. Für die Auswertung der Grenzflächenpressung der untersuchten Werkstoffe wird im elastischen Bereich der Kraft-Verformungs-Kurve die Hook'sche Gerade gebildet, welche wiederum um eine Eindrückung von $20 \mu\text{m}$ verschoben wird. Der Schnittpunkt zwischen Kraft-Verformungs-Kurve und verschobener Gerade wird ausgewertet.

Die Streckgrenze $R_{p0,2}$, die Zugfestigkeit R_m und Bruchdehnung A der Blechwerkstoffe sowie die ermittelten Grenzflächenpressung $p_{G,MW}$ sind in Tabelle 1 zusammengefasst.

Tabelle 1: Zusammenfassung der experimentellen, mittleren Grenzflächenpressungen

Werkstoffname / -nummer	Streckgrenze $R_{p0,2}$ [N/mm ²]	Zugfestigkeit R_m [N/mm ²]	Bruchdehnung A [%]	Grenzflächenpressung ³⁾ $p_{G,MW} = p_{0,02\%,MW}$ [N/mm ²]	Variationskoeffizient [%]
S355J2+N / 1.0577	479 ¹⁾	573 ¹⁾	23,7	768	4,3
Duplex / 1.4462	590 / 560 ²⁾	796 / 766 ²⁾	33,1 / 36,4 ²⁾	1109	1,8
Lean-Duplex / 1.4162	549 / 507 ²⁾	717 / 712 ²⁾	35,2 / 41,3 ²⁾	1028	1,6

¹⁾ Gemäß Abnahmeprüfzeugnis 3.1 des Herstellers | ²⁾ In Walzrichtung / Senkrecht zur Walzrichtung aus [13] |
³⁾ Mittelwert aus $n = 5$ Einzelwerten

Die zur Überprüfung der Eignung der Versuchsanordnung durchgeführten Versuche an S355J2+N liefern zu VDI 2230-1 für S355J0 ($p_G = 760$ N/mm²) vergleichbare experimentelle Grenzflächenpressungen von $p_{G,MW} = 768$ N/mm². Die experimentell ermittelte Grenzflächenpressung für den untersuchten Duplex-Stahl (1.4462) liegt bei $p_{G,MW} = 1109$ N/mm² sowie für den untersuchten Lean-Duplex-Stahl (1.4162) bei $p_{G,MW} = 1028$ N/mm². Die plastische Eindrückung der Probenoberfläche nach dem kontinuierlichen Druckversuch ist exemplarisch in Abbildung 3 für eine Ringprobe aus Lean-Duplex-Stahl dargestellt. Um die Langzeiteigenschaften der untersuchten Werkstoffe zu bestimmen, werden zukünftig weitere Untersuchungen durchgeführt.

4 Fazit und Ausblick

Dieser Beitrag liefert erste Einblicke in das Tragverhalten von vorgespannten geschraubten Verbindungen aus nichtrostendem Stahl unter Ermüdungsbeanspruchung sowie die Untersuchungen zur Ermittlung von Grenzflächenpressungen aus Duplex- und Lean-Duplex-Stahl. Zukünftig gilt es zu diskutieren, inwiefern die ermittelten Grenzflächenpressungen für das Bauwesen anzusetzen sind.

Im Verlauf des DFG-Forschungsvorhabens werden u. a. belastbare Kerbfallklassen für Schrauben aus nichtrostendem Stahl unter Ermüdungsbeanspruchung abgeleitet, Grenzflächenpressungen von weiteren Werkstoffe aus Duplex- und Lean-Duplex sowie die erwartbaren Vorspannkraftverluste (Langzeiteigenschaften) untersucht. Letztlich wird das Tragverhalten von vorgespannten geschraubten Verbindungen aus nichtrostendem Stahl grundlegend untersucht und Randbedingungen für den Einsatz von ISO-Metallbaugarnituren in vorgespannten Verbindungen erarbeitet.



Abbildung 3: Exemplarische Probenoberfläche nach kontinuierlichem Druckversuch für eine Ringprobe

5 Danksagung

Das Forschungsvorhaben „Vorgespannte geschraubte Verbindungen aus nichtrostendem Stahl unter Ermüdungsbeanspruchung im Bauwesen“ wird durch die Deutsche Forschungsgemeinschaft (DFG) – 521501197 gefördert.

6 Literatur

- [1] 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.
- [2] Stranghöner, N., Ehrhardt, L. (2023), „Fatigue resistance of austenitic stainless steel bolts under tension“, Proceedings of Eurosteel 2023 Conference, Amsterdam, Netherlands, ce/papers 6, Issue 3-4, p. 2423-2428, 12-14 September 2023.
- [3] DIN EN ISO 4014:2022-10, „Verbindungselemente - Sechskantschrauben mit Schaft – Produktklassen A und B (ISO 4014:2022); Deutsche Fassung EN ISO 4014:2022.
- [4] DIN EN 14399-1:2015-04, „Hochfeste vorspannbare Garnituren für Schraubverbindungen im Metallbau – Teil 1: Allgemeine Anforderungen“; Deutsche Fassung EN 14399-4:2015.
- [5] DIN EN 15048-1:2016-09, „Garnituren für nicht vorgespannte Schraubverbindungen im Metallbau - Teil 1: Allgemeine Anforderungen“; Deutsche Fassung EN 15048-1:2016.
- [6] Wang, J., Brian, U., Li, D., Song, Y. (2020), „Fatigue behaviour of stainless steel bolts in tension and shear under constant-amplitude loading“, International Journal of Fatigue 133, 105401.
- [7] Hechler, O. (2008), „Über das Ermüdungsverhalten von Konstruktionen aus Duplex-Stahl“, Dissertation, Aachen.
- [8] E DIN EN 1993-1-9:2023-03, „Eurocode 3: Bemessung und Konstruktion von Stahlbauten –Teil 1-9: Ermüdung“; Deutsche und Englische Fassung prEN 1993-1-9:2023.
- [9] VDI 2230-1:2015-11, „Systematische Berechnung hochbeanspruchter Schraubenverbindungen - Zylindrische Einschraubenverbindungen“, Beuth Verlag GmbH, Berlin.
- [10] Hasselmann, U. (1997), „Grenzflächenpressung verspannter Teile – Geometrieabhängige Werkstoffkennwerte zur Berechnung von Schraubenverbindungen“, 5. Informationsveranstaltung „Schraubenverbindungen – Neue Ergebnisse aus Forschung und Praxis“, Darmstadt.
- [11] Arz, U., Berger, C., Müller, H., Westphal, K. (2002), „Ermittlung der Grenzflächenpressung unter einachsialer kontinuierlicher Beanspruchung bei Raumtemperatur“, Konstruktion 54, Heft 7/8, S. 38-42.
- [12] DIN 50106:2023-02, „Prüfung metallischer Werkstoffe – Druckversuche bei Raumtemperatur“.
- [13] Stranghöner N., Abraham, C. (2021) „Entwicklung normativer Grundlagen zum Tragverhalten von zugbeanspruchten Scher-/Lochleibungsverbindungen aus nichtrostendem austenitischen und austenitischen-ferritischen Stahl M12 bis M36“, Schlussbericht FOSTA P 1386 / IGF-Nr. 20651 N, Forschungsvereinigung Stahlanwendung e. V., FOSTA, Düsseldorf.

Einblicke in das Vorspannverhalten von HV- und HR-Garnituren unter Berücksichtigung von Witterungseinflüssen

Denis Paluska¹, Dominik Jungbluth¹ und Natalie Stranghöner¹

¹ Institut für Metall- und Leichtbau, Universitätsstraße 15, Universität Duisburg-Essen, Deutschland
E-Mail: denis.paluska@uni-due.de, dominik.jungbluth@uni-due.de, natalie.stranghoener@uni-due.de

ZUSAMMENFASSUNG

Da vorgespannte geschraubte Verbindungen sicherheitsrelevante Verbindungsmittel darstellen, müssen die in der Bemessung zugrunde gelegten Vorspannkraft für Garnituren der Zielebene I nach DAST-Richtlinie 024 sicher über die Lebensdauer des Bauwerks erzielt werden, ohne die Garnitur zu überlasten. Um die Eignung zum Vorspannen nachzuweisen, sind Eignungsprüfungen für das Vorspannen von hochfesten HV- und HR-Schraubengarnituren nach DIN EN 14399-4 und DIN EN 14399-3 gemäß den Vorgaben der DIN EN 14399-2 zwingend erforderlich. Für die Versuchsdurchführung legt DIN EN 14399-2 einen definierten Temperaturbereich von 10 °C bis 35 °C fest. Witterungseinflüsse, wie z. B. baustellentypische hohe und niedrige Temperaturen sowie eine unsachgemäße Lagerung und Montage unter wechselnden Nass- und Trockenbedingungen werden dabei versuchstechnisch jedoch konsequenterweise nicht berücksichtigt, weil Änderungen der Schmierung normativ ausgeschlossen werden. Dennoch lässt sich ein witterungsabhängiges Vorspannen bei der Montage nicht vermeiden. Dieser Beitrag liefert erste Einblicke in das Vorspannverhalten von HV- und HR-Garnituren unter Berücksichtigung von Witterungseinflüssen. Dabei liegt der Fokus auf dem Einfluss aus baustellentypischen erhöhten Temperaturen.

1 Einleitung

Untersuchungen zum Anziehverhalten und zu den Ermittlungen von Anziehparametern von hochfesten Schraubengarnituren werden unter Laborbedingungen durchgeführt. Die Montage vorgespannter Schraubengarnituren erfolgt jedoch meistens bei unterschiedlichen Temperaturen und Witterungseinflüssen auf der Baustelle. Normativ wird ausschließlich darauf hingewiesen, die Schraubengarnituren sachgemäß zu lagern [1]. Welche Auswirkungen witterungsbedingten Einflüsse auf das Anziehverhalten haben, kann derzeit nicht abgeschätzt werden, weil entsprechende systematische Untersuchungen fehlen.

Anhand erster veröffentlichter experimenteller Untersuchungen von Stranghöner et al. [2] konnte bereits gezeigt werden, dass baustellentypische niedrige und hohe Temperaturen sowie Feuchtigkeit einen signifikanten Einfluss auf das Anziehverhalten aufweisen. Diese Einflüsse können bei der Montage zu fehlerhaft vorgespannten Schrauben führen, welche im schlimmsten Fall in Bauwerksausfällen enden. Aufbauend auf den Untersuchungen [2], die am Institut für Metall- und Leichtbau (IML) der Universität Duisburg-Essen (UDE) durchgeführt wurden, läuft aktuell ein IGF-Forschungsvorhaben, welches die Witterungseinflüsse systematisch untersucht. Der vorliegende Beitrag soll einen ersten Einblick in Witterungseinflüsse (hier im speziellen bei erhöhten Temperaturen bei +60 °C) auf das Anziehverhalten von HV- und HR-Schraubenverbindungen nach DIN EN 14399-4 [3] und DIN EN 14399-3 [4] anhand von Eignungsprüfungen nach DIN EN 14399-2 [5] geben.

2 Normativer Hintergrund

Die Ausführung von vorgespannten Schraubenverbindungen wird im Stahlbau nach DIN EN 1090-2 [6] geregelt und zusätzlich durch DAST-Richtlinie 021 [7] sowie DAST-Richtlinie 024 [1] ergänzt. Diese Regelwerke enthalten Vorgaben für das prozesssichere Anziehen von vorgespannten Schraubverbindungen auf definierte Vorspannkraftniveaus. Vorspannbare Garnituren sind nach DIN EN 14399-1 [8] festgelegt.

Um die Eignung von hochfesten Schraubengarnituren zum Vorspannen nachzuweisen, muss gemäß den Vorgaben von DIN EN 14399-2 eine Eignungsprüfung durchgeführt werden. Mit der Eignungsprüfung soll sichergestellt werden, dass die erforderliche Vorspannkraft zuverlässig und mit ausreichend Reserven ohne Überbeanspruchung und Versagen der Schraubengarnitur erreicht werden kann. Des

Weiteren enthält auch DIN EN ISO 16047 [9] Prüfungen zur Bestimmung der Anzieheigenschaften von Schraubengarnituren. Dabei werden u. a. die Reibungszahlen, die größtenteils von der Schmierung beeinflusst werden, ermittelt.

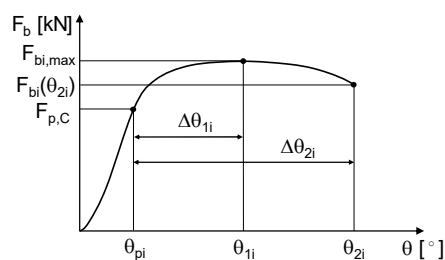
Gemäß DIN EN 14399-2 und DIN EN ISO 16047 werden die Anziehversuche unter Laborbedingungen an Garnituren im Anlieferungszustand durchgeführt und Aussagen über Einflüsse aus baustellentypischen niedrigen und hohen Temperaturen (-20 °C und +60 °C), Witterungseinflüssen wie z. B. Regen sowie Frost und unsachgemäße Lagerungsbedingungen werden nicht berücksichtigt.

DIN EN 1090-2 verweist darauf, dass unkontrollierte Expositionsbedingungen das Verhalten der Schmierung beeinflussen können, wodurch sich die Reibungsverhältnisse und somit auch die Vorspanneigenschaften negativ verändern können. Auch DAST-Richtlinie 024 verweist darauf, dass die Schmierung der Garnituren durch unsachgemäße Lagerung und Witterungseinflüsse beeinträchtigt wird. Eine konkrete Aussage zum Einfluss auf das Vorspannverhalten konnte bisher jedoch nicht gegeben werden.

3 Eignungsprüfung nach DIN EN 14399-2

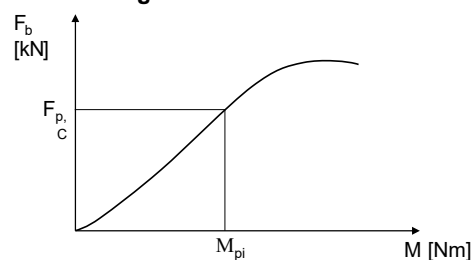
Zur Überprüfung der Eignung von hochfesten Schraubengarnituren zum Vorspannen werden Eignungsprüfungen nach DIN EN 14399-2 durchgeführt. Die zu erfüllenden Kriterien sind in Abbildung 1 dargestellt. Zum einen muss die maximal individuelle gemessene Schraubenkraft $F_{bi,max}$ mindestens 90 % der

Kriterien nach 14399-2



- $F_{bi,max} \geq 0,9 \cdot f_{ub} \cdot A_s$
mit f_{ub} nominelle Schraubenzugfestigkeit in N/mm²
 A_s Spannungsquerschnitt der Schraube in mm
- $\Delta\theta_{2i} \geq \Delta\theta_{2i,min}$
mit $\Delta\theta_{2i,min}$ für HV $\begin{cases} 180^\circ & \text{für } \Sigma t/d < 2 \\ 210^\circ & \text{für } 2 \leq \Sigma t/d < 6 \\ 240^\circ & \text{für } 6 \leq \Sigma t/d < 10 \end{cases}$
für HR $\begin{cases} 210^\circ & \text{für } \Sigma t/d < 2 \\ 240^\circ & \text{für } 2 \leq \Sigma t/d < 6 \\ 270^\circ & \text{für } 6 \leq \Sigma t/d < 10 \end{cases}$

Bestimmung der k-Klasse



- $k_i = \frac{M_{pi}}{d \cdot F_{p,C}}$ für k-Klasse K1: $0,10 \leq k_m \leq 0,16$
für k-Klasse K2: $0,10 \leq k_m \leq 0,23$
mit $v_k \leq 0,06$
- mit M_{pi} Anziehdrehmoment in Nm
 d Nomineller Schraubendurchmesser in mm
 $F_{p,C}$ Vorspannkraftniveau $F_{p,C} = 0,7 \cdot f_{ub} \cdot A_s$ in kN

Abbildung 1: Eignungsprüfung nach DIN EN 14399-2 zur Überprüfung des Vorspannverhaltens und Ermittlung der k-Klasse

nominellen Zugfestigkeit f_{ub} multipliziert mit dem Spannungsquerschnitt A_s entsprechen und zum anderen muss der aufgebrauchte Weiterdrehwinkel $\Delta\theta_2$ mindestens dem Weiterdrehwinkel $\Delta\theta_{2i,min}$ entsprechen. Außerdem werden die k-Werte für alle Schraubengarnituren ermittelt, welche die Anforderungen der jeweiligen k-Klassen erfüllen müssen. Die k-Klasse beschreibt die Qualität der Schmierung der Schraubengarnitur, anhand welcher der Hersteller gewährleistet, die erforderliche Vorspannkraft unter Verwendung eines geeigneten Anziehverfahrens in die Schraubenverbindung aufzubringen. Neben der Einhaltung der geforderten k-Klasse, sollte außerdem geprüft werden, ob nach DAST-Richtlinie 024 mit dem Modifizierten Drehmoment-Vorspannverfahren beim Aufbringen des entsprechenden Anziehdrehmoments M_A das geforderte Vorspannkraftniveau $F_{p,C}^*$ sicher in die vorgespannte Verbindung eingebracht werden kann.

4 Experimentelle Untersuchungen

Für die experimentellen Untersuchungen bei extremalen (hohen) Baustellentemperaturen von +60 °C, wurden HR- und HV-Garnituren unterschiedlicher Hersteller mit den Durchmessern M16 und M36 bei 60 °C in einem Industrieofen für eine Stunde gelagert. Innerhalb einer Stunde ist nach ASTM E1820-20b [10] gewährleistet, dass die hier verwendeten Schrauben vollständig durcherhitzt sind. Unmittelbar nach

der Entnahme der Garnituren wurden diese im Rahmen einer Eignungsprüfung nach DIN EN 14399-2 geprüft. Abbildung 2 zeigt exemplarisch die Vorspannkraft-Drehwinkel-Kurven und Vorspannkraft-Anziehdrehmoment-Kurven der Versuchsserie HS3 – HV-M36×165 sowohl für die Referenzversuche bei Raumtemperatur von ca. 23 °C (schwarz) als auch für die Temperaturversuche bei +60 °C (gelb).

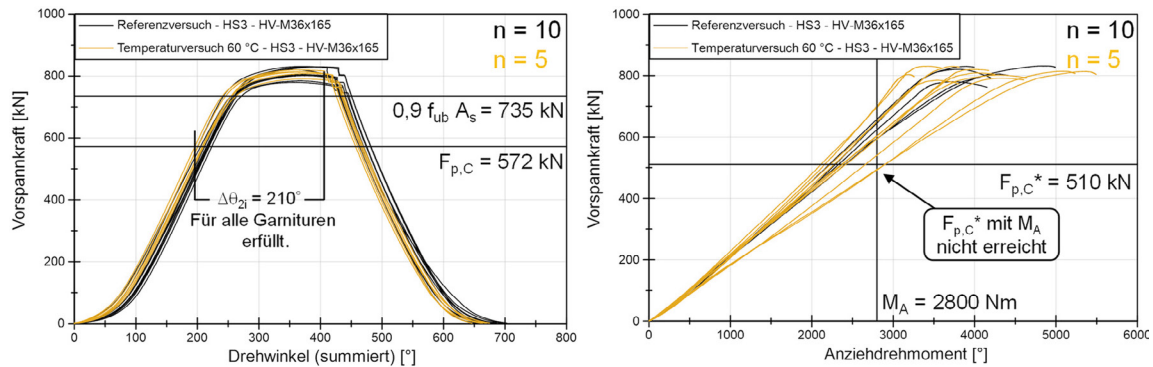


Abbildung 2: Exemplarische Darstellung zum Vergleich der experimentell ermittelten k-Werte zwischen den Referenzversuchen bei Raumtemperatur und den Versuchen bei erhöhten Temperaturen anhand Versuchsserie HS3-HV-M36x165.

Die Vorspannkraft-Drehwinkel-Kurven zeigen im Vergleich zwischen den Referenz- und Temperaturversuchen ähnliche Verläufe. Alle Schrauben weisen genug Reserve gegenüber der Anforderung $F_{bi,max} \geq 0,9 \cdot f_{ub} \cdot A_s$ und eine ausreichend hohe Duktilität auf, da alle Versuche über das Kriterium des Weiterdrehwinkels $\Delta\theta_{21} = 210^\circ$ beendet wurden. Dementsprechend haben alle Garnituren gemäß DIN EN 14399-2 die Eignung zum Vorspannen bestanden. Bei Betrachtung der Vorspannkraft-Anziehdrehmoment-Kurven kann ein erhöhtes aufgebrachtes Drehmoment bei den Temperaturversuchen festgestellt werden. Dies stellt an sich kein Problem dar, ist in diesem Fall jedoch kritisch zu betrachten, da bei der Auswertung der Anzüge mit dem nach DAST-Richtlinie 024 geregeltem Modifizierten Drehmoment-Vorspannverfahren über das Anziehdrehmoment $M_A = 2800 \text{ Nm}$ zu sehen ist, dass das erforderliche Vorspannkraftniveau $F_{p,C}^* = 510 \text{ kN}$ in zwei Fällen nicht erreicht wurde. In Abbildung 3 sind die k-Werte der Eignungsprüfungen anhand von Referenzversuchen (schwarz) und Temperaturversuchen (gelb) für alle Untersuchten Versuchsserien dargestellt. Dabei werden die erzielten Ergebnisse mit den Ergebnissen aus den Untersuchungen von Stranghörer [2] et. al gegenübergestellt.

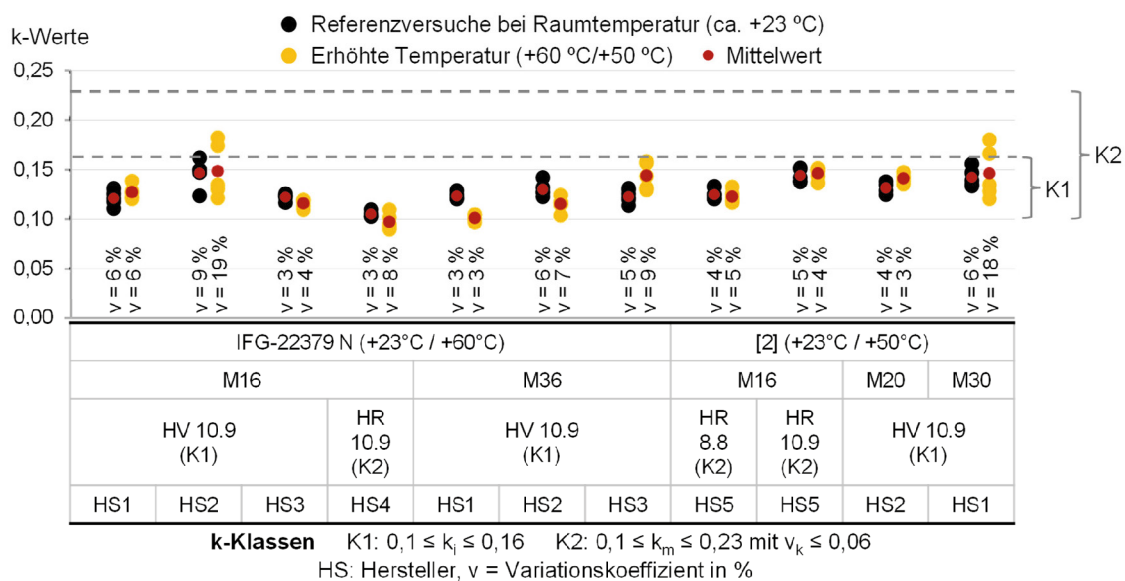


Abbildung 3: Vergleich der experimentell ermittelten k-Werte zwischen den Referenzversuchen bei Raumtemperatur und den Versuchen bei erhöhten Temperaturen.

Anhand der Ergebnisse kann gezeigt werden, dass die erhöhte Temperatur einen Einfluss auf das Vorspannverhalten bzw. auf die k -Werte aufweist. Diese fallen je nach Hersteller (HS) unterschiedlich aus. Die zuvor exemplarisch vorgestellte Versuchsserie HS3 - HV-M36×165 zeigt eine Erhöhung der k -Werte bei den Temperaturversuchen im Vergleich zu den Referenzversuchen. Trotz der Erhöhung des k -Werts erfüllen alle Garnituren dieser Versuchsserie die Anforderungen der k -Klasse K1 mit $0,1 \leq k_i \leq 0,16$. Dennoch ist kritisch anzumerken, dass trotz der Einhaltung der k -Werte das Vorspannkraftniveau $F_{p,C}^*$ nach Auswertung mit dem Modifizierten Drehmoment-Vorspannverfahren für zwei Garnituren nicht erzielt wurde. Versuchsserie HS2-HV-M16 erfüllt die Anforderung an k -Klasse K1 nicht, da zwei Werte über der oberen Grenze von 0,16 liegen. Außerdem ist ein Anstieg des Variationskoeffizienten der k -Werte von 9 % auf 19 % zu erkennen. Versuchsserie HS4-HR-M16 erfüllt die Voraussetzung von k -Klasse K2 mit $0,1 \leq k_m \leq 0,23$ und $v_k = 6 \%$ nicht, da sowohl der mittlere k -Werte k_m unterhalb der Grenze liegt und der Variationskoeffizient $v_k = 8 \%$ beträgt. Eine allgemeingültige Aussage zu den Einflüssen aus erhöhten Temperaturen ist jedoch noch nicht möglich, da einige Versuchsserien keine signifikanten Einflüsse aufgezeigt haben. Hierzu sind weitere Untersuchungen geplant.

Die Erkenntnis, dass eine erhöhte Temperatur Einfluss auf das Anziehverhalten bzw. den k -Wert aufweisen kann, stimmt mit den experimentellen Versuchen aus [2] überein. Dort konnte die Versuchsserie HS1-HV-M30 unter Temperatureinfluss die Kriterien von k -Klasse K1 nicht erfüllen. Hier ist der Variationskoeffizient der k -Werte von 6 % auf 18 % signifikant angestiegen.

5 Fazit und Ausblick

Nicht alle Versuchsserien zeigen einen Einfluss aus erhöhter Temperatur auf das Anziehverhalten. Dennoch kann anhand der experimentellen Untersuchungen gezeigt werden, dass einige Versuchsserien durch die erhöhte Temperatur nicht mehr sicher für das Vorspannen geeignet sind. Um weitere witterungsbedingte Einflussgrößen zu untersuchen, werden im Verlauf des Forschungsvorhabens Witterungseinflüsse wie baustellentypische niedrigen Temperaturen bei -20 °C , Einflüsse aus Feuchte und unsachgemäßer Lagerung sowie Verschmutzung untersucht.

6 Danksagung

Das IGF-Forschungsvorhaben Nr. 22379 N „Witterungseinflüsse auf das Vorspannverhalten von HV- und HR-Schraubengarnituren“ wird über die AiF im Rahmen des Programms zur Förderung der Industriellen Gemeinschaftsforschung (IGF) vom Bundesministerium für Wirtschaft und Klimaschutz aufgrund eines Beschlusses des Deutschen Bundestages gefördert.

7 Literatur

- [1] DAST-Richtlinie 024:2018-06, Anziehen von geschraubten Verbindungen der Abmessung M12 bis M36
- [2] Stranghöner, N., Jungbluth, D., Abraham, C., Weathering Impacts on the Tightening Behaviour of HV/HR-Bolting Assemblies for Preloading
- [3] DIN EN 14399-4:2015-04, Hochfeste vorspannbare Garnituren für Schraubverbindungen im Metallbau - Teil 4: System HV - Garnituren aus Sechskantschrauben und -muttern; Deutsche Fassung EN 14399-4:2015
- [4] DIN EN 14399-3:2015-04, Hochfeste vorspannbare Garnituren für Schraubverbindungen im Metallbau - Teil 3: System HR - Garnituren aus Sechskantschrauben und -muttern; Deutsche Fassung EN 14399-3:2015
- [5] DIN EN 14399-2: 2015-04, Hochfeste vorspannbare Garnituren für Schraubverbindungen im Metallbau – Teil 2: Eignung zum Vorspannen; Deutsche Fassung EN 14399-2:2015
- [6] DIN EN 1090-2: 2018-09, Ausführung von Stahltragwerken und Aluminiumtragwerken – Teil 2: Technische Regeln für die Ausführung von Stahltragwerken; Deutsche Fassung EN 1090-2:2018
- [7] DAST-Richtlinie 021:2013-09, Schraubenverbindungen aus feuerverzinkten Garnituren M39 bis M72 entsprechend DIN EN 14399-4, DIN EN 14399-6
- [8] DIN EN 14399-1:2015-04, Hochfeste vorspannbare Garnituren für Schraubverbindungen im Metallbau - Teil 1: Allgemeine Anforderungen; Deutsche Fassung EN 14399-1:2015
- [9] DIN EN ISO 16047: 2013-01, Verbindungselemente – Drehmoment/Vorspannkraft-Versuch (ISO 16047:2005 + Amd 1:2012); Deutsche Fassung EN ISO 16047:2005 + A1:2012
- [10] ASTM E1820-20b:2022-03, Standard Test Method for Measurement of Fracture Toughness

Streckgrenzengesteuertes Anziehen von geschraubten Verbindungen im Stahlbau

Christopher Schierl¹, Elyas Ghafoori¹, Peter Schaumann¹

¹ Institut für Stahlbau, Appelstraße 9A, Leibniz Universität Hannover, Deutschland
E-Mail: schierl@stahl.uni-hannover.de

Zusammenfassung

Die Vorspannung ist essenziell, um die strukturelle Integrität von Schraubenverbindungen unter dynamischen Lasten zu gewährleisten. Basierend auf dem Untersuchungsumfang des nationalen Verbundforschungsprojekts (AiF 20838 N) wird in diesem Beitrag die Anwendbarkeit des Streckgrenzgesteuerten Vorspannverfahrens für HV-Verbindungen diskutiert. Zielsetzung ist die Validierung der strukturellen Integrität von HV-Garnituren, die überelastisch angezogen werden. Dazu werden Dehnungsmessungen in der Schraube während der Montage und plastische Verformungen aus 3D Scans herangezogen. Weitere Untersuchungen bewerten die strukturelle Integrität der Verbindung hinsichtlich ihres Tragverhalten und die Auswirkung einer hohen Vorspannung auf die Ermüdungsfestigkeit von Schrauben. Die Ergebnisse bestätigen das StV als zuverlässiges Anziehverfahren zum Erreichen hoher Vorspannkräfte und weisen der HV-Garnitur ein ausreichendes Verformungsvermögen nach, um die strukturelle Integrität während der Installation, als auch im Lasttragverhalten zu gewährleisten.

1 Einleitung

Das Lastübertragungsverhalten von geschraubten Verbindungen und damit einhergehend die Ermüdungsbeanspruchung für Schrauben wird wesentlich durch den Druckkörper zwischen den geklemmten Bauteilen beeinflusst. Der Druckkörper ist neben geometrischen Imperfektionen und Exzentrizitäten wiederum hauptsächlich von der Vorspannkraft abhängig. Die Vorspannkraft unterliegt Streuungen aus Reibverhältnissen und Randbedingungen bei der Montage. Ein ausreichend hohes Vorspannkraftniveau bei gleichzeitig geringer Streuung über eine Serie von Verschraubungen ist jedoch essenziell, um die Zuverlässigkeit von Schraubenverbindungen unter dynamischen Lasten zu gewährleisten. Das Streckgrenzgesteuerte Anziehen ist ein vielversprechendes Verfahren zum Erreichen hoher Vorspannkräfte bei gleichzeitiger Robustheit gegenüber streuenden Reibverhältnissen. Jedoch ist diese Methode im Gegensatz zum Modifizierten Drehmomentvorspannverfahren (MDV) und Kombinierten Verfahren (KV) im Stahlbau nach [DIN EN 1993-1-8/NA], nicht normativ zulässig und derzeit nicht auf HV-Garnituren gemäß [DIN EN 14399-4, 2015], respektive [DAST Richtlinie 021, 2013] anwendbar. Geometriebedingt verfügen HV-Garnituren über ein vergleichbar geringes Verformungsvermögen. Dementsprechend ist die Sicherstellung der strukturellen Integrität von HV-Verbindungen, die überelastisch angezogen werden, eine Grundvoraussetzung für die normative Einführung des Verfahrens.

2 Stand der Technik und Forschung

Innerhalb von Verbindungen der Verschraubungskategorie E [DIN EN 1993-1-8, 2010], wie dem Ringflansch bei Turmverschraubungen in der Windenergie, ist die Schraube aufgrund ihrer geometrischen Kerben das ermüdungskritische Bauteil. Um die ermüdungswirksamen Spannungen für die Schraube zu minimieren werden diese vorgespannt. Die Vorspannung induziert einen Druckkörper in die geklemmten Bleche, welcher aufgrund seiner extrem hohen Steifigkeit C_p gegenüber der Steifigkeit der Schraube C_b den Großteil des Lastabtrags einer wirkenden Betriebslast ΔZ übernimmt. Das Streckgrenzgesteuerte Vorspannverfahren (StV) ermöglicht Schrauben bis zu ihrer Streckgrenze vorzuspannen, indem der Gradient ($dM_A/d\theta$) des Verhältnisses zwischen Drehmoment M_A und Drehwinkel θ als messbare Steuergröße verwendet

wird. Während im elastischen Bereich der Gradient, aufgrund des linearen Zusammenhangs zwischen Drehmoment und Drehwinkel konstant verläuft, ist ein signifikanter Abfall bei Eintritt in den plastischen Bereich festzustellen. Dadurch wird die Streckgrenze erkannt, eine Überbeanspruchung der Schraube verhindert und eine hohe Vorspannung erzielt. Über ein Grenzkriterium $[0,2;0,8] \cdot (dM_A/d\theta)_{max}$ wird gesteuert, wie viel plastische Dehnungen zugelassen werden. Die Höhe der axialen Vorspannkraft beim Erkennen der Streckgrenze hängt wesentlich von der materiellen Streckgrenze ($R_{p,0,2}$) und untergeordnet von der Gewindereibung μ_{th} der Schraube ab.

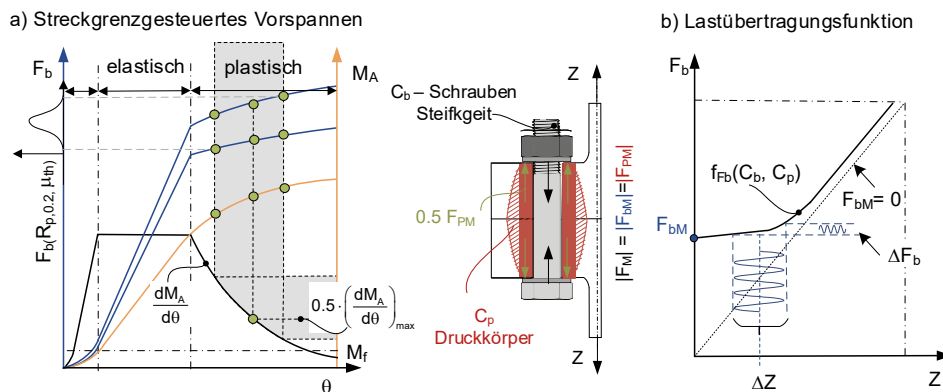


Abbildung 2-1. a) Funktionsprinzip Streckgrenzgesteuertes Vorspannen; b) Lastübertragungsfunktion

3 Experimentelle Untersuchungen

Zur Prüfung, ob die strukturellen Integrität von streckgrenzvorgespannten Verbindungen sichergestellt ist, wurde ein umfassendes Versuchsprogramm durchgeführt. Im Rahmen von Anziehversuchen ist der Spannungszustand während der Schraubenmontage basierend auf Messungen mit Dehnungsmessstreifen ermittelt worden, siehe Abbildung 3-1. Das Anziehen der Referenzserie mit MDV erfolgte in Einklang mit den Vorgaben gemäß DAST Richtlinie 024.

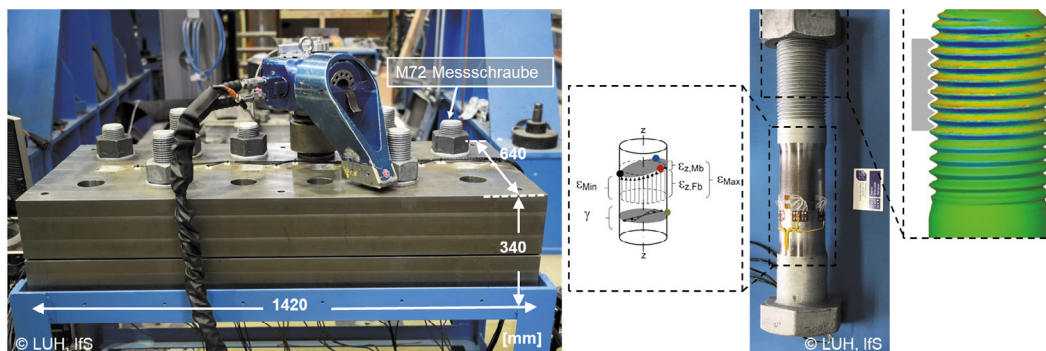


Abbildung 3-1: Versuchsstand der Anziehversuche mit dehnungsmessstreifen instrumentierter M72 HV-Garnitur (links), 3D Scan der plastischen Verformungen im Gewinde (rechts)

Den prinzipiellen Verlauf der Spannungsanteile im Schraubenschaft über den Verschraubungsprozess zeigt Abbildung 3-2. Die einzelnen Arbeitshübe des Hydraulikschraubers, korrelieren mit einem Anstieg des Schraubentorsionsmomentes und der Schraubenvorspannkraft. Trotz einer zentrischen Einzelverschraubung mit geometrisch perfektem Klemmpaket führen geometrische Imperfektionen der Schraube und in den Kontaktfugen zu einer Schraubenbiegung. Die strukturelle Integrität aller untersuchten Schrauben ist mit dem Vergleich von Vergleichsspannung gemäß [VDI-2230-1, 2015] gegenüber dem

Fließkriterium nach Mises bewertet worden, Abbildung 3-2 (rechts). Unter Berücksichtigung aller Spannungsanteile haben sämtliche Verschraubungen mindestens die materielle Streckgrenze erreicht. Die Rückfederung der Mutter, nachdem die Verschraubung beendet ist (t_{end}), bewirkt eine signifikante Reduzierung des Torsionsmoments. Durch die Reduzierung der Schubspannung erhält die Schraube elastische Verformungsreserven zurück, welche für den Betrieb zur Verfügung stehen. Die Normalspannung σ_x ist davon nicht betroffen.

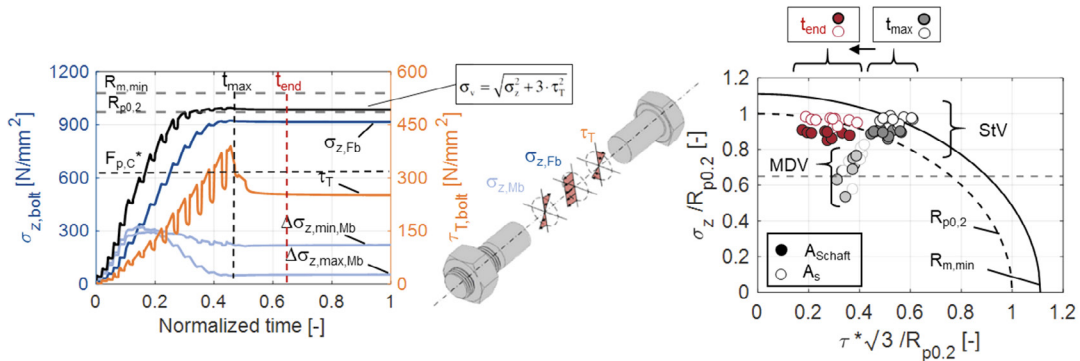


Abbildung 3-2: a) Systematischer Verlauf der Spannungsanteile während des StV von M72 HV-Garnituren; b) Spannungsanalyse nach Gestaltänderungshypothese gemäß (VDI 2230-1)

Eine zuverlässigkeitsbasierte Auswertung aller Anziehversuche (M36, M72 HV-Garnituren) bestätigt das StV als Vorspannverfahren zum Erzielen hoher Vorspannungen ($\mu_{Fp} = 877 \text{ N/mm}^2 \approx 93\% R_{p0,2}$) innerhalb geringer Streuungen ($\mu \pm 3\sigma \leq 3\%$). Gegenüber mit dem MDV erzielten Vorspannungen von ($\mu_{Fp} = 609 \text{ N/mm}^2$, $\mu \pm 3\sigma \leq 7\%$) ist das eine Steigerung von 44%. Ein weiteres Bewertungskriterium der strukturellen Integrität sind die durch den Vorspannprozess hervorgerufenen Verformungen. Die Quantifizierung der plastischen Verformungen basiert auf dem Vergleich von dreidimensionalen Scans der Schraubengeometrie nach dem Vorspannen, mit der initialen Geometrie vor dem Vorspannen. Repräsentativ zeigt Abbildung 3-3 a) die plastischen Verformungen im Gewindebereich über den Umfang einer HV-Garnitur. Entsprechend der plastischen Längung akkumulieren sich die vertikalen Verformungen Δu_z beginnend vom Schaft bis zum Schraubeneende. Die ungleichmäßige Verteilung von Verformungen über den Umfang korreliert dabei mit den Imperfektionen von Klemmpaket und Schraube.

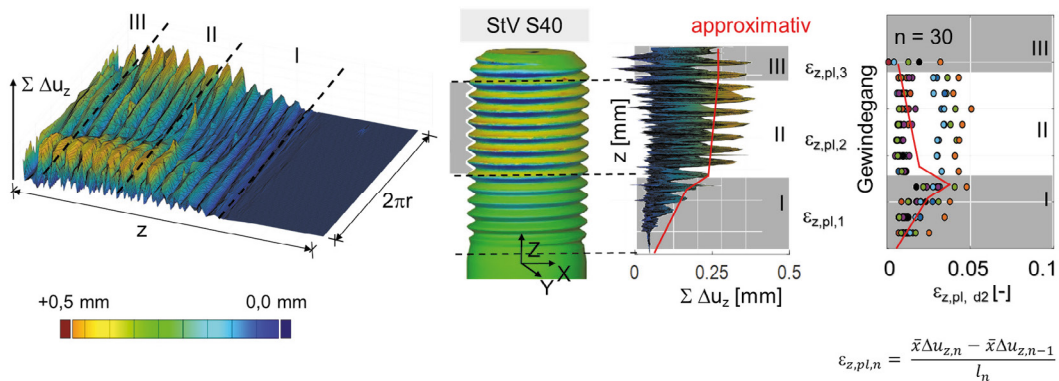


Abbildung 3-3: a) Plastische Verformungen durch StV SV40; b) Plastische Dehnungen $\epsilon_{pl,d2}$

Entsprechend des Konstruktionsprinzips von HV-Garnituren treten die maßgeblichen plastischen Verformungen im freien belasteten Gewinde sowie in den ersten gepaarten Gewindegängen auf. Basierend auf den Verformungen sind die Längsdehnungen ε_z an den lokalen Durchmessern d_1 , d_2 , d_3 für insgesamt 30 M36 HV-Garnituren ausgewertet worden [Schierl et. al, 2023]. Jede HV-Garnitur umfasst dabei 13 Gewindegänge zu je 360 Schnitten in Umfangsrichtung. Äquivalent zu den Verformungen charakterisiert die Übersicht in Abbildung 3-3 b) die freien belasteten Gewindegänge, sowie den ersten gepaarten Gewindegang als den Bereich maßgebender Dehnungen. In Relation zur Bruchdehnung des Materialverhaltens (15%) zeigen die HV-Garnituren ein ausreichendes Verformungsvermögen.

Um die strukturelle Integrität ganzheitlich zu bewerten, wurden zuvor streckgrenzgesteuert vorgespannte Ringflanschsegmente, anschließend hinsichtlich ihres Lastübertragungsverhaltens untersucht, siehe Abbildung 3-4. Unabhängig vom Vorspannkraftniveau konnte auch für streckgrenzgesteuert vorgespannte Garnituren (M36 HV) die maximale Tragfähigkeit der Verbindung mit dem typischen Versagensmechanismus des Gewindeabstreifens erzielt werden. Zudem bedingt die hohe Vorspannung des StV ein stark verbessertes Ermüdungsverhalten für die HV-Garnitur im relevanten Betriebslastbereich (SLS), da die ermüdungswirksamen Spannungen aufgrund des flachen Verlaufs Schraubkraftfunktion stark reduziert werden.

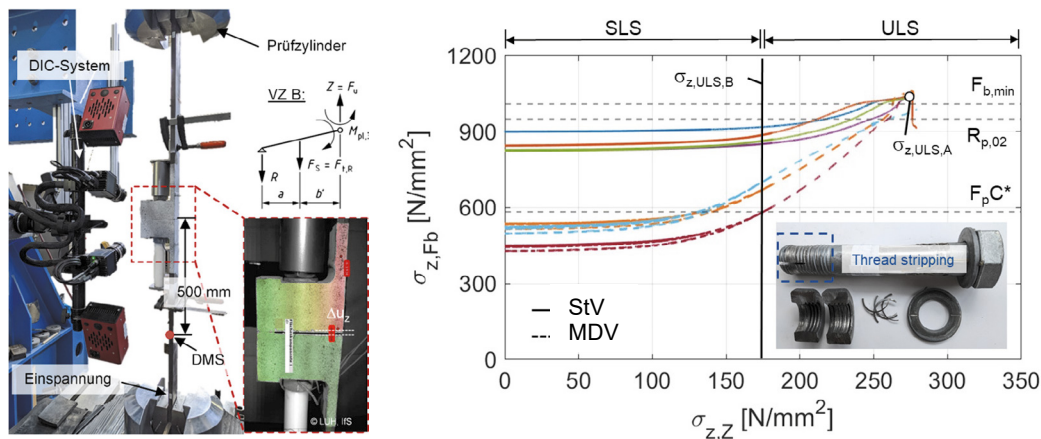


Abbildung 3-4: a) Versuchsaufbau Lasttragversuche am Ringflanschsegment; b) Lastübertragungsfunktion

4 Fazit

Das Streckgrenzgesteuerte Anziehen ist ein vielversprechendes Anziehverfahren zum Erreichen hoher Vorspannkraft mit geringer Streuung. Im Rahmen des Forschungsprojekts (AiF 20838 N) wurden umfassende Untersuchungen durchgeführt, um die Entwicklung von normativen Grundlagen für das Streckgrenzgesteuerte Vorspannen im Stahlbau an HV-Garnituren zu unterstützen. Die experimentellen Untersuchungen belegen, dass das Streckgrenzgesteuerte Anziehen eine Vorspannung nahe der Streckgrenze gewährleistet. Die auftretenden Streuungen sind konform mit den Grenzwerten anerkannter Regelwerke (VDI 2230-1, 2015) und dabei kleiner als mit dem Modifizierten Drehmomentverfahren. Der Verformungszustand wurde mittels Geometriescans quantifiziert und ist hauptsächlich durch plastische Verformungen in den frei belasteten Gewinden gekennzeichnet. Obwohl beim Streckgrenzgesteuerten Anziehen messbare plastische Verformungen im Gewindebereich auftreten und das Verformungsvermögen für den Betriebslastfall reduzieren, wurde keine Abminderung der maximalen Tragfähigkeit der Ringflanschverbindung festgestellt. Dementsprechend ist die strukturelle Integrität der Verbindungen gewährleistet und einer Reduzierung der ermüdungswirksamen Spannungen aufgrund eines flacheren Verlaufs der Lastübertragungsfunktion bestätigt.

5 Danksagung

Das IGF-Vorhaben (20838 N) der Forschungsvereinigung Stahlanwendung e. V. (FOSTA), Sohnstraße 65, 40237 Düsseldorf wurde über die AiF im Rahmen des Programms zur Förderung der Industriellen Gemeinschaftsforschung (IGF) vom Bundesministerium für Wirtschaft und Klimaschutz aufgrund eines Beschlusses des Deutschen Bundestages gefördert. Die Autoren bedanken sich für die Förderung und die Unterstützung aus dem projektbegleitenden Ausschuss.

Literatur

- [1] DAST-Richtlinie 024 (2018). „Anziehen von geschraubten Verbindungen der Abmessungen M12 bis M36“, Deutscher Ausschuss für Stahlbau, Stahlbau Verlags- und Service GmbH, Düsseldorf
- [2] DAST-Richtlinie 021:2013-09, Schraubenverbindungen aus feuerverzinkten Garnituren M39 bis M64 entsprechend DIN EN 14399-4, DIN EN 14399-6, Deutscher Ausschuss für Stahlbau, Stahlbau Verlags- und Service GmbH, Düsseldorf
- [3] DIN EN 1090-2 (2011). „Ausführung von Stahltragwerken und Aluminiumtragwerken - Teil 2: Technische Regeln für die Ausführung von Stahltragwerken“, Deutsche Fassung DIN EN 1090 2:2008+A1:2011
- [4] Experimental investigation on stress state and deformation in bolts through tightening of perfect flange connections Christopher Schierl, Andre Stang, Elyas Ghafoori, Peter Schaumann, First published: 12 September 2023, <https://doi.org/10.1002/cepa.2246>
- [5] Investigations into the yield-controlled tightening method for steel constructions Natalie Stranghöner, Denis Paluska, Dominik Jungbluth, Peter Schaumann, Christopher Schierl, First published: 12 September 2023, <https://doi.org/10.1002/cepa.2235>
- [6] DIN EN 14399-4:2015-04, Hochfeste planmäßig vorspannbare Schraubenverbindungen für den Metallbau - Teil 4: System HV - Garnituren aus Sechskantschrauben und -muttern; Deutsche Fassung EN 14399-4:2015.
- [7] DIN 18088-3 (2019). Tragstrukturen für Windenergieanlagen und Plattformen – Teil 3: Stahlbauten
- [8] DIN EN 1993-1-8:2010-12, Eurocode 3: Bemessung und Konstruktion von Stahlbauten – Teil 1-8: Bemessung von Anschlüssen. Deutsche Fassung EN 1993-1-8:2005 + AC:2009.
- [9] VDI 2230 Blatt 1 (2015). Mindestanforderungen zum Einsatz von Schraubsystemen und –werkzeugen, Anwendung im Anlagen-, und Maschinen- und Apparatebau sowie für Flanschverbindungen an drucktragenden Bauteilen) VDI-Richtlinie, Verein Deutscher Ingenieure

Trag- und Verformungsverhalten von Injektionsschrauben unter statischer und zyklischer Beanspruchung

Lisa Kröger¹, Dieter Ungermann¹ und Bettina Brune¹

¹ Lehrstuhl Stahlbau, August-Schmidt-Straße 6, Technische Universität Dortmund, Deutschland
E-Mail: lisa.kroeger@tu-dortmund.de

ZUSAMMENFASSUNG

Injektionsschrauben stellen durch Verfüllen des vorhandenen Lochspiels mit aushärtendem Injektionsharz eine schlupffreie Scher-Lochleibungsverbindung dar. Zur Ergänzung vorhandener Regelungen zur Bemessung und Ausführung sowie zur Beantwortung offener Fragestellungen wurden unterschiedliche Einflussfaktoren auf das Trag- und Verformungsverhalten von (vorgespannten) Verbindungen mit Injektionsschrauben untersucht. Es zeigte sich, dass die Harzsysteme Rengel, Biresin und MM1018 aufgrund ihrer ermittelten Lochleibungsfestigkeit für die Anwendung geeignet sind. Temperaturextrema, Feuchte und Langzeiteinwirkungen als realitätsnahe Randbedingungen am Bauwerk führten zu keiner nennenswerten Reduktion der Tragfähigkeit. Zudem konnten ein Ermüdungsversagen der Harze ausgeschlossen und die bereits vorhandenen Kerbfälle für Verbindungen mit (vorgespannten) Injektionsschrauben harzunabhängig bestätigt werden.

1 Einleitung

Neben der Errichtung von Neubauten, spielen Sanierungs- und Instandhaltungsmaßnahmen an Bestandsbauten eine entscheidende Rolle im Brückenbau. Da ein Großteil der Stahlbrücken gegen Ende des 19. und zu Beginn des 20. Jahrhundert errichtet wurde, sind Instandsetzungen unter Berücksichtigung des Flusstahls als Konstruktionsmaterial sowie Nieten als Verbindungsmittel vorzusehen. Ein erforderlicher Austausch der Nietverbindungen an nicht-schweißbaren Stahlträgern kann dabei über Verbindungen mit Passschrauben, gleitfest vorgespannten Verbindungen (GV-Verbindungen) und Injektionsschrauben erfolgen.

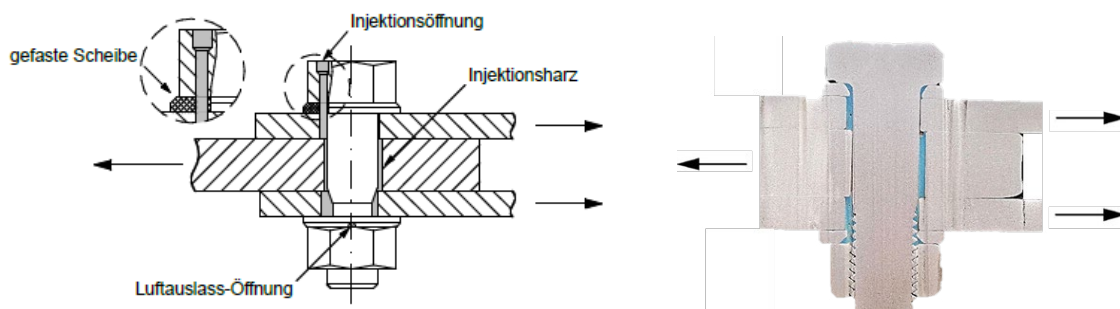


Abbildung 1: Schnitte durch eine zweischnittige Verbindung mit Injektionsschrauben

Injektionsschrauben stellen eine schlupffreie Scher-Lochleibungsverbindung (SL-Verbindung) dar, bei der weder ein spezielles Aufreiben der Löcher noch eine besondere Oberflächenbehandlung erforderlich sind. Durch Verfüllen des vorhandenen Lochspiels mit aushärtendem Injektionsharz (s. Abb. 1) ist ein vorteilhafter Einsatz bei dynamisch beanspruchten Brückenbauwerken möglich. Die Verbindungstechnik der Injektionsschraube wurde zwar bereits gegen Ende des 20. Jahrhunderts in den Niederlanden entwickelt, hat jedoch bisher trotz vorhandener Regelungen keine wirkliche Anwendung in Deutschland gefunden. Aufgrund offener Fragestellungen sind Injektionsschrauben weiterhin als besonderes Verbindungsmittel eingeordnet, wodurch die Anwenderfreundlichkeit in Deutschland aktuell eingeschränkt ist.

Im Rahmen des IGF-Vorhabens-Nr. 21369 N wurden unterschiedliche Einflussfaktoren auf das Last-Verformungsverhalten von (vorgesp.) Verbindungen mit Injektionsschrauben betrachtet. Die Untersuchungen umfassten neben den Materialanforderungen, das Kriechverhalten der Harze, Temperatur- und Witterungseinfluss, Interaktionen der Lochleibung der Harze mit dem Gleitwiderstand bei vorgespannter Ausführung sowie das Verhalten unter zyklischer Beanspruchung. Dadurch konnten verbliebende Fragestellungen beantwortet und ein anwenderfreundlicher Einsatz von Injektionsschrauben ermöglicht werden. [1]

2 Normative Vorgaben und Regelwerke

Die Grundlagenforschungen der TU Delft aus den 1970er und 1980er Jahren zur Ausführung und Bemessung von Injektionsschrauben wurden gesammelt als ECCS-Empfehlungen Nr. 79 [2] veröffentlicht. Diese umfassen Anwendungsbeispiele, Bemessungs- und Ausführungsvorgaben sowie Versuchsprogramme zur Auswahl geeigneter Injektionsharze. Die Untersuchungen der TU Delft basieren dabei im Wesentlichen auf dem Epoxidharzsystem Rengel® SW404/HY2404 (ehemals Araldit®), Regelungen zur Bemessung und Ausführung wurden jedoch harzunabhängig definiert. Die in den ECCS-Empfehlungen enthaltenen Vorgaben sind nahezu unverändert in EN 1993-1-8, EN 1993-1-9 und EN 1090-2 übernommen worden.

Die Bemessung der statischen Tragfähigkeit von Verbindungen mit (vorgesp.) Injektionsschrauben erfolgt nach DIN EN 1993-1-8 [3] abhängig von der ausgeführten Schraubekategorie. Zusätzlich zu den für SL-Verbindungen bekannten Nachweisen ist ein Nachweis der Lochleibungstragfähigkeit des Injektionsharzes $F_{b,Rd,resin}$ zu führen. Neben geometrieabhängigen Parametern stellt dabei die Festigkeit des Injektionsharzes bei Lochleibungsbeanspruchung $f_{b,resin}$ die entscheidende Einflussgröße dar. Die zyklische Tragfähigkeit von Verbindungen mit Injektionsschrauben ist in DIN EN 1993-1-9 [4] enthalten. Dabei werden Verbindungen mit nicht vorgespannten Injektionsschrauben ermüdungstechnisch Verbindungen mit Passschrauben und Verbindungen mit vorgespannten Injektionsschrauben GV-Verbindungen gleichgesetzt. Angaben zur Ermüdungsfestigkeit der Injektionsharze sind nicht enthalten. Die Ausführung von (vorgesp.) Injektionsschrauben ist in DIN EN 1090-2 [5], Anhang J festgelegt. Zum erfolgreichen Injizieren der Verbindung sind entsprechend angearbeitete Schraubengarnituren zu verwenden (s. Abb. 1), dabei sind Anpassungen im Schraubenkopf und den Unterlegscheiben erforderlich. Als Injektionsharz ist ein Zwei-Komponentensystem zu verwenden, die entsprechende Lochleibungsfestigkeit ist unter Berücksichtigung der statischen Kurzzeit- und Langzeitfestigkeit nach Anhang G zu bestimmen.

3 Statische Beanspruchung

Das Versuchsprogramm nach DIN EN 1090-2, Anhang G umfasst statische Kurzzeitversuche sowie reguläre und erweiterte Kriechprüfungen. Maßgebend für die Kurzzeitfestigkeit der Harze ist eine Relativverschiebung der Verbindung von 0,15 mm, zur Berücksichtigung von Langzeiteffekten ist in Kriechprüfungen eine auf die Lebensdauer extrapolierte Verschiebung von 0,30 mm einzuhalten (s. Abb. 2). Die erzielten Werte der (gemittelten) Lochleibungsfestigkeiten der untersuchten Harzsysteme Rengel® SW404/HY2404, Sika Biresin® G33 und Diamant® MM1018 FL bei nicht vorgespannter Ausführung sind in Tabelle 1 zusammengestellt. Aufgrund des Kriechverhaltens der Harze ergibt sich der Nennwert $f_{b,resin}$ aus dem Wert, für den die erweiterte Kriechprüfung erfüllt ist.

Tabelle 1: Ergebnisse der statischen Versuche an nicht vorgesp. Injektionsschrauben

Harzsystem	$F_{b,resin,m}$ in kN	$f_{b,resin,m}$ in N/mm ²	$f_{b,resin}$ in N/mm ²	Anmerkung
Rengel	169,34	211,7	190,0	Nennwert aus erw. Kriechprüfungen
Biresin	156,03	195,0	180,0	
MM1018	193,50	241,9	217,5	

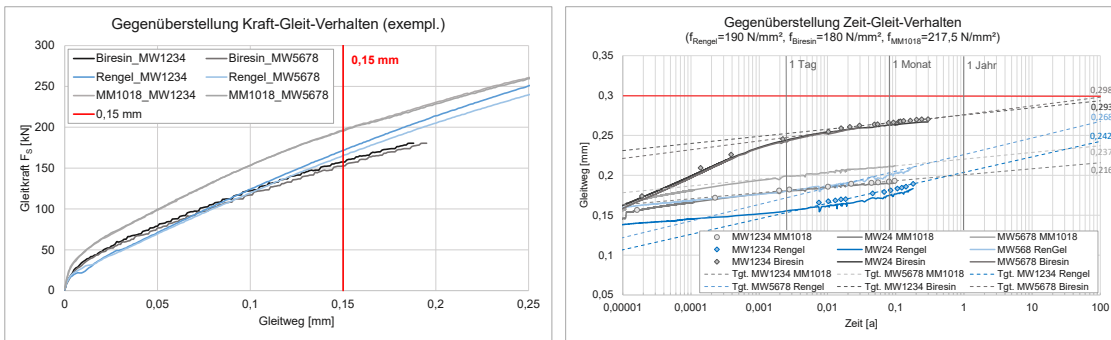


Abbildung 2: Gegenüberstellung des Verformungsverhaltens von nicht vorgesp. Injektionsschrauben

Zusätzlich wurden an nicht vorgespannten Verbindungen der Einfluss von Temperaturextrema (-20°C bzw. +70°C), geringer Außentemperaturen während der Aushärtung (5-7°C), Feuchtigkeit und Freibewitterung (2 Witterungsperioden) untersucht. Für die genannten Harzsysteme ergaben sich keine nennenswerten Reduktionen der statischen Tragfähigkeiten (vgl. [1]).

Bei vorgespannter Ausführung der Verbindung ergibt sich zusätzlich zur Tragfähigkeit infolge Lochleibung des Injektionsharzes ein Traganteil infolge Reibung. Zur Untersuchung der Interaktion zwischen Lochleibung $F_{b,resin,m}$ und Gleitwiderstand F_{Sm} wurden Versuche an vorgespannten Verbindungen mit drei unterschiedlichen Lochleibungsfestigkeiten der Harze ($f_{b,resin}$) und zwei unterschiedlichen Oberflächenbehandlungen (μ) durchgeführt. Exemplarische Last-Verformungskurven für die Harzsysteme Rengel und Biresin sind in Abbildung 3 dargestellt.

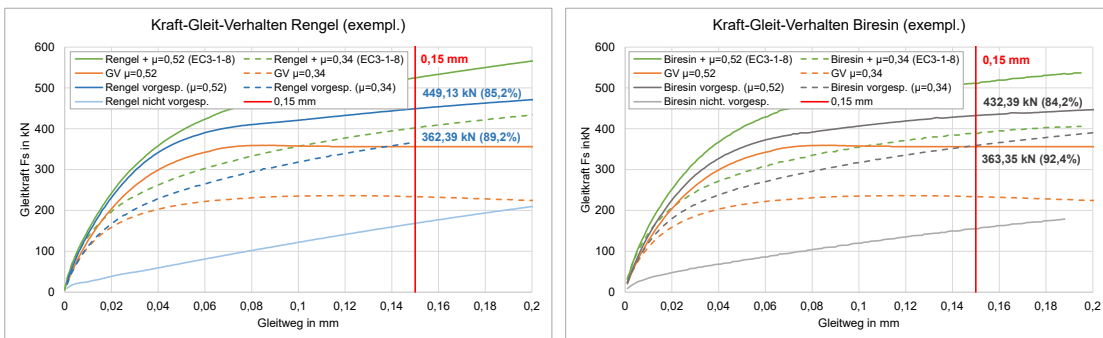


Abbildung 3: Kraft-Gleit-Verhalten von Verbindungen mit (vorgesp.) Injektionsschrauben

Es zeigt sich, dass die bei 0,15 mm Relativverschiebung definierte Kurzzeittragfähigkeit nicht der Summe der Traganteile $F_{sum} = F_{b,resin,m} + F_{Sm}$ entspricht, sondern einen anteiligen Wert von etwa. 85% bis 90% beträgt (vgl. Tab. 2). Die Interaktion der Traganteile kann daher nur steifigkeitsabhängig beschrieben werden (vgl. [1]).

Tabelle 2: Ergebnisse der statischen Versuche an vorgespannten Injektionsschrauben

Harzsystem	μ	F_{Sm} in kN	$F_{b,resin,m}$ in kN	$F_{0,15,m}$ in kN	F_{sum} in kN	Anteil $F_{0,15,m}/F_{sum}$
Rengel	0,34	237,15	169,34	362,39	406,49	89,2%
	0,52	357,70		449,13	527,04	85,2%
Biresin	0,34	237,15	156,03	363,35	393,18	92,4%
	0,52	357,70		432,39	513,73	84,2%
MM1018	0,34	237,15	193,50	381,79	430,65	88,7%
	0,58	417,35		515,65	610,85	84,4%

4 Zyklische Beanspruchung

Zur Untersuchung der Ermüdungsfestigkeit von (vorgesp.) Verbindungen mit Injektionsschrauben wurden zyklische Beanspruchungen am Standardprobekörper nach Anhang G (S355, M20) aufgebracht. Die Versuchsergebnisse wurden anschließend bzgl. der in DIN EN 1993-1-9 angegebenen Kerbfälle eingeordnet (vgl. Abb. 4). Trotz großer Streuung der Ergebnisse bei gleichzeitig geringer Versuchsanzahl konnten die Kerbfälle (KF90 zweischnittig, nicht vorgesp. bzw. KF112 zweischnittig, vorgesp.) harzunabhängig bestätigt werden.

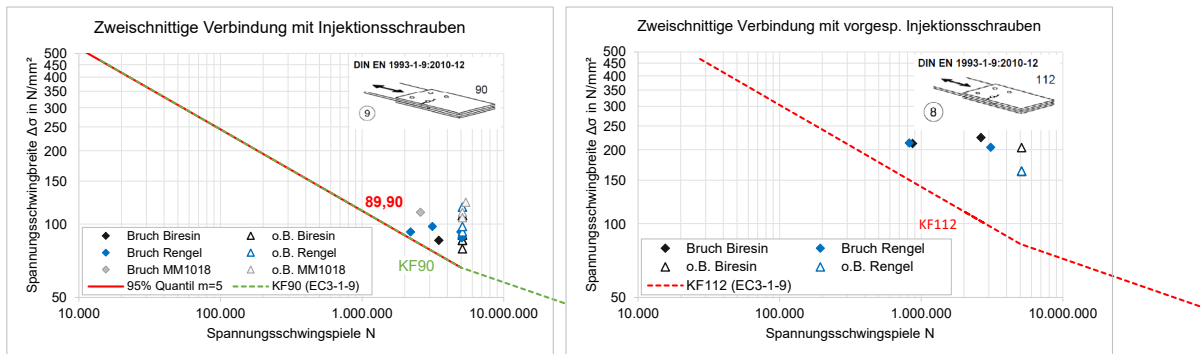


Abbildung 4: Einordnung der Ermüdungsversuche an (vorgesp.) Injektionsschrauben nach DIN EN 1993-1-9

Für das Injektionsharz war auch nach Demontage der Verbindungen kein Ermüdungsversagen erkennbar. Analog zu den Versuchen unter statischer Beanspruchung ist die Relativverschiebung der Verbindung maßgebend. Aus der zyklischen Beanspruchung (primär F_0) resultieren Kriechverformungen, die ebenfalls bzgl. des Grenzwertes von 0,30 mm unter Berücksichtigung einer Extrapolation auf die Lebensdauer auszuwerten sind (vgl. [1]).

5 Ausblick und Danksagung

Mit den durchgeführten Untersuchungen konnten offene Fragestellungen, wie bspw. zur Auswahl geeigneter Harze, zum Einfluss äußerer Randbedingungen und Vorspannung, beantwortet werden. Numerische Simulationen liefern weitere Erkenntnisse zum Einfluss des Harzes auf Spannungsspitzen sowie zur Interaktion zwischen Lochleibung und Reibung bei vorgespannter Ausführung.

Das IGF-Vorhaben-Nr. 21369 N des DAST wurde über die AiF im Rahmen des Programms zur Förderung der industriellen Gemeinschaftsforschung gefördert. Ein besonderer Dank gilt den genannten Einrichtungen, den beteiligten Industriepartnern und PbA-Mitgliedern.

Literatur

- [1] Ungermann, D.; Kröger, L.: Anwendung von Injektionsschrauben bei der Instandsetzung von dynamisch beanspruchten Stahlkonstruktionen. IGF-Nr. 21369 N, Deutscher Ausschuss für Stahlbau e.V., unveröffentlicht (voraus. 06/2024).
- [2] ECCS No. 79: European Recommendations for Bolted Connections with Injection Bolts. European Convention for Constructional Steelwork, Technical Committee 10, 1994.
- [3] DIN EN 1993-1-8:2010-12: Eurocode 3: Bemessung und Konstruktion von Stahlbauten – Teil 1-8: Bemessung von Anschlüssen. Deutsche Fassung EN 1993-1-8:2005 + AC:2009.
- [4] 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.
- [5] DIN EN 1090-2:2018-09: Ausführung von Stahltragwerken und Aluminiumtragwerken – Teil 2: Technische Regeln für die Ausführung. Deutsche Fassung EN 1090-2:2018.

Einfluss von Temperatur und Vorspannkraft auf elektromechanische Impedanzspektren am Beispiel von vorgespannten HV-Garnituren

Daniel Sahm¹ und Daniel Pak¹

¹ Lehrstuhl für Stahlbau und Stahlverbundbau, Paul-Bonatz-Str. 9-11, Universität Siegen, 57076 Siegen
E-Mail: daniel.sahm@uni-siegen.de, pak@bau.uni-siegen.de

Zusammenfassung

Die kontinuierliche und zuverlässige Überwachung von Strukturen erlangt eine immer größere Bedeutung im Ingenieurwesen. Die zu überwachenden Konstruktionen und Elemente sind dabei so unterschiedlich und vielfältig wie ihre Anwendungsgebiete. Ein bedeutendes Element in vielen Konstruktionen ist die hochfest vorgespannte (HV)-Schraube, deren Betriebssicherheit maßgeblich von der Höhe der Vorspannkraft beeinflusst wird. Für die Sicherheit und Aufrechterhaltung der Funktionalität von Bauwerken mit vorgespannten HV-Schrauben ist es daher wichtig, den aktuellen Vorspanngrad zu kennen, um bei kritischer Reduktion rechtzeitig einschreiten zu können.

Eigene Untersuchungen [1–3] haben gezeigt, dass eine kontinuierliche und zuverlässige Überwachung der Vorspannkraft in Schrauben und Bolzen mit Hilfe von elektromechanischen Impedanzspektren (EMI) prinzipiell möglich ist. Weiterhin wurde festgestellt, dass nicht nur die Vorspannkraft selbst, sondern auch die Proben temperatur einen signifikanten Einfluss auf die Spektren hat. Das grundlegende Problem besteht darin, dass der Einfluss beider Parameter eine ähnliche Wirkung auf die EMI-Spektren hat. Für eine belastbare Bewertung der vorherrschenden Vorspannkraft ist es daher unerlässlich, die Einflüsse von Temperatur und Vorspannkraft zu kennen und zu separieren. Im Rahmen der Studie konnte erklärt werden, wie sich Temperatur und Vorspannkraft im Einzelnen auf die EMI-Spektren auswirken und warum der Einfluss dabei annähernd gleich ist. Weiterhin konnten die Einflüsse von Temperatur und Vorspannkraft auf elektromechanische Impedanzspektren sukzessive mit Hilfe von theoretischen Grundlagen erarbeitet, durch experimentelle Befunde untermauert und mit Hilfe numerischer Simulation veranschaulicht werden. Durch die Separation der Einflüsse aus Temperatur und Vorspannkraft konnte schlussendlich ein einfacher analytischer Ansatz zur Kompensation der Temperatur bei den elektromechanischen Impedanzspektren entwickelt werden.

1. Messprinzip

Strukturen schwingen in einer Kombination ihrer Eigenschwingungsformen, die durch systeminhärente Größen wie Eigenfrequenz, Eigenform, modale Masse oder modale Dämpfung Informationen über den Zustand des Bauwerks liefern können. Diese modalen Parameter werden durch Geometrie, Lagerung, Steifigkeit und Massenbelegung bestimmt. Ändert sich ein Systemparameter, so schlägt sich dies in den modalen Kenngrößen und in der Schwingungsanalyse nieder [4]. Um die modalen Eigenschaften von Strukturen zu ermitteln, werden diese angeregt und die Systemantwort gemessen. Die Anregung kann z. B. mit Hilfe einer Stoßanregung, ambienter Anregung oder mittels hydraulischer Schwingungsanregung erfolgen [5]. Die gemessene Systemantwort ist häufig die Schwinggeschwindigkeit oder Schwingbeschleunigung an mehreren Positionen und in allen relevanten Schwingungsrichtungen [4]. Mit Hilfe geeigneter Auswertelgorithmen kann das gemessene Signal vom Zeitbereich in den

Frequenzbereich transformiert werden, wodurch die zugrunde liegenden Eigenfrequenzen ermittelt werden können. Eine Verschiebung der Eigenfrequenzen deutet auf eine Veränderung [4]des Systems hin, wodurch indirekt Rückschlüsse auf eine Schädigung der angeregten Struktur gezogen werden können.

Dieses Prinzip findet auch bei der Ermittlung von EMI-Spektren Anwendung. Zur Messung der Spektren kommen PWAS (Piezoelectric Wafer Active Sensors [6]) zum Einsatz, welche auf der zu überwachenden Struktur, in diesem Fall auf der Schraube, appliziert werden und diese durch die Beaufschlagung einer elektrischen Wechselspannung U innerhalb eines definierten Frequenzbandes lokal in Schwingung versetzen (die Schwingfrequenz ergibt sich aus der Frequenz der Wechselstrom-Sinuskurve, frequenzmodulierter Sweep). Gleichzeitig wird die elektrische Stromstärke I , die die Strukturantwort infolge des Anregungssignals darstellt, gemessen (Bild 1) [7].

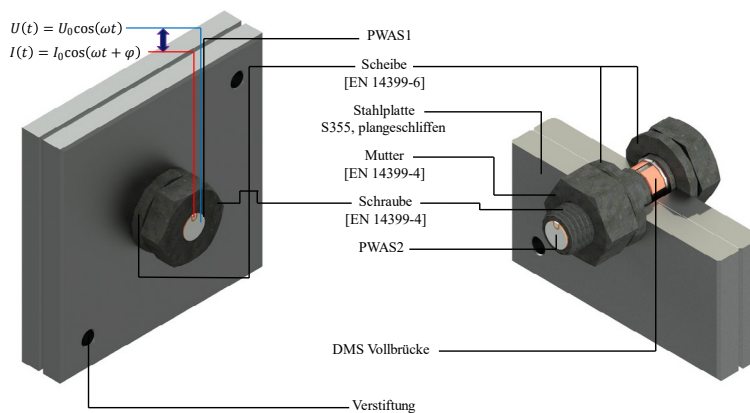


Bild 1: Grundprinzip der Messung mit elektromechanischen Impedanzspektren (oben links) sowie visualisierter M16x50 Probekörper mit angeschlossener Messtechnik

Aus der Anregungsspannung und der Stromstärke wird dann das elektromechanische Impedanzspektrum gebildet. Durch die elektromechanische Kopplung spiegelt das EMI-Spektrum indirekt die gesuchte mechanische Impedanz der Struktur wider (mechanische Impedanz = frequenzabhängiges Verhältnis der Amplitude einer Anregungskraft zur Amplitude der Schwinggeschwindigkeit der resultierenden Welle). Die Änderung der mechanischen Impedanz bzw. der gemessenen elektromechanischen Impedanz kann auch hier als Indikator für einen Vorspannkraftverlust herangezogen werden [8], indem eine davon abgeleitete Größe (wie die Impedanz $Z(\omega)$) ausgewertet wird. Diese wird dann mit der ursprünglichen Impedanz $Z_{\text{Baselinie}}(\omega)$ (Baselinie oder „0-Messung“) im ungeschädigten Zustand verglichen:

$$\underline{Z}(\omega) = \left\{ i\omega a_p \left[\varepsilon_{ij}^T (1 - i\delta) - \frac{Z_m(\omega)}{Z_p(\omega) + Z_m(\omega)} d_{ij}^2 \bar{Y}_p^E \right] \right\}^{-1} \quad (1)$$

In Gleichung 1 repräsentieren die Parameter a_p , d_{ij} , δ und \bar{Y}_p^E die geometrische / piezoelektrische Konstante, den dielektrischen Verlustfaktor und den komplexen Elastizitätsmodul des PWAS (d.h. bekannte Größen). Weiterhin steht $Z_m(\omega)$ für die gesuchte mechanische Impedanz der Struktur, $Z_p(\omega)$ für die mechanische Impedanz des PWAS und ε_{ij}^T für den dielektrischen Koeffizienten in Polaritätsrichtung bei angelegtem elektrischem Feld.

Das Impedanzspektrum wird maßgeblich durch die Kapazität C des PWAS beeinflusst (da R und L hier vernachlässigbar sind). Diese Abhängigkeit lässt sich beispielhaft anhand der Anwendung von Gleichung 2 darstellen, welche zur Berechnung des Betrags der Impedanz in einem Serienschwingkreis herangezogen wird:

$$|\underline{Z}| = \sqrt{R^2 + \left(\omega L - \frac{1}{\omega C} \right)^2} \quad (2)$$

Hier ist R der (ideale) ohmsche Widerstand in Ohm (hier vernachlässigbar), L die Induktivität in Henry (hier vernachlässigbar), C die Kapazität in Farad und ω die Kreisfrequenz ($\omega = 2\pi \cdot f$) in 1/Sekunde.

1.1 Einfluss von Vorspannkraft

Es zeigt sich, dass bereits marginale Veränderungen der strukturdynamischen Eigenschaften, die durch Vorspannkraftverlusten oder -änderungen entstehen, signifikante Auswirkungen auf das EMI-Spektrum (ermittelt mit PWAS 1, Bild 1) oder darauf basierende Parameter haben können. Eine Analyse einer spezifischen Frequenz innerhalb des betrachteten Spektrums zeigt eine proportionale Korrelation zwischen der Reduzierung der Vorspannkraft und dem Rückgang des Betrages der gemessenen elektrischen Impedanz (Bild 2). Ferner ist eine deutliche Abnahme der Peak-Amplituden im Spektrum mit zunehmender Vorspannkraft zu beobachten.

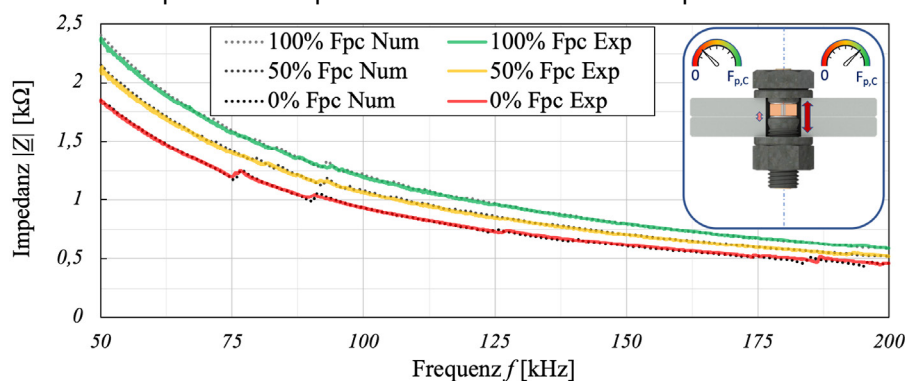


Bild 2: Vergleich des experimentell und numerisch ermittelten Impedanzspektrums einer vorgespannten Schraube M16x80 10.9 HV [2]

Dies wird insbesondere am Beispiel der Amplitude bei etwa 75 kHz im Spektrum „0% $F_{p,c}$ “ ersichtlich, welche bei einer Erhöhung der Vorspannkraft eine Reduktion aufweist [1].

Die \downarrow Abnahme der Vorspannkraft hat drei Effekte auf das Impedanzspektrum (Bild 2):

- \downarrow Abnahme des Betrags der komplexen Impedanz („Verschieben“ bzw. „Rotation“ der Messkurve)
- \uparrow Zunahme der Peak-Amplituden
- \leftarrow Verschiebung der Resonanzen zur niedrigeren Frequenz hin

Die Vorspannkraft führt u.a. dazu, dass der Schraubenkopf in Radialrichtung des dort applizierten PWAS stark gestaucht wird. Durch die Erhöhung der Vorspannkraft wird daher die radiale Deformationsmöglichkeit des gekoppelten PWAS am Schraubenkopf eingeschränkt, was zu einer Verringerung der elektrischen Ladung Q und der Kapazität C des PWAS führt [2].

Das hat zur Folge, dass der Betrag der Impedanz bei zunehmender Vorspannkraft steigt (vgl. auch Gleichung 2). Die Dämpfung der Amplituden im Resonanzfall lässt sich darauf zurückführen, dass die Eigenmode der Schraube (insbesondere im Resonanzfall) eine pilzförmige Gestalt annimmt (siehe Bild 3 links). Bei Erhöhung der Vorspannkraft wird die Ausbildung dieser Eigenform zunehmend verhindert (siehe Bild 3 rechts), wodurch sich dieser Effekt erklären lässt.

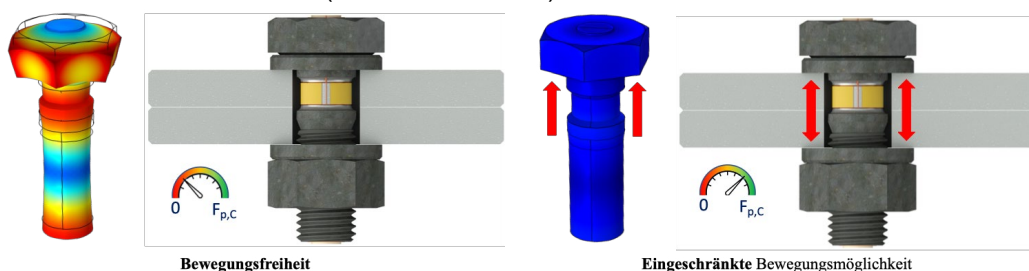


Bild 3: Schematische Darstellung der Verformung bei Resonanzanregung einer nicht vorgespannten (links) und einer vorgespannten (rechts) M16x50 HV-Garnitur [2]

1.2 Einfluss von Temperatur

In Bild 4 wird der Einfluss von Temperatur auf das mittels PWAS1 ermittelte Impedanzspektrum einer Schraube M16x80 dargestellt. Außerdem wird das Spektrum nach Anwendung einer analytischen Temperaturkompensation gezeigt. Es ist zu erkennen, dass das Impedanzspektrum bei einer Temperatur von +20°C (Bild 4, schwarz gepunkteter Verlauf) niedriger ist als das unkompensierte Spektrum bei -20°C (Bild 4, roter Verlauf).

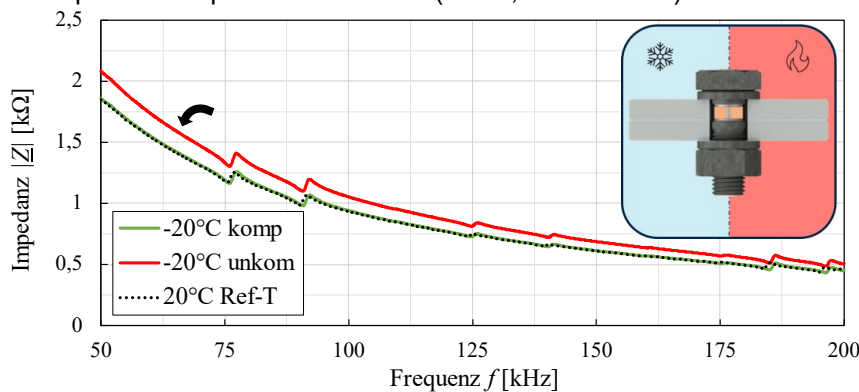


Bild 4: Einfluss der Temperatur auf das Impedanzspektrum einer Schraube M16x80 10.9 HV [2]

Würde dies bei der Auswertung unberücksichtigt bleiben, könnte auf eine Zunahme der Vorspannkraft geschlossen werden. Um eine belastbare Aussage über die aktuelle Vorspannkraft innerhalb einer HV-Garnitur treffen zu können, muss somit zunächst eine Temperaturkompensation erfolgen [1]. Diese ist von großer Bedeutung, da eine \uparrow Erhöhung der Temperatur (im praxisrelevanten Bereich) einen ähnlichen Effekt (in gleicher Größenordnung) auf die EMI-Spektren hat, wie eine \downarrow Abnahme der Vorspannkraft. So führt eine Temperaturerhöhung zu einer:

- \downarrow Abnahme des Betrags der komplexen Impedanz („Verschieben“ bzw. „Rotation“ der Messkurve)
- \leftarrow Verschiebung der Resonanzen zur niedrigeren Frequenz hin

Auch dieses Verhalten lässt sich (hauptsächlich) auf eine Kapazitätsänderung des PWAS zurückführen. Die Kapazität des PWAS steigt bei steigender Temperatur, wodurch sich die gemessene (betragsmäßige) Impedanz verringert. Dieses temperaturabhängige Verhalten von Dielektrika kann beispielsweise mit Hilfe der phänomenologischen thermodynamischen Theorie für Ferroelektrika von Landau, Ginsburg und Devonshire erklärt werden [9].

Die Auswirkungen der Temperatur auf den Elastizitätsmodul der Schraubengarnitur führen zu einer geringfügigen Verschiebung der Amplituden. Der Effekt der Temperaturveränderung auf den Elastizitätsmodul ist im Vergleich zum Einfluss der Temperatur auf die Kapazität des PWAS auf die EMI-Spektren deutlich weniger ausgeprägt.

2. Fazit

Im Rahmen der Studie wurde der Einfluss von Temperatur und Vorspannkraft auf die elektromechanischen Impedanzspektren am Beispiel von vorgespannten HV-Garnituren untersucht.

Eine Erhöhung der Vorspannkraft führt zu einer Änderung der Steigung des Impedanzspektrums, da die radiale Auslenkung des PWAS zunehmend gedämpft wird. Die Kopplung zwischen radialer Auslenkung, elektrischer Ladung und Kapazität des PWAS führt zu einer Änderung der Steigung der gemessenen Spektren.

Auch die Temperatur beeinflusst die Kapazität des PWAS. Daher kann erklärt werden, warum die Vorspannkraft und die Temperatur einen ähnlichen Effekt auf die EMI-Spektren haben. Durch die Trennung der Einflüsse von Temperatur und Vorspannkraft ist es letztendlich möglich, eine analytische Kompensation der Temperatur bei den elektromechanischen Impedanzspektren durchzuführen und auf die Vorspannkraftänderung zu schließen.

Literatur

- [1] Pak, D. et al. (2023) Detektion von Vorspannkraftverlusten in Schraubenverbindungen auf Basis elektromechanischer Impedanzspektren in: Stahlbau 92, H. 12, S. 735–745.
<https://doi.org/10.1002/stab.202300060>
- [2] Sahm, D. (2022) Einfluss von Temperatur und Vorspannkraft auf elektromechanische Impedanzspektren am Beispiel von vorgespannten HV-Garnituren [Dissertation]. Universität Siegen.
- [3] Sahm, D. et al. (2020) Schadensdetektion mithilfe elektromechanischer Impedanzspektren in: Stahlbau 89. <https://doi.org/10.1002/stab.201900118>
- [4] Marx, S. et al. (2013) Monitoring an Talbrücken im Eisenbahnhochgeschwindigkeitsverkehr in: Curbach, M. [Hrsg.] Tagungsband / 23. Dresdner Brückenbausymposium: 11. und 12. März 2013, [Dresden. Dresden: Techn. Univ. Dresden Inst. für Massivbau, S. 131–152.
- [5] Bigelow, H. et al. (2017) Dynamische Messungen an einer Eisenbahnbrücke als Stahlbetonverbundrahmen in: Stahlbau 86, H. 9, S. 778–788.
<https://doi.org/10.1002/stab.201710524>
- [6] Griffin, C.; Giurgiutiu, V. (2023) Piezoelectric Wafer Active Sensor Transducers for Acoustic Emission Applications in: Sensors (Basel, Switzerland) 23, H. 16.
<https://doi.org/10.3390/s23167103>
- [7] Pak, D. et al. (2023) FOSTA Projekt P 1403 / IGF-Nr. 20844 N/1 – Detektion von Vorspannkraftverlusten in Schrauben auf Basis elektromechanischer Impedanzspektren.
- [8] Sahm, D. et al. (2021) Non - destructive damage detection on welded threaded bolts based on electromechanical impedance spectra in: ce/papers 4, 2-4, S. 203-209.
<https://doi.org/10.1002/cepa.1282>
- [9] Sahm, D.; Pak, D. (2024) Influence of temperature and preload force on capacitance and electromechanical impedance of lead zirconate titanate piezoelectric wafer active sensors for structural health monitoring of bolts in: Applied Physics A 130, H. 3.
<https://doi.org/10.1007/s00339-024-07314-z>

Berechnung der Ermüdungsfestigkeit von korrodierten Schweißverbindungen mit lokalen Konzepten

Sulaiman Shojai*, Elyas Ghafoori, Peter Schaumann

Institut für Stahlbau ForWind, Appelstraße 9A, Leibniz Universität Hannover, Deutschland
*E-Mail: shojai@stahl.uni-hannover.de

Zusammenfassung

Korrosion kann durch Materialabbau an der Oberfläche lokale Spannungskonzentrationen verursachen, wodurch die Ermüdungsfestigkeit von Stahlkonstruktionen beeinträchtigt werden kann. In geschweißten Stahlbauteilen sind aufgrund der Schweißnahtgeometrie bereits scharfe Kerben vorhanden, die mit den Kerben aus der Korrosion interagieren können. Im Rahmen dieser Studie wurden ca. 60 Stumpf- und Kehlnahtproben im geschweißten, reinigungsgestrahnten und korrodierten Zustand auf Ermüdung getestet und auf Grundlage von 3D-Scans numerisch mit lokalen Ermüdungskonzepten nachgerechnet. Zusätzlich wurden die Eigenspannungen mittels X-Ray-Diffraction gemessen und in der Berechnung berücksichtigt. Es konnte gezeigt werden, dass durch die Berücksichtigung der realen Geometrie und der Eigenspannungen das Streumaß der ermittelten Wöhlerlinien von $T_{\sigma} = 2,17$ für die Auswertung mit den Nennspannungen (globales Konzept) auf $T_{\sigma} = 1,26$ für die Auswertung mit den Kerbspannungen (lokales Konzept) reduziert werden konnte.

1. Einleitung

Korrosion kann die Ermüdungsfestigkeit von Stahlkonstruktionen erheblich beeinträchtigen. Zum einen kann sie durch die Veränderung der Oberflächengeometrie Spannungskonzentrationen verursachen, zum anderen kann sie zur Versprödung des Materials führen. In geschweißten Stahlbauteilen sind aufgrund der Schweißnahtgeometrie bereits scharfe Kerben vorhanden, die mit den Kerben aus der Korrosion interagieren können. Darüber hinaus existieren im ermüdungsrelevanten Bereich Eigenspannungen, die teilweise durch Oberflächenbearbeitung wie z. B. Reinigungsstrahlen verändert werden können. In den aktuellen Richtlinien, wie z. B. dem BAW-Merkblatt TbVS, wird der Einfluss der Korrosion durch Reduktion der FAT-Klassen berücksichtigt. Eine getrennte Betrachtung der oben genannten Einflussfaktoren und die positiven Effekte aus Reinigungsstrahlen sind damit nicht möglich, was in vielen Fällen zur unzureichenden Prognose der (Rest-)Lebensdauer von vorhandenen Tragstrukturen führen kann. Eine Möglichkeit diese zu berücksichtigen, ist die Anwendung lokaler Konzepte, mit denen der Einfluss der Geometrie, der Eigenspannungen und des Werkstoffs getrennt berücksichtigt werden können.

2. Ermüdungsversuche

Im Rahmen dieser Studie wurden ca. 65 Stumpf- und Kehlnahtproben für unterschiedliche Oberflächenzustände wie as-welded, reinigungsgestrahlt (clean blasted – uncorroded) und korrodiert (clean blasted – corroded) auf Ermüdung getestet. Die Rissentstehung und Rissentwicklung im Ermüdungsversuch wurde mit digitaler Bildkorrelation (DIC) verfolgt. Die korrodierten Proben für einen Monat in einer neutralen Salzsprühnebelkammer nach DIN 9227 gelagert. Die Ergebnisse der Ermüdungsversuche sind in detaillierter Form in (Shojai et al. 2023b) zu finden.

3. Numerische Berechnung

Die numerische Berechnung erfolgte in dieser Studie auf Grundlage von 3D-Geometriescans, die mit dem Reverse-Engineering Verfahren zu CAD-Volumenmodelle überführt wurden. Das Reverse-Engineering Verfahren begann mit dem Scannen der gesamten Probe mittels des optischen 3D-Scanners ATOS Core 300 5M von GOM (Auflösung: 0,12 mm). Kritische Stellen wie Schweißnähte wurden zusätzlich mit dem 3D-Profilometer Keyence VR-3000 (Auflösung: 0,02 mm) vermessen und in den Gesamtskan integriert. Die zusammengesetzten Scandaten wurden

als STL-Datei in ANSYS SpaceClaim importiert. Anschließend wurde die STL-Datei in ein CAD-Volumenmodell umgewandelt. Dies ist notwendig aufgrund von Unstetigkeiten in der Oberflächenkrümmung der STL-Datei und der großen Datenmenge im STL-Format. Dabei wurden einzelne nicht-uniformen rationalen B-Spline (NURBS)-Oberflächen (auch NURBS-Patches) mit kontinuierlicher Krümmung erzeugt und zu einer Gesamprobe zusammengefügt, siehe (Shojai et al. 2023a).

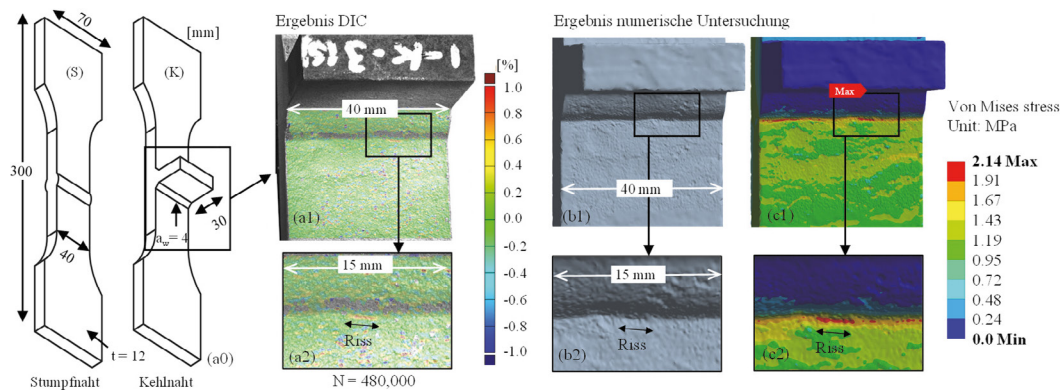


Abbildung 1: (a2) Probengeometrien aus Ermüdungsversuch, (a1-a2) Rissentstehung im DIC-plot, (b1-c2) Ergebnis aus der numerischen Berechnung der Kerbspannungen auf Grundlage der realen Kerbgeometrie aus 3D-scans

Im ersten Schritt der numerischen Untersuchung wird der Einspannvorgang aus dem Versuch simuliert. Beim Einspannen der Probe wird zunächst das obere Ende eingespannt. Durch Imperfektionen in der Probe wie Kantenversatz und Winkerverzug entsteht auf der unteren Seite ein Versatz zur axialen Prüfachse. Dieser Versatz wurde für alle Proben anhand der 3D-Scans ermittelt. Die Probe wurde in der numerischen Berechnung um diesen Versatz verschoben und begradigt. Durch diesen Vorgang sind vor allem bei Kehlnahthe sekundäre Biegespannungen bis zur Streckgrenze des Material (355 N/mm^2) entstanden. Bei Stumpfnähten waren die Spannungen im Schnitt geringer.

Im zweiten Schritt wurde die begradigte Probe mit einer Nennspannung $\sigma_n = 1 \text{ N/mm}^2$ belastet, um die Kerbspannungskonzentrationen der Proben zu berechnen. Die höchsten Spannungskonzentrationen traten erwartungsgemäß an den Nahtübergängen auf und resultieren aus der Schweißnahtgeometrie. Aus der Spannungsverteilung bei Kehlnahtheproben war zu erkennen, dass ein Spannungsgradient von der oberen zur unteren Oberfläche der Probe vorhanden ist, insbesondere im geschweißten Bereich. Diese rührt aus der weiterhin vorhandenen Krümmung in der Probe und ist als Strukturspannung σ_s zu verstehen. Die hohen Spannungskonzentrationen am Nahtübergang resultieren somit aus der Überlagerung der globalen Strukturgeometrie und der lokalen Kerbgeometrie.

Im dritten Schritt wird die Mikrostützwirkung berücksichtigt. Aus der Literatur kann die Mikrostützwirkung mit dem weitverbreiteten Theory of Critical Distance (TCD) nach Taylor (Taylor 2010), bei dem zwischen dem point method und dem line method unterschieden wird, oder durch die normativ verankerter Methode des Ersatzradius von $r = 1 \text{ mm}$ in Anlehnung nach Radaj (Radaj et al. 2013) berücksichtigt werden. Die Anwendung beider Methoden ist hier nicht möglich, da die vorliegenden numerische Modelle auf 3D-Scans basieren, die zum einen eine hohe Anzahl an Einzelkerben haben und zum anderen, eine geometrische Veränderung (wie mit dem Ersatzradius erforderlich wäre) nicht möglich und auch nicht sinnvoll wäre. Daher wurde im Rahmen dieser Studie das implizierte Gradientenmodell nach (Peerlings et al. 1995) verwendet. Hier wird die Mikrostützwirkung numerisch für das ganze Bauteil in einer einzigen Berechnung berücksichtigt, ohne die Geometrie zu verändern oder einzelne Spannungspfade auszuwerten, wie bei den TCD Methoden. Dabei wird die ermüdungswirksame Kerbspannung über ein Volumen, dessen Größe durch einen Wichtungsparemeter a bestimmt wird, gemittelt. In dieser Untersuchung wurde der

Parameter zu $a = 0.01 \text{ mm}^2$ gewählt. Näheres hierzu kann in (Shojai et al. 2024) für korrodierte Proben und (Lang et al. 2017) für geschweißte Bauteile nachgelesen werden.

Im vierten Schritt wird der Einfluss der Eigenspannungen und der sekundären Biegespannungen berücksichtigt. Hierfür wird das Verfahren nach Nykänen und Björk (Nykänen und Björk 2015) verwendet, bei dem die zuvor ermittelten Kerbspannungsamplituden $\Delta\sigma_f$ unter Berücksichtigung der zusätzlichen Mittelspannungen aus Eigenspannung und Biegespannungen, gemäß Gleichung (1) mittlungs-korrigiert wurden:

$$\Delta\sigma_{f,ref} = \frac{\Delta\sigma_f}{\sqrt{1 - R_{local}}} \quad (1)$$

wobei, R_{local} das lokale Mittelspannungsverhältnis unter Berücksichtigung des nichtlinearen Materialverhaltens unter zyklischer Belastung (zyklisches Spannungs-Dehnungs-Verhalten) darstellt. Je nach Höhe der Eigenspannungen und der sekundären Biegespannung ergibt sich für jede Probe ein individuelles Mittelspannungsverhältnis.

Für die Eigenspannungen wurden auf Grundlage von Eigenspannungsmessungen mittels XRD folgende Werte berücksichtigt: $\sigma_{res} = 230 \text{ N/mm}^2$ für as-welded, $\sigma_{res} = -20 \text{ N/mm}^2$ für reinigungsgestahlte und $\sigma_{res} = 40 \text{ N/mm}^2$ für korrodierte Proben. Näheres hierzu kann aus (Shojai et al. 2023a) entnommen werden.

Ergebnisse:

Es konnte gezeigt werden, dass die Rissstellen aus den Versuchen in den meisten Fällen mit den numerisch vorhergesagten Stellen übereinstimmen (siehe Abbildung 1). In Abbildung 2 (a) sind alle Ermüdungsversuche, inklusive Stumpf- und Kehlnahtproben sowie den unterschiedlichen Oberflächenzuständen, auf Grundlage der Nennspannungsamplituden in einem Diagramm dargestellt.

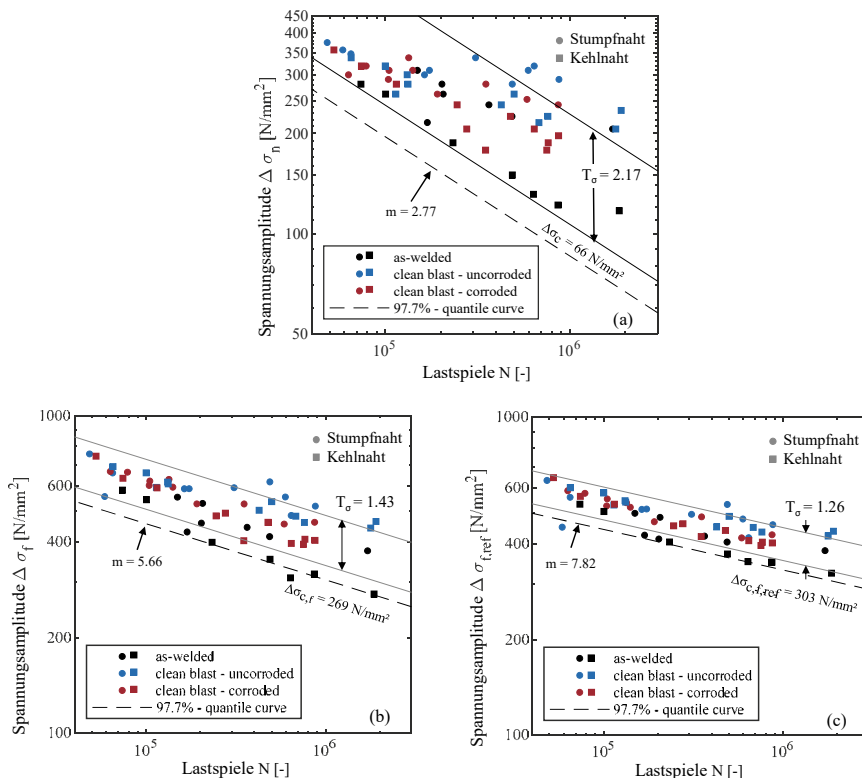


Abbildung 2: Ergebnisse aus allen Ermüdungsversuchen auf Basis (a) der Nennspannungsamplitude, (b) der Kerbspannungsamplitude, (c) der mittlungs-korrigierter Kerbspannungsamplitude

Daraus ergibt sich eine Streuung von $T_\sigma = 2,17$. Wenn nun die Ergebnisse auf Basis der ermittelten Kerbspannungsamplituden dargestellt werden (siehe Abbildung 2 (b)) kann die Streuung auf $T_\sigma = 1,43$ reduziert werden. Trotz der Reduktion sind jedoch klare Unterschiede zwischen den unterschiedlichen Oberflächenzuständen zu erkennen. Durch die Mittelspannungskorrektur, die aufgrund den Eigenspannungen für alle Zustände unterschiedlich ausfallen, kann eine weitere Reduktion der Streuung auf $T_\sigma = 1,26$ erreicht werden (Abbildung 2 (c)). Trotz weiterer Reduktion ist ein Unterschied zwischen den Oberflächenzuständen feststellbar. Dies kann damit begründet werden, dass für alle Proben dasselbe Materialverhalten unterstellt wurde, obwohl es einen Unterschied z.B. zwischen den korrodierten Proben und den reinigungsgestrahltten Proben gibt, da durch Korrosion das oberflächennahe Material zum Teil versprödet. Eine weitere Reduktion der Streuung könnte somit erreicht werden, wenn das Materialverhalten genauer berücksichtigt wird. Unabhängig davon entspricht $T_\sigma = 1,26$ einer relativ geringen Streuung und zeigt auf, dass durch die Berücksichtigung der Kerbgeometrie und der Eigenspannungen die großen Unterschiede aus den Ermüdungsversuchen auf wenige Parameter reduziert werden können.

Literatur

- [1] Lang, R.; Ladinek, M.; Lener, G. (2017): Über die Anpassung eines fortschrittlichen Stützwirkungsansatzes für das Kerbspannungskonzept. In: *Stahlbau* 86 (6), S. 470–482. DOI: 10.1002/stab.201710494.
- [2] Nykänen, Timo; Björk, Timo (2015): Assessment of fatigue strength of steel butt-welded joints in as-welded condition – Alternative approaches for curve fitting and mean stress effect analysis. In: *Marine Structures* 44, S. 288–310. DOI: 10.1016/j.marstruc.2015.09.005.
- [3] Peerlings, R. H.; Borst, R. de; Brekelmans, W. A. M.; Vree, J. H. P. de (1995): 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 ; [a book in memoriam of Juan Carlos Simo. Swansea: Pineridge Press (Computational plasticity: fundamentals and applications), S. 975–986.*
- [4] Radaj, D.; Lazzarin, P.; Berto, F. (2013): Generalised Neuber concept of fictitious notch rounding. In: *International Journal of Fatigue* 51, S. 105–115. DOI: 10.1016/j.ijfatigue.2013.01.005.
- [5] Shojai, Sulaiman; Brömer, Tim; Ghafoori, Elyas; Schaumann, Peter (2023a): Application of local fatigue approaches on corroded welded joints with consideration of weld geometry and residual stresses. In: *Theoretical and Applied Fracture Mechanics*, S. 104215. DOI: 10.1016/j.tafmec.2023.104215.
- [6] Shojai, Sulaiman; Brömer, Tim; Ghafoori, Elyas; Woitzik, Christian; Braun, Moritz; Köhler, Markus; Schaumann, Peter (2023b): Assessment of corrosion fatigue in welded joints using 3D surface scans, digital image correlation, hardness measurements, and residual stress analysis. In: *International Journal of Fatigue* 176, S. 107866. DOI: 10.1016/j.ijfatigue.2023.107866.
- [7] Shojai, Sulaiman; Schaumann, Peter; Ghafoori, Elyas (2024): Micro-support effect consideration in fatigue analysis of corroded steel based on real surface geometry. In: *Journal of Constructional Steel Research* 212, S. 108259. DOI: 10.1016/j.jcsr.2023.108259.
- [8] Taylor, David (2010): *The theory of critical distances. A new perspective in fracture mechanics.* Amsterdam, London: Elsevier.

Lebensdauererlängerung von Bestandskranbahnträgern

Matthias Winkler¹ und André Dürr²

¹Institut für Bau- und Materialforschung Hochschule München, Karlstraße 6, München, Deutschland

E-Mail: mwinkler@hm.edu, E-Mail: andre.duerr@hm.edu

ZUSAMMENFASSUNG

Brückenkrane sind ein elementares Bindeglied in der Prozesskette industrieller Betriebe. Geschätzt haben über 30 % der Bestandskranbahnen ihre geplante Nutzungsdauer überschritten. Für eine Weiternutzung nach Ablauf der Nutzungsdauer existieren momentan keine normativen Regelungen. Das Forschungsprojekt „NE-Industriebau“ an der Hochschule München untersuchte verschiedene Ertüchtigungs- und Verstärkungsmethoden, um die Lebensdauer von vorgeschädigten Bestandskranbahnträgern zu verlängern, um eine sichere Weiternutzung zu ermöglichen.

1 Einleitung

Kranbahnträger sind zyklisch beanspruchte Tragwerke, wodurch ein Ermüdungsnachweis erforderlich ist in, welcher eine geplante Nutzungsdauer festlegt. Geschätzt haben über 30 % der Bestandskranbahnen diese Nutzungsdauer überschritten [Seeßelberg, 2021] diese sich in einer normativ nicht geregelten Phase befinden, da für die Weiternutzung keine Regelwerke vorhanden sind. Nach Ablauf der rechnerischen Lebensdauer des im Nachweis maßgebenden Kerbdetails steigt die Wahrscheinlichkeit für das Auftreten von Ermüdungsrissen. Ein nicht entdeckter Riss kann zum unangekündigten Versagen des Tragwerks führen und schlimmstenfalls Personenschäden zur Folge haben. Ein sofortiger Austausch der Kranbahn nach Ablauf der geplanten Nutzungsdauer ist allerdings aus wirtschaftlichen Gründen häufig nicht möglich. Es stellt sich daher die Frage wie ein zeitweiser sowie sicherer Weiterbetrieb der Kranbahn ermöglicht werden kann. Im Zuge des Forschungsprojekts „NE-Industriebau – Nachhaltige Erhaltung von bestehenden Industrieanlagen“ [Dürr und Winkler, 2024] an der Hochschule München wurden verschiedene Methoden zur Ertüchtigung und Verstärkung von vorgeschädigten Bestandskranbahnen untersucht. Hierbei kamen Schweißnahtnachbehandlungsmethoden wie Schleifen oder hochfrequente Hämmerverfahren (HFH) und die lokale Verstärkung von Kerbdetails mit Stahllamellen zum Einsatz.

2 Forschungsprojekt „NE-Industriebau“

2.1 Versuchsprogramm

Um die Anwendbarkeit der oben genannten Verstärkungsmethoden auf vorgeschädigte Kranbahnträger zu untersuchen, wurden 94 Ermüdungsversuche in 6 Versuchsreihen an den kranbahntypischen Kerbdetails Quersteife (QS), aufgeschweißte Schienenklemme (SK) und seitliches Knotenblech (KB), siehe Abbildung 1, mit verschiedenen Vorschädigungsgraden durchgeführt. Hierfür wurden per MAG-Verfahren Probekörper (PK) aus Flachblechen (S355) hergestellt. Die axialen Wöhlerversuche (Einstufenkollektiv) wurden in einem Resonanzpulsator mit einem Lastverhältnis $R = 0,1$ durchgeführt. Als Abbruchkriterium wurde eine Frequenzabweichung von $\Delta f = -0,1$ Hz festgelegt. Die Serie A diente der Ermittlung der

charakteristischen Ermüdungsfestigkeit $\Delta\sigma_{C,95\%}$ der einzelnen Kerbdetails ohne Verstärkung und Vorschädigung. Für die Serie B wurden die PK ohne Vorschädigung nachbehandelt. Für die Serie C wurden die PK anhand der in Serie A ermittelten Ermüdungsfestigkeit $\Delta\sigma_{C,95\%}$ mit der Lastwechselzahl $N_{D=1}$, siehe Gleichung 1, bis zur Schädigungssumme $D = 1$ vorgeschädigt, per Farbeindringverfahren auf Risse überprüft, anschließend HFH-nachbehandelt und bis zum Abbruchkriterium geprüft. Für die Serie D wurde ebenso verfahren, nur dass die Nahtübergänge überschleifen bzw. ausgefräst wurden. Um die Eignung verschiedener Verbinder für die lokale Verstärkung mit Stahllamellen zu untersuchen, wurden für die Serie E KB-PK im as-welded Zustand mit Flachblechen 100x6 verstärkt. Für die Serie F wurden KB-PK mit $N_{D=1}$ vorgeschädigt, per Farbeindringverfahren auf Risse überprüft, anschließend mit Stahllamellen verstärkt und bis zum Abbruchkriterium geprüft. Das Versuchsprogramm ist in Tabelle 1 zusammengefasst.

$$N_{D=1} = \left(\frac{\Delta\sigma_{C,95\%}}{\Delta\sigma} \right)^3 * 2 * 10^6 \quad (1)$$

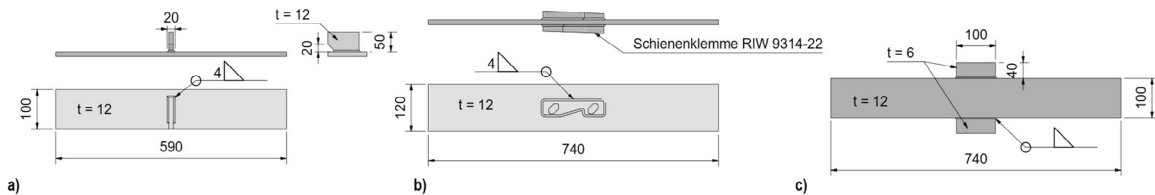


Abbildung 1: Probekörper – a) Quersteife, b) aufgeschweißte Schienenklemme, c) seitliches Knotenblech

Tabelle 1: Übersicht – Versuchsreihen

Serie	Beschreibung	Vorschädigung D [-]	Verstärkungsmethode	Anzahl Prüfkörper
A	Referenz (as-welded)	0	-	26
B	Referenz (HFH)	0	HFH	17
C	Vorgeschädigt (HFH)	1,0	HFH	14
D	Vorgeschädigt (Schleifen/Fräsen)	1,0	Schleifen/Fräsen	9
E	Lamelle (as-welded)	0	Stahllamelle	25
F	Lamelle (vorgeschädigt)	1,0	Stahllamelle	3

2.2 Ergebnisse Serie A + B – Referenz ohne Vorschädigung

Die unbehandelten PK (Serie A) versagten alle am Nahtübergang. Bei Serie B wurden die KB-PK 1-3 nur am Nahtübergang behandelt, wobei es zu Rissen neben der Hammerspur kam. Die KB-PK 4-6 wurden großflächig behandelt, vgl. Abbildung 2. Dies resultierte in Wurzelrissen und einer gesteigerten Lebensdauer gegenüber der PK 1-3. In Abbildung 3 sind die Versuchsergebnisse der Serien A und B als Wöhlerdiagramm dargestellt.



Abbildung 2: HFH-Nachbehandlung am seitlichen Knotenblech – links) einfache Hammerspur: PK 1-3, rechts) großflächige Nachbehandlung: PK 4-6

Bei den SK-PK mit HFH-Nachbehandlung kam es zu Rissen in der Hammerspur oder in den unbehandelten Flankennähten, da nur die Stirnseiten behandelt wurden. Bei den Quersteinen kam es immer zu Rissen in der Hammerspur.

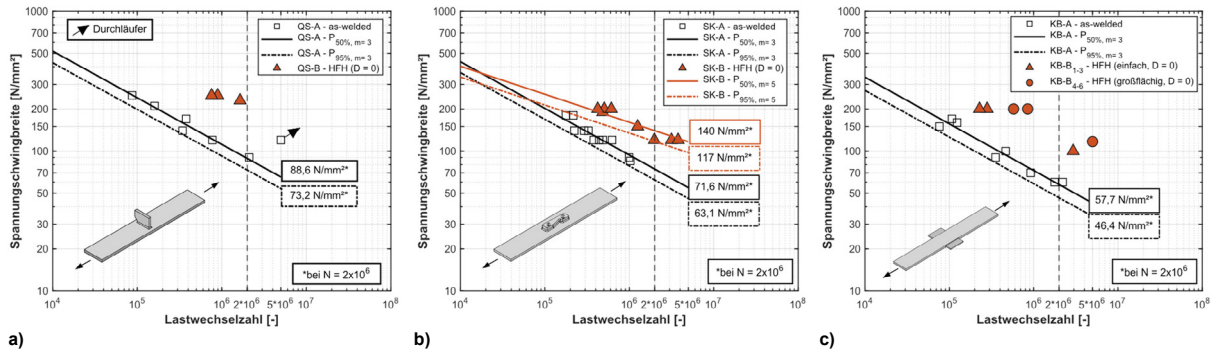


Abbildung 3: Wöhlerdiagramme Serie A + B – a) Quersteife, b) Schienenklemme, c) Knotenblech

2.3 Ergebnisse Serie C + D – Nachbehandelt mit Vorschädigung

Für die Serien C und D wurden die PK bis $N_{D=1}$ zyklisch vorbelastet und anschließend per Farbeindringverfahren geprüft. Hierbei konnten bis auf den SK-PK C-1 keine Anrisse festgestellt werden. Die PK der Serie C wurden anschließend HFH-nachbehandelt, die PK der Serie D mit einer Fächerscheibe überschleift (SK, KB). Da beim Detail der Quersteife die Nachbehandlung mittels Winkelschleifer durch das Stegblech (in der realen Einbausituation) behindert wird, wurden die Nahtübergänge der Quersteife mittels Frässtift ausgefräst. Die Ergebnisse sind als Wöhlerdiagramme in Abbildung 4 dargestellt. Es zeigte sich, dass durch die Nachbehandlungsverfahren auch mit Vorschädigung ohne Anriss eine Verlängerung der Lebensdauer erreicht werden konnte. Auch hier konnte bei den KB-PK eine weitere Lebensdauererweiterung durch die großflächige HFH-Nachbehandlung (KB-C-4 bis 6) erreicht werden. Die Fächerscheibe zeigte dabei die geringste Effektivität.

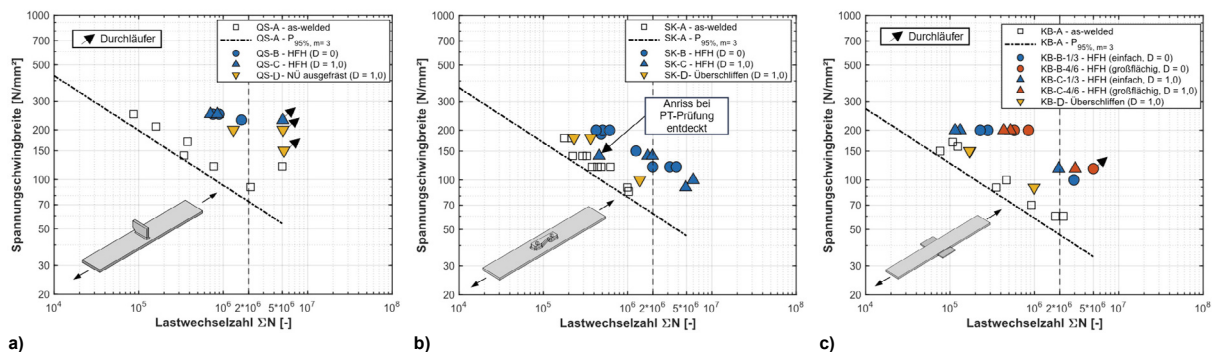


Abbildung 4: Wöhlerdiagramme Serie A + B – a) Quersteife, b) Schienenklemme, c) Knotenblech

2.4 Ergebnisse Serie E + F - Stahllamellenverstärkung

Für die Applikation der Stahllamellen an die KB-PK wurden neben typischen Verfahren wie Schweißen, HV- und Passschrauben auch die Verfahren Schweißen mit HFH-Nachbehandlung, gewindefurchende Schrauben und Schließringbolzen verwendet. Die Ergebnisse der Serie E (Verstärkung ohne Vorschädigung) sind in Abbildung 5 dargestellt. Mit den Verbindern HV-Schraube und Schließringbolzen ließ sich eine durchschnittlich 14-fache

Lebensdauererweiterung erreichen, mit den Verbindern Pass- und gewindefurchende Schrauben und Schweißnaht + HFH eine durchschnittlich 7,5-fache. Die Schweißung ohne HFH-Nachbehandlung zeigte keine effektive Lebensdauererweiterung. Für die Serie F wurden die KB-PK wie bei Serie C/D vorgeschädigt, auf Risse überprüft und anschließend Stahllamellen (Verbinder: gewindefurchende Schrauben) verstärkt. Die Ergebnisse der Serie F sind in Tabelle 2 zusammengefasst. Es zeigte sich, dass auch mit Vorschädigung eine lokale Verstärkung zu einer effektiven Lebensdauererweiterung führen kann.

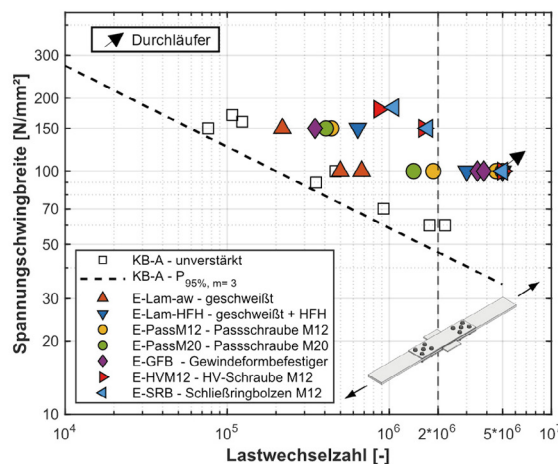


Abbildung 5: Wöhlerdiagramm Serie E

Tabelle 2: Versuchsergebnisse Serie F (Verbinder: gewindefurchende Schraube)

Serie	PK-Nr.	$\Delta\sigma$ [N/mm ²]	Vorschädigung D [-]	$\Sigma N = N_{D=1} + N$ [-]	$N_{50\%,aw}$ [-]	$\frac{\Sigma N}{N_{50\%,aw}}$ [-]
F	1	150		359.624	113.837	3,2
	2	100	1,0	4.027.892	384.200	10,5
	3	100		3.980.585	384.200	10,4

3 Ausblick

Zusätzlich sollen durch Versuche an Trägern mit Quersteifen verschiedene Lamellenapplikationstechniken weiter untersucht werden. Rissfortschrittsmessungen an verstärkten Probekörpern ergänzen das Versuchsprogramm, welches eine Grundlage für numerische Untersuchungen zur Erweiterung des Parameterbereichs schafft. Die Erkenntnisse sollen abschließend in ein Sicherheitskonzept für den Weiterbetrieb von bestehenden Kranbahnen überführt werden.

4 Literatur

- [1] Dürr, A. und Winkler, M. (2024), " Abschlussbericht: Nachhaltige Erhaltung von bestehenden Industrieanlagen — Lebensdauererweiterung von zyklisch beanspruchten Stahlkonstruktionen", Hochschule München.
- [2] Seeßelberg, C.(2021), " Typische Fehler bei Planung, Fertigung und Betrieb von Kranbahnträgern und ihre Vermeidung.", *Stahlbau - Sonderheft Kranbahnen 2021*, Ernst & Sohn Verlag, pp. 2–13.

Lebensdauerabschätzung HFH-behandelter Schweißverbindungen unter betriebsnaher Beanspruchung

Daniel Löschner¹, Imke Engelhardt¹, Thomas Ummenhofer²

¹ Institut für Material- und Bauforschung, Hochschule München, Deutschland
E-Mail: loeschner.daniel@hm.edu

² KIT Stahl- und Leichtbau, Versuchsanstalt für Stahl, Holz und Steine, Karlsruhe, Deutschland

ZUSAMMENFASSUNG

Die DAST-Richtlinie 026 bietet die Möglichkeit zur Ermüdungsbemessung geschweißter, HFH-behandelter Stahlverbindungen. Die Richtlinie ist auf spezifische Konstruktionsdetails beschränkt, für die die Lebensdauerberechnung auf Basis von Nennspannungen unter Annahme eines elastischen Werkstoffverhaltens erfolgt. Diese Arbeit evaluiert die Anwendbarkeit des Kerbdehnungskonzeptes zur Vorhersage der Lebensdauer von HFH-behandelten Schweißverbindungen unter betriebsnaher Beanspruchung. Unter Verwendung von Ermüdungsversuchsdaten an Quersteifen aus S355J2+N wird ein modifizierter Ansatz untersucht, bei dem zyklische Materialkennwerte und prozessinduzierte Druckeigenstressungen und Härtesteigerungen berücksichtigt werden. Die Anwendung des Kerbdehnungskonzeptes könnte somit zu einer wichtigen Methodik für die lebensdauerorientierte Auslegung von HFH-behandelten Schweißverbindungen unter Betriebsbeanspruchung des Brücken-, Kran- und Anlagenbaus werden. Ziel ist es, eine Methode zu etablieren, die zuverlässig und effektiv das Potenzial von HFH-behandelten Schweißverbindungen abbildet und Einflussfaktoren realitätsnaher Betriebslasten auf die Lebensdauer differenziert bewertet.

1 Einleitung

Im Jahr 2019 veröffentlichte der Deutsche Ausschuss für Stahlbau die DAST-Richtlinie 026 [DAST-Richtlinie 026 (2019)] zur Ermüdungsbemessung geschweißter Stahlverbindungen bei Anwendung von höherfrequenten Hämmerverfahren (HFH). Dieser Richtlinie liegt eine Vielzahl von Studien zugrunde, die bestätigen, dass durch die Anwendung der HFH-Behandlung das Ermüdungsverhalten und somit die Lebensdauer von Schweißverbindungen erheblich verbessert werden kann. Die Richtlinie evaluiert die Steigerung der Ermüdungsfestigkeit unter Berücksichtigung der Stahlgüte, der konstruktiven Ausführung der Schweißverbindung und des Spannungsverhältnisses der Beanspruchung. Zurzeit beschränkt sich die Anwendung der Richtlinie auf drei Kerbdetails – unbelastete Längssteife, Quersteife und quer belastete Stumpfnaht. Die Bemessung unter zyklisch variabler Beanspruchung erfolgt durch lineare Akkumulation der Schädigung nach der Miner-Regel gemäß der DIN EN 1993 Teil 1-9 [DIN EN 1993-1-9 (2010)]. Die betriebsfeste Auslegung erfolgt anhand von Nennspannungen unter Annahme eines elastischen Werkstoffverhaltens. Einflüsse aus Werkstoff, Imperfektionen, Geometrie und Eigenstressungen werden durch die Zuordnung zu der entsprechend Kerbfallklasse auf der Widerstandsseite implizit berücksichtigt. Das Konzept zur Lebensdauerprognose ist einfach und nahezu universell einsetzbar, jedoch können die errechneten Lebensdauerwerte stark von der Wirklichkeit abweichen. Die Ungenauigkeit der Miner-Regel kann darauf zurückgeführt werden, dass Reihenfolgeeffekte und damit mögliche Wechselwirkungen zwischen großen, mittleren und kleinen Spannungsamplituden in der Bemessung nicht berücksichtigt werden [Haibach, 2006]. Daher können Einflüsse aus Belastungsreihenfolge, Überlasten und Eigenstressungen bei der Lebensdauerabschätzung

nicht explizit berücksichtigt werden. Um eine präzisere betriebsfeste Auslegung für HFH-behandelte Schweißnahtdetails bei komplexen Beanspruchungsabläufen zu erreichen, sollte die Schädigungsakkumulationsrechnung von dem tatsächlichen, zyklischen Spannungs-Dehnungsverhalten im Kerbgrund ausgehen. Die Motivation dieser Arbeit ist es, die Anwendbarkeit des Kerbdehnungskonzeptes zur Lebensdauerabschätzung HFH-behandelter Schweißverbindungen zu prüfen, um folgend die Einflussfaktoren betriebsnaher Beanspruchung auf die Ermüdungsverhalten differenziert bewerten zu können.

2 Experimentelle Untersuchungen

Für die Abschätzung der Lebensdauer HFMI-behandelter Schweißverbindungen mithilfe des Kerbgrundkonzeptes werden Daten aus Ermüdungsversuchen an einseitig aufgeschweißten Querstreifen aus [Schiller et al., 2021] und [Löschner et al., 2022] herangezogen. In diesen Beitrag fließen die Ergebnisse der Versuche unter konstanter (CAL) und variabler Lastamplituden (VAL) mit zufälliger Belastungsfolge eines p(1/3)- und eines Linearkollektivs ein. Die Lastkollektive, Belastungszeitfolge und die Geometrie der Probekörper sind in Abbildung 1 dargestellt. Beide Kollektivformen wurden auf einen Umfang von $H_0 = 2 \cdot 10^5$ Lastwechsel gekürzt.

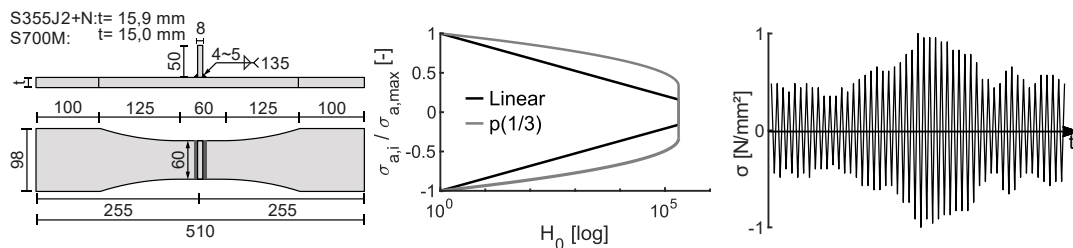


Abbildung 1: Probekörper, Lastkollektive und Beanspruchungszeitfolge

3 Anwendung des Kerbgrundkonzeptes

Das Kerbgrundkonzept ist in der Literatur in verschiedenen Formen zu finden. Die Varianten unterscheiden sich vor allem in der Bestimmung der lokalen Spannungen und Dehnungen. So werden z. B. erweiterte Kerbnäherungsmethoden angewandt oder unterschiedliche Parameter verwendet, um die Schädigung der jeweiligen Spannungs-Dehnungs-Hysterese zu bewerten. Grundlegend ist das Konzept darauf beschränkt, die Lebensdauer von Bauteilen bis zu einer bestimmten Risstiefe (typischerweise 1 mm) zu beschreiben. Daher kann die Rissausbreitung mit diesem Ansatz nicht abgebildet werden. Die Bewertung basiert auf elastisch-plastischen Spannungen, die mit Hilfe von Kerbnäherungsmethoden aus linear-elastischen Spannungen abgeschätzt werden können. Diese linear-elastischen Spannungen werden in Finite-Element-Berechnungen ermittelt. In dieser Arbeit wurden die linear elastischen Spannungen unter Berücksichtigung der gemessenen Schweißnahtgeometrie anhand eines 2D-Modells im ebenen Dehnungszustand berechnet. Für die Diskretisierung des Modells kamen Elemente mit quadratischer Ansatzfunktion zum Einsatz. Für die Transformation linear-elastischer Zustände in elastisch-plastische Spannungen und Dehnungen über ein Kerbnäherungsverfahren ist die Kenntnis des einachsigen zyklischen Materialverhaltens essenziell, welches durch die Beziehung nach [Ramberg and Osgood, 1943] durch die Gleichung (1) charakterisiert wird.

$$\varepsilon = \frac{\sigma}{E} + \left(\frac{\sigma}{K'}\right)^{\frac{1}{n'}} \quad (1)$$

Die Schädigungsparameter-Wöhlerlinie stellt die zweite wichtige Eingangsgröße dar, die für die Bestimmung der Lebensdauer von Schweißverbindungen nach dem Kerbdehnungskonzept erforderlich ist. In diesem Beitrag stützt sich Berechnung der Anrisslebensdauer auf den modifizierten Schädigungsparameter P_{RAM} . P_{RAM} wurde zunächst aufgrund des reduzierten

Berechnungsaufwands verwendet, den er gegenüber dem komplexeren, aber höherwertigerem Parameter P_{RAJ} aufweist. Die Lebensdauer kann analytisch durch die Gleichung (2) mit den Coffin-Manson Parametern beschrieben werden.

$$P_{RAM} = P_{SWT} = \sqrt{\sigma_f'^2 \cdot (2N)^{2b} + \sigma_f' \cdot \varepsilon_f' \cdot E \cdot (2N)^{b+c}} \quad (2)$$

Korrespondierend zu den Parametern der Ramberg-Osgood-Beziehung müssen die Kenngrößen der Schädigungswöhlerlinie für jede am Nachweispunkt vorliegende Werkstoffeigenschaft bestimmt werden. Eine direkte Bestimmung über dehnungskontrollierte Ermüdungsversuche ist jedoch für HFH-behandelte Randschichten kaum möglich. Eine Probenahme mit üblichen Methoden ist aufgrund der geringen Schichtdicke (<0,3 mm) und des hohen Härtegradienten nicht realisierbar [Lüke et al., 2020]. Alternativ können diese Werte durch die vorliegende Härte abgeschätzt werden [Lopez and Fatemi, 2012; Roessle, 2000]. Folglich wird der Effekt der durch die Behandlung gesteigerten Randschicht Härte auf die Lebensdauer bei Anwendung des Kerbgrundkonzeptes einbezogen. Der ermüdungsfestigkeitssteigernde Einfluss induzierter Druckeigenstressungen wird über die Verschiebung lokal auftretender Spannungshysteresen berücksichtigt. Dabei wird lediglich der Anteil an Eigenstressungen angesetzt, welcher während der Beanspruchung erhalten bleibt. Hierzu werden umfangreiche Eigenstressmessungen aus [Löschner et al., 2023] herangezogen. Einflüsse aus der Oberflächenrauheit auf die Schädigungsparameterwöhlerlinie werden über den Faktor $K_{R,P}$ nach [Fiedler et al., 2019] berücksichtigt.

4 Ergebnisse und Diskussion

Die Ergebnisse der Abschätzung der Ermüdungslebensdauer HFH-behandelter Probekörper des Werkstoffes S355J2+N ist in Abbildung 2 veranschaulicht. Hier werden die berechneten Rissinitiationslebensdauern ($N_{i,rech}$) und die experimentellen Lebensdauern bis zum Bruch ($N_{f,exp}$) gegenübergestellt. Wie in [Schiller et al., 2021] und [Löschner et al., 2022] beschrieben, ging die Rissinitiation und das endgültige Versagen der HFH-behandelten Proben vom Grundwerkstoff im Abstand 2-5 mm vor dem Schweißnahtübergang aus. Es wird angenommen, dass die Ermüdungsfestigkeit durch die HFH-Behandlung lokal über die Festigkeit des Grundmaterials hinaus erhöht wurde. Um diesen Effekt numerisch durch Anwendung des Kerbdehnungsansatzes zu erfassen, wird zusätzlich zur Lebensdauer der HFH-behandelten Randschicht die des Grundwerkstoffes abgeschätzt.

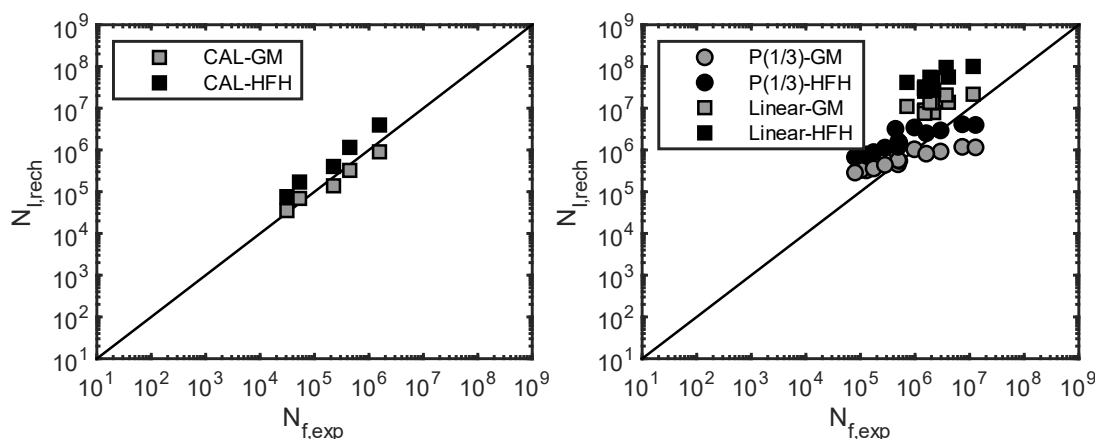


Abbildung 2: Berechnete Lebensdauern unter CAL (links) und VAL (rechts) für das Versagen im Grundwerkstoff (GM) und in der HFH-behandelten Zone (HFH)

Im Falle einer konstanten Amplitudenbeanspruchung wird eine gute Vorhersagegenauigkeit der Ermüdungslebensdauer für den Bereich des Grundwerkstoffs, mit einer leichten Überschätzung im Bereich zwischen 10^4 und 10^5 Schwingspielen erreicht. Basierend auf den Ergebnissen der rechnerischen Lebensdauerabschätzung und den experimentellen Untersuchungen lässt sich die Aussage bestärken, dass infolge der HFH-Behandlung die Ermüdungsbeständigkeit von Schweißverbindungen über das Niveau des Grundwerkstoffes hinaus gesteigert werden kann. Unter variablen Lastamplituden führt der Ansatz zu nicht-konservativen Ergebnissen. Die Unschärfe der Lebensdauer vorhersage unter VAL könnte durch die Wahl des Schädigungsparameters begründet sein. Durch variable Lastamplituden werden im Werkstoff unterschiedliche plastische Verformungen hervorgerufen. Einem großen Schwingspiel folgend kann ein kleines durch die bereits entstandenen plastischen Verformungen eine größere Schädigung hervorrufen. P_{RAM} berücksichtigt zwar einen Teil dieses Reihenfolgeefflusses durch die Kerbnäherungsbeziehung mit elastisch-plastischem Materialverhalten. Jedoch vernachlässigt P_{RAM} die Interaktion zwischen Rissöffnung und -schließung, die während der zyklischen Be- und Entlastung auftritt, und somit die Auswirkungen ausgeprägter Reihenfolgeeffekte auf die Lebensdauer. Deshalb wird fortlaufend untersucht, ob durch die Anwendung des Schädigungsparameters P_{RAJ} , eine bessere Treffsicherheit bei der Lebensdauerabschätzung unter variablen Amplituden erzielt wird. Dieser kann den Effekt des Rissöffnens und -schließens abbilden, so dass genauere Prognosen zur Lebensdauer zu erwarten sind.

5 Fazit und Ausblick

Die Anwendbarkeit eines modifizierten Kerbdehnungskonzeptes zur Vorhersage der Ermüdungslebensdauer von HFMI-behandelten Querstreifen unter variabler Amplitudenbelastung wurde untersucht. Dabei wurden zyklische Materialkennwerte für das Grundmaterial und die HFH-behandelte Zone über die Härte abgeschätzt. Mit dem Parameter P_{RAM} wurde die Schädigung für jede geschlossene Hysterese der Beanspruchung unter Berücksichtigung der während der Belastung verbleibenden Eigenspannungen sowie des Einflusses der Oberflächenrauheit berechnet. Bei konstanten Lastamplituden liefert das Konzept eine präzise Lebensdauer vorhersage. Bei variablen Lastamplituden hingegen wird eine nicht-konservative Abschätzung erzielt. Dies kann auf die Wahl des Schädigungsparameters zurückzuführen sein. Weitere Untersuchungen zum Einfluss des Schädigungsparameters P_{RAJ} auf die Lebensdauerbewertung von HFH-behandelten Schweißverbindungen unter betriebsnahen Beanspruchungen sind vorgesehen. Um den vorgestellten Ansatz weiter zu verifizieren, müssen zusätzliche experimentelle Daten einbezogen werden. Dazu muss die Zuverlässigkeit des Ansatzes unter dem Einfluss variierender Parameter wie Werkstoff, Kerbgeometrie, Spannungsverhältnis und Kollektivform überprüft werden.

6 Literatur

- [1] DAST-Richtlinie 026 (2019), "Ermüdungsbemessung bei Anwendung höherfrequenter Hämmerverfahren", Stahlbau Verlags- und Service GmbH, Stahlbau, Düsseldorf.
- [2] DIN EN 1993-1-9 (2010), "Eurocode 3: Bemessung und Konstruktion von Stahlbauten - Teil 1-9: Ermüdung", Deutsches Institut für Normung e.V., Beuth Verlag GmbH, Berlin.
- [3] Fiedler, M., et al. (2019), "Richtlinie Nichtlinear - Rechnerischer Festigkeitsnachweis unter expliziter Erfassung nichtlinearen Werkstoffverformungsverhaltens für Bauteile aus Stahl, Stahlguss und Aluminiumknetlegierungen", VDMA Verlag GmbH, Frankfurt am Main.
- [4] Haibach, E. (2006), "Betriebsfestigkeit - Verfahren und Daten zur Bauteilberechnung", Springer, Berlin.
- [5] Lopez, Z. & Fatemi, A. (2012), "A method of predicting cyclic stress-strain curve from tensile properties for steels," *Materials Science and Engineering: A*, 556 DOI: 10.1016/j.msea.2012.07.024:540–550.

- [6] Löschner, D., et al. (2022), "Sequence effect of as-welded and HFMI-treated transverse attachments under variable loading with linear spectrum," *Welding in the World* DOI: 10.1007/s40194-022-01302-8.
- [7] Löschner, D., et al. (2023), "Residual stress stability of HFMI-treated transverse attachments under variable amplitude loading with the P(1/3) and the linear spectrum," *Welding in the World*, 67 DOI: 10.1007/s40194-023-01491-w:1545–1557.
- [8] Luke, M., et al. (2020), "Rechnergestütztes Bewertungskonzept zum Nachweis der Lebensdauererlängerung von mit dem Hochfrequenz-Hämmerverfahren (HFMI) behandelten Schweißverbindungen aus hochfesten Stählen. Berichtszeitraum 1.1.2017 - 31.12.2019. Abschlussbericht 20.05.2020.
- [9] Ramberg, W. & Osgood, W. R (1943), "Description of stress-strain curves by three parameters, National Advisory Committee for Aeronautics, Washington D.C., 902.
- [10] Roessle, M. (2000), "Strain-controlled fatigue properties of steels and some simple approximations," *International Journal of Fatigue*, 22 DOI: 10.1016/S0142-1123(00)00026-8:495–511.
- [11] Schiller, R., et al. (2021), "Sequence effect of p(1/3) spectrum loading on service fatigue strength of as-welded and high-frequency mechanical impact (HFMI)-treated transverse stiffeners of mild steel," *Welding in the World*, 65 DOI: 10.1007/s40194-021-01121-3:1821–1839.

Zum Einfluss von Schweißnahtimperfectionen auf die Ermüdungsfestigkeit von Stahlbauteilen

Helen Bartsch¹

¹ Institut für Stahlbau, RWTH Aachen University, Mies-van-der-Rohe-Str. 1, 52074 Aachen
E-Mail: h.bartsch@stb.rwth-aachen.de

Zusammenfassung

Der Beitrag adressiert die Auswirkung fertigungsbedingter Schweißnahtimperfectionen in ermüdungsbeanspruchten Stahlkonstruktionen. Es wurde eine Methodik zur Bestimmung von Kerbfällen in Abhängigkeit von der Größe der Schweißnahtimperfectionen entwickelt. Diese innovative Herangehensweise verbessert nicht nur das Verständnis des Einflusses von Imperfectionen auf die Ermüdungsfestigkeit, sondern steigert auch die Kosten- und Ressourceneffizienz im Nachweiskonzept gegen Ermüdungsversagen.

1. Einleitung

In jeder Schweißnaht treten fertigungsbedingte Schweißnahtimperfectionen auf, die in ermüdungsbeanspruchten Stahlkonstruktionen eine größere Rolle spielen als in vorwiegend ruhend beanspruchten Stahlbauten [1]. Die Ermüdungsfestigkeitswerte geschweißter Details nach DIN EN 1993-1-9 [2] sind allerdings nur unzureichend mit dem Qualitätsniveau der Schweißverbindungen verknüpft. Denn die Größen tolerierbarer Imperfectionen für ermüdungsbeanspruchte

Konstruktionen werden i. d. R. pauschal gemäß „Bewertungsgruppe B“ der DIN EN ISO 5817 [3] eingeschränkt. Die Grenzwerte der Bewertungsgruppen sind jedoch ohne wissenschaftlichen Hintergrund festgelegt worden, sodass die tatsächlichen Grenzwerte unbekannt sind, und es zeigt sich, dass der quantitative Einfluss von Schweißnahtimperfectionen auf die Ermüdungsfestigkeit von Stahlbaudetails bislang unzureichend erforscht ist.

Dies bot den Anlass eine Methodik zu entwickeln, mit der Kerbfälle in Abhängigkeit von der Größe der Schweißnahtimperfectionen bestimmt werden können [1], Bild 1.

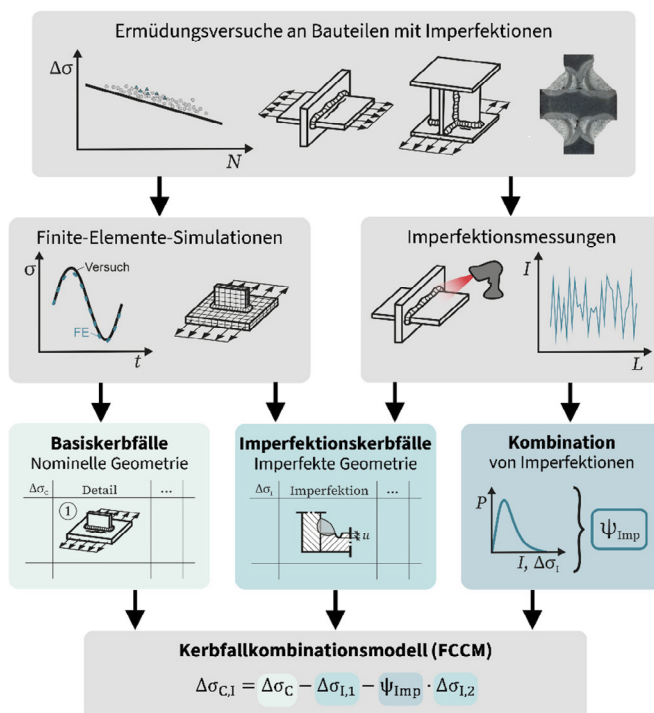


Bild 1: Vorgehen [1]

2. Experimentelle Ermittlung der Ermüdungsfestigkeit von Details mit Schweißnahtimperfectionen

Es wurden zunächst experimentelle Untersuchungen zur Ermüdungsfestigkeit geschweißter Details durchgeführt. Die Ermüdungsversuche umfassen 30 Kreuzstoßprüfkörper [4, 5] und 15 Querstreifenprüfkörper [6, 7] mit äußeren und inneren Schweißnahtimperfectionen. Bild 2 zeigt beispielhafte Makro- und Mikroschliffe untersuchter Kreuzstoßprüfkörper mit fehlender Durchschweißung und Zwischenlagenbindefehler.

Ausführliche 3D-Laserscans und Ultraschallprüfmethoden dienen der genauen Erfassung der Imperfectionen. Die experimentellen Untersuchungen zeigen, dass eine Einbrandkerbe am Übergang der Schweißnaht zu einer Reduktion der Ermüdungsfestigkeit führt. Es könnte jedoch in Erwägung gezogen werden, diese zu tolerieren, sofern dies aus bemessungstechnischer Sicht möglich ist und der Kerbfall gemindert wird. Ähnliche Beobachtungen lassen sich auch bei anderen Imperfectionen feststellen. Zum Beispiel könnten unzureichende Durchschweißungen oder Wurzelbindefehler toleriert werden, sofern das Schweißnahtprofil aufgrund einer großen Schweißnahtdicke ausreichende Reserven bietet. Es gibt auch Tendenzen, bei denen bestimmte Schweißnahtfehler überhaupt keinen Einfluss auf die Ermüdungsfestigkeit haben: Zum Beispiel hat eine schlechte Passung bei Kehlnähten, die zu einem Spalt von bis zu 3 mm zwischen Flansch und Steife führt, keinen negativen Einfluss auf die Ermüdungsfestigkeit bei Belastung in Richtung des Flanschblechs [1].

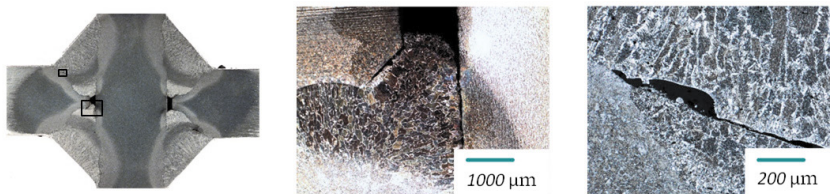


Bild 2: Makro- und Mikroschliffe eines Kreuzstoßes mit inneren Schweißnahtimperfectionen [1]

3. Kerbspannungsberechnungen an Details mit Schweißnahtimperfectionen

Numerische Untersuchungen unter Anwendung des Kerbspannungskonzeptes, siehe auch [8], erweitern den experimentell betrachteten Untersuchungsraum. Dabei ist es gelungen mit parametrisierten Finite-Elemente(FE)-Modellen, Versagensort und Ermüdungsfestigkeit der Prüfkörper in den Versuchen genau und konservativ zu prognostizieren.

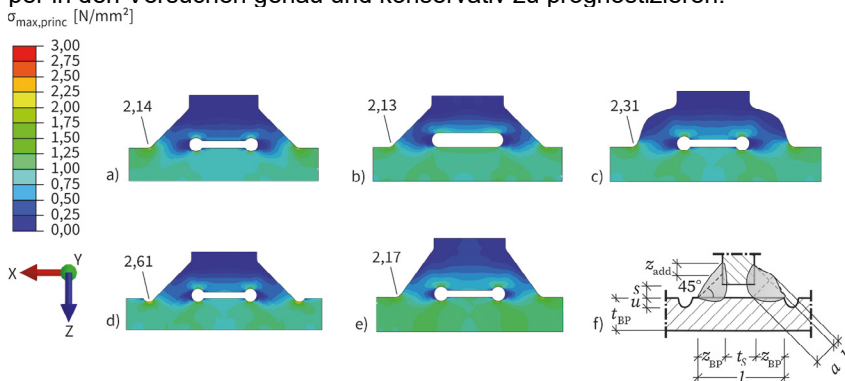


Bild 3: Spannungsverteilungen für 5 Querstreifen-Detailmodelle mit a) keiner Imperfektion, b) Luftspalt, c) Überhöhung, d) Einbrandkerbe, e) übermäßiger Asymmetrie und f) Bezeichnungen [1]

Die validierten FE-Modelle dienen der Bestimmung des Einflusses von Schweißnahtimperfectionen auf die Ermüdungsfestigkeit der verschiedenen Details [9]. Dabei werden Einflüsse infolge ungenügender Durchschweißung, Wurzelbindefehler, schlechter Passung bei Kehlnähten, Einbrandkerbe, Schweißnahtüberhöhung, schroffen Übergangs, übermäßiger Asymmetrie der Kehlnaht und Kantenversatz jeweils einzeln betrachtet. siehe beispielsweise Bild 3 [1].

Die numerischen Berechnungen zeigen, dass äußere Imperfektionen wie eine Schweißnahtüberhöhung (die mit einem schroffen Übergang einhergeht), eine Einbrandkerbe, eine übermäßige Asymmetrie der Kehlnaht oder ein Kantenversatz zu einer Spannungserhöhung am Schweißnahtübergang der untersuchten Details führen. In Abhängigkeit von der Imperfektionsgröße und der nominellen Detailgeometrie lassen sich zugehörige Grenzwerte für Spannungserhöhungsfaktoren definieren [1]. Spannungserhöhungen wurden des Weiteren durch das Kerbspannungskonzept in Imperfektionskerbfälle überführt, die tabellarisch für eine simple Umsetzung in der Praxis abgelesen werden können.

4. Kerbfallkombinationsmodell zur Berücksichtigung des Einflusses mehrerer Schweißnahtimperfektionen

Um mehrere Imperfektionen im Kerbfall zu berücksichtigen, wurde ferner das Kerbfallkombinationsmodell (Fatigue Class Combination Model – FCCM) entwickelt, Gl. 1, siehe auch [10].

$$\Delta\sigma_{C,I} = \Delta\sigma_C - \Delta\sigma_{I,1} - \psi_{Imp} \cdot \Delta\sigma_{I,2} \quad \text{Gl. 1}$$

mit

$\Delta\sigma_{C,I}$ als Gesamt-Imperfektionskerbfall, der Spannungserhöhungen infolge zweier Imperfektionen

I_1 und I_2 berücksichtigt,

$\Delta\sigma_C$ als Basiskerbfall ohne explizite Berücksichtigung von Imperfektionen,

$\Delta\sigma_{I,i}$ als Differenz-Imperfektionskerbfall, der die Spannungserhöhung infolge einer einzelnen Imperfektion I_i berücksichtigt und

ψ_{Imp} als Kombinationsbeiwert der den Einfluss einer begleitenden Imperfektion abmindert.

Ausgehend vom Basiskerbfall eines Details, der durch einen leitenden Imperfektionseinfluss abgemindert wird, kann ein zweiter Imperfektionseinfluss berücksichtigt werden. Dessen ermüdungsreduzierende Wirkung wird jedoch nicht voll angesetzt, sondern durch einen Kombinationsbeiwert $\psi_{Imp} < 1$ abgemindert. Der Kombinationsbeiwert für die begleitende Imperfektionsgröße wurde sicherheitstheoretisch hergeleitet, Gl. 2 [1].

$$\psi_{Imp} = \frac{F^{-1}_{\text{Begleitimperfektion}}}{F^{-1}_{\text{Leitimperfektion}}} \quad \text{Gl. 2}$$

Er basiert auf Sicherheitselementen nach DIN EN 1990 [11] und statistischen Verteilungen F^{-1} der gemessenen Imperfektionsverläufe, die in Spannungserhöhungen umgerechnet wurden und berücksichtigt die vergleichsweise geringe Wahrscheinlichkeit des gemeinsamen Auftretens zweier Imperfektionsextrema an einem Ort. Bild 4 zeigt einen zugrundeliegenden Verlauf von Spannungserhöhungen infolge einer gemessenen Schweißnahtimperfektion [1]. Die Kerbfalltabellen zu Basis- und Imperfektionskerbfällen, die auf den FE-Berechnungen basieren, ermöglichen ein simples Bemessungskonzept für die Praxis. Das erforderliche Sicherheitsniveau wird durch zahlreiche Zufallsbeispiele bestätigt [1].

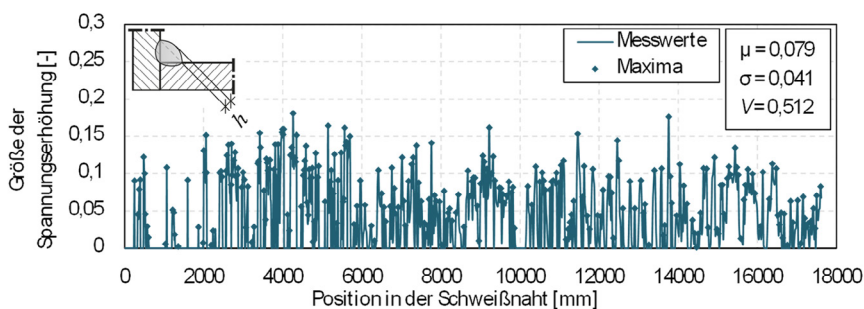


Bild 4: Verlauf der Spannungserhöhungen über die verkettete Schweißnahtlänge aller Messungen infolge einer Überhöhung [1]

5. Fazit und Ausblick

Der Kurzbericht skizziert die Entwicklung eines Kerbfallkombinationsmodells (FCCM), das dazu dient, Ermüdungsfestigkeitswerte in Abhängigkeit von Größen von Schweißnahtimperfectionen zu ermitteln. Folgende Schlüsselerkenntnisse lassen sich aus den Untersuchungen ableiten [1]:

1. Durch FE-Simulationen und lokale Ermüdungskonzepte können Auswirkungen von Schweißnahtimperfectionen, die ebenfalls experimentell ermittelt wurden, quantitativ bestimmt werden.
2. Äußere Schweißnahtimperfectionen führen zu einer Spannungserhöhung am Schweißnahtübergang von geschweißten Details. Die Spannungserhöhungen mehrerer Imperfectionen überlagern sich, summieren sich jedoch nicht auf.
3. Messungen der Imperfectionsverläufe entlang von Schweißnähten und ihre Überführung in Spannungserhöhungsverläufe ermöglichen die probabilistische Ableitung eines Kombinationskoeffizienten, der die Abminderung des Einflusses der kleineren Imperfection bei gleichzeitigem Auftreten zweier Imperfectionen berücksichtigt.
4. Das entwickelte Modell zur Kombination von Kerbfällen bietet eine Methodik, um mittels einer einfachen Formel und dem Ablesen von Tabellenwerten probabilistisch abgesicherte Ermüdungsfestigkeitswerte für Details mit Schweißnahtimperfectionen zu bestimmen.

Die Anwendung des Kerbfallkombinationsmodells ermöglicht eine Optimierung des Ermüdungsnachweises in Bezug auf Kosten- und Ressourceneffizienz, da aufwändige Nachbesserungen von Schweißnähten mit bestimmten Imperfectionsgrößen vermieden werden können [1].

Literatur

- [1] H. Bartsch, Zum Einfluss von Schweißnahtimperfectionen auf die Ermüdungsfestigkeit von Stahlbauteilen - Dissertation, RWTH Aachen University, 2023.
- [2] DIN EN 1993-1-9:2010, „Eurocode 3: Bemessung und Konstruktion von Stahlbauten – Teil 1-9: Ermüdung,“ Beuth Verlag GmbH, Berlin, 2010.
- [3] DIN EN ISO 5817:2014, „Schweißen – Schmelzschweißverbindungen an Stahl, Nickel, Titan und deren Legierungen (ohne Strahlschweißen) – Bewertungsgruppen von Unregelmäßigkeiten,“ Beuth Verlag GmbH, Berlin, 2014.
- [4] H. Bartsch und M. Feldmann, „Numerical and databased investigations on the fatigue resistance of load-carrying cruciform joints with gaps,“ *Journal of Constructional Steel Research*, Bd. 185, p. 106843, 2021.
- [5] H. Bartsch und M. Feldmann, „On the impact of undercuts and lack of penetration of cruciform joints from fatigue tests,“ *International Journal of Fatigue*, Bd. 163, 2022.
- [6] H. Bartsch, S. Citarelli und M. Feldmann, „Investigations on the fatigue behaviour of welded-in stiffeners with gaps,“ *Journal of Constructional Steel Research*, Bd. 189, p. 107075, 2022.
- [7] H. Bartsch und M. Feldmann, „An experimental Investigation into the Influence of Incorrect Root Gaps in Welded-in Stiffeners on Fatigue Performance,“ *International Journal of Fatigue*, Bd. 175, Nr. 10, p. 107773, 2023.
- [8] H. Bartsch, S. Citarelli und M. Feldmann, „Generalisation of the effective notch stress concept for the fatigue assessment of arbitrary steel structures,“ *Journal of Constructional Steel Research*, Bd. 201, p. 107715, 2023.
- [9] H. Bartsch und M. Feldmann, „Fatigue Strength of Cruciform Joints with Weld Imperfections: A comprehensive numerical Study,“ *Engineering Failure Analysis*, p. 107866, 2023.
- [10] H. Bartsch und M. Feldmann, „Fatigue Verification Concept for Details containing Weld Imperfections,“ in *Eurosteel 2023*, Amsterdam, Niederlande, 2023.
- [11] DIN EN 1990:2010, „Eurocode 0: Grundlagen der Tragwerksplanung,“ Beuth Verlag GmbH, Berlin, 2010.

Zur Beurteilung der Restnutzungsdauer stählerner Tragstrukturen von Offshore-Windenergieanlagen

Karina Happel¹, Holger Flederer¹ und Lars Sieber¹

¹ Fachbereich Konstruktiver Ingenieurbau, Friedrich-List-Platz 1, 01069 Dresden,
Hochschule für Technik und Wirtschaft Dresden
E-Mail: karina.happel2@htw-dresden.de

Zusammenfassung

Im Zuge der Ressourcenverknappung gewinnt die grundsätzliche Forderung nach wirtschaftlichem und nachhaltigem Umgang mit bestehenden Tragwerken zunehmend an Bedeutung. Dabei sind nachweislich die Anforderungen an die Stand- und Ermüdungssicherheit unter Berücksichtigung von Abnutzungserscheinungen sowie schädigenden Umwelteinwirkungen zu beachten. Vor diesem Hintergrund wird in diesem Beitrag ein Bewertungsverfahren vorgestellt, welches die wissenschaftlich fundierte Beurteilung der Ermüdungssicherheit und Restnutzungsdauer stählerner OWEA-Tragstrukturen ermöglicht. BIM-basiert werden tatsächliche Schadensbefunde berücksichtigt und in die Betrachtungen implementiert.

1. Einleitung

Die Tragwerke der Offshore-Windenergieanlagen (OWEA) sind in der Regel Serienbauwerke, die z. Zt. während ihres Betriebs in Anlehnung an Regelungen des Ingenieurbaus sowie unter Rückgriff auf verschiedene Normen, Richtlinien und Empfehlungen aus dem Offshore-Bereich überwacht und geprüft werden. In den nächsten Jahren erreichen schätzungsweise 100 der in Deutschland installierten OWEA das Ende ihrer avisierten Nutzungsdauer. Unter Berücksichtigung des fortschreitenden Alters der Konstruktionen ist eine Beurteilung der verbleibenden Nutzungsdauer erforderlich. Für die genannten Bauwerke fehlen jedoch bisher stringente Verfahrensweisen zur Bewertung der Restnutzungsdauer unter Rückgriff auf digitale Modelle und Prozesse. Im Verbundforschungsvorhaben *DiMoWind-Inspect* [1] werden auf wissenschaftlicher Basis systematische Konzepte und ingenieurmäßige Ansätze erarbeitet, um u. a. zukünftige Bauwerksprüfungen und -wartungen sowie die korrespondierende Restnutzungsdauerbestimmung in ein digitalisiertes Life-Cycle-Management zu überführen.

2. Konzept

OWEA sind durch Wind, Wellen und Anlagenbetrieb hohen zyklischen Belastungen ausgesetzt. Bei einer Anlagenlebensdauer von 20-25 Jahren können Lastwechselzahlen in einer Größenordnung von bis zu 10^9 Spannungsspiele (N) auftreten. Diese Tragstrukturen weisen eine große Anzahl an geschweißten Komponenten auf, die aufgrund ihrer geometrischen Kerbwirkung als ermüdungskritische Bauteile der OWEA zählen. Die extremen Umweltbedingungen beschleunigen Degradationsprozesse und erfordern zusammen mit den zyklischen Belastungen eine hohe Wirksamkeit des Oberflächenschutzes. Treten Schäden im Beschichtungssystem auf, ist der Stahl durch den hohen Salzgehalt in Wasser und Luft rasch dem Korrosionsprozess ausgesetzt. Die Korrosion kann bei gleichzeitig wirkenden zyklischen Beanspruchungen die Lebensdauer von Schweißverbindungen erheblich beeinflussen. In diesem Kontext wird ein Bewertungskonzept für

korrosionsgeschädigte geschweißte Konstruktionsdetails im Rahmen einer Lebensdauerbewertung vorgestellt. Für die vergleichbar ermüdungsbeanspruchten Konstruktionen von Eisenbahnbrücken hat sich ein in der Richtlinie 805 der DB AG [2] verankertes zweistufiges Verfahren zur Bewertung der Restnutzungsdauer etabliert. Dieses Bewertungsverfahren wird hinsichtlich der spezifischen Belange von OWEA-Tragstrukturen auf seine Anwendbarkeit geprüft und entsprechend erweitert.

Im Rahmen eines digitalisierten Life-Cycle-Managements zeigt Abbildung 1 ein BIM-Modell als Datenmanager des Bewertungskonzeptes. Im BIM-Modell besitzen die Konstruktionsteile einen entsprechenden *Bauteilcode* - u. a. auch das Attribut *Inspektionscode*. Die Geometrieparameter und Werkstoffkennwerte liefert der *Bauteilcode*. Über den *Inspektionscode* lässt sich ein *Mangelcode* aus einer Datenbank abrufen, welcher Informationen über die Schädigung liefert. Diese Informationen liefern den Input für die zweistufige Bewertung der Restnutzungsdauer. Das benötigte Beanspruchungskollektiv ist unter Rückgriff auf geeigneten Verfahren zu ermitteln. Die aus dem Bewertungsalgorithmus hervorgehende Restnutzungsdauer wird an das BIM-Modell zurückgespielt (Abbildung 1). Der Workflow einschließlich des Datenaustauschs zwischen BIM-Modell und Nachweisprozedur der Restnutzungsdauer wurden im Rahmen des Verbundforschungsvorhaben *DiMoWind-Inspect* [1] zusammen mit den Projektpartnern erarbeitet.

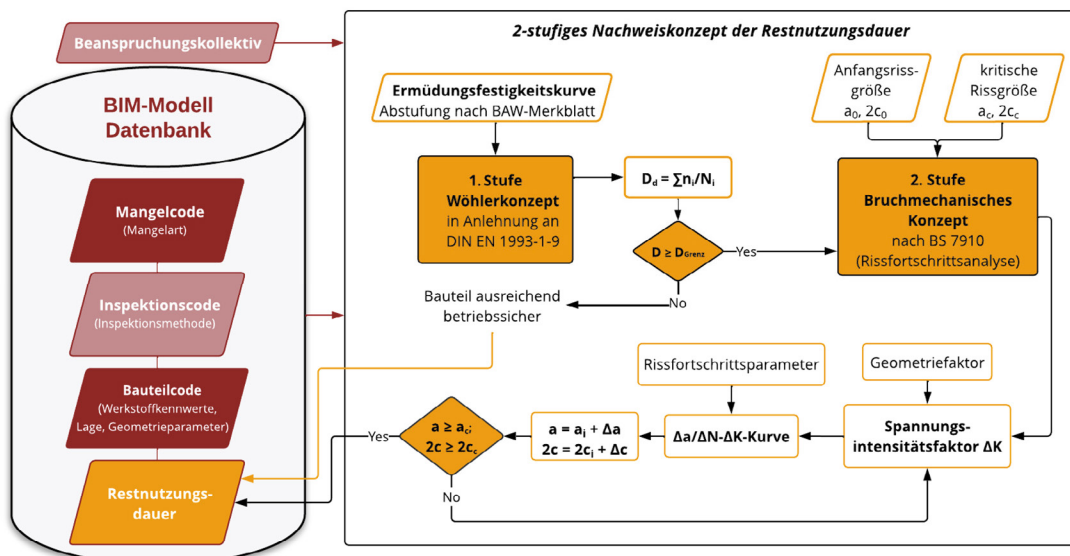


Abbildung 1 Workflow mit BIM-Modell und zweistufigem Nachweiskonzept

2.1 Stufe 1: Ermüdungsbeurteilung nach Wöhlerkonzept

In der ersten Bewertungsstufe wird eine ermüdungsanrissfreie Konstruktion unterstellt. Auf der Basis aktueller Erkenntnisse werden Ermüdungsfestigkeitskurven implementiert, welche korrosive Randbedingungen berücksichtigen.

In der Richtlinie DNV GL-RP-C203 [3] sind spezielle Wöhlerlinien bei freier Korrosion ohne Korrosionsschutzbeschichtung/beschädigtem Korrosionsschutz angegeben. Ab dem Zeitpunkt, zu dem kein vollständig intakter Korrosionsschutz vorhanden ist, wird die Wöhlerlinie *free corrosion* als konservativer Ansatz für die Bestimmung der verbleibenden Nutzungsdauer verwendet. Diese Wöhlerlinien werden aus den Wöhlerlinien *an Luft* durch Abminderung mit einem Umweltfaktor abgeleitet [4]. Diese normative Festlegung basiert auf wenigen Untersuchungen der Safety Exe-

cutive UK [4], bei denen Ermüdungsversuche in künstlichem Meerwasser und an Luft durchgeführt wurden. Shojai et. al. stellen fest [5], dass eine allgemeine, von der Kerbstärke unabhängige Reduktion, wie es die DNV GL-RP-C203 [3] vorsieht, nicht wirtschaftlich ist. Aktuelle Erkenntnisse [5–7] belegen einen differenzierten Einfluss der Korrosion auf die Ermüdungsfestigkeit. Im BAW-Merkblatt [8] wird daher zwischen stark und schwach gekerbten Bauteilen unterschieden (siehe Tabelle 1). Diese Regelung basiert auf umfangreichen experimentellen Untersuchungen an natürlich korrodierten Konstruktionsdetails durch die Bundesanstalt für Wasserbau (BAW).

Tabelle 1 Abminderung der Kerbfallkategorie bei Korrosion aus [8]

Kerbfallkategorie (nicht korrodiert)	Abminderung (bei Korrosion)
KF160 – KF125	2 Kategoriestufen
KF112 – KF63	1 Kategoristufe
KF56 – KF36	-

Unter Anwendung des Wöhlerkonzeptes und der Abminderungsempfehlung nach BAW-Merkblatt [8] wird mit der linearen Schadensakkumulationshypothese auf Basis von Nennspannungen die Gesamtschädigung D für die avisierte Nutzungsdauer ermittelt. Im Gegensatz zur Definition der Wöhlerlinie nach DIN EN 1993-1-9 ([9], Stahlbauten) wird gemäß aktuell gültiger DIN EN 18088-3 ([10], Windenergieanlagen) kein Schwellenwert der Ermüdungsfestigkeit angesetzt. Die Wöhlerlinien sind unter freier Korrosion über den Zeitfestigkeitsbereich hinaus linear in den Dauerfestigkeitsbereich zu verlängern [3, 8, 10], da unter Korrosionseinfluss eine Dauerfestigkeit nicht eindeutig feststellbar ist. Zu beachten ist, dass somit kleine Spannungsspiele mit hohen Lastwechselzahlen an Relevanz gewinnen.

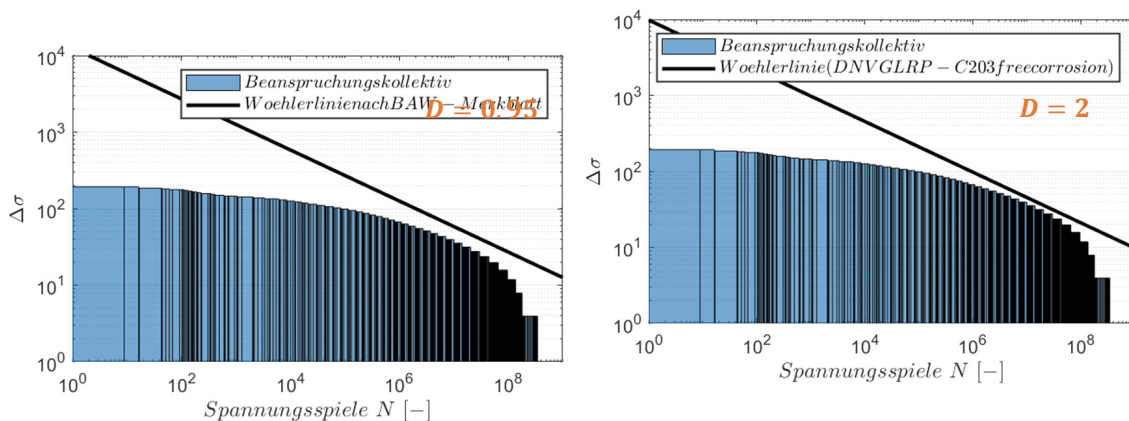


Abbildung 2 Auswirkungen der zugrundeliegenden Wöhlerlinie auf die Schadenssumme (KF 112)

2.2 Stufe 2: Ermüdungsbeurteilung nach bruchmechanischem Konzept

Wird eine definierte Grenzschädigung D_{Grenz} überschritten, folgt in der zweiten Bewertungsstufe eine bauteilspezifische Rissfortschrittsanalyse unter Anwendung der linearelastischen Bruchmechanik (LEBM). Spannungsintensitätsfaktoren geschweißter Konstruktionsdetails werden mit Hilfe von analytischen Ansätzen berechnet (Vgl. Literatur [11, 12]). Diese Ansätze sind jedoch

nur in bestimmten Grenzen der Bauteilgeometrie anwendbar. Sind Konstruktionsdetails zu analysieren, deren Abmessungen diese Grenzwerte nicht einhalten, wird die Anwendung der Methode der Gewichtsfunktion als eine effiziente Alternative vorgeschlagen [13]. Nach der Methode der Gewichtsfunktion wird im Unterschied zur herkömmlichen Handbuchlösung bei der Berechnung von ΔK keine konstante Spannung über die gesamte Blechdicke angesetzt, sondern eine über die Blechdicke veränderliche Spannungsverteilung, die Strukturspannungsanteile berücksichtigt. Abbildung 3 zeigt Risswachstumsberechnungen an einem halb-elliptischen Oberflächenriss unter Mode-I-Beanspruchung an einer querbelasteten Kehlnacht nach dem analytischen Verfahren gemäß [14] sowie unter Anwendung der Gewichtsfunktion nach [15].

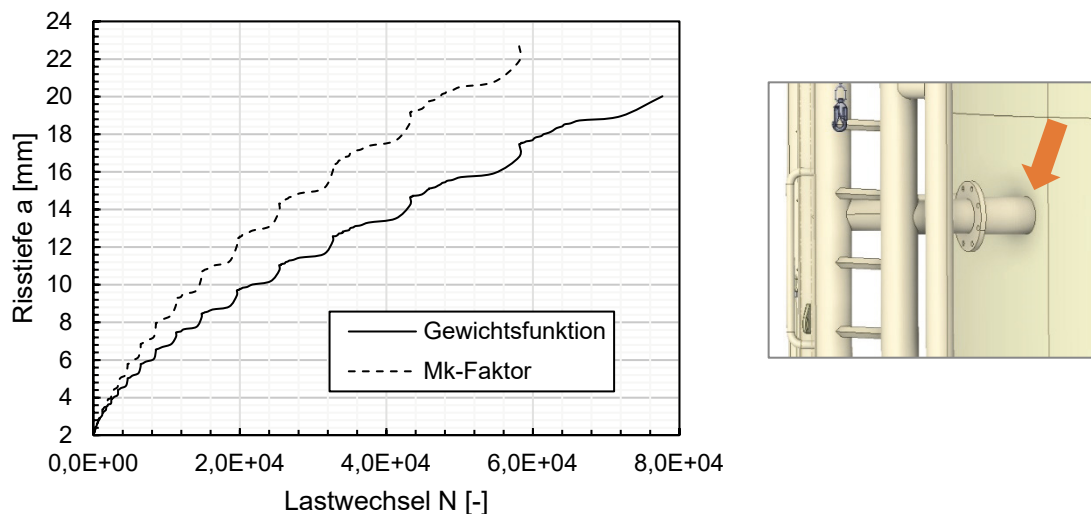


Abbildung 3 links Gegenüberstellung Risswachstumskurven; rechts exemplarisches Konstruktionsdetail

Die Berechnung des Ermüdungsrisswachstums erfolgt sequentiell. Für jedes Spannungsschwingspiel wird das Risswachstumsinkrement $\Delta a_i, \Delta 2c_i$ durch die Integration der Risswachstumskurve berechnet. Untersuchungen [16] haben ergeben, dass die Annahme eines bi-linearen Risswachstumsmodells (BS 7910 [17]) im Vergleich zum linearen Risswachstumsmodell zu weniger konservativen Ergebnissen führt [18]. Das bi-lineare Modell basiert auf der Annäherung des schwelennahen Risswachstumsbereichs. Es wird ein Übergangspunkt eingeführt, jenseits dessen das Risswachstum vom schwelennahen zum Pariser-Typ zurückkehrt. Dabei werden, wie vom BS 7910 [17] empfohlen, die Paris-Parameter für freie Korrosion der oberen Hüllkurve verwendet. Aus den kumulierten Risswachstumsinkrementen $a, 2c$ erhält man eine Vorhersage für das gesamte Lastspektrum.

Zur Bestimmung der kritischen Rissgrößen $a_c, 2c_c$ wird der Leitfaden zur Bewertung der Annehmbarkeit von Fehlern in geschweißten Verbindungen basierend auf der FAD-Methode des BS 7910 [17] herangezogen.

3. Fazit und Ausblick

Es wurde ein 2-stufiges Verfahren zur Bewertung der Restnutzungsdauer korrosionsgeschädigter Konstruktionsdetails von OWEA-Tragstrukturen vorgestellt. Für ausgewählte Problemstellungen werden auf der Basis des aktuellen Standes der Technik und Wissenschaft Lösungsvorschläge unterbreitet. In Stufe 1 der Ermüdungsbeurteilung wurden Ermüdungsfestigkeitskurven implementiert, welche die Korrosionsschädigung berücksichtigen und zu weniger konservativen Ergebnissen führen als bisher erarbeitenden Richtlinien/Regelungen/Normen. Nach wie vor besteht weiterer Forschungsbedarf auf diesem Gebiet. Des Weiteren wurde gezeigt, dass in Stufe 2 die

Methode der Gewichtsfunktion für ausgewählte Konstruktionsdetails eine effektive Lösung für abweichende Geometriedimensionen bietet.

Abschließend soll erwähnt werden, dass nicht nur im Bereich der Offshore-Strukturen eine Vielzahl bestehender stählerner Baukonstruktionen ihre Aufgabe unter schädigenden Umwelteinwirkungen sowie teilweise erhöhten Beanspruchungen erfüllen müssen und gleichzeitig aktuellen Anforderungen an Stand- und Ermüdungssicherheit gerecht werden sollen. Ein Großteil der stahlwasserbaulichen Anlagen weisen Standorte auf, welche die Kombination von Ermüdungswirkung und Korrosion mit sich bringt. Insbesondere für Schleusen sind die Ermüdungsnachweise häufig relevant. Das vorgestellte Konzept kann auch in diesen Bereichen einen Beitrag für einen nachhaltigen und wirtschaftlichen Umgang mit Bestandskonstruktionen leisten. Im Rahmen des Forschungsvorhabens *DiMoWind-Inspect* liefert das Konzept eine Grundlage für eine digitalisierte, risikobasierte Inspektions- und Instandhaltungsplanung. Während der Erarbeitung des Workflows wurde deutlich, dass es nach wie vor geeignete Tools zur Überführung von Daten aus der Bemessung/dem Design sowie für Bestands- und Zustandsdaten in ein BIM-Modell fehlen.

Literatur

- [1] Projekte - DiMoWind-Inspect – Offshore-Windenergieanlagen effektiv prüfen, 2022, <https://www.bam.de/Content/DE/Projekte/laufend/DiMoWind/dimowind.html> [Zugriff am: 05.12.2022].
- [2] Ril 805: *Traglast bestehender Eisenbahnbrücken*. DB Netz AG. München. Ausgabe 2010.
- [3] DNVGL-RP-C203: *Fatigue design of offshore steel structures*. Ausgabe Juni 2014.
- [4] Healthy & Safety Executive: Background to new fatigue guidance for steel joints and connections in offshore structures OTH 92 390 (1999).
- [5] Shojai, S.; Schaumann, P.; Braun, M. et al.: Influence of pitting corrosion on the fatigue strength of offshore steel structures based on 3D surface scans. *In: International Journal of Fatigue* 164 (2022), S. 107128.
- [6] Shojai, S.; Brömer, T.; Ghafoori, E. et al.: Assessment of corrosion fatigue in welded joints using 3D surface scans, digital image correlation, hardness measurements, and residual stress analysis. *In: International Journal of Fatigue* 176 (2023), S. 107866.
- [7] Ummenhofer, T.; Gkatzogiannis, S.; Weidner, P.: *Einfluss der Korrosion auf die Ermüdungsfestigkeit von Konstruktionen des Stahlwasserbaus* Ausgabe 2017.
- [8] Bundesanstalt für Wasserbau: *Bewertung der Tragfähigkeit bestehender Verschlüsse im Stahlwasserbau (TbVS)* Ausgabe 2018.
- [9] DIN EN 1993-1-9: *Eurocode 3: Bemessung und Konstruktion von Stahlbauten*. Beuth Verlag GmbH. Berlin. Ausgabe Dezember 2010.
- [10] DIN 18088-3: *Tragstrukturen für Windenergieanlagen und Plattformen*. Beuth Verlag GmbH. Berlin. Ausgabe Januar 2019.
- [11] Hobbacher, A.F.: *Recommendations for Fatigue Design of Welded Joints and Components*. Springer International Publishing, Cham, 2016.
- [12] Forschungskuratorium Maschinenbau: *Bruchmechanischer Festigkeitsnachweis für Maschinenbauteile*, 3. Ausgabe Ausgabe 2006.
- [13] Chattopadhyay, A.; Glinka, G.; El-Zein, M. et al.: Stress analysis and fatigue of welded structures. *In: Welding in the World* (2011), Heft 55, S. 2-21.
- [14] Newman J.C.; Raju I.S.: An empirical stress intensity factor equation for the surface crack. *In: Engineering Fracture Mechanics* (1981), Heft 15, S. 185-192.

- [15] *Shen, G.; Plumtree, A.; Glinka, G.:* Weight function for the surface point of semielliptical surface cracks in a finite thickness plate. *In: Engineering Fracture Mechanics* (1991), Heft 40, S. 167-176.
- [16] *King, R.N.; Stacey, A.; and Sharp, J.V.:* A review of fatigue crack growth rates for offshore steels in air and seawater environments. *In: Proceedings of the 15th International Conference on OMAE 1996 - Offshore Mechanics and Arctic Engineering.*
- [17] BS 7910: *Guide to methods for assessing the acceptability of flaws in metallic structures.* BSI British Standards. London. Ausgabe 2005.
- [18] *Righiniotis, T.D.; Chryssanthopoulos, M.K.:* Fatigue and fracture simulation of welded bridge details through a bi-linear crack growth law. *In: Structural Safety* 26 (2004), Heft 2, S. 141-158.

Ermüdungsfestigkeit von Krag- und Querträgeranschlüssen in Stahlverbundbrücken – Betriebsfestigkeit und unterschiedliche Fertigungsbedingungen

M. Sc. Raphael Erlemann und Prof. Dr.-Ing. Karsten Geißler

Technische Universität Berlin, Entwerfen und Konstruieren - Stahlbau
r.erlemann@tu-berlin.de, karsten.geissler@tu-berlin.de

Zusammenfassung

Für den Entwurf von Stahlverbundbrücken mit Stützweiten im Bereich von 40 bis 100 m werden häufig Hohlkästen mit Kragarmen verwendet. Die Schweißnähte am Anschluss der Krag- und Querträger sind Ermüdungsbeanspruchungen ausgesetzt. Es sind verschiedene Kerben zu berücksichtigen, die je nach Position und Beanspruchungsrichtung besondere Problemstellungen mit sich bringen (Abbildung 1). Zu diesen Problemstellungen gehören erschwerte und variierende Fertigungsbedingungen v.a. für Baustellensteignähte (Abbildung 1, Nr. 1), unklare Auswirkungen eines außerhalb des zulässigen Toleranzbereiches liegenden Achsversatzes auf die Ermüdungsfestigkeit des Untergurt- und Steganschlusses (Abbildung 1, Nr. 1 und 2), unzureichende Kerbfälle am Obergurtanschluss (Abbildung 1, Nr. 3), sowie fragliche Treffsicherheiten der Schadensakkumulation nach Miner-modifiziert bei brückenbautypischen Beanspruchungskollektiven.

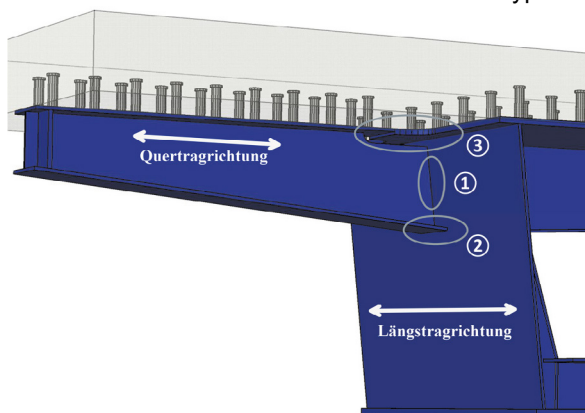


Abbildung 1 Darstellung eines typischen Verbundquerschnittes und Nummerierung der ermüdungsgefährdeten Kerben am geschweißten Kragträgeranschluss

1 Ermüdungsfestigkeit des Steganschlusses bei unterschiedlichen Fertigungsbedingungen

Für die Nähte am Kragträgeranschluss sind Handschweißungen üblich, deren Fertigungsbedingungen bzgl. Schweißposition, z.B. steigend am Steg (Abbildung 1, Nr. 1) oder horizontal am Gurt (Abbildung 1, Nr. 2), und Umgebungsbedingungen, z.B. Werk oder Baustelle, variieren können. Es wurden Kleinbauteilversuche an identischen Versuchsserien durchgeführt, die sich lediglich durch ihre Fertigungsbedingungen nach Tabelle 1 unterscheiden.

Tabelle 1 Fertigungsbedingungen der ansonsten identischen Versuchsserien

Versuchsserie W - Werk		Versuchsserie B - Baustelle	
- MAG (135) - Horizontallage PB - geräumig, stehend <u>günstige Werksbedingungen</u>		- MAG (135) - Steigposition PF - beengt, hockend <u>günstige Baustellenbedingungen</u>	

Dabei konnte ein signifikanter Einfluss der Fertigungsbedingungen auf die Ermüdungsfestigkeit festgestellt werden. Es ergibt sich eine Verbesserung der Ermüdungsfestigkeit von nahezu zwei Kerbfallklassen für eine Schweißung unter günstigen Werksbedingungen (Abbildung 2).

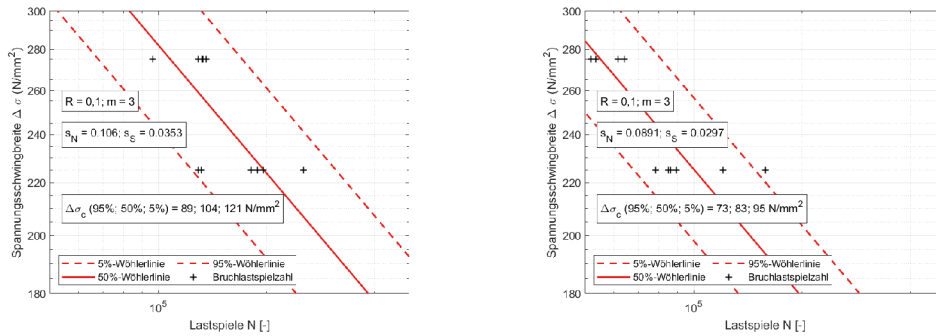


Abbildung 2 Experimentelle Wöhlerlinien der Versuchsserien W (links) und B (rechts)

Bei der Ermüdungsfestigkeit geschweißter Verbindungen, auch des gleichen Kerbdetails, wird von großen Standardabweichungen ausgegangen. Es kann angenommen werden, dass ein Teil dieser großen Streuung auf unterschiedliche und unzureichend dokumentierte Fertigungsbedingungen zurückzuführen ist. Die getrennt untersuchten Versuchsserien zeigen ähnliche Standardabweichungen bei verschobenem Median. Eine gemeinsame Auswertung führt somit zu einer Vermischung zweier Grundgesamtheiten. Die sich ergebende gemeinsame Verteilung bildet jedoch gewöhnliche Annahmen für Standardabweichungen gut ab.

2 Ermüdungsfestigkeit am Untergurtanschluss mit Achsversatz

Neben der in Abschnitt 0 beschriebenen Herausforderungen bzgl. Qualitätssicherung müssen für den Untergurtanschluss (Abbildung 1, Nr. 2) enge Toleranzen für den Achsversatz von $e \leq 15\%$ des Zwischenblechs nach DIN EN 1993-1-9 eingehalten werden.

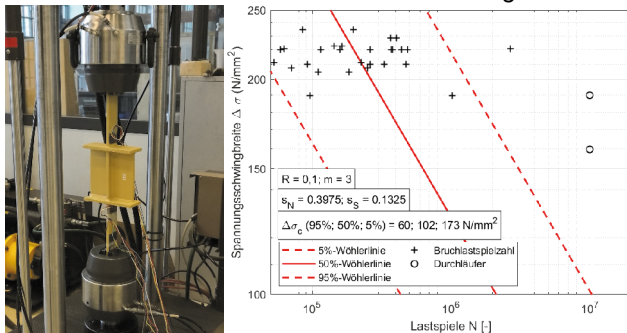


Abbildung 3 Beispielhafter Probekörper mit Achsversatz (links) und sich ergebende experimentelle Wöhlerlinie (rechts)

Die Einhaltung enger Toleranzen gestaltet sich durch außenliegende Kragträger und innenliegende Querrahmen schwierig. Als Ergebnis von Klein- und Großbauteilversuchen konnten die Auswirkungen von Exzentrizitäten außerhalb des zulässigen Bereiches hinsichtlich Ermüdungsfestigkeit unter Berücksichtigung des stützenden Stegbleches quantifiziert werden. Es ergibt sich eine Abminderung des Kerbfalls von $\Delta\sigma_c = 71$ N/mm² auf $\Delta\sigma_c = 60$ N/mm² (Abbildung 3). Für weitere Informationen wird auf [1 bis 4] verwiesen.

3 Ermüdungsfestigkeit vereinfachter Obergurtanschlüsse

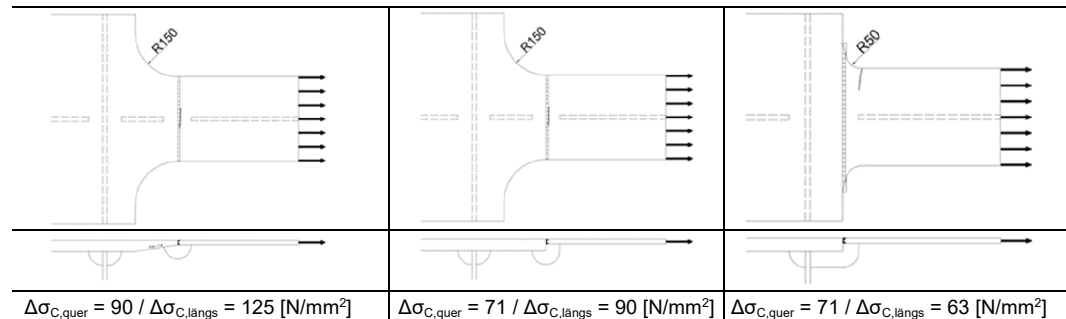


Abbildung 4 Aufsicht und Schnitt von aktuellen Vorgaben für die ermüdungsgerechte Gestaltung des Kragträger-Obergurtanschlusses (links) sowie neuentwickelte vereinfachte Details mit zugehörigen Kerbfällen

Bei der Ermüdungsbemessung des Kragträger-Obergurtanschlusses (Abbildung 1, Nr. 3) sind trotz häufig geringer Ermüdungsbeanspruchungen konstruktiv aufwendige Kerbfälle nach DIN EN 1993-2 + NA und RE-ING [5] zu berücksichtigen, die einen Blechdickenausgleich bei positionsgleichem Ausrundungsradius vorsehen (Abbildung 4 links).

Die Entwicklung vereinfachter Obergurtanschlüsse mit ausreichender Ermüdungsfestigkeit für dieses je Bauwerk oft hundertfach ausgeführte Detail kann zu einer insgesamt effizienteren Konstruktion führen. Als Ergebnis von Klein- und Großbauteilversuchen, FE-Parameterstudien sowie einer Neuauswertung existierender Versuchsdaten konnten Kerbfälle mit reduzierter, aber anforderungsgerechter Ermüdungsfestigkeit bei vereinfachter Fertigung hergeleitet werden (Abbildung 4). Für weitere Informationen wird auf [1 bis 4] verwiesen.

4 Betriebsfestigkeit der Quersteife unter mehrstufigen Kollektiven

Neben der Überprüfung der Fertigungsbedingungen und der Einführung von vereinfachten Kerbdetails wird die Lebensdauer unter variablen Beanspruchungsamplituden bei brückenbautypischen Kollektiven untersucht. Für brückenbautypische Kollektive mit vielen Spannungsamplituden im Bereich der Dauerfestigkeit und großen Kollektivumfängen variieren die rechnerischen Lebensdauern je nach verwendeter Miner-Hypothese stark, da diese sich insbesondere durch unterschiedliche Neigungen im Dauerfestigkeitsbereich unterscheiden. Miner-original geht von keinem Schädigungsbeitrag von Amplituden unterhalb der Dauerfestigkeit aus. Miner-elementar ist demgegenüber die konservativste Hypothese, die von einem Schädigungsbeitrag aller Amplituden ausgeht. Miner-modifiziert liegt dazwischen mit einer zweiten, flacheren Neigung bis zum Schwellenwert der Ermüdungsfestigkeit $\Delta\sigma_L$ und ist nach DIN EN 1993-1-9 in der Regel für die hier untersuchten Kollektive anzuwenden.

Die Grundlage der verschiedenen Miner-Hypothesen bilden Wöhlerversuche an Quersteifen (Abbildung 1, Nr. 1 in Längstragrichtung), die zu einer Ermüdungsfestigkeit von $\Delta\sigma_c = 97 \text{ N/mm}^2$ führen (Abbildung 6 rechts). Zur Überprüfung der Treffsicherheit der verschiedenen Miner-Hypothesen wurden darauffolgend Betriebsfestigkeitsversuche an gleichen Probekörpern mit brückenbautypischen Spannungskollektiven, also v.a. niedrigen Kollektivhöchstwerten im Bereich von $150 \text{ N/mm}^2 \leq \Delta\sigma_{max} \leq 250 \text{ N/mm}^2$ und großen Kollektivumfängen im Bereich von $10^6 \leq \bar{N} \leq 10^8$, durchgeführt. Die Kollektive werden durch Einheitskollektive über $H = \bar{H}^{-1-x^v}$ mit $x = \Delta\sigma_i / \Delta\sigma_{max}$ beschrieben. Dabei wurde der Formparameter $v = 2$ gewählt und aus den Kollektiven eine zufällige Reihung der Amplituden als experimenteller Lastablauf für die Betriebsfestigkeitsversuche abgeleitet. Im Bereich dieser Parameter sind nur noch wenige experimentelle Untersuchungen zu finden, da sie, entsprechend der planmäßig langen Nutzungsdauer der Bauteile, zu sehr langen Versuchsdauern führen. Die durchgeführten Betriebsfestigkeitsversuche mit Lastspielzahlen bis zu $N \approx 2 \cdot 10^8$ zeigten für Kollektive mit Höchstwerten unterhalb von $\Delta\sigma_{max} < 200 \text{ N/mm}^2$ nur noch Durchläufer (Abbildung 5).

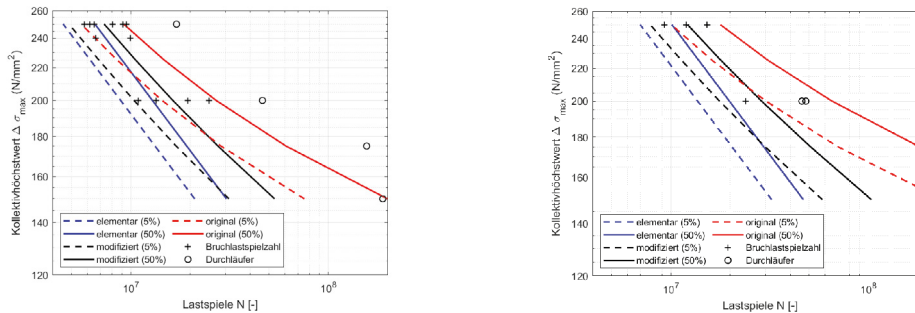


Abbildung 5 Experimentelle Bruchlastspielzahlen, Durchläufer und rechnerische Lebensdauer auf Grundlage verschiedener Miner-Hypothesen für Kollektivumfänge von $\bar{H} = 10^6$ (links) und $\bar{H} = 10^8$ (rechts)

Neben den Versuchsergebnissen sind in Abbildung 5 auch die rechnerischen Lebensdauerlinien auf Grundlage verschiedener Miner-Hypothesen farblich dargestellt. Die Bruchlastspielzahlen werden für Kollektivhöchstwerte $\Delta\sigma_{\max} \geq 200 \text{ N/mm}^2$ gut von Miner-modifiziert abgebildet. Miner-modifiziert liegt für alle untersuchten Kollektive auf der sicheren Seite. Durch die Vielzahl an Durchläufern bei Kollektivhöchstwerten $\Delta\sigma_{\max} < 200 \text{ N/mm}^2$ erscheint in diesem Bereich jedoch Miner-original passender. In diesem Kontext ist auch auf die zunehmende Streubreite der Bruchlastspielzahlen mit abnehmendem Kollektivhöchstwert hinzuweisen. Vor allem Kollektive mit niedrigen Höchstwerten enthalten eine Vielzahl von Spannungsamplituden im Bereich der Dauerfestigkeit und darunter, wodurch die immer vorhandene Streuung der Dauerfestigkeit zu signifikant abweichenden experimentellen Lebensdauern führen kann, da eine Vielzahl der einwirkenden Amplituden nicht nur zu einer geringeren, sondern zu keiner Schädigung mehr führen.

Im Gegensatz zur begrenzten rechnerischen Lebensdauer zeigte sich bei den Probekörpern, die durch Kollektive mit niedrigen Höchstwerten belastet wurden, eine unbegrenzte experimentelle Lebensdauer bei Versuchslaufzeiten von bis zu $N \approx 2 \cdot 10^8$ Lastwechseln. Die als Durchläufer gewerteten Probekörper wurden daher weitergehend durch Wöhlerversuche auf ihre bereits enthaltene Schädigung untersucht. Die mittleren Ermüdungsfestigkeiten der vorbelasteten und nicht vorbelasteten Probekörper zeigen eine gute Übereinstimmung (Abbildung 6). Aufgrund einer vergrößerten Streubreite zeigt sich eine reduzierte charakteristische Ermüdungsfestigkeit, die jedoch aus der besonders langen Lebensdauer eines Probekörpers resultiert. Insgesamt kann daher geschlussfolgert werden, dass von keiner Vorschädigung durch die Kollektive auszugehen ist.

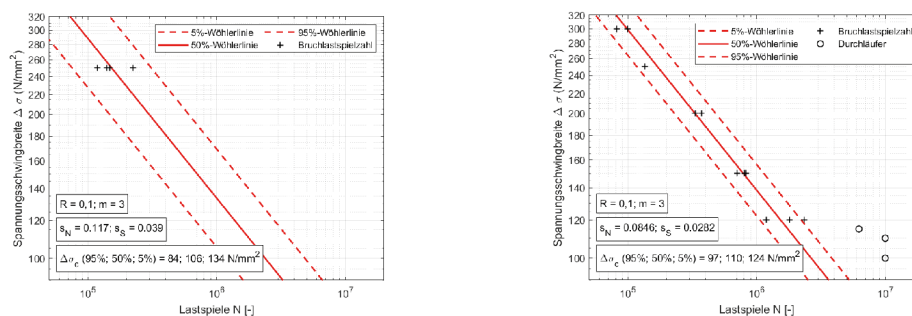


Abbildung 6 Vergleich der experimentellen Wöhlerlinien von durch Kollektive vorbelasteten Probekörpern (links) und nicht vorbelasteten Probekörpern (rechts)

Nach DIN EN 1993-1-9 sind für Kollektive mit Amplituden unterhalb und oberhalb der Dauerfestigkeit in der Regel die erweiterten Ermüdungsfestigkeitskurven mit zwei Abknickpunkten (Miner-modifiziert) anzuwenden. Bei den durchgeführten Betriebsfestigkeitsversuchen mit einer Vielzahl von Amplituden unterhalb der Dauerfestigkeit und

(Miner-original) empfohlen werden. Dieser Ansatz würde zu einer realistischeren Lebensdauervorhersage führen, ohne dabei die Grundlagen der Schadensakkumulation anzutasten.

5 Danksagung

Teile der in diesem Beitrag vorgestellten Forschung entstammen den Forschungsprojekten StB17/7192.40/80-3043765 [4] und FE 15.0679/2020/CRB [1] im Auftrag des BMDV und der bast sowie von der DFG unterstützten Projekten. Die Autoren danken den Förderern und dem Betreuungskreis für die Unterstützung und wertvolle Diskussionen.

6 Literatur

- [1] Geißler, K., Kuhlmann, U., Kraus, J. K., Erlemann, R., Stein, R. u. Stempniewski, L.: Ermüdungsfestigkeit von Konsolträgern an Stahlverbundbrücken und Überprüfung der Schädigungshypothese an Stahlbetonplatten unter Zug- und Querkraftbeanspruchung. Bundesanstalt für Straßenwesen 2022
- [2] Kraus, J. K., Erlemann, R., Geißler, K. u. Kuhlmann, U.: Neue Querschnitte von Stahlverbundbrücken – Teil 2: Ermüdungsfestigkeit des Anschlusses der stählernen Kragträger. Stahlbau 92 (2023) 4, S. 215–226
- [3] Erlemann, R., Kraus, J. K. u. Geissler, K.: Fatigue strength of the joint of steel cantilevers in composite bridges. ce/papers 6 (2023) 3-4, S. 1019–1024
- [4] Geissler, K., Kuhlmann, U., Kraus, J. K., Stein, R. u. Stempniewski, L.: Wissenschaftlich-technische Untersuchungen zur Festlegung der Ermüdungsfestigkeit der Fahrbahnplatte und der Konsolträger bei Großbrücken in Stahlverbundbauweise mit Halffertigteilen. StB 17/7192.40/80-3043765. 2022
- [5] Bundesministerium für Digitales und Verkehr: Richtlinien für den Entwurf, die konstruktive Ausbildung und Ausstattung von Ingenieurbauten. RE-ING. 2023

Aufgeklebte CFK-Schalen für ermüdungsgeschädigte Hänger von Stabbogenbrücken

M. Hartmann, Y. Ciupack, M. Euler

Brandenburgische Technische Universität (BTU) Cottbus-Senftenberg, FG Stahl- und Holzbau,
Konrad-Wachsmann-Allee 2, E-Mail: martin.hartmann@b-tu.de

Zusammenfassung

Wenn an Stahlbrückenkonstruktionen Ermüdungsrisse festgestellt werden, treten diese in der Regel an kerbscharfen Konstruktionsdetails auf. Die Instandsetzung der betroffenen Brückenkonstruktion erfordert in den meisten Fällen umfangreiche Sanierungsmaßnahmen, die oft mit einer Brückensperrung und erheblichen Beeinträchtigungen der Verkehrsinfrastruktur einhergehen. Im Rahmen eines ZIM-Forschungsvorhabens [3] wird derzeit ein innovatives Reparaturverbundsystem aus kohlenfaserverstärktem Kunststoff (CFK) entwickelt, das mithilfe von Klebtechnik appliziert wird und das angerissene Bauteil lokal verstärkt. Das primäre Ziel dieser verstärkenden Maßnahme besteht darin, mittels individuell gefertigter CFK-Schalen, welche durch die Verwendung eines zweikomponentigen Klebstoffs am Hänger befestigt werden, den Riss zu überbrücken. Auf diese Weise soll der Rissfortschritt signifikant reduziert oder gestoppt werden. Dieser Beitrag gibt einen Überblick über die ersten Ergebnisse aus diesem Forschungsvorhaben.

1 Einleitung

Zwischen den 1960er und 1980er Jahren wurde ein erheblicher Anteil der Brückenkonstruktionen in Deutschland errichtet [1]. Diese Brücken nähern sich einer Nutzungsdauer, in der vermehrt mit größeren Ermüdungsschäden am Tragwerk zu rechnen ist. Diese Schäden können zu Einschränkungen der Nutzung oder sogar zur Sperrung der betreffenden Brücke führen. Im Bericht des Bundesministeriums für Verkehr und digitale Infrastruktur wird das Ausmaß der Brückenschäden an Bundesfernstraßen mittels Zustandsnoten dokumentiert [2]. Über 80 % der Brücken weisen Schäden auf (Zustandsnoten befriedigend oder schlechter).

Bei Straßen- und Eisenbahnbrücken aus Stahl sind Ermüdungsschäden von besonderer Relevanz, die auf wiederkehrende Belastungen des Tragwerks zurückzuführen sind. Dem Schwerlastverkehr kommt in diesem Zusammenhang eine große Bedeutung zu, der in der Vergangenheit häufig unterschätzt wurde. Aus diesem Grund können Ermüdungsrisse während der Nutzungsdauer entstehen.

Etablierte Methoden zur Sanierung von Ermüdungsschäden, wie das Anbohren der Rissspitze oder das Reparaturschweißen, weisen Nachteile auf. Hierzu zählen Querschnittsschwächungen, zusätzliche Eigenspannungen oder geometrische bzw. metallogische Kerben, die zusätzliche Spannungskonzentrationen erzeugen. Eine vielversprechende Alternative, um diese genannten Nachteile zu vermeiden, stellt eine Sanierung der Ermüdungsschäden mittels aufgeklebter carbonfaserverstärkter Kunststoffschalen (CFK-Schalen) dar. Durch die CFK-Schale, die eine in Belastungsrichtung hohe Steifigkeit und Zugfestigkeit bei gleichzeitig geringem Eigengewicht aufweist, wird ein alternativer Lastpfad geschaffen. Der gerissene Bauteilbereich wird dadurch entlastet, und der Rissfortschritt wird verlangsamt oder sogar gestoppt.

Ziel eines laufenden Forschungsvorhabens [3] ist die Verlängerung der Restlebens- bzw. Nutzungsdauer von sanierungsbedürftigen Stahlhängern von Stabbogenbrücken mit Hilfe individuell hergestellten CFK-Schalen, die mittels zweikomponentigen Klebstoffs am Hänger befestigt werden. Im Rahmen des Beitrags werden die durchgeführten experimentellen Untersuchungen zur Zugscherfestigkeit der Klebefuge und Charakterisierung des CFK-Grundmaterials sowie die Zugversuche am Stahl-CFK-Verbundkörper vorgestellt, um die Verbundeigenschaften der Sanierungsmethode zu bewerten.

2 Stand der Technik

In den vergangenen Jahren wurden umfangreiche Studien zur Methodik der Sanierung von Ermüdungsrissen mittels aufgeklebter Verstärkung durchgeführt. In [4] wurde z.B. der Rissfortschritt in CFK-verstärkten Stahlbauteilen mit ebenen Oberflächen untersucht. Eine vollflächige Verstärkung des gerissenen Bereichs hat sich als besonders effizient erwiesen. In [5] wurde ein Bemessungsvorschlag für CFK-Verstärkungen an Bauteilen mit ebenen Oberflächen erarbeitet, um die Lebensdauererweiterung abzuschätzen. Eine Fallstudie an einer stählernen Straßenbrücke in Spanien (Jarama-Bridge) wird in [6] präsentiert, bei der CFK-Verstärkungen an ebenen Bauteiloberflächen angebracht wurden. Belastungstests zeigten eine Reduzierung der Dehnungen um 20 % bis 30 % im Bereich der Verstärkung. Systematische Untersuchungen zu Verstärkungen an Bauteilen mit unregelmäßiger Oberfläche sind nicht bekannt.

3 Experimentelle Untersuchungen

3.1 Zugscherfestigkeit der Klebefuge

Zur Bestimmung der Zugscherfestigkeit der Klebefuge werden in Anlehnung an DIN EN 14869-2 [7] dicke Stahl-Stahl-Zugscherproben getestet, siehe **Abbildung 1**. Die Proben bestehen aus der Stahlsorte S235J2 (Abmessung eines Fügeteils: 81x25x13 mm) und werden mit einem Zweikomponentenklebstoff auf Epoxidharzbasis miteinander stoffschlüssig verbunden. Der Klebstoff wird eigens für dieses Forschungsprojekt vom Projektpartner SurA Chemicals GmbH entwickelt. Der Einfluss der in **Tabelle 1** genannten Oberflächenvorbereitungsmethoden wird untersucht. Je Vorbereitungsmethode werden 7 Zugscherproben getestet.

Nach der Oberflächenvorbereitung erfolgt die Reinigung der Stahloberflächen mit Aceton und fusselfreien Einwegreinigungstüchern, um Verunreinigungen wie Schmutz oder Öl zu entfernen. Der Klebstoff wird auf beide Fügeteiloberflächen aufgetragen, um eine optimale Benetzung zu gewährleisten. Die Klebschichtdicke wird im Projekt mit Blick auf die Toleranzen im Stahlbau mit $t_a = 1$ mm festgelegt und durch den Einsatz von Glasperlen in der Klebefuge sichergestellt. Die geklebten Proben werden 7 Tage lang bei Raumtemperatur ($T \approx 22^\circ\text{C}$) ausgehärtet und anschließend mit einer Prüfgeschwindigkeit von 0,5 mm/min bis zum Bruch zentrisch auf Zug belastet. Die Zugscherversuche an den mit Glaskugeln gestrahlten Stahloberflächen ergeben eine Zugscherfestigkeit von 10,5 N/mm² (siehe **Tabelle 1**) bei ausschließlich adhäsiven Bruchbildern. Die ermittelten Festigkeiten bei Einsatz von Korund als Strahlmittel bzw. bei Einsatz eines Winkelschleifers liegen in einer vergleichbaren Größenordnung.

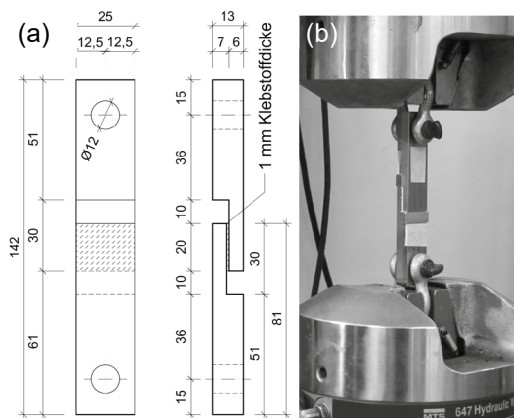


Abbildung 1 Zugscherversuche: (a) Geometrie der Proben, (b) Versuchsaufbau

Tabelle 1: Ermittelte Zugscherfestigkeit

Nr.	Oberflächenvorbereitung	τ_{\max} [N/mm ²]
1	Glasperlen (150 – 250 μm)	10,5
2	Korund (63 – 105 μm)	10,0
3	Winkelschleifer (60er Körnung)	8,9
4	wie Nr. 2 mit Silikatisierung	31,5
5	wie Nr. 3 mit Silikatisierung	21,5

Die im Projekt angestrebte Zugscherfestigkeit von 20 N/mm² wird nur bei Einsatz eines Winkelschleifers oder des Strahlmittels Korund jeweils mit anschließender Silikatisierung erreicht bzw. übertroffen. Für die weiteren Verbundlängenversuche (Abs. 3.3) wird daher die Oberflächenvorbereitungsmethode Nr. 4 eingesetzt. Der Schubmodul des Klebstoffs wird vom Projektpartner SurA Chemicals GmbH aufgrund von Erfahrungswerten zu $G_a = 300$ N/mm² abgeschätzt.

3.2 CFK-Charakterisierung

Das für das Projekt verwendete CFK-Ausgangsmaterial mit einer Dicke von $t_{CFK} = 5$ mm wird vom Projektpartner Kunststoffverarbeitung Wimmer GmbH zur Verfügung gestellt. Zur Ermittlung der mechanischen Eigenschaften werden Schulterproben gemäß DIN EN ISO 527-4 [8] hergestellt und anschließend in 5 weggeregelten Zugversuchen mit einer Prüfgeschwindigkeit von 2,0 mm/min bis zum Bruch belastet. Die ermittelte Zugfestigkeit beträgt im Mittel 1004 N/mm² bei einer Varianz von unter 5 %. Aus versuchstechnischen Gründen konnte nur bei einem Versuch der E-Modul zu $E_{CFK} = 90.000$ N/mm² und die Bruchdehnung zu 1,0 % mit der erforderlichen Genauigkeit bestimmt werden.

3.3 Verbundlängenversuche

Die erforderliche Verbundlänge l_e für die Versuche wird mit Gl. (1) aus [9] unter Verwendung der in Abs. 3.2 ermittelten Materialkennwerte des CFK zu 300 mm abgeschätzt. Die maximale Verbundspannung τ_f wird gemäß [9] zu 80% der Zugscherfestigkeit τ_{max} des Klebstoffs gesetzt. Da die Zugscherfestigkeit zum Projektbeginn noch nicht bekannt war, wird mit dem angestrebten Zielwert von 20 N/mm² gerechnet.

$$l_e = \frac{\pi}{2 \sqrt{E_{CFK} \cdot t_{CFK} \cdot \delta_f}} = 260 \text{ mm} \quad (1)$$

Der Schlupf δ_f in Gl. (1) wird wie folgt abgeschätzt:

$$\tau_f \cdot \delta_f = 62 \cdot \left(\frac{\tau_{max}}{G_a} \right)^{0,56} \cdot t_a^{0,27} \quad (2)$$

Die Verbundlänge wird für die Versuche zu $l_e = 300$ mm gewählt.

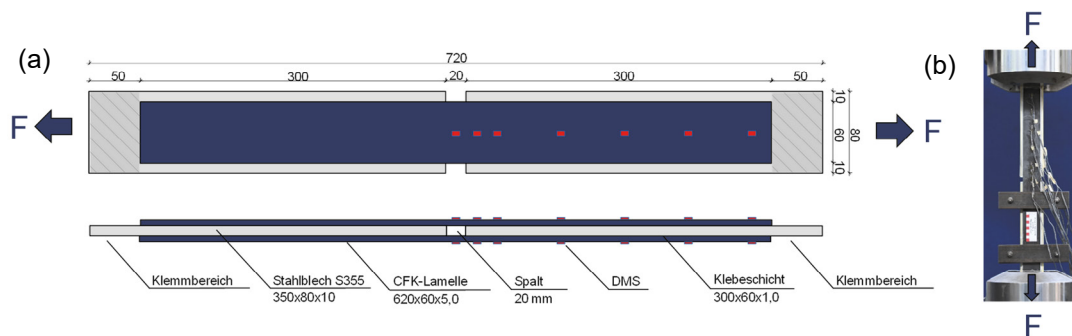


Abbildung 2 Verbundversuche an CFK-verstärkten vorgeschädigten Stahlproben:
(a) Probekörper mit beidseitiger Verstärkung, (b) Versuchsaufbau

Die CFK-Lamellen (siehe **Abbildung 2**) werden von Hand mit Sandpapier (Körnung 120) angeschliffen. Nach dem Kleben härten die Verbundkörper 7 Tage aus. Für die Prüfung werden die Stahlbleche an den Enden des Verbundkörpers in die Prüfmaschine geklemmt. Die Prüfgeschwindigkeit beträgt 0,5 mm/min. An der CFK-Lamelle sind in regelmäßigen Abständen von 62,5 mm Dehnungsmessstreifen (DMS) angebracht, um den Dehnungsverlauf in den CFK-Lamellen zu ermitteln. In Spaltnähe wird das Messnetz verfeinert. Die Dehnungsdifferenz zwischen benachbarten DMS ermöglicht die Ermittlung des Schubspannungsverlaufs in der Klebstoffschicht [10]. Durch die beidseitig aufgeklebten CFK-Lamellen treten kaum Biegespannungen auf.

In **Abbildung 3** ist exemplarisch der Schubspannungsverlauf eines Verbundkörpers auf Bruchlastniveau dargestellt. Es ist deutlich ein schubspannungsfreier Bereich in der Klebefuge erkennbar. Am Anfang und Ende der Klebefuge treten Schubspannungsspitzen auf. Die gewählte Verbundlänge l_e ist somit ausreichend.

Das zugehörige Bruchbild des exemplarischen Versuches wird in **Abbildung 4** dargestellt und zeigt einen Mischbruch mit teils kohäsivem und teils adhäsivem Bruch. Am Verbundanfang sind Klebstoffreste an beiden Fügeteilen (CFK, Stahl) sichtbar. Es liegt ein kohäsiver Bruch vor. Am Verbundende gibt es eine Trennung der Grenzfläche zwischen Klebstoff und Stahl, welche als adhäsiver Bruch gilt.

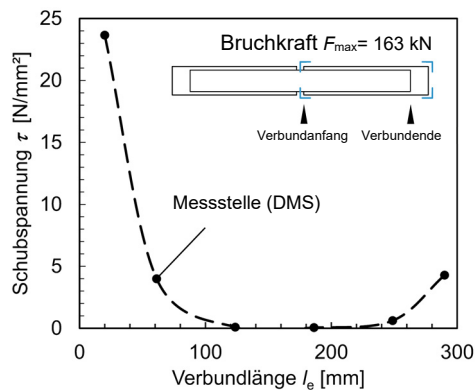


Abbildung 3 Beispielhafter Schubspannungsverlauf aus den DMS-Messungen

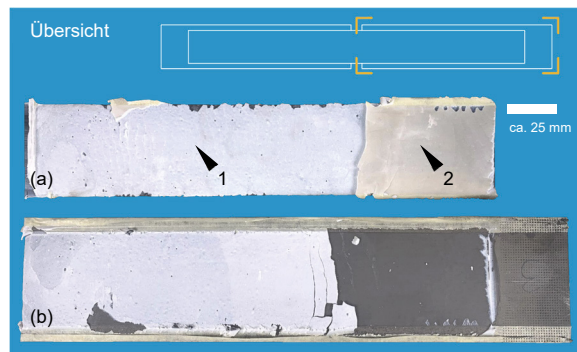


Abbildung 4 Beispielhaftes Bruchbild: (a) Blick auf die Lamelle, (b) Blick auf Stahlblech. Legende: 1 - kohäsives, 2 - adhäsives Versagen

4 Fazit und Ausblick

Im vorliegenden Beitrag wurden Voruntersuchungen für eine Verstärkungsmaßnahme von ermüdungsgeschädigten Stahlhängern an Stabbogenbrücken mittels aufgeklebter CFK-Schalen vorgestellt. Mit Hilfe von experimentellen Untersuchungen konnte eine geeignete Oberflächenvorbereitungsmethode bestimmt werden. Das Verbundverhalten wurde in Verbundlängenversuchen analysiert.

In dem laufenden Forschungsprojekt sind Ermüdungsversuche an 2 Rundstahlhängern aus S355J2 geplant, die im Maßstab 1:2 (**Abbildung 5**) gefertigt wurden und in die ein Ermüdungsriss am kritischen Konstruktionsdetail eingebracht wurde. Zurzeit werden die individuellen CFK-Schalen zur Verstärkung der Prüfkörper im Rissbereich auf Grundlage bereits erfolgter 3D-Scannung angefertigt, siehe **Abbildung 5**.

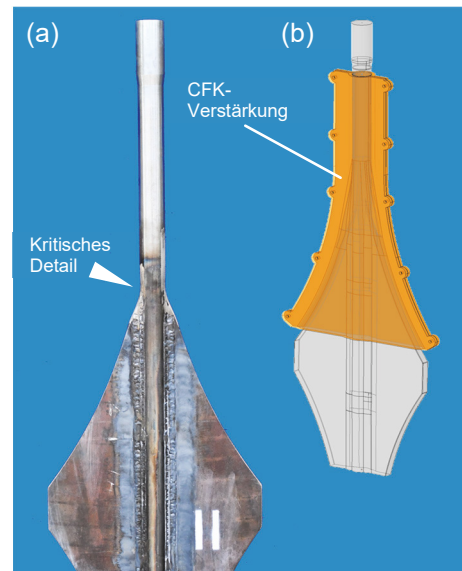


Abbildung 5 Untersuchung des Schweißnahtauslaufs eines Rundstahlhängers: (a) Prüfkörper, (b) CFK-Verstärkung

5 Danksagung

Das Projekt BridgeHeal wird durch finanzielle Mittel des Bundesministeriums für Wirtschaft und Klimaschutz (BMWK) aufgrund eines Beschlusses des Deutschen Bundestages gefördert. Die Autoren dieses Beitrags möchten ihren herzlichen Dank an die Kooperationspartner Kunststoffverarbeitung Wimmer GmbH und SurA Chemicals GmbH für die interessante und erfolgreiche Zusammenarbeit ausdrücken. Gleichfalls gebührt den Mitarbeitern der Forschungs- und Materialprüfanstalt der BTU Cottbus-Senftenberg ein Dank für ihre Hilfe bei der Planung und Durchführung der experimentellen Versuche.



Gefördert durch:



aufgrund eines Beschlusses
des Deutschen Bundestages

Literatur

- [1] Bundesanstalt für Straßenwesen. <https://www.bast.de>, "Altersstruktur der Brückenbauwerke der Bundesfernstraßen nach Bauwerksfläche in m²". 2023. Zugriff am: 08.06.2023.
- [2] Bundesministerium für Verkehr und digitale Infrastruktur: Stand der Modernisierung von Brücken der Bundesfernstraßen, 2020.
- [3] Projekt CFK-BridgeHeal – Entwicklung neuartiger, aufgeklebter CFK-Schalen zur Reparatur sanierungsbedürftiger Stahlhänger an Stabbogenbrücken zur Verlängerung der Lebensdauer um mind. 10 Jahre. Förderprogramm: AiF / ZIM; Förderkennzeichen KK5042303KL1; Laufzeit: 01.11.2021 - 30.04.2024.
- [4] P. Colombi und G. Fava: Experimental study on the fatigue behaviour of cracked steel beams repaired with CFRP plates. In: Engineering Fracture Mechanics 145 (2015). S. 128-142. DOI: 10.1016/j.engfracmech.2015.04.009.
- [5] L. Hu, P. Feng und X.-L. Zhao: Fatigue design of CFRP strengthened steel members. In: Thin-Walled Structures (2017). 119. S. 482–498. DOI: 10.1016/j.tws.2017.06.029.
- [6] S. Chataigner; M. Wahbeh; D. Garcia-Sanchez; K. Benzarti; V. Birtel; M. Fischer; L. Sopeña; R. Boundouki; F. Lehmann; E. Martín; G. Gemignani und M. Zalbide: Fatigue Strengthening of Steel Bridges with Adhesively Bonded CFRP Laminates: Case Study. In: Journal of Composites for Construction 24 (2020), Heft 3, S. 1–12. DOI: 10.1061/(ASCE)CC.1943-5614.0001014.
- [7] DIN EN 14869-2: Strukturklebstoffe – Bestimmung des Scherverhaltens struktureller Klebungen. Ausgabe Juli 2011.
- [8] DIN EN ISO 527-4: Kunststoffe – Bestimmung der Zugeigenschaften – Teil 2: Prüfbedingungen für isotrop und anisotrop faserverstärkte Kunststoffverbundwerkstoffe, 2020.
- [9] E. Ghafoori; Q. Yu; R. Haghani; A. Hosseini; A. Hadigheh; X. Gu; M. Motavalli und X. Zhao: Adhesively Bonded CFRP Composites for Steel Strengthening: An overview. In: SMAR 2013 – Fifth Conference on Smart Monitoring, Assessment and Rehabilitation of Civil Structures, S. 1–10.
- [10] Purgstaller, T.: Das mechanische Verhalten von Klebeverbindungen im Holzbau. Graz: Technische Universität, Masterarbeit, 2010.

Zuverlässigkeitstheoretisch begründete Dauerfestigkeit des Schubverbundes mit Kopfbolzendübeln bei einachsiger Ermüdungsbeanspruchung

M.Eng. Stephan Voß¹, Prof. Dr.-Ing. Karsten Geißler² und Prof. Dr.-Ing. Martin Mensinger³

¹ Entwerfen und Konstruieren - Stahlbau, Gustav-Meyer-Allee 25, 13355 Berlin, TU Berlin

E-Mail: s.voss@tu-berlin.de, ² karsten.geissler@tu-berlin.de

³ Lehrstuhl für Metallbau, Arcisstraße 21, 80333 München, TU München

E-Mail: mensinger@tum.de

Zusammenfassung

Das Bundesfernstraßennetz weist derzeit eine große Anzahl von Brücken auf, die ersetzt werden müssen. Hierfür werden häufig Stahlverbundkonstruktionen verwendet. Die Verbundfugen werden in der Regel mit Kopfbolzendübeln (KBD) ausgeführt. Der Abstand zwischen den Quertragwerken beträgt dabei ca. 4 m. Die Lastwechselzahl für den Ermüdungsnachweis in Querrichtung muss sich daher eher an der Anzahl der Achsen als an der Anzahl der LKW orientieren. Daraus ergeben sich ca. $N \approx 8 \times 10^8$ bis 10×10^8 Lastwechsel über die Nutzungsdauer [1, 2].

Experimentelle Untersuchungen zur Ableitung einer Dauerfestigkeitsgrenze bei einer hohen Lastwechselzahl für KBD fehlen derzeit. Hohe Lastamplituden führen zu einer lokalen Schädigung des Betons im Bereich des KBD-Fußes. Durch die kontinuierliche Ausdehnung des geschädigten Bereichs wandern die Längsschubkräfte am Schaft des KBD hoch, was zusätzliche Biegespannungen am Fuß verursacht. Die Kerbe am Fuß wird nun nicht nur durch Scher-, sondern auch durch Biegespannungen beansprucht. Das Forschungsziel ist die wissenschaftliche Begründung eines Grenzwertes, bei dem eine Betonzerstörung am Dübelfuß ausgeschlossen und die Spannungssituation auf einen rein schubbeanspruchten Kerbfall reduziert werden kann.

Zur Untersuchung des Problems wurden an der TU-Berlin 3 Push-Out-Tests mit abnehmenden Lastamplituden durchgeführt. Mit Dehnungsmessstreifen auf einem Bleiring wurde die Betondehnung kontinuierlich im Nahbereich des Dübelfußes aufgezeichnet. Nach der Versuchsdurchführung wurde der umgebende Beton vom Stahl getrennt und visuell auf Ermüdungsschäden untersucht.

1 Einleitung und theoretische Grundlagen

Die Zeitfestigkeit für schubbeanspruchte Kopfbolzendübel wird derzeit durch eine lineare Ermüdungsfestigkeitskurve (Miner-Elementar) mit einer konstanten Neigung $m = 8$ und dem charakteristischen 2-Mio-Kennwert $\Delta\tau_c = 90$ MPa beschrieben (Abb. 1).

Der Ermüdungsnachweis für Kopfbolzendübel im Brückenbau gestaltet sich häufig schwierig, da in den meisten Fällen die genauen Beanspruchungskollektive nicht bekannt sind. Liegen alle Spannungsschwingspiele unterhalb einer wissenschaftlich begründeten Dauerfestigkeit, reduziert sich die Komplexität deutlich und die genaue Kenntnis eines Beanspruchungskollektives ist nicht mehr notwendig.

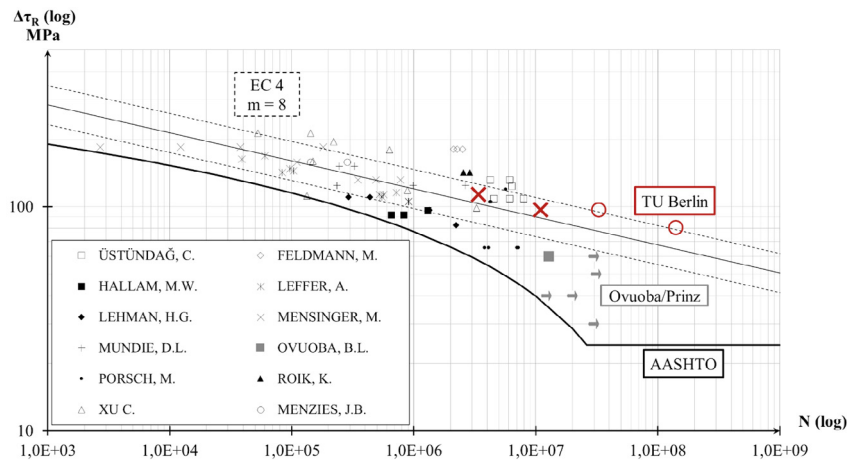


Abb. 1. Wöhlerlinien: Eurocode 4 und AASHTO

Hinsichtlich der Zeitfestigkeit von schubbeanspruchten Kopfbolzendübeln liegen zahlreiche Versuchsergebnisse vor, die die Zulässigkeit einer mit $m = 8$ sehr flachen Wöhlerkurve belegen. Die Phänomene bei sehr hohen Oberlasten sind wegen der örtlichen Betonerstörung komplex, sodass in [3] wie auch schon in [4] eine Begrenzung der Oberlast auf 60% der Dübeltragfähigkeit vorgeschrieben wird, die gleichzeitig auch die sonst reduzierte statische Resttragfähigkeit bei zuvor erfolgter Ermüdungsbeanspruchung berücksichtigt. Ungeklärt ist die Existenz und Verteilungsfunktion einer Dauerfestigkeit, die für niedrige Beanspruchungen gerade des Straßenbrückenbaus mit vielen Hundert Millionen Lastwechseln eine große Bedeutung hat. Letzteres trifft sowohl auf den reinen Dauerfestigkeitsnachweis als auch auf den Betriebsfestigkeitsnachweis zu.

2 Ermüdungsversuche TU Berlin

2.1 Versuchskörper

Zur messtechnischen Überprüfung des Modells der örtlichen Schubkraftübertragung wurden anhand mehrerer Versuche an der TU Berlin (Abb. 2) unterschiedliche Varianten untersucht. Das Ziel ist die messtechnische Erfassung der am Dübelfuß sehr konzentrierten Hauptspannungen auf Gebrauchslastniveau. Die Schwierigkeit hierbei ist, dass die interessierenden Beanspruchungen im Beton am Dübelfuß nicht maßgeblich durch die im Verbund zum Beton befindlichen Einbauteile gestört werden. Untersucht wurden daher verschiedene Varianten auf denen ein Dehnmessstreifen (DMS) in den Beton eingebracht werden kann, ohne das Betongefüge zu stören.

Gleichzeitig sollten durch eine versuchsweise Beanspruchungsminderung weitere Erkenntnisse über das Verhalten der Verbundfuge im hochzyklischen Bereich gewonnen werden. Es wurden drei Push-Out-Tests unter Ermüdungsbeanspruchung gemäß Eurocode 4 [5] erstellt.

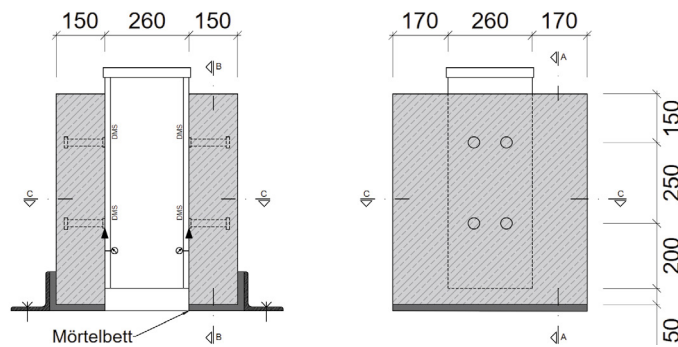

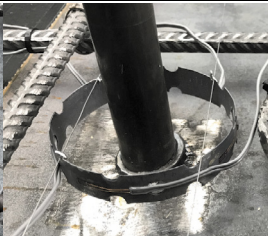
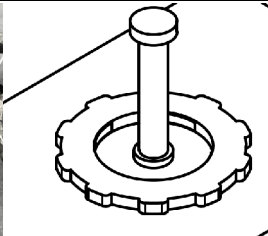



Abb. 2. Push-Out Probekörper (DIN EN 1994-1-1 Anhang B)

2.2 Messtechnik

Während der Versuchsdurchführungen wurde neben der Aufnahme der Lastwechselzahlen sowie der Kraft- und Wegwerte der Prüfmaschine auch eine kontinuierliche Messung des Schlupfes in der Verbundfuge aufgezeichnet. Für die Schlupfmessung wurden vier induktive Wegaufnehmer (IWA) verwendet, die am unteren Ende der Verbundfuge montiert wurden. Zur Messung der Betonspannungen im Betongefüge selbst wurden vier verschiedene Varianten verfolgt (Tab. 1). Bei zwei Varianten wurde Bewehrungsstahl und bei je einer weiteren Variante Blei bzw. ein Zementring als Trägermaterial für die DMS verwendet.

Tab. 1. Varianten zur Dehnungsmessung im Beton

Variante 1	Variante 2	Variante 3	Variante 4
			
DMS auf geradem Bewehrungsstahl Ø6mm	DMS auf Bleiband ($E_{cm} \approx E_{Pb}$)	DMS auf Zementring (nicht ausgeführt)	DMS auf Bewehrungsring

Dabei zeigte sich, dass die Varianten 1 und 2 bezüglich Herstellbarkeit und Handhabbarkeit beim Einbau am besten abschnitten. Die qualitativ besten Messergebnisse stellten sich bei Variante 2 ein. Die Variante 3 wurde nicht ausgeführt, da für den Betonring kein Mischungsentwurf, mit dem annähernd gleiche Betoneigenschaften wie für einen C35/45 üblich, entwickelt werden konnte. Variante 4 erwies sich als besonders ungeeignet um DMS zu applizieren, weshalb die zugehörigen Ergebnisse aus Sicht der Verfasser nicht immer plausibel sind. Alle DMS wurden vor dem alkalischen Milieu des Betons lediglich durch einen Schutzlack geschützt, um die Störung im Betongefüge auf ein Minimum zu reduzieren.

2.3 Versuchsdurchführung

Die Versuche wurden so lange einer Ermüdungsbelastung ausgesetzt (7,5 - 10 Hz), bis das Versagen einer Schubfuge festgestellt werden konnte. Die drei Versuche wurden jeweils mit unterschiedlichen Spannungsschwingbreiten gefahren, beginnend mit der höchsten. Grundsätzlich ist der Versuchsablauf entsprechend eines Wöhlerversuches als Einstufenkollektiv angelegt. Wurde jedoch nach Erreichen des Lastwechselmedians gemäß Eurocode keine wesentliche Schädigung der Verbundfuge (Schlupf) festgestellt, erfolgte eine Erhöhung der Spannungsamplitude (Zweistufenkollektiv). Über die lineare Schadensakkumulationshypothese und der Annahme der bekannten Zeitfestigkeitskurve (EC4) kann rechnerisch festgestellt werden, ob unter den vorangegangenen Spannungsamplituden bereits Vorschädigungen eingetreten sind.

3 Auswertung der Ermüdungsversuche

3.1 Lebensdauer

Die Versuche V-DSK_I und V-DSK_II (X in Abb. 1) wurden bis zum Versagen der Schubfuge zyklisch belastet. Die Abbruchkriterien waren dabei entweder eine starke Schlupfzunahme oder ein vollständiges Versagen (Gewalt- bzw. Restbruch) der Verbundfuge.

Bei V-DSK_III (O in Abb. 1) konnte nach $2,62 \times 10^7$ Lastwechseln keine wesentliche Schädigung in der Verbundfuge festgestellt werden. Deshalb wurde die Spannungsschwingbreite erhöht und nach weiteren $2,67 \times 10^7$ Lastwechseln der Versuch abgebrochen. Allein für die zweite Spannungsschwingbreite wurde noch eine Lastwechselzahl erreicht, die über der Zeitfestigkeitskurve des EC4 liegt (50 %-Quantil). Es kann daher angenommen werden, dass der erste Amplitudenblock zu keiner wirksamen Vor-/ Teilschädigung geführt hat.

Tab. 2. Lebensdauer

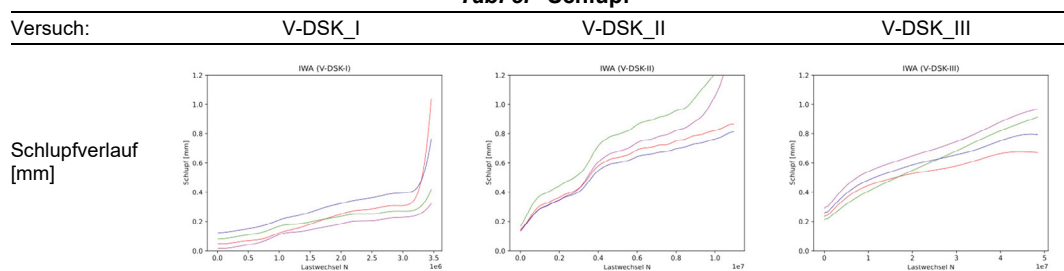
Versuch:	V-DSK_I	V-DSK_II	V-DSK_III
Oberlast [MPa]:	116	161	161
Unterlast [MPa]:	2	65	80 + 65
Schwingbreite [MPa]:	114	96	81 + 96
Lastzyklen [-]:	3.450.000 (Versagen)	10.960.000 (Versagen)	26.242.000 + 26.721.000 (Durchläufer)

3.2 Schlupf in der Verbundfuge

Bei V-DSK_I wurden auf der rechten Versuchsseite alle 4 KBD durchtrennt. Der Ermüdungsriß breitete sich dabei jeweils unterhalb des Schweißwulstes in den Trägerflansch aus. Die Längenausdehnung der Ermüdungsrisse nahm dabei ca. 85 % des Dübeldurchmessers ein.

V-DSK_II hingegen wurde abgebrochen als sich überproportionale Schlupfbewegungen in der linken Verbundfuge abzeichneten. Bei der späteren Freilegung der Dübel konnten in der linken Verbundfuge Dübelanrisse festgestellt werden, wohingegen in der rechten Verbundfuge keinerlei Anrisse sichtbar waren. Daraus kann geschlossen werden, dass der bis dahin aufgetretene Schlupf (rechts) allein aus der Degradation des Betons am Dübelfuß resultiert. Die Dübelanrisse treten scheinbar erst zu einem späteren Zeitpunkt auf. Der Versuch V-DSK_III zeigte keinerlei Dübelanrisse.

Tab. 3. Schlupf



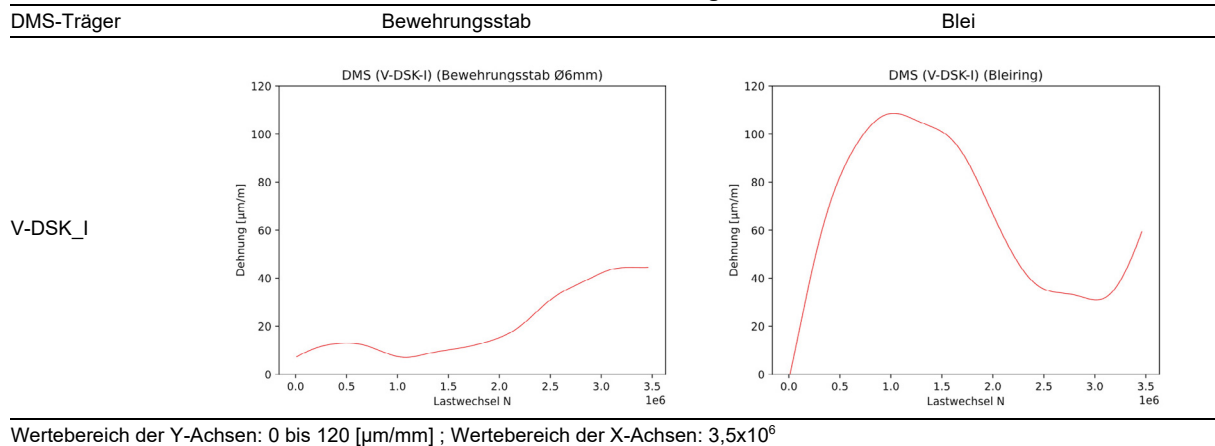
Wertebereich der Y-Achsen: 0 bis 1,2 [mm] ; Wertebereich der X-Achsen: in Abhängigkeit der Lebensdauer

3.3 Betondehnungen und -schädigung

Im Nahbereich der Dübelfüße wurden die Betondehnungen innerhalb des Betongefüges aufgezeichnet. Dazu wurden verschiedene Messkonzepte nach Abschnitt 2.2 verwendet. Vergleicht man die Dehnungen der verschiedenen Messkonzepte versuchsweise untereinander, ist erkennbar, dass die Dehnungen deutlich geringer ausfallen, wenn als Trägermaterial Stahl anstelle von Blei verwendet worden ist. Daran lässt sich gut die erwartbare, bewehrende Wirkung von Stahl (höherer E-Modul) als Trägermaterial für DMS erkennen. Blei liegt mit einem E-Modul von ca. 20.000 MPa in einer ähnlichen bzw. sogar geringeren Größenordnung als der verwendete Beton. Eine bewehrende Wirkung ist ausgeschlossen. Der Bleiring wird im Verbund liegend vom

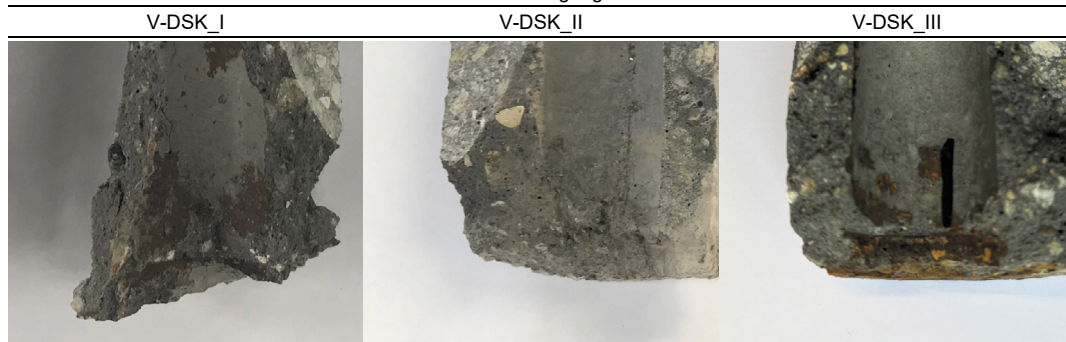
Beton „mitgezogen“, wodurch aussagekräftigere Ergebnisse für die Betondehnung als bei herkömmlichen Messkonzepten erreicht werden.

Tab. 4. Betondehnungen



Im Anschluss an die Versuchsdurchführungen wurde der den KBD umgebenden Beton mit einer Kernbohrung freigelegt. Diese Betonzylinder wurden aufgetrennt, um anschließend die Betonschädigungen am Dübelfuß beurteilen zu können (Tab. 5). Es zeigt sich, dass bei V-DSK_I mit geringer Oberlast und größter Lastamplitude relativ große Betonerstörungen zu erkennen sind. Das abgetragene Material befand sich am Versuchsende als Betonstaub unterhalb der Verbundfuge. Bei V-DSK_II (höhere Oberlast mit geringerer Lastamplitude) zeigte sich ein deutlich niedrigerer, aber teils immer noch erheblicher Betonabrieb. Bei V-DSK_III (gleiche Oberlast, niedrigere Lastamplitude) konnten hingegen keine Betonerstörungen mehr festgestellt werden. Die Kontur des Schweißwulstes am Dübelfuß war nach Versuchsende noch erkennbar.

Tab. 5. Betonschädigung am Dübelfuß



Literatur

- [1] Geißler, K. u. Gebert, G.: Zu Entwurf, Konstruktion und Berechnungsspezifika von aktuellen Großbrücken in Stahlverbundbauweise. Stahlbau 89 (2020) 2, S. 148–163
- [2] Geißler, K., Mager, M. u. Rodemann, J.: Stahlverbundbrücken – Berechnung, Bemessung und Konstruktion. In: Kuhlmann, U. (Hrsg.): Brücken. Neue Eurocode-Generation. Stahlbau-Kalender, 23. Jahrgang (2021). Berlin: Ernst & Sohn 2021, S. 739–928
- [3] DIN EN 1994-2:2010-12, Eurocode_4: Bemessung und Konstruktion von Verbundtragwerken aus Stahl und Beton_- Teil_2: Allgemeine Bemessungsregeln und Anwendungsregeln für Brücken; Deutsche Fassung EN_1994-2:2005_+ AC:2008
- [4] Richtlinie:1981. Richtlinien für die Bemessung und Ausführung von Stahlverbundträgern
- [5] DIN EN 1994-1-1:2010-12, 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

Langlebigere, modulare Dehnfugen-Konstruktionen für Straßenbrücken

Michael Diener¹, Dieter Ungermann¹ und Bettina Brune¹

¹ Lehrstuhl Stahlbau, August-Schmidt-Straße 6, Technische Universität Dortmund, Deutschland
E-Mail: michael.diener@tu-dortmund.de

ZUSAMMENFASSUNG

Fahrbahnübergangskonstruktionen stellen durch die Überbrückung notwendiger Fugen bei langen Brückenbauwerken essenzielle Bauteile für die Aufrechterhaltung der Mobilität dar. Aufgrund ihrer hochdynamischen Beanspruchung und der exponierten Lage in der Fahrbahn ist die Langlebigkeit dieser Konstruktionen von besonderer Bedeutung. Der aktuell nicht befriedigend gelöste Korrosionsschutz stellt das größte Problem dar. Dies konnte in einer weitreichenden Analyse von Schäden an modularen Dehnfugen bestätigt werden. Rund 40 % aller untersuchten Schäden sind Korrosions- oder Beschichtungsschäden. Sie treten sowohl ober- als auch unterhalb der Dichtebene auf und zeigen somit den Handlungsbedarf an. Sie verdeutlichen wie relevant ein vollumfängliches Korrosionsschutzsystem ist. Die üblichen organischen Beschichtungen erreichen die geforderten Schutzdauern von bis zu 50 Jahren nicht. Alternativen existieren in Form von hybriden (Kombination nichtrostender Stahl & Baustahl) und feuerverzinkten Konstruktionen bereits. Für den breiten Einsatz fehlen Antworten auf offene Fragestellungen wie die tatsächliche Korrosivitätsbelastung im Bereich der Übergangskonstruktionen und der Einfluss der Feuerverzinkung auf die Konstruktionen und deren Ermüdungssicherheit.

1 Einleitung

Durch die starke Abhängigkeit der heutigen Wirtschaft vom Straßennetz ist es immer wichtiger die Verfügbarkeit der Verkehrswege sicherzustellen und damit die Mobilität in Deutschland auch zukünftig zu gewährleisten. Instandsetzungsmaßnahmen führen bekanntermaßen immer wieder zu Fahrbahnverlegungen oder gar Straßensperrungen und damit zu hohen volkswirtschaftlichen Kosten. Daraus folgt die Notwendigkeit der genaueren Betrachtung und Weiterentwicklung häufig gefährdeter Bauteile, zu denen unter anderem auch die Fahrbahnübergänge zählen. Sie ermöglichen erst die sichere Überfahrt und stellen daher essenzielle Bestandteile einer jeden Brücke dar.

Modulare Fahrbahnübergänge und Übergangskonstruktionen im Allgemeinen dienen der Überbrückung der notwendigen Fugen an Brückenbauwerken, die sich durch Bewegungen infolge Temperaturänderung des Brückenüberbaus, Kriechens und Schwindens des Betons, Stützensenkungen und -hebungen sowie Verkehrsbelastung ergeben und in ihrer Breite bzw. Länge variieren können. Um auch bei großen aufzunehmenden Dehnwegen eine sichere Überfahrt zu gewährleisten, werden in solchen Fällen bevorzugt modulare Dehnfugen-Konstruktionen - sogenannte Lamellenübergänge - eingebaut. Dieses System besteht aus quer zur Fahrbahn verlaufenden direkt befahrbaren Lamellen und längs gerichteten Traversen, die als Auflager der Lamellenträger dienen und die Lasten in den Überbau oder das Widerlager einleiten (vgl. Abbildung 1). Für letztere werden entweder I-Profile oder rechteckige Vollstahlquerschnitte verwendet, während die Lamellen als I-Profile mit Klauen am Steg Sonderelemente darstellen. Die Elastomerdichtprofile zwischen den Lamellen werden in diese Klauen eingeklemmt, verformen sich infolge der Längsverschiebung und stellen gleichzeitig die Wasserdichtigkeit der Konstruktion sicher. Sie dienen als Grenze zwischen Ober- und Unterkonstruktion.

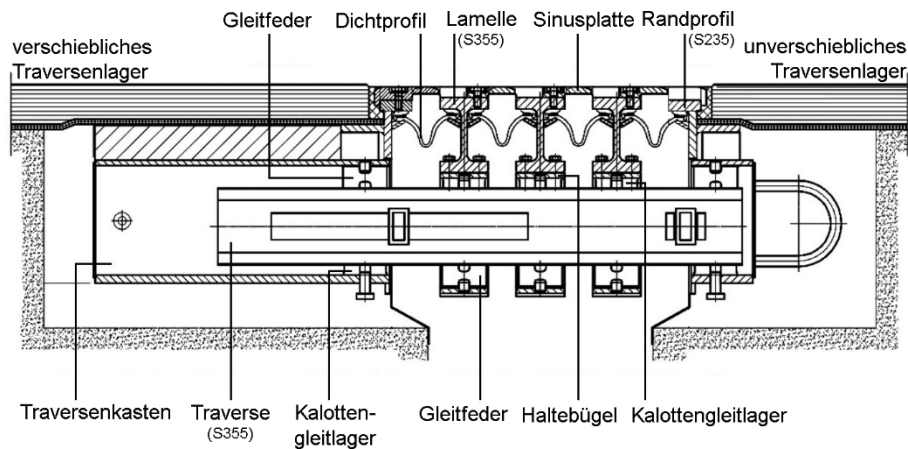


Abbildung 1: Kommentierter Schnitt durch eine beispielhafte modulare Dehnfugenkonstruktion [1]

Kritisch an Fahrbahnübergängen sind die hohe Ermüdungsbeanspruchung infolge der Achslasten des Schwerlastverkehrs und der aktuell noch nicht befriedigend gelöste Korrosionsschutz mit organischen Beschichtungen. Auftretende Korrosionsschäden beschränken sich häufig nicht nur auf den Bereich der befahrbaren Oberfläche. Immer wieder treten solche Schäden auch an oberflächenfernen Bereichen wie der Unterkonstruktion und den Auflagern auf. In Folge dessen sind umfangreiche Instandsetzungsmaßnahmen oder gar ein Austausch großer Teile der bestehenden Konstruktion notwendig. Instandsetzungen des Korrosionsschutzsystems gestalten sich aufgrund der Baustellenbedingungen als schwierig. Eine verlässliche nachträgliche Applikation des Korrosionsschutzes ist wegen der Vielzahl der Einzelkomponenten kaum möglich. Die Lebensdauer einer Übergangskonstruktion ist deshalb geringer als die der Brücke. Deshalb sind langlebigere Fahrbahnübergänge im Zuge der steigenden Verkehrsbelastung sowie der nutzungsbedingt hohen Spritzwasser- und Taumittelbelastung das Ziel der Entwicklung.

Die ZTV-ING [2] fordert eine Nutzungsdauer für Fahrbahnübergänge von 50 Jahren unter Annahme der Verkehrskategorie 1 nach DIN EN 1991-2, Tabelle 4.5 [3]. Für Verschleißteile wie Dichtprofile, Gleitlager und -federn wird eine Nutzungsdauer von mindestens 25 Jahren vorgesehen. Erfahrungsgemäß wird mit den organischen Beschichtungen gemäß ZTV-ING [2] 4-3. Anhang A, Tabelle A 4.3.2 schon die Schutzdauerklasse Hoch (> 15 Jahre) häufig nicht erreicht. Als alternative Maßnahmen steht die Verwendung von nichtrostendem Stahl oder feuerverzinkten Konstruktionen zur Verfügung. Die Eignung der Feuerverzinkung als dauerhafter Korrosionsschutz im Brückenbau ist mittlerweile hinreichend bekannt [4].

Aus der Notwendigkeit für langlebige Fahrbahnübergänge und den Bestrebungen der Hersteller von Übergangskonstruktionen (ÜKOs) heraus resultierte das IGF-Vorhaben-Nr. 22524 BG, welches sich mit der hybriden und feuerverzinkten Ausführung von Fahrbahnübergängen beschäftigt. Dabei stehen neben den Korrosivitätsbedingungen im Mikroklima der ÜKOs und der Untersuchung der Ermüdungsfestigkeit auch die verzinkungsgerechte Konstruktion und die Erprobung eines Monitoringkonzeptes im Fokus der Untersuchungen.

2 Mangelnder Korrosionsschutz

Im Zuge der Untersuchungen wurde ein umfangreicher Datensatz aus der Bauwerksdatenbank SIB-Bauwerke mit Schäden an rund 6.300 Stahllamellenkonstruktionen analysiert. Nach Auswertung von rund 14.000 individuellen Schäden konnte bestätigt werden, dass die Korrosion als häufigstes Schadensbild auftritt. Zusammen mit Beschädigungen an der Beschichtung stellen sie rund 40 % aller Schäden. Funktionsschäden treten aufgrund ihrer breiten Fächerung in Summe am häufigsten auf. Ermüdungsschäden liegen zumeist nur an den Lagern und Federn

vor. Häufig kommt es hier aufgrund der voranschreitenden Abnutzung der Gleitlager und -federn zu einem metallischen Klappern bei der Überfahrt oder zu verschobenen und herausgefallenen Lagern. Lamellen- und Traversenbrüche treten äußerst selten auf (vgl. Abbildung 2).

Die für die Bauwerksprüfung gültige RI-EBW-PRÜF [5] kann anhand der erzielten Ergebnisse und Erkenntnisse um 6 Schadensbeispiele erweitert werden. Dazu zählen z.B. beschädigte Gleitlager/Gleitfedern und ungleichmäßige Abstände zwischen Lamellen und Randprofilen. Dadurch können Schäden an Fahrbahnübergängen zukünftig noch gezielter und einfacher erfasst werden.

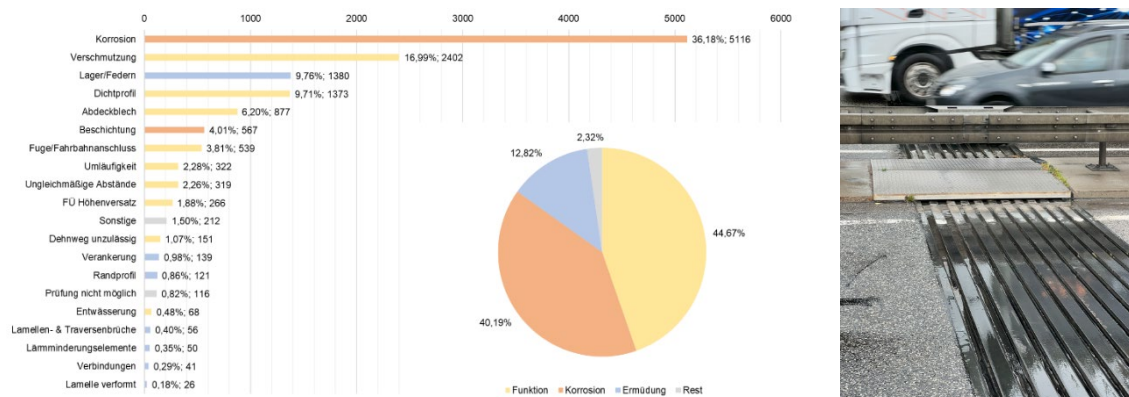


Abbildung 2: Verteilung der Schadensbilder/-typen (links), ÜKO Talbrücke Reichenbach mit stehendem Wasser im Tiefpunkt des Quergefälles (rechts)

Die Auswertung konnte außerdem bestätigen, dass Korrosionsschäden auch fernab der befahrbaren Oberfläche auftreten. Die vorhandenen Korrosionsschäden teilen sich etwa hälftig auf die Ober- und Unterkonstruktion auf. Dies verdeutlicht die Relevanz eines dauerhaften und vollumfänglichen Korrosionsschutzes.

Eine Korrosionsschutzdauer von 50 Jahren lässt sich mit einer Feuerverzinkung ohne Weiteres gewährleisten. Der Gesamtangriff bzw. der Gesamtabtrag D der Zinkschicht kann für Auslagerungsdauern t über 20 Jahre nach DIN EN ISO 9224 [6] mit Gleichung (1) abhängig von der Korrosivitätskategorie ($\rightarrow r_{corr}$) und einem Zeitexponenten b berechnet werden.

$$D(t \geq 20) = r_{corr} \cdot [20^b + b \cdot 20^{b-1}(t - 20)] \quad (1)$$

Gemäß ZTV-ING 4-3 ist für Fahrbahnübergänge von der Korrosivitätskategorie C5 auszugehen. Die gemittelte Abtragsrate r_{corr} ergibt sich nach DIN EN ISO 9223 [7] zu $6,30 \mu\text{m/a}$. Die Erhöhung des b -Mittelwertes von $0,873$ um zwei Standardabweichungen ergibt das 95 %-Quantil für den Zeitexponenten von $b_{95\%} = 0,933$. Der Gesamtangriff (= erforderliche Zinkschichtdicke) ergibt sich demnach zu rund $250 \mu\text{m}$. Zinkschichtdicken von $250 \mu\text{m}$ lassen sich mit den von den Herstellern üblicherweise verwendeten Stählen problemlos erzielen. Das haben Messungen an herstellerseits verzinkten Probekörpern ergeben. In eigens durchgeführten Probeverzinkungen mit 10 Minuten Tauchdauer konnten diese Werte teils deutlich übertroffen werden.

Zinkschichtdickenmessungen am östlichen Fahrbahnübergang der Talbrücke Reichenbach, eine feuerverzinkte Konstruktion mit zusätzlicher organischer Beschichtung (Duplex-System), die 2002 eingebaut worden ist, zeigen, dass das System auch nach mehr als 20 Jahren noch einen beständigen Korrosionsschutz liefert (vgl. Tabelle 1). Der fast vollständige Abtrag des Duplex-Systems im Überfahrtsbereich stellt kein Problem dar, da auch Korrosionsprodukte ständig abgetragen werden und somit immer eine nahezu blanke Stahloberfläche ohne Möglichkeit zur großflächigen Korrosion vorliegt. Obwohl der Zinküberzug großflächig abgetragen wird, bleibt der

Vorteil der Verringerung der Korrosionsgefahr durch Kantenabplatzungen weiter bestehen. Selbst wenn die organische Duplex-Beschichtung durch die mechanische Beanspruchung abplatzt, wird die Unterrostung durch den schützenden Zinküberzug verhindert. Interessant ist auch, dass der Zinküberzug unterhalb des Deckblechs im Tiefpunkt des Quergefälles (hier Mittelkappe) nahezu unangetastet ist, während die organische Beschichtung großflächig abgeplatzt ist. Die Auswertung der Wasser- und Verschmutzungsproben wird Aufschluss über die Korrosionsbedingungen in diesem Bereich geben (vgl. Abbildung 2).

Tabelle 1: Zinkschichtdickenmessung an der Talbrücke Reichenbach

Messbereich	Intaktes Duplex-System außen		Freigelegter Zinküberzug außen	Zinküberzug im Bereich der Überfahrt	Zinküberzug unter dem Abdeckblech Tiefpunkt an der Mittelkappe
	Zinküberzug	Beschichtung			
Minimum in μm	202	68	230	12	396
Maximum in μm	486	240	482	58	558
σ in μm	70,1	40,0	65,2	14,5	52,0
\bar{x} in μm	356	130	355	28	465

3 Ausblick und Danksagung

Mit den bisherigen Untersuchungen konnte eine gute Basis für die anstehenden Arbeiten in Form der Bestimmung der Korrosivitätskategorie im Bereich von Fahrbahnübergangskonstruktionen, die verzinkungsgerechte Konstruktion und die Untersuchung des Einflusses der Feuerverzinkung auf die Ermüdungsfestigkeit geschaffen werden. Die Erprobung eines Monitoringkonzeptes an der Talbrücke Reichenbach gibt Auskunft über die Dauerhaftigkeit aktueller Sensortechnik.

Das IGF-Vorhaben-Nr. 22524 BG der FOSTA (P1574) wurde über die AiF im Rahmen des Programms zur Förderung der industriellen Gemeinschaftsforschung gefördert. Ein besonderer Dank gilt den genannten Einrichtungen, den beteiligten Industriepartnern und PbA-Mitgliedern.

4 Literatur

- [1] mageba sa. Fahrbahnübergänge TENSA® MODULAR Typ LR2-LS100 bis LR12-LS100 Regelprüfung nach TL/TP FÜ (Stand 03/05). 2018.
- [2] Bundesministerium für Digitales und Verkehr: Zusätzliche Technische Vertragsbedingungen und Richtlinien für Ingenieurbauten (ZTV-ING), 10.2022.
- [3] DIN EN 1991-2:2021-09 - Entwurf - Eurocode 1: Einwirkungen auf Tragwerke - Teil 2: Verkehrslasten auf Brücken.
- [4] Ungermann, Dieter, Rademacher, Dennis, Oechsner, Matthias, Landgrebe, Rainer, Adelman, Jörg, Simonsen, Fabian, Friedrich, Susanne und Lebelt, Peter: Feuerverzinken im Stahl- und Verbundbrückenbau: Forschungsvorhaben P 835/IGF-Nr. 351 ZBG, Band P835 der Reihe Forschung für die Praxis / Forschungsvereinigung Stahlanwendung e.V. FOSTA e.V., Düsseldorf, 2014, ISBN 978-3-942541-48-0.
- [5] Bundesministerium für Verkehr und digitale Infrastruktur: RI-EBW-PRÜF Richtlinien für die Erhaltung von Ingenieurbauten (RI-ERH-ING). 2017.
- [6] DIN EN ISO 9224:2012-05 - Korrosion von Metallen und Legierungen - Korrosivität von Atmosphären - Anhaltswerte für die Korrosivitätskategorien
- [7] DIN EN ISO 9223:2012-05 - Korrosion von Metallen und Legierungen - Korrosivität von Atmosphären - Klassifizierung, Bestimmung und Abschätzung

Bestimmung der Ermüdungssicherheit von Dübelleisten in Querrichtung an Ausschnitten der Orthoverbundfahrplatte

Joachim Wisnewski und Richard Stroetmann

Institut für Stahl- und Holzbau, August-Bebel-Str. 30/30a, Technische Universität Dresden, Deutschland
E-Mail: joachim.wisnewski@tu-dresden.de, richard.stroetmann@tu-dresden.de

ZUSAMMENFASSUNG

Im Rahmen des AiF-FOSTA-Forschungsvorhabens P1265 wurde die Orthoverbundfahrbahnplatte (OVP) als leichte und robuste Brückenüberbaukonstruktion entwickelt. Sie besteht aus einem orthotrop ausgesteiften Deckblech (DB), einer dünnen einlagig bewehrten Ortbetonschicht und Verbunddübelleisten (VDL) in Klothoidenform als Verbundmittel. Die Konstruktion vereint die Vorteile der bestehenden Varianten an Brückenüberbauten eines geringen Eigengewichts, einer langen Lebensdauer und einer wirtschaftlichen Herstellung. Die experimentellen, analytischen und numerischen Untersuchungen im Forschungsprojekt P1265 konzentrierten sich auf das Tragverhalten unter Radlasten und die Ermüdungsfestigkeit der OVP bei Beanspruchung in Querrichtung sowie kombinierter Beanspruchung (längs und quer). Das Versuchsprogramm bestand aus statischen Push-Out Versuchen sowie statischen und zyklischen Träger- und Segmentversuchen. Anhand der Ergebnisse der zyklischen Trägerversuche wurde die Ermüdungsfestigkeit der VDL und deren Anschlüsse bei Beanspruchung in Querrichtung bestimmt.

1 Einleitung

Brückenkonstruktionen mit orthotroper Stahlfahrbahnplatte sind für ihre hohe Tragfähigkeit bei relativ geringem Eigengewicht bekannt. Der kontinuierliche Anstieg der Verkehrslasten in den letzten Jahrzehnten führte zu erheblichen Ermüdungsschäden an bestehenden Konstruktionen [1]. Stahlbeton- und konventionelle Verbundbrücken sind weniger ermüdungsanfällig, dafür aber deutlich schwerer. Im Rahmen des AiF-FOSTA-Forschungsvorhabens P1265 [2] wurde die Orthoverbundfahrbahnplatte (OVP) entwickelt, die die Vorteile der bestehenden Überbauten vereint und deren Nachteile kompensiert. Zu diesem Zweck wurde ein umfangreiches experimentelles Versuchsprogramm durchgeführt und durch strukturmechanische Berechnungen ergänzt. Die untersuchte OVP besteht aus einem 10 mm dünnen Deckblech (DB) mit einer 100 mm dünnen, einlagig bewehrten Betonschicht, das auf trapezförmigen Hohlsteifen aufliegt. Als Verbundmittel kommen Verbunddübelleisten (VDL) mit einem Zahnabstand von 100 mm und einer Dicke von 10 mm zum Einsatz, die mit 4 mm dicken Kehlnähten auf das DB geschweißt werden.

Einige Konstruktionsmerkmale entsprechen nicht den aktuellen Normen und Richtlinien. Um ein vertieftes Verständnis für die Bemessung der OVP mit VDL zu erhalten, wurden umfangreiche experimentelle und strukturmechanische Untersuchungen durchgeführt. Das Versuchsprogramm bestand aus Push-Out Versuchen für die VDL in Längs- und Querrichtung sowie aus statischen und zyklischen Balken- und Segmentversuchen. Nachfolgend werden die Probekörper (PK), der Ablauf und das Messkonzept der zyklischen Trägerversuche (Serie 3.2) sowie die Ergebnisse beschrieben. Detaillierte Informationen sind dem Forschungsbericht zu entnehmen [2].

2 Zyklischen Trägerversuche – Hintergrund, Messtechnik, Versuchsablauf und Ergebnisse

Die Trägerversuche wurden für eine Analyse des Tragverhaltens und der Ermüdungsfestigkeit der OVP unter lokalen Radlasten in Querrichtung durchgeführt. Im Zuge der Untersuchungen

wurden die lokalen Spannungen an den Kerbdetails der VDL in Abhängigkeit des Lastniveaus und der Anzahl der aufgetragenen Lastwechsel (LW) ermittelt. Weiterhin wurden die Mechanismen eines Ermüdungsversagens sowie der Anschluss der VDL an das DB hinsichtlich der Einordnung in einen Kerbfall (KF) nach E DIN EN 1993-1-9:2023-03 untersucht. Die hierbei zu berücksichtigenden KF sind in Bild 1 b dargestellt.

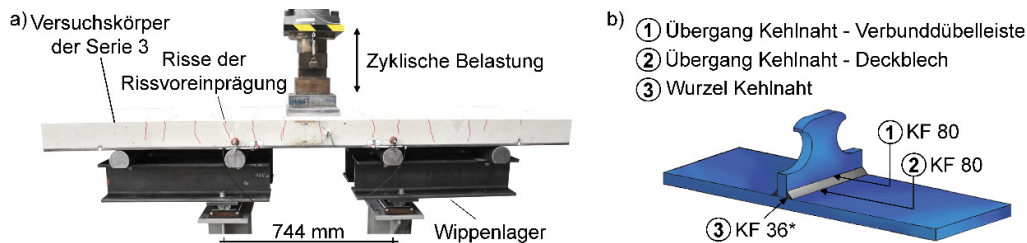


Bild 1: a) Versuchsaufbau im Labor und b) relevante Kerbdetails der Serie 3

Die PK hatten eine Breite von 0,6 m und eine Länge von 2,1 m (Bild 1 a). In der OVP werden diese Ausschnitte durch zwei unter das DB geschweißte Längssteifen gestützt und führen zu einer ähnlichen Momentenverteilung wie bei einem elastisch gelagerten Träger. Um diese Lastverteilung in den Versuchen abzubilden, wurden Wippenlager zur Lagerung der PK eingesetzt (Bild 1 a). Dabei entspricht die Anordnung der oberen Rollenlager den Abständen der Stege der Längsaussteifungen. Der Abstand der unteren Lager zueinander ist maßgeblich für die Lastverteilung auf die oberen Lager und ergab sich aus numerischen Voruntersuchungen zu 744 mm.

Zur Analyse der Mechanismen im Inneren der Konstruktion unter Querbelastung durch lokale Radlasten wurde eine große Anzahl von Dehnungsmessstreifen (DMS) und induktiven Wegaufnehmern (IWA) an den Probekörpern (PK) appliziert, um die Dehnungen an den relevanten Stellen der Stahlkonstruktion und des Betons sowie den Schlupf und die Durchbiegung während der Tests zu messen (Bild 2). Um den Beanspruchungszustand der Dübelzähne zu bestimmen, wurden die DMS auf beiden Seiten der VDL appliziert. Die Dehnungen des DB wurden mit DMS beidseitig am Anschluss der VDL an Zahn 3 und an der mittleren Aussparung der VDL gemessen. Vor der Durchführung der statischen und zyklischen Balkenversuche wurden Risse mit einer Breite von bis zu 0,3 mm in den Beton eingepreßt, um eine Vorschädigung zu berücksichtigen (Bild 1 a). Es wurden induktive Wegaufnehmer zur Messung des Schlupfes (IWA 1, 2, 4 und 5) und der Durchbiegung in Trägermitte (IWA 3) installiert (Bild 2 b). Schließlich wurden DMS an der Ober- und Unterkante des Betons in der Mitte der PK angebracht (DMS-B 1 und 2).

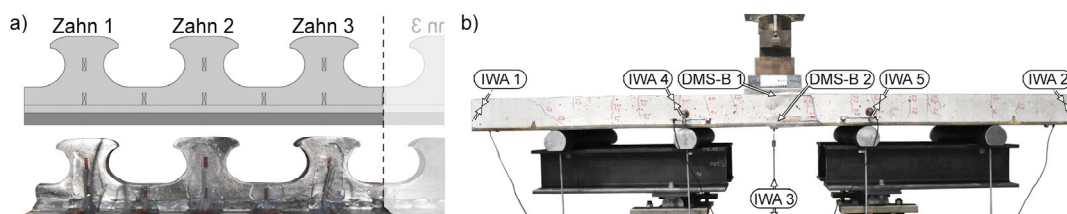


Bild 2: a) Messkonzept an der lastnahen Verbunddübelbleiste und b) applizierte induktive Wegaufnehmer (IWA) und Dehnungsmessstreifen auf dem Beton (DMS-B) der Serie 3.2

Um ein frühzeitiges Ermüdungsversagen des Betons in den zyklischen Versuchen zu vermeiden, wurde die maximale Belastung (Oberlast P_o) im Bereich des linearen Tragverhaltens der hierfür durchgeführten statischen Versuche mit rund 340 kN geplant [4]. Die Unterlast P_u wurde mit 10 kN angesetzt und die Zyklen mit ca. 2 Hz gefahren. Die Lasteinleitung erfolgte direkt auf dem Beton mit einer Lasteinleitungsfläche von 320x220 mm (vgl. E DIN EN 1991-2:2021-09). Der Versuch wurde bei erkennbaren Schäden, die durch die Dehnungsmessungen angezeigt wurden, bei äußerlich sichtbaren Schäden an der Betonoberfläche oder nach drei Mio. LW, wenn keine

Schäden festgestellt wurden, abgebrochen. Nach Abschluss der Prüfungen wurden die PK entlang der VDL aufgesägt und der Beton für weitere forensische Untersuchungen an der Stahlkonstruktion getrennt. Sowohl die VDL als auch der Beton wurden hinsichtlich der Art des Versagens und des dahinterstehenden Versagensmechanismus untersucht.

Die Ergebnisse der neun Trägerversuche zur Ermüdungsfestigkeit mit der jeweiligen Ober- und Unterlast sowie die Art des Versagens sind in Tabelle 1 zusammengefasst. Bei der Versagensart wurde zwischen zyklischem Durchstanzversagen (B), Ermüdungsrisse am Übergang der VDL zur Schweißnaht (VDL-SN) und am Übergang der Schweißnaht zum DB (SN-DB) unterschieden. Das Ermüdungsverhalten äußert sich durch die Rissentwicklung und -ausbreitung im Beton und lokalen Spannungen an den Kerbdetails des Dübelbleitenanschlusses. Mit zunehmendem Rissfortschritt steigen die lokalen Spannungen an. Daher hatten die Betonfestigkeit und die Höhe der Oberlast einen erheblichen Einfluss auf die Höhe und Entwicklung der Spannungsschwingbreiten an den Kerbdetails und die erreichten Lastspielzahlen.

Tabelle 1: Versuchsparameter und Ergebnisse der zyklischen Trägerversuche

Serie	$f_{cm,cu}$ [N/mm ²]	$f_{cm,cyl}$ [N/mm ²]	$f_{ctm,sp}$ [N/mm ²]	E_{cm} [N/mm ²]	P_u [kN]	P_o [kN]	Lastwechsel [Mio.]	Versagen ¹
3.2-1	63,1	45,0	3,00	29.900	10	340	1,5	-
3.2-2	51,1	41,2	2,97	30.900	10	340	0,2	B / SN-DB
3.2-3	52,7	44,0	2,80	32.400	10	300	2,0	SN-VDL
					10	290	0,07	
3.2-4	40,1	44,0	3,15	-	20	280	bis 1,9	-
					15	285	bis 2,9	
					10	290	bis 3,3	
3.2-5	42,2	34,7	2,55	29.600	10	290	1,9	SN-VDL/SN-DB
3.2-6	41,6	34,7	2,47	31.200	10	290	1,6	SN-VDL
3.2-7	47,1	40,5	2,65	36.000	10	290	2,4	SN-VDL
3.2-8	45,1	38,0	2,40	34.500	10	290	0,2	B
3.2-9	46,2	40,0	2,55	35.700	10	290	1,1	SN-VDL

¹ B: Betonversagen infolge zyklischen Ausstanzens

SN-VDL: Ermüdungsrisse am Übergang der Schweißnaht (SN) zur Verbunddübelbleiste (VDL)

SN-DB: Ermüdungsrisse am Übergang der Schweißnaht (SN) zum Deckblech (DB)

Beim Versuch 3.2-2 mit $P_o = 340$ kN traten frühzeitig Risse im Beton auf, die von der Lasteinleitungsplatte über die VDL zum Auflager verliefen. Die Anzahl der LW bis zum Versagen war entsprechend gering. Die Oberlasten der folgenden Versuche wurden angepasst. Je nach Betonfestigkeit und Oberlast wurden zwischen 0,2 und 3,3 Mio. LW erreicht. Die forensische Untersuchung ergab bei sechs PK Ermüdungsrisse an der Schweißnahtverbindung der VDL, die am Übergang zum DB (SN-DB) oder zu den VDL (SN-VDL) auftraten (Tab. 1). Lediglich ein PK versagte in Form eines zyklischen Durchstanzens (B), dass auf die Lastkonzentration durch eine Unebenheit der Betonoberfläche zurückgeführt werden konnte.

Aufgrund der hohen Oberlast im Versuch 3.2-2 sowie der erwähnten Unebenheiten der Betonoberfläche im Bereich der Lasteinleitung von Versuch 3.2-8 bildete sich ein früher und stark ausgeprägter Schrägriss im Beton, der zu einem raschen Anstieg der Dehnungen führte. Im Unterschied dazu wurden im Versuch 3.2-4, bei dem der Beton unter der geringeren Oberlast keine Schädigung zeigte, über die gesamte Versuchsdauer nahezu konstante Dehnungen gemessen. Mit zunehmender Betonschädigung wird das Ermüdungsversagen der Dübelbleitenanschlüsse durch die nichtlinear ansteigenden Dehnungen an den Kerbdetails eingeleitet. Zu beachten ist, dass die untersuchten Oberlasten um ein Vielfaches über die im Ermüdungsnachweis anzusetzenden Radlasten liegen und eine lastverteilende Wirkung durch einen Asphaltbelag nicht berücksichtigt wurde. Bei einer zyklischen Radlast von 75 kN (vgl. E DIN EN 1991-2:2021-09) würden die in den Versuchen festgestellten Betonschädigungen nicht auftreten.

Basierend auf den statischen Trägerversuchen und numerischen Berechnungen konnte ein linearer Zusammenhang zwischen den Spannungen und der Belastung unter den aufgebracht

Innendruckinduzierte Beanspruchung von Kehlnähten dichtgeschweißter Hohlkästen

Malik Ltaief¹, Martin Mensinger²

¹ Lehrstuhl für Metallbau, Technische Universität München
E-Mail: m.ltaief@tum.de

² Lehrstuhl für Metallbau, Technische Universität München
E-Mail: mensinger@tum.de

Zusammenfassung

Dichtgeschweißte Hohlkästen werden seit mehreren Jahrzehnten erfolgreich im Stahl- und Stahlverbundbrückenbau eingesetzt. Vorteile sind ihre hohe Torsionssteifigkeit, die geringe der Korrosion ausgesetzten Oberfläche sowie der hohe Grad an Vorfertigung. Bis zur Einführung der Konstruktionsdetails DHK in der RE-ING [1] wurden die Kehlnähte in den Eckbereichen der Hohlkästen nur auf Längsschub bemessen. Messungen aus [2] stellten fest, dass es aus der Erwärmung der Luft im Inneren der Kästen zu Innendruckschwankungen kommt. Diese führen zu einer Biegung der Längskehlnähte, welche durch die Konstruktionsdetails DHK beim Entwurf und der Bemessung der Hohlkästen Berücksichtigung finden sollen. Im Rahmen des vorgestellten Forschungsprojekts "Wirtschaftliche Dimensionierung von Kehlnähten dichtgeschweißter Hohlkästen" soll die unplanmäßige Beanspruchung betrachtet werden, die in [2] festgestellt wurde. Das Ziel ist es, das aktuelle Bemessungsverfahren im Sinne der Materialeffizienz weiterzuentwickeln und gleichzeitig das Sicherheitsniveau des Eurocodes einzuhalten. Dazu lässt sich das Forschungsprojekt in zwei Themenfelder gliedern. Im ersten Forschungsteil wird die Einwirkung, welche aus dem Innendruck resultiert, betrachtet. Dazu werden Temperatursimulationen aufbauend auf Wetterdaten durchgeführt. Aus den gewonnenen jährlichen maximalen Innenlufttemperaturen lässt sich schließlich ein Bemessungswert definieren. Das zweite Themenfeld betrachtet die statische Tragfähigkeit sowie die Ermüdungsbeanspruchbarkeit einseitig geschweißter Kehlnähte. Hierfür werden umfangreiche statische und dynamische Versuche durchgeführt. Durch die Zusammenführung dieser Erkenntnisse lässt sich anschließend das Bemessungsmodell für die RE-ING weiterentwickeln. Im Folgenden sollen die vorläufigen Erkenntnisse aus dem Forschungsprojekt vorgestellt werden.

1 Innendruckbeanspruchung dichtgeschweißter Hohlkästen

Die Innendruckbeanspruchung resultiert aus klimatischen Einwirkungen. Diese klimatischen Einwirkungen, welche in Bild 1 dargestellt sind, führen zu Temperaturschwankungen im Bauwerk sowie in der Innenluft von nicht begehbaren Hohlkästen. Aufgrund der Anforderung an die Dichtheit nicht begehbaren Hohlkästen kann kein Luftaustausch mit der Umgebung stattfinden, sodass die Temperaturschwankungen der Innenluft zu Druckschwankungen im Inneren des Hohlkastens führen.

Das thermische Verhalten der Bauwerke kann durch die Modellierung der Einwirkungen, wie sie in [3,4] vorgestellt wurde, durch Wetterdaten von Messstationen abgebildet werden. Das in [3] vorgestellte thermische Modell berücksichtigt

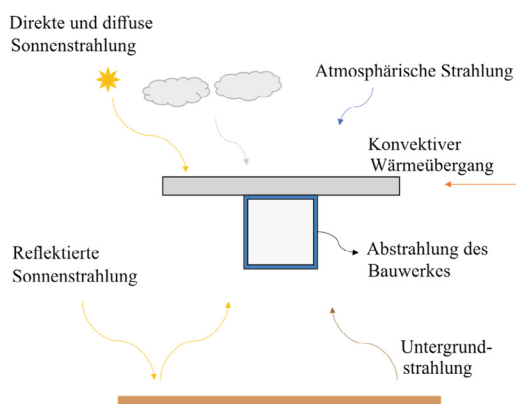


Bild 1: Klimatische Einwirkung auf Bauwerke

dabei den konvektiven Wärmeübergang zwischen der Umgebung und dem Bauwerk. Zusätzlich werden radiative Wärmetransporte berücksichtigt. Diese können in langwellige und kurzwellige Strahlung unterteilt werden. Die Sonnenstrahlung ist hierbei die kurzwellige Strahlung, welche vorwiegend für das Erwärmungsverhalten im Sommer maßgeblich verantwortlich ist. Die langwellige Strahlung findet zwischen benachbarten Bauteilen sowie der Atmosphäre und Boden statt. Diese ist zum Teil auch für das Abkühlen des Bauwerkes verantwortlich.

Durch die numerische Abbildung der klimatischen Effekte lassen sich die Temperaturfelder in Bezug auf die Innenlufttemperatur über einen bestimmten Zeitraum darstellen. Aus den Simulationen lassen sich wie in [3] beschrieben die jährlichen Maxima und Minima der Innenlufttemperatur über den Simulationszeitraum extrahieren. Durch eine Parameterstudie konnten Querschnittskonfigurationen bestimmt werden, welche zu maximalen und minimalen Innenlufttemperaturen führen. Dabei wurden thermodynamische so wie geometrische Einflüsse auf die Innenlufttemperatur untersucht. Als Ergebnis dieser Untersuchung konnten die zwei Querschnittskonfigurationen in Bild 2 (Stahl- und Verbundquerschnitt) als ungünstigste Konfigurationen identifiziert werden. An diesen Querschnitten wurden die Simulationen zur Bestimmung der Bemessungsinne- luft durchgeführt. Auf Basis von Wetterdaten aus Stuttgart, Schleswig und Mannheim konnten jeweils die maximalen und minimalen Werte der Innenlufttemperatur extrahiert werden. Die Wetterdaten, anhand derer die Simulationen durchgeführt wurden, stammen aus [5]. Bild 3 stellt die Jahresmaxima der Innenlufttemperatur sowie die Lufttemperatur der Umgebung für die untersuchten Standorte dar.

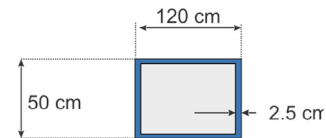
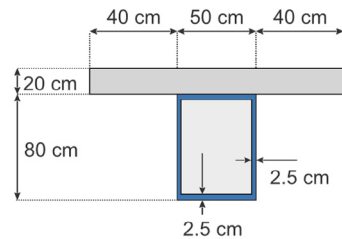


Bild 2: Querschnittsgeometrie der maßgebenden Querschnitte

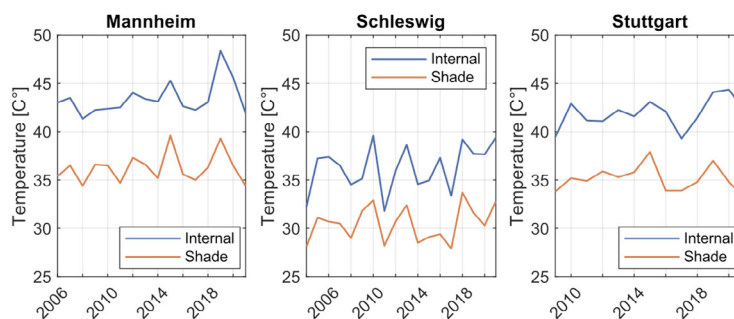


Bild 3: Jahresmaxima der Innenlufttemperatur und Umgebungslufttemperatur des Verbundhohlkastens an unterschiedlichen Standorten

Aus diesen Jahresmaxima lässt sich ein Zusammenhang zwischen Umgebungstemperatur und Innenlufttemperatur ableiten. Dieser Zusammenhang ist in Bild 4 für den Verbundquerschnitt und in Bild 5 für den Stahlquerschnitt dargestellt. Zusätzlich sind die Temperaturkurven nach der DIN EN 1991-1-5 [6] dargestellt. Nach dem Nationalen Anhang des Eurocode 1 (NA) lässt sich der Bemessungswert des konstanten Temperaturanteils für Brücken in Abhängigkeit der in Bild 4 dargestellten Linien bestimmen. Die dafür erforderliche Umgebungstemperatur ist ebenfalls in [6] vorgegeben und beträgt 37°C. Daraus ergibt sich für den nicht begehbaren Verbundquerschnitt eine charakteristische Innenlufttemperatur von 44,0°C und für den nicht begehbaren Stahlhohlkasten von 55,5°C. Der charakteristische Wert der Innenlufttemperatur kann mithilfe des Gesetzes der idealen Gase in eine charakteristische Innendruckbeanspruchung umgerechnet werden. Diese Werte sind in Tabelle 1 für den Stahl- und den Stahlverbundquerschnitt dargestellt.

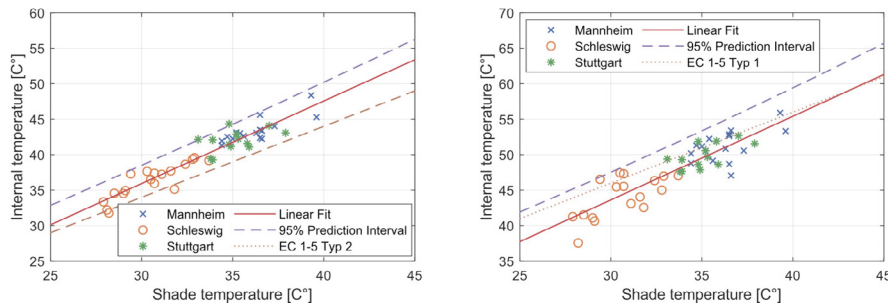


Bild 4: Gegenüberstellung der jährlichen maximalen Innenlufttemperatur mit Außenlufttemperatur links für Verbundquerschnitte, rechts für Stahlquerschnitte

Tabelle 1: Zusammenstellung der charakteristischen Wert des Innendruckes

	$T_{int,max}$	$p_{int,max}$
Stahl	55,5°C	0,1268 bar
Verbund	44,0°C	0,1217 bar

2 Experimentelle Untersuchungen zur Tragfähigkeit einseitig geschweißter Kehlnähte

Aufgrund der konstruktiven Begebenheiten werden bei nicht begehbaren Hohlkästen zwangsläufig zwei der vier Längskehlnähte einseitig ausgeführt. Zur Bestimmung der Tragfähigkeit auf Biegung der einseitig geschweißten Kehlnähte wurden 42 Versuche durchgeführt. Hierbei wurde hinsichtlich der Stahlgüte, Schweißnahtdicke und Schweißzusatzwerkstoffe variiert. In Tabelle 2 sind die untersuchten Parameter zusammengefasst.

Tabelle 2: Experimentell untersuchte Parameter an einseitig geschweißten Kehlnähten

Stahlgüte	S355/S460
Schweißnahtdicke	5 bis 10 mm
Schweißzusatzwerkstoff	G42, G46, T46

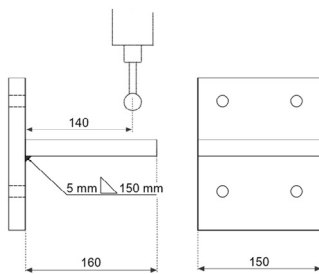


Bild 5: Versuchsaufbau

Biegebeanspruchung dargestellt.

In folgenden Abbildungen sind die Momenten-Rotationskurven der Versuche mit den Schweißzusatzwerkstoffen G42 und G46 für die Nennschweißnahtdicke von 5mm, 7mm und

Die Prüfkörper wurden mit einer Schweißnahtlänge von 15 cm hergestellt. Dabei wurden zwei Bleche mit einer Dicke von 20 mm einseitig mit einer Kehlnaht verschweißt. Durch eine exzentrisch aufgebrachte Last ließ sich ein Moment zur Untersuchung der Rotations- und Tragfähigkeit aufbringen. Versuchsaufbau und Prüfkörper sind in Bild 5 dargestellt. Durch die Messung der Rotation und der Kraft, welche über den Hebelarm in ein Moment umgerechnet werden kann, lässt sich das Momenten-Rotationsverhalten der einseitig geschweißten Kehlnähte bestimmen. Zusätzlich lassen sich durch Schliffbilder die Schweißnahtdicken vermessen. Dies gibt Aufschluss über die tatsächliche Schweißnahtdicke unter Berücksichtigung eines tiefen Wurzeleinbrands. In Bild 6 ist das Rotationsverhalten der Schweißnähte über die

10mm zu erkennen. Hieraus wird ersichtlich, dass der Schweißzusatzwerkstoff keinen maßgebenden Einfluss auf das Rotationsverhalten der Schweißnähte hat. Bei den Nenndicken ist der Unterschied der Momentenverläufe zwischen G42 und G46 auf die mittlere Schweißnahtdicke zurückzuführen.

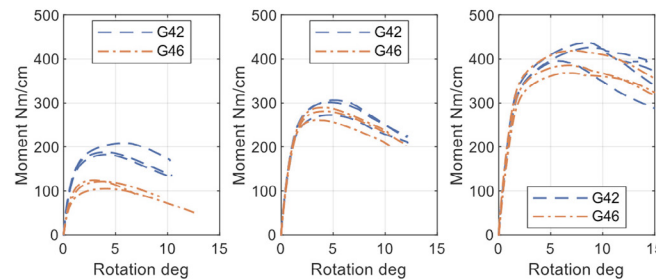


Bild 6: Momentenrotationsverhalten der Schweißnähte bei Nennschweißnahtdicken 5mm (links), 7mm (Mitte), 10mm (rechts)

3 Zusammenführung der Einwirkung mit der Tragfähigkeit einseitig geschweißter Kehlnähte

Aus den Versuchsergebnissen lässt sich die Biegesteifigkeit der einseitig geschweißten Kehlnähte in Abhängigkeit der Schweißnahtdicke ableiten. Mithilfe dieser lässt sich wie in Bild 7 dargestellt das statische Modell zur Abschätzung der Ausnutzung auf Biegung der einseitigen Schweißnähte abschätzen. Im Folgenden soll beispielsweise für einen 100 cm breiten Hohlkasten

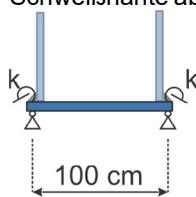


Bild 7: Statisches Ersatzsystem

die Beanspruchung der Schweißnähte durch den Innendruck dargestellt werden. Es wird von einem 30 mm dicken Blech mit einer Innendruckbeanspruchung von $p_{Ed} = 1,35 \cdot 0,12 \text{ bar} = 0,16 \text{ bar}$ ausgegangen. Die Federsteifigkeit für eine 7 mm dicke Naht ergibt sich aus den Versuchen zu 105 Nm/deg/ je cm Schweißnaht. Daraus resultiert eine Beanspruchung der Schweißnaht von 5,18 Nm/cm mit einer Rotation von 0,0494 deg. Wird die Tragfähigkeit aus Bild 6 mit der aus dem Innendruck resultierenden Einwirkung verglichen, so zeigt sich eine geringe Ausnutzung der Schweißnaht.

4 Ausblick und weitere Untersuchungen

Aus den ersten Untersuchungsergebnissen zeigt sich die Tendenz, dass die statische Tragfähigkeit deutlich unterschätzt wird. Im Rahmen des Forschungsprojektes sollen weitere Untersuchungen zur Biegetragfähigkeit unter kombinierten Längsschubbeanspruchungen durchgeführt werden. Aus den hier vorgestellten Erkenntnissen sowie den weiteren Erkenntnissen aus den Untersuchungen soll ein Ansatz zur Bemessung der einseitig geschweißten Kehlnähte entwickelt werden.

Literatur

- [1] BMVI (2023) Richtlinie für den Entwurf, die konstruktive Ausbildung und Ausstattung von Ingenieurbauwerken – RE-ING
- [2] Radtke, F. K. F.; Schubart, R. (2019) Beitrag zur Dimensionierung von Halsnähten luftdichter Hohlkästen untertemperaturinduziertem Innendruck. Stahlbau 88, H. 12, S. 1184–1191. <https://doi.org/10.1002/stab.201900084>
- [3] Ltaief, M.; Mensinger, M. (2023) Kehlnähte dichtgeschweißter Hohlkästen. Stahlbau 92, H. 9, S. 603–612. <https://doi.org/10.1002/stab.202300044>
- [4] Lichte, U. (2004) Klimatische Temperatureinwirkungen und Kombinationsregeln bei Brückenbauwerken [Dissertation]. Universität der Bundeswehr München
- [5] DWD ClimateData Center (CDC) (2022)
- [6] DIN EN 1991-1-5(2010) Eurocode1: Einwirkung auf Tragwerke–Teil1-5: Temperatureinwirkungen. Berlin: Beuth. Ausgabe Dez. 2010.

Zum Tragverhalten hyperelastischer Klebverbindungen im konstruktiven Glasbau

Benjamin Schaaf¹

¹ Institut für Stahlbau, RWTH Aachen University, Mies-van-der-Rohe-Str. 1, 52074 Aachen
E-Mail: b.schaaf@stb.rwth-aachen.de

ZUSAMMENFASSUNG

Der Einsatz geklebter Verbindungen im Glas- und Fassadenbau bietet die Möglichkeit, ansprechende Fassaden mit einem Höchstmaß an Transparenz zu realisieren oder Bauteile zu fügen, die anders nicht zu verbinden wären. Da es in Deutschland jedoch keine allgemein anerkannten Regeln der Technik für geklebte Glaskonstruktionen gibt, ist stets ein bauordnungsrechtlicher Ver- bzw. Anwendbarkeitsnachweis einzuholen, der mit zusätzlichem Kosten- und Zeitaufwand verbunden ist. Maßgebend für das Fehlen anerkannter Regeln der Technik ist im komplexen Materialverhalten der eingesetzten Silikonklebstoffe zu sehen. Zeit- und Temperaturabhängigkeit, ein hyperelastisches Deformationsverhalten sowie eine alterungsbedingte Degradation des Werkstoffs erschweren die Auslegung von Klebverbindungen. In diesem Beitrag werden daher Ansätze für ein realistisches Bemessungskonzept für hyperelastische Silikonklebverbindungen vorgestellt.

1. Einleitung

Structural Sealant Glazing (SSG) beschreibt eine im konstruktiven Glasbau etablierte Konstruktionsart, bei welcher Verglasungselemente durch eine tragende Silikonklebung mit einem aus Edelstahl oder Aluminium bestehenden Tragrahmen allseitig umlaufend verklebt werden. Da bei SSG-Fassaden auf sichtbare Unterkonstruktionen, wie bspw. Haltesysteme bei punktgehaltenen Verglasungen, verzichtet werden kann, lässt sich ein hohes Maß an Transparenz realisieren. Die Fassade wird lediglich durch dünne Trennfugen unterteilt und wirkt insgesamt als homogene Gebäudeumhüllende, Bild 1.

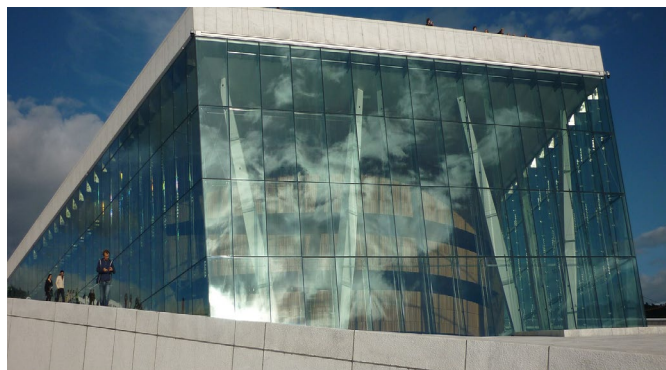


Bild 1 Structural Sealant Glazing Fassade des Neuen Opernhaus Oslo

Die einzig in Deutschland anerkannte technische Dokument für SSG-Systeme ist die *Leitlinie für die Europäisch Technische Zulassung für geklebte Glaskonstruktionen* ETAG 002 [ETAG002]. Neben allgemeinen Produkthanforderungen beinhaltet die ETAG 002 zusätzlich ein

Bemessungsverfahren, welches jedoch auf dem mittlerweile veralteten globalen Sicherheitskonzept beruht. Bei der Auslegung wird der dreidimensionale Spannungszustand innerhalb der Klebverbindung vernachlässigt, sodass die Bemessungsspannungen vereinfacht als Kraft pro Fläche berechnet werden. Die ETAG 002 ist baurechtlich nicht eingeführt, nach Auffassung der Baubehörden gibt es für geklebte Verbindungen in Deutschland derzeit keine anerkannten Regeln der Technik für Planung, Bemessung und Ausführung.

2. Last-Verformungsverhalten

Ein zur Charakterisierung von Polymeren standardmäßig verwendeter Versuch stellt der uniaxiale Zugversuch nach DIN EN ISO 527 dar. Anhand dieses Versuchs lassen sich hyperelastische (großes Deformationspotential) und viskoelastische Eigenschaften (Zeitabhängigkeit) der verwendeten Silikonklebstoffe untersuchen, Bild 2 (links). Aufgrund der hohen erreichbaren Deformationen und einer nahezu vollständigen Inkompressibilität ($\nu = 0,495$) verliert die ingenieurmäßige Annahme technischer Spannungs- und Dehnungsgrößen ihre Gültigkeit. Die wahren Spannungs-Dehnungskurven, die sich anstatt auf den Ausgangszustand auf die kontinuumsmechanische Momentankonfiguration beziehen, weisen einen signifikant anderen Verlauf auf als die technischen Kurven. Für die Bestimmung von Kennwerte wie Elastizitätsmodul oder Querkontraktionszahl sind wahre Größe zu verwenden.

Im Vergleich zum Werkstoff Stahl, bei welchem ein konstanter Elastizitätsmodul verwendet werden kann, ergibt sich für die Silikonklebstoffe eine komplexere Formulierung dieser Kenngröße. Der Modul ist nicht konstant, sondern abhängig vom Dehnungszustand. Zudem nimmt er mit steigender Belastungsgeschwindigkeit (Dehnrates) zu, Bild 2 (rechts).

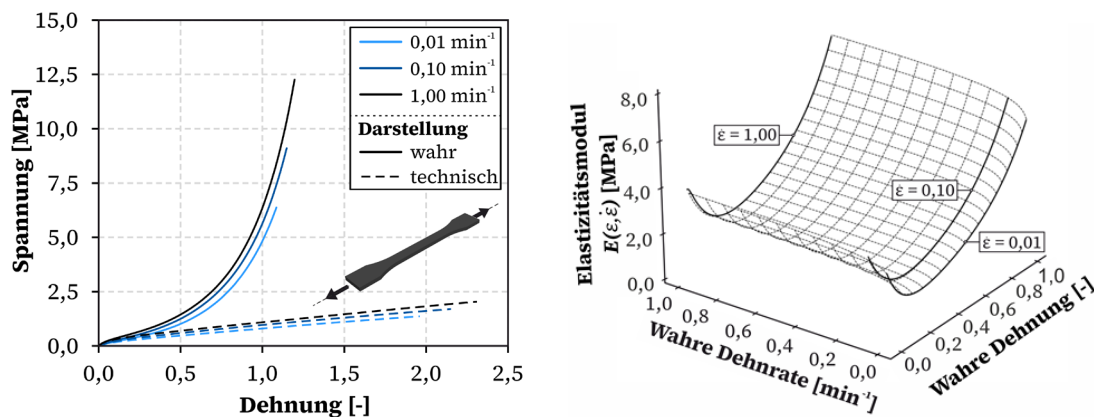


Bild 2 Spannungs-Dehnungskurven des uniaxialen Zugversuchs (Klebstoff Ködiglaze S) für drei unterschiedliche Dehnrates (links), räumliche Darstellung des dehnungs- und dehnratesabhängigen Elastizitätsmoduls (rechts) [Sch24]

Mit Hilfe der Versuchsdaten der uniaxialen Zugversuche lässt sich ein auf dem viskoelastischen Maxwell-Modell basierendes, erweitertes Materialmodell beschreiben, welches die präzise Berechnung von unterschiedlichen bauteilähnlichen Versuchskörpern, die reale Belastungssituationen von Klebverbindungen simulieren, ermöglicht. Weitere, oftmals zur Parameterermittlung hyperelastischer Materialmodelle herangezogene Grundversuche, wie der äquibiaxiale Zugversuch oder diverse Schubversuche, sind nicht erforderlich.

3. Versagen

Für nahezu inkompressible Silikonklebverbindungen lassen sich zwei grundlegende Versagensarten identifizieren: das volumetrische und das deviatorische Versagen.

Das volumetrische Versagen beschreibt das Auftreten von Kavitäten im Inneren der Klebverbindung. Durch die Querkontraktionsbehinderung der Fügepartner und der Eigenschaft der nahezu vollständigen Inkompressibilität des Werkstoffs, entsteht insbesondere im Inneren der Klebverbindungen eine hohe hydrostatische Belastung. Bei Erreichen einer kritischen Belastung bzw. Erreichen einer hydrostatischen Festigkeit, bilden sich Kavitäten (Bild 3 (links)), die eine Schädigung der Verbindung darstellen und so die Steifigkeit dieser permanent reduzieren. Die entstandenen Kavitäten schließen sich auch bei Wegnahme der Last nicht mehr. Allerdings ist nach Kavitation noch eine deutliche Steigerung der Belastung möglich. Die Tragfähigkeit der Verbindung wird erreicht, wenn innerhalb der Klebfuge ein lokales, volumenhaltendes (deviatorisches) Zugversagen auftritt, (Bild 3 (rechts)). Zur Beschreibung beider Versagensmechanismen werden entsprechende kontinuumsmechanische Grenzkriterien abgeleitet.

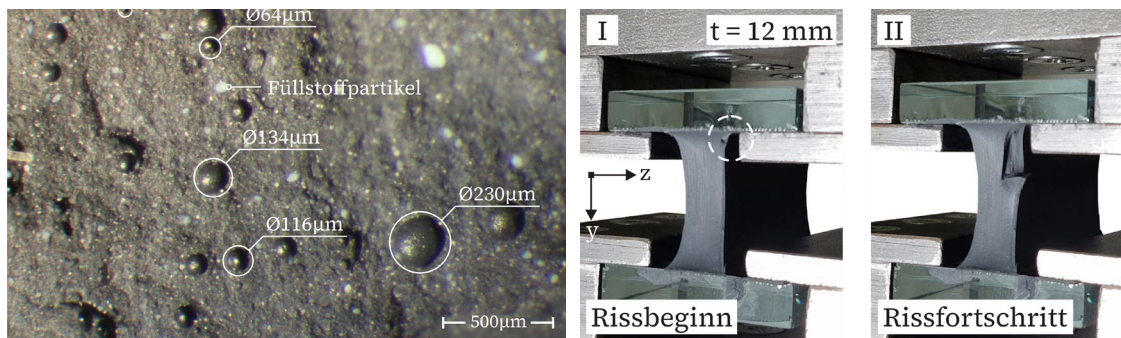


Bild 3 Kavitäten in der Bruchfläche einer Kopfzugprobe, Mikroskopaufnahmen mit 25facher Vergrößerung (links), Deviatorisches Zugversagen einer H-Probe unter Zugbelastung (rechts) [Sch24]

4. Bemessung

Zur Berücksichtigung zeitabhängiger Effekte bei der Bemessung einer Klebverbindung wird ein Verfahren zur Bestimmung eines Modifikationsbeiwerts k_{mod} , wie er bspw. im Ingenieurholzbau verwendet wird, vorgestellt. Anhand von Monte-Carlo-Simulationen wird die vollprobabilistische Lösung des zeitabhängigen Bemessungsproblems approximiert, wobei verschiedene Einflussgrößen auf den Zuverlässigkeitsindex und den resultierenden k_{mod} -Wert untersucht werden. Innerhalb des Untersuchungsumfangs werden Modifikationsbeiwerte zwischen 0,75 und 0,85 berechnet. Eine erste realistische Annahme für einen k_{mod} -Wert für Silikonklebverbindungen im konstruktiven Glasbau wäre demnach ein k_{mod} von 0,80. Die Datenlage ist jedoch noch relativ gering.

Abschließend fließen die Erkenntnisse zur Beanspruchbarkeit in den Vorschlag eines erweiterten Bemessungskonzepts nach dem Teilsicherheitskonzept ein. Die Auslegung der Klebfuge kann in Anlehnung an das Verfahren nach ETAG 002 mit globalen Spannungen und Berücksichtigung einer Zug-Schub-Interaktion erfolgen. Ist eine genauere Berechnung gewünscht, können volumetrische FE-Modelle verwendet werden. Die Auslegung wird dann mit lokalen Dehnungen vorgenommen.

5. Ausblick

Für eine ganzheitliche Auslegung von Silikonklebverbindungen sind die nachfolgenden Aspekte in künftigen Forschungsarbeiten zu untersuchen bzw. abschließend zu klären:

- Teilsicherheitsbeiwert:
Der ermittelte Teilsicherheitsbeiwert der Widerstandsseite kann durch ein Stufe-2-Verfahren validiert und kalibriert werden. Das genauere Berechnungsverfahren mittels FEM erlaubt einen reduzierten Teilsicherheitsbeiwert im Vergleich zum Handrechenkonzept. Zudem können neben den drei betrachteten Silikonklebstoffen weitere Systeme berücksichtigt werden.
- Modifikationsbeiwert:
Um die berechneten Modifikationsbeiwerte zu validieren sind zusätzliche Simulationen weiterer Standorte und Bauteilgeometrien erforderlich. Für die Anwendbarkeit bei ungestützten Klebverbindungen sind zudem ständige Lasten bei der Berechnung von k_{mod} zu berücksichtigen, die zeitabhängige Grenzzustandsfunktion ist entsprechend um ein Kriechversagen zu erweitern. Hierzu ist jedoch zunächst eine ausreichende experimentelle Datengrundlage zu schaffen. Die Anwendung von Superpositionsprinzipien kann dabei eine effizientere Konzeption der notwendigen Versuche ermöglichen.
- Temperaturabhängigkeit:
Das Last-Verformungsverhalten und die Tragfähigkeit sollten für den im Fassadenbau relevanten Temperaturbereich (-20 °C bis +80 °C) untersucht werden. Durch Untersuchungen zur Gültigkeit einer möglichen Zeit-Spannung-Temperatur-Äquivalenz der Silikonklebstoffe sowie der Anwendbarkeit entsprechender Verschiebungsfunktionen wären die experimentellen Untersuchungen zum zeitabhängigen Verhalten durch die Erhöhung der Prüftemperatur zudem in deutlich kürzerer Zeit durchzuführen.

7. Literatur

- [ETAG002a] EOTA: Guideline for European Technical Approval of Structural Sealant Glazing Kits (SSGK) – Part 1: Supported and Unsupported Systems (ETAG002), 3. Änderung, 2012.
- [Sch24] Schaaf, B.: Zum Tragverhalten hyperelastischer Klebverbindungen im konstruktiven Glasbau. Schriftenreihe Stahlbau 97, Verlag Mainz, Aachen, 2024. ISBN: 978-3-95886-520-4

Wölbkrafttorsion in Sandwichelementen: Ein versuchsgestützter teilanalytischer Best-Fit-Algorithmus

Eric Man Pradhan¹ und Jörg Lange¹

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

ZUSAMMENFASSUNG

Oftmals stellt sich die Herausforderung, experimentelle Lagerungsbedingungen in analytischen Ersatzsystemen zu modellieren. Dies ist auch im Forschungsprojekt zum Tragverhalten von exzentrisch belasteten Sandwichelementen der Fall. In diesem Beitrag wird ein versuchsgestützter, teilanalytischer Best-Fit-Algorithmus basierend auf der Wölbkrafttorsion vorgestellt. Das Ziel des Algorithmus ist die Kalibrierung der Federsteifigkeiten im Auflagerbereich, um die experimentellen Ergebnisse trotz zunächst unbekanntem mechanischen Zusammenhangs anzunähern. Somit können anschließend Rückschlüsse auf das Tragverhalten des Sandwichelements bzw. den Versuchsaufbau gezogen werden, indem sie den geometrischen und materialspezifischen Parametern gegenübergestellt werden.

1. Einleitung

Sandwichelemente sind insbesondere im Industriebau eine etablierte Lösung für wirtschaftliche Gebäudehüllen. Sie bestehen aus zwei dünnen Deckblechen, welche durch einen Kern, meist aus Polyisocyanurat (PU) oder Mineralwolle, schubsteif miteinander verbunden werden. Üblicherweise werden sie in ihrer Biegetragwirkung zentrisch beansprucht. In neuen Anwendungsfällen werden sie zusätzlich auch exzentrisch durch äußere Torsionsmomente belastet, wenn Photovoltaik- oder individuell gestaltbare Fassadenmodule an das äußere Deckblech von Sandwichelementen über Schienenprofile fixiert werden. Für exzentrisch beanspruchte Sandwichelemente liegen jedoch noch keine Bemessungsregeln in der aktuell gültigen Norm DIN EN 14509:2013 [1] vor. Zwar geben Standardwerke [2] zu Sandwichelementen Berechnungsformeln für den Torsionsfall an, beruhen allerdings ausschließlich auf der St. Venant'schen Torsion und vernachlässigen Einflüsse aus der Wölbkrafttorsion. Diese liegen jedoch vor, da torsionsinduzierte Normalspannungen in den Deckblechen experimentell nachgewiesen wurden.

2. Stand der Forschung und des Forschungsprojekts

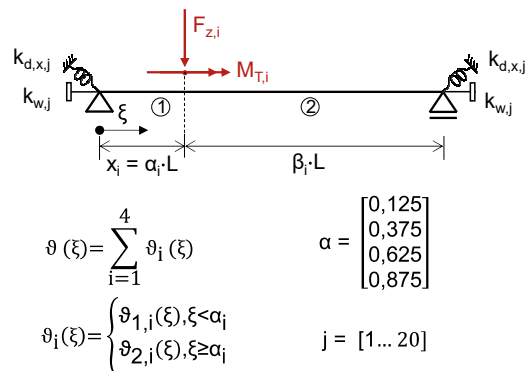
Die ersten veröffentlichten Beiträge zur Torsion für Sandwichquerschnitte liegen zurück in den 1950er Jahren als Seide [3] die Torsionssteifigkeit an einer zusammenwirkenden, dünnwandigen Sandwichplatte in Übereinstimmung mit St. Venant hergeleitet hat. Dies trifft auch auf den Ansatz von Stamm und Witte zu. In ihrem Standardwerk [2] leiteten sie, anlehnend an dünnwandigen, geschlossenen Querschnitten, die Torsionssteifigkeit und -spannungen für Sandwichelemente her, wobei sie den Kern gedanklich in vertikale Lamellen infinitesimaler Breite unterteilten. Als Sandwichfassaden in den 1980er Jahren verbreitet zum Einsatz kamen, und damit einhergehend auch die Nachfrage an Fensteröffnungen stieg, entwickelte Höglund [4] für diesen Fall mithilfe der Bredt'schen Formeln eine vereinfachte Formel zur Bestimmung der Torsionssteifigkeit. Liegen Öffnungen in Sandwichelementen ohne zusätzlichen Unterkonstruktionen vor, belasten diese benachbarte Elemente exzentrisch über ihre Längsfugen. Dieser Thematik widmete sich auch Rädle in den 2010er Jahren [5] und beobachtete torsionsinduzierte Normalspannungen im

Deckblech, weshalb die zuvor erwähnten Veröffentlichungen angezweifelt wurden. Hier setzten Pozorski und Wojciechowski [6] an und führten die ersten Untersuchungen zur Wölbkrafttorsion in Sandwichelementen an einem Einfeldträger mit idealisierten Gabellagern durch, verwendeten dabei für den primären Torsionsanteil die Gleichungen aus [2] und nahmen vereinfachend für den Wölbwiderstand eine Analogie zu einem I-Profil an.

Darauf aufbauend verfolgt das an der TU Darmstadt initiierte Forschungsprojekt zum Tragverhalten exzentrisch beanspruchter Sandwichelemente das Ziel, einen neuen Berechnungsansatz hierfür zu entwickeln. Zu diesem Zweck laufen derzeit experimentelle, numerische und analytischen Untersuchungen an Sandwichelementen. Die Experimente wurden an einem neu konzipierten exzentrischen 6-Punkt-Biegeversuch, basierend auf den Biegeversuchsstand in [1], durchgeführt und mit einem statischen Ersatzsystem idealisiert, siehe Abb. 1. Das Sandwichelement wurde vereinfachend als Balken mit jeweils vier Einzellasten bzw. -torsionslasten modelliert. An insgesamt 20 Konfigurationen wurde getestet, wobei sich eine Konfiguration aus Bauteillänge (4 m – 6 m), Kerndicke (40 mm – 220 mm) und Deckblechdicke (0,4 mm – 0,63 mm) zusammensetzt. Bei allen Versuchen wurde eine Basismessung mit neun Dehnungsmessstreifen (DMS) an beiden Deckblechen und vier Wegaufnehmer am unteren Deckblech durchgeführt. Anhand dieser Messwerte konnte bereits das FE-Modell in ANSYS validiert werden, worauf aufbauend Parameterstudien durchgeführt werden. Die bisherigen Ergebnisse sind in [7] ausführlich behandelt und zeigen eine grundsätzliche Übereinstimmung der drei Methoden. Dennoch bleibt offen, inwiefern die angesetzten Torsions- und Wölbkernfedern vom mechanischen Tragverhalten des Sandwichquerschnitts oder von den Gegebenheiten des realen Versuchs abhängen.



a) Versuchsaufbau



b) Statisches Ersatzsystem mit $k_{d,x}$ - und k_w -Federn

Abbildung 1: Exzentrischer 6-Punkt Biegeversuch

3. Methode zum versuchsgestützten teilanalytischen Best-Fit Algorithmus

Die Spannungs- und Verformungsgrößen der exzentrischen Belastung werden als Superposition aus der Biege- und Torsionsbeanspruchung für den linear-elastischen Bereich bestimmt. Für den Biegeanteil des Sandwichelements sind die bekannten Formeln aus der einschlägigen Literatur [2] entnommen. Der Torsionsanteil der Spannungs- und Verformungsgrößen des Sandwichelements wurde analog zu [8] anhand der Anfangswertelösung der bekannten Differentialgleichung (DGL) für Torsion in geraden Stäben unter Berücksichtigung der St. Venant'schen Torsion $M_{T,I}$ bzw. der Wölbkrafttorsion $M_{T,II}$ für $m_T = 0$ berechnet.

$$\frac{M_T(x)}{EI_W} = -\lambda^2 \vartheta'(x) + \vartheta'''(x) \quad \text{mit } \lambda = \sqrt{\frac{GI_T}{EI_W}} = \frac{\varepsilon}{L} \quad (1)$$

Aus der DGL ergibt sich mit den Randbedingungen des in Abb. 1b gezeigten Systems die in Abb. 2 gezeigten Gleichungen in Matrizenform mit bezogenen Größen. Dabei wurde die Stabkennzahl ε_j einer individuellen Konfiguration j zugeordnet und die Torsions- (I_T) und Wölb-

steifigkeit (I_w) des Sandwichelements nach [7] bestimmt. Die Federsteifigkeiten $k_{d,x,i}$ und $k_{w,i}$ verbleiben zunächst als unbekannte Größen in der Matrix. Diese wurden über zwei Verfahren aus den Versuchsergebnissen zurückgerechnet. Erstens wurde konfigurationsunabhängig eine 1×2 -Federsteifigkeitsmatrix $K = [k_{d,x}, k_w]$ optimiert für alle Versuche ermittelt. Zweitens wurde konfigurationsabhängig eine 20×2 -Federsteifigkeitsmatrix $K_j = [\bar{k}_{d,x}, \bar{k}_w]$ bestimmt, bei der für jede der 20 Konfigurationen ein Wertepaar $[k_{d,x}, k_w]$ optimiert wurde. Dabei sind vereinfachend die Kennwerte am linken und rechten Auflager gleichgesetzt.

$$\begin{bmatrix}
 \bar{k}_{d,x,j} & 0 & -1 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\
 0 & 0 & 0 & 0 & \bar{k}_{d,x,j} & \bar{k}_{d,x,j} \cdot \sinh(\epsilon_j) & \bar{k}_{d,x,j} \cdot [1 + \sinh(\epsilon_j)] & \bar{k}_{d,x,j} \cdot [1 - \cosh(\epsilon_j)] & 0 \\
 0 & \bar{k}_{w,j} & 0 & 1 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\
 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & -\frac{\sinh(\epsilon_j)}{\bar{k}_{w,j} \cdot \cosh(\epsilon_j)} & \frac{\sinh(\epsilon_j)}{\bar{k}_{w,j} \cdot [1 - \cosh(\epsilon_j)]} & \frac{\cosh(\epsilon_j) + 1}{\bar{k}_{w,j} \cdot \sinh(\epsilon_j)} & 0 \\
 1 & \sinh(\epsilon_j \cdot \alpha_i) & \epsilon_j \cdot \alpha_i - \sinh(\epsilon_j \cdot \alpha_i) & \frac{1 - \cosh(\epsilon_j \cdot \alpha_i)}{\cosh(\epsilon_j \cdot \alpha_i)} & -1 & -\sinh(\epsilon_j \cdot \alpha_i) & \sinh(\epsilon_j \cdot \alpha_i) - \epsilon_j \cdot \alpha_i & \cosh(\epsilon_j \cdot \alpha_i) - 1 & 0 \\
 0 & \cosh(\epsilon_j \cdot \alpha_i) & 1 - \cosh(\epsilon_j \cdot \alpha_i) & -\sinh(\epsilon_j \cdot \alpha_i) & 0 & -\cosh(\epsilon_j \cdot \alpha_i) & \cosh(\epsilon_j \cdot \alpha_i) - 1 & \sinh(\epsilon_j \cdot \alpha_i) & 0 \\
 0 & \sinh(\epsilon_j \cdot \alpha_i) & -\sinh(\epsilon_j \cdot \alpha_i) & -\cosh(\epsilon_j \cdot \alpha_i) & 0 & -\sinh(\epsilon_j \cdot \alpha_i) & \sinh(\epsilon_j \cdot \alpha_i) & \cosh(\epsilon_j \cdot \alpha_i) & 0 \\
 0 & 0 & 1 & 0 & 0 & 0 & -1 & 0 & 0
 \end{bmatrix} \cdot \begin{bmatrix} \bar{\vartheta}_{1,0} \\ \bar{\vartheta}_{1,0} \\ \bar{M}_{T,1,0} \\ \bar{M}_{W,1,0} \\ \bar{\vartheta}_{2,0} \\ \bar{\vartheta}_{2,0} \\ \bar{M}_{T,2,0} \\ \bar{M}_{W,2,0} \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} 0 \\ 0 \\ 0 \\ 0 \\ 0 \\ 0 \\ 0 \\ \bar{M}_{T,j} \end{bmatrix}$$

Abbildung 2: Gleichungssystem für einen mit Einzeltorsionsmoment belasteten Stab

Für den versuchsgestützten, teilanalytischen Best-Fit-Algorithmus zur Kalibrierung der Federsteifigkeiten wurde die Methode der kleinsten Quadrate (MKQ) mithilfe des Microsoft Excel Solvers in Form eines Optimierungsproblems angewendet. Dabei zielt die MKQ darauf ab, die Summe der Quadrate der Differenzen, sogenannte Residuen, zwischen gemessenen und durch ein Modell berechneten Werten anhand einer Zielfunktion zu maximieren bzw. minimieren. Dabei wurde die Generalized Reduced Gradient-Methode mit Nebenbedingungen eingesetzt [9].

Für die Zielfunktion in Gleichung (2) wurden die Bauteilverdrehung ϑ_j bzw. die Wölbnormalspannung $\sigma_{x,j}$ des oberen Deckblech jeweils in Feldmitte herangezogen. Dabei sind die Nebenbedingungen so gewählt, dass mechanisch plausible Ergebnisse resultieren, bspw. Federsteifigkeiten größer null. Weiterhin wurde ein Gewichtungskoeffizient g_m eingeführt, welcher die unterschiedlichen Größenordnungen der Ergebnisgrößen normiert.

$$\min_K \sum_{m=1}^2 \left(g_m \sum_{j=1}^{20} (f_{mj}(\epsilon_j, K_j) - y_{mj})^2 \right) \quad \text{mit} \quad \begin{aligned} f_{m,j} &= [\vartheta_j(\epsilon_j, K_j), \sigma_{x,j}(\epsilon_j, K_j)] \\ y_{m,j} &= \text{zugehöriger Messwert} \\ g_m &= \text{Gewichtungskoeffizient} \end{aligned} \quad (2)$$

An dieser Stelle ist zu erwähnen, dass Wölbfedern sowohl die Verdrehung als auch die Normalspannung im Deckblech beeinflussen, die Torsionsfedern hingegen nur die Verdrehung.

4. Ergebnisse

In Abb. 3 sind die ermittelten bezogenen Wölb- und Torsionsfedersteifigkeiten mittels der konfigurationsunabhängigen und -abhängigen Methoden über die Stabkennzahl ϵ_j der jeweiligen Konfiguration aufgetragen. In beiden Fällen scheint die Federsteifigkeit mit ϵ zu korrelieren, wobei im Diagramm der Torsionsfeder ein unterer Grenzwert bei $k_{d,x} \approx 0,8$ zu erkennen ist, welcher mit dem Ergebnis aus dem konfigurationsunabhängigen Verfahren übereinstimmt. Dies deutet daraufhin, dass sich die Torsionsfeder aus einem systembedingten Anteil, bspw. ein Spiel im Lager, und einem bauteilspezifischen Anteil zusammensetzen könnte. Bei der Wölbfeder hingegen liegt dieser untere Grenzwert bei null. Dies kann darauf zurückzuführen sein, dass der Einfluss der Lagerung für Sandwichelemente mit geringer Stabkennzahl ϵ wächst, also bei steigendem Kerndicken-zu-Bauteillängen-Verhältnis. Ebenso vorstellbar ist es, dass bei zunehmender Kerndicke Wölbeinspanneffekte durch eine erhöhte Schubsteifigkeit vorliegt.

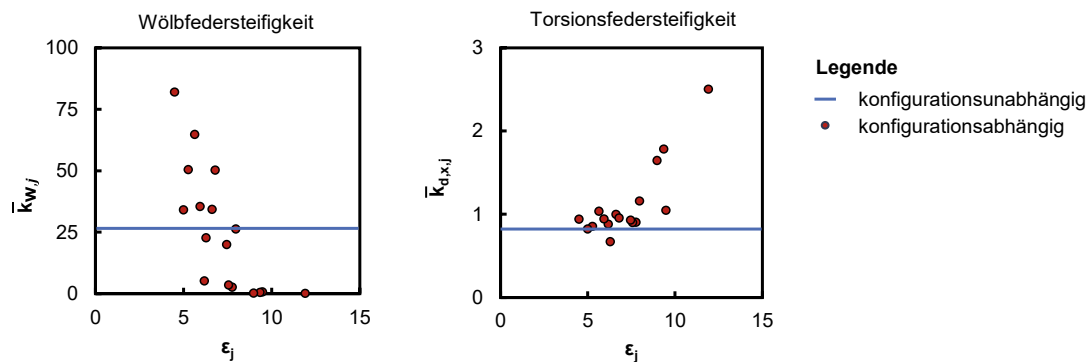


Abbildung 3: Federsteifigkeiten aus dem versuchsgestützten Best-Fit Algorithmus

5. Fazit und Ausblick

Das Tragverhalten exzentrisch beanspruchter Sandwichelemente wurde experimentell und analytisch untersucht und miteinander in Bezug gesetzt. Hierbei lag die Herausforderung in der Modellierung der Lagerungen im statischen Ersatzsystem. Die angesetzten Torsions- und Wölbfedersteifigkeiten wurden daher anhand des vorgestellten versuchsgestützten teilanalytischen Best-Fit Algorithmus kalibriert, um somit Rückschlüsse auf die Federkennwerte bezüglich der Sandwichelemente bzw. des Versuchsaufbaus zu erlangen. Die gezeigten Ergebnisse deuteten zwar auf derartige Zusammenhänge, ließen allerdings in diesem Fall einen Spielraum für Interpretationen offen, welcher teilweise auch im Parameterfeld der untersuchten Probekörper begründet liegt. Nichtsdestotrotz eröffnet der vorgestellte Algorithmus weitere Möglichkeiten zur teilanalytischen Datenanalyse. So könnte dieser Algorithmus zukünftig auch auf Ergebnisse eines experimentell validierten FE-Modells übertragen werden. Vorteilhaft wäre dies im Sinne von einer gezielten Steuerung von einzelnen Parametern unter Ausschluss von Materialstreuungen und Messunsicherheiten, unabhängig von Probekörperverfügbarkeiten. Mit der vorgestellten Methode können mithilfe experimenteller und numerischer Ergebnisse somit wichtige Rückschlüsse für das Torsionsverhalten von Sandwichelementen im Auflagerbereich für zukünftige Berechnungsformeln für eine sichere und wirtschaftliche Bemessung gezogen werden.

Literatur

- [1] DIN EN 14509:2013 – Selbsttragende Sandwich-Elemente mit beidseitigen Metalldeckschichten - Werkmäßig hergestellte Produkte-Spezifikationen. Berlin: Beuth Verlag GmbH.
- [2] Stamm, K.; Witte, H. (1974) Sandwichkonstruktionen – Berechnung, Fertigung, Ausführung. Wien: Springer.
- [3] Seide, P. (1956) On the Torsion of Rectangular Sandwich Plates in: Journal of Applied Mechanics, 23(2), S. 191–194. <https://doi.org/10.1115/1.4011285>
- [4] Höglund, T. (1986) Load Bearing Strength of Sandwich Panel Walls with Window Openings in: IABSE [Hrsg.]. Stockholm, S. 349–356.
- [5] Rädels, F. (2013) Untersuchungen zur Tragfähigkeit von Sandwichelementen mit Öffnungen [Dissertation]. Technische Universität Darmstadt.
- [6] Pozorski, Z.; Wojciechowski, S. (2020) The Influence of Symmetrical Boundary Conditions on the Structural Behaviour of Sandwich Panels Subjected to Torsion in: Symmetry 12, Nr. 12, p. 2093. <https://doi.org/10.3390/sym12122093>
- [7] Pradhan, E. M.; Lange, J. (2024) Warping Torsion in Sandwich Panels: Analyzing the Structural Behavior through Experimental and Numerical Studies in: Materials 17, H. 2. <https://doi.org/10.3390/ma17020460>
- [8] Francke, W.; Friemann, H. (2005) Schub und Torsion in geraden Stäben. 3. Aufl. Wiesbaden: Vieweg+Teubner Verlag.
- [9] Kemmer, G.; Keller, S. (2010) Nonlinear least-squares data fitting in Excel spreadsheets in: Nature Protocols 5, Nr. 2, pp. 267–281. <https://doi.org/10.1038/nprot.2009.182>

Aussteifung von Feiblechen mittels Wire Arc Additive Manufacturing für den Einsatz im Fassadenbau

Philipp Grebner*¹, Lars Riegraf¹, Jörg Lange¹

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

ZUSAMMENFASSUNG

Die additive Fertigung mit Stahl, auch Wire Arc Additive Manufacturing (WAAM) genannt, hat in den letzten Jahren immer mehr an Bedeutung in der Forschung des konstruktiven Ingenieurbaus gewonnen. Die Realisierung von Freiform-Blechfassaden ist bislang nur durch große Blechdicken möglich, was zu einem hohen Materialverbrauch und Kosten bei gleichzeitig hohem Eigengewicht der Fassade führt. Der Einsatz von WAAM zur rippenartigen Aussteifung von Feiblechen für den Fassadenbau könnte daher eine ökologischere und ökonomischere Lösung bieten. Neben den bereits ermittelten Schweißparametern und Materialeigenschaften des Schweißguts [1] spielt die schweißinduzierte Verformung der Bleche eine maßgebende Rolle. Innerhalb einer Parameterstudie konnte die einachsig schweißinduzierte Verformung von Blechstreifen der Größe 20x100 cm sowohl experimentell als auch numerisch in Abhängigkeit von der Schweißlagenhöhe quantifiziert werden.

1. Einleitung

Additive Manufacturing (AM) bezeichnet die schichtweise Herstellung einer Struktur. Dabei können unterschiedliche Materialien, meist flüssig, pulverförmig, viskos oder geschmolzen, verwendet werden [2]. Materialien wie zum Beispiel Stahl, Sand, Polymere und Beton sind bereits in der Luft- und Raumfahrttechnik, im Bauwesen, aber auch in der Medizin und Architektur etabliert. Die zwei Hauptgründe für AM sind die erheblichen Materialeinsparungen im Vergleich zu subtraktiven Fertigungsmethoden und die Möglichkeit, komplexere und detailliertere dreidimensionale Strukturen herzustellen. Die führt zu einem geringeren Materialverbrauch und einer effizienteren Materialverwertung sowie dem Wegfall an Personal wodurch Kosten gespart werden können [2].

1.1. Wire Arc Additive Manufacturing

Das Wire Arc Additive Manufacturing (WAAM) beschreibt ein 3D-Druckverfahren, bei dem eine Schweißstromquelle und ein Roboter- oder Portalsystem verwendet werden. Die in der Forschung und Industrie vorwiegend verwendeten Druckmethoden sind das Metallschutzgasschweißen sowie laserbasierte Schweißprozesse. Innerhalb dieses Artikels wird sich auf das Metallschutzgasschweißen konzentriert, wobei der CMT Cycle-Step Schweißprozess der Firma Fronius genutzt wird.

1.2. Freiform-Blechfassaden

Zwei berühmte Beispiele für frei geformte Blechkonstruktionen sind das Walt Disney Opera House in San Francisco und das Cloud Gate in Chicago (Abbildung 1). Für Cloud Gate wurden Edelstahlbleche einer Dicke von 6 mm verwendet, um die Form zu gewährleisten. Durch die Nutzung von Verbundfassadensystemen [3] oder dünneren Stahlblechen von etwa 2,0 mm

konnten Blechdicken und Gewicht von Fassadensystemen bereits reduziert werden. In Anbetracht schwer recycelbarer Polymere und des hohen Eigengewichts einer 2,0 mm dünnen Stahlblechfassade ist eine ökologischere und ökonomischere Lösung für Freiform-Metallfassadenkonstruktionen erforderlich. Die Verstärkung dünner Stahlbleche mit WAAM erscheint daher zukunftssträftig. Borg [4] hat bereits erste architektonische Möglichkeiten und Prototypen von WAAM verstärkten Feiblechen aufgezeigt. In seiner Doktorarbeit erwähnt er, dass der schweißbedingte Verzug eines der Hauptprobleme ist, mit dem es umzugehen gilt.



Abbildung 1: Cloud Gate, Chicago

2. Verformungsvorhersage

Wie in 1.2 erwähnt, ist die Verformung die größte Herausforderung beim Schweißen auf Feiblechen. Der Einsatz von WAAM zum Aufbringen von Rippenaussteifungen auf elastisch oder plastisch vorgeformte Bleche zum Erhalt der vorgeformten Geometrie ist aufgrund der schweißinduzierten Verformung nicht zielführend. Daher sollte die schweißinduzierte Verformung genutzt und quantifiziert werden, um Verformungen vorherzusagen. Die Erstellung eines Modells zur Verformungsvorhersage könnte das Ziel sein. Die Schweißparameter sowie die Materialeigenschaften des für die Rippenaussteifungen genutzten Schweißguts, wurden bereits in der Vergangenheit ermittelt [1]. Abbildung 2 zeigt eine 20-lagige Schweißrippe, gefertigt mit dem gefundenen Schweißprozess.



Abbildung 2: Beispiel für eine Schweißnaht mit 20 Lagen

Die Parameterstudie in diesem Beitrag konzentriert sich auf die Quantifizierung und numerische Verifizierung von schweißbedingten Verformungen, um diese in Zukunft vorhersagen zu können. Die wichtigsten verwendeten Prozessparameter finden sich in Tabelle 1. Es wurden DC01-Blechproben mit einer Geometrie von 1000 x 200 x 1 mm zur Aussteifung verwendet. Die Bleche wurden an den Längskanten eingespannt, und es wurde eine Schweißnaht von 950 mm Länge aufgebracht. Die Anzahl der Lagen variierte von 1 bis 10. Die Höhe und Breite einer Schweißnaht beträgt etwa 1,0 mm. Außerdem wurde der Einfluss des Schweißens auf flache und auf elastisch vorgeformte Proben auf einem Rahmen untersucht. Der Rahmen hat eine kreisförmige Geometrie mit einem Radius von 5 m. Die Koordinaten für den Roboter-Code für die Untersuchungen auf dem Rahmen wurden von einem Projektpartner des unten genannten Forschungsprojekts ermittelt.

Tabelle 1. Schweißprozess-Parameter

Schweißprozess	Drahtvorschub in m/min	Robotergeschw. in mm/min	Cycles	Intervallpause in ms	Schutzgas
CMT Cycle-Step	3.6 (nominell)	400	2	4	M21

Die numerischen Simulationen zur Validierung der experimentellen Studie wurden ausschließlich an flachen Probekörpern mit Ansys Workbench durchgeführt. Es wurde ein Materialmodell mit multilinear isotroper Verfestigung mit den Ergebnissen aus [1] erstellt. Das Netz wurde in drei verschiedene Größen aufgeteilt, von einem engmaschigen Netz im Bereich der Schweißnaht bis hin zu einem breiteren Netz an den langen Kanten des Blechs, um die Berechnungszeit zu verringern. Zur Schweißsimulation wurde eine äquivalente Wärmequelle nach Goldak verwendet, deren Geometrie an die Schweißnahtgeometrie von 1,0 x 1,0 mm angenähert wurde. Mithilfe eines HKS P1000 Weld Scanners, wurden die durchschnittlichen Werte für Spannung 20,75 V und Stromstärke 32,69 A des Schweißprozesses ausgelesen und an die Wärmequelle übergeben. Das Modell wurde längs durch seine Symmetrieachse geteilt, um die Berechnungszeit zu verkürzen. Es wurde eine Schweißsimulation mittels Ansys Transient Thermal durchgeführt. Die Ergebnisse der Simulation wurden dann in Ansys Static Structural übertragen, um die Verformung zu ermitteln.

2.1 Verformung von flachen und elastisch vorverformten Feiblechen

Es wurden jeweils drei Probekörper mit einer Lagenzahl von 1 bis 10 geschweißt. Die Bleche wurden an den Längskanten in den Rahmen bzw. flach über dem Schweißstisch eingespannt. Abbildung 4 zeigt ein aus dem Rahmen gelöstes Blech von der Unterseite.

Abbildung 4 zeigt die gemessene maximale vertikale Verformung (Stich) in der Mitte der Blechsehne. Die Negativmessungen der ein-, zwei- und dreilagig geschweißten Probe an elastisch vorgebogenen Blechen verdeutlichen die inverse Verformung gegenüber der erwarteten Form aufgrund der Längsschrumpfung der Schweißnähte. Die inverse Verformung könnte auf ein Stabilitätsproblem innerhalb der ersten Lagen zurückzuführen sein. Dieses Phänomen tritt jedoch nicht beim Schweißen auf flachen Blechen auf. Die Messergebnisse zeigen ein Maximum bei 3 Lagen (flach) und 5 Lagen (vorgebogen), das bis zur 10. Lage sowohl für vorgebogene als auch für flache Bleche stetig abnimmt. Die Finite-Elemente Simulation wurde ebenfalls für 1 bis 10 Schweißlagen durchgeführt. Abbildung 4 zeigt die FEM-Ergebnisse in Rot zusammen mit den experimentellen Ergebnissen. Innerhalb der ersten drei Lagen gibt es Unterschiede von 23,5 bis 12,5 mm zwischen den FEM- und den experimentellen Ergebnissen. Ab Schicht 5 stimmen die FEM-Ergebnisse fast mit den experimentellen Ergebnissen überein. Der allgemeine Verlauf der FEM-Ergebnisse passt zu beiden experimentellen Versuchsreihen.



Abbildung 4: Unterseite eines Feiblechs mit aufgeschweißter Rippe

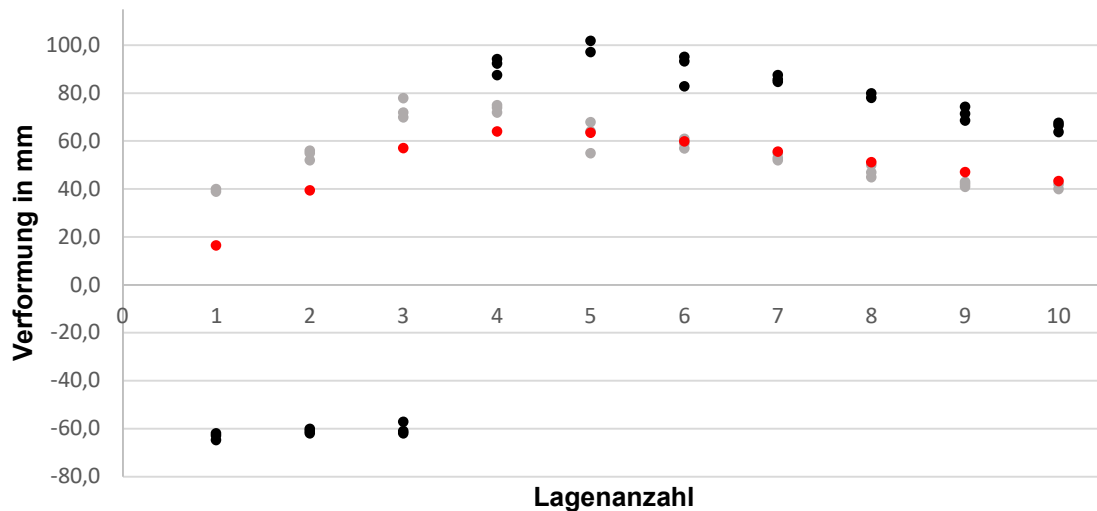


Abbildung 4: Verformung flacher Bleche (grau), vorverformter Bleche (schwarz), Verformung der FE-Simulation (rot)

3. Fazit

Zur Verformungsvorhersage mittels WAAM verstärkter Feinbleche konzentriert sich dieser Beitrag auf die einachsige Verformung von Blechproben einer Dicke von 1,0 mm. Experimentelle Untersuchungen wurden an flachen sowie elastisch vorverformten Blechen auf einem Rahmen mit einem Radius von 5,0 m durchgeführt. Zusätzlich wurde eine FE-Simulation durchgeführt, bei der die flach geschweißten Bleche mit Ansys nachgerechnet wurden. Die experimentellen Untersuchungen zeigten beide einen ähnlichen Verformungsverlauf. Außerdem zeigten die Ergebnisse der Berechnungen in Ansys ähnliche Verformungen wie die flach geschweißten Bleche. Die abnehmende Verformung nach einer bestimmten Lagenzahl könnte dadurch erklärt werden, dass durch die Wiedererwärmung nach jeder geschweißten Lage Eigenspannungen im Blech freigesetzt werden. Der Einfluss anderer Blechdicken und -geometrien sowie mehrerer paralleler Schweißrippen auf die Verformung sollte weiter untersucht werden, um die Ergebnisse dieser Arbeit auf ein komplexeres Modell für die Verformungsvorhersage von dünnen, mittels WAAM verstärkten Feinblechen auszuweiten.

An dieser Stelle möchten wir der Fronius Deutschland GmbH, der Messer Group GmbH und der WDI - Westfälische Drahtindustrie GmbH für deren andauernde Unterstützung unserer Forschung danken. Diese Forschung wurde durch das Bundesministerium für Wirtschaft und Klimaschutz gefördert. (Förderkennzeichen: 03LB3048D).

Literaturverzeichnis

- [1] *Grebner, P.; Lange, J.*: 3D-printing with steel on thin sheets for application in free form façade construction: welding process development and material properties. *In: ce/papers 6* (2023), 3-4, S. 666-671. <https://doi.org/10.1002/cepa.2299>.
- [2] *Gebhardt, A.*: Additive Fertigungsverfahren – Additive Manufacturing und 3D-Drucken für Prototyping - Tooling - Produktion. Hanser, München, 2016.
- [3] *3A Composites GmbH*: Alucobond, https://alucobond.com/cms/deliver/ALUCOBOND_Facade_fascination_DE.pdf [Zugriff am: 21.03.2023].
- [4] *Borg Costanzi, C.*: Reinforcing and Detailing of Thin Sheet Metal Using Wire Arc Additive Manufacturing as an Application in Facades, *Mechanik, Werkstoffe und Konstruktion im Bauwesen*, Springer Fachmedien Wiesbaden GmbH; Springer Vieweg, Wiesbaden, 2023.

Zur statischen Tragfähigkeit von hybriden Grout-Verbindungen unter axialer Beanspruchung

Jakob Boretzki¹ und Thomas Ummenhofer¹

¹ Versuchsanstalt für Stahl, Holz und Steine, Otto-Ammann-Platz 1, Karlsruher Institut für Technologie, Deutschland, E-Mail: jakob.boretzki@kit.edu

Zusammenfassung

Der Fokus des vorliegenden Beitrags liegt auf der Entwicklung eines Bemessungsansatzes für die statische, axiale Tragfähigkeit sogenannter hybrider Grout-Verbindungen. Umfangreiche, experimentelle Untersuchungen ermitteln das Trag- und Versagensverhalten dieser neuartigen Verbindung. Die Auswertung der großen Datenbasis ermöglicht die Identifizierung und Quantifizierung verschiedener Faktoren, welche Einfluss auf die Tragfähigkeit nehmen. Hierbei stellen sich die Überlappungslänge und die radiale Steifigkeit als maßgebend heraus. Eine tiefere Analyse der Ergebnisse soll anhand numerischer Untersuchungen erfolgen. Zusätzliche Eingangswerte werden hierbei durch eine tiefere Charakterisierung der verwendeten Klebstoffe generiert. Abschließend finden alle gesammelten Erkenntnisse und ermittelten Zusammenhänge Eingang in der Aufstellung einer Formel zur Vorhersage der statischen Tragfähigkeit von hybriden Grout-Verbindungen.

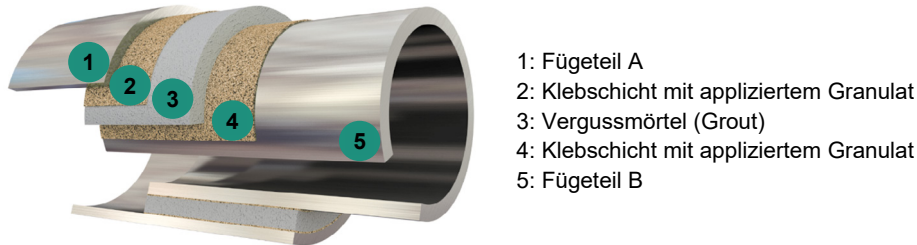
1 Einleitung:

Kreishohlprofile (KHP) werden im konstruktiven Stahlbau aufgrund verschiedener Vorteile eingesetzt. Wegen ihrer geometrischen Ausbildung besitzen sie keine schwache Achse und sind deshalb insbesondere bei Beanspruchung durch zweiachsige Biegung und Druck geeignet. Darüber hinaus macht die geringe exponierte Oberfläche von KHP diese weniger anfällig gegenüber Korrosion. Derzeit werden Verbindungen von KHP zumeist schweißtechnisch hergestellt. Dieses Fügeverfahren bringt jedoch Nachteile mit sich: Der lokale Energieeintrag wirkt sich ungünstig auf Formhaltigkeit, Stabilität und Ermüdungsfestigkeit aus. Außerdem ist der Ausgleich von Fertigungstoleranzen nur begrenzt möglich. Mit einer geklebten Steckverbindung können KHP ohne Wärmeeintrag gefügt werden. Ebenso können über den Klebspalt Toleranzen ausgeglichen werden. Sind wie im Bauwesen aufgrund unvermeidlicher Maßtoleranzen jedoch Klebspaltdicken zwischen den zu verklebenden Bauteilen im Millimeter- bis Zentimeterbereich erforderlich, sind übliche Klebungen ungeeignet. Grund hierfür sind die hohen Klebstoffkosten. Darüber hinaus verhindern Umwelteinflüsse und die Arbeitsbedingungen auf der Baustelle meist das Kleben. Eine weiteres Fügeverfahren für Hohlprofile, insbesondere beim Bau der Gründungsstrukturen von Offshore-Windenergieanlagen, ist die sogenannte Grout-Verbindung. Bei dieser Rohr-in-Rohr-Steckverbindung im Großmaßstab wird der zylindrische Fügeseppalt, dessen Spaltmaß gezielt zum Ausgleich von Bauteil- und Fertigungstoleranzen vorgesehen wird, mit einem hochfesten Feinkornmörtel (engl. Grout) vergossen. Zur Erhöhung der geringen Verzahnung des Vergussmörtels an der glatten Rohrwandung können mechanische Schubrippen (Shear Keys) auf die Fügeteiloberflächen aufgeschweißt werden. Deren Schweißnähte können jedoch wiederum Ausgangspunkte von Ermüdungsrissen in den Stahlbauteilen sein. Darüber hinaus resultiert aus der konzentrierten Lasteinleitung im Bereich der Schubrippen eine lokale Schädigung des Vergussmörtels.

2 Die hybride Grout-Verbindung:

Gegenstand des vorliegenden Beitrags ist ein neuartiges Fügeverfahren zur Verbindung von KHP. Die Verbindungstechnik weist einen im Weiteren beschriebenen, neuartigen, mehrschichtigen Aufbau auf (siehe. Abbildung 1). Sie kombiniert Groutwerk- und Klebstoffe und wird in mehreren Verfahrensschritten hergestellt. Die gestrahlten Fügeflächen der Konstruktionsbauteile werden unter kontrollierten Bedingungen im Herstellwerk zunächst mit einer dünnen organischen

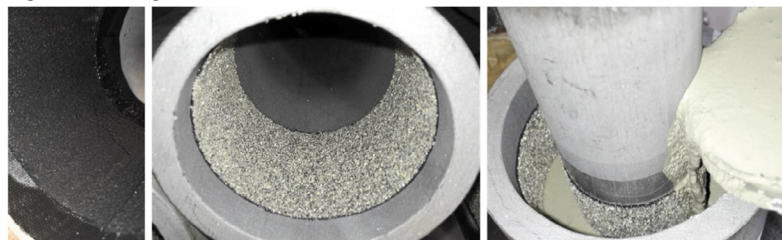
Klebschicht (z.B. Epoxidharz) versehen (siehe Abbildung 2, links), in die anschließend ein anorganisches Granulat (z.B. Quarzsand oder Korund) eingebettet wird (siehe Abbildung 2, Mitte).



- 1: Füge teil A
- 2: Klebschicht mit appliziertem Granulat
- 3: Vergussmörtel (Grout)
- 4: Klebschicht mit appliziertem Granulat
- 5: Füge teil B

Abbildung 1: Aufbau der hybriden Grout-Verbindung

Der eigentliche Formschluss zwischen den gegenüberliegenden Füge teilen wird durch das Eingießen und Abbinden eines handelsüblichen, hochfesten Vergussmörtels in den verbleibenden Fügespalt und die flächige Verzahnung des Mörtels mit dem anorganischen Granulat hergestellt (Abbildung 2, rechts). Der Verbund zwischen der adhäsiv an der Stahloberfläche der Füge teile angebundenen Klebschicht und dem Vergussmörtel wird dabei durch die starke flächige Verzahnung mit dem ein- und angebundenen Granulat hergestellt. Die Kombination von anorganischem Vergussmörtel mit organischen Klebschichten weist im Vergleich zu Schweiß- oder Schraubverbindungen oder herkömmlichen organischen Klebverbindungen vielfältige Vorteile auf.



- 1. Applikation des Klebstoffs
- 2. Einstreuen des Granulats in den flüssigen Klebstoff
- 3. Verguss mit Groutwerkstoff (in-situ)

Abbildung 2: Fertigung der hybriden Grout-Verbindung

Zunächst wird eine hohe Ausführungsqualität und Fertigungssicherheit durch die Fertigung der anspruchsvollen Dünnschichtklebung unter definierten Randbedingungen vor dem Bauteiltransport zum Montageort z. B. im Herstellwerk erreicht. Am Montageort ist lediglich der Vergussmörtel einzubringen. Dies stellt einen bauüblichen Vorgang dar, z. B. wie das Untergießen von Fußplatten von Stahlstützen. Der planmäßig große Fügespalt erlaubt den Ausgleich von Herstell- und Montagetoleranzen. Nicht zuletzt wird bei der hybriden Grout-Verbindung keine schädliche Wärme in die Füge teile eingetragen und eine Schwächung der Querschnitte durch Bohrungen vermieden. Darüber hinaus ermöglicht die flächige Verzahnung zwischen Klebschicht und Grout-Schicht eine leistungsfähige Lastübertragung ohne lokale Schädigung der Grout-Schicht.

Die vorgestellte Verbindung wurde im abgeschlossenen FOSTA-Projekt P1307 „HybridGrout“ erstmalig systematisch untersucht. Den Kern des Projekts bilden umfangreiche quasi-statische Versuche zur axialen Tragfähigkeit. Diese bilden die Basis für die vorliegende Arbeit. Ziel der experimentellen Untersuchungen ist die grundlegende Ermittlung des Trag- und Versagensverhaltens und der Identifizierung und Quantifizierung von Parametern, welche Einfluss auf die Tragfähigkeit nehmen.

3 Trag- und Versagensverhalten:

Im Allgemeinen weist die hybride Grout-Verbindung bei axialer Zugbeanspruchung ein hochsteifes Tragverhalten mit schlagartigem Versagen auf. Abbildung 3, links zeigt exemplarisch

das typische Last-Relativverschiebungsverhalten einer Versuchsreihe hybrid gegROUTER Probekörper (n = 5) im quasi-statischen Zugversuch. Hierbei werden KHP (D/t 101,6/10 und 60,3/7,1) aus S355 verwendet. Die Überlappungslänge beträgt 70 mm. Die Materialien für den hybriden Fugenaufbau sind ein hochsteifer 2K-Epoxidharzklebstoff, als Granulat Quarzsand und als Grout ein handelsüblicher Hochfest-Vergussmörtel (C80/95). Das Versagen tritt stets als substratnaher Kohäsionsbruch in der maximal schubbeanspruchten Klebschicht am Innenrohr auf. Abbildung 3, rechts zeigt das Innenrohr eines hybrid gegROUTETEN Probekörpers nach dem Versuch. ERSICHTLICH wird neben dem Klebschichtversagen ein Ausbruchkegel im Grout, welcher für etwa 80% aller Probekörper vorliegt. Die Analyse von per Wasserstrahlschnitt geöffneten Probekörpern, deren zerstörende Prüfung kurz vor dem erwarteten Versagen gestoppt wurde, lässt hierzu genauere Erkenntnisse zu. Der Diagonalriss im Grout, welcher sich später als konischer Grout-Kegel am Innenrohr äußert, bildet sich bereits vor Erreichen der Maximallast und ist nicht ursächlich für das globale Versagen der Verbindung. Grund für den frühzeitigen Diagonalriss könnte der angenommene Lastübertragungsmechanismus sein. Analog zur klassischen Grout-Verbindung werden die Beanspruchungen in der Grout-Schicht durch die Ausbildung einer Druckstrebe über nahezu die gesamte Überlappungslänge übertragen. Im Bereich des Ausbruchkegels ist die Ausbildung einer Druckstrebentragwirkung nicht möglich, da hier keine leistungsfähige Verzahnung am Außenrohr vorliegt. Infolge müssen Kräfte, welche in die Grout-Schicht im Bereich des späteren Ausbruchkegels eingeleitet werden, über Zug übertragen werden, was frühzeitig zur Ausbildung von lokalen Rissen führt (siehe hierzu auch [1]).

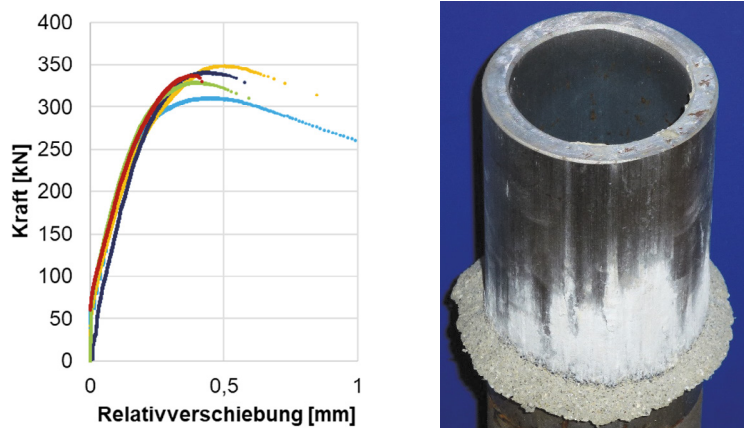


Abbildung 3: Exemplarische Last-Relativverschiebungs-Verläufe von hybrid gegROUTETEN Probekörpern (links) und typisches Bruchbild (rechts)

4 Einflussparameter auf die axiale Tragfähigkeit

Anhand von mehr 120 Bauteilversuchen an hybrid gegROUTETEN Probekörpern erfolgt die Identifizierung und Quantifizierung von Einflussparametern. Hierbei zeigen sich unter anderem die beiden Parameter Überlappungslänge und Fügeiteilgeometrie als maßgebende Parameter und werden deshalb nachfolgend eingehender betrachtet.

Die Überlappungslänge ist als wesentlicher Geometrieparameter aus der Klebtechnik bekannt. Die elastische Verformung der Fügeiteile führt zu einer nichtlinearen Spannungsverteilung mit Spannungsspitzen an den Überlappungsenden. Infolge steigt zwar die Tragfähigkeit einer Klebverbindung mit steigender Überlappungslänge, die nominelle Schubfestigkeit sinkt jedoch sukzessive. Um zu untersuchen, ob dieser Zusammenhang auch für hybride Grout-Verbindungen gilt, werden Versuchsreihen durchgeführt, bei welchen lediglich die Überlappungslänge verändert wird. Abbildung 4, links zeigt die Gegenüberstellung der mittleren, nominellen Schubspannung in der Klebschicht am Innenrohr bei Maximallast $\tau_{nom,max}$ für eine Geometrikombination bei unterschiedlicher Überlappungslänge. Die nominelle Schubspannung errechnet sich hierbei als Quotient aus der Maximallast und der maßgebenden Fläche, welche sich aus dem Produkt des Umfangs des Innenrohres und der Überlappungslänge abzüglich des durch den Ausbruchkegel betroffenen Bereichs ergibt. Es zeigt sich, dass auch für hybride Grout-Verbindungen ein

Zusammenhang zwischen Überlappungslänge und übertragbarer Schubspannung vorliegt. Die radiale Steifigkeit K , welche durch die in Abbildung 4, rechts dargestellte Formel beschrieben wird, konnte bei klassischen Grout-Verbindungen als maßgebender Faktor identifiziert werden. Hierbei steht E für den Elastizitätsmodul, D für den Durchmesser der jeweiligen Komponente und t für die Wandstärke bzw. Grout-Schichtdicke. Der Index g steht für die Grout-Schicht, p für das Innenrohr (engl.: pile) und s für das Außenrohr (engl.: sleeve).

Ein Auftragen von $\tau_{\text{nom,max}}$ für hybrid gegrutete Probekörper mit verschiedenen Geometrikombinationen zeigt, dass auch für die hybride Grout-Verbindung ein Zusammenhang zwischen Festigkeit und radialer Steifigkeit besteht (siehe Abbildung 4, rechts).

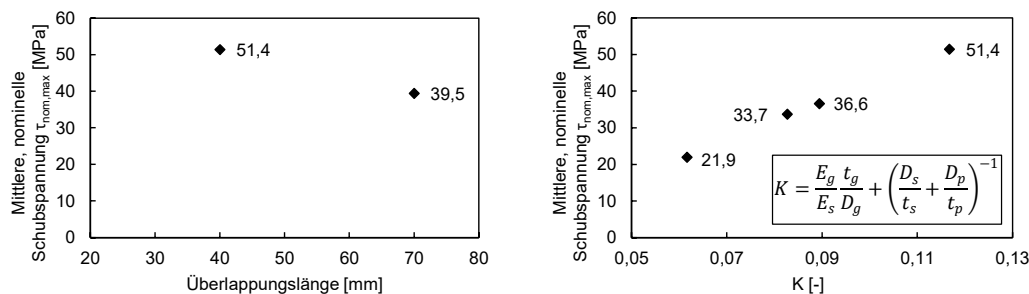


Abbildung 4: Links: Zusammenhang zwischen mittlerer, nomineller Schubspannung und Überlappungslänge, Steifigkeit, rechts: Zusammenhang zwischen mittlerer, nomineller Schubspannung und radialer Steifigkeit

5 Ausblick

Im Folgenden sollen die verwendeten Klebstoffe eingehender charakterisiert werden. Die im vorhergehenden Abschnitt beschriebene radiale Steifigkeit quantifiziert die Umschnürungswirkung. Die Umschnürungswirkung bedingt wiederum die Intensität der sich ausbildenden Druckstreben. Somit besteht ein Zusammenhang zwischen radialer Steifigkeit und der in der Fuge und damit auch in der Klebschicht vorliegenden radialen Druckspannungen. Klebstoffe weisen bei gleichzeitig wirkender Druckspannung eine erhöhte Schubfestigkeit auf. Für die vorliegende Verbindung ist demnach die Kenntnis der Druck-Schub-Interaktion der eingesetzten Klebstoffe von besonderem Interesse.

Zur quantitativen Bestimmung der in der hybriden Verbindung vorliegenden Interaktion aus Druck- und Schubspannungen sollen numerische Untersuchungen durchgeführt werden. Anhand von Volumenmodellen sollen die Spannungsverteilungen, welche in der Klebschicht vorliegen, für verschiedene Geometrikombinationen ermittelt werden. Hiermit soll der oben vorgestellte Zusammenhang zwischen Tragfähigkeit und radialer Steifigkeit unter Berücksichtigung der Ergebnisse der Klebstoffcharakterisierung validiert werden. Des Weiteren soll eine Auswertung der Numerik hinsichtlich der Schubspannungsverteilung in Längsrichtung den funktionellen Zusammenhang zwischen Überlappungslänge und Tragfähigkeit ermitteln. Abschließendes Ziel der Arbeit ist die Entwicklung einer Formel zur Vorhersage der axialen, quasi-statischen Tragfähigkeit von hybriden Grout-Verbindungen, welche alle relevanten Parameter berücksichtigt.

6 Danksagung

Das IGF-Vorhaben 19989 N / P 1307 „Hybride Grout-Verbindungen für Stahlbaukonstruktionen“ der FOSTA – Forschungsvereinigung Stahlanwendung e. V., Düsseldorf, wurde über die AiF im Rahmen des Programms zur Förderung der industriellen Gemeinschaftsforschung (IGF) vom Bundesministerium für Wirtschaft und Klimaschutz aufgrund eines Beschlusses des Deutschen Bundestages gefördert.

Literatur

- [1] Boretzki et al., Hybrid grouted joints: Load bearing and failure behaviour under static, axial loading, Construction and Building Materials, Volume 413, 2024, <https://doi.org/10.1016/j.conbuildmat.2023.134691>

Zur statischen Tragfähigkeit von hybriden Grout-Verbindungen unter axialer Beanspruchung

Niclas Spalek¹ und Marcus Rutner¹

¹ Institut für Metall- und Verbundbau, Denickestraße 17, Technische Universität Hamburg, Deutschland: niclas.spalek@tuhh.de / marcus.rutner@tuhh.de

Zusammenfassung

Auch das Bauingenieurwesen ist gefragt, Lösungen zur Eindämmung und Abschwächung des Klimawandels zu präsentieren. Ein besonderes Forschungsfeld stellt die Verlängerung der Lebensdauer von Bauwerken, sowie die effizientere Nutzung der benötigten Materialien und die Verwendung neuartiger Herstellungsverfahren dar.

Um die Lebensdauer geschweißter Verbindungen zu verlängern, wurden sogenannte Schweißnahtnachbehandlungsverfahren entwickelt, die sich in drei Kategorien einteilen lassen: Verbesserung der Schweißnahtgeometrie, Eintrag von Druckeigenspannungen und Widerstand gegen Umwelteinflüsse. Dazu zählen beispielhaft das Schleifen der Schweißnähte, das High Frequency Mechanical Impact (HFMI) Treatment und konventionelle Beschichtungen.^{1,2} Das hier vorgestellte Nanolaminat wirkt in seiner Rolle als Schweißnahtnachbehandlungsverfahren über alle drei genannten Mechanismen.

Zunächst wurde der Proof-of-Concept erbracht, dass die Nanolaminatbehandlung wirkt. Dabei wurden mittig geschweißte, normgerechte³ S355-Flachstahlproben im Zugschwellbereich in den Konfigurationen *unbehandelt*, also nach Zuschnitt; *poliert*, nach Entfernung der Zunderschicht durch lokales, abrasives Schleifen; *HFMI*, nach dem HIFIT-Verfahren entlang der Schweißnahtübergänge und der *Nanolaminatbehandlung*, welche die Schweißnaht, sowie den Schweißnahtübergang überspannt, getestet. Es zeigt sich eine deutliche Verbesserung des Ermüdungsverhaltens, was sich in der Steigung $k = 6,79$ für die nanolaminierten Stahlproben, der verbesserten Dauerfestigkeit, sowie einer weitreichend reduzierten Streuung der Ergebnisse zeigt. Die entsprechenden Kerbfallklassen wurden für alle Probenkonfigurationen ermittelt. Für die Schweißnahtnachbehandlung des Nanolaminats ergibt sich eine Kerbfallklasse 190. Das bedeutet, dass sobald eine Schweißnaht mit dem Nanolaminat geschützt ist, die Anfälligkeit dieser für Materialermüdung auf unterhalb des Basismaterials herabgesetzt wird. Eine nanolaminierte Schweißnaht zeigt somit bessere Ermüdungsresistenz als das umliegende Material.

Um den Einfluss dieser Materialverbesserung zu quantifizieren wurden umfangreiche numerische Simulationen für die Nutzung der Technologie auf Offshore-Tragwerken durchgeführt. Darin wurden die zirkulären Schweißnähte eines Monopfahls mit dem Nanolaminat nachbehandelt. Es zeigt sich eine wesentliche Verringerung der Wandstärke bis andere Lastfälle maßgebend werden. Verglichen mit unbehandelten Schweißnähten ist durch die Applikation des Nanolaminats als Schweißnahtnachbehandlungsverfahren eine Masseinsparung in Höhe von 28% zu erreichen. Dieses enorme Potential hat weitreichende ökonomische, wie ökologische Implikationen für die zukünftige Bemessung von Offshore-Tragwerken.

1. Einleitung

Neben der Korrosion, sorgt besonders die Materialermüdung für frühzeitiges Versagen von Bauwerken. Dieses Verhalten ist verbunden mit hohen Wartungskosten, Sicherheitsbedenken und einer zeitlich begrenzten Nutzungsdauer aufwendig entworfener und hergestellter Strukturen. Besonders anfällig für Ermüdungsversagen ist die geschweißte Verbindung, die in über 50% aller globalen Ingenieursprodukte Anwendung findet.⁴⁻⁶ Besonders die effiziente Nutzung der finiten Ressourcen vor dem Hintergrund des Klimawandels stellt das Bauwesen vor neue, ökologische, wie ökonomische, Herausforderungen. Mit besonderem Fokus soll nun eine Technologie vorgestellt werden, die sich dem Problem der langfristigen Nutzung von Tragwerken widmet.

Der Schweißprozess hat weitreichende Implikationen für das Bauteilleben. So überlagern sich die Effekte zur Verkürzung der Lebensdauer geschweißter Strukturen. Im Schweißprozess kommt es lokal zu Spannungsüberhöhungen und geometrischer Unstetigkeiten, welche zu einer Kerbwirkung führen. Zusätzlich kommt es durch den Wärmeeintrag zu Gefügeveränderungen, welche ebenfalls anfällig für zyklische Belastungen im Bauteil sind.

Um die Lebensdauer geschweißter Verbindungen zu verlängern, werden sogenannte Schweißnahtnachbehandlungsverfahren entwickelt, die sich in drei Kategorien einteilen lassen: Zum einen ist es möglich nachträglich die Schweißnahtgeometrie zu verändern, was durch Schleifen und Fräsen der Naht erreicht werden kann. Des Weiteren kann durch äußere Einwirkung das Eigenspannungsprofil im Nahtbereich verändert werden. Besonders der Schweißnahtübergang zum Grundbereich mit Wärmeeinflusszone ist besonders empfänglich für zyklische Belastung und lässt sich durch Methoden des High Frequency Mechanical Impact (HFMI) Treatment nachbehandeln. Die dritte Kategorie verbessert den Widerstand gegen Umwelteinflüsse, wozu Beschichtungen zählen^{1,2}. Das hier vorgestellte Nanolaminat wirkt in seiner Rolle als Schweißnahtnachbehandlungsverfahren über alle drei genannten Verfahren.

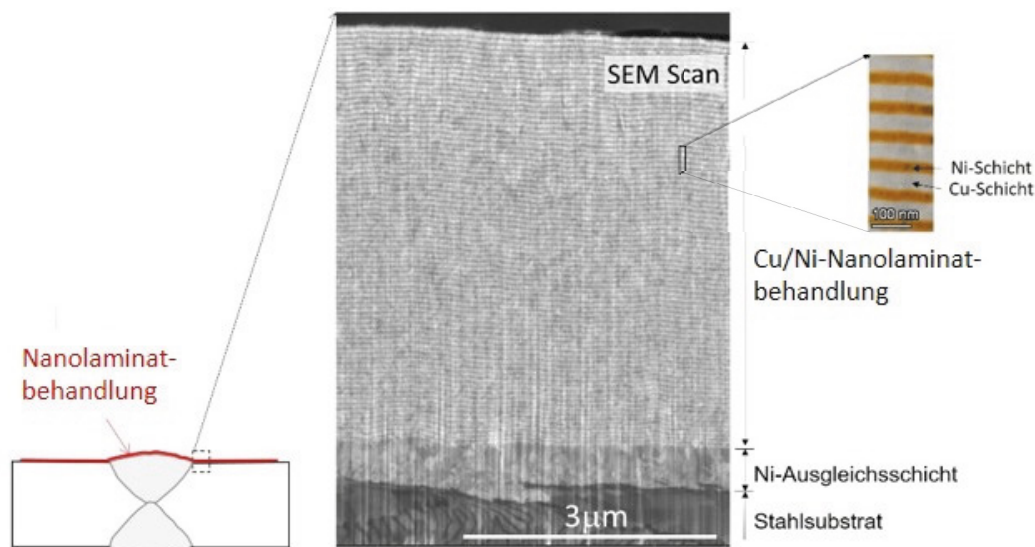


Abbildung 1: Anwendungsbereich der Nanolaminat-Behandlung im Bereich der Schweißnaht und Schweißnahtübergang, REM-Aufnahme des nanolaminaren Querschnitts, sowie eingefärbte TEM-Aufnahme zur sichtbaren Unterscheidung einzelner Ni/Cu-Schichten

In Abbildung 1 ist schematisch der Applikationsbereich der Nanolaminatbehandlung gezeigt, in der Vergrößerung lässt sich die laminierte Struktur der alternierenden Nickel- und Kupferschichten erkennen. Besonders sichtbar werden die einzelnen Schichten in der eingefärbten TEM-Aufnahme hochauflösend dargestellt.

2. Experimentelle Untersuchungen

Ein erster Proof-of-Concept und damit die Ermittlung einer signifikanten Steigerung der Ermüdungsfestigkeit wurde an mittig geschweißten S355-Stahlflachproben bereits erbracht⁷. Darin wurden 8 mm starke Stahlproben in den Probenkonfigurationen *unbehandelt*, also nach Zuschnitt in Dogbone Form; *poliert*, nach Entfernung der Zunderschicht und Einstellen der geringen Oberflächenrauigkeit durch lokales, abrasives Schleifen; *HFMI*, nach dem HIFIT-Verfahren entlang der Schweißnahtübergänge, wobei große Druckeigenspannungen und Verformungen eingebracht werden und der *Nanolaminatbehandlung*, welche die Schweißnaht, sowie den Schweißnahtübergang überspannt. Die Ergebnisse der einzelnen Datenpunkte und der darübergelegten 80%-Konfidenzintervalle sind in Abbildung 2 zu sehen. Drei wesentliche Punkte lassen sich dabei erkennen: Die Steigung der Wöhlerlinie ist bei der Nanolaminatbehandlung am geringsten und wurde mit 6,79 nach DIN 50100⁸ ermittelt. Für die Bemessung wird daher eine Steigung von $k = 6$ vorgeschlagen. Gleichsam lassen sich bei hohen Spannungsamplituden Durchläufer erkennen, was als erstes Anzeichen verstanden werden kann, auf welchem Niveau die Dauerfestigkeit liegen könnte. Als wichtigste Erkenntnis aus der Auftragung lässt sich die maßgeblich verringerte Streuung, verglichen mit den weiteren untersuchten Probenkonfigurationen, herausstellen. Auf Basis der geringen Streuung lässt sich ein hohes Maß an Sicherheit und Verlässlichkeit dieser Schweißnahtnachbehandlung attestieren. Die Verbesserung des Ermüdungsverhalten entspricht, je nach Lastniveau, einer 300 – 600% Vervielfachung der Zyklenzahlen verglichen mit der unbehandelten Schweißnaht. In der rechten Abbildung sind die entsprechenden 5%-Quantile dargestellt. Diese dienen der Grundlage für die Bestimmung der Kerbfallklasse nach Eurocode 3⁹. Besonders herauszustellen ist das Übereinstimmen der unbehandelten, stoßgeschweißten Probe mit der Kerbfallklasse 80, was der normativen Vorgabe entspricht; sowie die HFMI-behandelten Proben mit der Kerbfallklasse 140, was als Bemessungsgrundlage vorgeschlagen wird und die nanolaminierten Proben, welche die Kerbfallklasse 190 übersteigen. Das hat zur Folge, dass eine Schweißnaht, welche einer Nanolaminatbehandlung unterzogen wurde eine bessere Ermüdungsresistenz als das Basismaterial aufweist. Die Anfälligkeit für Ermüdungsversagen einer Schweißnaht könnte somit gänzlich entfernt werden.

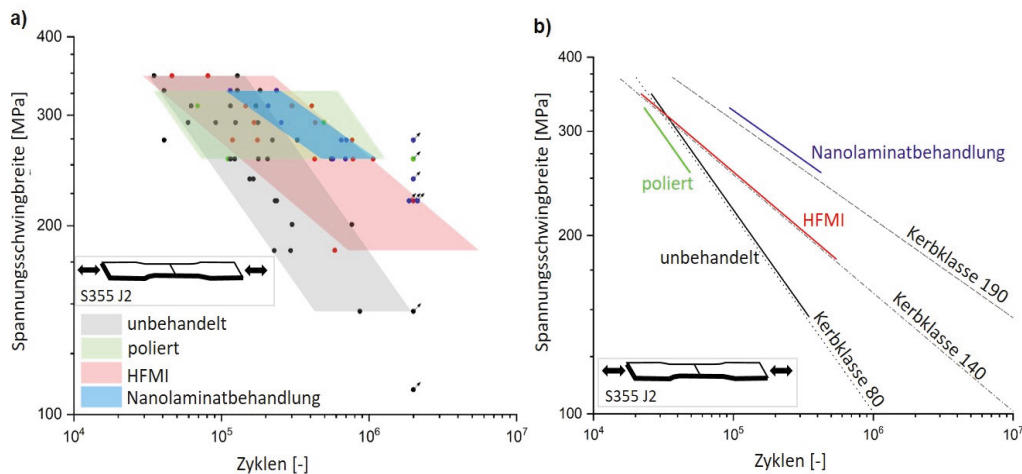


Abbildung 2 a: 80% Konfidenzintervalle der untersuchten Probenkonfigurationen: *unbehandelt*, *poliert*, *HFMI*-nachbehandelt und nach *Nanolaminatbehandlung*.
b: 5%-Quantile der untersuchten Schweißnahtnachbehandlungsverfahren mit den entsprechenden Kerbfallklassen nach normativer Bestimmungsvorgabe

Um die Auswirkungen auf die Bemessung für Offshore-Tragwerke zu quantifizieren, wurden umfangreiche numerische Simulationen für die Nutzung der Nanolaminatbehandlung auf Monopfählen, der Gründung für Offshore-Windkraftanlagen, durchgeführt, welche beispielhaft in Abbildung 3 a zu sehen sind. In der Simulation wurden auf die zirkulären Schweißnähte des Monopfahls das Nanolaminat appliziert, in Abbildung 3 b dargestellt. Allgemein entsprechen die Rahmenbedingungen, wie klimatische Einflüsse, Wassertiefe, Bodengegebenheiten und meteorologisch-ozeanische Daten einem typischen Standort in der deutschen Nordsee. Bei der Simulation handelt es sich um eine umfangreiche Auslegung der Tragwerke, bei der alle relevanten Lastfälle mitberücksichtigt wurden:

- *Fatigue limit state*
- *Ultimate limit state*
- *Serviceability limit state*
- *Installation load case*

Die Ergebnisse der FEM-Simulation zeigen eindeutig, dass bei Verwendung des Nanolaminats die Wandstärke wesentlich verringert werden kann, da die Materialermüdung der Schweißnähte im Design nicht weiter Beachtung findet. Andere Lastfälle, wie Extremwetter Szenarien oder Rammen werden maßgebend und verhindern eine weitere Reduktion der Wandstärke. Gleichzeitig kann von einer wesentlichen Verlängerung der Lebensdauer ausgegangen werden, da das Verbesserungspotential zu Kerbfallklasse 190 nicht vollständig ausgeschöpft wird.

Mit den in Abbildung 3 c gezeigten angepassten Wandstärken lässt sich für eine typische 2000t-schwere Gründung einer 15MW-Anlage eine Masseinsparung von 28% realisieren. Das zeigt, dass das Problem der Materialermüdung einen wesentlichen Einfluss auf die Bemessung geschweißter Strukturen hat. Eine verlässliche Technologie - wie das Nanolaminat als Schweißnahtnachbehandlung - die die Anfälligkeit der Schweißnaht mitigiert oder sogar beseitigt, kann einen immensen Beitrag zur ressourcenschonenden Nutzung im Bauingenieurwesen leisten.

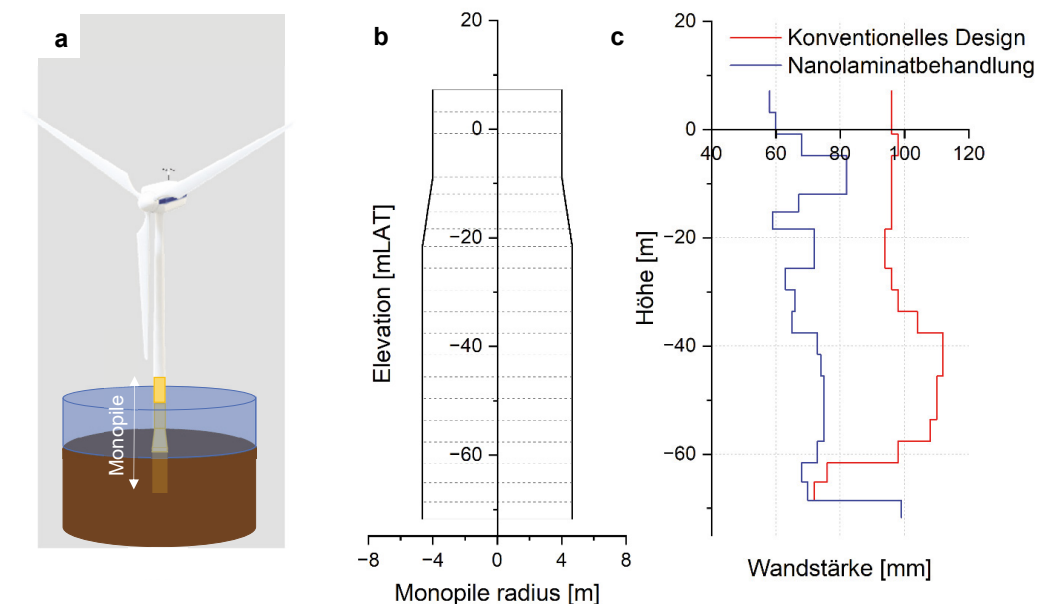


Abbildung 3 a: Schematische Darstellung einer Offshore-Windanlage mit dem Monopfahl als Gründung und darüberliegendem Turm, Gondel und Rotoren b: Höhenprofil eines Monopfahls. Gestrichelte Linien entsprechen zirkulären Schweißnähten c: Entsprechende Wandstärkenverteilung für konventionelles Design einer Naht im Vergleich zur Nanolaminatbehandlung

Literatur

- [1] Marquis, G. B. & Barsoum, Z. IIW Recommendations on High Frequency Mechanical Impact (HFMI) Treatment for Improving the Fatigue Strength of Welded Joints. In *IIW recommendations for the HFMI treatment. For improving the fatigue strength of welded joints*, edited by Marquis & Barsoum (Springer, Singapore, 2016), pp. 1–34.
- [2] Haagensen, P. J. & Maddox, S. J. IIW recommendations on methods for improving the fatigue strength of welded joints. IIW-2142-10. International Institute of Welding, 2013.
- [3] Deutsches Institut für Normung. *DIN 50125:2022-08. Prüfung metallischer Werkstoffe - Zugproben* (Beuth Verlag GmbH, Berlin, 2022).
- [4] Aucott, L. *et al.* Initiation and growth kinetics of solidification cracking during welding of steel. *Scientific reports* **7**, 40255; 10.1038/srep40255 (2017).
- [5] Radaj, D. *Fatigue assessment of welded joints by local approaches(9781855739482)* (Woodhead, 2006).
- [6] Hobbacher, A. *Recommendations for fatigue design of welded joints and components*. 2nd ed. (Springer International Publishing, Cham, Heidelberg, New York, Dordrecht, London, 2018).
- [7] Brunow, J., Spalek, N., Mohammadi, F. & Rutner, M. A novel post-weld treatment using nanostructured metallic multilayer for superior fatigue strength. *Scientific reports* **13**, 22215; 10.1038/s41598-023-49192-0 (2023).
- [8] Deutsches Institut für Normung. *DIN 50100:2016-12. Schwingfestigkeitsversuch - Durchführung und Auswertung von zyklischen Versuchen mit konstanter Lastamplitude für metallische Werkstoffproben und Bauteile* (Beuth Verlag GmbH, Berlin,).
- [9] Deutsches Institut für Normung. *Eurocode 3: Bemessung und Konstruktion von Stahlbauten – Teil 1-9: Ermüdung. DIN EN 1993-1-9* (Beuth Verlag GmbH,).

Trapezstegträger mit versteiften quadratischen Stegöffnungen

J. Wang, M. Euler

Brandenburgische Technische Universität Cottbus-Senftenberg, Fachgebiet Stahl- und Holzbau,
Konrad-Wachsmann-Allee 2, Deutschland, E-Mail: jian.wang@b-tu.de

Zusammenfassung

Im Rahmen des Beitrags wird das Tragverhalten von Trapezstegträgern mit quadratischen Öffnungen und Öffnungskränzen (umlaufende Versteifung) als Verstärkungsmaßnahme untersucht. Die Ergebnisse aus zwei Traglastversuchen und einer umfangreichen numerischen Parameterstudie (FE-Berechnungen) zum Tragverhalten von Trapezstegträgern mit versteiften quadratischen Stegöffnungen werden vorgestellt. In der Parameterstudie werden die Einflüsse der Kranzdicke und der geometrischen Imperfektionen auf die Querkrafttragfähigkeit der Trapezstegträger untersucht. Schlussendlich wird ein praxisnaher Bemessungsvorschlag zur Ermittlung der Querkrafttragfähigkeit von Trapezstegträgern mit versteiften Stegöffnungen vorgestellt.

1 Einleitung

Bei Trapezstegträger handelt es sich um geschweißte I-Träger mit dünnwandigen, trapezförmig gefalteten hohen Stegen und Flanschen aus Breitflachstahl (**Bild 1b**), die vorrangig im Hochbau, aber auch im Brückenbau Einsatz finden. Im Vergleich zu Trägern mit ebenem Stegblech (**Bild 1a**) eignen sich Trapezstegträger zur Abtragung großer Querkräfte. Im Gegensatz zu Ebenstegträgern können die Stege der Trapezstegträger bei entsprechender Stegprofilierung bis an ihre plastische Grenzlast (Schubfestigkeit) ausgenutzt werden, ohne dass zusätzliche Steifen zur Vermeidung eines vorzeitigen Stabilitätsversagens (Schubbeulen) erforderlich sind, vgl. DAST-Richtlinie 015 [1].

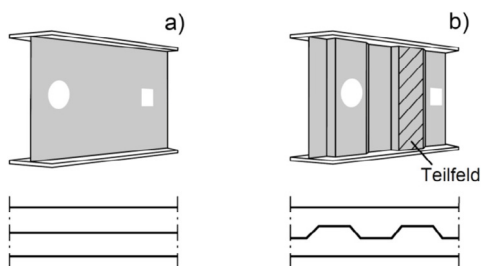


Bild 1. Blechträger mit (a) ebenem und (b) trapezförmig profiliertem Stegblech

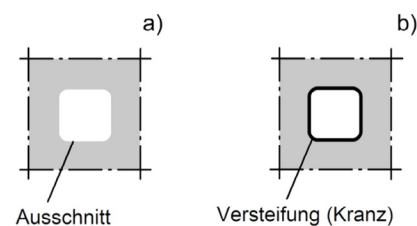


Bild 2. Quadratische Stegöffnung: (a) unversteift, (b) versteift

Häufig sind Stegöffnungen zur Leitungsinstallation oder als Revisionszugänge erforderlich, die die Querkrafttragfähigkeit der Trapezstegträger jedoch stark reduzieren (**Bild 2a**). In der Regel ist eine Versteifung der Öffnungsränder erforderlich (**Bild 2b**), um die ursprüngliche Traglast wieder herzustellen. Die Dimensionierung der Versteifungen erfolgt bislang weitestgehend konstruktiv, da zurzeit in Eurocode 3 [2] keine adäquaten Bemessungsregeln zur Verfügung stehen. Es sind bisher nur wenige Untersuchungen an Trapezstegträgern mit Stegöffnungen erfolgt. Lindner & Huang [3] haben sich in ihrer Forschungsarbeit sowohl experimentell als auch numerisch mit dem Tragverhalten von Trapezstegträgern, die unversteifte rechteckige und runde Stegöffnungen aufweisen, auseinandergesetzt. Auf Grundlage der Forschung von [3] hat Romeijn et al.

[4] eine grundlegende Parameterstudie hinsichtlich des Beulwertes an Trapezstegträgern mit Stegöffnungen mittels einer Finite-Elemente-Analyse durchgeführt. Li & Qiu [5] haben die Abminderung der Traglasten von Trapezstegträgern mit unverteiften runden Stegöffnungen sowohl durch Experimente als auch durch numerische Studien untersucht. Bisher liegen keine Untersuchungen zu Trapezstegträgern mit versteiften Stegöffnungen vor.

2 Analytische Berechnung

Im Folgenden wird Querkrafttragfähigkeit V_{Rd} von Trapezstegträgern mit ausschließlicher Schubbeanspruchung im Steg betrachtet. In Anlehnung an Wellstegträger [7] sind zwei Versagensformen zu untersuchen: (i) Versagen des ungelochten Trapezstegs (Schubbeulen), (ii) Versagen des Öffnungskranzes (Plastizieren). Es gilt somit für die Querkrafttragfähigkeit des Trägers:

$$V_{Rd} = \min(V_{Rd,1}; V_{Rd,2}) \quad (1)$$

Die Querkrafttragfähigkeit $V_{Rd,1}$ des ungelochten Trapezstegs berechnet sich nach [2]:

$$V_{Rd,1} = V_{bw,Rd} = \frac{\chi_c f_{y,w} h_w t_w}{\gamma_{M1} \sqrt{3}} \quad (2)$$

mit h_w = Steghöhe, t_w = Stegdicke, $f_{y,w}$ = Steg-Streckgrenze, γ_{M1} = Teilsicherheitsbeiwert. Der Abminderungsbeiwert χ_c nach [2] ist der kleinere Wert des Abminderungsbeiwerts für globales bzw. lokales Beulen. Zur Ermittlung der Tragfähigkeit $V_{Rd,2}$ der Versteifung wird der Querschnitt des Öffnungskranzes als Rahmen betrachtet, **Bild 3a**. Nach [6] bestimmt sich das maximale Biegemoment (**Bild 3c**), das im Rahmeneck unter reinem Schubfluss q hervorgerufen wird, zu:

$$M_{max} = 0,25 q b_1 b_2 \quad (3)$$

mit b_1 und b_2 = Abmessungen des Linienquerschnitts. Im Grenzzustand erreicht das maximale Biegemoment nach Gl. (3) unter dem Schubfluss q_{max} das plastische Grenzmoment des Öffnungskranzes:

$$M_{pl,r} = 0,25 t_r^2 b_r f_{y,r} / \gamma_M = 0,25 q_{max} b_1 b_2 \quad (4)$$

mit $f_{y,r}$ = Fließgrenze des Kranzes, t_r = Wanddicke des Kranzes, b_r = Kranztiefe, vgl. **Bild 3**. Nach Umformung kann die Querkrafttragfähigkeit bei Versagen des Öffnungskranzes wie folgt berechnet werden:

$$V_{Rd,2} = q_{max} h_w = \frac{t_r^2 b_r f_{y,r}}{b_1 b_2 \gamma_{M1}} h_w \quad (5)$$

Damit die Querkrafttragfähigkeit V_{Rd} des Trägers nicht durch Öffnungskranzversagen begrenzt wird, muss gelten: $V_{Rd,2} \geq V_{Rd,1}$. Das führt zu folgender Bedingung für quadratische Öffnungen mit $b = b_1 = b_2$:

$$\frac{b}{t_r} \leq 1,32 \sqrt{\frac{b_r f_{y,r}}{\chi_c f_{y,w} t_w}} \quad (6)$$

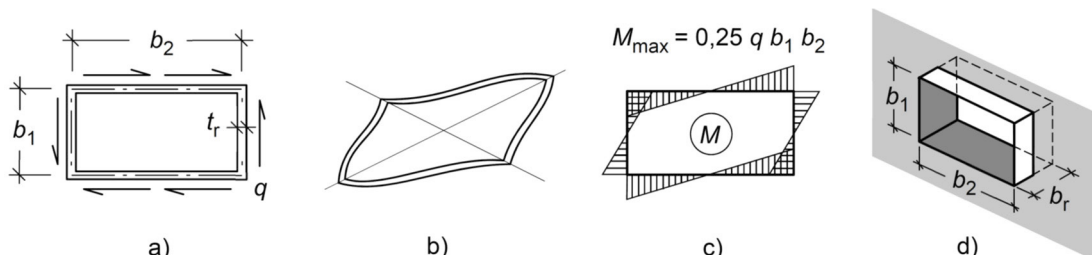


Bild 3. Maximales Biegemoment infolge Schubfluss

3 Experimentelle Untersuchung

Um die Bedingung aus Gl. (6) zu überprüfen, wurden zwei Trapezstegträger mit unterschiedlichen quadratischen Öffnungskränzen in Dreipunktbiegeversuchen an der Forschungs- und Materialprüfanstalt (FMFA) der BTU getestet. Die Abmessungen der Versuchsträger gehen aus **Bild 4** hervor. Die Spannweite der Träger betrug 1936 mm. Der Steg besaß eine trapezförmige Profilierung mit einer Nennblechdicke von $t_w = 2$ mm. Die Steghöhe h_w betrug 500 mm. Die Außenabmessung der Öffnung betrug 212 mm für Träger 1 und 232 mm für Träger 2. Die Öffnungsgröße entsprach damit annähernd der halben Steghöhe h_w . Die Versteifung der Stegöffnungen erfolgte durch kastenförmig verschweißte Bleche (Kränze). Die Kranzdicke t_r betrug 6 mm für Träger 1 und 15 mm für Träger 2. Die Tiefe b_r des Öffnungskranzes betrug 150 mm für alle Träger. Die Stegöffnung lag auf der Höhe der Trägerschwerachse. In Trägerlängsrichtung befanden sich die Stegöffnungen jeweils in den Viertelpunkten des Trägers. Um lokales Beulen im Bereich der Lasteinleitung und der Auflager zu verhindern, wurden in Trägermitte und beidseitig am Trägerende Lasteinleitungssteifen mit einer Dicke von 15 mm eingeschweißt.

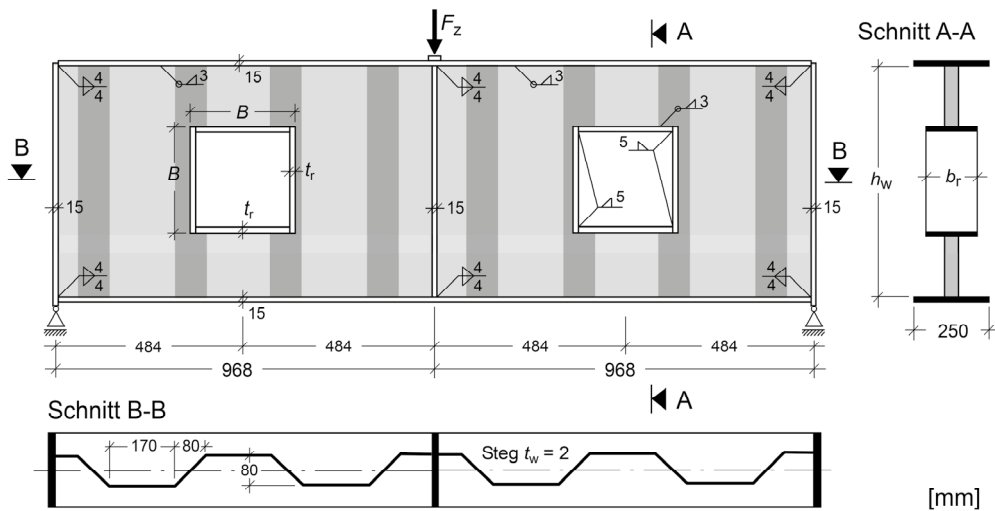


Bild 4. Schematische Darstellung der getesteten Träger

Die Träger wurden aus Baustahl gefertigt. Die Werkstoffeigenschaften des eingesetzten Stahls wurden durch Zugversuche an Flach- und Rundproben bestimmt. Die Zugversuche ergaben einen E -Modul von ca. 200 GPa für alle Bauteile. Die Fließgrenze des Stegs betrug 290 MPa. Die Fließgrenze der Kränze betrug 320 MPa für Träger 1 und 280 MPa für Träger 2.

Die Träger wurden in Feldmitte vertikal belastet, Bild 5. Die Lasteinleitung erfolgte bei allen Versuchen über eine dicke Stahlplatte. Der einzelne Träger wurde an seinen Auflagern nur vertikal gestützt. Die horizontale Unverschieblichkeit des Trägers wurde durch die Art der Lasteinleitung sichergestellt. Die Trägerdurchbiegung in Feldmitte wurde durch Wegaufnehmer gemessen.

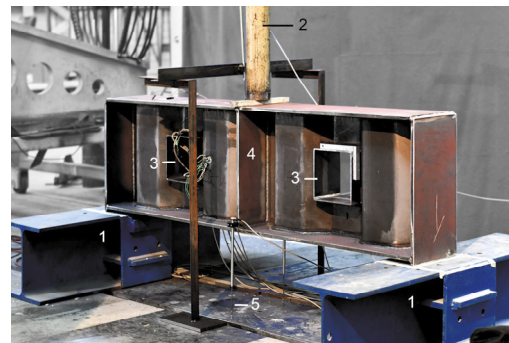


Bild 5. Versuchsanordnung für Träger 1.
Legende 1 – Auflager, 2 – Prüfzylinder,
3 – DMS, 4 – Lasteinleitungssteife,
5 – Wegaufnehmer zur Messung

In **Bild 6** sind die plastischen Deformationen der Träger am Versuchsende nach Entlastung dargestellt. Die Träger 1 und 2 weisen jeweils mehrere Schubbeulen einschließlich Nachbeulen im

Steg auf. **Bild 7** zeigt die Kraft-Verschiebungs-Kurven der Träger. Die Kurve des Trägers 2 verläuft zunächst bis zum Erreichen der Traglast nahezu linear. Bei Träger 1 gilt dies bis etwa 85% der Traglast. Nach Erreichen der Traglast tritt bei Träger 2 im Gegensatz zu Träger 1 ein steilerer Abfall der Tragfähigkeit. Der unterschiedlich ausgeprägte Tragfähigkeitsabfall ist durch das Tragverhalten des Öffnungskranzes bedingt. Der dünnwandigere Öffnungskranz bei Träger 1 beginnt vor Erreichen der Traglast zu fließen (Spannungsproblem). Im Gegensatz dazu bleibt der dickwandigere Öffnungskranz bei Träger 2 elastisch. Der abrupte Abfall bei Träger 2 nach Erreichen der Traglast ist die Folge reinen Stegbeulens (Stabilitätsproblem). Nach dem Fließen der Kränze treten die Nachbeulen im Steg des Trägers 1 mit großer Durchbiegung auf. Die Schubbeulen treten zuerst im Steg des Eckbereichs des Öffnungskranzes aufgrund der dortigen Spannungs-konzentration auf.

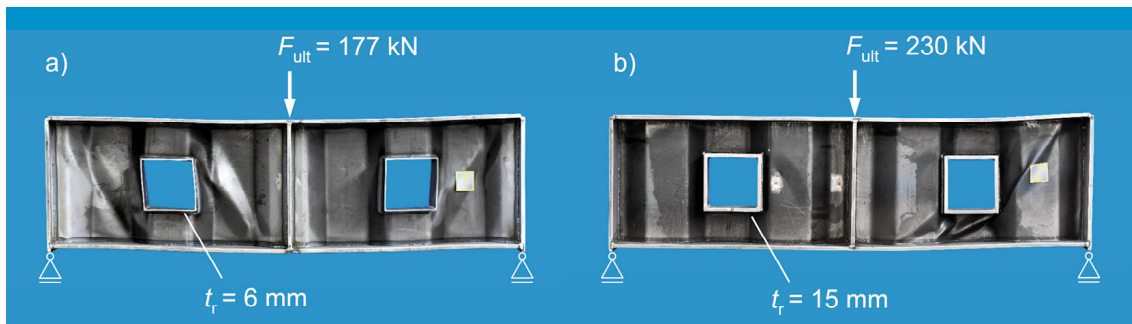


Bild 6. Versagensbilder nach Versuchsende

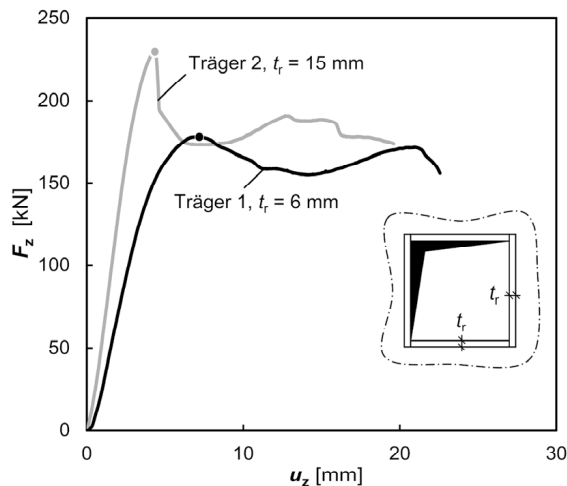


Bild 7. Kraft-Verschiebungs-Kurven

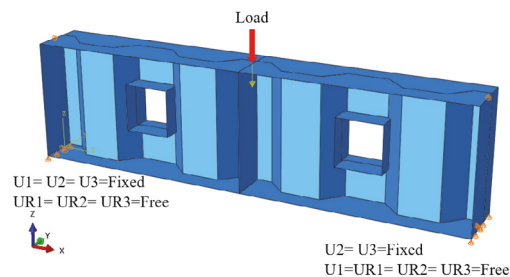


Bild 8. Numerisches Modell

4 Numerische Berechnung

Die numerische Untersuchung der getesteten Trapezstegträger erfolgt mit Finiten Elementen (FE) durch Einsatz der Software Abaqus (**Bild 8**). Vierknotige Schalenelemente (S4R) werden bei einer Elementgröße von 5 mm verwendet. Die Imperfektionen der Versuchsträger werden in der FE-Berechnung durch Ersatzimperfektionen auf der Grundlage von Ersatzverformungen affin zur ersten Eigenform berücksichtigt. In Bild 9 werden die experimentell und numerisch ermittelten Kraft-Verschiebungs-Kurven des Trägers 2 einander gegenübergestellt. Der Vergleich der Traglasten zwischen den Versuchen und den FE-Berechnungen mit Berücksichtigung von Imperfektionen in Höhe von $e_0 = t_w$ weist einen nur geringen Unterschied von 1 % auf.

5 Vergleich

In Bild 10 werden die analytisch, experimentell und numerisch ermittelten Querkrafttragfähigkeiten verglichen. Die durchgezogene schwarze Kurve basiert auf der analytischen Betrachtung aus

Abs. 3. Die gestrichelte schwarze Kurve beschreibt die Querkrafttragfähigkeit des ungelochten Trapezstegs nach DIN EN 1993-1-5 [2] unter Berücksichtigung von Beulen. Aus Bild 10 ist zu entnehmen, dass die Querkrafttragfähigkeit nach [2] bei geringer Wanddicke des Kranzes (Träger 1) nicht erreicht wird. Die Grenzwanddicke, bei der Kranzversagen nicht mehr auftritt, sondern der Trapezsteg durch Beulen versagt, kann mit Gl. (6) berechnet werden. Das analytische Berechnungsmodell liefert für die getesteten Träger eine sichere Abschätzung und unterschätzt die FE-Berechnung. Der Grund für diese Unterschätzung liegt in der im Berechnungsmodell vernachlässigten Bettung des Versteifungskranzes durch den Trapezsteg und des unberücksichtigten Flanschbeitrags bei der Querkraftabtragung (Flanschbiegung).

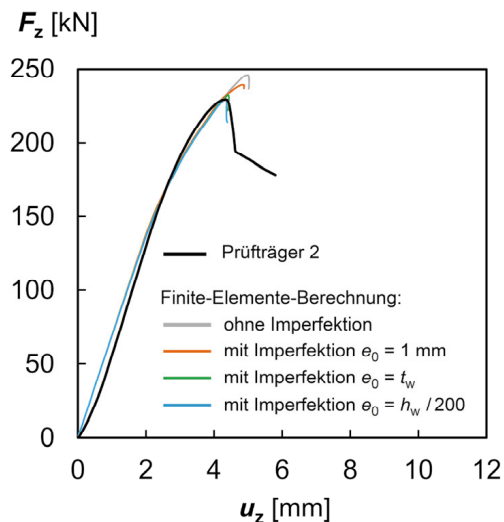


Bild 9. Vergleich der Kraft-Verschiebungs-Kurven von Träger 2

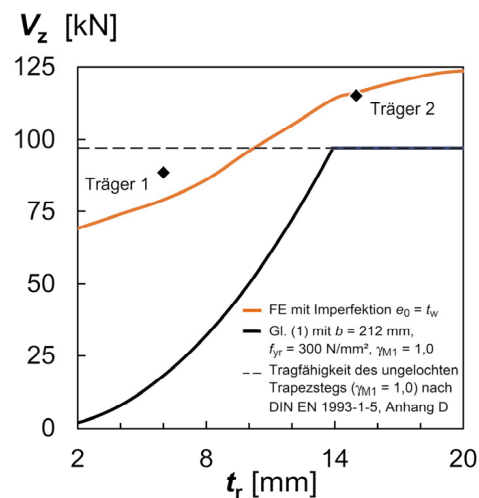


Bild 10. Querkrafttragfähigkeit in Abhängigkeit von der Kranzdicke

6 Fazit und Ausblick

Das Tragverhalten von Trapezstegträgern mit versteiften quadratischen Stegöffnungen wurde in diesem Beitrag analytisch, experimentell und numerisch untersucht. Dazu wurden Traglastversuche an zwei Trapezstegträgern durchgeführt, die anschließend numerisch berechnet wurden. Das vereinfachte analytische Berechnungsmodell schätzt die Traglasten der Trapezstegträger mit versteiften quadratischen Stegöffnungen bei Kranzversagen auf der sicheren Seite ab. Im Vergleich zur numerischen Berechnung und dem Trägerversuch weist das analytische Berechnungsmodell jedoch größere Tragreserven auf. Aus diesem Grund sollte das Modell mit Blick auf die Querkrafttragfähigkeit bei Kranzversagen ($V_{Rd,2}$) durch Einbeziehung weiterer Parameter optimiert werden.

Literatur

- [1] DAST-Richtlinie 015: Träger mit schlanken Stegen. Deutscher Ausschuss für Stahlbau, Köln, 1990.
- [2] DIN EN 1993-1-5: Eurocode 3 – Bemessung und Konstruktion von Stahlbauten – Teil 1-5: Plattenförmige Bauteile, Oktober 2019.
- [3] Lindner, J.; Huang, B.: Trapezstegträger – Ausschnitte. Bericht Nr. VR 2105 als Schlussbericht zum DFG-Forschungsvorhaben Li – 351/8. TU Berlin, Institut für Baukonstruktionen und Festigkeit, Fraunhofer IRB Verlag, 1994.
- [4] Romeijn, A.; Sarkhosh, R.; De Hoop, H.: Basic parametric study on corrugated web girders with cut outs. *Journal of Constructional Steel Research* 65 (2009), pp. 395-407.
- [5] Li, G.Q.; Qiu, J.Y.: Experimental study and design method for elastic-plastic shear buckling capacity of corrugated web girders with circular opening. *China Civil Engineering Journal* 51 (2018), Vol. 9, pp. 10-16.
- [6] Wiedemann, J.: *Leichtbau – Elemente und Konstruktion*. Berlin: Springer, 2007.
- [7] Robra, J.; Krasotina, L.: Querkrafttragfähigkeit von sinusförmig profilierten Stahlträgerstegen mit runden und quadratischen Öffnungen. In: *Bauingenieur* 94 (2019), Heft 7, S. 1–7.

Tragfähigkeit geschweißter T-Stöße aus höherfesten Stählen unter Berücksichtigung der Wärmeeinflusszone

Brian Rust und Richard Stroetmann

Institut für Stahl- und Holzbau, August-Bebel-Str. 30/30a, Technische Universität Dresden, Deutschland
E-Mail: brian.rust@tu-dresden.de, richard.stroetmann@tu-dresden.de

ZUSAMMENFASSUNG

Bei höherfesten Stählen besteht aufgrund der Wärmeeinbringung während des Schweißprozesses die Möglichkeit einer Entfestigung der Wärmeeinflusszone (WEZ). Bei Hohlprofilknoten kann dadurch die Tragfähigkeit infolge vorzeitigen Versagens der Füllstabanschlüsse sowie die Gestaltsfestigkeit in Form von Plastizieren und Durchstanzen der Gurtwandungen herabgesetzt werden. Im Rahmen des AiF-FOSTA-Forschungsprojekts P1453 wurden experimentelle Untersuchungen an einseitig geschweißten T-Stößen durchgeführt. Ziel der Untersuchungen ist es, die aus der Entfestigung der WEZ resultierenden Verringerungen der Tragfähigkeiten von Füllstabanschlüssen und Hohlprofilknoten zu analysieren. Im folgenden Beitrag wird die Ableitung des einseitig geschweißten T-Stoßes anhand eines N-Knotens aus Rechteck- bzw. Quadrathohlprofilen vorgestellt. Zudem wird die Fertigung und Durchführung der Traglastversuche an einseitig geschweißten T-Stößen erläutert. Abschließend werden die Ergebnisse im Hinblick auf das Softening der WEZ und die Versagensarten analysiert.

1 Einleitung

Die Herstellung einer Schweißnaht ist mit einer Wärmeeinbringung verbunden. Der unmittelbar angrenzende Grundwerkstoff wird einer zeitlich veränderlichen thermischen Beeinflussung ausgesetzt. Als Folge bildet sich im Bereich der Schweißnaht die Wärmeeinflusszone (WEZ). Die mechanischen Eigenschaften der Wärmeeinflusszone können von denjenigen des Grundwerkstoffes abweichen und die Tragfähigkeiten von Hohlprofileanschlüssen aus höherfesten Stahl verringern. Das Versagen einer Strebe am Knotenanschluss tritt unmittelbar oberhalb der Schweißnaht am Querschnitt der Strebe auf und trennt diese von der aufgeschweißten Naht ab. Durch Versagen der Strebe am Nahtübergang ist die Beteiligung der Wärmeeinflusszone naheliegend. Dennoch erfolgt die Berechnung der Tragfähigkeit mit der Streckgrenze des thermisch unbeeinflussten Grundmaterials [1]. Dass die Tragfähigkeit bei dieser Versagensform insbesondere bei höherfesten Stähle durch das Softening der WEZ beeinflusst werden kann, wird u.a. in [2] gezeigt.

Die Entfestigungen der Wärmeeinflusszone erhöht die Wahrscheinlichkeit eines vorzeitigen Versagens einer Schweißverbindung, bevor die Festigkeit des angrenzenden Grundwerkstoffes erreicht wird. Modelle zur Berechnung der Tragfähigkeit von Strebenanschlüssen an Hohlprofilknoten unter Berücksichtigung der Wärmeeinflusszone existieren bislang nicht. Daher werden im Rahmen des AiF-FOSTA-Forschungsvorhabens P1453 experimentelle und numerische Untersuchungen an einseitig geschweißten T-Stößen aus höherfesten Stählen durchgeführt. Untersucht werden verschiedene Kehl- und HV-Nahtausbildungen, der Einfluss der Stahlsorte, der Abkühlzeiten $t_{8/5}$ und der Entfestigung der Grundwerkstoffe. Aufbauend auf den experimentellen Ergebnissen werden numerische Modelle zur Berücksichtigung der Wärmeeinflusszone bei der Bestimmung der Tragfähigkeit von Strebenanschlüssen an Hohlprofilknoten erstellt.

2 Herleitung und Herstellung des Probekörpers

Um die wesentlichen Einflussparameter auf die Tragfähigkeit einer Schweißverbindung mit lokaler Entfestigung in der Wärmeeinflusszone zu analysieren wurde innerhalb des AiF-FOSTA Forschungsvorhabens P1453 der in Abbildung 1 dargestellte Kleinteilversuch anhand eines N-Hohlprofilknotens abgeleitet. Durch die Fokussierung auf das Detail der einseitigen Schweißverbindung kann ein größerer Parameterraum analysiert werden, da die Untersuchungen weit weniger aufwendig sind als bei vollständigen Hohlprofilknoten.

Zum Anschluss der Füllstäbe aus Rechteck- bzw. Quadrathohlprofilen an einem N-Knoten kann die umlaufende Schweißnaht mit Kehlnähten, HV-Nähten und HY-Nähten mit aufgesetzten Kehlnähten erfolgen. Bei geneigten Füllstäben wird oft eine Kombination der Nahttypen verwendet. Der Anschluss der Füllstäbe ist nach den Regeln des Eurocode 3, Teil 1-8 mit einer volltragfähigen Schweißnaht auszuführen, sofern nicht ungleichmäßige Spannungsverteilungen aufgrund der Steifigkeitsverhältnisse im Anschluss bei der Bemessung berücksichtigt werden [1]. Zur Erzielung volltragfähiger Anschlüsse ergeben sich insbesondere bei höherfesten Stählen entsprechend große Schweißnahtvolumen und Wärmeeinträge. Mit zunehmender Festigkeitsklasse der Grund- und Schweißzusatzwerkstoffe steigt der Korrelationsbeiwert β_w für die Bemessung von Kehl- und HY-Nähten an. Bei Vernachlässigung der Anschlusskonzentrität ergibt sich z. B. nach dem richtungsbezogenen Bemessungsverfahren in [1], Abschnitt 6.5.3.2 für den Anschluss eines Zugpfostens unter einem Winkel von 90° mit einer gleichschenkligen volltragfähigen Kehlnaht das a -Maß nach Gleichung (1).

$$\min a \geq \sqrt{2} \cdot \beta_w \cdot \frac{f_y}{f_u} \cdot \frac{\gamma_{M2}}{\gamma_{M0}} \cdot t_i \quad (1)$$

Für die Stahlsorte S700MH/MLH mit $\beta_w = 1,10$ folgt nach Gleichung (1) ein a -Maß, das dem 1,81-fachen der Pfostenwanddicke entspricht. Gegenüber dem Anschluss eines Pfostens aus S460MH/MLH erhöht sich das zu fertigende Schweißnahtvolumen um 100 %. Entsprechend sind die Schweißnähte in den experimentellen Untersuchungen zum Versagen der Strebe am Nahtübergang so auszulegen, dass ein Schweißgutversagen ausgeschlossen werden kann (Gleichung 1). Versuche zum Versagen des Schweißgutes wurden in einem separaten Versuchsprogramm durchgeführt. Hohlprofile sind im Allgemeinen nur von der außenliegenden Seite zugänglich und daher einseitig geschweißt. Zur gezielten Untersuchung der Schweißverbindung wurde daher als Probekörper der einseitig geschweißte T-Stoß verwendet. Dabei wurde zwischen Versagensformen unter Beteiligung der Wärmeeinflusszone und dem Versagen innerhalb des Schweißgutes differenziert.

Die Fertigung der einseitig geschweißten T-Stöße erfolgte an der Technischen Universität Chemnitz in einem vollmechanisierten Metallaktivgas-Schweißstand. Als Schutzgas wurde ein Gasgemisch von 82 % Argon und 18 % Kohlenstoffdioxid verwendet. Nach Abschluss der Schweißarbeiten wurden jeweils drei T-Stöße mit einer Tiefe zwischen 40 - 50 mm mittels Sägeschnitt aus dem mittleren Bereich des Schweißkörpers entnommen. Unregelmäßigkeiten aus dem Schweißstart- und Ende konnten somit ausgeschlossen werden. Im Zuge der Fertigung der einseitig geschweißten T-Stöße wurden die tatsächlichen Abkühlzeit $t_{8/5}$ durch ein in die flüssige Schmelze eingetauchtes Thermoelement überprüft. Die Prüfung der Schweißnahtqualität erfolgte durch metallographische Untersuchungen. Bedeutend war hierbei die Erfassung der Ausdehnung der Wärmeeinflusszone. Nicht nur der Grad der Entfestigung in der Wärmeeinflusszone, sondern auch die Ausdehnung des entfestigten Bereiches hat einen Einfluss auf die Tragfähigkeit und auf die Versagensform der Schweißverbindung [3].

3 Untersuchter Parameterraum, Versuchsaufbau und Durchführung

Für die Untersuchung von Versagensformen unter Beteiligung der Wärmeeinflusszonen wurden sechs höherfeste Feinkornbaustähle entsprechend der technischen Lieferbedingungen nach EN 10025-6 und EN 10149-2 mit nominellen Streckgrenzen von 500 bis 960 MPa als Grundwerkstoffe (GW) berücksichtigt. Untersucht wurden thermomechanisch gewalzte Stähle

der Sorten S500MC und S700MC mit der Eignung zum Kaltumformen (MC) und vergütete Stähle S770QL und S960QL mit Eignung für tiefe Temperaturen (QL). Ferner wurden höherfeste Schweißzusätze in den Klassen G62 und G89 ausgewählt. Bei der Fertigung der T-Stöße wurden Abkühlzeiten $t_{8/5}$ zwischen 5 und 25 Sekunden berücksichtigt. Damit werden verschiedene Grade der Materialfestigung sowie Ausdehnungen der WEZ erfasst. Die Verwendung unterschiedlicher Schweißzusätze (SG) ermöglichte die Untersuchung verschiedener matching-Verhältnisse $f_{u,SG}/f_{u,GW}$. Die Prüfung erfolgte weggesteuert mit einem Verschiebungsincrement von 1 mm/min. Zur Bestimmung der lokalen Dehnungen des Schweißnahtanschlusses wurden die Verformungen mit induktiven Wegaufnehmern (IWA) und optischen Messsystemen aufgenommen. Zur Prüfung in einer axialen Zugprüfmaschine wurde eine Haltevorrichtung in Form eines Adapters entworfen. Die Abbildung 1 verdeutlicht den Aufbau und Ablauf der Versuchsdurchführung. Zur Vorbereitung der Versuche wurde der Prüfkörper seitlich in die Öffnung des Adapters eingestellt und mit den oberen Spannpressen zentriert (Schritt 1). Im zweiten Schritt wurde durch die Vertikalverschiebung v der Spalt zwischen dem Adapter und dem Prüfkörper geschlossen und eine Haltekraft von 1 kN aufgebracht. Die lokalen Verformungen des Schweißnahtanschlusses wurden mit vier IWAs aufgenommen (Abb. 1b). Die Anfangsmesslänge L_0 der Wegaufnehmer betrug 70 mm.

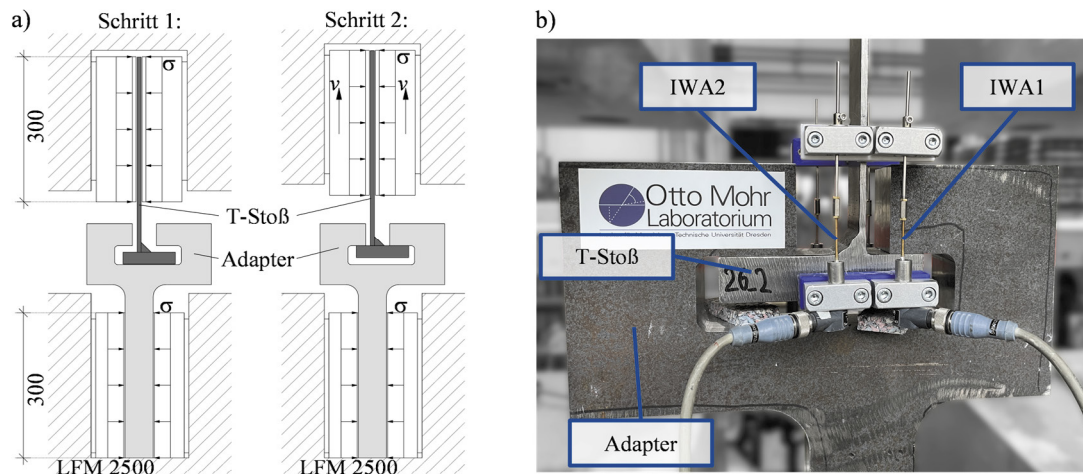


Abbildung 1 a) Darstellung des Versuchsaufbaus (Maße in mm), b) Zur Prüfung eingebauter T-Stoß und angebrachte Wegaufnehmer

Zur Aufnahme der lokalen Verformungen wurden beidseits des T-Stoßes jeweils zwei Wegaufnehmer angebracht mit denen die Verformungen in einem Abstand von jeweils 2 cm zur Stegachse erfasst wurden. Durch die gewählte Anordnung der induktiven Wegaufnehmer konnte die Rotation des einseitigen Schweißnahtanschlusses erfasst werden. Abschließend wurden die Kraft-Verschiebungsverläufe ausgewertet, die den mittleren Last-Verformungspfad in der Stegachse repräsentieren.

4 Ergebnisse der Tragfähigkeitsuntersuchungen mit Versagen am Schweißnahtübergang

Für die 5 mm dicken Stegbleche der Stahlsorte S700MC zeigt die Abbildung 2a) die Versuchsergebnisse der Versuchsreihe V26. Der Steganschluss erfolgte bei der Versuchsreihe mit einer Kehlnaht aus 3 Schweißraupen mit einem a -Maß von 11 mm entsprechend [1], Abschnitt 6.5.2 (3). Die Ausführung erfolgte mit einer mittleren Abkühlzeit von 12,7 s. Die Bruchfläche stellte sich ca. 1 mm oberhalb des Schweißnahtübergangs im Stegblech mit einem gradlinigen Verlauf ein. Von insgesamt 106 Versuchen an T-Stößen zeigten 25 das Versagen am Nahtübergang (NÜ). Darüber hinaus wurden das Versagen der Strebe im thermisch unbeeinflussten Bereich und das klassische Schweißnahtversagen durch die Parameterwahl hervorgerufen. Die folgenden Auswertungen beziehen sich auf die Versuche, bei denen das Versagen des Steges am Nahtübergang aufgetreten ist. Differenziert nach Kehlnaht und HV-Naht sind die Ergebnisse in

Abbildung 2b) zusammengefasst. Dargestellt ist das Verhältnis zwischen den mittleren Spannungen bei Erreichen der Traglast und der Zugfestigkeit des Grundwerkstoffes. Mit steigender Abkühlzeit $t_{8/5}$ ist eine deutliche Abnahme der mittleren Tragspannung verbunden. Bei einer Abkühlzeit von 5,7 s erreichten die T-Stöße mit HV-Nähten 98 % der Zugfestigkeit des Steges. Bei einer Abkühlzeit von 22,7 s sankte die bezogene Tragspannung um weitere 13 %. Die Kehlnähte zeigten im Vergleich zu den HV-Nähten einen ähnlichen Trend. Die Versuchsreihe V26 aus der Stahlsorte S700MC mit 5 mm Blechdicke erreichte 88 % der Zugfestigkeit des Steges. Um $t_{8/5}$ -Zeiten zwischen 5 und 12 s genauer zu untersuchen sind weitere Versuche mit Kehlnähten geplant.

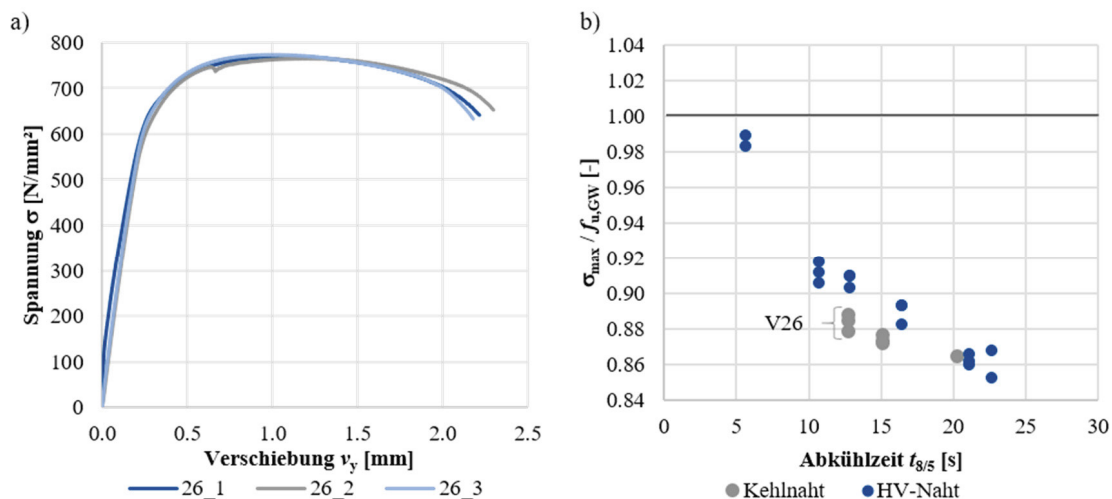


Abbildung 2 a) Spannungs-Verschiebungsverläufe der Probenserie V26, b) Zugfestigkeit des Steges beim NÜ-Versagen σ_{\max} bezogen auf die Zugfestigkeit des Grundwerkstoffes

5 Fazit und Ausblick

Im Rahmen des AiF-FOSTA-Forschungsvorhabens P1453 wurden zur Untersuchung der Schweißverbindungen von Hohlprofilfüllstäben an Gurten ersatzweise einseitig geschweißte T-Stöße untersucht. Neben der Tragfähigkeit der Schweißnähte, die als HV- und Kehlnähte ausgeführt wurden, sollte insbesondere auch der Einfluss des Softenings der WEZ auf das Strebenversagen untersucht werden. Die Auswertungen zeigen, dass das unmittelbare Abreißen der Streben am Nahtübergang eine relevante und häufig auftretende Versagensform ist. Die beobachteten Tragfähigkeiten dieser Versagensform liegen bis zu 15 % unterhalb der Zugtragfähigkeit der Streben selbst, obwohl die Schweißnähte als volltragfähige Verbindungen ausgeführt sind. Mit steigender Abkühlzeit $t_{8/5}$ zeigen die Ergebnisse eine zunehmende Abnahme der Tragfähigkeit. Die experimentellen und zukünftigen numerischen Ergebnisse werden zur Erstellung von Tragsicherheitsnachweisen für einseitig geschweißte T-Stöße unter Berücksichtigung des Softenings verwendet. Zudem werden die Ergebnisse auf Streben-Gurt-Anschlüsse von Hohlprofilknoten übertragen und validiert.

6 Literatur

- [1] FprEN 1993-1-8. 2023. Eurocode 3: Design of steel structures - Part 1-8: Joints. Berlin. Beuth Verlag GmbH.
- [2] European Commission, Directorate-General for Research and Innovation 2016. Schillo, N., Kövesdi, B., Pétursson, E. et al., Rules on high strength steel (RUOSTE) – Final report, Publications Office. <https://data.europa.eu/doi/10.2777/908095>
- [3] Hochhauser, F., Ernst, W., Rauch, R., Vallant, R. & Enzinger, N. 2012. Influence of the Soft Zone on The Strength of Welded Modern Hsla Steels. Welding in the World, Nr. 56, S. 77 – 85. <https://doi.org/10.1007/BF03321352>

Experimentelle Untersuchung des elastischen Biegetragverhaltens von Brettsperrholz-Stahl-Verbundträgern

Noah Böhm¹, Bertram Kühn², Achim Vogelsberg³

¹ Fachgebiet Holzbau, Technische Hochschule Mittelhessen, Wiesenstraße 14, Gießen, Deutschland
E-Mail: noah.boehm@bau.thm.de

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

³ Fachgebiet Holzbau, Technische Hochschule Mittelhessen, Wiesenstraße 14, Gießen, Deutschland
E-Mail: achim.vogelsberg@bau.thm.de

Zusammenfassung

Eine gezielte Verstärkung von Brettsperrholzdecken (BSP) durch den Verbund mit Stahlträgern kann eine innovative und nachhaltige Alternative für hochbeanspruchbare Deckensysteme aus Stahl und Beton für Spannweiten über 8 m darstellen. Um diese Bauweise effizient gestalten zu können, ist eine signifikante Mitwirkung des BSP an der Verbundbiegesteifigkeit, sowie die schubsteife Verbindung zwischen Platte und Träger zentral. Je größer die Nachgiebigkeit der verwendeten Verbundmittel ist, desto geringer ist der Wirkungsgrad des Verbunds. Wie sich der Typ, die Abstände und die Steifigkeit von Verbundmitteln, sowie unterschiedliche Steifigkeitsverteilungen zwischen BSP und Stahl auf die Biegesteifigkeit von BSP-Stahl-Verbundträgern auswirken, wurde in großformatigen 4-Punkt-Biegeversuchen bei zwei unterschiedlichen Querschnittskonfigurationen und zwei Verbundmitteltypen bei Spannweiten von 8,10 m und 10,80 m untersucht. Die Biegesteifigkeiten erreichten im elastischen Tragbereich Verbundgrade zwischen 50 und 80 %, was etwa einer Verdopplung der Biegesteifigkeit ohne Verbund entspricht. Das Versagen wurde durch das Erreichen der Streckgrenze des Stahlträgers gekennzeichnet, woraufhin nach einer ausgeprägten plastischen Verformung des Stahlträgers die unterste Brettsperrholzlage zugversagte. Es wird abgewogen, wie das Verhältnis der Einzelsteifigkeiten beider Materialien für eine optimale Ressourcennutzung zu wählen sind. Zwar werden im Vergleich zu Verbundträgern aus Stahlbetonplatten und Stahlträgern geringere Biegesteifigkeiten und -tragfähigkeiten erreicht, doch belegen die Versuchsergebnisse, dass Anwendungspotenzial des leichteren BSP-Stahl-Verbundträgers.

1 Einleitung

Die effiziente Anwendung von Brettsperrholz ist auf mittlere Spannweiten beschränkt. Eine gezielte Verstärkung des BSP durch Stahlträger, wie in Abbildung 1 dargestellt, könnte eine nachhaltige Alternative für Deckentragwerke mit größeren Spannweiten schaffen. Die Verbundwirkung hängt stark von der Tragfähigkeit und der Steifigkeit der Verbundmittel ab. In bisherigen Forschungsarbeiten wurde begonnen, die verschiedenen Verbundmittel, sowie das Biegetragverhalten zu untersuchen. Hassanieh et al. (Hassanieh et al., 2017a) und Loss et al. (Loss et al., 2016) entwickelten Verbundmittelsysteme mit Schrauben, Bolzen, Dübel besonderer Bauart, Nagelplatten, Stahleinbauteilen oder Kleber und prüften diese in Abscherversuchen. Darauf aufbauend untersuchten Hassanieh et al. und Loss et al. das Biegetragverhalten von Verbundsystemen aus Stahlwalzprofilen sowie BSP- oder Furnierschichtholzplatten in Vier-Punkt-Biegeversuchen in Spannweiten von drei bis sechs Metern und bildeten diese numerisch nach (Hassanieh et al., 2017b) (Loss & Davison, 2017). Merryday et al. führten erstmals einen Vier-Punkt-Biegeversuch in einer größeren Spannweite ($l = 9,14$ m) durch (Merryday et al., 2023). Die bisherige Forschung war begrenzt auf kürzere Spannweiten, dünne und maximal fünf-lagige BSP-Querschnitte, kontinuierlich angeordnete Verbundmittel und einen begrenzten

Versuchsumfang. Um die Einflüsse der Nachgiebigkeit und der Abstände der Verbundmittel, sowie des Schichtaufbaus des BSP auf das elastische Tragverhalten zu analysieren, wurden großformatige Biegeversuche durchgeführt.



Abbildung 1: Brettsperrholz-Stahl-Verbundträger

2 Methodik

Das Tragverhalten wurde in fünf Versuchsreihen mit je drei identischen Vier-Punkt-Biegeversuchen, wie in Abbildung 2 dargestellt, untersucht. Die erste Versuchsreihe (C1.1) stellt die Grundkonfiguration aus einem 1,50 m breiten BSP200 L5s Element (C24) und einem Stahl-Walzprofil HEA200 (S355) mit mehrdimensional geneigten Vollgewindeschrauben als Verbundmittel in einer Spannweite von 8,10 m dar. In den weiteren Versuchsreihen wurde die Ausgangskonfiguration beibehalten, aber jeweils ein Parameter (Querschnittsaufbau, Spannweite, und Verbundmittel) variiert. In der fünften Versuchsreihe wurden statt Schrauben Kopfbolzendübel, die in einer Öffnung des BSP mit hochfestem Mörtel vergossen wurden, eingesetzt. Nachfolgend ist das Versuchsprogramm dargestellt:

Tab. 1: Versuchsprogramm der Biegeversuche

Versuch	Spannweite	BSP	Stahl	Verbundmittel
C1.1	8,10 m	BSP200 L5s	HEA200 S355	Schrauben*
C1.2	10,80 m	BSP200 L5s	HEA200 S355	Schrauben*
C1.3	8,10 m	BSP240 L7s	HEA160 S355	Schrauben*
C1.4	10,80 m	BSP240 L7s	HEA160 S355	Schrauben*
C2.1	8,10 m	BSP200 L5s	HEA200 S355	Kopfbolzendübel ^A

*Vollgewindeschrauben Ø10x155 mm, zweireihig, e = 20 cm, $\alpha = 45^\circ$, $\beta = 30^\circ$

^AKopfbolzendübel Ø22x90mm, einreihig, e = 100 cm, Vergussmörtel C60/75

Die Prüfbelastung wurde über die komplette Plattenbreite mittels Stahl-Lasteinleitungsplatten in das BSP eingeleitet. Die Prüfbelastung erfolgte in Anlehnung an die DIN EN 408 und die DIN EN 16351 weggesteuert. Mit Wegaufnehmern wurden die vertikale Durchbiegung in Feldmitte und unter den Lastpunkten, sowie die horizontale Verschiebung zwischen Stahl und BSP in der Verbundfuge an den Auflagern und den Viertelpunkten dokumentiert. In den Viertelpunkten und der Feldmitte waren an den Flanschen, und dem Steg des Stahlträgers, sowie den Ober- und Unterseiten des BSP Dehnmessstreifen angeordnet.

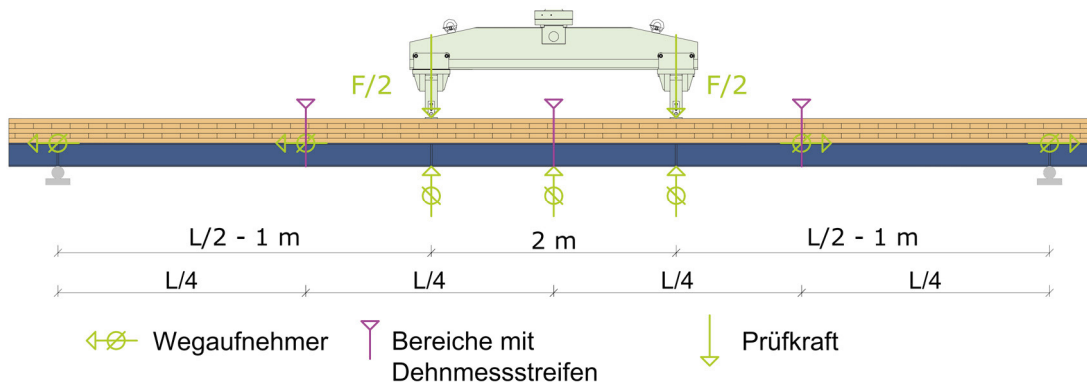


Abbildung 2: Versuchsaufbau der Vier-Punkt-Biegeversuche

3 Ergebnisse und Diskussion

Die elastische Grenzlast F und die dazugehörigen Durchbiegungen w in Feldmitte und horizontalen Verschiebungen v der Verbundfuge am Auflager sind in Tab. 2 angegeben. Die Biegesteifigkeit nach DIN EN 408 10.3. und der Verbundgrad η werden für den elastischen Tragbereich (E_{elast} , η_{elast}) und bis 40 % der Maximallast ($E_{\text{40\%}}$) ebenfalls in Tab. 2 angegeben.

Tab. 2: Elastische Grenzlast mit Durchbiegung w in Feldmitte und horizontaler Verschiebung v in der Verbundfuge am Auflager

	Spannweite	Konfiguration	F [kN]	w [mm]	v [mm]	E_{elast} [kNm ²]	η_{elast} [%]	$E_{\text{40\%}}$ [kNm ²]
C1.1	8,10 m	BSP200 L5s + HEA200	214,5	85,8	2,97	26.058	51	29.231
C1.2	10,80 m	BSP200 L5s + HEA200	149,4	125,2	2,01	30.241	72	34.691
C1.3	8,10 m	BSP240 L7s + HEA160	258,3	100,7	3,42	26.130	50	29.525
C1.4	10,80 m	BSP240 L7s + HEA160	159,4	138,7	2,44	29.286	73	32.964
C2.1	8,10 m	BSP200 L5s + HEA200	209,6	105,4	5,63	19.401	17	27.614

In allen Versuchen verformten sich die Verbundträger bis zum Erreichen der Streckgrenze des Stahls linear-elastisch. Die elastische Grenztragfähigkeit, gekennzeichnet durch das Erreichen der Stahl-Streckgrenze, wurde bei 70 % bis 76 % der Maximallast erreicht. Bei weiterer Belastung verformte sich der Stahlträger plastisch, bis die Unterseite des BSP versagte. In den Versuchen C1.1 bis C1.4 verformten sich die als Verbundmittel verwendeten Schrauben lediglich elastisch. Die Erhöhung der Spannweite zwischen den Versuchsreihen C1.1 und C1.2, sowie C1.3 und C1.4 führt bei identischer Konfiguration zu einer Erhöhung der Biegesteifigkeit um 10 % bis 15 %. Die mitwirkende Breite scheint sich also in größeren Spannweiten zu verändern.

Bei gleicher Gesamthöhe wurde mit massiverem BSP und kleinerem Stahlträger (C1.3 und C1.4) eine um etwa 20 % bzw. 7 % größere elastische Grenztragfähigkeit als in den Reihen C1.1 und C1.2 erreicht. Zwar waren die elastischen Biegesteifigkeiten und Verbundgrade in den Versuchsreihen C1.1 und C1.3, sowie C1.2 und C1.4 sehr ähnlich, doch zeigte sich ein unterschiedlicher Wirkungsgrad des Verbunds in absoluten Zahlen. Die Biegesteifigkeit von C1.1 und C1.2 nimmt im Vergleich zur Biegesteifigkeit ohne Verbund um 3.000 kNm² mehr zu als in den Versuchsreihen C1.3 und C1.4. Der absolute Wert der eingebrachten Steifigkeit des BSP ist allerdings in den Versuchsreihen C1.3 und C1.4 deutlich höher. Die Nachgiebigkeit der Verbundmittel wirkt sich bei massiverem BSP stärker aus.

Es kann diskutiert werden, welche Querschnittskonfiguration das effizienteste Biegetragverhalten erzeugt. In den Versuchsreihen C1.1, C1.2 und C2.1 beträgt der Verhältniswert der reinen Biegesteifigkeiten von BSP zu Stahlträger etwa 1,3. In den Versuchsreihen C1.3 und C1.4, mit massiverem BSP und kleinerem Stahlträger, beträgt der Verhältniswert 4,8. Hassanieh et al. (Hassanieh et al., 2017b) untersuchten Verbundträger mit einer ähnlichen Konstruktionshöhe von 42 cm, aber einem größeren Steifigkeitsanteil des Stahlträgers. Durch eine geringeren BSP-Dicke (12 cm) und -breite (80 cm) ergab sich ein Verhältniswert der Einzelsteifigkeiten von BSP zu Stahl von nur 0,1. Bei ähnlicher Gesamtkonstruktionshöhe resultierte eine vergleichbare Biegesteifigkeit. Bei 40 % der Maximallast ist der Verbundgrad des Systems von Hassanieh et al. im Vergleich zu C1.1 und C1.3 um bis zu 15 % erhöht. Ein höherer Steifigkeitsanteil des BSP führt demnach bei gleicher Verbundbiegesteifigkeit zu einer effizienteren Nutzung des Holzes und einer größeren Grenztragfähigkeit. Dabei steigt jedoch das Risiko eines spröden Versagens.

Der Verbundträger von Hassanieh et al. verdoppelt seine Biegesteifigkeit im Vergleich zu einem Stahlträger. In den Versuchsreihen C1.1, C1.2 und C2.1 erhöht sich die Verbundbiegesteifigkeit um das Drei- bis Vierfache, in den Versuchsreihen C1.3 und C1.4 sogar um das Sieben- bis Achtfache, verglichen mit einem Stahlträger. Der Stahlträger wird demnach effizienter genutzt. Bei den in Versuchsreihe C2.1 verwendeten Kopfbolzendübel bildeten sich bei etwa 30 % der Maximallast Risse im Vergussmörtel. Die Steifigkeit in der Verbundfuge nahm ab, wurde durch das umliegende BSP in der Folge aber konstant gehalten. Daraus resultiert eine übermäßig große Differenz zwischen Anfangsbiegesteifigkeit und elastischer Biegesteifigkeit. Die elastische Biegesteifigkeit ist um ein Drittel geringerer als bei dem gleichen Versuch mit Vollgewindeschrauben. Bis zur Rissbildung des Mörtels ist die Biegesteifigkeit der Verbundträger mit Kopfbolzendübeln sogar höher als mit Schrauben. Die Steifigkeitsabnahme in der Verbundfuge und das Erreichen der Stahlstreckgrenze erzeugen einen trilinearen Verformungsverlauf. Abbildung 3 zeigt vergleichend den bilinearen Verlauf von Versuchsreihe C1.1 und den trilinearen Verlauf von Versuchsreihe C2.1 der Kraft-Weg-Diagramme.

Abschließend wurden die Versuchsergebnisse zusätzlich für ein Lastniveau ausgewertet, dass die gleiche Biegebeanspruchung wie eine für ein Bürogebäude ($\Delta g_k = 3 \text{ kN/m}^2$, $q_k = 3 \text{ kN/m}^2$) realistische Linienlast erzeugt. Die Anwendung wird primär durch die Gebrauchstauglichkeit begrenzt. Die Verbundträger erfüllten in der Spannweite von 8,1 m die Anforderung von 8 Hz und in der Spannweite von 10,80 m die Mindestanforderungen des Wohnungsbaus von 6 Hz. Die Anfangsdurchbiegungen der Verbundträger mit einer Spannweite von $l = 8,10 \text{ m}$ sind geringer als das Limit von $l/300$ nach DIN EN 1995-1-1 7.2. Bei einer Spannweite von 10,8 m wurde der Grenzwert der Anfangsdurchbiegung überschritten, könnte aber durch einfache Anpassungen des Verbundgrades eingehalten werden.

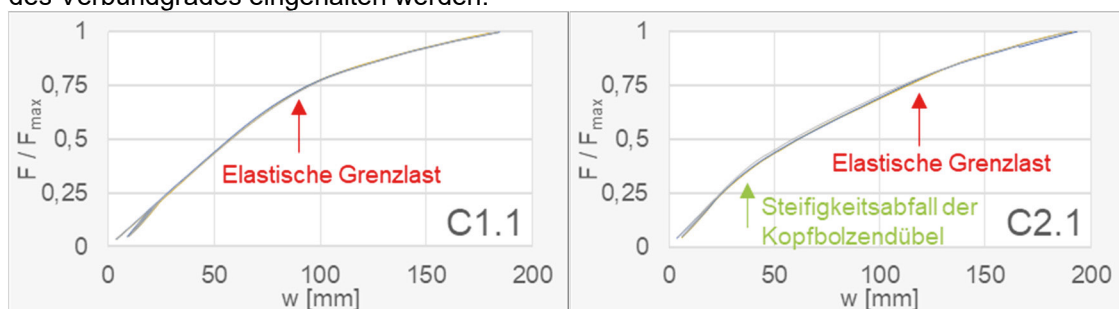


Abbildung 3: Kraft-Weg-Diagramme (vertikale Verformung in Feldmitte) für C1.1 und C2.1

4 Schlussfolgerungen

Die vorgestellten Ergebnisse lassen folgende Schlussfolgerungen zu:

- Da die Dimensionen weitspannender Holztragwerke von der Gebrauchstauglichkeit bestimmt werden, ist der Ansatz der elastischen Tragfähigkeit ausreichend.
- Die volle elastische Biegetragfähigkeit kann bereits mit der verwendeten Schraubenkonfiguration bis zur Streckgrenze des Stahls ausgenutzt werden.
- Die Risse im Mörtel der Kopfbolzendübel verursachten einen frühen Steifigkeitsabfall. Eine Verdopplung der Anzahl der Kopfbolzendübel könnte eine höhere Verbundbiegesteifigkeit als unter Verwendung von Schrauben ermöglichen.
- Eine lohnende Verbundwirkung sollte mindestens zu einer Verdopplung der Biegesteifigkeit eines reinen Stahlträgers über die gesamte Lebensdauer führen.
- Die Anwendbarkeit der BSP-Stahl-Verbundträger in Büro- oder Industriebauwerken für Spannweiten über 8 m konnte hinsichtlich des Kurzzeit-Tragverhaltens belegt werden.

Literatur

- [1] Hassanieh, A., Valipour, H., & Bradford, M. (2017a). Composite connections between clt slabs and steel beam: Experiments and empirical models. *Journal of Constructional Steel Research*, 138, 823–836.
- [2] Hassanieh, A., Valipour, H., & Bradford, M. (2017b). Experimental and numerical investigation of short-term behaviour of clt-steel composite beams. *Engineering Structures*, 144, 43–57.
- [3] Loss, C., Piazza, M., & Zandonini, R. (2016). Connections for steel-timber hybrid prefabricated buildings. Part I: Experimental tests. *Construction and Buildings Materials*, 122, 781–795.
- [4] Merryday, H., Potuzak, M., Roueche, D., & Sener, K. (2023). Experimental and Numerical Investigations on the Usage of CLT Panels to Form Timber-Steel Composite Floor Systems. *World Conference on Timber Engineering*.

Experimentelle Untersuchungen zur Lastumlagerung bei Verbundträgern mit Stegöffnungen

Till Janiak¹, Manuel Risch², Kevin Wolters³ und Martin Claßen¹

¹ Institut für Massivbau, Mies-van-der-Rohe-Straße 1, 52074 Aachen, RWTH Aachen University
E-Mail: tjaniak@imb.rwth-aachen.de; E-Mail: mclassen@imb.rwth-aachen.de

² Fachgebiet Stahlbau, Paul-Ehrlich Straße 14, 67663 Kaiserslautern, RPTU Kaiserslautern Landau
E-Mail: manuel.risch@rptu.de

³ Institut für Stahlbau, Mies-van-der-Rohe-Straße 1, 52074 Aachen, RWTH Aachen University
E-Mail: k.wolters@stb.rwth-aachen.de

ZUSAMMENFASSUNG

Im Mehrgeschoss- und Industriebau werden zunehmend Stahl-Beton-Verbunddeckensysteme mit einem hohen Installationsgrad eingesetzt. Die Installationstechnik wird durch Stegöffnungen der Stahlträger geführt, um die Bauhöhe zu reduzieren. Durch die Öffnungen im Steg des Trägers entstehen jedoch lokale Störungen, die zu Lastumlagerungen führen. Der Teil der Querkraft aus dem fehlenden Steg des Stahlprofils muss überwiegend über den Betongurt abgetragen werden. Dies führt zu zusätzlichen, lokal konzentrierten Spannungen im verbleibenden Stahlträger und im Betongurt, die bei der Bemessung der Deckenbalken und Verbundelemente berücksichtigt werden müssen. Im Öffnungsbereich eines Verbundträgers müssen Querkräfte, die sonst vom Stahlsteg abgetragen werden, vom Betongurt übernommen werden. An dem der Lasteinleitung zugewandten Öffnungsrand entstehen durch die Umlagerung zusätzliche Zugkräfte, die von den Verbundmitteln aufgenommen werden müssen. In einer Reihe von zehn Pull-Out-Versuchen wird die Aktivierung von Kopfbolzendübeln an diesem Öffnungsrand untersucht.

1 Einleitung

Im Mehrgeschoss- und Industriebau werden zunehmend Stahl-Beton-Verbunddeckensysteme mit einem hohen Installationsgrad eingesetzt. Die Installationstechnik wird durch Öffnungen im Steg der Stahlträger geführt, um die Bauhöhe zu reduzieren. Durch die Stegöffnungen im Träger entstehen jedoch lokale Störungen, die zu Lastumlagerungen führen. Der Teil der Querkraft aus dem fehlenden Steg des Stahlprofils muss überwiegend über den Betongurt abgetragen werden. Dies führt zu zusätzlichen, lokal konzentrierten Spannungen im verbleibenden Stahlträger und im Betongurt, die bei der Bemessung der Deckenbalken und Verbundelemente berücksichtigt werden müssen [1]. Die bestehende Eurocode 4 [2] geht derzeit nicht auf Stegöffnungen in Verbundträgern ein. Regelungen für reine Stahlträger mit Stegöffnungen sind in der DAST-Richtlinie 015 [3] enthalten. Sie berücksichtigt jedoch weder die Querkrafttragfähigkeit der Betonplatte noch die Umlagerungen zwischen dem Stahlsteg und dem Betongurt, welche die Gesamttragfähigkeit von Verbundträgern im Bereich einer Stegöffnung wesentlich beeinflussen.

Im Öffnungsbereich eines Verbundträgers müssen Querkräfte, die sonst vom Stahlsteg abgetragen werden, vom Betongurt übernommen werden. An dem der Lasteinleitung zugewandten Öffnungsrand entstehen durch die Umlagerung zusätzliche Zugkräfte, die von den Verbundmitteln aufgenommen werden müssen (vgl. Bild 1-1). In einer Reihe von zehn Pull-Out-Versuchen wird die Aktivierung der Verbundmittel an diesem Öffnungsrand untersucht. Im Rahmen der Untersuchungen werden Kopfbolzendübel als Verbundmittel eingesetzt. Ein

zentrales Ziel ist es, Information darüber zu erlangen, welche Anzahl an Verbundmitteln im gestörten Bereich an der Lastübertragung beteiligt sind. Die Pull-Out-Versuche bilden dabei global gesehen den zugbelasteten Rand einer Öffnung in einem Verbundträger ab, um das lokale Tragverhalten entkoppelt betrachten zu können. Als Parameter der Versuchsreihe werden die Anzahl und der Durchmesser der Kopfbolzendübel, die Höhe des in der Öffnung verbleibenden Reststegs, eine Verstärkung des Reststegs und die Verwendung eines Profilblechs als Verbunddecke untersucht. Auf diese Weise kann der Einfluss des Steifigkeitsverhältnisses auf den Kraftübertragungsprozess erfasst werden.

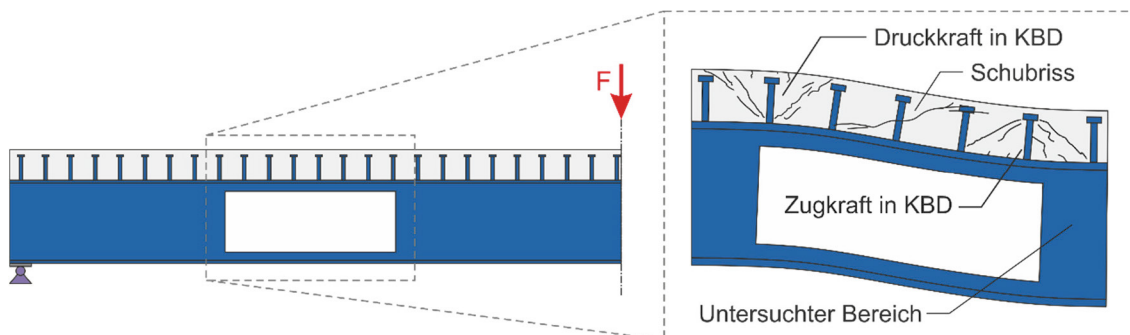


Bild 1-1: Lokale Effekte an Verbundträgern mit Stegöffnungen

2 Experimentelle Untersuchungen

Die Umleitung der Querkkräfte im Öffnungsbereich führt zu zusätzlichen Zugkräften in dem der Last zugewandten Öffnungsrand, die von den Verbundmitteln übertragen werden müssen. Ziel des vorgestellten experimentellen Programms ist es, Erkenntnis über die Anzahl der aktivierten Verbundmittel im gestörten Lasteinleitungsbereich zu gewinnen. Hierzu wird der in einem Verbundträger der Last zugewandte Öffnungsrand isoliert in Kleinkörperversuchen betrachtet (vgl. Bild 2-1).

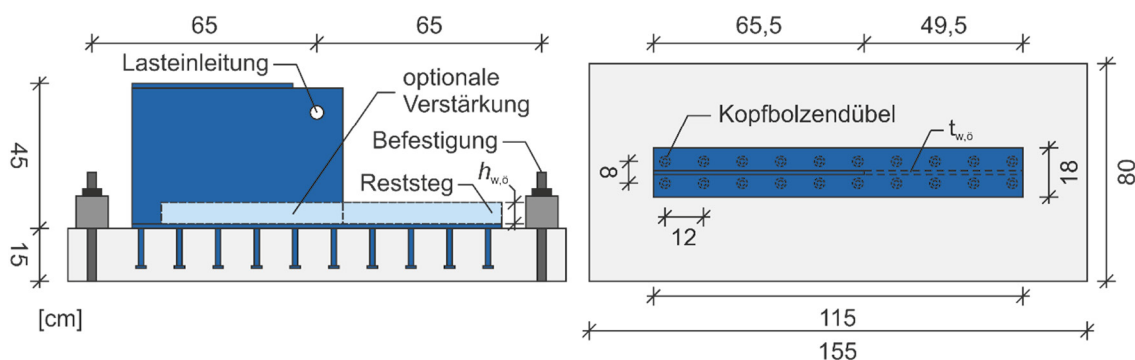


Bild 2-1: Dimensionen der Versuchskörper und Versuchsaufbau

In einer Serie von zehn Pull-Out-Versuchen (fünf Parameterkonfigurationen mit jeweils zwei Versuchen) wurde die Aktivierung der Verbundmittel am Öffnungsrand untersucht. Als Parameter der Versuchsreihen wurden Anzahl und Durchmesser der Kopfbolzendübel, die Höhe des Reststegs, eine zusätzliche Verstärkung des Reststegs und die Verwendung eines Profilblechs analog zu einer Verbunddecke variiert. Auf diese Weise lässt sich der Einfluss der Steifigkeitsverhältnisse und die Anzahl der an der Lastübertragung beteiligten Kopfbolzendübel beurteilen. Der Versuchsaufbau und die Abmessungen der Probekörper sind in Bild 2-1 abgebildet. Die Anordnung der Kopfbolzen ist beispielhaft für die Konfiguration 2 x 16 mm dargestellt. Diese Versuchsserie bildet die Referenz für die weiteren Untersuchungen. Wie im obigen Abschnitt ausgeführt, beschreibt der Versuchsaufbau die der Last zugewandten Seite einer Öffnung. Der

ausgeschnittene Teil des Stegs ist die Hälfte einer virtuellen Öffnung. Die Höhe der Öffnung wird durch Beibehaltung eines Teils des Stegs ("Reststeg", Bild 2-1) variiert. Bei zwei Probekörpern wird der Reststeg zusätzlich durch zwei seitlich angeschweißte Bleche verstärkt. Die Eigenschaften und die variierten Parameter der untersuchten Probekörper sind in Tabelle 2-1 beschrieben. Die Versuchskörper werden mit dem Betongurt nach unten mit steifen Stahlträgern auf dem Boden verspannt. Die Zugkraft wird über eine Zugstrebe am Hydraulikzylinder über den Steg am Öffnungsrand eingeleitet. Die Last wird in 50 kN Laststufen gesteigert, bis der Versuchskörper versagt.

Tabelle 2-1: Eigenschaften der Versuchskörper und Versuchsparameter

Versuchskörper	Parameter	Kopfbolzendübel	h_{sc}	f_y/f_u	$t_{w,\delta}$	$h_{w,\delta}$	F_{max}
		Reihen x \emptyset	mm	MPa/MPa	mm	mm	kN
LE15B2x16.1	Referenz	2 x 16 mm	125	350/450	-	-	320
LE15B2x16.2	Referenz	2 x 16 mm	125	350/450	-	-	329
LE15B1x22.1	KBD-Geometrie	1 x 22 mm	125	350/450	-	-	235
LE15B1x22.2	KBD-Geometrie	1 x 22 mm	125	350/450	-	-	248
LE15B2x16RS.1	Reststeg	2 x 16 mm	125	350/450	15	60	407
LE15B2x16RS.2	Reststeg	2 x 16 mm	125	350/450	15	60	438
LE15B2x16VS.1	Verstärkter Reststeg	2 x 16 mm	125	350/450	55	60	539
LE15B2x16VS.2	Verstärkter Reststeg	2 x 16 mm	125	350/450	55	60	519
LE15B2x16PB.1	Verbunddecke	2 x 16 mm	125	350/450	-	-	241
LE15B2x16PB.2	Verbunddecke	2 x 16 mm	125	350/450	-	-	248

Das Versagen aller Versuchskörper trat in Form eines Betonausbruchversagens auf. Die jeweils erreichten Traglasten F_{max} der einzelnen Versuchskörper sind in Tabelle 2-1 dargestellt. Es lassen sich zwei wesentliche Tendenzen aus den erreichten Traglasten ableiten. Das Vorhandensein eines Reststegs und eine zusätzliche Verstärkung führen jeweils zu einem Anstieg der maximal erreichten Last. Grund hierfür ist die Aktivierung zusätzlicher Verbundmittel durch den steiferen Öffnungsbereich. Die Reduktion der Dübelanzahl bei nahezu gleicher Querschnittsfläche (2 x 16 mm zu 1 x 22 mm) führt zu einer deutlichen Reduktion der maximal erreichbaren Last. Die einreihige Anordnung der Dübel resultiert in einem schmaleren Betonausbruchkegel und dadurch auch zu einer geringeren Traglast. Ebenso führt die Reduktion der Betongurthöhe bei dem untersuchten Verbunddeckenquerschnitt zu einer Abnahme der Traglast, da auch hier die Fläche des Ausbruchkegels und somit der Widerstand des Betons reduziert wird.

3 Auswertung

Anhand der ersten Versuchsergebnisse lassen sich Rückschlüsse auf die Anzahl der aktivierten Verbundmittel im Öffnungsbereich ziehen. Hierzu wird zunächst der beim Versagen entstandene Ausbruchkegel untersucht. Als Hintergrund für die Untersuchungen wird der von ELIGEHAUSEN UND MALLÉ beschriebene Ansatz zur Bemessung von einbetonierten Dübelgruppen verwendet [4]. Demnach lässt sich die Traglast für ein Betonausbruchversagen einer Dübelgruppe unter Zugbelastung gemäß Gleichung 3-1 bestimmen. Die Gleichung setzt sich zusammen aus der Traglast eines einzelnen Verbunddübels $N_{u,c}^0$ und dem Verhältnis der vorhandenen projizierten Fläche des Ausbruchkegels der Dübelgruppe $A_{c,N}$ und einer einzelnen Verankerung $A_{c,N}^0$. Die Bemessungsgleichung für die Traglast eines einzelnen Dübels (Gleichung 3-2) setzt sich aus dem Kalibrierungsfaktor k , der effektiven Höhe des Kopfbolzendübels h_{eff} , der Druckfestigkeit des Betons β_w und Faktoren zur Berücksichtigung zusätzlicher Einflüsse (in der Reihenfolge: Oberflächenbewehrung, gerissener Beton, exzentrische Lasteinleitung).

$$N_{u,c} = N_{u,c}^0 \cdot \frac{A_{c,N}}{A_{c,N}^0} \quad 3-1$$

$$N_{u,c}^0 = k \cdot h_{\text{eff}}^{1,5} \cdot \sqrt{\beta_w} \cdot \psi_{re,N} \cdot \psi_w \cdot \psi_{ec,N} \quad 3-2$$

Durch Umformung der Bemessungsgleichung kann diese so umgestellt werden, dass aus der erreichten Versuchslast die Länge des Ausbruchkegels L_{Ausbruch} bestimmt werden kann. Aus dieser wiederum kann auf die Anzahl der aktivierten Kopfbolzendübel(reihen) geschlossen werden. In Tabelle 3-1 sind die berechnete und die tatsächlich im Versuch gemessenen Längen der Ausbruchkegel für jeweils einen Versuch einer Serie gegenübergestellt („calc“ bzw. „meas“).

Tabelle 3-1: Eigenschaften der Versuchskörper und Versuchsparameter

Versuchskörper	$f_{\text{cm,cube}}$	$L_{\text{Ausbruch,meas}}$	$KBD_{\text{aktiv,meas}}$	$L_{\text{Ausbruch,calc}}$	$KBD_{\text{aktiv,calc}}$
	MPa	cm	-	cm	-
LE15B2x16.1	41,8	96	6,1	96	6,1
LE15B1x22.1	42,5	88	5,4	87	5,4
LE15B2x16RS.1	48,9	100	6,4	113	7,5
LE15B2x16VS.1	42,2	123	8,3	161	11,5
LE15B2x16PB.1	41,7	71	4,0	72	4,1

4 Fazit

Mit den durchgeführten Versuchen konnte gezeigt werden, dass eine Erhöhung der Steifigkeit im Öffnungsbereich zu einer gleichmäßigeren Aktivierung der Kopfbolzendübel im Öffnungsbereich führt und dadurch in einer Steigerung der Traglast bei einem Betonausbruchversagen resultiert. Bei Verwendung des Bemessungsansatzes, der üblicherweise bei Befestigungstechnik im Stahlbeton verwendet wird, lässt sich eine erwartungsgemäße hohe Übereinstimmung zwischen dem berechneten und beobachteten Ausbruchkegel beobachten. Die Ausbruchkegel der verstärkten Versuchskörper fallen kleiner aus als durch die Bemessungsgleichung vorhergesagt. Hier sind sekundäre Effekte zu berücksichtigen (z. B. das Abstützen des Flansches auf der Betonoberfläche bei einem ungleichen Herausziehen). In weiteren Untersuchungen soll die Bemessungsgleichung kalibriert bzw. modifiziert werden, um bei Verbundträgern mit Stegöffnungen die Anzahl der aktivierten Verbundmittel am lastzugewandten Öffnungsrand vorhersagen zu können.

5 Danksagung

Die dargestellten Ergebnisse stellen Auszüge des Forschungsvorhabens IGF Nr. 21429 N/2 / FOSTA P1478 „Konsistentes Bemessungsmodell für Stahl-Verbundträger mit Stegöffnungen“ dar. Der Arbeitsgemeinschaft industrieller Forschungsvereinigungen (AiF) sei an dieser Stelle für die Förderung gedankt.

6 Literatur

- [1] Claßen, M.; Hegger, J. (2014) *Verankerungsverhalten von Verbunddübeln in schlanken Betongurten* in: Bautechnik 91, H. 12, S. 869–883. <https://doi.org/10.1002/bate.201400058>
- [2] DIN EN 1994-1-1:2010-12 (Dezember 2010) *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*. Berlin: Beuth.
- [3] DAST Richtlinie 015 (Dezember 1988) *Träger mit schlanken Stegen – Entwurf*. Köln: Stahlbau-Verlagsgesellschaft.
- [4] Elgehausen, R.; Mallée, R. (2000) *Befestigungstechnik im Beton- und Mauerwerkbau*. Berlin: Ernst & Sohn.

Untersuchungen zu Anschlüssen mit Ankerplatten und Kopfbolzen

Maximilian Ziwes¹ und Ulrike Kuhlmann¹

¹Institut für Konstruktion und Entwurf, Pfaffenwaldring 7, Universität Stuttgart, Deutschland
E-Mail: maximilian.ziwes@ke.uni-stuttgart.de

ZUSAMMENFASSUNG

Für die Bemessung von Anschlüssen mit Ankerplatten und Kopfbolzen gibt es derzeit kein einheitliches Bemessungskonzept, so dass verschiedene Bemessungsregeln aus dem Stahl-, Verbundbau, der Befestigungstechnik und in einigen Fällen allgemeine bauaufsichtliche Zulassungen beachtet werden müssen. Verschiedene Auslegungen, Lücken und Überschneidungen dieser Regelungen führen immer wieder zu Diskussionen oder umständlichen Anschlusslösungen. Häufige Fragstellungen sind u.a. geringe Tragfähigkeiten bei Randeinfluss, die Beanspruchung der Kopfbolzen im Anschluss, Ansatz von Reibungskräften und Auflasten und der Umgang mit einer Mörtelschicht zwischen Ankerplatte und Beton. Diese Fragstellungen wurden u.a. in einem DAST-AiF Forschungsvorhaben experimentell und numerisch untersucht. Aufbauend auf Ergebnissen weiterer Forschungsvorhaben wurde ein Vorschlag für die Bemessung von Anschlüssen in Form der DAST-Richtlinie 30 erarbeitet.

1 Einleitung

Stahl- und Verbundtragwerke müssen i.d.R. an Stahlbetonfundamente oder -konstruktionen angeschlossen werden. Beispiele für diese Schnittstellen sind Stützenfüße, Träger-Stützen-Anschlüsse oder Brückenlager. Eine einfache und effiziente Möglichkeit zur Ausführung dieser Anschlüsse ist die Verwendung von Ankerplatten mit Kopfbolzen. Verschiedene Auslegungen, Lücken und Überschneidungen in den Regelungen zur Bemessung dieser Anschlüsse sowie die hohen Anforderungen an den oftmals geometrisch begrenzten Anschlussbereich führen immer wieder zu Diskussionen oder umständlichen Anschlusslösungen. Einige dieser Fragestellungen, wie z.B. geringe Tragfähigkeiten bei Randeinfluss, die Beanspruchung der Kopfbolzen im Anschluss, Ansatz von Reibungskräften und Auflasten und der Umgang mit einer Mörtelschicht zwischen Ankerplatte und Beton wurden im DAST-AiF Forschungsvorhaben *Kuhlmann, Ziwes (2022)* experimentell und numerisch untersucht. Basierend auf den Untersuchungen wurden Empfehlungen für die Bemessung von Anschlüssen erarbeitet und Vorschläge für Bemessungsregeln für ein möglichst einheitliches Bemessungskonzept abgeleitet.

2 Untersuchungen an Anschlüssen mit Ankerplatten und Kopfbolzen

2.1 Versuchsaufbau und Versuchsprogramm

Im DAST-AiF Forschungsvorhaben *Kuhlmann, Ziwes (2022)* wurden 25 Versuche an querbelasteten Ankerplatten durchgeführt. Die Ankerplatte mit aufgeschweißten Kopfbolzen ($f_{u,m} \approx 520 \text{ N/mm}^2$), wurde in das kopfseitige Ende eines stützenförmigen Bauteils einbetoniert ($f_{cm} \approx 28 \text{ N/mm}^2$), so dass der Anschlussbereich durch 4 Bauteilränder beeinflusst wurde (4-seitiger Randeinfluss, siehe auch Randabstand c , Bild 1). In insgesamt 7 Versuchsserien wurde der Randabstand zwischen $c = 100 - 250 \text{ mm}$ variiert, um den Einfluss des Randabstands auf das Tragverhalten und die Querlastverteilung im Anschluss zu untersuchen. Die Querlast F wurde mit einer Exzentrizität von $e = 100 \text{ mm}$ in die Ankerplatte eingeleitet. Mit dem Aufbringen einer Auflast D , d.h. einer Druckbeanspruchung senkrecht zur Belastungsrichtung der Querlast, wurde untersucht, ob ein Überdrücken der aus der exzentrischen Lasteinleitung resultierenden Zugbeanspruchung möglich ist und ob zusätzliche Traganteile durch Reibungskräfte oder einem mehraxialen Druckzustand im Anschlussbereich aktiviert werden können. Die Auflast wurde innerhalb jeder Serie in Abhängigkeit der Höchstlast F_u des jeweiligen Referenzversuchs ohne

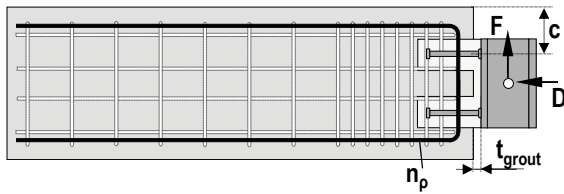


Bild 1: Schema der Versuchskörper und untersuchte Parameter

Auflast variiert ($D = 50\text{-}150\% F_u$). Zusätzlich wurde der Einfluss der wirksamen Rückhängebewehrungsbügel n_p und einer Mörtelschicht zwischen Ankerplatte und Betonbauteil untersucht. Dazu wurde in 3 Versuchsserien die Ankerplatte mit einem hochfesten Vergussmörtel ($f_{cm} \approx 60 \text{ N/mm}^2$) unter Variation der Mörtelschichtdicke $t_{grout} = 20 - 50 \text{ mm}$ im Betonbauteil vergossen (siehe Bild 1).

2.2 Ergebnisse der experimentellen und numerischen Untersuchungen

Mit der Variation der zuvor vorgestellten Einflussparameter konnten verschiedene Versagensmechanismen im Anschlussbereich erzeugt werden. Die beobachteten Versagensmechanismen lassen sich gut in die verschiedenen Versagensarten der Befestigungstechnik nach *DIN EN 1992-4* einordnen. Den größten Einfluss auf den sich einstellenden Versagensmechanismus hatten der Randabstand und die Höhe der Auflast. In den meisten Versuchen konnte ein Versagen zum Bauteilrand in Lastrichtung, d.h. Betonkantenbruch (siehe Bild 2) festgestellt werden.

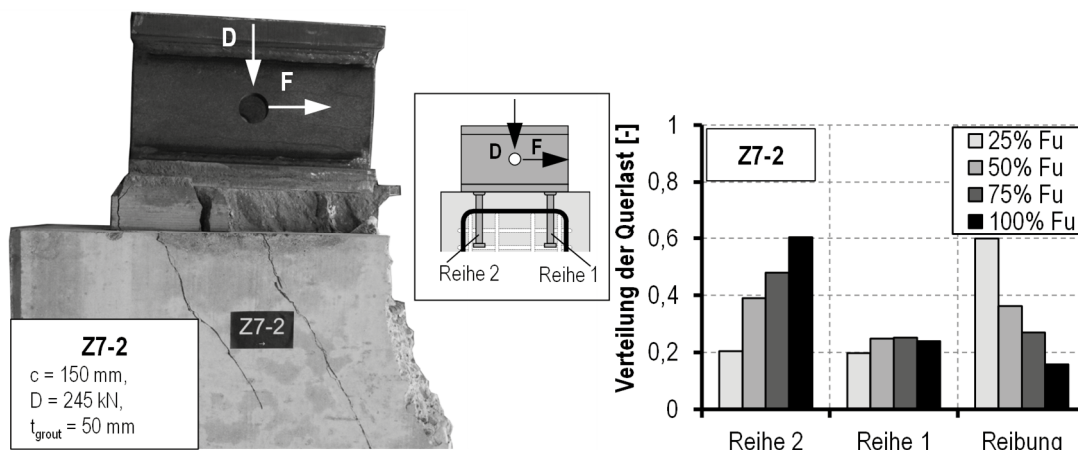


Bild 2: Versuchskörper Z7-2 mit Betonkantenbruch nach Versuchsende (links) und zugehörig numersich ermittelte Querlastverteilung im Anschluss für verschiedene Laststufen (rechts)

Mit größeren Randabständen konnten höhere Versagenslasten erreicht werden. Mit dem Aufbringen einer Auflast konnte der Beton im Anschlussbereich überdrückt und wesentliche Traglastanteile durch Reibung aktiviert werden, siehe Querlastanteil durch Reibung in Bild 2 rechts. Mit zunehmender Auflast wurden daher höhere Versagenslasten erzielt. Die volle Stahltragfähigkeit der Kopfbolzen konnte in Versuchen erreicht werden, in denen ein ausreichender Randabstand vorhanden war und der Anschlussbereich durch die Auflast überdrückt wurde. Mit zunehmender Mörtelschichtdicke nahm die Versagenslast ab. Numerische Untersuchungen zeigen, dass eine Fließgelenkbildung im Schaft der Kopfbolzen in Reihe 1 durch das Bröckeln der Mörtelschicht im vorderen Bereich der Ankerplatte (siehe Bild 2) begünstigt wird, da sich keine abstützende Druckstrebe zwischen Ankerplatte und Betonbauteil in diesem Bereich ausbilden kann. Durch die Variation der Anzahl der wirksamen Rückhängebewehrungsbügel konnte gezeigt werden, dass mit der gezielten Zulage von Bewehrung die Anschlusstragfähigkeit gesteigert und ein duktileres Tragverhalten erzielt werden kann. Anhand von numerischen Untersuchungen kann die Querlastverteilung im Anschluss bestimmt werden. Bild 2 (rechts) zeigt die Querlastverteilung auf die beiden Kopfbolzenreihen für verschiedene Laststufen. Die Querlast ist zunächst annähernd gleichmäßig zwischen den beiden Reihen verteilt und wird dann mit

zunehmender Belastung bei Rissbildung zum Bauteilrand ausgehend von Reihe 1 auf Reihe 2 umgelagert. Bei einem größeren Randabstand ($c = 250 \text{ mm}$) ist die Querlast im Anschluss über alle Laststufen hinweg annähernd gleichmäßig zwischen den Kopfbolzenreihen verteilt. Interessant ist, dass auch bei geringen Randabständen ($c = 100 \text{ mm}$) ein nicht zu vernachlässigender Anteil durch Reibung abgetragen werden kann.

3 Bemessungsmodell für Anschlüsse mit Ankerplatten und Kopfbolzen

3.1 Konzept des Modells

Auf Grundlage der hier vorgestellten Untersuchungen wurde ein analytisches Modell entwickelt (Ziweš (2025)). Das Modell basiert auf den verschiedenen Versagensarten nach *DIN EN 1992-4*, d.h. der Versagensmechanismus mit der geringsten Tragfähigkeit wird maßgebend. Diese Versagensarten werden durch neuere Ansätze von *Ruopp (2020)*, o.a. zur Berücksichtigung der Bewehrung ergänzt. Der Einfluss einer Mörtelschicht auf die Anschlusstragfähigkeit wird mit einem Abminderungsfaktor berücksichtigt. Zur Berücksichtigung der Umlagerung der Querlast (vgl. Bild 2) wird zur Bestimmung der Beanspruchung auf die einzelnen Kopfbolzenreihen zwischen verschiedenen Versagenszuständen unterschieden.

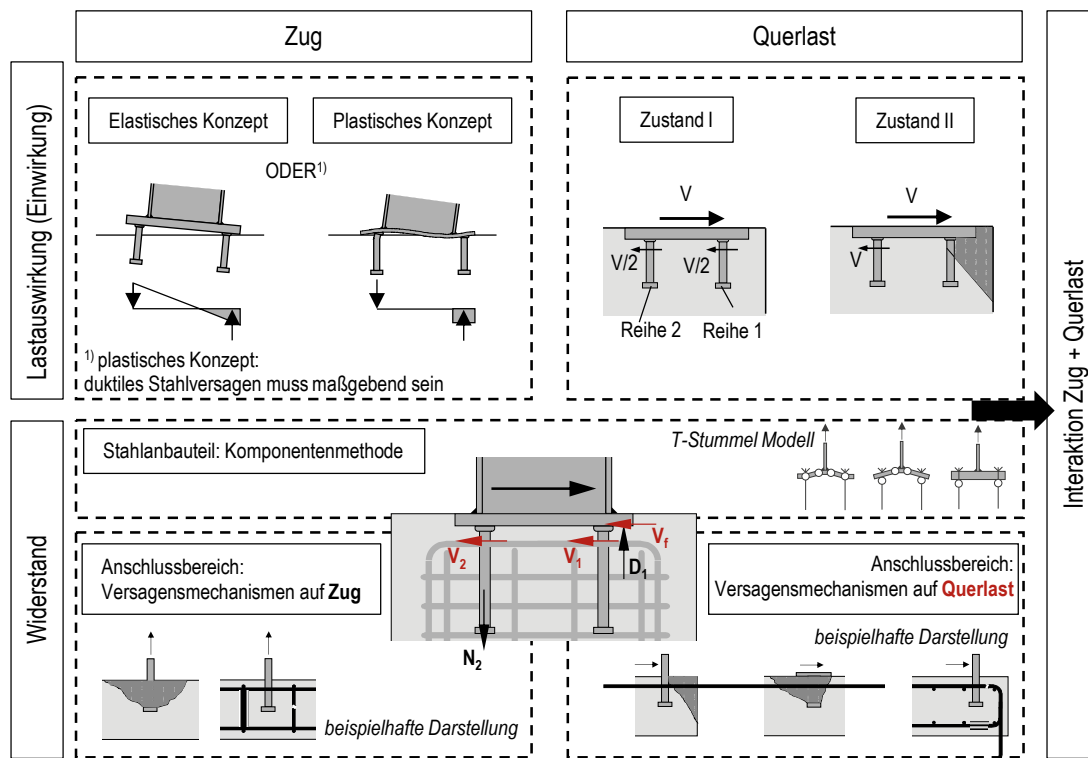


Bild 3: Methodik des Bemessungsmodells für Ankerplatten mit Kopfbolzen

Zunächst ist die Querlast gleichmäßig zwischen den einzelnen Reihen verteilt (vgl. Bild 3, Zustand I). Mit rechnerischem Betonkantenbruch wird die Querlast lediglich von den hinteren Reihen, z.B. Reihe 2 abgetragen (vgl. Bild 3, Zustand II). Bei der Bestimmung der Lastauswirkungen auf die Kopfbolzen wird der Einfluss einer Auflast und die durch Reibung abgetragenen Querlastanteile berücksichtigt. In den vorliegenden Untersuchungen wird zur Bestimmung der Zugbeanspruchung der Kopfbolzen von einem elastischen Konzept ausgegangen, d.h. die Ermittlung der axialen Zugkräfte in den Kopfbolzen und der Druckkraft zwischen Ankerplatte und Beton erfolgt nach einer linear elastischen Dehnungsverteilung (siehe Bild 3).

3.2 Methodik und Bemessungsvorschlag für die DAST-Richtlinie

Für den Bemessungsvorschlag von Anschlüssen in der *DAST-RiLi 30* wurden neben den hier vorgestellten Untersuchungen weitere Untersuchungen berücksichtigt und das in Abschnitt 3.1 vorgestellte Modell entsprechend ergänzt oder angepasst. Von *Ruopp (2020)* wurden Untersuchungen an querbelasteten Ankerplatten mit Randeinfluss und an nachgiebigen, dünnen Ankerplatten durchgeführt. Es hat sich gezeigt, dass bei nachgiebigen Ankerplatten zur Bestimmung der Zugbeanspruchung der Kopfbolzen ein plastisches Konzept am geeignetsten ist, wenn ein duktiler Stahlversagen der Kopfbolzen der für den Anschluss maßgebende Versagensmechanismus ist. Daher wird im vorgestellten Bemessungsvorschlag zur Bestimmung der Zugbeanspruchung in den Kopfbolzen zwischen einem elastischen und plastischen Konzept unterschieden (siehe Bild 3). Die Bemessung der Ankerplatte bzw. des Stahlanbauteils erfolgt nach der Komponentenmethode. Der Anschlussbereich selbst wird für die verschiedenen Versagensmechanismen auf Zug und Querlast über eine Interaktionsgleichung nachgewiesen.

4 Fazit und Ausblick

Auf Grundlage der vorgestellten Untersuchungen wurde ein einheitliches Bemessungsmodell für Anschlüsse zwischen Stahl und Beton entwickelt, das Konzepte zur Bestimmung der Lastauswirkungen auf die Befestigungsmittel enthält und für die im Anschlussbereich möglichen Versagensmechanismen verschiedene wichtige Einflüsse, wie eine Auflast, eine Mörtelschicht oder die Bewehrungsanordnung berücksichtigt. Das vorgeschlagene Bemessungsmodell wurde in Form einer DAST-Richtlinie aufbereitet. Auf europäischer Ebene wurde zur Vereinheitlichung der Bemessung von Anschlüssen in einem ersten Schritt in *FprEN1993-1-8* Öffnungsklauseln in Anhang A implementiert, die auf *DIN EN 1992-4* verweisen und eine Bemessung von Anschlüssen zwischen Stahl und Beton nach neueren Ansätzen zulassen.

Aufbauend auf den vorgestellten Untersuchungen unter ruhender Beanspruchung wird in einem laufenden Forschungsvorhaben von *Hofmann, Kuhlmann u.a.* das Ermüdungsverhalten von Anschlüssen zwischen Stahl und Beton unter zyklischer Querlastbeanspruchung untersucht. Fokus liegt dabei auf dem Einfluss der Rückhängebewehrung auf die Ermüdungstragfähigkeit von randnahen Anschlüssen.

5 Danksagung

Ein besonderer Dank gilt der Arbeitsgemeinschaft industrieller Forschungsvereinigungen (AiF) „Otto von Guericke“ e. V. und dem Deutschen Ausschuss für Stahlbau (DAST) für die finanzielle Unterstützung des Vorhabens 20511 und den Projektpartnern mageba SA, Maurer SE, Köster & Co. GmbH und Goldbeck GmbH für die Beratung und Fertigung der Versuchskörper sowie der Materialprüfungsanstalt der Universität Stuttgart für die Durchführung der Versuche.

Literatur

- [1] DAST-RiLi 30 (2023), *DAST-Richtlinie 30: Anschlüsse zwischen Stahl und Beton mit Ankerplatten und Kopfbolzen*, Final Draft (nicht veröffentlicht), Deutscher Ausschuss für Stahlbau (DAST).
- [2] DIN EN 1992-4 (2019), *Eurocode 2: Bemessung und Konstruktion von Stahlbeton- und Spannbetontragwerken – Teil 4: Bemessung der Verankerung von Befestigungen in Beton*, Deutsche Fassung EN 1992-4:2018, 2019 mit nationalem Anhang.
- [3] FprEN 1993-1-8 (2023), *Eurocode 3: Design of steel joints – Part 1-8: Design of joints*, Draft (nicht veröffentlicht).
- [4] Hofmann, J.; Kuhlmann, U.; Fröhlich, T.; Ziwes, M (2022-2025), *Ermüdungsverhalten randnaher Anschlüsse an Stahlbetonbauteile unter dem Ansatz von Rückhängebewehrung*, laufendes Forschungsvorhaben AiF/IGF-Nr. 22283 (GAK).
- [5] Kuhlmann, U. und Ziwes, M. (2022), *Untersuchungen zum Tragverhalten von Anschlüssen zwischen Stahl und Beton unter Auflast*, Schlussbericht. Forschungsvorhaben AiF/IGF-Nr. 20511 (DAST).

- [6] Ruopp, J. (2020), *Untersuchungen zum Tragverhalten von Ankerplatten mit Kopfbolzen zur Abtragung von Zug- und Querkräften*, Dissertation. Nr.2020-3. Institut für Konstruktion und Entwurf, Universität Stuttgart.
- [7] Ziwes, M. (2025, in Planung), *Untersuchungen zum Tragverhalten von querbelasteten Ankerplatten mit Kopfbolzen und Randeinfluss unter ruhender und nicht ruhender Beanspruchung*, Dissertation, Institut für Konstruktion und Entwurf, Universität Stuttgart.

Entwicklung von effizienten Nachweiskonzepten für geschweißte Verbindungen aus hochfestem Stahl und Mischverbindungen

Mareike von Arnim¹ und Ulrike Kuhlmann¹

¹ Institut für Konstruktion und Entwurf, Pfaffenwaldring 7, Universität Stuttgart, Deutschland
E-Mail: mareike.von-arnim@ke.uni-stuttgart.de

ZUSAMMENFASSUNG

Die Verwendung von hoch- und höchstfestem Stahl bietet zahlreiche Vorteile, darunter die Reduzierung des Materialbedarfs und die Realisierung von schlanken, wirtschaftlichen Konstruktionen. Im Rahmen des laufenden FOSTA-AiF-Forschungsprojekts „Effiziente Nachweiskonzepte für Mischverbindungen im Stahlbau“ wurden umfangreiche experimentelle Untersuchungen zur Tragfähigkeit sowie zum Verformungsverhalten von stumpfgeschweißten Mischverbindungen aus normal- und hochfestem Stahl durchgeführt. Darüber hinaus wurden Stumpfnahverbindungen aus S960 untersucht. Mit den erzielten Ergebnissen sollen unter anderem die für FprEN 1993-1-8 entwickelten Regelungen für FprEN 1993-1-12 bis S960 erweitert werden.

1 Einleitung

Die Weiterentwicklung von immer höherfesten Stählen ist ein Jahrzehnte langer Trend und ermöglicht zunehmend schlankere Konstruktionen mit reduziertem Materialverbrauch und Konstruktionsgewicht. Im Rahmen der Neuauflage des Eurocode 3 wird es einen ganz neuen Teil 1-12 [1] geben, der die Bemessung mit Stähle S700 < S ≤ S960 regelt und damit die Anwendung von höchstfesten Baustählen ermöglicht.

Beim Schweißen von hoch- und höchstfesten Stählen kann sich eine sog. weiche Zone in der Wärmeeinflusszone (WEZ) von Stumpfnähten bilden, die über 20% kleinere Härtewerte aufweisen kann als der unbeeinflusste Grundwerkstoff [2]. Dadurch kann es zu einem frühzeitigen Versagen von Stumpfnahverbindungen hoch- und höchstfester Stähle in der WEZ kommen, die reduzierte Tragfähigkeiten aufweisen. Folglich war es erforderlich, ein neues, sicheres Bemessungskonzept für Stumpfnähte zu entwickeln, siehe Gl. (1)

$$\sigma_{v,Rd} = \frac{0,85 (0,9f_u) + 0,15f_{u,FM}}{\gamma_{M2}} \quad (1)$$

f_u = Zugfestigkeit des Grundwerkstoffs

$f_{u,FM}$ = Zugfestigkeit des Schweißzusatzwerkstoffs

γ_{M2} = Teilsicherheitsbeiwert (= 1,25)

Dies ermöglicht eine sichere und wirtschaftliche Bemessung von hochfesten Stumpfnahverbindungen aus S460 < S ≤ S700 mit Undermatching-, Matching- oder Overmatching-Schweißzusätzen. Auch Stumpfnähte aus S460 mit Undermatching- oder Overmatching-Schweißzusatz werden mit Gl. (1) bemessen. Diese ist in FprEN 1993-1-8 [3] enthalten.

Im Rahmen des FOSTA-AiF-Forschungsvorhabens „Effiziente Nachweiskonzepte für Mischverbindungen im Stahlbau“ [4] wurden umfangreiche experimentelle Untersuchungen an höchstfesten Stumpfnahverbindungen bis S960 durchgeführt, um die in FprEN 1993-1-8 [3] enthaltenen Regelungen bis S960 zu erweitern.

Für einen wirtschaftlichen und nachhaltigen Einsatz von hoch- und höchstfesten Stählen sind außerdem stumpfgeschweißte Mischverbindungen aus normalfestem Stahl und hoch- oder höchstfesten Stahl wichtig. Diese ermöglichen eine Anpassung des Querschnitts an den einwirkenden Momentenverlauf ohne Dickensprünge. Damit wird die aufwändige Nahtvorbereitung sowie zusätzliche Exzentrizität durch Dickensprüngen vermieden. Im Forschungsvorhaben wurden

umfangreiche experimentelle Untersuchungen an Stumpfnähten als Mischverbindungen durchgeführt, um das Trag- und Verformungsverhalten dieser Schweißverbindungen zu untersuchen und Empfehlungen für die Bemessung zu erarbeiten.

Weitere Untersuchungen an Kehlnahtverbindungen aus S960 sowie Stumpfnähten als Mischverbindungen und aus hochfestem Stahl an Dünnsblech mit $t = 3$ mm wurden durchgeführt, deren Ergebnisse in [4, 5] enthalten sind.

2 Experimentelle Untersuchungen

2.1 Versuchskörperfertigung und Versuchsdurchführung

Die Fertigung der Versuchskörper wurde an der TU Ilmenau sowie am Fraunhofer IGP in Rostock durchgeführt. In *Abbildung 1* ist die Geometrie der Stumpfnah-Versuchskörper dargestellt. Die Mischverbindungen wurden aus dem normalfesten Stahl S355J2+N und variierenden hoch- und höchstfesten Stählen S690QL, S700MC oder S960QL in den Blechdicken $t = 10$ oder 20 mm gefertigt. Als Schweißzusätze wurden G46, G69, T69, G79, G89 und T89 verwendet. Die Schweißnahtvorbereitung variierte zwischen V-Naht und DV-Naht und es wurden Schweißungen mit hohem und niedrigem Energieeintrag durchgeführt. Für die Stumpfnahverbindungen aus höchstfestem Stahl wurden die Grundwerkstoffe S960QL oder S960MC sowie die Schweißzusätze G46 und G89 verwendet. Es kamen V- und DV-Nähte zum Einsatz, wobei ein hoher Energieeintrag während der Schweißung für diese Versuchskörper gewählt wurde, da dies zu einer größeren weichen Zone in der WEZ führt und die Ergebnisse damit auf der sicheren Seite liegen [6].

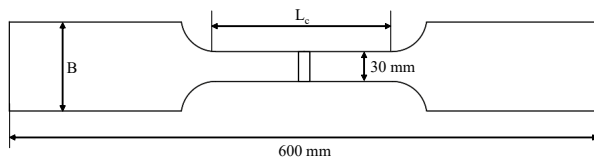


Abbildung 1 Geometrie der Stumpfnahversuche

$L_c = 130$ mm für $t = 10$ mm
 $= 180$ mm für $t = 20$ mm

$B = 60$ mm für Mischverbindungen $t = 10$
 und 20 mm und S960, $t = 10$ mm
 $= 90$ mm für S960, $t = 20$ mm

Insgesamt wurden 180 Versuche an Mischverbindungen und 36 an höchstfesten Stumpfnahverbindungen durchgeführt. Die experimentellen Untersuchungen der Stumpfnähte wurden an der MPA der Universität Stuttgart und durch die TU Ilmenau durchgeführt. Die quasi-statischen Zugversuche wurden bis zum Versagen gefahren. Als Messtechnik kam neben der in den Prüfmaschinen eingebauten Kraftmessdose das ARAMIS-Messsystem für DIC (Digital Image Correlation) zum Einsatz. Zur Berechnung der maximalen Spannungen wurden die erreichten Zugkräfte durch den jeweiligen Anfangsquerschnitt an der Versagensstelle geteilt.

2.2 Versuchsergebnisse und Diskussion

2.2.1 Stumpfnähte als Mischverbindungen

In *Abbildung 2* sind die Ergebnisse der Untersuchungen an Stumpfnähten als Mischverbindungen der Dicke $t = 10$ mm dargestellt. Diese werden differenziert nach dem verwendeten hoch- bzw. höchstfesten Stahl, der Schweißnahtvorbereitung, des Energieeintrags während der Schweißung und des verwendeten Schweißzusatzes abgebildet. Die rote horizontale Linie stellt dabei die tatsächliche Zugfestigkeit des normalfesten Grundwerkstoffs S355J2+N dar. Aus den Ergebnissen ist ersichtlich, dass die Zugfestigkeit des normalfesten Stahls für alle durchgeführten Versuche erreicht wird. Das spiegelt sich wiederum auch am Versagensort wider, der stets im unbeeinflussten normalfesten Grundwerkstoff

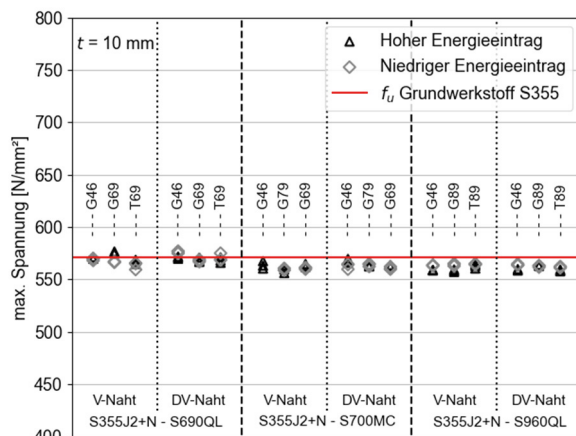


Abbildung 2 Ergebnisse der experimentellen Untersuchungen an Stumpfnähten als Mischverbindungen der Dicke $t = 10$ mm [4]

lag. Es konnte kein Einfluss aus den untersuchten Parametern auf die Tragfähigkeit oder das Verformungsverhalten der Schweißverbindung festgestellt werden. Durch Härtemappings konnten weiche Zonen in den WEZ der hoch- bzw. höchstfesten Stähle festgestellt werden [4], die das Verhalten der Verbindungen jedoch nicht beeinflusst haben. Die Mischverbindungen der Dicke $t = 20$ mm zeigten ein analoges Verhalten. Auch hier wurde die Zugtragfähigkeit des normalfesten Stahls erreicht und die variierenden Parameter haben weder die Tragfähigkeit noch das Verformungsverhalten beeinflusst.

2.2.2 Höchstfeste Stumpfnähte aus S960

Die Ergebnisse der Untersuchungen an höchstfesten Stumpfnahverbindungen aus S960 sind in *Abbildung 3* zusammengefasst. Diese wurden getrennt nach der auftretenden Versagensstelle Schweißgut (SG), WEZ oder Grundwerkstoff (GW), der Schweißnahtvorbereitung und der verwendeten Schweißzusätze dargestellt. Es werden hier normierte Spannungen für die Darstellung verwendet, bei der die maximalen Spannungen durch die tatsächliche Zugfestigkeit des verwendeten Grundwerkstoffs geteilt wurden. So können die Versuchsergebnisse verschiedener Stahlgüten gut miteinander verglichen werden. Es ist zu sehen, dass alle Undermatching-Verbindungen mit G46 im Schweißgut versagten, da der Schweißzusatz eine deutlich geringere Tragfähigkeit als der höchstfeste Grundwerkstoff aufweist.

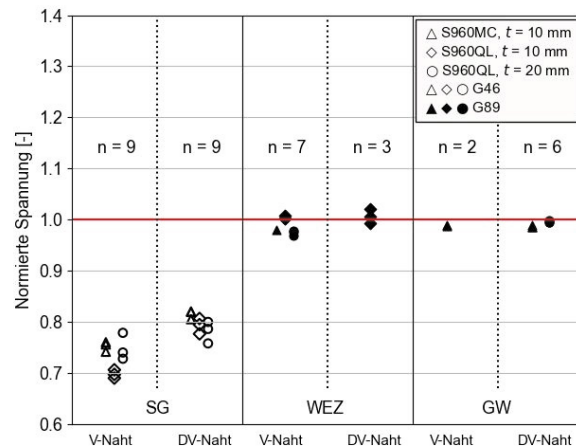


Abbildung 3 Ergebnisse der experimentellen Untersuchungen an Stumpfnahverbindungen aus S960

Die mit Schweißzusatz G89 gefertigten Verbindungen können hier als Matching bezeichnet werden, da $R_{m,S960} \leq R_{m,G89}$. Für diese Verbindungen wird eine deutlich höhere Tragfähigkeit erreicht und das Versagen trat entweder in der WEZ oder im Grundwerkstoff auf. Die V-Nähte versagten überwiegend in der WEZ während DV-Nähte häufiger im Grundwerkstoff versagt sind. Das kann sowohl mit der Bruchlinie erklärt werden, die sich bei einer V-Naht leichter entlang der WEZ ausbildet, als auch mit einer breiteren weichen Zone im Vergleich zur DV-Naht [4].

3 Bemessungsvorschläge für geschweißte Verbindungen

3.1 Stumpfnähte als Mischverbindungen

Die größte Anzahl an experimentellen Untersuchungen in diesem Forschungsprojekt wurden an Stumpfnähten als Mischverbindungen mit normalfestem Stahl S355J2+N und variierenden hoch- und höchstfesten Stählen S690QL, S700MC und S960QL durchgeführt. Alle voll durchgeschweißten Stumpfnähte sind im unbeeinflussten Grundmaterial des normalfesten Stahls S355J2+N versagt und erreichten dessen Zugtragfähigkeit. Die Ergebnisse wurden weder von der Schweißnahtvorbereitung, des Schweißzusatzes, dem angeschlossenen hochfestem Stahl noch vom verwendeten Energieeintrag während der Schweißung beeinflusst.

Folglich kann die Tragfähigkeit einer stumpfgeschweißten Mischverbindung mit niederfestem Stahl S355 durch einen Bauteilnachweis nach DIN EN 1993-1-1 [7] auf der Seite des niederfesten Stahls berechnet werden. Dabei kann der Schweißzusatz auf Basis des niederfesten Stahls gewählt werden, mit $f_u \leq f_{u,FM}$.

3.2 Höchstfeste Stumpfnähte aus S960

Höchstfeste Stähle bis S960 werden durch prEN 1993-1-12 [1] in der neuen Normengeneration enthalten sein. Dafür wurde im Rahmen von [4, 5] ein Bemessungsvorschlag für Stumpfnahverbindungen aus $S700 < S \leq S960$ erarbeitet.

Die statistische Auswertung nach DIN EN 1990, Anhang D [8] hat gezeigt, dass Gl. (1) für Matching-Schweißnähte sichere Ergebnisse liefert. Für Undermatching-Verbindungen liegt Gl. (1) jedoch auf der unsicheren Seite und eine Anpassung ist erforderlich. Unter dem Gesichtspunkt der Anwenderfreundlichkeit wurde dafür Gl. (1) weiterentwickelt und ein Faktor β_U eingeführt, siehe Gl. (2).

$$\sigma_{v,Rd} = \frac{0,85 (0,9f_u) + 0,15f_{u,FM}}{\beta_U \gamma_{M2}} \quad (2)$$

$\beta_U = 1,00$ für Matching-Schweißzusatzwerkstoff
 $= 1,05$ für Undermatching-Schweißzusatzwerkstoff

Die statistische Auswertung von Gl. (2) nach DIN EN 1990, Anhang D [8] zeigen, dass das neu angepasste Bemessungskonzept für höchstfeste Stumpfnahverbindungen bis S960 auf der sicheren Seite liegt, da $\gamma_{M2}^* \leq \gamma_{M2}$. Gl. (2) wurde im Rahmen einer CEN/TC 250/SC 3/WG 12-Sitzung für den prEN 1993-1-12 [1] vorgeschlagen.

4 Fazit

Auf Grundlage von umfangreichen experimentellen Untersuchungen an Stumpfnahverbindungen als Mischverbindung sowie an höchstfesten Stählen S960 konnten die wesentlichen Einflussfaktoren auf die Schweißverbindungen herausgearbeitet werden. Mit den erzielten Ergebnissen wurden Bemessungskonzepte entwickelt. Für Stumpfnähte aus höchstfesten Stählen $S700 < S \leq S960$ konnte das Bemessungskonzept aus FprEN 1993-1-8 [3] erweitert werden und für die europäische Normung prEN 1993-1-12 [1] vorgeschlagen werden. Durch die erzielten Ergebnisse und die entwickelten sicheren und wirtschaftlichen Bemessungskonzepte kann das Anwendungsspektrum für hoch- und höchstfeste Stähle erweitert werden.

5 Danksagung

Das IGF-Vorhaben „Effiziente Nachweiskonzepte für Mischverbindungen im Stahlbau“ (21412 BG/P 1507) der Forschungsvereinigung Stahlanwendung e. V. (FOSTA) ist Teilprojekte des FOSTA-Forschungsverbundes HOCHFEST und wurde über die AiF im Rahmen des Programms zur Förderung der industriellen Gemeinschaftsforschung (IGF) vom Bundesministerium für Wirtschaft und Klimaschutz aufgrund eines Beschlusses des Deutschen Bundestages gefördert. Ein weiterer Danke gilt den Projektpartnern TU Ilmenau und Fraunhofer IGP, Rostock für die gute Zusammenarbeit.

6 Literatur

- [1] prEN 1993-1-12 (2023) Eurocode 3 - Design of steel structures - Part 1-12: Additional rules for steel grades up to S960, Working Draft (CEN/TC 250/SC 3 /WG 12 N 149), European committee for standardization.
- [2] Bergmann, J. P., Kuhlmann, U., Keitel, S., Hildebrand, J., Hammer, S., Spiegler, J., Mückenheim, U. (2020) Tragfähigkeit von Stumpfnähten höherfester Stähle im Stahlbau. AiF-DVS-Forschungsvorhaben. Abschlussbericht. Düsseldorf, IGF: 19.470 BG.
- [3] FprEN 1993-1-8 (2023) Eurocode 3: Design of steel structures - Part 1-8: Design of joints. Formal Vote Version. European Committee for Standardization.
- [4] Kuhlmann, U., Bergmann, J. P., Flügge, W., Hildebrand, J., Gericke, A., von Arnim, M., Eichler, S., Brätz, O.: (in Vorbereitung) Effiziente Nachweiskonzepte für Mischverbindungen im Stahlbau. AiF-FOSTA-Forschungsvorhaben. Abschlussbericht. IGF: 21412 BG, FOSTA: P 1507
- [5] von Arnim, M. (in Vorbereitung) Tragfähigkeit und Verformungsverhalten von hochfesten Schweißverbindungen bis S960. Dissertation, Universität Stuttgart, Institut für Konstruktion und Entwurf.
- [6] Maurer, W., Ernst W., Rauch R., Vallant R., Enzinger N (2013) Einfluss der Weichen Zone auf die mechanischen Eigenschaften hochfester Schweißverbindungen. Schweiß-&Prüftechnik. S. 10-15.

- [7] DIN EN 1993-1-1 (2010) Eurocode 3: Bemessung und Konstruktion von Stahlbauten - Teil 1-1: Allgemeine Bemessungsregeln und Regeln für den Hochbau. Deutsches Institut für Normung e. V.
- [8] DIN EN 1990 (2010) Eurocode: Grundlagen der Tragwerksplanung. Deutsches Institut für Normung e. V.

Digitale Prozesskette zur Analyse des Tragverhaltens und Reproduktion einer historischen gusseisernen Stütze

Caridad Moscoso^{1*}, Luisa Hernandez¹ und Matthias Kraus^{1*}

¹ Professur Stahl- und Hybridbau, Marienstraße 13D, Bauhaus-Universität Weimar

*E-Mail: caridad.moscoso@uni-weimar.de, matthias.kraus@uni-weimar.de

Zusammenfassung

Im Bereich der Denkmalpflege und Bauwerkserhaltung lassen sich moderne digitale Prozesse effektiv einsetzen. Der vorliegende Beitrag behandelt die Entwicklung entsprechender Prozessketten, die von der digitalen Bauteilaufnahme bis hin zur Analyse des Tragverhaltens und der Bauteilreproduktion reichen, wobei insbesondere die Kopplung verschiedener Methoden mit Herausforderungen verbunden ist. Mithilfe von photogrammetrischen Verfahren und Punktwolkenrekonstruktionen zur Erfassung geometrischer Daten entstehen 3D-Modelle von Bauteilen, die zur strukturellen Bewertung genutzt werden. Auch materielle Eingangsparameter für die Strukturanalysen werden diskutiert. Die Ergebnisse können bei denkmalpflegerischen Prozessen und der Reproduktion historischer Strukturen Unterstützung leisten.

1. Einleitung

Im Forschungsprojekt „HeriTech“ werden maßgeschneiderte digitale Methoden und damit verbundene Prozessketten für die Erhaltung des kulturellen Erbes entwickelt. Diese sollen eine weitgehend automatisierte digitale Erfassung, Modellierung und Fertigung von Bauteilen und deren Details zulassen, um notwendige Revitalisierungs- und Erhaltungsmaßnahmen zu optimieren. Die dabei entstehenden digitalen Modelle dienen einer langfristigen Konservierung, der Beurteilung des Tragverhaltens von Bauteilen sowie der Reproduktion durch additive Fertigungsverfahren. Im vorliegenden Beitrag werden die digitale Aufnahme einer historischen gusseisernen Stütze am Bahnhof Ohrdruf in Thüringen sowie Strategien aufgezeigt, die sich zur Entwicklung eines numerischen 3D-Modells für die Analyse des Tragverhaltens mit ANSYS nutzen lassen.

2. Geometriemodell der gusseisernen Stütze

Zur Aufnahme der Bahnhofstütze wurde durch die Professur „Modellierung und Simulation – Konstruktion“ (Prof. Morgenthal, Universität Weimar) ein photogrammetrisches Verfahren (structure from motion – SfM) mit höhenflexiblem Aufnahmestativ eingesetzt. Abb. 1 zeigt die hervorgehende Punktwolke, die die Grundlage für die Modellbildung der Stützenoberfläche bildet. Da es sich bei der Gussstütze um ein Hohlprofil mit kreisförmigem Querschnitt handelt, dessen innenliegende Oberfläche nicht photogrammetrisch rekonstruierbar ist, wurden mit Hilfe von Ultraschallmessungen die Wandstärken an verschiedenen Punkten ermittelt. In Stützenlängsrichtung liegen die durchschnittlichen Wandstärken im Bereich von 19 bis 26 mm, Variationen der Wanddicken nehmen in Richtung des Stützenkopfes zu.



Abbildung 1: Photogrammetrische Aufnahme der Bahnhofstütze mit einem höhenflexiblen Stativ (links) und abgeleitete Punktwolke (rechts).

Die Querschnittsgeometrien der Stütze werden in 25 Schnitten analysiert und Abweichungen von einer idealen Struktur identifiziert [1]. Hierzu wird aus der zuvor rekonstruierten Punktwolke die Querschnittsaußenkontur schichtweise extrahiert. Auf Basis einer systematischen Sortierung und Segmentierung wird die unregelmäßige Außenkontur durch einen Polygonzug approximiert und bezogen auf den Mittelpunkt durch einen mittleren Radius kreisförmig und damit gleichmäßig

idealisiert (s. Abb. 2a). Die Abbildung der Profillinienwandung erfolgt mit Hilfe der Wanddickenmessungen, die an vier Höhenpunkten erfasst wurden. Dabei werden zwei Ansätze verfolgt; in Modell A werden die Messwerte genutzt, um die Oberfläche der inneren Profilwandung zu approximieren, sodass die Variation der Wandstärken in den Querschnittsebenen erfasst sind. In Modell B werden die Wandstärken an den o. g. Schnitten interpoliert und für jeden Querschnitt eine durchschnittliche Wandstärke (t_m) ermittelt und modelliert. Dadurch weisen die Querschnitte in diesem Modell eine ideale kreisförmige Geometrie auf (s. Abb. 2b rechts). Ein Vergleich der aus den beiden Modellen hervorgehenden Querschnittsflächen zeigt moderate Abweichungen von bis zu 2%.

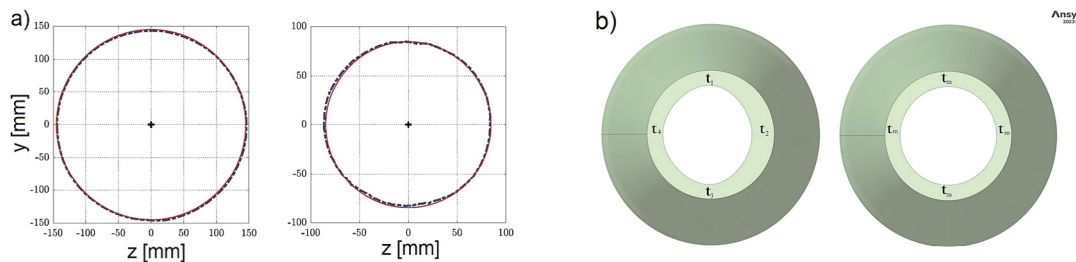


Abbildung 2 a) Unregelmäßige (gestrichelt blau) und idealisierte Außenkontur (rot) des Querschnitts am Stützenfuß (links) und -kopf (rechts) b) Querschnitt am Stützenkopf im Modell A (links) bzw. B (rechts).

3. Grundlagen der numerischen Simulation

3.1. Charakterisierung des Materials

Da experimentelle Daten zu den Materialeigenschaften der untersuchten Stütze fehlen, wurden Informationen aus verschiedenen Studien [2-8] zusammengetragen und statistisch ausgewertet, s. Abb. 3. Auf Grundlage dieser Datenbasis und der Annahme logarithmischer Normalverteilungen wurden Erwartungswerte und 5%-Fraktile als charakteristische Größen für Elastizitätsmodul und die Materialfestigkeiten ermittelt. Um einen gewissen Eindruck zum Einfluss der Materialeigenschaften zu erhalten, werden in beiden o. g. Modellen A und B zwei unterschiedliche Größen für die Materialparameter berücksichtigt: zum einen die Erwartungswerte und zum anderen die 5%-Fraktile.

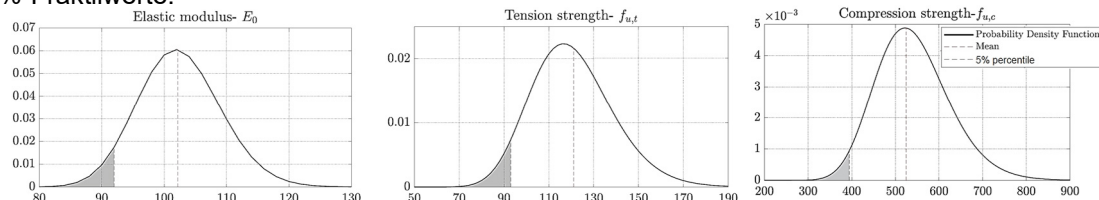


Abbildung 3 Wahrscheinlichkeitsdichteverteilungen, Mittelwerte und 5%-Fraktile des Elastizitätsmoduls sowie der Druck- und Zugfestigkeit [in MPa] (links).

Ergänzend zu den statistisch ermittelten Materialparametern wurde mit $\mu_{el} = 0,29$ eine Annahme für die Querdehnzahl (Poisson'sche Zahl) getroffen. In den Arbeiten [9] und [10] wird darauf hingewiesen, dass dieser Wert im elastischen Bereich gültig ist. Um das Materialverhalten in ANSYS zu integrieren, wurden zutreffende Arbeitslinien für das historische Gusseisen auf Grundlage von König/Klingsch [11] approximiert und implementiert.

3.2. Geometrische Imperfektionen

Die in Abschnitt 2.2 beschriebene Idealisierung der Geometrie erfasst zwar die Variation der Wandstärken, entsprechende globale Vorverformungen werden durch die Annahme einer gleichbleibenden Lage der Systemachse jedoch nicht erfasst. Im Rahmen von numerischen Simulationen ermöglicht dies, verschiedene globale Imperfektionsansätze, bspw. in Form von Halbwellen oder affin zu Eigenformen, auf die Strukturen aufzuprägen. Bei Bedarf können auch geometrische Ersatzimperfektionen berücksichtigt werden, die weitergehende Einflüsse struktureller Imperfektionen indirekt abbilden. Die maximal gemessene globale Imperfektion beträgt $v_0 = L/710$.

Die Form stimmt mit einer Halbwelle überein. Zum Vergleich werden auch Imperfektionen von $v_0 = L/1000$ angesetzt, d.h. eine im Stahlbau übliche Größenordnung für modernere Profile.

3.3. Eigenspannungszustände

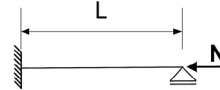
Neben den geometrischen Imperfektionen beeinflussen Eigenspannungszustände das Tragverhalten druckbeanspruchter Bauteile nennenswert. In praktischen Untersuchungen werden entsprechende Einflüsse häufig durch vergrößerte geometrische Ersatzimperfektionen erfasst, was auf Grundlage der vorliegenden Modellbildung, wie oben erwähnt, prinzipiell möglich ist. Für die gusseisernen Stützen liegen detaillierte Informationen zu den Eigenspannungen nicht vor, sodass im Rahmen des Projekts aktuell transiente thermische Simulationen durchgeführt werden, die einen gewissen Aufschluss zu den vorliegenden Eigenspannungszuständen geben. Im Sinne der digitalen Prozessketten fließen diese anschließend in das entwickelte FE-Modell ein.

3.4. Analytierte Systeme

Die Randbedingungen der Ohrdruf-Stütze entsprechen einem Eulerfall III (s. Tab. 1). Gemäß den vorangegangenen Ausführungen werden die zwei Geometriemodelle A und B berücksichtigt, wobei für jedes Modell zwei unterschiedliche Materialeigenschaften in Ansatz gebracht werden. Tab. 1 gibt einen entsprechenden Überblick.

Tabelle 1 Modellübersicht und statisches System ($L = 260\text{cm}$)

Modell	1A	1B	2A	2B
Materialwerte	Erwartungswerte	Erwartungswerte	5%-Fraktile	5%-Fraktile
Querschnittsgeometrie	unregelmäßig	regelmäßig	unregelmäßig	regelmäßig



4. Numerische Simulation

Bei der numerischen Modellbildung wird darauf verzichtet, komplexe dekorative Details abzubilden, da sie das Tragverhalten der Stütze unwesentlich beeinflussen. Die Untersuchung der Stütze erfolgt durch eine geometrisch und physikalisch nichtlineare Analyse unter Berücksichtigung der zuvor beschriebenen Imperfektionen (GMNIA). Abb. 4 gibt die entsprechenden Last-Verformungskurven der druckbeanspruchten Stütze wider. Zunächst zeigen sämtliche Kurven ein elastisches Verhalten mit nahezu linearem Verlauf und geringem Einfluss der geometrischen Nichtlinearität. Diese nimmt bei etwa 56-60% der Lastkapazität zu, wobei durch den Plastifizierungsbeginn ebenfalls Einflüsse der physikalischen Nichtlinearität zu verzeichnen sind. Das Erreichen der Grenztragfähigkeit ist mit einem Biegeknicken verbunden, bei dem sich das System in der Folge nur dann in einem stabilen Gleichgewichtszustand befinden kann, wenn die aufgebraachte Last reduziert wird.

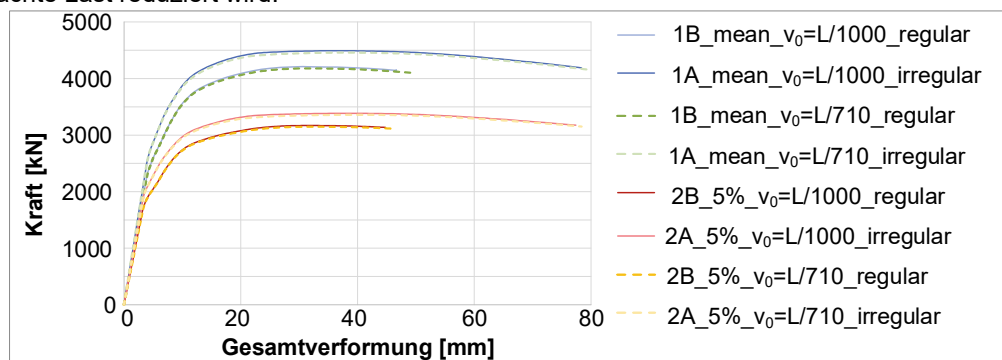


Abbildung 4 Kraft-Verformungskurven aller Modelle

Abhängig von der Größe der geometrischen Imperfektion erreichen die Modelle 1A und 1B Traglasten F_{ult} im Bereich von ca. 4180 kN bis 4490 kN. Die zugehörigen Verformungen liegen im Be-

reich von 30,6 mm bis 38,0 mm. Durch die geringere Materialfestigkeit (früherer Plastizierungsbeginn) und Steifigkeit (5%-Fraktilen der Materialeigenschaften) liegen die Traglasten der Systeme 2A und 2B mit etwa 3150 kN und 3380 kN deutlich unterhalb der Modelle 1 bei gleichzeitig größeren Verformungen von 31,8 mm bis 40,2 mm. Dabei ist zu erkennen, dass die Modellierung der Geometrie einen recht starken Einfluss auf das Tragverhalten nimmt, während sich das vorliegende System auf die Größe der globalen geometrischen Imperfektion vergleichsweise unempfindlich verhält. Bspw. liegt die Differenz in der Traglast zwischen den Modellen 1A und 1B bei etwa 6%, d. h. die vereinfachte Modellierung mit einer konstanten Querschnittswandstärke t_m ist mit einer Reduktion der Steifigkeit und Tragfähigkeit verbunden. Es sei angemerkt, dass zur Bestimmung der Grenztragfähigkeit der Einfluss von Eigenspannungen sowie ergänzende sicherheitstheoretische Aspekte zu berücksichtigen sind, die in dieser Studie noch nicht erfasst werden.

5. Fazit und Ausblick

Im Rahmen der vorliegenden Studie wird am Beispiel einer gusseisernen Bahnhofstütze aufgezeigt, mit welchen digitalen Methoden ein Bauwerk erfasst und in ein sachgerechtes numerisches Simulationsmodell überführt werden kann. Durch zerstörungsfreie Methoden der Photogrammetrie und Ultraschallanalysen werden umfassende Daten zur Bauteilgeometrie gewonnen, aus denen mit Hilfe von Idealisierungen ein zutreffendes Simulationsmodell abstrahiert wird. Dabei werden zwei unterschiedliche Vereinfachungsgrade zur Beschreibung der Hohlprofilstützen und ihrer lokalen Blechstärkenvariationen entwickelt. Zur Berücksichtigung der materiellen Eigenschaften des Gusseisens werden Wahrscheinlichkeitsdichtefunktionen verschiedener Materialparameter ausgewertet, Erwartungswerte sowie 5%-Fraktilen bestimmt und diese in verschiedenen numerischen Simulationen durch entsprechende Arbeitslinien berücksichtigt. Die vorliegende Studie gibt einen ersten Aufschluss zum Einfluss verschiedener Modellparameter auf das Tragverhalten und zeigt, dass eine vereinfachte Modellierung der Profilwandung einen nennenswerten Einfluss auf das Tragverhalten nehmen kann. Abschließend bleibt festzuhalten, dass die photogrammetrischen Aufnahmen in ein sachgerecht abstrahiertes FEM-Modell überführt werden konnten, das zum jetzigen Zeitpunkt die Integration von globalen geometrischen Imperfektionen, eine detaillierte Abbildung von lokalen Geometrieunregelmäßigkeiten sowie die Berücksichtigung der materiellen Nichtlinearitäten erlaubt. In weiteren Schritten soll die Abbildung von Eigenspannungszuständen entsprechend Abschnitt 3.3 erfolgen. Die erzeugten digitalen Modelle dienen ebenfalls als Grundlage für automatisierte Herstellungsprozesse. Am Fachgebiet Fertigungstechnik der TU Ilmenau (Prof. Bergmann, Dr. Hildebrand) werden hierzu die Potenziale des „Wire Arc Additive Manufacturing“ (WAAM) genutzt, um durch geeignete Aufbaustrategien 3D-gedruckte Stahl-Reproduktionen von Bauteilen herzustellen.

6. Danksagung

Das Forschungsvorhaben „Bauhaus-HeriTech“ wird durch den Freistaat Thüringen und das TMWWDG unter dem Kennzeichen 5575/10-6 gefördert und durch europäische Mittel (EFRE) kofinanziert. Die Autoren bedanken sich für die finanzielle Unterstützung.

Literatur

- [1] Hallermann, N.; et al. (2018) UAS-basierte Diagnostik von Infrastrukturbauwerken - Teil einer digitalen Instandhaltungsstrategie. Bautechnik 95.
- [2] Heyde, S. (2008) Nachweisverfahren für historische Stützen aus Grauguss. Doktorarbeit, TU Berlin.
- [3] Käßlein, R. (1991) Zur Beurteilung des Tragverhaltens alter gußeiserner Hohlstützen. Doktorarbeit, KIT, Deutschland.
- [4] König, B. (1995) Historische gusseiserne Stützen - ein zerstörungsfreies Beurteilungsverfahren für die Belastbarkeit bei Normaltemperatur und im Brandfall. Hochschulschrift, Bergische Univ. Wuppertal.
- [5] Goldyn, M.; Urban, T. (2020) Failures of the cast-iron columns of historic buildings – case studies. Infra-structures. REHABEND Conference 2020.
- [6] Wilke, M. (2002) Untersuchung gusseiserner Stützen. Doktorarbeit, TU Berlin.

- [7] Tetmajer, L. (1905) Die Angewandte Elastizitäts- und Festigkeitslehre. Franz Deuticke Verlag. Leipzig.
- [8] Czkwianianc, et. al. (2008) Badania niszczone żeliwnych dźwigarów stropowych dawnej przędzalni w Manufakturze w Łodzi. (Destructive tests on cast-iron girders of the former spinning mill in Manufaktura in Łódź). Zesz. Nauk. Politech. Łódzkiej 2008. Seiten 22-37.
- [9] Käßlein, R. (1992) Erhalten historisch bedeutsamer Bauwerke. Berlin: Ernst Sohn.
- [10] Patterson, W. (1963) Gusseisen–Handbuch. Düsseldorf: Giesserei-Verlag.
- [11] König, B.; Klingsch, W. (1994) Untersuchungen zur Erarbeitung eines Sicherheitskonzeptes für historische gußeiserne Stützen. Abschlussbericht zum Forschungsvorhaben. Bergische Univ. Wuppertal.

Untersuchung des Trag- und Verformungsverhaltens von Verbundträgern mit großen Stegöffnungen

Manuel Risch M. Sc.¹ und Prof. Dr.-Ing. Wolfgang Kurz²

¹ RPTU Kaiserslautern-Landau, Gottlieb-Daimler-Straße 47, Kaiserslautern
E-Mail: manuel.risch@rptu.de

² RPTU Kaiserslautern-Landau, Gottlieb-Daimler-Straße 47, Kaiserslautern
E-Mail: wolfgang.kurz@rptu.de

Zusammenfassung

Im Hoch- und Industriebau werden immer häufiger Stahl-Verbunddeckensysteme mit hohem Installationsgrad eingesetzt, in denen zur Reduzierung der Bauhöhe die Gebäudetechnik durch Öffnungen in den Trägerstegen geführt wird. Allerdings stellen Öffnungen im Steg von Verbundträgern lokale Störstellen dar, an denen Teile der Querkraft aus dem Steg des Stahlprofils in die Betonplatte umgelagert werden. Hierdurch treten zusätzliche, örtlich begrenzte Beanspruchungen im verbleibenden Stahlträgerrest und im Betongurt auf, die bei Bemessung der Deckenträger und Verbundmittel zu berücksichtigen sind. Im Rahmen eines Forschungsprojektes wurden an der RPTU Kaiserslautern-Landau in Zusammenarbeit mit der RWTH Aachen neben Kleinteilversuchen auch Verbundträgerversuche durchgeführt. Anhand dieser Versuche soll das Tragverhalten von Verbundträgern mit großen Stegöffnungen untersucht werden. Bei den hierbei untersuchten Trägern handelt es sich um zweifeldrige Verbundträgersysteme mit Öffnungen im Bereich positiver und negativer Biegemomente. Im Rahmen dieses Beitrags werden die Ergebnisse zweier Trägerversuche vorgestellt, welche unter anderem als Validierung numerischer Modelle dienen sollen. Auf Grundlage dieser Modelle sollen dann die Einflüsse aus Lage, Form und Größe der Öffnungen sowie Einflüsse aus der Verdübelung der Verbundträger untersucht werden.

1 Einleitung

In der aktuell geltenden europäischen Bemessungsnorm für den Stahl-Beton-Verbundbau, dem Eurocode 4 [DIN EN 1994-1-1], werden Stegöffnungen in Verbundträgern nicht adressiert. Erst mit Einführung der zweiten Generation der Eurocodes [prEN 1994-1-1] wird die Bemessung von Verbundträgern mit Stegöffnungen normativ geregelt. Jedoch zeigt sich bereits vor Veröffentlichung der Normen, dass einige Aspekte wie der Einfluss der Querkraftübertragung von Stahl zu Beton im Öffnungsbereich auf die Duktilität der Verbundmittel ungeklärt sind. An der RPTU Kaiserslautern-Landau wurden im Jahr 2022 60 Push-out-Versuche durchgeführt [Risch 2023 und Lachmann 2023] mit dem Ziel, das Tragverhalten von Kopfbolzen unter kombinierter Zug-Schub-Beanspruchung zu untersuchen. Darüber hinaus wurden zwei Verbundträger mit Stegöffnungen unter Biegebeanspruchung getestet, um die Erkenntnisse der Kleinteilversuche an realen Bauteilen zu verifizieren.

2 Experimentelle Untersuchungen

2.1 Versuchsprogramm

Im Rahmen des Forschungsprojektes wurden an der RPTU Kaiserslautern-Landau zwei Stahl-Beton-Verbundträger mit Öffnungen im Stegbereich geprüft. Bei beiden Trägern handelte es sich um Zweifeldträger mit gleichen Stützweiten. Die Belastung erfolgte mittels einer Einzellast pro

Feld. Der Betongurt mit einer geplanten Festigkeitsklasse von C30/37 besaß in beiden Fällen eine Breite von 1500 mm mit einer Höhe von 160 mm. Als Verbundmittel wurden bei beiden Trägern Kopfbolzendübel mit einem Durchmesser von 19 mm und einer Höhe von 125 mm verwendet. Beide Träger wurden im Bereich positiver Momente mit 40% teilverdübelt und im Bereich negativer Momente vollverdübelt. Die Kopfbolzendübel zwischen Lasteinleitung und Mittelaufleger wurden hierbei äquidistant verteilt.

Der erste Träger wies eine Länge von 14,00 m mit einer zugehörigen Feldlänge von 6,85 m auf. Als Stahlprofil wurde ein IPE 400 Profil der Güte S 235 verwendet. Zusätzlich wurde im Bereich negativer Biegemomente eine Stegöffnung mit einer Länge von 500 mm und einer Höhe von 200 mm mittig in den Trägersteg eingebracht. Da sich anhand numerischer Voruntersuchungen und bereits durchgeführt experimenteller Untersuchungen von [Weil 2007] ein Querkraftversagen des Betongurtes als maßgebend erwies, wurden zusätzliche Verstärkungsmaßnahmen in Form von Längssteifen oberhalb und unterhalb der Öffnung angeordnet.

Bei dem zweiten untersuchten Träger handelt es sich um einen Wabenträger mit hexagonalen Öffnungen. Als Ausgangsprofil wurde hierfür ein HEA 300 Profil der Güte S 235 verwendet, welches im Zuge der Fertigung des endgültigen Trägers aufgetrennt, versetzt und anschließend erneut verschweißt wurde. Die Höhe des endgültigen Profils betrug dabei 440 mm mit einer Länge von 13,65 m. Die maximalen Abmessungen der Öffnungen betragen sowohl in horizontale als auch in vertikale Richtung 300 mm. Der Öffnungswinkel betrug $63,4^\circ$.

Neben konventioneller Messtechnik wie Wegaufnehmern zur Durchbiegungs- und Schlupfmessung sowie Dehnmessstreifen zur Dehnungsmessung wurden darüber hinaus faseroptische Sensoren und ein Digital Image Correlation (DIC) System im Öffnungsbereich verwendet. Mit Hilfe der faseroptischen Sensoren werden die Dehnungen am Ober- bzw. Untergurt in jeweils zwei Schnitten über eine Länge von 10 m gemessen.

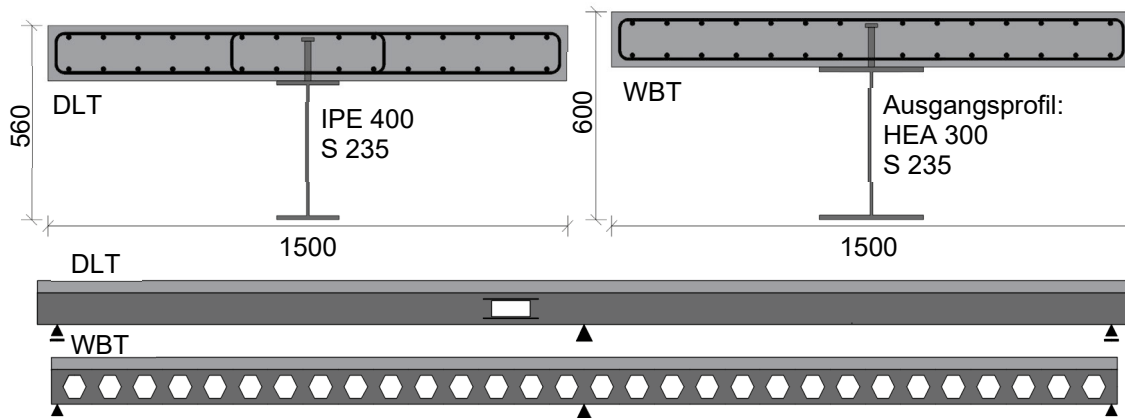


Abbildung 1: Verbundquerschnitte (oben) sowie Trägeransichten (unten) der experimentellen Untersuchungen

2.2 Versuchsergebnisse

In **Abbildung 2** und in **Abbildung 3** werden die Kraft-Durchbiegungs-Beziehungen der beiden Verbundträgerversuche dargestellt. Beide Versuche wurden zunächst mit 25 Lastzyklen bis zu einer Maximallast von 500 kN vorbelastet und anschließend wurde die Last stufenweise bis zum Versagen gesteigert. Die Durchbiegung in den Feldern wurde bei beiden Trägern am unteren Stahlflansch unterhalb der Lasteinleitungspunkte gemessen. Im Falle des Durchlaufträgers zeigt sich bereits zu Beginn eine Steifigkeitsabnahme des geschwächten Feldes 1 zum ungeschwächten Feld 2. Zusätzlich werden in **Abbildung 2** die Durchbiegungen des Trägers an den Öffnungsrändern dargestellt. Hier ist ein Unterschied zwischen den Durchbiegungen an der „Higher moment side“ (Hms) und den Durchbiegungen der „Lower moment side“ (Lms) zu erkennen. Maßgebend für das Versagen des Verbundträgers war ein Schubversagen der

Kopfbolzendübel im Randbereich von Feld 1. Dieses konnte sowohl akustisch wahrgenommen und durch einen Abfall der Belastung erkannt werden. Äußerlich konnte das Versagen nicht festgestellt werden. Zur Verifizierung des Schubversagens der Kopfbolzendübel muss der Trägerversuch zunächst noch mittels Trennschnitten geöffnet werden.

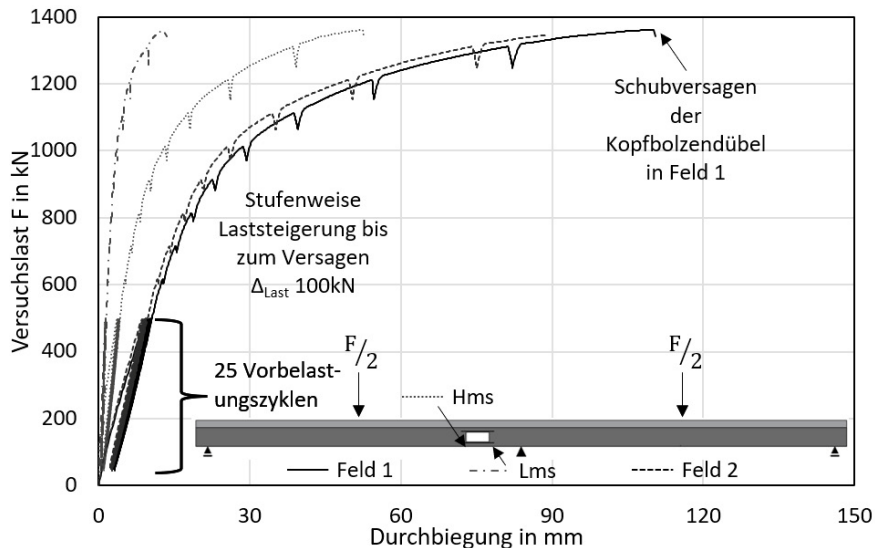


Abbildung 2: Kraft-Durchbiegungs-Verhalten des Verbundträgers mit Einzelöffnung

Für den Kraft-Durchbiegungs-Verlauf des Wabenträgers in **Abbildung 3** (links) verhält sich die Durchbiegung zunächst bis zu einer Laststufe von 1000 kN in den Feldern 1 und 2 äquivalent. Mit weiterer Zunahme der Belastung nimmt die Durchbiegung in Feld 2 geringfügig stärker zu. Mit Erreichen der Maximallast von 1360 kN beginnen die Stegpfosten im Bereich zwischen Lasteinleitung und Mittelaufleger des ersten Feldes zu Beulen (vgl. **Abbildung 3** (rechts)). Dies führt zu einem kontinuierlichen Lastabfall, welcher mit einer erhöhten Durchbiegung in Feld 1 einhergeht. Durch weitere Steigerung der Verformung wird bei einer Durchbiegung von rund 140 mm und einem Endschlupf von ungefähr 8,3 mm ein Schubversagen der Kopfbolzen im Randbereich von Feld 1 erzielt.

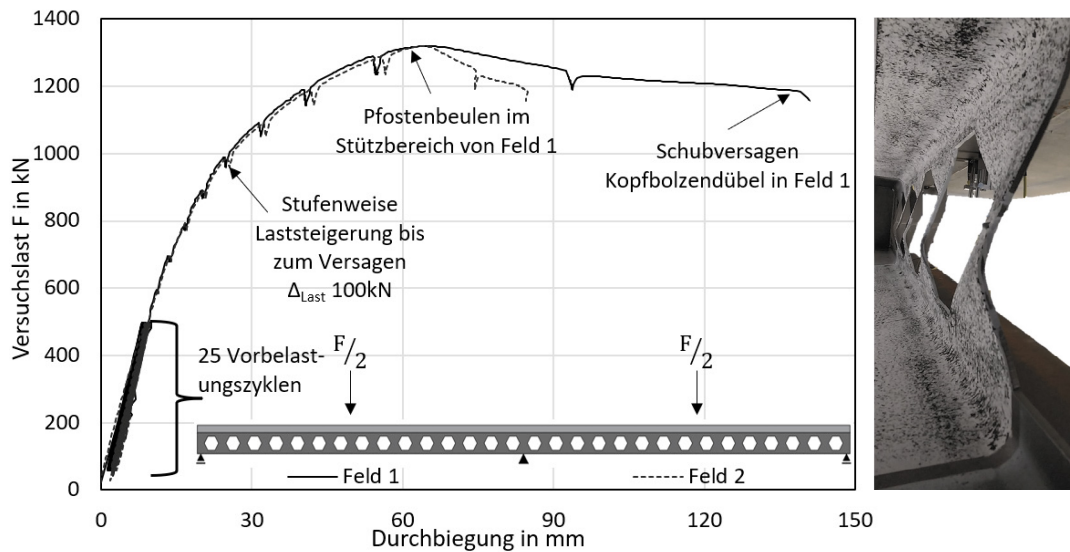


Abbildung 3: Kraft-Durchbiegungs-Verhalten des Verbundträgers mit Einzelöffnung

3 Ausblick und Danksagung

Auf Grundlage der Ergebnisse der Kleinteilversuche, bei denen der Einfluss einer kombinierten Zug- und Schubbeanspruchung auf Kopfbolzendübel untersucht wurde und zusätzlicher numerischer Simulationen soll ein Bemessungsansatz zur Bestimmung der erforderlichen Verdübelung bei Verbundträgern mit Stegöffnungen entwickelt werden. Die Trägerversuche zeigen darüber hinaus die Übertragbarkeit der Ergebnisse der Kleinteilversuche auf reale Bauteilabmessungen. Eine Kalibrierung der numerischen Modelle an den Ergebnissen der Trägerversuche ermöglicht nun weitere Einflüsse von Stegöffnungen auf das Tragverhalten von Verbundträgern zu untersuchen.

Das genannte Forschungsvorhaben 21458 N der Forschungsvereinigung Stahlanwendung (FOSTA) e.V. erhält eine Förderung der Arbeitsgemeinschaft industrieller Forschungsvereinigungen „Otto von Guericke“ (AiF) e.V. im Rahmen des Programms zur Förderung der industriellen Gemeinschaftsforschung (IGF) vom Bundesministerium für Wirtschaft und Energie. Die Autoren bedanken sich bei der AiF für die finanzielle Förderung bei der AiF. Darüber hinaus bedanken wir uns auch bei den Mitgliedern des projektbegleitenden Ausschusses. Besonderer Dank gilt der spanverbund GmbH (Waldems) für die Herstellung der Stahlkörper sowohl für die Kleinteil- als auch für die Trägerversuche zur Durchführung der Untersuchungen.

Literatur

- [DIN EN 1994-1-1] DIN EN 1990: 2010-12; Eurocode 0: Grundlagen der Tragwerksplanung.
- [prEN1994-1-1] prEN 1994-1-1: 2022; Design of composite steel and concrete structures Part 1-1: General rules and rules for buildings, March 2023
- [Weil 2007] Weil, T.; 2007; „Zum Tragverhalten von durchlaufen Verbundträgern mit großen Stegöffnungen“; Dissertation; Kaiserslautern
- [Risch 2023] Risch M.; 2023; “Bearing capacity of headed studs under combined tension and shear loading in composite beams with large web openings”; 10th European Conference on Steel and Composite Structures; Amsterdam
- [Lachmann 2023] Lachmann M.; 2023; “Experimentelle Untersuchung des Trag- und Verformungsverhaltens von Kopfbolzendübeln unter kombinierter Zug- und Schubbeanspruchung“, Masterarbeit; RPTU Kaiserslautern -Landau [unveröffentlicht]

Zur quantitativen Analyse von geometrischen Unregelmäßigkeiten bei durchgeschweißten Kehl- und Stumpfnähten

Christian Merkl¹ und Max Spannaus²

^{1,2} Institut für konstruktiven Ingenieurbau, Werner-Heisenberg-Weg 39,
85577 Neubiberg, Universität der Bundeswehr München, Deutschland

¹E-Mail: christian.merkl@unibw.de

²E-Mail: max.spannaus@unibw.de

1 Einleitung

Die moderne, metrologische Messtechnik (Abbildung 1) stellt die historisch etablierte Sichtprüfung (VT) im Stahlbau vor neue Herausforderungen.

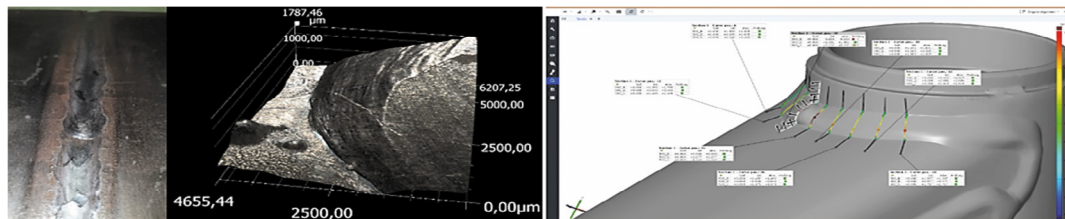


Abbildung 1 Stumpfnäht mit Detailaufnahme mittels eines 3D-Mikroskops von der Fa. Keyence [1] und metrologische Bewertung einer Kehl- und Stumpfnäht entsprechend DIN EN ISO 5817 [2] in der Software ZEISS INSPECT [3]

In der Produktionskontrolle des Schweißens haben sich seit langem speziell geschulte Sachverständige etabliert, welche analoge und mittels analoger Technik unter spezifisch definierten Umgebungsbedingungen, beispielsweise Beleuchtungsstärke, die Prüfung von Mustern, Referenzlängen oder ganzen Schweißverbindungen vornehmen [4]. Als Ergebnis dieser personenabhängigen Prüfungen wird entweder die Konformität der Schweißverbindung zu vereinbarten Abnahmekriterien bestätigt oder die Naht muss unter Einsatz eines hohen Personal- und Kostenaufwands nachgearbeitet und abschließend erneut geprüft werden.

Mit der zunehmenden Digitalisierung im Bereich der Messtechnik ergeben sich Chancen und Herausforderungen für eine weniger personalintensive, reproduzierbarere und somit objektivere Fertigungsprüfung bei Schweißverbindungen. Zum einen soll die Geschwindigkeit der neuen Technik genutzt werden und zum anderen muss verhindert werden, dass Schweißnähte aufgrund rein mathematisch formulierter, metrologischer Kriterien ohne konstruktive Bewertung automatisiert abgelehnt werden. Ein automatisiertes immer genaueres Prüfen birgt das große Risiko, den Stahlbau unnötig zu verteuern. Die Bewertung durch fachkompetentes Personal, dass in Abhängigkeit der Konstruktion auch kleinere Unregelmäßigkeiten in einem handwerklich hergestellten Bauprodukt akzeptiert geht verloren. Diese Aspekte in eine automatisierte Bewertung einfließen zu lassen, ist eine große Herausforderung. Eine Null-Fehler-Strategie ist mit den aktuellen Zulässigkeitsgrenzen gemäß DIN EN ISO 5817 ohne direkten Zusammenhang zum Tragverhalten nicht sinnvoll.

2 Stand der Technik

Die Bauausführung von Verbindungen des Stahlbaus nach Eurocode 3 [5 & 6] regelt die Ausführungsnorm DIN EN 1090-2 [7]. Im spezifischen Falle der Gestaltung der Inspektions- und Prüfpläne von Schweißprozessen verweist letztere auf die allgemein geregelten, zerstörungsfreien Prüfverfahren (ZFP) der DIN EN ISO 17635 [8]. Darin werden für

Schmelzschweißverbindungen vlldurchgeschweißter Stumpf- und T-Stöße in den Tabellen 2 und 3 im Abschnitt 9 für die inneren Inhomogenitäten Ultraschall- (UT) oder Röntgenprüfungen (RT) benannt und für den Nachweis von zugänglichen Oberflächeninhomogenitäten mindestens das VT-Verfahren, wobei generell zur Erkennung kleiner Oberflächenrisse zusätzlich entweder die Wirbelstromprüfung oder die Magnetpulverprüfung oder die Eindringprüfung anzuwenden sind.

Somit sind im Rahmen der Fertigungskontrolle von Schweißnähten generell drei ZfP-Verfahren entsprechend der jeweils zu erkennenden Kategorien an Unregelmäßigkeiten (Oberfläche, Innere und Nahtgeometrie) in [1] einzusetzen. Grund hierfür ist, dass die verschiedenen Verfahren ungeeignet sind alle Unregelmäßigkeitstypen gleichermaßen zu erkennen [5].

Die Unterscheidung zwischen den inneren Inhomogenitäten und denen an der Oberflächen ist offensichtlich. Die letzteren beiden werden in Mikrorisse ab einer Größe von $10\ \mu\text{m}$ und in die mehr oder minder gleichförmigen, geometrischen und gleichermaßen von der Sollgeometrie abweichenden Oberflächenunregelmäßigkeiten unterteilt. Aus messtechnischer Sicht ist dabei entscheidend, ob mittels eines optischen Messinstruments ausreichend Koordinatenpunkte innerhalb der jeweiligen Unregelmäßigkeit erfasst werden können, sodass diese in ihrer Form adäquat angenähert werden kann. Bei scharfen Rissen ist dies nicht der Fall, auch wenn diese zur Oberfläche hin offen sind, da die Reflektionswinkel zu steil zum beobachtenden Messinstrument orientiert sind [9]. Zurzeit erfolgt die Qualitätskontrolle der obigen Prüfverfahren anhand normativ festgesetzter Grenzwerte, womit alle Prozesse rein attributiv angelegt sind.

Um ausschließlich die VT-Prüfung zu untersuchen, wird im Folgenden davon ausgegangen, dass die betrachtete Schweißnaht gegebenenfalls nachfolgende Prüfungen auf innere Inhomogenitäten als auch jene auf Oberflächenrisse bestehen würde.

Gegenwärtig regelt die DIN EN ISO 17367 [10] die VT-Prüfung der im Stahlbau verbreiteten Schmelzschweißverbindungen. Abschnitt 6.4 definiert darin die Erfordernis, dass die geometrischen Formabweichungen die Grenzen der DIN EN ISO 5817 einhalten müssen. Als messtechnische Hilfsmittel für den Prüfprozess werden weiterhin Lupe, Messlineal, Messschieber, Fühlerlehre und Radiuslehre ein Übereinstimmung mit der für diese analogen Messinstrumente geltenden DIN EN ISO 13385-1 und -2 [11 & 12] angeführt. Sowohl für diese Messinstrumente als auch für die in Anhang A von [10] aufgeführten Varianten der Schweißnahtlehre bestehen bekannte Schwankungen der Ablesegenauigkeiten von $50\ \mu\text{m}$ unter sehr günstigen Messbedingungen und bis zu $300\ \mu\text{m}$ unter eher schlechten Messbedingungen, wobei die zugrunde liegenden Referenzlängen noch stärker variieren. Eine detailliertere Kritik bezogen auf die messtechnischen Grenzen unter Berücksichtigung von Beleuchtung und Zugänglichkeit, ins Besondere bei Schweißnähten in Zwangslagen, sowie unter Betrachtung der Reproduzierbarkeit der Prüfergebnisse, welche vom menschlichen Prüfer subjektiv, beispielsweise Erfahrung oder Monotonie, beeinflusst werden, ist in [5] zu finden.

Im Gegensatz dazu weisen moderne optische Messinstrumente (z. B. Streifenlicht- oder Lichtschnittscanner), solange keine Verschattung vorliegt, standardmäßig Messgenauigkeiten zwischen $10\ \mu\text{m}$ und $100\ \mu\text{m}$ auf, welche basierend auf der DIN EN ISO 10360-7 [13] geprüft werden.

3 Neuentwicklungen der Metrologie

Seit 2022 [2] hat die Firma ZEISS in der ZEISS INSPECT-Software eine neue automatisierte Schweißnahtprüfung „Weld Check“ integriert, welche ausgehend von den allgemeinen Anforderungen der DIN EN ISO 13018 [14] dreidimensional gescannte Schweißnähte rein metrologisch auf ihre Passung mit der DIN EN ISO 5817 [1] hin quantitativ bewertet.

Diese Neuentwicklung wurde im Rahmen des DVS-Kongress 2022 vorgestellt [15]. Abb. 2 zeigt exemplarisch die Bewertung mehrerer Schnitte einer Kehlnaht unter anderem für die Kriterien der Nahtdicke 5213 und 5214 der DIN EN ISO 5817 [1].

Bei der Betrachtung der Ergebnisse fallen die Nachkommastellen der Auswertung auf. Diese werden numerisch bezogen auf eine Millimeterskala bis auf die zweite bzw. teilweise dritte Stelle

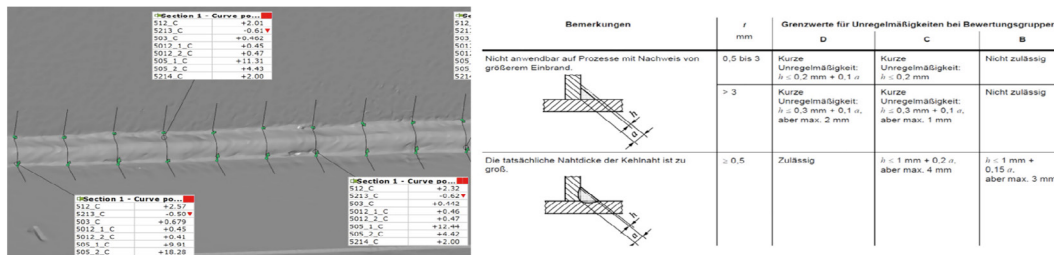


Abbildung 2 Exemplarisches Bewertungsergebnis einer Kehlnaht mit dem neuen ZEISS INSPECT „Weld Check“ bezogen auf die DIN EN ISO 5817 Kriterien 5213 und 5214 [15]

also im Zehntel- bzw. Hundertstelmikrometerbereich genau angegeben. Beim Vergleich mit den zuvor beschriebenen Kalibrier- und Prüfgenauigkeiten sowie den Herstellerzertifikaten nach VDI Richtlinie 2634 [16] in Verbindung mit [18], welche unter Laborbedingungen an glatten Messkugeln bestimmt werden, ist es offensichtlich, dass hierbei nicht zwischen den mathematisch berechneten und final auf die Nachkommastellen gerundeten Werten und der Genauigkeit der tatsächlich detektierten Maße unterschieden wird.

Daher wird nachfolgend der Prozess zur Gewinnung dieser Prüfgrößen durch die Software ZEISS INSPECT, welche hierin exemplarisch als Referenzsoftware herangezogen wird und gleichfalls durch die Software-Produkte anderer Hersteller (z. B. Keyence [1]) austauschbar wäre, untersucht.

4 Metrologische Analyse von Oberflächenschnitten

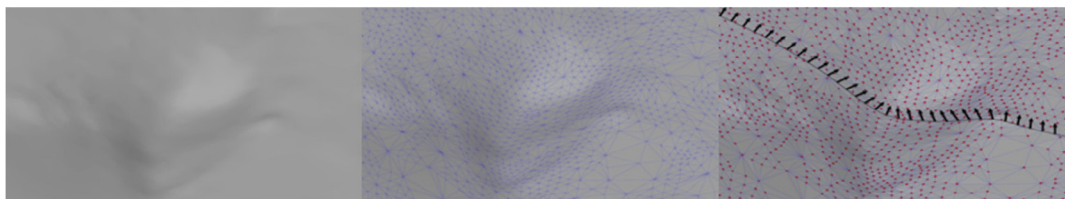


Abbildung 3 Einbrandkerbe der Stumpfnah als reine Oberfläche (links) mit triangulierter Netzstruktur (mittig) und den zugrundeliegenden Messpunkten mit betrachtetem Schnitt (rechts)

Als exemplarisches Beispiel wird die tiefste Einbrandkerbe der Stumpfnah aus Abb. 1 betrachtet. Hierzu verdeutlicht Abbildung 3, wie die finale, in Abb. 2 zu Analyse verwendete Oberfläche aus einer Vernetzung mittels Triangulation und dieses wiederum aus Messpunkten aufgebaut ist. Basis der weiteren Verarbeitung bilden Schnitte, welche anschließend mittels Spline-Annäherung ausgewertet werden. Ausschlagend ist hierbei die Güte der Annäherung, welche in Abb. 4 exemplarisch adäquat zu auf Baustellen erzielbaren, guten Messgenauigkeiten von $50\mu\text{m}$ und $75\mu\text{m}$ gewählt wurde. Der Annäherungsunterschied von $25\mu\text{m}$ führt alleine bezogen auf den lokale Krümmungs- und Positionswerte und somit auch für globalere Form- und Lagetoleranzen, welche bspw. für mögliche nachfolgende Kerbspannungsanalysen angelehnt an DVS Merkblatt 0905 [22], zu Änderungen in den mit finiten Elementen zu vernetzenden Kerbradien von 10 – 20%. Hierbei bleiben die messtechnischen Unsicherheiten, welche aus der Koordinatenmessung resultieren, und sich in einer vergleichbaren Größenordnung befinden noch unberücksichtigt.

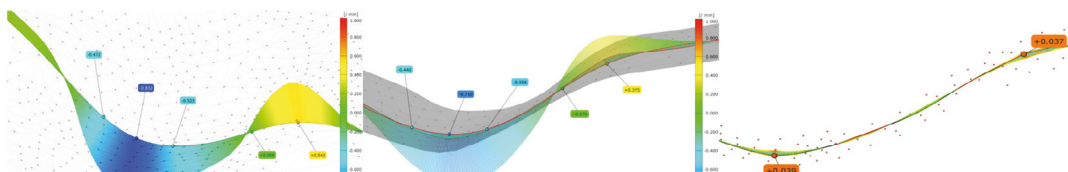


Abbildung 4 Lokale Krümmungsanalyse auf $50\mu\text{m}$ (links) und $75\mu\text{m}$ (mittig) angenäherter Kurven mit...

Hieraus wird offensichtlich, dass die mehreren Nachkommastellen der Auswertung in Abb. 2 ohne die Angabe von mess- und auswertetechnisch bedingten Unsicherheit für eine vollständig automatisierte Analyse nur einen ersten mathematischen Schritt, aber noch keinen ingenieurtechnischen Ersatz der VT-Prüfung darstellen.

5 Fazit und Ausblick

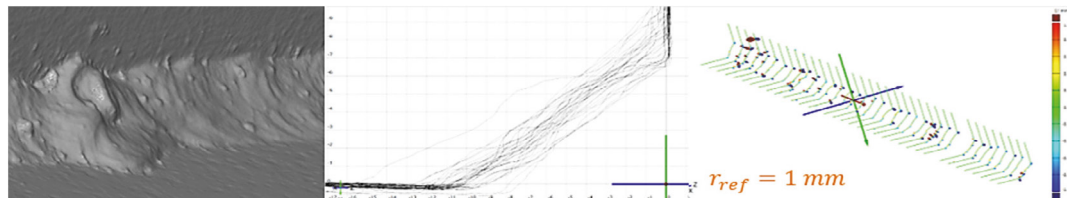


Abbildung 5 3D-Scan einer Kehlnaht mit anschließender Ausrichtung und Segmentierung in einzelne 2D-Schnitte sowie Analyse der resultierenden 2D-Schnitte gegen den Referenzradius von 1 mm des DVS Merkblatts 0905

Digitalisierung und Automatisierung bieten viele Vorteile, um die Schweißnahtprüfung objektiver, und reproduzierbarer zu gestalten, wobei die Dokumentation vollständig integriert werden kann. Jedoch ist gegenwärtig noch weitere Entwicklung und mehr Transparenz für die Bewertung der Zahlenwerte erforderlich, da hierzu jene die Zahlenwerte interpretierende, ingenieurtechnische Erfahrung aufgrund offener Anwendungskriterien und -grenzen noch fehlt.

Um hierzu einen Vorschlag zu entwickeln, ist eine numerische Vorwärts- und Rückwärts Studie in Arbeit (Abb. 5). Hierzu werden gemessene Punktwolken zunächst in 2D-Schnitte segmentiert und anschließend mittels des 1 mm Referenzradius des DVS-Merkblatts 0905 ausgerundet, um Kerbspannungsberechnungen durchzuführen. Aus diesen wird im Rückwärtsschritt auf Anforderungen an die Güte der Messung und die Sensitivität der Auswertalgorithmen geschlossen, um reproduzierbare Bewertungen zu erhalten.

Literatur

- [1] Digitalmikroskop Modellreihe VHX-7000, Keyence Deutschland GmbH, <https://www.keyence.de/products/microscope/digital-microscope/vhx-7000/>, Zugriff: 31.01.24.
- [2] DIN EN ISO 5817, „Schweißen – Schmelzschweißverbindungen an Stahl, Nickel, Titan und deren Legierungen– Bewertungsgruppe von Unregelmäßigkeiten“, Beuth, Berlin, 2021.
- [3] HandsOnMetrology, „Automatisierte Schweißnahtprüfung zur Qualitätssicherung“, Editorial, 2. Mai 2022, <https://www.handsonmetrology.com/de/blog/automatisierte-pruefung-von-schweissnaehten/>, Zugriff: 31.01.2024.
- [4] Schiebold, K., „ZfP – Sichtprüfung“, Springer-Verlag, Berlin/Heidelberg, 2015.
- [5] DIN EN 1993-1-8, „Bemessung und Konstruktion von Stahlbauten – Teil 1-8“, Beuth, Berlin, 2010.
- [6] DIN EN 1993-1-9, „Bemessung und Konstruktion von Stahlbauten – Teil 1-9“, Beuth, Berlin, 2010.
- [7] DIN EN 1090-2, „Ausführung von Stahltragwerken und Aluminiumtragwerken – Teil 2: Technische Regeln für die Ausführung von Stahltragwerken“, Beuth, Berlin, 2018.
- [8] DIN EN ISO 17635, „Zerstörungsfreie Prüfung von Schweißverbindungen – Allgemeine Regeln für metallische Werkstoffe“, Beuth, Berlin, 2017.
- [9] Schuth, M. & Buerakov, W., „Handbuch Optische Messtechnik“, Hanser, München, 2017.
- [10] DIN EN ISO 17637, „Zerstörungsfreie Prüfung von Schweißverbindungen – Sichtprüfung von Schmelzschweißverbindungen“, Beuth, Berlin, 2017.
- [11] DIN EN ISO 13385-1, „Geometrische Produktspezifikation (GPS) – Längenmessgeräte – Teil 1: Konstruktionsmerkmale und messtechnische Merkmale von Messschiebern“, Beuth, 2020

- [12] DIN EN ISO 13385-2, „Geometrische Produktspezifikation (GPS) – Längenmessgeräte – Teil 2: Tiefenmessschieber“, Beuth, Berlin, 2020.
- [13] DIN EN ISO 10360-7, „GPS – Annahme- und Bestätigungsprüfung für Koordinatenmessgeräte– Teil 7: KMG mit Bildverarbeitungssystemen“, Beuth, Berlin, 2011.
- [14] DIN EN ISO 13018, „ZfP – Sichtprüfung – Allgemeine Grundlagen“, Beuth, Berlin, 2016.
- [15] Hüls, D., „Anwenderunabhängige Schweißnaht-Prüfung nach DIN EN ISO 17637 durch den Einsatz von 3D-Scannern“, DVS Kongress, Koblenz, 2022.
- [16] VDI/VDE Richtlinie 2634, „Optische 3D-Messsysteme Bildgebende Systeme mit flächenhafter Antastung“, VDI/VDE-Gesellschaft (GMA), Düsseldorf, 2012.
- [17] DVS, „Merkblatt DVS 0905 Industrielle Anwendung des Kerbspannungskonzeptes für den Ermüdungsfestigkeitsnachweis von Schweißverbindungen“, DVS, Düsseldorf, 2017.

Validierungsversuche für brandschutztechnisch sichere Konstruktionen in Stahl-Holz-Mischbauweise

Patrick Dumler¹, Jakob Blankenhagen², Norman Werther¹, Martin Mensinger¹

¹ Lehrstuhl für Holzbau und Baukonstruktion, Univ.-Prof. Dr.-Ing. Stefan Winter, Technische Universität München
+49-89-289 28687; patrick.dumler@tum.de

² Lehrstuhl für Metallbau, Univ.-Prof. Dr.-Ing. Martin Mensinger, Technische Universität München
+49-89-289 25172; jakob.blankenhagen@tum.de

Zusammenfassung

Bei der Stahl-Holz-Mischbauweise kann prinzipiell zwischen drei Konstruktionsprinzipien unterschieden werden. Bei der ersten Variante kommen geradlinige Stahl-Tragelemente wie Stützen, Träger und Rahmensysteme als Grundgerüst zum Einsatz. Dieses Haupttragwerk wird durch ein sekundäres Tragsystem aus flächigen Holzelementen in Massivholz- oder Holztafelbauweise ergänzt. Ein Beispiel dafür ist die Montage von Holz-Deckenelementen auf schlanken, weitgespannten Stahlträgern. Bei der zweiten Variante werden die Stahl-Tragelemente durch Massivholzplatten brandschutztechnisch bekleidet. Im dritten Anwendungsfall handelt es sich um hybride Träger, bei denen Tragelemente aus Stahl und Holz mechanisch miteinander gekoppelt (über VBM oder Klebstoffe) werden.

Trotz der vielversprechenden Konzepte stoßen die praktische Realisierung und die Verbreitung dieser Bauweise aktuell auf Herausforderungen. Diese resultieren aus Unsicherheiten bezüglich des brandschutztechnischen Verhaltens dieser Konstruktionen. Das laufende Forschungsprojekt "BraStaHo" (Brandschutzsichere Stahl-Holz-Konstruktionen) soll durch experimentelle Untersuchungen der ersten beiden Varianten Wissenslücken zum Brandverhalten schließen.

Die Erkenntnisse zum Brandverhalten aus den ersten Versuchsreihen, die bisher im Rahmen des laufenden Forschungsprojekts gewonnen wurden, werden im folgenden Beitrag vorgestellt. Es wurde eine Versuchsreihe mit drei verschiedenen experimentellen Versuchsaufbauten durchgeführt. Anhand von kleinmaßstäblichen Prüfkörpern wurden die thermischen Eigenschaften für numerische Simulationen abgeleitet und validiert. Darüber hinaus wurde die Schutzwirkung von Holzbekleidungen für Stahlbauteile in Trägern, Stützen und Deckensystemen untersucht. Die Versuche haben gezeigt, dass das Abbrandverhalten der Holzbekleidungen und damit die Versagenszeit von zahlreichen Faktoren abhängen, wie z.B. der Anzahl der brandbeanspruchten Seiten, dem Profilmassfaktor des geschützten Stahlbauteils sowie der Ausführung der Bekleidungs-fugen.

1. Einleitung

Die bisher durchgeführten experimentellen Untersuchungen umfassten drei verschiedene Versuchsreihen. In der ersten Versuchsreihe wurden wandartige Probekörper getestet, während sich die zweite Versuchsreihe auf mit Holz bekleidete Balken und Stützen konzentrierte. In der dritten Versuchsreihe wurde ein Deckensystem mit Brettsperrholz-Elementen, die auf dem unteren Flansch von Stahlträgern aufgelagert wurden, untersucht. Alle Versuche wurden in einem Prüfofen mit den Innenmaßen 3,0 m x 1,0 m x 1,5 m durchgeführt. Die Brandbeanspruchung erfolgte nach der Einheitstemperaturzeitkurve. Die erforderlichen Bekleidungs-dicken der Massivholzplatten wurden aus den Versagenszeiten von Gipsplatten unter Berücksichtigung der

Normen EN 1995-1-2:2010-12, EN 1993-1-2:2010-12 und DIN 4102-4:2016-5 abgeleitet und umgerechnet.

2. Ergebnisse

Die Ergebnisse der ersten Versuchsreihe sollten als Grundlage für die Durchführung numerischer Simulationen zur Validierung des Wärmeübergangs für die verwendeten Materialien dienen. Um einen eindimensionalen Wärmeübergang zu gewährleisten, sah das Versuchskonzept eine einseitige Brandbeanspruchung vor. Es wurde beim Bekleidungsmaterial (1-Schicht-, 3-Schicht-Platte), Hohlraumgröße, Stahlplattendicke sowie Bekleidungsstärke variiert.

Wenn kein Hohlraum hinter der Holzbekleidung vorhanden war, konnte die angestrebte Schutzzeit von 30 Minuten erreicht werden. Die Stahloberfläche wies somit erst nach dieser Dauer eine Temperatur von über 300 °C auf. Diese Temperaturgrenze wird auch als Abbrandgrenze von Holz bezeichnet, bei der davon auszugehen ist, dass das Holz vollständig in Holzkohle umgesetzt wurde. Bei den Prüfkörpern mit Hohlräumen hinter der Bekleidung wurde die 300 °C – Isotherme an der Oberfläche der Stahlplatte etwas früher erreicht als bei der direkt hinterlegten Bekleidung. Der Grund dafür kann in der verminderten direkten Wärmeübertragung der Stahlplatte auf die vor der Luftschicht liegenden Massivholzplatte gesucht werden. Die Massivholzplatte erwärmt im Vergleich zur direkten Hinterlegung mit der Stahlplatte in diesem Fall schneller und brennt somit schneller durch, was zur schnelleren Temperaturerhöhung am Stahl führt. Die Vergrößerung des Hohlraums von 20 mm auf 40 mm zeigte keine nennenswerte Auswirkung auf die Versuchsergebnisse. Die 3-Schicht-Platten wiesen ein etwas höheres Schutzvermögen auf. 1-Schicht-Platten werden nur an den Längsseiten ihrer Bretter gestoßen und verklebt (Schmalseitenverklebung). Beim Abbrand kommt es durch den Abbau von Holzfeuchte (Verdampfen des gebundenen Wassers) zu Schwindvorgängen, wodurch sich das Holz zusammenzieht. Hierdurch entstehen im geklebten Bereich Risse, welche zu einem schnelleren Durchbrand führen. Durch die 3-lagige Verklebung der 3-Schicht-Platten sind diese durchgehenden Stöße nicht vorhanden, weshalb dieser Effekt in den Versuchen nicht auftrat. Allerdings ist bei diesen ein schichtweises Abfallen der einzelnen Lagen möglich, falls der Klebstoff durch die thermische Beanspruchung an Festigkeit verliert. Bei den verwendeten Bekleidungen wies der Klebstoff jedoch eine gewisse Temperaturresistenz auf, sodass kein vorzeitiges Abfallen von Lagen der Dreischichtplatten und somit kein erhöhter Abbrand auftrat. Die Erhöhung der Dicke der Stahlplatte wirkte sich positiv auf die Temperaturentwicklung auf der feuerabgewandten Seite der Bekleidung aus. Hier wurde ein langsamerer Temperaturanstieg auf der Stahloberfläche beobachtet.

In der zweiten Versuchsreihe wurden zwei bekleidete Stahlträger und zwei bekleidete Stahlstützen geprüft. Für die Träger wurden zwei unterschiedliche Profilkennwerte gewählt, um ihren Einfluss auf das Durchwärmungsverhalten zu berücksichtigen. Die gewählten Profile waren jeweils ein IPE 200 (PK1; $A_m/V = 175 \text{ m}^{-1}$) und ein HEB 300 (PK2; $A_m/V = 60 \text{ m}^{-1}$). Die Länge der Stahlträger betrug 1,12 m. Die Bekleidung wurde mit 27 mm dicken Massivholzplatten ausgeführt. Da Träger dreiseitig brandbelastet werden, wurden die Probekörper während des Tests auf dem Boden des Ofens positioniert. Um eine thermische Belastung an der Unterseite sowie an den Enden der Prüfkörper zu verhindern, wurden diese Bereiche mit Mineralwolle sowie zwei Lagen Gipskartonplatten von je 15 mm Dicke bekleidet. Die Versuchsdauer für die Träger betrug 52 Minuten.

Beim IPE 200 wurde die 300 °C - Isotherme auf der Stahloberfläche nach 20 Minuten auf dem oberen Flansch erreicht. Das HEB 300 Profil erreichte diese Temperatur an der gleichen Messstelle erst nach 40 Minuten. Die Versuchsergebnisse zeigen, dass auch bei Holzbekleidungen der Profilkennwert einen großen Einfluss auf das Durchwärmungsverhalten besitzt.

Als Stützen wurden zwei HEB 300 Stahlprofile mit einer Länge von 0,60 m verwendet. Zusätzlich zur vierseitigen Brandbeanspruchung wurde der Einfluss einer Stoßfuge in der Bekleidung untersucht. Die Fuge befand sich in 0,3 m Höhe und wurde bei einem Prüfkörper durch eine zusätzliche Massivholzplatte hinterlegt, die jeweils rückseitig 10 cm über die Fuge überstand.

Bei beiden Prüfkörpern wurde die 300 °C - Isotherme auf der Stahloberfläche nach etwa 23 Minuten erreicht. Es gab keinen signifikanten Unterschied in den Temperaturkurven der Messpunkte hinter den Bekleidungen beim Vergleich der beiden Prüfkörper. Allerdings war der Probekörper mit der hinterlegten Stoßfuge während der gesamten Versuchsdauer einem höheren Temperaturniveau ausgesetzt (ca. 100 °C), weshalb angenommen wird, dass die Fugenhinterlegung einen positiven Effekt hatte und ein früheres Versagen im Fugenbereich verhinderte.

Trotz gleicher Profilmomente lässt sich der Unterschied in den Versagenszeiten zwischen Trägern und Stützen bei gleichem Profilmoment durch die vierseitige Brandbeanspruchung erklären. Eine erhöhte thermische Belastung führt zu einer schnelleren Erwärmung des gesamten Querschnitts und damit zu einem schnelleren Versagen der Bekleidung.

In der dritten Versuchsreihe wurden auf den unteren Flanschen von fünf HEB 300 Trägern drei Brettsperrholzelemente aufgelagert. Zwei Träger wurden mit einer 27 mm dicken Massivholzplatte und ein weiterer mit zwei Lagen GKF-Platten mit einer Dicke von jeweils 12,5 mm auf der feuerzugewandten Seite bekleidet. Die Bekleidungen ragten zur Befestigung mittels Schrauben auf jeder Seite 5 cm über die Breite des Stahlträgerunterflansches hinaus. Bei einem Träger mit Massivholzbekleidung wurde eine zusätzliche mechanische Belastung von 10 kN/m pro Seite auf die Brettsperrholz-Elemente aufgebracht, um den Einfluss der Verformung der Verkohlungsschicht auf die Wärmeentwicklung im Vergleich zu einem unbelasteten Aufbau zu untersuchen. Die brandbeanspruchte Länge jedes Probekörpers betrug 1,0 m.

Bei den mit Massivholzplatten verkleideten Stahlträgern wurde die 300 °C-Isotherme zwischen 37 Minuten und 43 Minuten an der Unterseite des unteren Flansches erreicht. Nach dem Erreichen von 100 °C wurde für etwa sechs Minuten ein Plateau mit einer konstanten Temperatur beobachtet. Dieser Effekt beruht auf dem im Holz gebundenen Wasser, das in diesem Zeitraum vollständig verdampft, so dass es in diesem Zeitraum zu keinem weiteren Temperaturanstieg kommt.

Die Oberseite des unteren Flansches erreichte die 300 °C-Isotherme neun Minuten nach dem Versagen der Bekleidung. Die Temperatur im Stegbereich stieg langsam an und blieb konstant unter 100 °C, bis an der Oberseite des unteren Flansches eine Temperatur von 300 °C erreicht wurde, die zu einer Entzündung des Brettsperrholzelements im Auflagerbereich führen konnte. Aufgrund des späten Versagens der Bekleidung und des Abbruchs des Versuchs nach 60 Minuten kam es zu keiner nennenswerten Verkohlung im Auflagerbereich. Daher war der Einfluss der mechanischen Belastung nicht zu erkennen.

Im Vergleich zu den mit Massivholzplatten bekleideten Trägern erreichte die Stahloberfläche hinter den GKF-Platten innerhalb der Versuchsdauer von 60 Minuten nicht die 300 °C-Isotherme. Es wird jedoch davon ausgegangen, dass ein stückweises Abfallen der GKF-Platten etwa ab Minute 50 einsetzte, da ein deutlicher Temperaturanstieg hinter der Bekleidung von 150 °C zu beobachten war. Das sich einstellende Temperaturplateau bei 100 °C dauerte aufgrund des vergleichsweise höheren Anteils an gebundenem Wasser in den GKF-Platten mit ca. 12 Minuten länger an. Aufgrund der langsameren Erwärmung am unteren Flansch gab es keine signifikanten Temperaturunterschiede zwischen der Ober- und Unterseite des Flansches.

3. Fazit

Die analytische Ableitung von Versagenszeiten für Massivholzplatten auf der Grundlage bestehender Werte für Gipsplatten erwies sich für einige Versuchsaufbauten als falsch. So konnte bei der gewählten Bekleidungsstärke von 27 mm nicht für alle Prüfkörper eine Versagenszeit von 30 Minuten erreicht werden.

Die Versuche haben gezeigt, dass das Abbrandverhalten der Holzbekleidung und deren Versagenszeit von zahlreichen Faktoren abhängt. Ein wesentlicher Faktor ist die Anzahl der brandbeanspruchten Seiten. Bei vierseitiger Brandbeanspruchung (Stützen) waren die Versagenszeiten deutlich geringer als bei dreiseitiger Beanspruchung (Träger). Auch spielt der Profilmfaktor eine tragende Rolle. Niedrigere Profilmfaktoren führten zu einem langsameren Durchwärmungsverhalten. Weiterhin wurde gezeigt, dass die Annahme der 300 °C - Isotherme als Versagenskriterium der Bekleidung als zu optimistisch gewählt wurde. Aufgrund der Rissbildung und des ungleichmäßigen Abbrands ist punktuell von einem früheren Durchbrand auszugehen.

Basierend auf den bisherigen Ergebnissen sind im Rahmen des Forschungsprojekts BraStaHo weitere Versuchsreihen geplant, um den Einfluss weiterer Profilmfaktoren sowohl für Stützen als auch für Träger zu untersuchen. Ziel ist es, Mindestbekleidungsstärken abzuleiten, um die geforderten Schutzzeiten zu erreichen. Ebenso sind weitere Versuche mit Deckensystemen geplant, um den Einfluss mechanischer Belastungen im Brandfall auf den Auflagerbereich zu untersuchen. Hierzu sollen verschiedene Einflüsse auf das Abbrandverhalten durch verschiedene Auflagerkonstruktionen, Elementstöße zwischen den BSP-Elementen sowie Hohlraumfüllungen betrachtet werden.

Experimentelle Untersuchungen zum Schubbeulen von Stahl-Beton-Verbundträgern

Mehmed Numanović¹ und Markus Knobloch²

Lehrstuhl für Stahl-, Leicht- und Verbundbau, Ruhr-Universität Bochum, Universitätsstraße 150

¹ E-Mail: mehmed.numanovic@ruhr-uni-bochum.de

² E-Mail: markus.knobloch@ruhr-uni-bochum.de

Zusammenfassung

Blechträger des Brücken- und Hochbaus tragen hohe Lasten und überbrücken große Spannweite. Um eine hohe Biegetragfähigkeit zu erzielen, werden die Flansche kompakt ausgeführt und durch den Betongurt stabilisiert. Durch die schlanken Stegbleche wird das strukturelle Tragverhalten der Träger jedoch durch das Schubbeulen der Stege beeinflusst. In diesem Beitrag werden der Aufbau und erste Ergebnisse von großmaßstäblichen Versuchen an Stahl- und Stahl-Beton-Verbundträgern unter Schubbeanspruchung vorgestellt und bewertet. Die Querkrafttragfähigkeit von Blechträgern und der Einfluss verschiedener Parameter auf das Querkraft-Verschiebungsverhalten werden analysiert. Darüber hinaus wird die Erhöhung der Schubtragfähigkeit des Verbundträgers gegenüber dem zugehörigen reinen Stahlträger aufgrund des Beitrags der Betonplatte und der Verbundwirkung bewertet.

1 Einleitung

Stahlblechträger werden zur Überbrückung großer Spannweiten sowie zur Aufnahme schwerer Lasten eingesetzt. Sie werden als geschweißte Querschnitte mit schmalen Flanschen und schlanken Stegblechen hergestellt. Häufig werden sie in Kombination mit einer Betonplatte eingesetzt, die durch Kopfbolzen verbunden ist, um einen Stahl-Beton-Verbundquerschnitt zu bilden. Sowohl bei Stahl- als auch bei Stahl-Beton-Verbundträgern haben die schlanken Stege einen geringen Widerstand gegen das Schubbeulen. Die Biegekapazität von Stahlblechträgern wird durch die Ausbildung eines Mechanismus mit Fließgelenken in den Flanschen beschränkt. Bei Stahl-Beton-Verbundträgern führt die Verankerung des ausgebeulten Steges in der Betonplatte zu einer Vergrößerung des Zugfeldes und einer weiteren Erhöhung der überkritischen Schubtragfähigkeit.

Die Untersuchungen zum Tragverhalten von Stahlblechträgern in den letzten Jahrzehnten haben gezeigt, dass die Schubtragfähigkeit nicht nur von der Schlankheit des Stegs, sondern auch von der Steifigkeit der umgebenden Flansche und dem Abstand zwischen den Quersteifen beeinflusst wird [1-3]. Bis heute wurden zahlreiche mathematische Modelle zur Beschreibung der Schubtragfähigkeit von Stahlblechträgern entwickelt und auf der Grundlage durchgeführter Versuche optimiert. Einer der jüngsten Beiträge auf diesem Gebiet stammt von *Scandella et al.* [4]. In ihren experimentellen Untersuchungen wurde ein zweistufiges Tragverhalten von Stahlblechträgern erkannt, wobei zwei Grenzen (Stegausbeulen und Ausbildung von Fließgelenken in den Flanschen) unterschieden wurden.

Bei Blechträgern, die mittels Kopfbolzen mit der Betonplatte verbunden sind, steigt die Schubtragfähigkeit im Vergleich zu reinen Stahlträgern an. Es wurden jedoch nur eine Handvoll Versuche zur Untersuchung des Schubbeulens von Stahl-Beton-Verbundblechträgern durchgeführt. *Schanmugam und Basker* [5] führten ein Versuchsprogramm mit Stahl- und Verbundblechträgern durch und beobachteten ebenfalls eine signifikante Erhöhung der Schubtragfähigkeit bei Verbundträgern in Verbindung mit der Ausbildung von Fließgelenken. Es wurde außerdem festgestellt, dass das Zugfeld bei Verbundträgern ungleichmäßig war, und zwar mit größeren Abständen zwischen den Fließgelenken im an der Betonplatte anliegenden Flansch. Darüber hinaus wurde in [5] zur Kenntnis genommen, dass der Anstieg der Schubtragfähigkeit aufgrund der Verbundwirkung bei Stegblechen mit höherem Schlankheitsgrad ausgeprägter

ausfiel. *Yatim et al.* [6] untersuchten den Einfluss der Anzahl und Durchmesser von Kopfbolzen und Teilverdübelung auf die Schubtragfähigkeit von Verbundträgern. In ihren Versuchen wurde eine signifikante Abnahme der Schubtragfähigkeit und ein duktileres Versagen beobachtet, wenn die Anzahl der eingesetzten Kopfbolzen reduziert wurde.

Die vorhandenen Forschungsergebnisse ermöglichen noch kein vollumfängliches Verständnis des Tragverhaltens von Stahl-Beton-Verbundblechträgern. Insbesondere der Beitrag der Betonplatte und der Einfluss der Verbundwirkung zum Tragwiderstand erfordern weitere systematische Untersuchungen. Im aktuellen *Eurocode 4* [7] wird der Beitrag der Betonplatte vernachlässigt und die Schubtragfähigkeit von Verbundträgern wird mithilfe der Modelle für Stahlträger berechnet. In diesem Beitrag liegt der Schwerpunkt auf den experimentellen Untersuchungen und ersten Versuchsergebnissen zum Schubbeulen von Stahl-Beton-Verbundblechträgern.

2 Versuchsprogramm

Im Rahmen der experimentellen Untersuchungen wurde das Schubbeulen von ca. 7m langen und 1m hohen Blechträgern analysiert. Die Versuchskörper SG1A und CG1A dienen als Referenz. Stahl- bzw. Verbundträger besaßen einen 6mm dicken Steg, ein Seitenverhältnis $\alpha=a/b=1,0$ und waren vollverdübelt. Der Träger CG2A wies eine reduzierte Stegdicke t_s (erhöhte Stegslankheit), CG3A einen vergrößerten Abstand der Quersteifen (Seitenverhältnis α) und CG4A eine reduzierte Anzahl von Kopfbolzen (Verdübelungsgrad) auf. Die spezifischen Trägergeometrien sind in Abbildung 1 dargestellt.

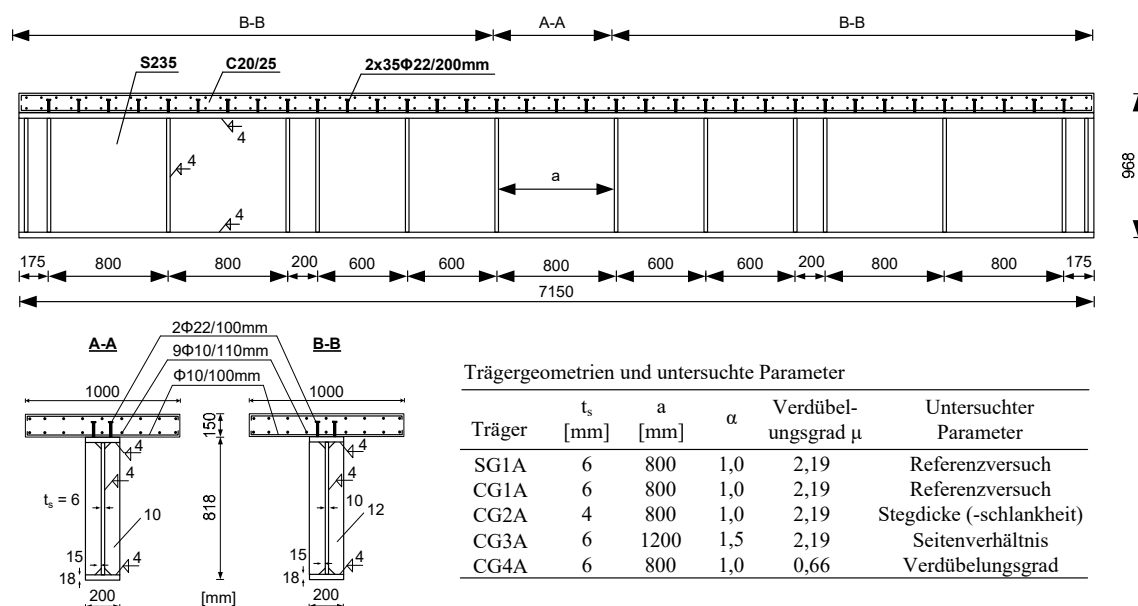


Abbildung 1. Abmessungen der getesteten Blechträger

3 Versuchsaufbau

Die Versuche wurden auf dem Aufspannfeld an der Gemeinschaftseinrichtung KIBKON der Ruhr-Universität Bochum durchgeführt. Zur Erzeugung einer asymmetrischen Belastung wurden servohydraulische Zylinder an den äußeren Enden der Versuchskörper platziert. Die Versuchskörper waren in den Viertelpunkten gelenkig gelagert, vgl. Abbildung 2. Dieses statische System geht auf *Basler* [1] zurück und ermöglicht den Einfluss von Biegemomenten auf das Schubbeulen des mittleren Stegblechs zu minimieren. Die Verschiebungen und Dehnungen wurden während der Versuche mit induktiven Wegaufnehmern und Dehnungsmessstreifen sowie durch optische Messverfahren mithilfe der Methode der digitalen Bildkorrelation (DIC) gemessen.

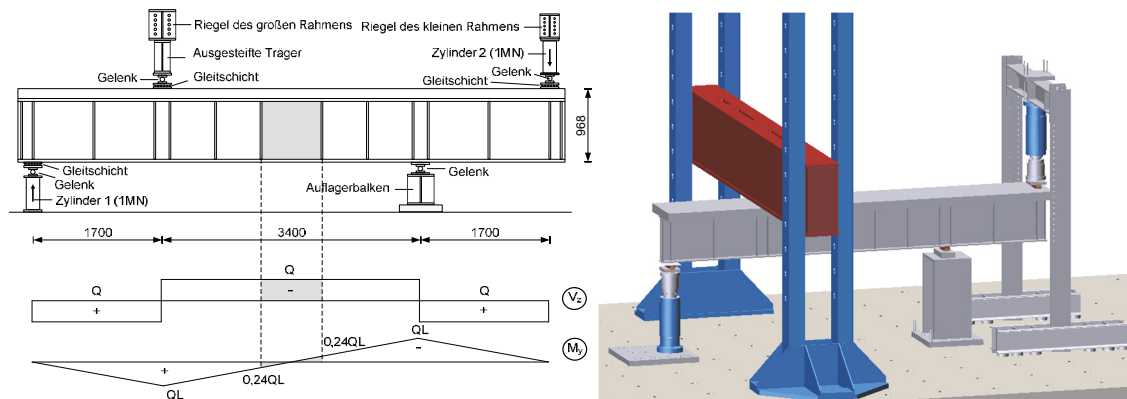


Abbildung 2. Versuchsaufbau des auf Schub beanspruchten Verbundträgers

4 Versuchsdurchführung

Bei diesen experimentellen Untersuchungen wurden die Zylinder so synchronisiert, dass sie an beiden Trägerenden gleiche Lasten aufbrachten, um einen antisymmetrischen Beanspruchungszustand im mittleren Stegblech zu erzeugen. Durch die Synchronisierung wurde sichergestellt, dass (a) die Zylinder an beiden Trägerenden die gleichen Lasten aufbrachten und (b) das Verhalten der Versuchskörper nach dem Beulen mit Hilfe einer weggesteuerten Belastung korrekt erfasst wird. Die Experimente wurden bei Erreichen großer Verschiebungen an den Trägerenden, aber mit offensichtlicher Ausbildung von Fließgelenken im oberen und unteren Flansch im Bereich des mittleren Stegblechs beendet.

5 Vorläufige numerische Ergebnisse und Diskussion

Basierend auf den experimentellen Untersuchungen wurde ein numerisches Simulations-Modell in ABAQUS erstellt. Die sich daraus ergebenden Kraft-Verschiebungskurven an den Lasteinleitungsstellen sind in Abbildung 3 zusammen mit den erreichten Traglasten dargestellt. Alle untersuchten Versuchskörper versagten aufgrund der Ausbildung von Fließgelenken in den oberen und unteren Flanschen, nachdem das mittlere Stegblech bereits ausgebeult war. Während der Referenz-Stahlblechträger (SG1A) eine Tragfähigkeit von 499kN erreichte, wies der zugehörige Verbundträger (CG1A) eine um 66% höhere Tragfähigkeit auf (832kN). Die Versuchskörper mit größerer Stegslankheit (CG2A) und größerem Seitenverhältnis (CG3A) erreichten Beanspruchbarkeiten von 647kN bzw. 648kN, was eine Steigerung um 30% im Vergleich zu dem reinen Stahlträger bedeutet. Darüber hinaus wurde bei den Verbundträgern vor dem Erreichen der Tragfähigkeit kein Abfallen der Last festgestellt. Was das allgemeine Tragverhalten betrifft, so zeigte sich bei Träger CG2A im Vergleich zu den übrigen Trägern eine deutliche Zunahme der Verformungen mit einhergehender Verringerung der Steifigkeit in den früheren Phasen der Belastung. Darüber hinaus wies der Träger CG2A die größte Kraftzunahme nach dem Stegbeulen auf, während CG3A den geringsten Anstieg der Tragfähigkeit nach dem Ausbeulen des Stags aufwies. Dies bedeutet, dass die Verankerung des Zugfeldes in Flanschen bei CG2A zu einem früheren Zeitpunkt erfolgte und die Schubkapazität der Betonplatte und die Verbundwirkung stärker ausgenutzt wurde. Außerdem lieferte der Träger mit einem geringeren Verdübelungsgrad (CG4A) immer noch einen signifikanten Anstieg der Tragfähigkeit (758N, 52%).

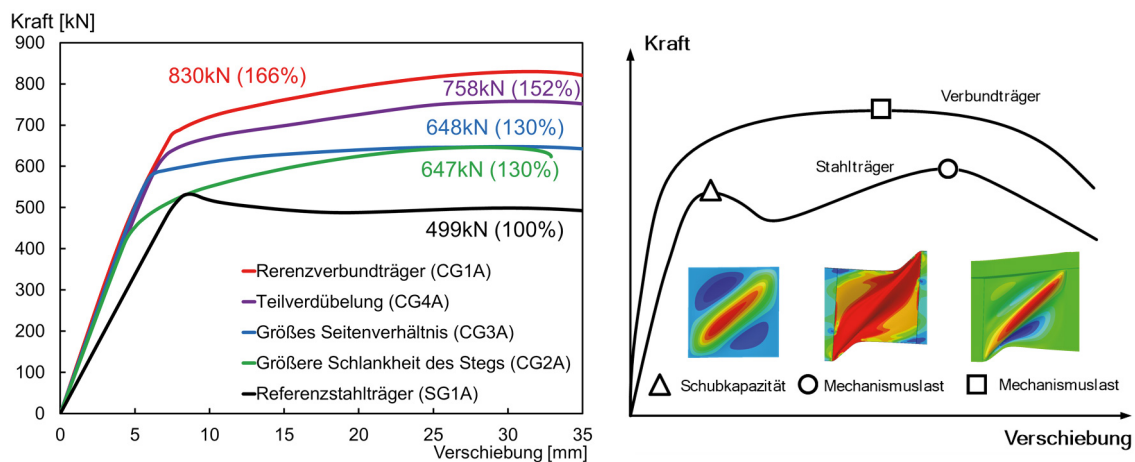


Abbildung 3. Kraftverschiebungskurve bei Stahl- und Verbundblechträgern an Punkten der Lasteinleitung: numerische Ergebnisse (links), schematische Darstellung (rechts)

6 Fazit und Ausblick

Auf der Grundlage der in dieser Studie erzielten Ergebnisse können folgende Schlussfolgerungen gezogen werden:

- Der Einfluss der Betonplatte und der Verbundwirkung zur Schubtragfähigkeit von Blechträgern ist markant. Im Vergleich zu reinen Stahlträgern wurden bis zu 66% höhere Tragfähigkeiten erreicht. Die Vernachlässigung dieses Einflusses in den normativen Nachweisen kann zu konservativen Bemessungsergebnissen führen und bietet die Möglichkeit für Verbesserungen.
- Träger mit höherer Stegslankheit zeigen im Vergleich zu anderen Trägertypen zwar ein frühzeitiges Stegbeulen, wiesen jedoch den höchsten relativen Anstieg des überkritischen Tragwiderstands auf.
- In Bezug auf den überkritischen Tragwiderstand zeigt sich, dass Träger mit einem Seitenverhältnis α von 1,5 den geringsten Wert aufweisen. Hingegen scheinen Träger mit einem geringeren Verdübelungsgrad weniger stark beeinflusst zu sein.
- Der Abstand zwischen den Fließgelenken in den Flanschen wird stark von der Betonplatte beeinflusst, wobei sich ihr Abstand im steiferen oberen Flansch deutlich vergrößert.

Literatur

- [1] Basler, K. (1961) Strength of plate girders in shear. J. Struct. Div. 87(7): 151-180.
- [2] Porter, D.M.; Rockey, K.C.; Evans, H.R. (1975) The collapse behavior of plate girders loaded in shear. J. Struct. Eng. 53(8): 313-325.
- [3] Höglund, T. (1973) Design of thin plate I girders in shear and bending with special reference to web buckling. Stockholm: Royal Institute of Technology.
- [4] Scandella, C.; Neuenschwander, M.; Mosalam, K.M.; Knobloch, M.; Fontana, M. (2020) Structural Behavior of Steel-Plate Girders in Shear: Experimental Study and Review of Current Design Principles. J. Struct. Eng. 146(11): 04020243.
- [5] Shanmugam, N.E.; Baskar, K. (2003) Steel-Concrete Composite Plate Girders Subject to Shear Loading. J. Struct. Eng. 129(9): 1230-1242.
- [6] Yatim, M.Y.M.; Shanmugam, N.E.; Wan Badaruzzaman, W.H. (2015) Tests of partially connected composite plate girders. Thin-Walled Structures. Vol. 91: 13-28.
- [7] CEN (2010) Eurocode 4: Design of composite steel and concrete structures – Part 1-1: General rules and rules for buildings. EN 1994-1-1. Brussels: CEN.

Global sensitivity analysis of composite columns in steel and concrete

Pellumb Zogu¹ und Markus Schaefer²

¹University of Luxembourg, Department of Civil Engineering - Faculty of Science, Technology and Medicine, Luxembourg, Luxembourg, pellumb.zogu@uni.lu

²University of Luxembourg, Department of Civil Engineering - Faculty of Science, Technology and Medicine, Luxembourg, Luxembourg, markus.schaefer@uni.lu

Abstract

This study investigates the flexural buckling of composite columns in steel and concrete subjected to centric compressive force. The load bearing capacity of the composite columns under compressive force is influenced by many parameters (random variables) such as: compressive strength of concrete, steel and reinforcement yielding stress, geometry of the cross-section, geometrical and material imperfections etc. Being so, it is in our interest to know the impact of each parameter on global resistance, and one way to do it, is by performing sensitivity analysis. In this study, the Sobol indices is employed to perform sensitivity analysis. In finite element analysis (FEA), the input parameters e.g., geometry of the structure, materials, loads, and other structural properties are deterministic, while the stochastic finite element method (SFEM) is an extension of FEM, which allows variation of these parameters as random variables using normal, lognormal distribution or other type of distribution. To generate random samples arising from variation (fluctuation) of the geometry and material parameters of the composite columns, the Latin Hypercube Sampling (LHS) is used. Regarding the number of simulations, per each column length varying from 2 m up to 10 m, a series of 2000 Latin Hypercube Sampling (LHS) were executed. The results of Sobol indices sensitivity analyses show correlation between each random variable and the ultimate resistance of the composite column without considering the interaction with other random variables called Main Sobol index and the Total Sobol index accounting also for the interaction between random variables.

1 Introduction

Numerous variables, most of which are connected to geometry and material properties, affect the composite column's resistance to external loads like compressive forces or compressive force and bending moment. As a result, it is crucial to comprehend how each parameter impacts global resistance. Sensitivity analysis is one technique we can use to do this.

Standard Finite Element Analysis (FEA) considers all input parameters, including the structure's geometry, material parameters, loads, boundary conditions, etc., to be deterministic when analysing the load-bearing capacity of a structural element, such as a composite column to flexural buckling. Yet, the Stochastic Finite Element method (SFEM), an expansion of FEM, allows these parameters to be varied as random variables with a normal, lognormal, or other form of distribution. In the current work, sensitivity analysis is conducted using the so-called Sobol indices to quantify the input geometry and material parameters contribution to the load-carrying capacity of a Partial Concrete Encased Composite Column (PCEC). Stochastic models use Latin Hypercube Sampling (LHS) to simulate the random realizations of the input parameters; however, the outcomes derive from a series of non-linear FE models.

2 Sensitivity Analysis

In case of composite columns it is essential to understand how much each parameter (input random variable) affects the system's behaviour or the quantity of interest when doing probabilistic reliability analysis. Global sensitivity analysis or also known as Sobol's indices method [3] is used in study to perform sensitivity analysis for Partial Concrete Encased Composite Column. The

outcomes of sensitivity analyses using Sobol indices reveal a correlation between each random variable and the composite column's ultimate resistance, but also the interaction between random variables and the ultimate resistance in case there is more than one random variable.

The Main Sobol index and the Total Sobol index are the two types of results that can be obtained from the Sobol's indices sensitivity analysis, as stated in [12]. The Main sensitivity index S_i is defined as:

$$S_i = \frac{Var_{x_i}[E_x[y|x_i]]}{Var[y]}, \quad i = 1, \dots, d \quad (1)$$

In the Equation (1), the denominator is related to the output variable (quantity of interest), and the numerator is related to the input random variable. The load-bearing capacity of the PCEC column is the quantity of interest in this case, and the values of the sensitivity index S_i can range from zero to one. Zero indicates that the input random variable has no effect on this quantity, and vice versa. On the other hand, the Total Sobol index can be written as:

$$S_{ij} = \frac{Var_{x_i, x_j}[E_{x_i, x_j}[y|x_i, x_j]]}{Var[y]} - S_i - S_j, \quad i, j = 1, \dots, d \quad (2)$$

In the Equation (2), the numerator is related to the cases with more than one input random variable and the correlation between these random variables and the quantity of interest. The sum of all Sobol indices is equal to one, and this hold in case when all random variables are independent and uncorrelated [8].

$$\sum_{i=1}^d S_i + \sum_{i < j}^d S_{ij} + \dots + S_{12..d} = 1 \quad (3)$$

Regarding the sampling method, in order to produce random variables resulting from variations in geometry and material parameters, Latin Hypercube Sampling (LHS) is implemented. 2000 simulation were carried out for every column length that ranged from 2 m to 10 m.

3 Stochastic Finite Element Method (SFEM)

In this study the non-linear FE analysis are performed using OpenSees [4], while the sensitivity analyses are carried out using QuoFEM [5]. OpenSees [4] is used to create the deterministic non-linear model that describes the flexural buckling behaviour of the PCEC column under compression force, while the QuoFEM [5] is used to convert the deterministic model into probabilistic one as the cross-section geometry and material parameters are treated as random variables (e.g., defined by normal or log-normal distribution).

Figure 1 displays the Partial Concrete Encased Composite (PCEC) column model (geometry, material, and boundary conditions) taken into consideration for sensitivity analysis. The cross-section consists of steel profile HEB280 with nominal yield strength of $f_y = 355 \text{ N/mm}^2$, partially encased in concrete C50/60 which has four longitudinal bars with a diameter of 20 mm and nominal yield strength of $f_y = 500 \text{ N/mm}^2$. Column is simply supported with initial geometric imperfection and subjected to centric axial load.

As previously stated, the flexural buckling of the composite column is a function of many geometrical and material parameters. Table 1 lists the parameters that carry the greatest degree of uncertainty for the PCEC column and are defined as random variables by normal and log-normal distributions based on recommendations of Joint Committee on Structural Safety (JCSS) Model Code [10,11], prEN1992-1-1 [1] and prEN1993-1-1 [2].

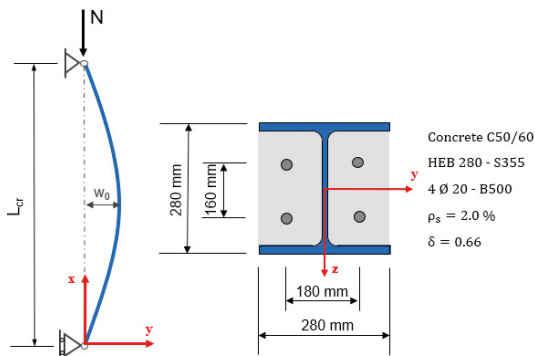


Figure 1 Considered PCEC column for Sensitivity analysis

Table 1 Summary of random variables for PCEC column

Symbol	Parameter	Mean	COV	Distribution
f_c	Concrete compressive strength	$f_{ck} + 8$	0.15	Log-normal
f_{ct}	Concrete tensile strength	$1.1 \cdot f_{ck}^{2/3}$	0.30	Log-normal
f_y	Steel yield stress	$1.2 \cdot f_{yk}$	0.07	Log-normal
f_s	Reinforcement yield stress	$1.078 \cdot f_{sk}$	0.04	Log-normal
E_c	Concrete elastic modulus	$9500 \cdot f_{cm}^{1/3}$	0.15	Log-normal
E_y	Steel elastic modulus	$E_{y,nom}$	0.03	Log-normal
w_0	Geometrical imperfection	$L/1000$	0.25	Normal
σ_{rs}	Residual stresses	$\sigma_{rs,nom}$	0.05	Normal
h_p	Height of steel profile (concrete)	$h_{p,nom}$	0.009	Normal
b_p	Width of steel profile (concrete)	$b_{p,nom}$	0.009	Normal
t_f	Thickness of the steel flange	$t_{f,nom}$	0.025	Normal
t_w	Thickness of the steel web	$t_{w,nom}$	0.025	Normal

4 Results of sensitivity analysis

The sensitivity analysis results for the investigated partial concrete encased (PCEC) columns with lengths ranging from 2 m to 10 m are displayed in Figure 2 and Figure 3 as the length of the column L_{cr} is considered deterministic parameter. The extremely small values of the sensitivity indices are not shown for the purpose of clarity. The diagram ordinates are depicted the Main and Total effects of each random variable on the scale between zero and one, while on abscissa is shown the variation of the column's length. The Main Sobol index shows the sensitivity of the quantity of interest (resistance of the column) to each random variable alone, while the Total Sobol index takes into account also the interaction between random variables [8].

The outcomes indicate that the PCEC column, which is subjected to compression force and has a length between 2 and 6 meters, is more sensitive to variations in the concrete compressive strength f_{cm} and steel yield stress f_y . Nevertheless, the impact of the steel yield stress and the concrete compressive strength decreases with increasing column length [8]. As the results show, for columns with a length longer than 6 meters the resistance to compression force is more sensitive to variation of the concrete elastic modulus E_{cm} and initial geometric imperfection w_0 . This is understandable because the column's resistance to compression force approaches the critical load (Eulerian buckling load) as its length increases.

Furthermore, with respect to materials, the PCEC column's resistance is more responsive to the concrete parameters f_{cm} and E_{cm} rather than it is to the steel yield stress f_y and elastic modulus E_y .

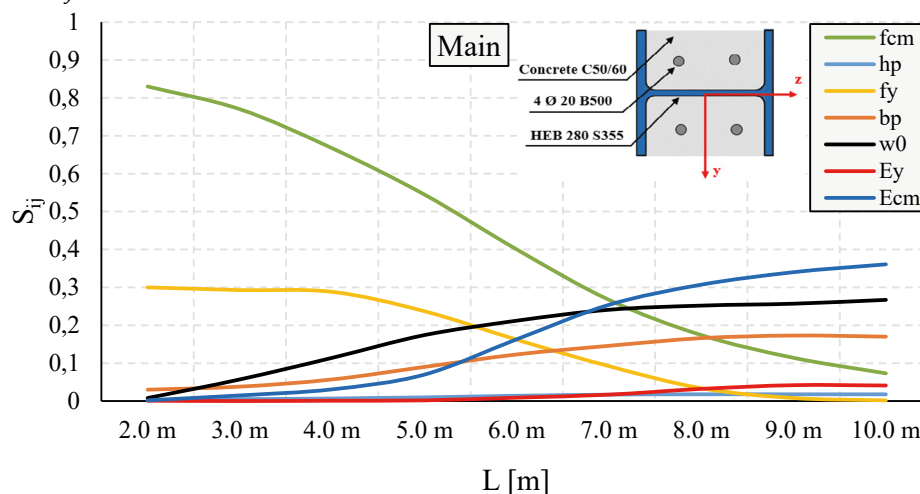


Figure 2 Main Sobol index for PCEC column

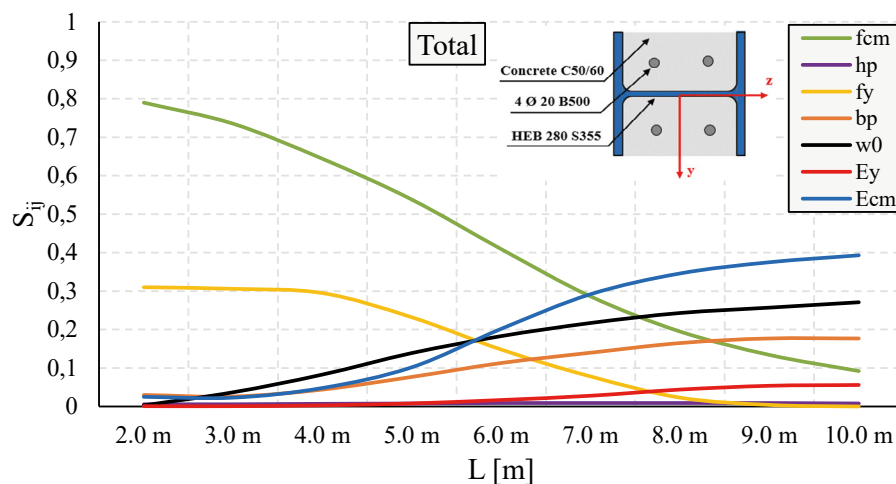


Figure 3 Total Sobol index for PCEC column

5 Conclusion

This study investigates the sensitivity of the PCEC column by varying the cross-section geometry and material parameters under flexural buckling subjected to compression centric loading applying the so-called Sobol's indices method.

Sobol's indices sensitivity analysis leads to the following conclusions:

- The resistance of PCEC column with a length between 2 and 6 meters is more sensitive to variations in the concrete compressive strength f_{cm} and steel yield stress f_y .
- PCEC columns with a length longer than 6 meters the resistance to compression force is more sensitive to variation of the concrete elastic modulus E_{cm} and initial geometric imperfection w_0 .
- With respect to materials, the PCEC column's resistance is more responsive to the concrete parameters rather than steel parameters.

References

- [1] prEN 1992-1-1 (2021), Eurocode 2: Design of Concrete Structures – Part 1-1, General rules, and rules for Buildings, bridges, and civil engineering structures, 2021.
- [2] prEN 1993-1-1 (2019), Eurocode 3: Design of Steel Structures – Part 1-1: General rules and rules for building, 2019.
- [3] Sobol, I. M.' Global sensitivity indices for nonlinear mathematical models and their Monte Carlo estimates, Mathematics and Computers in Simulation, 2001.
- [4] Mazzoni, S., McKenna, F., Scott, M. H., and Fenves, G. L. (2006): 'Open system for earthquake engineering simulation user command language manual (OpenSees)', University of California, Berkeley, California.
- [5] McKenna, F., Zsarnóczay, A., Yi, S., Satish, A., Padhye, N. 'Quantified Uncertainty with Optimization for the Finite Element Method (QuoFEM)', University of California, Berkeley, California.
- [6] Joint Committee on Structural Safety (JCSS) – Probabilistic Model Code – Part 1: Basic of design. March 2001.
- [7] Joint Committee on Structural Safety (JCSS) – Probabilistic Model Code – Part 3: Material properties, October 2000.
- [8] ZOGU, P.: 'Safety and Reliability Assessment of Composite Columns in Steel and Concrete Using Non-linear Finite Element Analysis', University of Luxembourg, Luxembourg 2024.

Stochastic simulations of headed-stud shear connections in profiled composite floors

Qiuni Fu¹ und Markus Schaefer²

¹ Department of Engineering, University of Luxembourg, Luxembourg
E-Mail: qiuni.fu@uni.lu

² Department of Engineering, University of Luxembourg, Luxembourg
E-Mail: markus.schaefer@uni.lu

Abstract

In this study, recycled aggregate concrete (RAC) is applied on the top of profiled steel decking to form composite slabs, working together with steel beams via commonly used headed-stud shear connections. The authors used advanced finite element (FE) simulations to reveal the load-bearing behaviour (i.e., load capacity, slip modulus, deformation capacity, and failure modes) of headed-stud RAC connections. Prior to simulations, the FE model is verified by available shear tests on headed-stud connections using natural aggregate concrete (NAC). Deterministically, the headed-stud RAC and NAC connections have similar load-bearing behaviour, providing that there is negligible difference in the strength of RAC and NAC. However, the high variability of mechanical properties of RAC is an essential safety concern for structural applications. To address the influence of uncertainty (high variability) of RAC mechanical properties on the resistance of headed-stud shear connections, stochastic functions are established with polynomial chaos expansion technique based on results of advanced FE simulations. The stochastic functions are used to generate a database of resistance of a pool of headed-stud connection models containing random properties of RAC. With the database of headed-stud RAC connections, one can perform reliability analyses for calibrating partial safety factors in the future design model.

1. Introduction

The construction industry is a significant contributor to emissions and waste, with a notable portion stemming from the disposal of construction and demolition materials in landfills. This situation poses challenges for achieving sustainable development. A potentially impactful remedy lies in recycled aggregate concrete (RAC), which utilises recycled construction and demolition waste to markedly curtail waste production. Despite its potential, RAC currently lacks widespread and efficient utilisation. Applying RAC on top of steel beam-supported profiled sheeting to form composite floor systems is a solution to bolster the adoption of RAC and foster a more efficient circular economy within the construction sector. The integrity of floor systems is achieved by headed stud connectors between composite slabs and steel beams. Therefore, the design and load-bearing behaviour of headed-stud connections are vital to composite structures. The design equations for headed-stud connections in profiled slabs using natural aggregate concrete (NAC) are supposed to be revised in the second generation of Eurocode 4 [1] for better accuracy, owing to many push-out tests (e.g., [2–6]) available in the past decades. The revised equations may not be applicable for headed-stud connections in RAC composite floor systems, since the properties of RAC have higher variability compared to that of NAC. However, the current database of headed-stud RAC connections is too small (ZERO) to perform reliability analyses for calibrating design equations. To fill this gap, the authors intend to initiate the database with a dozen of experimental tests complemented with advanced finite element (FE) simulations and establish stochastic functions with polynomial chaos expansions (PCE). The stochastic functions can

connection using NAC in Vigneri [4]. The validated advanced FE modelling was used to simulate headed-stud connections sampled with the Latin Hypercube Sampling (LHS) method, considering three basic variables, i.e., headed stud height h_{sc} , concrete cylinder strength f_c , and stud ultimate strength f_u . They are deemed following normal distributions based on prior knowledge. The other factors such as the diameter of the stud ($d=19$ mm), the height of the profiled steel sheeting ($h_p=58$ mm), and widths of the rib ($b_{bottom}=62$ mm, $b_{top}=101$ mm) were kept constant to simplify illustrating the construction of PCE functions in the present conference paper. **Fehler! Verweisquelle konnte nicht gefunden werden.** shows the design of the headed-stud connections subjected to push tests in this study.

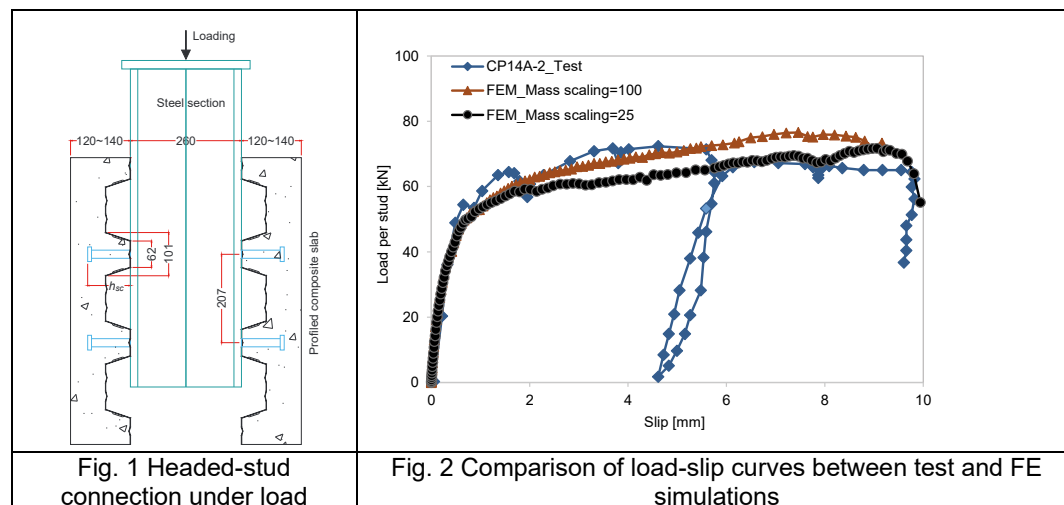
Resistance of a headed-stud connection (function $R(\mathbf{X})$ in Eq. 1), a random variable, is represented by a polynomial chaos expansion (stochastic part) of independent random variables (\mathbf{X}) and coefficients c_j (deterministic part).

$$R(\mathbf{X}) = \sum_{j=0}^{N-1} (c_j \cdot \prod_{i=1}^M H_i(x_i)) \quad (1)$$

where the variables $\mathbf{X} = \{x_1, \dots, x_i, \dots, x_M\}$ indicate random variables h_{sc} , f_c , and f_u , and M is certainly equal to 3. $H_i(x_i)$ is the orthonormal Hermite Polynomial of x_i , as x_i follows standard normal distributions. N is the number of terms of the polynomial expansions ($R(\mathbf{X})$), determined by a truncation order p and the number of variables M , with $N = (M+p)!/M!p!$ [7]. Coefficients c_j can be computed with data points of properly designed experiments. Then, the PCE function in Eq. (1) is established.

3. Results and Discussions

3.1 Validation of FE modelling



The test specimen CP14A-2 in Vigneri [4] was simulated with the above modelling method for validation. Specifically, the specimen has a concrete cylinder strength of 49.7 MPa, ultimate strength of headed-stud of 551 MPa, stud diameter of 19 mm, and stud height of 98 mm. The other material strength and geometry can be found in Vigneri [4] to reduce the paper length. **Fehler! Verweisquelle konnte nicht gefunden werden.** shows the comparison of the load-slip curve between the test result and FE simulations, where mass scaling factors of 100 and 25 were respectively used to trade between modelling accuracy and computation time. Both models can predict the development of the load-slip curve with an acceptable deviation. So, a mass scaling factor of 100 was selected in the following FE stochastic simulations. Moreover, the failure mode was well captured by the FE model, i.e., profiled rib punching (Fig. 3 a) and pull-out failure of concrete cones (Fig. 3 b), accompanied by a plastic hinge at the stud root (Fig. 3 a).

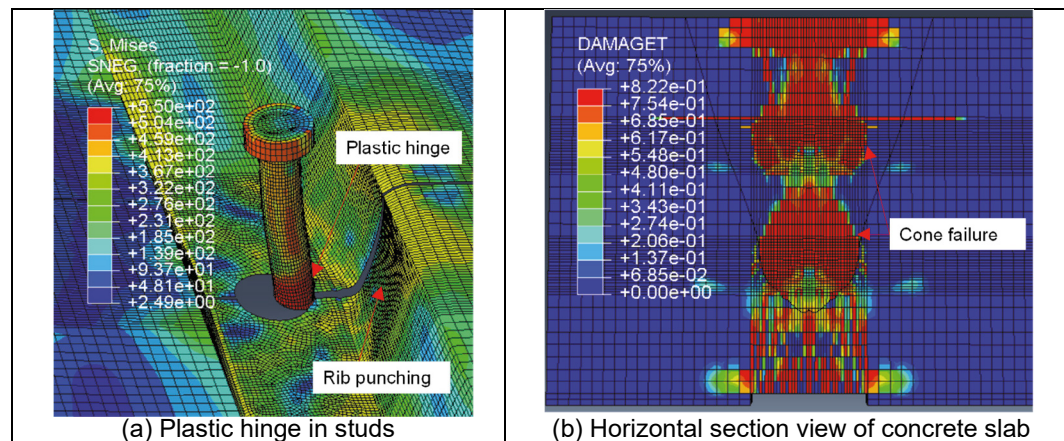


Fig. 3 Failure mode of the headed-stud connection under push-out loading

3.2 Results of FE simulations

Twenty-two headed-stud connection random models were designed, sampling (LHS) random variables h_{sc} , f_c , and f_u from the ranges of 76 – 124 mm, 20 – 68 MPa, and 400 – 500 MPa, respectively. It was assumed that the sampling ranges cover 99.7% of the variable values, i.e., 3 standard deviations from the means. It is worth mentioning that the variable ranges can be defined as smaller or wider flexibly, provided that the constructed PCE functions work well compared with validating results. Based on the designs, the models were simulated, and the maximal load-bearing capacities (P_e in kN/stud) are shown in Table 1.

Table 1 Stochastic FE simulation results of headed-stud connections

Nr.	h_{sc}	f_c	f_u	P_e	Nr.	h_{sc}	f_c	f_u	P_e	Nr.	h_{sc}	f_c	f_u	P_e
1	102.1	47.3	448.7	68.6	9	110.3	42.5	445.8	58.2	17	112.4	48.9	436.1	71.2
2	100.9	43.9	432.8	64.0	10	88.9	44.2	444.6	62.2	18	91.9	49.4	455.8	59.3
3	96.0	58.8	429.6	61.7	11	93.6	57.5	442.0	62.2	19	106.9	43.7	457.7	66.7
4	95.4	49.8	465.4	59.8	12	105.7	37.8	428.3	54.0	20	105.1	54.5	447.7	70.8
5	98.7	54.9	474.6	57.9	13	97.9	42.0	405.6	56.7	21	83.7	59	431.3	56.1
6	107.4	44.4	443.1	63.6	14	103.7	49.7	439.9	68.5	22	87.4	44.7	456.6	48.9
7	102.9	60.8	476.1	77.8	15	110.9	40.9	440.6	62.0					
8	104.8	57.0	462.3	67.2	16	106.4	48.7	457.1	67.0					

3.3 Construction and evaluation of PCE functions

The variables and resistance of models Nrs.12-22 (Table 1) and CP14B, CP14C, and CP14D series from [4] were used to fit coefficients c_j , yielding the PCE function $R(\mathbf{X}) = 66.33 + 8.23x_1 + 11.74x_2 + 2.36x_3 - 0.50(x_1^2-1)/2^{1/2} - 4.01(x_2^2-1)/2^{1/2} + 0.29(x_3^2-1)/2^{1/2} - 1.24x_1x_2 + 0.79x_1x_3 + 1.70x_2x_3$. The results of Nrs.1-11 (Table 1) and CP12A, CP12C, and CP14A series from [4] were used to test the performance of the PCE function and the semi-empirical model in prEN1994-1-1

[1]. First, the correlation coefficient (ρ) between the PCE function and testing data is 0.77 (Fig. 4), showing a high positive correlation, which is slightly stronger than 0.72 of the prEN1994-1-1 model. Besides, the bias factors (a random variable) in Eq. (2) were statistically evaluated.

$$\lambda = \frac{\text{Test result}}{\text{Model prediction}} \quad (2)$$

As shown in Fig. 4, the mean values of the bias factors (μ_λ) of the PCE function and prEN1994-1-1 model [1] are 1.00 and 1.41, respectively. It indicates that the predictions of the PCE function are around the validating data and prEN1994-1-1 model predictions are on the conservative side. This can be also seen from the slopes b obtained from “Least Squares” best fit. The coefficients of variation of the bias factors (V_λ) of the PCE function and prEN1994-1-1 model are 0.084 and 0.091, indicating that the PCE function has slightly smaller uncertainty than the other.

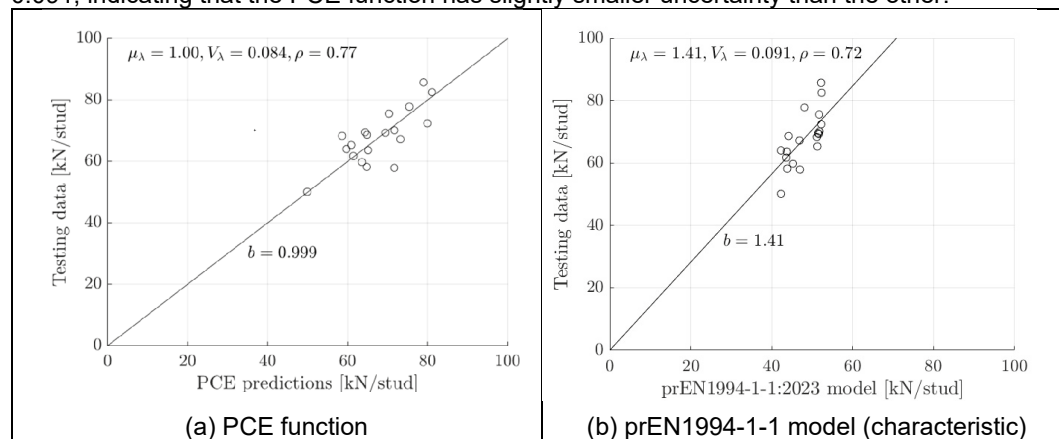


Fig. 4 Statistical evaluations of PCE function and prEN1994-1-1 model

4. Conclusions

It is demonstrated that the PCE function can predict the resistance of headed-stud connections between steel beams and profiled composite slabs with independent random variables. The PCE function has a satisfactory accuracy and uncertainty compared to the semi-empirical model in prEN 1994-1-1:2023. Considering these advantages, the authors propose to use the data-driven PCE surrogate model for the design of structural members and for quantifying the resistance reliability (uncertainty) of structural members using RAC.

5. Acknowledgement

The authors would like to express appreciation for the support of the European Commission Marie Skłodowska-Curie Actions Postdoctoral Fellowships [Project Number = 101103110].

References

- [1] prEN 1994-1-1. 2023. *Eurocode 4: Design of composite steel and concrete structures – Part 1-1: General rules and rules for buildings*. CEN.
- [2] S Hicks. 2009. Strength and Ductility of Headed Stud Connectors Welded in Modern Profiled Steel Sheeting. *Struct Eng Int* 19, 4, 415–419.
- [3] S J Hicks and A L Smith. 2014. Stud Shear Connectors in Composite Beams that Support Slabs with Profiled Steel Sheeting. *Struct Eng Int* 24, 2, 246–253.
- [4] V Vigneri. 2021. *Load bearing mechanisms of headed stud shear connections in profiled steel sheeting transverse to the beam*. University of Luxembourg.
- [5] S Nellinger, C Odenbreit, R Obiala, and M Lawson. 2017. Influence of transverse loading onto push-out tests with deep steel decking. *J. Constr. Steel Res* 128, 335–353.
- [6] M Konrad. 2011. *Load bearing behaviour of headed stud connectors in composite girders with transverse spanning trapezoidal steel sheetings*. PhD thesis. Universität Stuttgart.
- [7] B Sudret. 2007. *Uncertainty propagation and sensitivity analysis in mechanical models – Contributions to structural reliability and stochastic spectral methods*. Habilitation thesis. Institut Français de Mécanique Avancée.

VORB - Verbundbrücken: Optimierung der rissverteilenden Bewehrung

Felix Reuen¹ und Bernd Naujoks²

^{1,2}Lehr- und Forschungsgebiet Stahlbau und Verbundkonstruktionen, Pauluskirchstraße 11,
Bergische Universität Wuppertal, Deutschland
E-Mail: reuen@uni-wuppertal.de
E-Mail: bernd.naujoks@uni-wuppertal.de

Zusammenfassung

Der Bewehrungsgehalt in den Fahrbahnplatten von Verbundbrücken ist nach aktuellem Stand der Normung so hoch, dass es einen massiven Wettbewerbsnachteil gegenüber Spannbetonbrücken darstellt. Mit jeder neuen Normengeneration wurde dieser kontinuierlich gesteigert, ohne dass bei älteren Fahrbahnplatten erhebliche, die Lebensdauer reduzierende Risse festgestellt wurden.

Der Bewehrungsgehalt in Fahrbahnplatten wird in Längsrichtung seit Einführung der Eurocodes meist durch den Nachweis der Rissbreite im Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit bestimmt (NAUJOKS [9]). Im gültigen Nachweisformat wird die zulässige Spannung im Bewehrungsstab begrenzt, um die Dehnungsdifferenz zwischen Bewehrungsstahl und umliegendem Beton (und somit die Rissbreite) zu begrenzen. Die Spannungsanteile in Längsrichtung im Bewehrungsstab resultieren aus der Mitwirkung im Haupttragwerk (global), aus dem Lastabtrag konzentrierter Radlasten (lokal) sowie einer Spannungserhöhung infolge Mitwirkung des Betons zwischen den Rissen (Tension Stiffening). Die beiden letzten Anteile können zusammen deutlich mehr als 50% der möglichen Gesamtspannung ausmachen.

Die Notwendigkeit einer gezielten Forschung zur Reduzierung der rissverteilenden Bewehrung lässt sich von drei Seiten beleuchten:

1. Von Seiten der Bauausführung
In Fahrbahnplatten von Verbundbrücken hat der erforderliche Bewehrungsgehalt stetig zugenommen (NAUJOKS [8]). Heute liegt die erforderliche Bewehrungsmenge oftmals jenseits der Marke von 300 kg/m^3 . Die hohen Bewehrungsgrade führen zu Problemen auf der Baustelle. Hierunter leidet auch die Wirtschaftlichkeit von Verbundbrücken, ein Nachteil bei der Bewertung in der Entwurfsphase.
2. Von Seiten der Allgemeinheit
In Zeiten einer Bewusstseinschärfung für die endlichen Ressourcen unserer Erde, ist jedwede Anstrengung zu unternehmen, Ressourcen effizient und gezielt einzusetzen. Weiterhin führen hohe Bewehrungsgrade zu einer Bauzeitverlängerung, was auch mit einer Verlängerung der bauzeitlichen Verkehrsführung einhergeht.
3. Von Seiten der Planer
Im Kern lässt sich die Notwendigkeit auf die Aspekte der anzusetzenden Lasten im Gebrauchszustand, den in der Tragwerksberechnung zu berücksichtigen Einfluss der Mitwirkung des Betons zwischen Rissen sowie die Überlagerung zwischen den globalen und lokalen Beanspruchungen begrenzen.

1 Lasten

Grundlage von Überlegungen zur Modellierung, zur Überlagerung globaler und lokaler Lastanteile und zu den Zusatzspannungen infolge Tension Stiffening, bildet die Kenntnis der Spanne zwischen der tatsächlich auf den Straßen befindlichen realen Last (Achslasten) und den aktuell anzusetzenden Lastmodellen gemäß Eurocode [1; 4]. Hierfür können die im Netz der deutschen Bundesautobahn verteilten Achslastmessstellen der Bundesanstalt für Straßenwesen (bast) ausgewertet werden. Beispielhaft wurde dies vom Lehrstuhl für Stahl- und Verbundbau der Bergischen Universität Wuppertal für zwei Messstellen bereits durchgeführt. Ein Vergleich mit den 99,9%-Quantilwerten von Doppelachse und Dreifachachse zeigt, das mit dem normativen Lastansatz für die Gebrauchslasten ein Spannungszustand in der Fahrbahnplatte erzeugt wird, der mehr als doppelt so groß ist, wie der aus den 99,9% Fraktilwerten beim maßgebenden Stauszenario (vergleiche Abbildung 1).

Quantilwert [%]	50	95	99	99,9
Einzelachsen [kg]	6119	10287	12050	14106
Doppelachsen [kg]	9927	17210	20446	24309
Dreifachachsen [kg]	17405	24199	26455	31404

Abbildung 1: Quantilwerte bei Doppel- und Trippelachsen (Gesamtgewicht) - Messstelle Bliesheim BAB A1
Quelle: KISCHKEWITZ [7]

In Bezug auf die Unwägbarkeit künftiger Verkehrsentwicklungen wird zwar **keine** Reduktion der anzusetzenden Lasten im Grenzzustand der Tragfähigkeit angestrebt. Fraglich ist jedoch, welches Lastniveau unter Gebrauchslasten tatsächlich notwendig ist, um die Rissbreiten im Beton auf das zulässige Maß zu begrenzen.

2 Mitwirkung des Betons zwischen den Rissen

Die Frage des Tension-Stiffening, also der Mitwirkung des Betons zwischen den Rissen, ist schon lange Gegenstand der Forschung. Gegenwärtig wird die Spannungserhöhung meist, wie in EN 1994-2 [3] empfohlen, über einen pauschalen Zusatzanteil $\Delta\sigma_s$ berücksichtigt. In der Ingenieurpraxis finden jedoch auch Ansätze Anwendung, welche die versteifende Wirkung des Betons zwischen den Rissen schon in der Berechnung am Tragwerksmodell berücksichtigen (analog der Berücksichtigung bei planmäßig auf Zug beanspruchten Bauteilen nach [3]).

Durch eine in Abhängigkeit des Bewehrungsgrades erhöhte fiktive Steifigkeit des gerissenen Betongurtes im Stützbereich wird in statisch unbestimmten Systemen ein höheres Stützmoment, und folglich auch eine höhere Betonstahlspannung erzeugt. Es gibt keine veröffentlichte, systematische Untersuchung, welche bei den im Verbundbrückenbau gegebenen Randbedingungen einen Vergleich zwischen dieser last- und systemspezifischen Erhöhung und dem zuvor erwähnten, pauschalen Zusatzanteil zieht. Eigene Untersuchungen an realistischen Brückenkonfigurationen (KISCHKEWITZ [7]) deuten auf ein deutliches Einsparpotential hin – je nach Lastniveau kann bei gängigen Brückentypen eine Reduktion auf weniger als 55% des pauschalen Zusatzanteiles $\Delta\sigma_s$ erzielt werden.

3 Überlagerung

Für die Überlagerung globaler Beanspruchungen infolge Mitwirkung am Haupttragwerk und, am separaten Modell berechneter, lokaler Beanspruchungen infolge Radlasten gibt es für Verbundbrücken kein stimmiges Modell. Der Eurocode 4 [3; 4] verweist im entsprechenden Kapitel auf den Anhang E aus Eurocode 3 [2; 6], in dem eine Überlagerungsvorschrift in Abhängigkeit der Stützweite gegeben ist. Dieser in Anhang E definierte Ansatz wurde seiner Zeit für orthotrope Fahrbahnplatten entwickelt. Bei dem Lastabtrag einer zweiseitig gelagerten Stahlbetonplatte sind, unter Beachtung der Rissbildung im Beton und des um 90° gegenüber einer orthotropen Platte gedrehten lokalen Lastabtrags, deutlich Unterschiede zu einer reinen Stahlbrücke vorhanden. Es

liegt hier ein Verweis auf eine, in sich selbst noch fragliche, Überlagerungsvorschrift einer anderen Bauweise, und somit eine Normungslücke vor. Diese führt zu unpassenden Bemessungen, Unsicherheiten und folglich einer unnötig erhöhten Bewehrungsmenge.

Es lassen sich drei konkrete Fragen für die Forschung ableiten:

1. Wie sieht das Verhältnis zwischen aktuell anzusetzendem Lastmodell und wirklich vorhandener Belastung aus bzw. wie weit liegen Sicherheits- und Zielniveau im SLS auseinander?
2. Wie verhält es sich mit dem Beanspruchungszustand in der Fahrbahnplatte bzw. der Bewehrung realer Brückenbauwerke? Passen Tragwerksidealisation mit Berücksichtigung gerissener Bereiche sowie der Ansatz zur Berücksichtigung des Betons zwischen den Rissen und reales Bauwerksverhalten zusammen?
3. Wie sind der lokale Beanspruchungszustand infolge Radlast und der globale Beanspruchungszustand infolge Mitwirkung am Haupttragsystem zu überlagern?

Um die oben genannten Forschungsfragen zu beantworten sollen die nachfolgenden in sich geschlossenen Arbeitspakete umgesetzt werden.

4 Auswertung der Achslastmessstellen

Die Bundesanstalt für Straßenwesen (bast) unterhält mehrere Achslastmessstellen (Weigh-in-motion-Systeme – WIM) verteilt über das Netz der Bundesautobahnen (BAB). Die Auswertungen hierzu liegen teilweise bis zum Jahr 2017 vor. In diesem Arbeitspaket soll die Auswertung der aktuell vorhandenen Datensätze erfolgen. Hierbei geht es nicht ausschließlich um die Verteilung der Gesamtgewichte, sondern vielmehr um die Verteilung der Achslasten und deren zeitlicher Abfolge. Mit diesen Ergebnissen kann ein Vergleich gezogen werden, zwischen aktuell auf der Strecke vorhandener Verkehrsbelastung und gemäß Norm [1] anzusetzendem Lastmodell.

5 Monitoring

Am Lehr- und Forschungsgebiet Stahlbau und Verbundkonstruktionen der Bergischen Universität Wuppertal wurden im Rahmen eines vorangegangenen Forschungsvorhabens (NAUJOKS et al. [10]) bereits zwei Monitoringmaßnahmen durchgeführt. Mittels an der Unterseite der Betonfahrbahnplatte und der Stege der Hauptträger angebrachter DMS konnte unter anderem gezeigt werden, dass die untersuchten Brücken sich noch vollständig im ungerissenen Zustand I befinden – vergleiche Abbildung 3. In Kooperation mit der Autobahn GmbH sollen nun weitere Messungen an mindestens zwei weiteren fertiggestellten Brücken durchgeführt werden. Außerdem sollen messtechnische Untersuchungen an drei sich im Bau befindlichen Brücken durchgeführt werden. Über an der Bewehrung angebrachte DMS kann im Zuge einer Probelastung am dann fertiggestellten Bauwerk ein enormer Erkenntnisgewinn über die tatsächliche Beanspruchung der Bewehrung infolge der kurzzeitigen Einwirkung „Verkehr“, unter Berücksichtigung etwaiger Temperatureinflüsse, gewonnen werden. Über die Spannungsentwicklung der Bewehrung in den frühen und späten Phasen der Zwangsentwicklung (Abfließen Hydratationswärme, Schwinden, Einbau Gussasphalt, Kriechumlagerungen und Temperatureinflüsse) liefert diese Messanordnung ebenfalls Aufschlüsse.

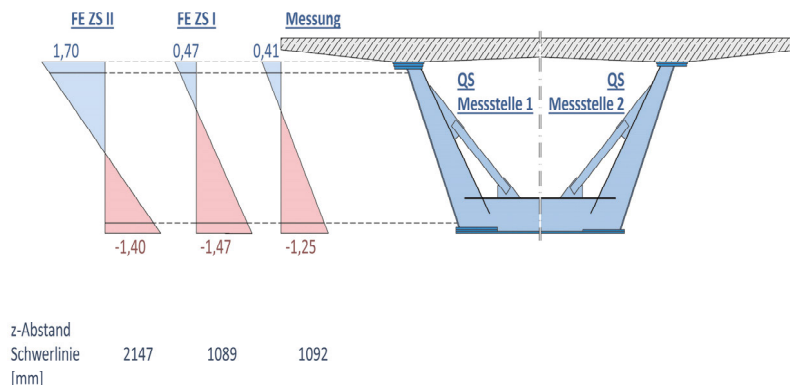


Abbildung 2: Vergleich der Schwerelinienlage auf Basis der Spannungsverteilung [MPa] - Numerik und Messung (Monitoringmaßnahme TB Ganslandsiepen 2022) - Quelle: KISCHKEWITZ [7]

6 Numerische Untersuchungen

Mittels parametrischer Untersuchungen an faltwerken gängiger Verbundbrückenkonstruktionen soll eine umfangreiche Datenbasis aus Brückenbauwerken und Modellantworten erstellt werden. Hierzu sollen unter anderem maßgebende Parameter wie die Schlankheit Überbau, Schlankheit Fahrbahnplatte in Querrichtung, Bewehrungsgrad, Verhältnis der Plattensteifigkeit im Zustand I zu Zustand II und Verhältnis der Verbundträgersteifigkeit ZS I zu ZS II berücksichtigt werden. Die Datenbasis soll Aufschluss über die notwendigen Überlagerungen liefern wie auch die beiden genannten Ansätze zur Berücksichtigung des Tension-Stiffening liefern.

Mit den Erkenntnissen aus den Arbeitspaketen sollen klare Handlungsanweisungen zur realitätsnahen Überlagerung der globalen und lokalen Beanspruchungen sowie eine stimmige und wirtschaftlichere Aussage über Berücksichtigung und Berechnung der Zusatzspannung aus der Mitwirkung des Betons zwischen den Rissen erarbeitet werden.

Literatur

- [1] DIN EN 1991-2 (12-2010): Eurocode 1: Einwirkungen auf Tragwerke – Teil 2: Verkehrslasten auf Brücken.
- [2] DIN EN 1993-2 (12/2010): Eurocode 3: Bemessung und Konstruktion von Stahlbauten – Teil 2: Stahlbrücken;
- [3] DIN EN 1994-2 (12 - 2010): Eurocode 4: Bemessung und Konstruktion von Verbundtragwerken aus Stahl und Beton – Teil 2: Allgemeine Bemessungsregeln und Anwendungsregeln für Brücken.
- [4] DIN EN 1991-2/NA (08-2012): Nationaler Anhang - Eurocode 1: Einwirkungen auf Tragwerke – Teil 2: Verkehrslasten auf Brücken.
- [5] DIN EN 1994-2/NA (12-2010): Nationaler Anhang - Eurocode 4: Bemessung und Konstruktion von Verbundtragwerken aus Stahl und Beton – Teil 2: Brücken.
- [6] DIN EN 1993-2/NA (10/2020): Nationaler Anhang - National festgelegte Parameter - Eurocode 3: Bemessung und Konstruktion von Stahlbauten – Teil 2: Stahlbrücken.
- [7] KISCHKEWITZ, F. (2024) Ein Beitrag zur wirtschaftlichen Bemessung von Balkenbrücken in Verbundbauweise [Dissertation (unveröffentlicht)]. Bergische Universität Wuppertal
- [8] NAUJOKS, B. (01.12.2020): Baupraktische Umsetzung der Technischen Regeln am Beispiel von drei ausgeführten Stahlverbundbrücken. VDI-Wissensforum. Köln.
- [9] NAUJOKS, B. (24.11.2021): Überlagerung von lokalen und globalen Lasten in Fahrbahnplatten. VDI-Wissensforum. Bonn
- [10] NAUJOKS, B.; KISCHKEWITZ, F.; MAURER, R.; STAKALIES, E.; HEGGER, J.; DOMMES, C. (31.01.2022): Abschlussbericht BMVI - Z30/SeV/288.3/2119/StB24 - Weiterentwicklung des Eurocodes 2 für den Brückenbau – Auswirkungen geänderter Nachweisverfahren für Querkrafttragfähigkeit und Rissbreitenbegrenzung.

Bauteilversuche additiv gefertigter dünnwandiger Schalenstrukturen aus niedriglegiertem hochfestem Stahl

Marc Müggenburg¹, Hendrik Jahns¹, Klaus Thiele¹, Johanna Müller², Jonas Hensel² und Julian Unglaub¹

¹ Institut für Stahlbau, Beethovenstr. 51, Technische Universität Braunschweig, Deutschland

² Professur Schweißtechnik, Institut für Füge- und Montagetechnik, Reichenhainer Straße 70, Technische Universität Chemnitz, Deutschland

E-Mail: m.mueggenburg@stahlbau.tu-braunschweig.de

ZUSAMMENFASSUNG

Die additive Fertigung mit dem „Directed Energy Deposition-Arc“ (DED-Arc) Verfahren ermöglicht die Herstellung von individuellen und strukturoptimierten Bauteilen bei effizientem Materialeinsatz. Da Entwurfs- und Fertigungsplanung sowie Bauteilperformance im besonderen Maße zusammenhängen, ist eine umfassende Betrachtung für das Bauwesen erforderlich. Beim Entwurf von Knotenstrukturen ergibt sich die Geometrie zum einen aus der Optimierung der Struktur an die Tragaufgabe und zum anderen aus den Fertigungsrandbedingungen bzw. Fertigungsrestriktionen. Dies führt zu dünnwandigen Schalenstrukturen mit einer charakteristischen „as-built“-Oberfläche, die aufgrund ihrer Schlankheit bei Druckbeanspruchung zum lokalen Beulen neigen. Im Rahmen des Beitrags werden experimentelle Ergebnisse zu Druckversuchen an zwei additiv gefertigten dünnwandigen Schalenstrukturen aus hochfestem Stahl vorgestellt, die gezielt zu einem lokalen Beulen gebracht werden. Die Schalendicke sowie die Abweichungen des „as-built“-Bauteils von dem „as-designed“-Zustand werden für die gesamte Bauteiloberfläche vollflächig ausgewertet und mit Ergebnissen aus vorherigen Untersuchungen verglichen. Das Bauteilverhalten im Druckversuch wird durch Digital Image Correlation (DIC) aufgezeichnet und ausgewertet. Beide dünnwandige Schalen zeigen ein ausgeprägtes Nachbeulverhalten und große Verschiebungen orthogonal zur Belastungsrichtung.

1 Einleitung

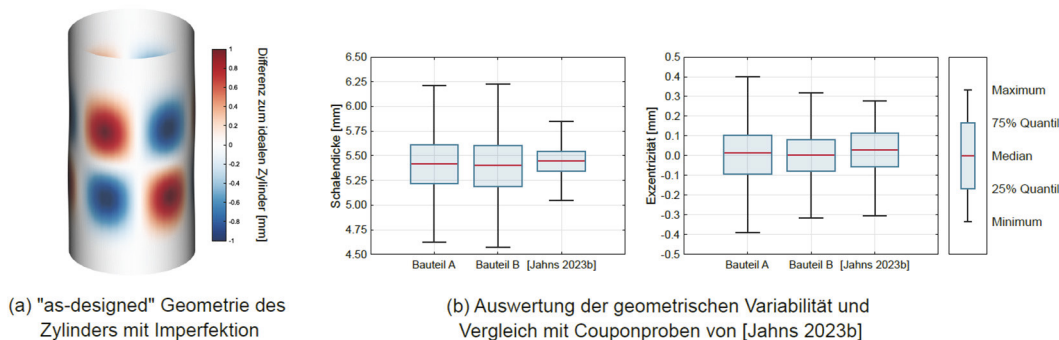
Die mit dem DED-Arc Prozess gefertigten Bauteile zeichnen sich durch ihre charakteristische „as-built“ Oberfläche aus, die zum einen aus dem lagenweisen Fertigungsprozess resultiert und zum anderen vom Energieeintrag aus dem Fertigungsprozess abhängig ist [Müller, 2022]. Im Rahmen der ersten Förderphase des Teilprojekts A07 im Transregio/SFB 277 – „Additive Manufacturing in Construction“ (AMC) wurden bereits Prozessparameter für die Fertigung von dünnwandigen Bauteilen aus hochfestem niedriglegiertem Stahl etabliert [Müller, 2022], die Oberfläche charakterisiert [Hensel, 2022] und die mechanischen Eigenschaften mithilfe von Zugversuchen bestimmt. Hierbei wurden sowohl Couponproben mit glatt gefräster Oberfläche [Jahns, 2023] als auch Proben mit „as-built“ Oberfläche ausgewertet [Jahns, 2023b], um die Einflüsse der Fertigung und die der charakteristischen Oberfläche getrennt zu betrachten. Mit der zweiten Förderphase des Transregio/SFB 277 soll der Skalensprung vom Material- zum Bauteilverhalten vollzogen werden. Im weiteren Verlauf des Projekts sind Bauteilversuche mit zunehmend komplexeren Knotenstrukturen geplant. Zentrales Thema ist es, die Daten aus Planung, Fertigung und Versuch orts- und zeitaufgelöst zu verknüpfen und das Bauteilverhalten mit einem Digitalen Zwilling vorherzusagen.

Da zur Ergänzung von konventionell gefertigten Halbzeugen aus Stahl additiv gefertigte, dünnwandige Bauteile eingesetzt werden, ist deren Stabilitätsverhalten bei äußerer Druckbeanspruchung besonders zu beachten [Meng, 2023]. Aus diesem Grund wird in diesem Beitrag das lokale Beulversagen von zwei additiv gefertigten zylinderartigen Schalenstrukturen aus hochfestem Stahl genauer untersucht. Hierbei werden die Einflüsse der Fertigung auf die geometrische Variabilität der Dicke und der Exzentrizität durch vollflächige Geometrieauswertungen erfasst und ausgewertet sowie das Bauteilverhalten im Druckversuch beschrieben.

2 „As-designed“ Geometrie, Fertigung und Auswertung der „as-built“ Geometrie

Die Ausgangsgeometrie für die Schalenstrukturen basiert auf einem idealen Zylinder mit einem Durchmesser von 140 mm und einer Höhe von 250 mm. Um gezielt ein lokales Beulen in Bauteilmitte hervorzurufen und um ein Versagen in den Lasteinleitungsbereichen zu vermeiden, wurde eine zusätzliche Imperfektion in Form einer lokalen Beuleigenform mit einer die Überhöhung von ± 1 mm in die „as-designed“ Geometrie eingebracht. Die eingeprägte Eigenform resultiert aus einer elastischen Beulanalyse des idealen Zylinders. Der Vergleich der resultierenden „as-designed“-Geometrie mit der idealen Zylindergeometrie ist in Abbildung 1 (a) dargestellt.

Die beiden Bauteile wurden am Institut für Füge- und Schweißtechnik der TU Braunschweig mit einem 6-Achsen KUKA KR22 und einer Fronius TPS500i Schweißstromquelle im „CMT Dynamic“ Modus aus dem Massivdraht Böhler AM 80 HD (10NiMnMoCr8-7-6) hergestellt. Die über alle Bauteillagen gemittelten Fertigungsparameter betragen 13,5 V und 74 A bei einer Drahtvorschubgeschwindigkeit von 2,3 m/min. Zusammen mit der Schweißgeschwindigkeit von 25 cm/min resultiert eine Streckenenergie von 2,4 kJ/cm. Es wurde eine Zwischenlagentemperatur von 200 °C eingehalten. Mechanischen Eigenschaften von Couponproben im einachsigen Zugversuch, die mit diesen Parametern hergestellt wurden, sind in [Müller, 2022], [Jahns, 2023] und [Jahns, 2023b] beschrieben. Die durchschnittliche Lagenhöhe der Zylinderschalen beträgt $h_{Lage} = 1,98$ mm. Um im Anschluss an die Fertigung die Geometrie der Bauteile vollflächig auszuwerten, wurde sowohl die Außenoberfläche als auch die Innenoberfläche (mithilfe eines Silikon-Negativs) mit einem Hexagon StereoScan neo R16.2 Streifenlichtscanner erfasst.



(a) „as-designed“ Geometrie des Zylinders mit Imperfektion

(b) Auswertung der geometrischen Variabilität und Vergleich mit Couponproben von [Jahns 2023b]

Abbildung 1: „As-designed“ Geometrie Auswertung der „as-built“ Geometrie

Die gescannten Oberflächen wurden mit MATLAB in einem Netz von 0,2 mm x 0,2 mm diskretisiert, nach DIN EN ISO 25718-2 (2022) durch Gauß-Filter ($>L$ -Fläche mit $\lambda_c = h_{Lage}/2$ nach [Hensel, 2022]) bzw. Spline-Operationen ($>F$ -Fläche mit $\lambda_c = 10 \cdot h_{Lage}$) gefiltert und anschließend vollflächig ausgewertet. Die Schalendicke ist definiert als der radiale Abstand zwischen der „as-built“ Außen- und Innenoberfläche. Der Unterschied zwischen „as-designed“ und „as-built“ Zustand der Bauteile wird durch die Exzentrizität beschrieben. Die Exzentrizität beschreibt den Abstand zwischen der „as-built“- und der „as-designed“-Mittelfläche.

Die Ergebnisse der Geometrieauswertung sind in Abbildung 1 (b) zusammengefasst. Dargestellt sind die Auswertungen für beide Zylinderschalen im Vergleich zu Auswertungen von „as-built“-Couponproben, die mit den gleichen Fertigungsparametern hergestellt wurden [Jahns, 2023b]. Die mittlere Dicke der Zylinderschalen ist nahezu identisch mit der mittleren Dicke der Zugproben. Gleichzeitig unterscheiden sich die 25 %- und 75 %-Quantile sowie die Mindest- und Maximalwerte der Dicke der Zylinderschalen von denen der Zugproben. Die Verteilung der Exzentrizitäten ist für Zylinderschalen und Zugproben annähernd gleich, die Zylinderschalen haben jedoch größere Mindest- und Maximalwerte. Hieraus folgt, dass die geometrischen Parameter und deren Variabilität von Couponproben nicht direkt auf komplexere Bauteile übertragen werden können.

Abbildung 2 zeigt zusätzlich die vollflächige Verteilung der Exzentrizität über die gesamte Bauteiloberfläche der Zylinderschalen. Hierfür wird das zylindrische Koordinatensystem (KOS) auf ein kartesisches KOS abgewickelt und die Exzentrizität flächig dargestellt. Positive Exzentrizitäten bedeuten, dass die „as-built“ Bauteile an diesen Stellen radial größer als die „as-designed“ Geometrie sind. Die in der „as-designed“ Geometrie eingeprägte lokale Beuleigenform, dargestellt in Abbildung 1 (a), ist bereits in der flächigen Auswertung berücksichtigt.

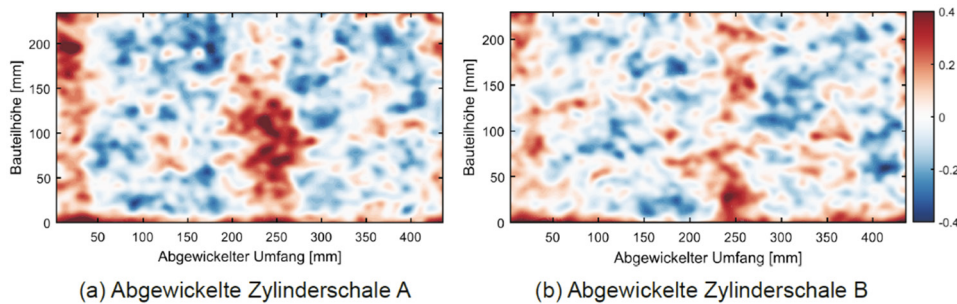


Abbildung 2: Vollflächige Auswertung der Exzentrizität

Während beide Bauteile quantitativ Exzentrizitäten im gleichen Wertebereich aufweisen, unterscheidet sich der qualitative Verlauf deutlich voneinander. Für Zylinderschale A in Abbildung 2 (a) sind die positiven Exzentrizitäten in zwei Bereichen konzentriert, während der restliche Bauteiloberfläche eine negative Exzentrizität aufweist. Für Zylinderschale B in Abbildung 2 (b) sind positive und negative Exzentrizitäten über die gesamte Bauteiloberfläche verteilt. Es ist kein charakteristisches Muster in der Verteilung der Exzentrizität der Bauteile zu erkennen.

3 Druckversuch und lokales Beulen der Zylinderschalen

Im Anschluss an die Geometrieauswertung wurden einachsige Druckversuche durchgeführt, um das Bauteilverhalten zu untersuchen und die Kraft-Verschiebungs-Kurven zu bestimmen. Der Versuchsaufbau ist in Abbildung 3 dargestellt. Die äußere Belastung wurde mit einer hydraulischen 2,0 MN Hohlkolbenpresse aufgebracht und mit einem Kraftmesssensor Typ C6 HMB erfasst. Es wurde die Endverkürzung der Bauteile mit einem Seilzug-Wegaufnehmer, die Neigung der unteren, kalottenförmigen Lasteinleitungsplatte mit drei induktiven Wegaufnehmern und in einem Messbereich von 120° das Verschiebungsfeld mit einem 4-Kamera DIC System (Dantec Dynamics Q-400, Facettengröße ca. 300 µm) aufgezeichnet. Die Kraft-Verschiebungs-Kurven sind in Abbildung 4 (a) enthalten. Abbildung 4 (b) und (c) stellen zudem die vertikale und die radiale Verschiebung für markante Punkte im Versuchsablauf für Zylinderschale A dar. Beide Bauteile versagen durch ein lokales Beulen mit einem ausgeprägtes Nachbeulverhalten.

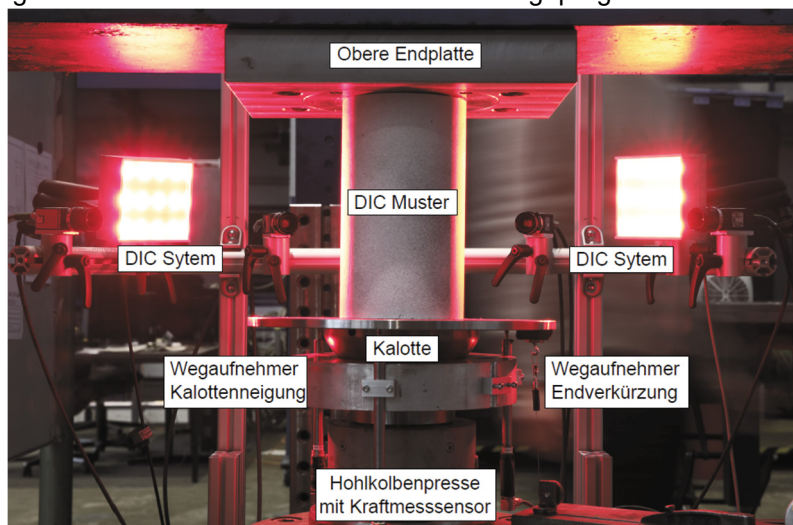


Abbildung 3: Versuchsaufbau für die Druckversuche

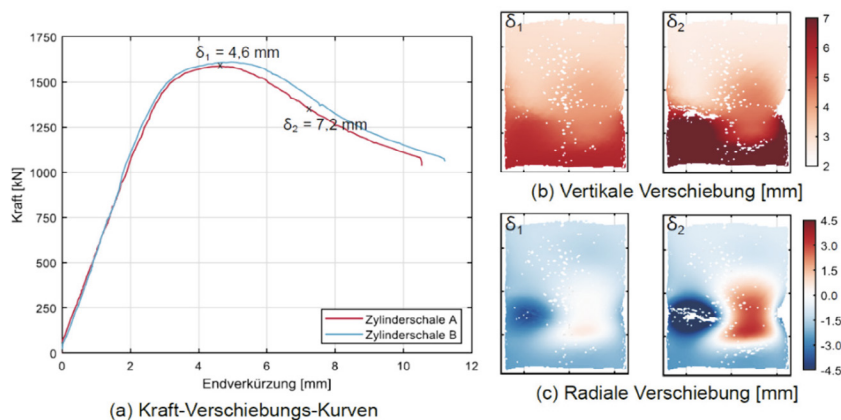


Abbildung 4: Auswertung des Druckversuchs und DIC Bilder für Zylinderschale A

Infolge der Druckbeanspruchung tritt zunächst ein elastisches Verhalten auf. Im Anschluss flacht die Kraft-Verschiebungs-Kurve ab und die maximalen Kräfte von $N_A = 1588$ kN und $N_B = 1611$ kN werden erreicht. Bei weiterer Steigerung des Zylinderwegs nehmen die radialen Verschiebungen orthogonal zur Beanspruchungsrichtung deutlich zu, wie in Abbildung 4 (c) dargestellt. Die radiale Verschiebung stellt sich entsprechend der „as-designed“ Geometrie, siehe Abbildung 1 (a), ein.

4 Diskussion und Ausblick

Die Ergebnisse der Geometrieauswertung zeigen, dass eine zunehmende Bauteilgröße und -komplexität zu einer größeren Streuung der Schalendicke im Vergleich zu Couponproben führt. Gleichzeitig bleibt die Variabilität der Exzentrizität auf gleichem Niveau. Es wurden keine direkten Zusammenhänge zwischen der flächigen Verteilung der Exzentrizität und der Bauteilperformance festgestellt. Das Bauteilverhalten, gekennzeichnet durch ein mehrwelliges Beulen und ein ausgeprägtes Nachbeulverhalten, ist vergleichbar mit den Ergebnissen von [Meng, 2023] für additiv gefertigte Hohlprofile. Einschränkend ist jedoch zu beachten, dass bei den gezeigten Versuchen bereits in der „as-designed“-Geometrie eine lokale Beuleigenform mit einer Überhöhung von ± 1 mm eingepreßt wurde. Zudem können fertigungsbedingte Eigenspannungen für große Bauteile einen Einfluss auf die Traglast haben. Um im Rahmen des „first time right approach“ in Zukunft das Bauteilverhalten ohne zerstörende Prüfung von Prototypen vorherzusagen, sind Simulationen mit einer geometrisch und materiell nichtlineare Analyse mit Imperfektionen (GMNIA) erforderlich. Hierdurch kann das Stabilitätsverhalten realitätsnah abgebildet werden.

5 Danksagung

Die in diesem Beitrag vorgestellte Forschung wurde im Rahmen des Teilprojekts A07 des Transregio/SFB 277 "Additive Manufacturing in Construction" durchgeführt, gefördert von der Deutschen Forschungsgemeinschaft (DFG) - Projektnummer 414265976 - TRR 277.

6 Literatur

- [1] Müller, J., Hensel, J., Dilger, K. (2022) "Mechanical properties of wire and arc additively manufactured high-strength steel structures", *Welding in the World* 66 (2022), 395–407
- [2] Jahns, H., Unglaub, J., Müller, J., Hensel, J., Thiele, K. (2023) "Material Behavior of High-Strength Low-Alloy Steel (HSLA) WAAM Walls in Construction", *Metals* 2023, 13, 589
- [3] Jahns, H., Müggenburg, M., Unglaub, J., Thiele, K. (2023b) "Effect of Print Features on the Mechanical Properties of thin-walled high-strength WAAM-Components for Construction", *Proc. Of the 76th IIW Annual Assembly and Intl. Conf. on Welding and Joining 2023, Singapore*
- [4] Meng, X., Weber, B., Nitawaki, M., Gardner, L. (2023) "Optimization and testing of wire arc additively manufactured steel stub columns", *Thin-Walled Structures* 189 (2023) 110857
- [5] Hensel, J., Przyklenk, A., Müller, J., Köhler, M., Dilger, K. (2022) "Surface quality parameters for structural components manufactured by DED-arc processes", *Materials & Design* 215 (2022)

Entwicklung einer Richtlinie für Stahlgussbauteile im Bauwesen

Marcel Mott¹ und Thomas Ummenhofer²

¹ Versuchsanstalt für Stahl, Holz und Steine, Otto-Ammann-Platz 1, Karlsruher Institut für Technologie
E-Mail: marcel.mott@kit.edu

² Versuchsanstalt für Stahl, Holz und Steine, Otto-Ammann-Platz 1, Karlsruher Institut für Technologie
E-Mail: thomas.ummenhofer@kit.edu

Zusammenfassung

Ziel der Forschungsarbeit ist die Entwicklung eines umfassenden Regelwerks für die Bemessung, Ausschreibung und Abnahme von Stahlgussbauteilen unter Berücksichtigung der besonderen Rahmenbedingungen im Bauwesen. Neben der direkten Verknüpfung von mechanischer Beanspruchbarkeit mit den etablierten ZfP-Gütestufen im Gießereiwesen, die bereits in vorangegangenen Forschungsvorhaben am KIT [1, 2] untersucht wurden, müssen nun zahlreiche Regelungsunschärfen in den aktuellen technischen Lieferbedingungen geschlossen werden. Eine der wichtigsten offenen Fragestellungen betrifft die Regelungen zur Ermittlung der mechanisch-technologischen Werkstoffeigenschaften von Stahlgussbauteilen. Diese werden derzeit häufig an mitgegossenen Ersatzproben ermittelt, um kostenintensive und zerstörende Bemusterungen von Großbauteilen zu vermeiden. Vergleichende Untersuchungen von Gussbauteilen und unterschiedlich dimensionierten, mitgegossenen Ersatzproben zeigten jedoch, dass die mechanischen Eigenschaften über das Bauteil stark streuen und durch eine Vielzahl von metallurgischen sowie gießtechnischen Rahmenbedingungen beeinflusst werden. Die derzeit gängige Praxis, die Erstarrungsbedingungen nur über die Wanddicke abzuschätzen, stellt daher keine ausreichend sichere Kenngröße für die Auslegung und den Einsatz von Ersatzprüfkörpern dar. Es wird daher dringend empfohlen, beim Einsatz von Stahlguss im Bauwesen, insbesondere vor dem Hintergrund einer bruchmechanischen Bemessung, eine umfassende Erstmusterprüfung durchzuführen.

1 Motivation:

Der Nachweis mechanisch-technologischer Werkstoffeigenschaften von Stahlgussbauteilen wird immer wieder zum Streitpunkt zwischen herstellenden Gießereien und Auftraggebern. Hintergrund ist ein grundlegendes Missverständnis zwischen den Konfliktparteien darüber, was genau und wie nachzuweisen ist. Gießereien verstehen ihre Aufgabe in der Regel so, dass sie, meist in Form eines Abnahmeprüfzeugnisses 3.1, einen Nachweis erbringen müssen, grundsätzlich den bestellten Werkstoff verwendet zu haben und dass dieser den Anforderungen der jeweiligen Erzeugnisnorm entspricht. Dieses Verständnis wird durch die technischen Lieferbedingungen für Stahlguss in DIN EN 1559-2 [3] gestützt, wonach die Werkstoffeigenschaften nicht grundsätzlich am Gussbauteil selbst nachzuweisen sind, sondern an mitgegossenen Prüfblöcken.

Der bemessende Ingenieur geht in der Regel davon aus, dass das bestellte und ausgelieferte Bauteil die in DIN EN 10340 (Stahlguss für das Bauwesen) [4] dargestellten mechanischen Eigenschaften besitzt. Dies gilt nach [4] jedoch explizit nur für die beiden Festigkeitskennwerte Streckgrenze und Zugfestigkeit. Die für eine bruchmechanische Bemessung relevanten Werte der Bruchdehnung und Kerbschlagarbeit werden damit nicht für das Bauteil selbst ermittelt. Gleichzeitig bemühen sich die aktuellen Regelwerke um eine Übertragbarkeit der Eigenschaften von mitgegossenen Prüfblöcken auf die bestellten Gussbauteile, indem sie empfehlen, die Prüfblöcke in "maßgebenden bzw. relevanten Dicken" herzustellen. Hierdurch wird dem Auftraggeber eine direkte Übertragbarkeit der an den Prüfblöcken ermittelten Ergebnissen auf das Bauteil suggeriert, die meist nicht und bestenfalls unter idealisierten Bedingungen gegeben

ist. Gleichzeitig stellt die nicht eindeutig definierte "maßgebende Wanddicke" dieser Prüfblöcke eine häufig diskutierte und maßgebliche Regelungsunschärfe der aktuellen technischen Lieferbedingungen [3] dar. Diese Unsicherheiten führen in der Baupraxis immer wieder zu Streitfällen, welche häufig in kostspieligen und zeitraubenden Sonderprüfungen eskalieren. In Extremfällen wurden die Ergebnisse in den Abnahmeprüfzeugnissen blind akzeptiert und erst später, im Rahmen von Untersuchungen infolge aufgetretener Schäden, erkannten die Beteiligten, dass die tatsächlichen Materialeigenschaften der Bauteile stark von den Werte der vom Hersteller übergebenen Zeugnisse abweichen.

2 Methodik:

Im Rahmen des Forschungsprojekts „DeQaGuss - Definition neuer Qualitätskriterien zur Beurteilung der Tragfähigkeit von Stahlgussbauteilen auf Basis von zerstörungsfreien und zerstörenden Prüfungen“, das gemeinsam von der Versuchsanstalt für Stahl, Holz und Steine am Karlsruher Institut für Technologie sowie der Hochschule Offenburg durchgeführt wurde, sollte der Stand der Technik bei der Dimensionierung von Ersatzproben (Prüfblöcken) diskutiert und die Übertragbarkeit der an diesen erhaltenen Ergebnisse auf tatsächliche Gussbauteile untersucht werden. Anschließend sollte aus den Ergebnissen ein verbesserter Ansatz für die Dimensionierung von Ersatzproben abgeleitet und, basierend auf statistischen Untersuchungen, sollte ein materialeitiger Sicherheitsfaktor γ_m -Guss definiert werden.

Wegen der komplexeren Metallurgie und aufwendigeren Wärmebehandlung wurden die Untersuchungen am härtesten Gusswerkstoff G18NiMoCr3-6 +QT2 (1.6759) nach [4] durchgeführt. Es kann angenommen werden, dass eine Übertragung der erzielten Ergebnisse auf niedriger legierte Werkstoffe wie G20Mn5 (1.6220) oder G24Mn6 (1.1118) konservativ möglich ist. Im Projektausschuss beteiligte Gießereien stellten insgesamt drei Gussbauteile sowie zugehörige Prüfblöcke (Ersatzproben) zur Verfügung. Anforderungen waren, dass sich die Wanddicken innerhalb der Grenzen der technischen Lieferbedingungen halten sollten, die Bauteile Wanddickensprünge aufweisen und bauwesentypische Geometrien abbilden sollten. Die Bauteile und Prüfblöcke stammten sowohl aus derselben Schmelze als auch aus demselben Wärmebehandlungslos.

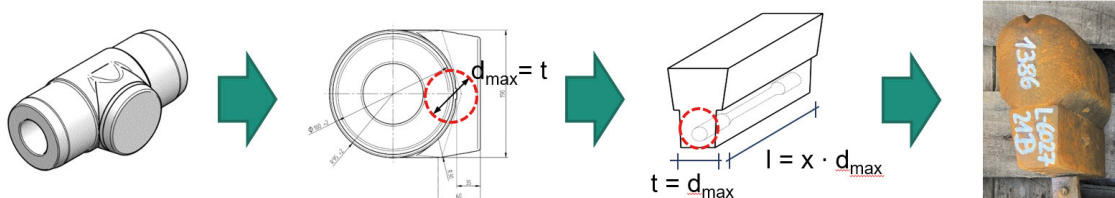


Abbildung 1: Schematisches Vorgehen bei der Definition der maßgebenden Wanddicke der Prüfblöcke über den Durchmesser der größtmöglichen einbeschriebenen Kugel.

Die Geometrie der Prüfblöcke richtete sich nach der Geometrie des zugehörigen Bauteils. Sie leitet sich aus dem Durchmesser d_{max} einer größtmöglichen fiktiven Kugel, die in das Bauteil eingebracht werden kann, ab. Dieser Kugeldurchmesser sollte, die in den Normen unklar definierte, "maßgebende Wanddicke" in ein transparentes und objektives Kriterium überführen. Das Vorgehen ist schematisch in Abbildung 1 dargestellt und basiert auf den Untersuchungen in [5]. Für jedes Bauteil standen mehrere Prüfblöcke zur Verfügung, welche über die einbeschriebene Kugel an unterschiedliche Wanddickenbereiche angepasst wurden. Die Prüfblöcke stammten stets aus der gleichen Schmelzcharge und hatten die identische Wärmebehandlung wie die zugehörigen Bauteile durchlaufen. Im Folgenden sollen exemplarisch die Ergebnisse für eines der drei untersuchten Bauteile dargestellt werden.

3 Ergebnisse:

Abbildung 2 zeigt rechts die vier untersuchten Querschnittsbereiche („Entnahmestellen“) des Bauteils. Die Wanddicken in diesem Bereich lagen zwischen 40 mm (rohrförmiger Bereich „Rand“) und 85 mm (zentraler Bereich „Mitte“). An jedem dieser Entnahmepositionen wurden jeweils drei Zug- und Kerbschlagbiegeproben ausgearbeitet. Zusätzlich wurden aus den zugehörigen Prüfblöcken mit den Wanddicken 35 mm und 70 mm je drei Zug- bzw.

Kerbschlagbiegeproben entnommen. Im rechts dargestellten Diagramm sind für die Zugversuche die Spannungen auf der linken Y-Achse abgetragen, die Dehnungen auf der X-Achse. Die Ergebnisse der Kerbschlagbiegeproben sind als horizontale Linien dargestellt. Die im Versuch erreichte Kerbschlagarbeit (KV_2) ist auf der rechten Y-Achse in der Einheit Joule [J] dargestellt. Alle geprüften Zugproben erreichen die normativen Mindestanforderungen [4] an die Streckgrenze ($R_{p0,2} = 630 \text{ MPa}$). Die angestrebte Zugfestigkeit ($R_m = 780 \text{ bis } 930 \text{ MPa}$) wird, abgesehen von einem Ausreißer aus der Entnahmeposition „Mitte“, ebenfalls von allen Proben erreicht. Drei der Zugproben zeigen jedoch ein sprödes Bruchverhalten und erreichten die Mindestbruchdehnung $A = 12 \%$ nicht. Auffällig ist die große Streuung der Kerbschlagarbeiten, welche nominell $KV = 27 \text{ J}$ bei -40 °C betragen sollten. Die niedrigsten Kerbschlagwerte stammen dabei stets aus denselben Bereichen großer Wanddicken, wie auch die spröde gebrochenen Zugproben. Unter Einbeziehung der Gießprozesssimulation konnte gezeigt werden, dass die kritischen Entnahmestellen „Mitte“ und „Unten“ hohe Auftretenswahrscheinlichkeiten von Poren aufweisen. Durch CT-Scans der Proben konnte die vermutete Porosität bestätigt werden.

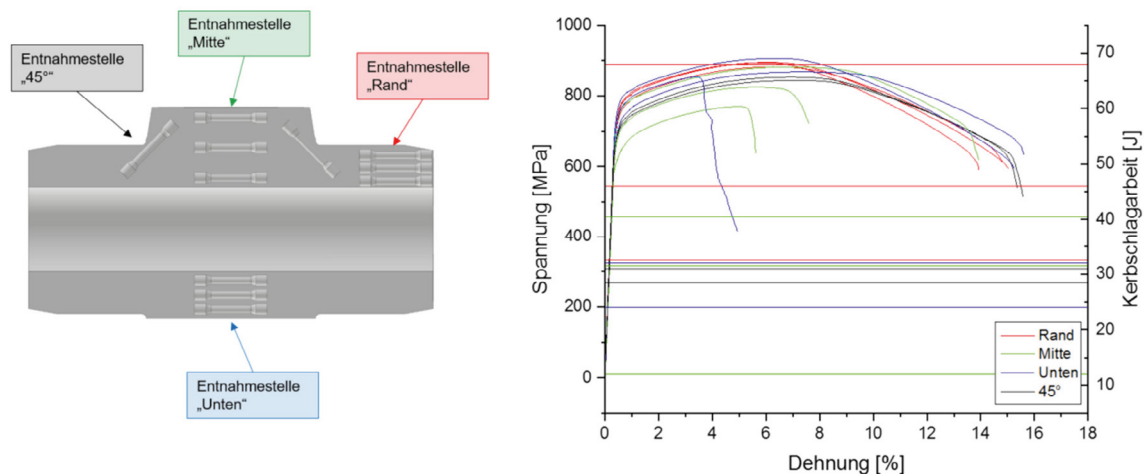


Abbildung 2: Probenlageplan (links) und Ergebnisse der mechanisch-technologischen Untersuchungen am Bauteil P1 (rechts).

Eine Untersuchung der Gefügestruktur der auffälligen Kerbschlagbiegeproben zeigte signifikante Unterschiede in Kornstruktur und -größe. Randnahe Proben zeigten dabei tendenziell ein feineres, bainitisches Gefüge und entsprechend höhere Kerbschlagwerte als Proben aus den Kernbereichen, welche ein gröberes, martensitisches Gefüge aufwiesen. Auf diese Weise konnten die meisten der auffälligen Proben entweder metallurgischen (i.d.R. Wärmeführung bei Erstarrung und Vergütung) oder gießtechnischen Einflussfaktoren (Porosität, Seigerungszone) zugeordnet werden.

Insgesamt wurden 49 Zug- sowie 49 Kerbschlagbiegeproben aus den zur Verfügung stehenden Bauteilen sowie den zugehörigen Prüfblöcken ausgearbeitet und geprüft. Abbildung 3 zeigt links die große Streuung der geprüften Kerbschlagwerte. Obwohl zu erkennen ist, dass kleinere Wanddicken tendenziell bessere Ergebnisse liefern, finden sich auch dort zahlreiche Proben mit Werten $< 27 \text{ Joule}$. Anhand der Farben der Datenpunkte lassen sich diese den einzelnen Bauteilen zuordnen. Es fällt auf, dass die Werte innerhalb der einzelnen Bauteile unterschiedlich große Streuungen aufweisen. Dieses Phänomen wiederholt sich im rechten Diagramm, wo sich die extrem niedrigen Bruchdehnungen insbesondere im Bauteil P1 häufen. Für die Bruchdehnung fällt die Streuung der Ergebnisse kleiner aus, auch hier lässt sich kein deutlicher Trend im Zusammenhang mit der Wanddicke feststellen.

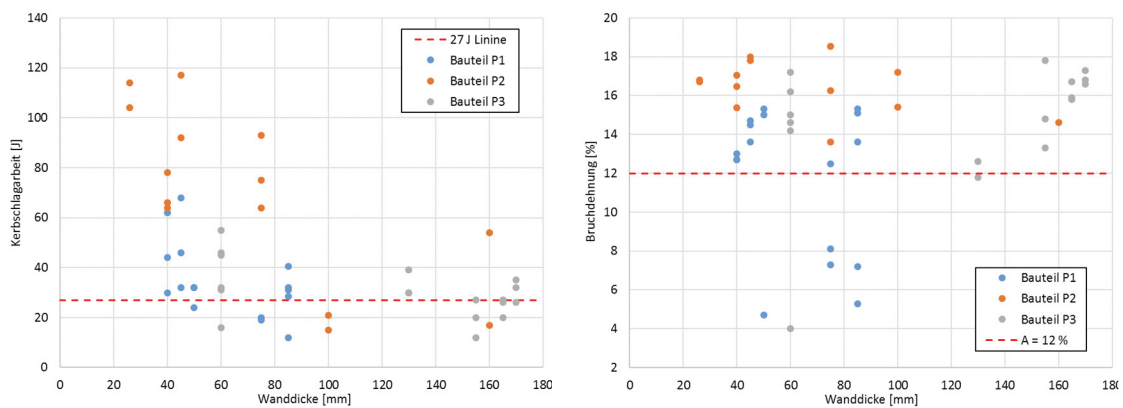


Abbildung 3: Ergebnisse der Kerbschlagbiegeversuche (links) und Bruchdehnungen (rechts) der im Projekt geprüften Proben abgetragen über die Wanddicke.

4 Fazit:

Die umfangreiche Analyse der verschiedenen Bauteile verdeutlicht, dass die mechanisch-technologischen Eigenschaften von Gussbauteilen von einer Vielzahl von Faktoren beeinflusst werden. Neben metallurgischen Aspekten, welche bei korrekter chemischer Zusammensetzung der Schmelze vor allem durch die Erstarrungszeit und Wärmeleitung bei der Vergütung beeinflusst werden, spielen vor allem gießtechnische Parameter wie Porosität und Seigerungszone eine entscheidende Rolle. Die statistische Auswertung zeigt keine klare Korrelation von Werkstoffeigenschaften und Wanddicke. Die Fokussierung der aktuellen Regelwerke auf eine „Maßgebende Wanddicke“, d.h. der Versuch, die Erstarrungszeit und Wärmeleitung bei der Vergütung ausreichend abzubilden, ist daher zu hinterfragen.

Es wird deutlich, dass eine differenzierte Betrachtung der Metallurgie und Gießtechnik notwendig ist, um eine präzise Vorhersage der Werkstoffeigenschaften in den komplexen Bauteilgeometrien zu ermöglichen. Die Bedeutung der Gießprozesssimulation für die Identifikation und Optimierung von problematischen Bauteilbereichen ist evident. Aus Sicht des Autors, stellt die bisherige Praxis des Nachweises der Werkstoffkennwerte über Ersatzproben kein hinreichend sicheres Werkzeug für den Einsatz dieser Kennwerte in bruchmechanischen Bemessungsansätzen dar. Es wird daher dringend empfohlen, eine umfangreiche Erstmusterprüfung bei der Bestellung eines neuen Bauteils zu vereinbaren. Dabei können sowohl die mechanischen Eigenschaften in den verschiedenen Bauteilbereichen geprüft, als auch die Übertragbarkeit von mitgegossenen Prüfblöcken validiert werden.

5 Danksagung

Das IGF-Vorhaben Nr. 21313 N „DeQaGuss - Definition neuer Qualitätskriterien zur Beurteilung der Tragfähigkeit von Stahlgussbauteilen auf Basis von zerstörungsfreien und zerstörenden Prüfungen“ der Forschungsvereinigung Gießereitechnik e.V. (FVG) wurde über die AiF im Rahmen des Programms zur Förderung der industriellen Gemeinschaftsforschung (IGF) vom Bundesministerium für Wirtschaft und Klimaschutz aufgrund eines Beschlusses des Deutschen Bundestages gefördert

Literatur

- [1] M. J. Spannaus, *Bemessung von Erzeugnissen aus Stahlguss unter vorwiegend ruhender Beanspruchung*. Karlsruhe, Baden: KIT Scientific Publishing, 2016.
- [2] S. Nagel, *"Design of Cast Steel Components under Cyclic Loading"*, Fakultät für Bauingenieur-, Geo- und Umweltwissenschaften, KIT-Karlsruher Institut für Technologie, Karlsruhe, Baden, 2021.
- [3] DIN EN 1559-2:2014 *Gießereiwesen Technische Lieferbedingungen: Teil 2: Zusätzliche Anforderungen an Stahlgussstücke*, DIN EN 1559-2, DIN-Normenausschuss Eisen und Stahl (FES); DIN-Normenausschuss Gießereiwesen (GINA), DIN-Normenausschuss Materialprüfung (NMP), Berlin, Dez. 2014.
- [4] *DIN EN 10340:2008 Stahlguss für das Bauwesen*, DIN EN 10340, Normenausschuss Eisen und Stahl (FES), Berlin, Jan. 2008.
- [5] R. Wlodawer, *Die gelenkte Erstarrung von Stahlguß*, 2. Aufl. Düsseldorf: Giesserei-Verlag, 1967.

Materialeigenschaften kaltgasgespritzter Proben aus Baustahl

Jiangnan Chen

Lehrstuhl für Stahlbau und Stahlwasserbau, Friedrich-Ebert-Damm 245, Helmut-Schmidt-Universität / Universität der Bundeswehr, 22159 Hamburg, Deutschland
E-Mail: jiangnan.chen@hsu.hamburg

Zusammenfassung

Additive Fertigung eröffnet die Möglichkeit, Bauteile mit komplexer Form wirtschaftlich und mit hohem Automatisierungsgrad herzustellen. In den letzten Jahren wurde daher verschiedene additive Fertigungsverfahren für Metalle intensiv erforscht. In diesem Beitrag wird das Kaltgasspritzen, ein bisher im Stahlbau ungenutztes additives Fertigungsverfahren, behandelt, was sich durch wesentlich höhere Auftragsraten (bis zu 14 kg/h) bei moderatem Energieverbrauch auszeichnet.

In dieser Studie wurden Proben aus Baustahl S235 Pulver auf S235 Baustahlsubstrat durch Kaltgasspritzverfahren mit verschiedenen Prozessparametern hergestellt. Die Schichtbindung ist aufgrund der hohen Pulverfestigkeit noch nicht optimal. Durch Wärmebehandlung des verwendeten Pulvers wird eine deutliche Reduktion der Pulverfestigkeit erreicht, wodurch eine Verbesserung der Schichtbindung bei zukünftigen Proben erwartet wird.

1 Motivation

Im Stahlbau werden komplexe und massive Konstruktionsdetails häufig mittels Gießen oder Schmieden hergestellt. Solche Konstruktionsdetails finden sich beispielsweise bei dreidimensionalen Rohrknoten im Stahlbrückenbau und in architektonisch anspruchsvollen, dreidimensionalen Stahlfachwerken des Hochbaus, siehe **Abbildung 1**. Aufgrund des manuellen Fertigungsverfahrens sind Gießen und Schmieden kostenintensiv und die Werkstoffqualität streut stark, was zusätzliche Prüfungen erfordert.



Abbildung 1: Komplexe Stahlkonstruktion des Flughafengebäudes Stuttgart, [1].

Additive Fertigung eröffnet die Möglichkeit, Bauteile mit komplexer Form wirtschaftlich und mit hohem Automatisierungsgrad herzustellen. In den letzten Jahren wurden daher verschiedene additive Fertigungsverfahren für Metalle intensiv erforscht, wobei insbesondere das Wire Arc Additive Manufacturing (WAAM) größere Verbreitung im Stahlbau erlangt hat. In diesem Beitrag wird das Kaltgasspritzen, ein im Stahlbau bisher ungenutztes additives Fertigungsverfahren, behandelt, was sich durch wesentlich höhere Auftragsraten (bis 14 kg/h) bei moderatem Energieverbrauch auszeichnet, [2].

Das Kaltgasspritzen wurde in den 1990er Jahren als ein direktes Depositionsverfahren in der Beschichtungstechnologie entwickelt, [3]. Der schematische Aufbau einer Kaltgasspritzanlage ist in **Abbildung 2** zu sehen. Als Prozessgas wird häufig komprimierter Stickstoff oder Helium (bis 60 bar) verwendet, das durch eine elektrische Heizung auf bis zu 1100 °C erhitzt werden kann. Das Pulver wird zunächst in die Vorkammer geleitet, wo es durch das Prozessgas auf die gewünschte Temperatur aufgeheizt wird. Nach dem Austritt aus der de Laval-Düse können die Pulverpartikel auf eine Geschwindigkeit von über 1000 m/s beschleunigt werden. Beim Auftreffen des Pulvers auf das Substrat kommt es zur Abscheidung [4]. Der Prozess wiederholt sich zeilenweise, bis die letzte Spur auf der Bauteiloberfläche durch den Sprühstrahl aufgetragen ist.

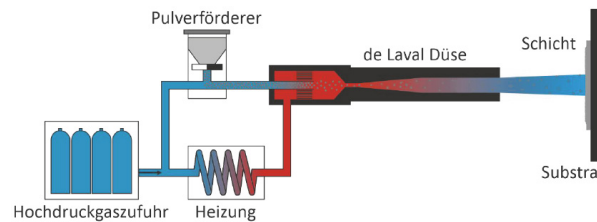


Abbildung 2: Schematischer Aufbau einer Kaltgasspritzanlage, [3].

2 Untersuchungen und Diskussion

Für diesen Beitrag wurden Proben aus Baustahlpulver S235 auf S235-Substrat mit dem Kaltgasspritzsystem 5/11 der Firma Impact Innovations hergestellt. Für diese Werkstoff- und Verfahrenskombination gibt es in der Literatur keine vergleichbaren Angaben. Daher wurde im ersten Schritt das Baustahlpulver bezüglich der Korngrößenverteilung, der Morphologie und der Partikelfestigkeit charakterisiert. Zur Bestimmung der Partikelfestigkeit wurde die an der HSU entwickelte Partikelkompression verwendet. Das Prüfverfahren ist in [5] beschrieben. Das gasverdüstete Baustahlpulver S235 weist aufgrund der hohen Abkühlgeschwindigkeit eine sehr hohe Festigkeit (bis 1500 MPa) auf. Um eine ausreichende Anhaftung der Partikel auf dem Substrat zu erhalten, muss daher eine hohe Aufprallgeschwindigkeit erreicht werden, was hohe Drücke und Temperaturen des Prozessgases erfordert. In [6] wird dies über die kritische Geschwindigkeit beschrieben, bei der nur 15-25 % der Partikel gebunden werden.

Die gespritzten Proben wurden nach der Herstellung senkrecht zu der Baurichtung abgetrennt, in ein leitfähiges Harz warmeingebettet, geschliffen, bis $0,05 \mu$ (Oxidpoliersuspension) poliert und mikroskopiert. Die Aufnahmen erfolgen hierbei über ein Auflichtmikroskop des Modells DMRM von Leica (Leica, Germany). Zur Auswertung der Porosität und der Mikrorisse kam die Software Axion-Vision zum Einsatz. Durch die Universalhärteprüfmaschine ZHU0.2 (Zwick/Roell Instruments, Germany) wurde die Härte der polierten Proben bei Raumtemperatur bestimmt. Die Prüflast und die Prüfdauer betragen jeweils 0,3 Kg und 10 s. Das Ergebnis der Untersuchung wird in Kombination mit den Herstellungsparametern in **Tabelle 1** zusammengestellt. Generell zeigen die Proben bei einer vergleichsweise höheren Gastemperatur und Vorschubgeschwindigkeit der Pistole geringere Porosität. Gleichzeitig zeigt die Porosität im Allgemeinen eine gegenläufige Tendenz zur Härte. Das ähnliche Ergebnis wurde auch in der Literatur bei anderen Metallen beobachtet. Die höhere Gastemperatur und die kleinere Vorschubgeschwindigkeit begünstigt die plastische Verformung von dem Partikel beim Antreffen auf dem Substrat, da der Wärmeverlust des Partikels nach dem Düsenaustritt geringer ist, [7].

Tabelle 1: Untersuchungsergebnis in Abhängigkeit von Herstellungsparametern.

Probe	P [bar]	T _{gas} [°C]	V _{trav.} [mm/s]	SoD [mm]	Layer nr.	N ₂ Sub. Kühlung	Porosität [%]	Microhärte [HV0,3]
V1	50	1100	250	60	15	Nein	0.3	324
V2	50	1000	250	60	8	Nein	0.3	349
V3	50	1000	500	60	8	Nein	0.6	282
V4	50	1000	250	100	8	Nein	0.6	270
V5	50	1000	500	100	8	Nein	0.4	282
V6	50	1000	500	100	8	Ja	0.3	283
V7	50	1000	500	100	24	Ja	0.7	307

Durch die hohe Gastemperatur und die geringe Vorschubgeschwindigkeit kommt es zu einem lokalen Wärmestau des Prozessgases, wodurch eine inhomogene Temperaturverteilung über die Bauteiloberfläche vorherrscht, [7]. Dadurch entstehen thermische Eigenspannungen, die sich mit zunehmender Schichtdicke verstärken und zur Delamination führen, siehe **Abbildung 3**.

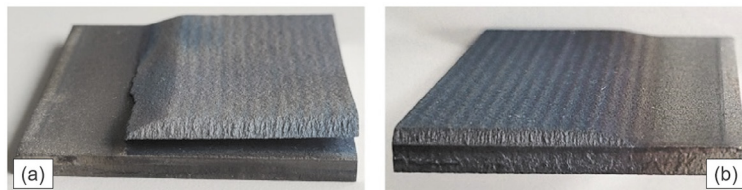


Abbildung 3: Delamination sowie Anlassarfarben unter der niedrigeren Vorschubgeschwindigkeit von 250 mm/s, a) V1, 1100 °C und b) V2, 1000 °C, [2].

Eine Verringerung der Partikelfestigkeit kann die Schichtqualität durch eine bessere Bindung und geringere Eigenspannungen deutlich verbessern. Aus diesem Grund wurde versucht, die Pulverfestigkeit durch eine Wärmebehandlung zu reduzieren. Dazu wurde ein Hochvakuumofen vom Typ VHT8/18-KE der Firma Nabertherm GmbH verwendet. Das Pulver wurde für 1,5 Stunden auf 300-600°C gehalten. Die Aufheiz- und Abkühlrate betrug 100 °C/h. Das Ergebnis zeigt erwartungsgemäß eine stetige Festigkeitsabnahme mit steigender Wärmebehandlungstemperatur, siehe **Abbildung 4**. Dies ist darauf zurückzuführen, dass die festigkeitssteigernden Defekte im Werkstoff bei höheren Temperaturen besser geheilt werden können.

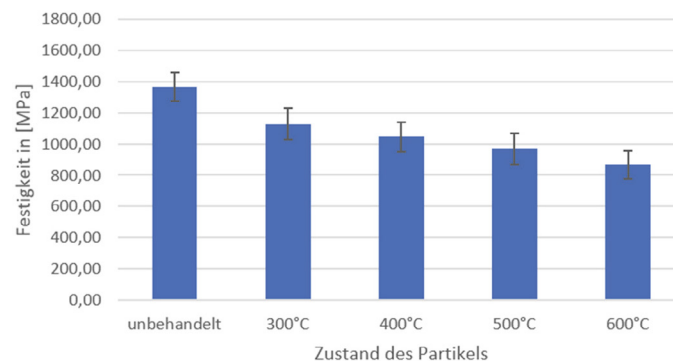


Abbildung 4: Ergebnis der Partikelkompression von Pulver vor- und nach der Wärmebehandlung.

3 Fazit und Ausblick

S235 Baustahlpulver wurde erfolgreich mittels Kaltgasspritzen auf das Substrat aufgebracht. Die Schichtqualität ist jedoch aufgrund der hohen Pulverfestigkeit noch nicht optimal. Die deshalb verwendete hohe Gastemperatur in Kombination mit einer geringen Vorschubgeschwindigkeit verursacht inhomogene thermische Eigenspannungen, die zu Delaminationen führen. Als Verbesserungsmaßnahme wurde eine Wärmebehandlung des Pulvers durchgeführt. Dadurch konnte die Pulverfestigkeit deutlich reduziert werden. In zukünftigen Arbeiten kann das wärmebehandelte Pulver mit einer reduzierten Prozesstemperatur gespritzt werden, um das Potential der Verbesserungsmaßnahme zu überprüfen.

Literatur

- [1] Flughafen Stuttgart, URL: <https://www.flughafen-stuttgart.de/unternehmen/projekte/>, abgerufen am 29.01.2024
- [2] A. Tan, W. Sun, Y. Phang, M. Dai, I. Marinescu, Z. Dong, E. Liu: Additive manufacturing of steel components by cold spray, Proceedings in civil engineering, 6, Ernst & Sohn, Heidelberg, (2023), Seite i-vi.
- [3] K. Ernst: Kaltgasspritzen für die Leistungselektronik, Dissertation, Helmut-Schmidt-Universität Hamburg, Hamburg, (2021), Seite 5-6.
- [4] R. Raelison, Y. Xie, T. Sapanathan, M. Planche, R. Kromer, S. Costil, C. Langlade: Cold gas dynamic spray technology: A comprehensive review of processing conditions for various technological developments till to date, Additive Manufacturing, 19, Elsevier BV, Amsterdam, (2018), 134-159.
- [5] H. Assadi, I. Irkhin, H. Gutzmann, F. Gärtner, M. Schulze, M. Vidaller, T. Klassen: Determination of plastic constitutive properties of microparticles through single particle compression, Advanced Powder Technology, 26, Elsevier BV, Amsterdam, (2015), 1544-1554.

- [6] T. Schmidt, F. Gärtner, H. Assadi, H. Kreye: Development of a generalized parameter window for cold spray deposition, *Acta Materialia*, 54, Elsevier BV, Amsterdam, (2006), 729-
- [7] A. Tan, W. Sun, Y. Phang, M. Dai, I. Marinescu, Z. Dong, E. Liu: Effects of Traverse Scanning Speed of Spray Nozzle on the Microstructure and Mechanical Properties of Cold-Sprayed Ti6Al4V Coatings, *Journal of Thermal Spray Technology*, 26, Springer Verlag, Heidelberg, (2017), Seite 1484-1497.

Jakob Blankenhagen
Lehrstuhl für Metallbau
Technische Universität München

Noah Böhm
Fachgebiet Holzbau
Technische Hochschule Mittelhessen

Jakob Boretzki
Versuchsanstalt für Stahl, Holz und Steine
Karlsruher Institut für Technologie

apl. Prof. Dr.-Ing. habil. Bettina Brune
Lehrstuhl Stahlbau
Technische Universität Dortmund

Jiangnan Chen
Lehrstuhl für Stahlbau und Stahlwasserbau
Helmut-Schmidt-Universität Hamburg

Yvonne Ciupack
Fachgebiet Stahl- und Holzbau
BTU Cottbus-Senftenberg

Martin Claßen
Lehrstuhl und Institut für Massivbau
RWTH Aachen

Michael Diener
Lehrstuhl Stahlbau
Technische Universität Dortmund

Patrick Dumler
Lehrstuhl für Holzbau und Baukonstruktion
Technische Universität München

Prof. Dr.-Ing. André Dürr
Lehrstuhl für Metallbau
Technische Universität München

Lukas Ehrhardt
Institut für Metall- und Leichtbau
Universität Duisburg-Essen

Raphael Erlemann
Entwerfen und Konstruieren
Technische Universität Berlin

Prof. Dr.-Ing. Mathias Euler
Fachgebiet Stahl- und Holzbau
BTU Cottbus-Senftenberg

Holger Flederer
Fachbereich Konstruktiver Ingenieurbau
Hochschule f. Technik und Wirtschaft Dresden

Qiuni Fu
Department of Engineering
University of Luxembourg

Prof. Dr.-Ing. Karsten Geißler
Institut für Bauingenieurwesen
Technische Universität Berlin

Elyas Ghafoori
Institut für Stahlbau
Leibniz Universität Hannover

Martin Hartmann
Fachgebiet Stahl- und Holzbau
BTU Cottbus-Senftenberg

Karina Happel
Fachbereich Konstruktiver Ingenieurbau
Hochschule f. Technik und Wirtschaft Dresden

Jonas Hensel
Institut für Füge- und Montagetechnik
Technische Universität Chemnitz

Luisa Hernandez
Professur Stahl- und Hybridbau
Bauhaus-Universität Weimar

Hendrik Jahns
Institut für Stahlbau
Technische Universität Braunschweig

Till Janiak
Lehrstuhl und Institut für Massivbau
RWTH Aachen

Univ.-Prof. Dr. Markus Knobloch
Lehrstuhl für Stahl-, Leicht- und Verbundbau
Ruhr-Universität Bochum

Prof. Dr.-Ing. habil. Matthias Kraus
Lehrstuhl Stahl- und Hybridbau
Bauhaus-Universität Weimar

Lisa Kröger
Lehrstuhl Stahlbau
Technische Universität Dortmund

Prof. Dr.-Ing. Bertram Kühn
Fachgebiet Stahl-, Verbund- und Brückenbau
Technische Hochschule Mittelhessen

Jan Kulikowski
Institut für Stahlbau
Universität Hannover

Prof. Dr.-Ing. Ulrike Kuhlmann
Institut für Konstruktion und Entwurf
Universität Stuttgart

Prof. Dr.-Ing. Wolfgang Kurz
Fachgebiet Stahlbau
Technische Universität Kaiserslautern

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

Malik Ltaief
Lehrstuhl für Metallbau
Technische Universität München

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

Caridad Moscoso
Professur Stahl- und Hybridbau
Bauhaus-Universität Weimar

Marcel Mott
Versuchsanstalt für Stahl, Holz und Steine
Karlsruher Institut für Technologie

Marc Müggenburg
Institut für Stahlbau
Technische Universität Braunschweig

Johanna Müller
Institut für Füge- und Montagetechnik
Technische Universität Chemnitz

Prof. Bernd Naujoks
Stahlbau und Verbundkonstruktionen
Bergische Universität Wuppertal

Mehmed Numanović
Lehrstuhl für Stahl-, Leicht- und Verbundbau
Ruhr-Universität Bochum

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

Eric Man Pradhan
Institut für Stahlbau und Werkstoffmechanik
Technische Universität Darmstadt

Felix Reuen
Stahlbau und Verbundkonstruktionen
Bergische Universität Wuppertal

Manuel Risch
Fachgebiet Stahlbau
RPTU Kaiserslautern Landau

Brian Rust
Lehrstuhl Stahlbau
Technische Universität Dresden

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

Daniel Sahn
Lehrstuhl für Stahlbau und Stahlverbundbau
Universität Siegen

Benjamin Schaaf
Institut für Stahlbau
RWTH Aachen

Prof. Dr. Marcus Schäfer
Faculty of Science, Technology and Medicine
Universität Luxemburg

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

Christopher Schierl
Institut für Stahlbau
Leibniz Universität Hannover

Sulaiman Shojai
Institut für Stahlbau
Leibniz Universität Hannover

Lars Sieber
Fachbereich Konstruktiver Ingenieurbau
Hochschule für Technik und Wirtschaft Dresden

Niklas Spalek
Institut für Metall- und Verbundbau
Technische Universität Hamburg

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

Prof. Dr.-Ing. Richard Stroetmann
Lehrstuhl Stahlbau
Technische Universität Dresden

Univ.-Prof. Dr. Klaus Thiele
Institut für Stahlbau
Technische Universität Braunschweig

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

Univ.-Prof. Dr.-Ing. Dieter Ungermann
Lehrstuhl Stahlbau
Technische Universität Dortmund

Dr.-Ing. Julian Unglaub
Institut für Stahlbau
Technische Universität Braunschweig

Achim Vogelsberg
Fachgebiet Holzbau
Technische Hochschule Mittelhessen

Lukas Schaper
Lehrstuhl für Stahl-, Leicht- und Verbundbau
Ruhr-Universität Bochum

Mareike von Arnim
Institut für Konstruktion und Entwurf
Universität Stuttgart

Stephan Voß
Entwerfen und Konstruieren - Stahlbau
Technische Universität Berlin

Jian Wang
Fachgebiet Stahl- und Holzbau
BTU Cottbus-Senftenberg

Norman Werther
Lehrstuhl für Holzbau und Baukonstruktion
Technische Universität München

Matthias Winkler
Institut für Bau- und Materialforschung
Hochschule München

Joachim Wisniewski
Institut für Stahl- und Holzbau
Technische Universität Dresden

Kevin Wolters
Institut für Stahlbau
RWTH Aachen

Maximilian Ziwes
Institut für Konstruktion und Entwurf
Universität Stuttgart

Pellumb Zogu
Faculty of Science, Technology and Medicine
Universität Luxemburg



InfraGO

Wir bauen für euch eine
**bessere
Bahn.**

Pünktlicher und klimafreundlich*.

**Wir modernisieren und bauen so wie noch nie.
Infos unter [deutschebahn.com/MehrBahn](https://www.deutschebahn.com/MehrBahn)**

Mehr Bahn für alle.

*Mehr zum Klimaschutz bei der Deutschen Bahn, zum Beispiel durch Einsatz von 100% Ökostrom im Fernverkehr, unter [deutschebahn.de/gruen](https://www.deutschebahn.de/gruen)