

Festschrift Jörg Lange

Heft 120
des Instituts für Stahlbau und Werkstoffmechanik
der Technischen Universität Darmstadt

Darmstadt 2018

gewidmet
Prof. Dr.-Ing. Jörg Lange

zur Vollendung seines
60. Lebensjahres

Festschrift Jörg Lange
Heft 120 (2018) – Technische Universität Darmstadt, Institut für Stahlbau und
Werkstoffmechanik

Technische Universität Darmstadt
Fachgebiet Stahlbau
Franziska-Braun-Straße 3
64287 Darmstadt

Herausgeber: Prof. Dr.-Ing. Jörg Lange, Dr.-Ing. Felicitas Rädcl



Diese Publikation steht unter der Creative-Commons-Lizenz „Namensnennung, nicht kommerziell, keine Bearbeitung, 4.0 International“. Um eine Kopie dieser Lizenz zu sehen, besuchen Sie <https://creativecommons.org/licenses/by-nc-nd/4.0/>

Vorwort

Anlässlich der Vollendung des 60. Lebensjahres von Herrn Professor Jörg Lange haben wir als Mitarbeiterinnen des Fachgebiets Stahlbau der Technischen Universität Darmstadt diese Festschrift initiiert – hoffentlich zur Freude unseres langjährigen Vorgesetzten. Neben den aktuellen und einigen ehemaligen Mitarbeitern konnten wir zahlreiche Kollegen aber auch langjährige Freunde von der Idee begeistern, so dass ein sehr abwechslungsreicher Band entstanden ist.

Die Themen spiegeln die verschiedenen Tätigkeitsfelder wider, mit denen sich Herr Prof. Lange in seiner bisherigen Berufslaufbahn als praktisch tätiger Ingenieur, als Forscher und als Hochschullehrer, aber auch als Privatperson beschäftigt hat. So enthält der erste Abschnitt Beiträge aus dem Verbundbau, also dem Thema, mit dem die wissenschaftliche Karriere von Herrn Prof. Lange durch das Anfertigen seiner Dissertation startete und gleichzeitig ein Themengebiet, welches er bis heute mit großem Interesse verfolgt. Im zweiten Abschnitt folgen verschiedene Artikel aus dem Stahlbau, die deutlich machen, auf welcher vielseitigen Art und Weise momentan auf dem Gebiet des Stahlbaus geforscht wird. Anschließend befassen sich einige Autoren mit dem Stahlleichtbau – insbesondere mit Sandwichelementen. Gerade auf diesem Themengebiet hat sich Herr Prof. Lange in den vergangenen Jahren sehr stark engagiert. Angefangen von zahlreichen betreuten Dissertationen zum Thema über die Mitarbeit in verschiedenen nationalen und internationalen Normungsgremien bis hin zur Tätigkeit im Sachverständigenausschuss des DIBT ist er als Experte für dieses Gebiet über Deutschlands Grenzen hinaus anerkannt.

Neben all den stahlbau-fachlichen Interessen lag und liegt Herrn Prof. Lange die Qualität der Hochschullehre sehr am Herzen und so folgen im Abschnitt Lehr- und Lernforschung auch einige Beiträge zu diesem für einen Stahlbauprofessor eher untypischen, aber dafür umso interessanteren Themengebiet.

Abschließend finden sich unter Gemischtes einige über den Stahlbau hinausgehende Artikel sowie ein paar Beiträge zu den privaten Interessen von Herrn Prof. Lange.

Wir möchten uns an dieser Stelle bei allen Autorinnen und Autoren sehr herzlich bedanken. Nur durch das persönliche Engagement von allen Beteiligten konnte diese Festschrift entstehen.

Herrn Professor Lange wünschen wir für die Zukunft alles erdenklich Gute. Wir hoffen auf viele weitere Jahre guter Zusammenarbeit, auf fachliche Diskussionen genauso wie auf gesellige Grillabende.

Darmstadt, Mai 2018

Felicitas Rädels und Almut Suppes



Laudatio

Herr Prof. Dr.-Ing. Jörg Lange vollendet am 24. Mai 2018 sein 60. Lebensjahr. Er ist als Wissenschaftler, Lehrender und Ingenieur nicht nur an der TU Darmstadt sondern auch über die Grenzen Deutschlands hinaus bekannt.

Jörg Lange wurde am 24. Mai 1958 in Frankfurt geboren und studierte von 1977 – 1983 an der TH Darmstadt Bauingenieurwesen. Ein Jahr arbeitete er anschließend in einem Stahlbauunternehmen, dann kehrte er an die TH Darmstadt zurück und schloss 1990 seine Dissertation „Beitrag zur Berechnung und Konstruktion von ebenen, verschieblichen Rahmen mit Verbundbauteilen“ ab. Anschließend arbeitete er als Projekt- und Bereichsleiter in einem großen Stahlbauunternehmen und wurde 1995 als Sachverständiger für Stahl- und Stahlverbundhochbau bei der IHK Frankfurt öffentlich bestellt und vereidigt.

Eines seiner wohl bedeutendsten Bauwerke das er als Bereichsleiter „Verbundbau“ abwickelte, war das „Düsseldorfer Stadttor“, mit dem ein Stahltragwerk brandsicher in Stahlverbundweise realisiert wurde.

Im Oktober 1997 wurde er zum Professor an der TU Darmstadt ernannt.

Als Prüflingenieur für Baustatik mit der Fachrichtung Stahlbau und als öffentlich bestellter und vereidigter Sachverständiger für Stahlhochbau und Stahlverbundhochbau behielt er während seiner Zeit an der Universität immer einen engen Bezug zur Praxis.

Jörg Lange ist in der deutschen und europäischen Normung im Stahl- und Verbundbau aktiv. Er ist Mitglied in den DSTV Arbeitsausschüssen Verbundbau und Technisches Büro, in der Internationalen Vereinigung für Brücken- und Hochbau (IVBH) und in den DIN-Normenausschüssen Bauwesen (NABau) für den konstruktiven Brandschutz, Sandwichelemente und Verbindungselemente für den Stahlbau. Zudem engagiert er sich auf nationaler Ebene als Vorsitzender des Spiegelausschusses und Mitglied beim CEN, TC 128, SC11 (EN 14509) für Sandwichbauteile und ist Chairman vom ECCS TC7.

In den Arbeitsgruppen und Ausschüssen wird er insbesondere aufgrund seines Engagements, seines Wissens, seiner Zielstrebigkeit und der Umsetzung seiner ambitionierten Projekte anerkannt und geschätzt. Ist Jörg Lange bei Sitzungen in den Ausschüssen beteiligt, ist stets für ausreichend Süßigkeiten und Kekse gesorgt, da diese eine seiner Leidenschaften sind, insbesondere Schokolade.

Jörg Lange engagiert sich sehr in der Lehre und ist für Studierende ein wichtiger und direkter Ansprechpartner. Die Studierenden loben vor allem seine gut strukturierte Vorlesung und, dass er es schafft, sie wirklich zu fesseln. Er ist engagiert und nicht dogmatisch, er ist ambitioniert, ohne zu moralisieren. Diese Fähigkeiten zeichnen ihn aus. Aufgrund seiner guten Lehre und seiner ständigen Bereitschaft neue Lehrmodelle auszuprobieren und zu optimieren hat er zahlreiche Preise für besondere Verdienste in der akademischen Lehre erhalten. Seine Begeisterung für gute Lehre wurde zu Beginn seiner Lehrtätigkeit von Herr Prof. Friemann geprägt, der schon in den 80er Jahren einer der Pioniere für gute Lehre in der Stabilitätstheorie war.

Jörg Lange hat es sich zur Aufgabe gemacht seine wissenschaftlichen Mitarbeiterinnen und Mitarbeiter sowie Studierenden anzuregen und zu fördern, dazu gehören stetig neue Promotionen. Insgesamt wurden bei ihm 38 Dissertationen abgeschlossen, deren Themen Forschung im Verbundbau, Brandschutz, stahlbautypische Schraubenverbindungen, Lehrdidaktik und insbesondere Sandwichtechnik enthalten. Im Bereich der Sandwichtechnik werden neben der Durchführung von Grundlagenforschung, wie z.B. die Auswirkung von Öffnungen in Dachflächen aus Sandwichbauteilen oder die aussteifende Wirkung von Sandwichbauteilen, auch neue konstruktive Möglichkeiten wie Sandwichbauteile mit einer Kernschicht aus Wellpappe oder gekrümmte Sandwichbauteile erforscht.

Die beachtliche Zahl von Veröffentlichungen, die er publiziert hat, erfassen neben den genannten Forschungsbereichen noch weitere Themen, wie seiner Veröffentlichungsliste auf der Homepage des Fachgebiets Stahlbau zu entnehmen ist.

Jedes Jahr findet unter seiner Leitung eine Klausurtagung mit seinen wissenschaftlichen Mitarbeiterinnen und Mitarbeitern statt, es werden Forschungsthemen und Organisatorisches besprochen und es finden immer sportliche Aktivitäten statt, bei denen er seinen jungen Mitarbeiterinnen und Mitarbeitern in nichts nachsteht.

Trotz der starken beruflichen Belastung findet er immer noch Zeit für zahlreiche Hobbys.

Eine seiner Leidenschaften, das Rudern, welches seine Jugend geprägt hat, hat er sich bis heute bewahrt.

Zusätzlich unternimmt er auch größere Segeltörns, welche schon zu seiner Studien- und Assistentenzeit zur Tradition des Institutes gehörten.

Seine Teilnahme an internationalen Kongressen und Vorträgen sowie die Reisen mit seinen Kindern und seiner Lebensgefährtin haben Jörg Lange durch fast alle Kontinente dieser Welt geführt.

Im Freundeskreis sind die gemeinsamen Abende mit tiefgreifenden Gesprächen und einem guten Glas Whisky oder Rotwein äußerst beliebt. Daraus haben sich zahlreiche Reisen ergeben, auf welchen das Tasting der Produkte vor Ort in

Schottland und Italien neben den Besichtigungen von fachkundig erläuterten geschichtsträchtigen Stahlbauten eine gewisse Rolle spielte.

Seine Neugier auf neue Dinge und seine stets freundliche und humorvolle Art machen ihn zu einem sehr angenehmen Reisebegleiter.

Nicht unerwähnt bleiben darf die jährliche Etappe der Rheinsteigwanderung von Bonn nach Wiesbaden mit langjährigen Wegbegleitern aus dem deutschen Stahlbau. Das Ziel der Wanderung wird bald erreicht sein.

Im Sinne der Rotarier deren Ziele humanitäre Dienste, Einsatz für Frieden und Völkerverständigung sowie Dienstbereitschaft im täglichen Leben sind, ist er auch hier sehr engagiert und zurzeit Präsident des Rotary Clubs Darmstadt.

Wir wünschen dir lieber Jörg – du bist ja erst 60 Jahre jung - dass die Reichhaltigkeit deiner Arbeit, die guten Gespräche und vielen Reisen im Freundeskreis und mit der Familie in Verbindung mit bester Gesundheit, noch lange anhalten mögen.

Almut Suppes

Klaus Berner

Michael Heber

Veröffentlichungen von Jörg Lange**Zeitschriften / Journals (bis einschließlich 2017)**

- 1 **Lange, J., Kunkel, C.**
Beitrag zur aussteifenden Wirkung von Sandwichelementen.
Stahlbau, 86 (10) pp. 873-879. (2017)
- 2 **Lange, J., Rädcl, F.**
Lerner aktivierende Lernformen für Bauingenieure – Beispiele für den Einsatz digitaler Medien in der universitären Lehre. Stahlbau, 86 (8) pp. 741 – 747. (2017)
- 3 **Lange, J., Friede, R.**
Vorspannkraftverluste in HV-Schraubverbindungen.
Stahlbau, 85 (12) pp. 836-844. (2016)
- 4 **Lange, J.**
Kollaborativ oder personalisiert? Über digitale Lehrangebote an Universitäten.
Forschung & Lehre (6) pp. 494-495. (2016)
- 5 **Lange, J., Abel, T.**
Zum Einfluss von Knotenblechanschlüssen auf das Tragverhalten von druckbelasteten Fachwerkstäben.
Stahlbau, 85 (1) pp. 16-24. (2016)
- 6 **Lange, J., Kawohl A.**
Experimental Study of Post-Fire Performance of High-Strength Bolts under Combined Tension and Shear.
Journal of Structural Fire Engineering, 7 (1) pp. 58-68. (2016)
- 7 **Lange, J., Kawohl A.**
Tests on 10.9 Bolts under Combined Tension and Shear.
Journal of Structural Fire Engineering, 7 (1) pp. 58-68. (2016)
- 8 **Lange, J., Naujoks, B., Kilian, K.**
Verbindungen von Sandwichelementen unter kombinierter Längs- und Querkraftbeanspruchung.
Stahlbau, 84 (11) pp. 866-874. (2015)
- 9 **Lange, J., Liu, D.**
Bemessung von Trägern mit Anschlüssen in Form des hängenden Profils.
Stahlbau, 84 (10) pp. 787-793. (2015)
- 10 **Lange, J., Merle, H.**
Lernen mit dem Stahlbau-Wiki der TU Darmstadt.
Stahlbau, 83 (9) pp. 593-598 (2014)
- 11 **Lange, J., Renner, A.**
Versuche zur Zug-Abscher-Interaktionstragwirkung von Schrauben.
Stahlbau, 83 (4) pp. 265-272. (2014)
- 12 **Lange, J., Merle, H.**
Ein konstruktivistisches Lehr-Lern-Konzept mit der Unterstützung von Computern im Stahlbau.
Journal of Technical Education, Jg. 2 pp. 54-79 (2014)
- 13 **Christ, B., Genz, M., Kawohl, A., Lange, J., Motzko, C., Schebek, L., Schumann, J.**
Interdisziplinäres Projektplanspiel „Grundlagen des Planens, Entwerfens und Konstruierens“ an der TU Darmstadt.
Bauingenieur (Jahresausgabe 2014/2015) pp. 21-28.
- 14 **Berner, K., Hassinen, P., Heselius, L., Izabel, D., Käßplein, S., Lange, J., Misiek, T., Rädcl, F., Tillonen, A., Zupancic, D.**
New European Recommendations for the design and application of sandwich panels – Results of the work of the Joint Committee on Sandwich Constructions. Steel Construction, 6 (4) pp. 294 – 300. (2013)

- 15 **Lange, J., Kurpiela, A.**
Optimierung von Sandwichbauteilen.
Stahlbau, 82 (11) pp.843-850. (2013)
- 16 **Jost, K., Renner, A., Lange, J.**
Zum Einfluss der Härte von Brennschnittkanten auf die Haltbarkeit von Beschichtungen.
Stahlbau, 82 (9) pp. 671-677. (2013)
- 17 **Renner, A., Lange, J.**
Load-bearing behaviour of high-strength bolts under combined tension and shear.
Steel Construction, 5 (3), pp. 151-157. (2012)
- 18 **Lange, J., Hubauer, A., Siebers, R.**
Bürogebäude in Stahlbauweise – Eine ausgeglichene Bilanz.
industrieBAU, Heft 5/2012, pp. 32-35. (2012)
- 19 **Schneider, R., Lange, J.**
Untersuchungen zum zeitabhängigen mechanischen Materialverhalten von S460 im Brandfall.
Stahlbau, 81 (5), pp. 379-390. (2012)
- 20 **Lange, J., González, F.**
Behavior of High-Strength Grade 10.9 Bolts under Fire Conditions.
Structural Engineering International, 22 (4), pp. 470-475. (2012)
- 21 **Lange, J., González, F.**
Untersuchungen zum Material- und Tragverhalten von Schrauben der Festigkeitsklasse 10.9 während eines Brandes.
Brandschutz, August 2012, pp. 17-20. (2012)
- 22 **Lange, J., Schneider, R.**
Constitutive Equations and Empirical Creep Law of Structural Steel S460 at High Temperatures.
Journal of Structural Fire Engineering, Vol 2 (3), pp. 217-230. (2011)
- 23 **Rädel, F., Lange, J.**
Tragfähigkeit von Sandwichelementen mit profilierten Deckschichten und Öffnungen
Stahlbau, 80 (9), pp. 656 – 661. (2011)
- 24 **Lange, J., Merle, H.**
Lernen und Arbeiten im Stahlbau-Wiki: Einsatz Neuer Medien im Ingenieurstudium.
MINT-Journal, 1/2011, Raabe-Verlag, Berlin (2011)
- 25 **Lange, J., Berner, K., Hörnel-Metzger, B.**
Wandscheibentragfähigkeit von Sandwichelementen.
Stahlbau, 80 (9), pp. 673-677. (2011)
- 26 **Lange, J., Friede, R., Nicolay, T.**
Tragverhalten von Scher-Lochleibungsverbindungen mit dem Beginn des Gewindes in der Nähe der Scherfuge.
Stahlbau, 79 (12), pp. 901-907, (2010)
- 27 **Lange, J., Wohlfeil, N.**
Examination of the Mechanical Properties of Steel S460 for Fire.
Journal of Structural Fire Engineering, Vol. 1 (3), pp. 189-204. (2010)
- 28 **Lange, J., Ewald, K.**
Aufstockung Junghofstraße Frankfurt – Sichtbarer Stahl für ein brandsicheres Gebäude.
Stahlbau, 79 (4), pp. 278-281, (2010)
- 29 **Lange, J., Hubauer, A.**
Projektstudium in der Ingenieurausbildung.
Bauingenieur, 85 (4), pp. 188-195 (2010)

- 30 **Lange, J., Friede, R.**
Auswirkungen der Vorspannung auf das Tragverhalten von SL-Verbindungen.
Stahlbau, 79 (7), pp. 515-520, (2010)
- 31 **Lange, J., Geldmacher, G.**
Ein Konzept für den Traglastnachweis gurtgelagerter doppelsymmetrischer I-Träger unter Berücksichtigung der Profilverformung. Stahlbau, 79 (12), pp. 908-922, (2010)
- 32 **Lange, J., Rack, W., Kurpiela, A., Rädcl, F., Hörnel-Metzger, B.**
Stahlleichtbau mit Verbundelementen.
Stahlbau, 79 (10) pp. 720-728. (2010)
- 33 **Lange, J., Rack, W., Neujahr, M.**
Dynamische Untersuchung von leichten Stahldecken aus kaltgeformten, dünnwandigen Stahlprofilen.
Stahlbau, 78 (5), pp. 349-357, (2009)
- 34 **Lange, J., Böhme, F., Nelke, H.**
Ein elasto-plastisches Materialmodell zur realistischen Berechnung der Verformungen mechanisch überhöhter Stahl- und Verbundträger. Stahlbau, 78 (5), pp. 349-357, (2009)
- 35 **Lange, J., Friede, R.**
An Eye-Catching Car Park for the New Fairground in Stuttgart, Germany.
Structural Engineering International, Vol. 19 (4), pp. 366-369. (2009)
- 36 **Lange, J., Grages H.**
Influence of the Bauschinger Effect on the deflection Behaviour of Cambered Steel and Steel Concrete Composite Beams. Structural Engineering International, Vol. 19 (4), pp. 410-414 (2009)
- 37 **Lange, J., Mertens, R.**
Abminderung der Knitterspannung bei Sandwichelementen mit Polyurethankern unter erhöhter Temperatur.
Stahlbau, 77 (5), pp. 369-377. (2008)
- 38 **Lange, J., Grages, H.**
Messung und Auswertung von Verbundträgerverformungen.
Stahlbau, 77 (1), pp. 26-31 (2008)
- 39 **Lange, J., Grages, H., Trillmich, R.:**
Untersuchung zur Stahlträgerverformung durch Aufschiessen von Verbundmitteln.
Schweißen und Schneiden, 60 (4), (2008)
- 40 **Lange, J., Wolf, T.**
Modell zur Beschreibung des Querbiegetragverhaltens von genagelten Brettstapelelementen.
Bauingenieur, 82 (1), pp. 47-52. (2007)
- 41 **Lange, J., Ewald, K.**
Office Building Junghof - Visible Steel for a Fire Safe Structure.
Structural Engineering International, 17 (1), pp. 16-17. (2007)
- 42 **Lange, J., Steinborn, T.**
„Produktionsverfahren im Stahlbau“ - online - Lehrveranstaltung via Internet - ein Versuch.
Bautechnik, 84 (4), pp. 254-258. (2007)
- 43 **Lange, J., Wohlfeil, N.**
Untersuchungen zum Werkstoffverhalten des Feinkornbaustahls S 460 unter erhöhten Temperaturen.
Bautechnik, 84 (10), pp. 711-720. (2007)
- 44 **Lange, J., Naujoks, B.**
Behaviour of cold-formed steel shear walls under horizontal and vertical loads.
Thin-Walled Structures, 44 (12), pp. 1214-1222. (2006)

- 45 **Lange, J., Mertens, R.**
Sandwich am Bau.
Thema Forschung , Hrsg.: Präsident der TU Darmstadt, pp. 30-35. ISSN 1434-7768 (2006)
- 46 **Lange, J., Böttcher, M.**
Theoretische und experimentelle Grundlagen für die Berechnung von Wand-Sandwichelementen mit Öffnungen.
Bauingenieur, 81 (10), pp. 441-448. (2006)
- 47 **Göpfert, T., Lange, J., Batzke, H.-U.**
Thermisch getrennte Stirnplattenstöße.
Stahlbau, 75 (12), pp. 969-975. (2006)
- 48 **Lange, J.**
Nachweis überflüssig – Brandsicherheitsnachweis mit typengeprüften Verbundstützen.
Deutsches Ingenieurblatt (7/8), pp. 16-21. (2005)
- 49 **Lange, J.**
Verbunddecken.
IFBS aktuell, 20 (3), pp. 2-4. (2005)
- 50 **Lange, J., Deneke, M., Steinborn, T.**
Akzeptanz von Internet-basierten Lerneinheiten im Stahlbau.
Thema Forschung, Hrsg.: Präsident der TU Darmstadt, pp. 20-24. ISSN 1434-7768 (2005)
- 51 **Lange, Jörg :**
Flachdecken in Stahlbauweise - Bemessung von Randträgern.
Stahlbau, 74 (8), pp. 580-586. (2005)
- 52 **Lange, Jörg :**
Bachelor und Master statt Diplom-Ingenieur.
VSVI-Journal (1/2004), pp. 6-10. (2004)
- 53 **Lange, J., Kleinschmitt, J.**
Bewertung nichtlinearer Nachweiskonzepte für Verbundstützen anhand des Kriteriums der Versagenswahrscheinlichkeit. Stahlbau, 73 (7) pp. 482-494. (2004)
- 54 **Lange, J., Song, J.**
Untersuchung der Anrisslebensdauer von Betondübeln mit Hilfe des Örtlichen Konzepts.
Stahlbau, 73 (3), pp. 160-169. (2004)
- 55 **Lange, J.**
Bachelor und Master statt Diplom-Ingenieur.
Stahlbau-Nachrichten, 1/04, (2004)
- 56 **Lange, J., Shirali, N. M.**
Experimentelle Analyse eines Schubwandsystems in Verbundbauweise für Erdbebengebiete.
Bautechnik, 80 (10), pp. 685-692. (2003)
- 57 **Lange, J., Naujoks, B.**
Tragverhalten von Wandtafeln mit Kaltprofilen unter horizontalen und vertikalen Lasten.
Bauingenieur, 78, pp. 301-307. (2003)
- 58 **Lange, J., Naujoks, B.**
Stahl im Wohnungsbau.
Bauingenieur, 78 (10), pp. 459ff. (2003)
- 59 **Lange, J., Friemann, H., Suppes, A.**
Tagverhalten und Optimierung von ausgeschnittenen Knotenblechen.
Stahlbau, 69 (2), pp. 112-123. (2000)

- 60 **Lange, J., Friemann, H., Pickl, C., Deneke, M., Schmitz, B.**
Evaluation von aktivierenden Lehrformen in Vorlesungen zum Stahlbau.
Information, Wissen, Kompetenz, TU Darmstadt – Thema Forschung, pp. 70-77. (2000)
- 61 **Lange, J., Friemann, H., Deneke, M., Pickl, C., Schmitz, B.**
Zur Akzeptanz und Wirksamkeit von Selbstarbeitsphasen und computergestützten Simulationen in Vorlesungen
des Stahlbaus. Das Hochschulwesen, 48, pp. 108-112. (2000)
- 62 **Lange, J.**
Das Düsseldorfer Stadttor – ein 19-geschossiges Hochhaus in Stahlverbundbauweise.
Stahlbau Rundschau, 90 (1998)
- 63 **Lange, J.**
Hochbauten mit Stahl: Blick eines Technikers auf die Perspektiven des Marktes.
Stahlbau Rundschau, 90 (1998)
- 64 **Lange, J.**
Verbunddecken.
Neue Bemessungsnormen im Massivbau, Freunde des Instituts für Massivbau der TU Darmstadt, Bd. 20 (1998)
- 65 **Lange, J., Ewald, K.**
Das Düsseldorfer Stadttor – ein 19-geschossiges Hochhaus in Stahlverbundbauweise.
Stahlbau, 67 (7) , pp. 570-579. (1998)
- 66 **Lange, J.**
Düsseldorfer Stadttor - Neues Wahrzeichen auf dem Rheinufertunnel.
Allgemeine Bauzeitung (1997)
- 67 **Lange, J.**
Das Düsseldorfer Stadttor - ein 19-geschossiges Hochhaus in Stahlverbundbauweise.
Verbundbauwerke - Beispiele aus dem Brückenbau und Hochbau (1997)
- 68 **Lange, J.**
Gewerbehof Reuchlinstraße in Berlin - Vorteile durch Verbundbau.
Stahlbau Nachrichten , 2/97, (1997)
- 69 **Lange, J.**
100 Jahre Stahlbau Lavis: Ein Beitrag zur Industriegeschichte.
Stahlbau, 66, pp. 852-856. (1997)
- 70 **Lange, J.**
Düsseldorfer Stadttor - Neues Wahrzeichen auf dem Rheinufertunnel.
Stahlbau Nachrichten, 1/97, (1997)
- 71 **Lange, J.**
Verbunddecken.
Bauwirtschaftliche Informationen (1996)
- 72 **Lange, J.**
Das Düsseldorfer Stadttor.
Baumeister - Zeitschrift für Architektur (1996)
- 73 **Lange, J.**
Verbunddecken.
Baumeister - Zeitschrift für Architektur (1996)
- 74 **Lange, J., Hempel, W.**
Eine 2800 t schwere Stahlkonstruktion verschoben und gehoben.
Stahlbau Nachrichten, 1/94, (1994)

- 75 **Lange, J., Hempel, W.**
Das Tragwerk der Überholungshalle 7 in Hamburg-Fuhlsbüttel.
Stahlbau, 61 (5), pp. 129-135. (1992)
- 76 **Lange, J., Kurz, W.**
Traglast von Verbundträgern mit großen Aussparungen.
Stahlbau, 59 (4), pp. 123-125. (1990)
- Bücher, Buchkapitel, Hefte (bis einschließlich 2017)**
- 77 **Rädel, F., Lange, J.**
Das Inverted-Classroom-Modell im Stahlbau.
Stahlbau, Holzbau und Verbundbau. Festschrift zum 60. Geburtstag von Univ.-Prof. Dr.-Ing. Ulrike Kuhlmann, Ernst & Sohn. pp. 425 – 430. (2017)
- 78 **Renner, A., Lange, J.**
Versuche zur Zug-Abscher-Interaktionstragwirkung von Schrauben.
Festschrift Peter Schaumann, Leibniz Universität Hannover, DOI: 10.2314/GBV:77999762X, pp. 69-76. (2014)
- 79 **Siebers, R., Hubauer, A., Lange, Jörg., Hauke, B.**
Eco efficiency of structural frames for low rise office buildings.
Concepts and methods for steel intensive buildings, ECCS, ISBN: 987-92-9147-106-5 (2012)
- 80 **Lange, J. und Rädel, F.**
Die Fugendichtigkeit von Sandwichelementkonstruktionen – Wasser- und Luftdichtigkeit in Längsfugen und Fensteranschlussfugen. Festschrift Gerhard Hanswille, IKIB, Bergische Universität Wuppertal, pp. 115 – 124. (2011)
- 81 **Lange, J., Böhme, F.**
Ein elasto-plastisches Materialmodell für den Beton unter Berücksichtigung des zeitabhängigen Betonverhaltens.
Festschrift zum 60. Geburtstag von Univ.-Prof. Dr.-Ing. Ingbert Mangerig. (2010)
- 82 **Lange, J., Berner, K.**
Sandwichelemente im Hochbau.
Stahlbau-Kalender 2010, pp. 645-699. (2010)
- 83 **Lange, J., Ewald, K., Heuer, N., Kleinschmitt, J.**
Verbundstützen mit eingestellten Stahlprofilen – Anschlüsse und Bemessung.
Dokumentation 696/1, Bauen mit Stahl e.V. (2007)
- 84 **Lange, J., Böttcher, M.**
Tragverhalten und Bemessung von Sandwichelementen und Trapezprofilen aus Stahl.
Dach- und Fassadenelemente aus Stahl - Erfolgreich Planen und Konstruieren. Stahl-Informations-Zentrum, Düsseldorf, pp. 6-17. (2005)
- 85 **Lange, J., Beier, H. T.**
Schieblingsanschlüsse in Fachwerkbindern unter nicht ruhender Beanspruchung.
Forschungsbericht P 488 der Studiengesellschaft Stahlanwendung e.V. (2003)
- 86 **Lange, J., Naujoks, B.**
Tragverhalten von Wandelementen für den Wohnungsbau in Stahlprofilleichtbauweise.
Forschungsbericht P 436 der Studiengesellschaft Stahlanwendung e.V. (2003)
- 87 **Lange, J., Kleinschmitt, J.**
Stahl im Hochhausbau.
Stahlbau Kalender 2002, pp. 423-480. (2002)

- 88 **Lange, J.**
Flachdecken in Stahlkonstruktion - Bemessung von Randträgern.
Festschrift zu Ehren von Prof. Dr.-Ing. Günther Valtinat. TU Hamburg-Harburg. (2001)
- 89 **Lange, J., Berner, K.**
Berücksichtigung zusätzlicher Beanspruchungen von durchlaufenden Sandwichplatten im Innenstützen-Bereich.
Theorie und Praxis im konstruktiven Ingenieurbau: Festschrift zu Ehren von Prof. Dr.-Ing. Helmut Bode.
ibidem-Verlag Stuttgart. (2000)
- 90 **Lange, J.**
Baubetrieb im Stahl- und Verbundbau.
Stahlbau Kalender 2000, pp. 643-687. (2000)
- 91 **Lange, J.**
Das Düsseldorfer Stadttor.
Industrie- und Gewerbebauten aus Stahl. Hrsg.: J. Uhl. WEKA Verlag, Augsburg (1998)
- 92 **Lange, J.**
Entwicklungen im Stahlbau.
Gebäude von morgen, Forschungsbericht der Ph. Holzmann AG (1996)
- 93 **Grzeschkowitz, R., Kühnhausen, S., Krause, C., Lange, J.**
ICM - Integrated Construction Method - Untersuchung zur Transformation japanischer Baumethoden nach
Deutschland. Forschungsbericht der Ph. Holzmann AG (1995)
- 94 **Lange, J.**
Verbund im Hochbau.
Bauen und Gestalten mit Stahl - Entwerfen, Konstruieren, Erhalten [2. völlig neu bearbeitete und erweiterte
Auflage]. expert Verlag, Ehningen bei Böblingen, (1993)
- 95 **Lange, J.**
Beitrag zur Berechnung und Konstruktion von ebenen, verschieblichen Rahmen mit Verbundbauteilen.
Dissertation, TU Darmstadt, (1990)
- Tagungsbände / Proceedings (bis einschließlich 2017)**
- 96 **v.d.Heyden, A., Lange, J.**
Assessment of the Utilisation of Corrugated Cardboard as a Core Material for Sandwich Panels. Eurosteel 2017-
The 8th European Conference on Steel and Composite Structures, Kopenhagen, Dänemark, September 2017
- 97 **Rädel, F., Lange, J.**
The Inverted Classroom Model in a Master's Degree Program for Civil Engineers. 2nd Annual International
Conference on Engineering Education & Teaching, Athen, Juni 2017
- 98 **Lange, J., Rädel, F.**
The Inverted Classroom Model in a Composite Construction Course at TU Darmstadt. IABSE-Frühjahrstagung
2017 „Creativity and Collaboration“, Bath, United Kingdom, April 2017
- 99 **Kawohl, A., Lange, J.**
Load-bearing Behavior of 10.9 Bolts under Combined Tension and Shear During and After Fire. SEMC 2016: The
Sixth International Conference on Structural Engineering, Mechanics and Computation, Kapstadt, Südafrika
- 100 **Kunkel, C., Lange, J.**
Diaphragm Action of Sandwich Panels with Regard to the Bearing Capacity of the Longitudinal Joints. SEMC
2016: The Sixth International Conference on Structural Engineering, Mechanics and Computation, Kapstadt,
Südafrika

- 101 **v.d.Heyden, A., Lange, J.**
Experimental Assessment of the Utilisation of Corrugated Cardboard as a Core Material for Sandwich Panels. SEMC 2016: The Sixth International Conference on Structural Engineering, Mechanics and Computation, Kapstadt, Südafrika
- 102 **Nelke, H., Lange, J.**
Two-Span Tests for Sandwich Panels under Simulated Temperature and External Load. 17th European Conference on Composite Materials, München, Juni 2016
- 103 **Kawohl, A., Lange, J.**
Experimental study of high-strength bolts under combined tension and shear during and after fire. Structures in Fire 2016, Princeton, USA, Juni 2016
- 104 **v.d. Heyden, A., Rädcl, F., Lange, J.**
Experimentelle Untersuchungen zur Eignung von Wellpappe als Kernmaterial für Sandwichelemente. 20. DAST-Forschungskolloquium, Essen, März 2016
- 105 **Rädcl, F., Lange, J.**
ICM für Ingenieure. Konferenz „Inverted Classroom and Beyond 2016“, St. Pölten, Österreich, Februar 2016
- 106 **Kawohl, A., Lange, J.**
Tests on 10.9 Bolts under combined Tension and Sear during and after Fire. Applications of Structural Fire Engineering, Dubrovnik, Kroatien, Oktober 2015
- 107 **Liu, D., Lange, J.**
Design Approach for Stability Check of Members with Hanging-Profile Connections. Nordic Steel Construction Conference 2015, Tampere, Finnland, September 2015
- 108 **Renner, A., Lange, J.**
Investigations on the Behaviour of Threaded and Shank Bolts under Combined Tension and Shear. Nordic Steel Construction Conference 2015, Tampere, Finnland, September 2015
- 109 **v.d. Heyden, A., Lange, J.**
Buckling Behaviour of Polyurethane Foam-Filled Cold-Formed Steel C-Sections. 20th International Conference on Composite Materials (ICCM20), Kopenhagen, Dänemark, Juli 2015
- 110 **Kunkel, C., Lange, J.**
Experimental Analysis on the Bearing Capacity of Sandwich Panel Joints. 20th International Conference on Composite Materials (ICCM20), Kopenhagen, Dänemark, Juli 2015
- 111 **Nelke, H., Lange, J.**
Comparison between Simulated Central Support Tests and Two-Span Panel Tests for Sandwich Panels. 20th International Conference on Composite Materials (ICCM20), Kopenhagen, Dänemark, Juli 2015
- 112 **Kawohl, A., Lange, J.**
Resttragfähigkeiten von hochtragfähigen Schrauben unter kombinierter Zug- und Abscherbelastung. 19. DAST-Forschungskolloquium, Hannover, Oktober 2014
- 113 **Nelke, H., Lange, J.**
Vergleich zwischen Ersatz- und Zweifeldträgerversuchen an Sandwichwandelementen. 19. DAST- Forschungskolloquium, Hannover, Oktober 2014
- 114 **Rädcl, F., Lange, J., Ferraro, P.**
Air Tightness of Joints in Sandwich Construction. 7th European Conference on Steel and Composite Structures (Eurosteel), Neapel, September 2014.
- 115 **Böhme, F., Lange, J.**
Influence of a continuous Cambering on the Deflection of Composite Girders. 7th European Conference on Steel and Composite Structures (Eurosteel), Neapel, September 2014.

- 116 **Liu, D., Lange, J.**
Lateral torsional buckling behavior of members in steel structures with hanging-profile connections. 7th European Conference on Steel and Composite Structures (Eurosteel), Neapel, September 2014.
- 117 **Kunkel, C., Lange, J.**
Sandwich Panels with Combined Core Material. 7th European Conference on Steel and Composite Structures (Eurosteel), Neapel, September 2014.
- 118 **Rädel, F., Lange, J.**
Sandwich Wall Panels with eccentric Openings. 7th European Conference on Steel and Composite Structures (Eurosteel), Neapel, September 2014.
- 119 **Lange, J., Renner, A., Kawohl, A.**
Experimental Study of Post-Fire Performance of High-Strength Bolts under Tension and Shear. 8th International Conference on Structures in Fire, Shanghai, China, Juni 2014
- 120 **Lange, J., Renner, A., Gonzalez Orta, F.**
Experimental study of post-fire performance of high-strength bolts under pure tension. 8th International Conference on Structures in Fire, Shanghai, China, Juni 2014
- 121 **Nelke, H., Lange, J.**
Experiments on fatigue behaviour of sandwich panels. Research and Applications in Structural Engineering, Mechanics and Computation, Kapstadt, Südafrika, September 2013
- 122 **Liu, D., Lange, J.**
Lateral torsional buckling behavior of members in steel structures with hanging-profile connections. Research and Applications in Structural Engineering, Mechanics and Computation, Kapstadt, Südafrika, September 2013
- 123 **Renner, A., Lange, J.**
The influence of the bolt grade on its behaviour under combined tension and shear. Research and Applications in Structural Engineering, Mechanics and Computation, Kapstadt, Südafrika, September 2013
- 124 **Renner, A., Lange, J.**
Load-bearing behaviour of high-strength bolts under combined tension and shear. Nordic Steel Construction Conference 2012, Oslo, Norwegen, September 2012
- 125 **Kurpiela, A., Lange, J.**
Optimization Algorithm for Sandwich Panels. Nordic Steel Construction Conference 2012, Oslo, Norwegen, September 2012
- 126 **Merle, H., Lange, J.**
Lehren und Lernen mit Studierenden der Ingenieurwissenschaften. TeachING-LearnING.EU Fachtagung, Ruhr Universität Bochum, Juni 2012
- 127 **Lange, J., Hubauer, A., Siebers, R.**
Ökonomie und Ökologie von Bürogebäuden in Stahlbauweise. Deutscher Stahlbautag 2012
- 128 **Schäfer, S., Lange, J., Rensing, C., Merle, H., Tittel, S., Burgaß, R.**
Mobile Inhaltserfassung und mobiles Lernen mit dem Semantic Wiki im Bauingenieurwesen. DeLFI 2011 - Die 9. e-learning Fachtagung Informatik, Dresden, 2011
- 129 **Rädel, F., Lange, J.**
Eccentrically loaded Sandwich Elements. EUROSTEEL 2011, Budapest, Ungarn, September 2011
- 130 **Schneider, R., Lange, J.**
Material and Creep Behaviour of S460 in Case of Fire. International Conference „Applications of Structural Fire Engineering“, Prag, Tschechische Republik, April 2011
- 131 **González, F., Lange, J.**
Behaviour of Galvanized High Strength Grade 10.9 Bolts under Fire Conditions. Structures in Fire 2010, East Lansing, MI, USA, Juni 2010

- 132 **Schneider, R., Lange, J.**
Constitutive Equations and Empirical Creep Law of Structural Steel S460 at High Temperatures. Structures in Fire 2010, East Lansing, MI, USA, Juni 2010
- 133 **Rack, W., Lange, J.**
Human induced vibrations of lightweight floor systems supported by cold-formed steel joists. Advances and Trends in Structural Engineering, Mechanics and Computing, Kapstadt, Südafrika, September 2010
- 134 **Böhme, F., Lange, J.**
Material Model for Concrete for the realistic Calculation of the Time-Depending Deflections of Composite Girders. 4th International Conference on Steel & Composite Structures, Sydney, Australien, Juli 2010
- 135 **Rädel, F., Lange, J.**
Openings in Sandwich Panels. 4th International Conference on Steel & Composite Structures, Sydney, Australien, Juli 2010
- 136 **Kurpiela, A., Lange, J., Berner, K.**
Optimization of Geometry and Core Materials of Sandwich Panels with metallic Faces. 4th International Conference on Steel & Composite Structures, Sydney, Australien, Juli 2010
- 137 **Lange, J., Rack, W., Kurpiela, A., Rädel, F., Hörnel-Metzger, B.**
Stahlleichtbau mit Verbundelementen. Deutscher Stahlbautag 2010
- 138 **Warmuth, F., Lange, J.**
Openings in Sandwich Elements. CIB World Congress, Salford, UK, Mai 2010
- 139 **Kurpiela, A., Lange, J., Berner, K.**
Optimization of Geometry and Core Materials of Sandwich Panels with metallic Faces. CIB World Congress, Salford, UK, Mai 2010
- 140 **Rack, W., Lange, J.**
Optimizing of human induced vibration performance of lightweight steel floors. 1st International Conference on Structures & Architecture (ICSA2010), Guimarães, Portugal, Juli 2010
- 141 **Lange, J., Kröger, R.**
Gute Lehrveranstaltungen: Ein Raum für die Lehre. Workshop in der HDA der TU Darmstadt, September 2009
- 142 **Merle, H., Lange, J.**
"The learning network" - A constructivist Teaching Model using Web-Didactics, User-Monitoring and new Media Technologies in the Education of Civil Engineering Students. ASEE Annual Conference 2009, Austin, USA, Juni 2009
- 143 **González, F., Lange, J.**
Hochfeste Schrauben unter Brandeinwirkung. Tagung „Baulicher und Gebäudetechnischer Brandschutz“, Düsseldorf, März 2009
- 144 **Lange, J., Hubauer, A.**
35 Jahre Projektstudium im Bauingenieurwesen an der TU Darmstadt. 1. Darmstädter Ingenieurkongress – Bauen und Umwelt, Darmstadt, September 2009
- 145 **González, F., Lange, J.**
Behaviour of High Strength Grade 10.9 Bolts under Fire Condition. Steel Concrete Composite and Hybrid Structures (ASCCS), Leeds, UK, Juli 2009
- 146 **Böhme, F., Lange, J., Nelke, H.**
Elasto-Plastic Material Model for the Realistic Calculation of the Deflection of Predeformed Composite Girders. Steel Concrete Composite and Hybrid Structures (ASCCS), Leeds, UK, Juli 2009
- 147 **González, F., Lange, J.**
Behaviour of High Strength Grade 10.9 Bolts under Fire Condition. "Application of Structural Fire Engineering", Prag, Tschechische Republik, Februar 2009

- 148 **Lange, J., Ewald, K.**
Visible Steel for a Fire Safe Structure – Case Study Office Building “Junghof”. “Application of Structural Fire Engineering”, Prag, Tschechische Republik, Februar 2009
- 149 **González, F., Lange, J.**
Brandbemessung im Stahlbau. 1. Darmstädter Ingenieurkongress – Bauen und Umwelt, Darmstadt, September 2009
- 150 **Eschner, A., Lange, J.**
Schlüsselqualifikationen für Bauingenieure in der akademischen Lehre. 1. Darmstädter Ingenieurkongress – Bauen und Umwelt, Darmstadt, September 2009
- 151 **Merle, H., Lange, J.**
eLearning im Stahlbau – 2 Fallstudien. 1. Darmstädter Ingenieurkongress – Bauen und Umwelt, Darmstadt, September 2009
- 152 **Schneider, R., Lange, J.**
Constitutive Equations of Structural Steel S460 at high Temperatures. Nordic Steel Construction Conference, Malmö, Schweden, September 2009
- 153 **Rack, W., Lange, J.**
Human induced Vibrations of lightweight Steel Floor Systems. Nordic Steel Construction Conference, Malmö, Schweden, September 2009
- 154 **Friede, R., Lange, J.**
Self-Loosening of prestressed Bolts. Nordic Steel Construction Conference, Malmö, Schweden, September 2009
- 155 **Rack, W., Lange, J.**
Human induced vibrations of lightweight floor systems supported by cold-formed steel joists. 5th International Symposium on Steel Structures - ISSS'09, Seoul, Süd Korea, März 2009
- 156 **González, F., Lange, J.**
Heißbemessung von Verbindungen. Tagung „Brandsicher bauen mit sichtbarem Stahl“, Darmstadt, Juni 2008
- 157 **González, F., Lange, J.**
Material Behaviour of High Strength Grade 10.9 Bolts under Fire Conditions. EUROSTEEL 2008, Graz, Österreich, September 2008
- 158 **Böhme, F., Lange, J.**
Analyses of the Deflections of Composite Girders. EUROSTEEL 2008, Graz, Österreich, September 2008
- 159 **Lange, J., González, F., Serrano-López, M.A., López-Colina-Pérez, C., Armstrong, S.E.**
The Eur-Ing Project - a Case Study for Structural Steelwork Design under the Eurocodes. EUROSTEEL 2008, Graz, Österreich, September 2008
- 160 **Lange, J., Kurz, W.**
Composite Buildings in Germany. Composite Construction VI, Devil's Thumb Ranch Tabernash, Colorado, USA, Juli 2008
- 161 **González, F., Lange, J.**
Harmonization of Design Rules in Europe. Composite Construction VI, Devil's Thumb Ranch Tabernash, Colorado, USA, Juli 2008
- 162 **Friede, R., Lange, J.**
The Multi-Storey Car Park for the "Neue Landesmesse" in Stuttgart over Highway A8, Germany. Composite Construction VI, Devil's Thumb Ranch Tabernash, Colorado, USA, Juli 2008
- 163 **Grages, H., Lange, J.**
New Results of Material Analysis Regarding the Bauschinger-Effect on the Deflection of Composite Beams. Composite Construction VI, Devil's Thumb Ranch Tabernash, Colorado, USA, Juli 2008

- 164 **Böhme, F., Lange, J.**
Numerical Calculation of the Deflection of Composite Girders. Composite Construction VI, Devil's Thumb Ranch Tabernash, Colorado, USA, Juli 2008
- 165 **Lange, J., González, F., Serrano-López, M.A., López-Colina-Pérez, C., Armstrong, S.E.**
Structural Steel Design e-Learning Portal. 7th European Conference on E-Learning, Zypern, November 2008
- 166 **Merle, H., Lange, J.**
A constructivist Teaching Model using Web-Didactics, User-Monitoring and new Media Technologies in the Education of Civil Engineering Students. International Conference on Engineering Education, Budapest, Juli 2008
- 167 **Merle, H., Lange, J.**
Analysis of elaborated adoption processes to identify the optimal strategy of learning. ASEE Annual Conference 2007, Honolulu, USA, Juni 2007
- 168 **Beier, H.T., Lange, J., Vormwald, M.**
Fatigue assessment of truss joints based on local approaches. Wind energy: Proceedings of the Euromech Colloquium, Oldenburg, Oktober 2005, erschienen im Springer Verlag, 2007
- 169 **Friede, R., Kröger, R., Lange, J.**
Improving the studying of international students. 6th ASEE Global Colloquium on Engineering Education, Istanbul, 2007
- 170 **Lange, J., Grages, H., Sauerborn, N.**
Influence of the Bauschinger Effect on the deflection behaviour of cambered steel and steel concrete composite beams. Proceedings of the 3rd International Conference on Steel and Composite Structures (ICSCS07), Manchester, Juli 2007
- 171 **Lange, J., Steinborn, T.**
Lecture hall vs. online teaching - a contradiction? Advancing scholarship in engineering education: 2006 ASEE annual conference program; final conference program & proceedings, Chicago, Illinois, Juni 2006
- 172 **Lange, J., Böttcher, M.**
Analyse des Tragverhaltens von Sandwichelementen mit Öffnungen. Verbundwerkstoffe und Werkstoffverbunde: Vortragstexte des 15. Symposiums Verbundwerkstoffe und Werkstoffverbunde, Kassel, April 2005
- 173 **Lange, J., Göpfert, T.**
The Behaviour of Semi-Rigid Beam-to-Beam Joints with Thermal Separation. 3rd International Symposium on Steel Structures - ISSS'05, Seoul, Süd Korea, März 2005
- 174 **Lange, J., Ewald, K.**
Innovative Bemessungskonzepte für den Brandschutz im Hochbau. 25. Darmstädter Massivbau-Seminar, Juni 2004
- 175 **Lange, J., Song, J.**
Local-strain-approach based analysis of the crack initiation life of shear connectors using perforated steel plates. 2nd International Conference on Steel and Composite Structures - ICSCS'04. Seoul, Süd Korea, 2004
- 176 **Urbach, A., Lange, J.**
Design of composite columns under high temperatures with special consideration of imperfections. Proceedings of the 5th international conference "Composite construction in steel and concrete", Kruger National Park, Berg-en-Dal, Mpumalanga, South Africa, July 2004
- 177 **Lange, J., Grages, H.**
Deflection of steel concrete composite beams in real structures as basis for the calculation of the serviceability of buildings. Proceedings of the 5th international conference "Composite construction in steel and concrete", Kruger National Park, Berg-en-Dal, Mpumalanga, South Africa, July 2004

- 178 **Lange, J.**
Design of edge beams in slim floors using precast hollow core slabs. Proceedings of the 5th international conference "Composite construction in steel and concrete", Kruger National Park, Berg-en-Dal, Mpumalanga, South Africa, July 2004
- 179 **Lange, J., Böttcher, M.**
Sandwich panels with openings. Proceedings of the 5th international conference "Composite construction in steel and concrete", Kruger National Park, Berg-en-Dal, Mpumalanga, South Africa, July 2004
- 180 **Lange, J., Ewald, K.**
Innovative Bemessungskonzepte für den Brandschutz im Stahlbau. 17. Fortbildungsseminar Tragwerksplanung, Darmstadt, September 2003
- 181 **Urbach, A., Lange, J.**
Bemessung von Verbundstützen im Brandfall. Internationales Brandschutz-Symposium für Stahlbauten, Köln, September 2003
- 182 **Lange, J., Wohlfeil, N., Ewald, K.**
Werkstoffkennwerte im Hochtemperaturbereich und ihr Einfluß auf die praktische Bemessung. Deutscher Stahlbautag: Tagungsdokumentation, Hamburg, November 2002
- 183 **Lange, J.**
German Steel Construction recent developments, problems and solutions for buildings. Second International Symposium on Steel Structures, Seoul, Süd Korea, 2002
- 184 **Lange, J., Shirali, N. M.**
Cyclic behavior of hybrid shear wall systems. Proceedings of the European Conference on Earthquake Engineering (ECEE). London, 2002
- 185 **Lange, J., Beier, H.T.**
Zum Schieblingsanschluss in Fachwerkträgern – Versuche unter nicht ruhender Belastung. 25 Jahre Fachgebiet Werkstoffmechanik an der TU Darmstadt, September 2001
- 186 **Lange, J.**
Flachdecken in Stahlbauweise. Seminar Tragwerksplanung, Darmstadt, 2001
- 187 **Lange, J., Ewald, K.**
Structural systems in steel for vertical loads - integrating HVAC and structure. Internationale Konferenz Tendenzen im Hochhausbau, Frankfurt am Main, 2001
- 188 **Lange, J.**
Flachdecken in Stahlkonstruktion - Randträger. Darmstädter Stahlbautreffen, TU Darmstadt, Juni 2000
- 189 **Lange, J.**
Bauen mit Sandwichelementen: Was ist möglich - was wird zugelassen? IFBS Stahlleichtbau-Symposium, Leverkusen, 2000
- 190 **Lange, J., Friemann, H.**
Das Bauingenieurstudium an der TU Darmstadt: Forschung und Lehre im Stahlbau. DAST-Forschungskolloquium Stahlbau 12, 2000
- 191 **Lange, J., Friemann, H., Schmitz, B., Pickl, C., Deneke, M.**
Workshops with computer-aided simulations in courses on steel construction: acceptability and effectiveness. Civil and Structural Engineering Education in the 21st Century, University of Southampton, 2000
- 192 **Lange, J., Winter, S.**
Behavior of Partially Encased Composite Columns Using High-Strength Steel – Service and Fire Condition. Proceedings of the Conference "Composite Construction IV", Banff, Kanada, Juni 2000

- 193 **Lange, J., Taus, M.**
Der Einsatz von Verbundstützen aus Stahlrohren - Düsseldorfer Stadttor, Millenium Tower. Hochhäuser: Darmstädter Statik-Seminar, 1999
- 194 **Lange, J.**
Fortschritte und Entwicklungen im Verbundbau. Aktuelles Stahlbauseminar , Gesamthochschule Siegen, 1999
- 195 **Lange, J.**
Stahlbaukonzepte für Personen- und Gebäudesicherheit. Stahl '98: Stahlforum / Modernes Bauen mit Stahl, VDEh u. Wirtschaftsvereinigung Stahl, Düsseldorf, 1999
- 196 **Lange, J.**
Fire Safety of Composite Buildings in Germany. ASCE Structures Congress, New Orleans,USA, April 1999
- 197 **Lange, J.**
Verschiebliche Rahmen mit Verbundbauteilen nach EDIN 18800, Teil 5. Tagungsband Darmstädter Stahlbautreffen , TU Darmstadt, 1998
- 198 **Lange, J.**
Verbunddecken - Herstellung und Brandschutz. 20. Darmstädter Massivbauseminar, Darmstadt, Oktober 1998
- 199 **Lange, J.**
Das Düsseldorfer Stadttor - ein 19-geschossiges Hochhaus in Stahlverbundbauweise. In: Kreatives und wirtschaftliches Bauen mit Stahl - Stahl im Hochbau, Juni 1998
- 200 **Lange, J., Ewald, K.**
Das Düsseldorfer Stadttor - ein 19-geschossiges Hochhaus in Stahlverbundbauweise. Kreative Ingenieurleistungen: Innovative Bauwerke; zukunftsweisende Bewehrungs- und Verstärkungsmöglichkeiten. Darmstädter Massivbau-Seminar (Bd. 19), TU Darmstadt, 1998
- 201 **Lange, J., Ewald, K.**
Optimierung des baulichen Brandschutzes beim Düsseldorfer Stadttor. Brandschutztage 1997, Frankfurt, Oktober 1997
- 202 **Lange, J., Ewald, K.**
Verbindungen beim Düsseldorfer Stadttor. Fachtagung Verbundkonstruktionen - Neues aus Forschung, Entwicklung und Normung, Kaiserslautern, Juli 1997
- 203 **Lange, J.**
The Düsseldorfer Stadttor - a 19 Story Office Building in Composite Construction. Composite Construction in Steel and Concrete III, 1996
- 204 **Lange, J., Ewald, K.**
Das Stadttor in Düsseldorf, ein 19-geschossiges Hochhaus in Stahl- und Stahlverbundbauweise. Tagung Hochhäuser - Entwerfen, Planen, Konstruieren, RWTH Aachen, März 1995
- 205 **Lange, J.**
Connections of Concrete filled Steel Beams. Composite Construction in Steel and Concrete II, New York, 1993
- 206 **Lange, J., Hahn, J.**
Biegesteife Rahmenecken in Verbundbauweise. IABSE Symposium, Brüssel, 1990
- 207 **Bouwkamp, J. G., Ungureanu, A., Lange, J.**
Dynamic Characteristics of Composite Floor Systems. Composite Construction in Steel and Concrete, American Society of Civil Engineers, New York, 1988

Begutachtung von Dissertationen**Erstberichter: Prof. Dr.-Ing. Jörg Lange**

Karl Wilhelm Bangert	Feuerwiderstandsfähige Verbundbauteile aus Strangpreßprofilen – Entwicklung, Tragverhalten, Feuerwiderstand, Bemessung	1998
Stefan Winter	Untersuchungen zum Tragverhalten von Profilverbundstützen aus hochfestem Feinkornbaustahl StE 460 bei Normaltemperatur und im Brandfall	1998
Jürgen Meyer	Die analytische Bestimmung der Knitterspannung einachsig gespannter Sandwichplatten	1999
Dieter Reitz	Grundlagen zur Bemessung der Perfibondleiste als duktiles Verbundmittel	2002
Bernd Naujoks	Tragverhalten von Wandtafeln mit Kaltprofilen unter horizontalen und vertikalen Lasten	2002
Jaejoon Song	Untersuchung der Anrißlebensdauer von Betondübeln mit Hilfe des Örtlichen Konzeptes	2002
Heinz Thomas Beier	Experimentelle und rechnerische Untersuchungen zum Schwingfestigkeitsverhalten von ausgeklinkten Knotenblechen in Fachwerkträgern	2003
Thomas Wolf	Ein Beitrag zum Tragverhalten genagelter Brettstapelelemente quer zur Brettrichtung	2003
Jörrit Kleinschmitt	Probabilistisch fundierte Bewertung nichtlinearer Berechnungskonzepte für die Traglastermittlung von Verbundstützen aus einbetonierten I-Profilen	2003
Lars Heselius	Wrinkling Analysis of Flat Faced Sandwich Panels with respect to Bonding Strength and Core Properties with Mineral Wool as Core Material	2005
Marc Böttcher	Wand Sandwich-Elemente mit Öffnungen	2005
Ninja Wohlfeil	Werkstoffgesetze von S460 unter Brandeinwirkung und nach der Abkühlung	2006
Jochen Pfau	Untersuchung der Befestigungstechnik mit ballistischen Verbindungsmiteln zur rationellen Erstellung tragender Tafelemente in Stahlprofil-Leichtbauweise	2007

Hauke Grages	Beitrag zur Verformungsanalyse von Verbundträgern	2007
Thomas Steinborn	Analyse des universitären Lern- und Arbeitsverhaltens von Studierenden des Bauingenieurwesens	2007
Tomas Göpfert	Zum Trag- und Verformungsverhalten thermisch getrennter Stirnplattenstöße	2008
René Mertens	Untersuchung von Zwangsschnittgrößen bei ebenen Polyurethan-Sandwichelementen	2008
Jörg Ackermann	Die Barkhausen-Rauschanalyse zur Ermittlung von Eigenspannungen im Stahlbau	2008
Georg Geldmacher	Ein Konzept für den Traglastnachweis gurtgelagerter doppelsymmetrischer I-Träger unter Berücksichtigung der Profilverformung	2009
Fernando González	Untersuchung zum Material- und Tragverhalten von Schrauben der Festigkeitsklasse 10.9 während und nach einem Brand	2010
Anke Eschner	Zur didaktischen Aufbereitung der Schlüsselqualifikationen in der Lehre für Ingenieure	2010
Roland Friede	Vorspannkraftverluste durch Setzen und selbsttätiges Losdrehen planmäßig vorgespannter Schraubenverbindungen	2010
Regine Schneider	Untersuchungen zum zeitabhängigen mechanischen Materialverhalten von S460 im Brandfall	2011
Frank Böhme	Modelle zur Analyse des zeitabhängigen Verformungsverhaltens von Verbundträgern	2011
Werner Rack	Dynamisches Verhalten von Leichtbaudecken unter menscheninduzierter Anregung	2011
Tobias Abel	Untersuchungen zum Einfluss von Knotenblechanschlüssen auf das Tragverhalten von druckbelasteten Fachwerkstäbe	2012
Felicitas Rädcl	Untersuchungen zur Tragfähigkeit von Sandwichelementen mit Öffnungen	2013
Heiko Merle	Ein konstruktivistisches Lehr-Lern-Konzept mit der Unterstützung von Computern im Stahlbau	2013

Aneta Kurpiela	Optimierung von Sandwichwandbauteilen mit PUR-Kern und Stahldeckschichten	2013
Anja Kiesel	Beitrag zur numerischen Simulation von Verbundstützen unter Brandeinwirkung	2013
Anja Renner	Zug-Abscher-Interaktion bei Schrauben im Stahlbau	2015
Beate Hörnel-Metzger	Beitrag zur Analyse von Sandwichelementen als tragende Bauteile	2015
Dasu Liu	Bemessung von Trägern mit Anschlüssen in Form des hängenden Profils	2016
Christina Kunkel	Untersuchungen zur Schubfeldwirkung von Sandwichelementen	2017
Anne Kawohl	Beitrag zur Zug-Abscher-Interaktion von hochfesten Schrauben während und nach einem Brand	2017
Andreas Hubauer	Vergleichende Untersuchung der Stahl- und Stahlbetonbauweise im Geschoßbau	2017
Katrin Kilian	Befestigung von Sandwichelementen unter kombinierter Zug- und Querkraftbeanspruchung	2017
Harald Nelke	Tragfähigkeit von Sandwichelementen unter Biegung und Querdruck	2018

Zweitbericht: Prof. Dr.-Ing. Jörg Lange

Richard Stroetmann	Zur Stabilitätsberechnung räumlicher Tragsysteme mit I-Profilen nach der Methode der finiten Elemente	1999
Oliver Birk	Ein Beitrag zur Anwendbarkeit des Örtlichen Konzeptes bei viskoplastischem Materialverhalten	2000
Jens Upmeyer	Nachweis der Brandsicherheit von kammerbetonierten Verbundbauteilen über Grenzbrandlasten	2001
Jürgen Fries	Tragverhalten von Flachdecken mit Hutprofilen	2001
N. Mohammed Shirali	Seismic Resistance of a Hybrid Shearwall System	2002
Haiqing Xu	Ein konsistentes Sicherheitskonzept für Verbundträger	2003
Matthias Niessner	Ein Beitrag zur Festigkeitsbewertung scharf gekerbter Bauteile unter statischer und zyklischer Belastung	2003
Andreas Bachmann	Ein wirklichkeitsnaher Ansatz der böenerregten Windlasten auf Hochhäuser in Frankfurt/Main	2003
Heinz Pape	Ein Beitrag zum Tragverhalten von Schubdornverbindungen im Stahlbetonbau	2004
Steffi Schilling	Beitrag zur Lösung von ingenieurtechnischen Entwurfsaufgaben unter Verwendung Evolutionärer Algorithmen	2004
Christian Glock	Traglast unbewehrter Beton- und Mauerwerkswände	2004
Andreas Rieg	Verformungsbezogene mittragende Breite niedriger Verbundträge	2006
Markus Knobloch	Zum Tragverhalten beulgefährdeter Stahlquerschnitte bei Brandeinwirkung	2006
Mathias Gläsle	Experimental and analytical study of an innovative long-spanning hybrid steel deck	2007
Roland May	Paul Bonatz, die Bauingenieure und die Brücken	2007

Thomas Misiek	Tragverhalten dünnwandiger Bauteile aus perforierten Blechen	2008
Nils Schnittker	Automatische Strukturierung von Lerneinheiten mit semantischen Methoden am Beispiel der Werkstoffe im Bauwesen	2009
Bernd Schmidt	Computergestützte Lernkontrollen bei der Aus- und Weiterbildung von Bauingenieuren und Architekten	2009
Robin Kröger	Differenzen des Habitus bei deutschen und internationalen Studierenden in einer ingenieurwissenschaftlichen Fachkultur	2010
Tim Rutkowski	Zum Vorspannen von Stahlbauverschraubungen großer Abmessungen	2011
Thomas Kirsch	Brandverhalten von Schraubenverbindungen	2013
Christian Versch	Ein Beitrag zur Vermeidung von Sprödbrüchen bei nicht durchgeschweißten Verbindungen im Stahlbau	2014
Sebastian Lübke	Zur Tragfähigkeit von Sandwichelementen unter lokaler Beanspruchung	2014
Steffen Leppla	Zeitvariantes Materialverhalten von granularem Steinsalz und Simulation in numerischen Modellen	2018
Peter Rädcl	Ein Beitrag zum erdbebensicheren Konstruieren mit gipsgebundenen Plattenwerkstoffen im Holzbau	2018
Timm Wetzel	Zum Tragverhalten stählerner Stützen im Brandfall	2018

Inhaltsverzeichnis

Verbundbau

Verbund-und Additivdecken, Stand der Technik und neue Entwicklungen	3
Klaus Berner, Oliver Raabe, Achim Berner	
Tragverhalten von Kopfbolzendübeln mit Profilblechen unter Brandbelastung	9
Martin Mensinger, Samuel Pfenning, Rudolf Röß	
Zum Tragverhalten klimatisch beanspruchter geklebter Stahl-Glas-Verbindungen	13
Matthias Kraus, Christin Sirtl	
Einfluss der Verdübelung auf das Tragverhalten von Verbundträgern unter Berücksichtigung unterschiedlicher Bauweisen	19
Ulrike Kuhlmann, Florian Eggert, Johannes Schorr	
Zur Tragfähigkeit eines neuartigen selbstverschließenden Klick-Anschluss-Systems unter Zug- und Schubbeanspruchung	25
Wolfgang Kurz, Claudia Seck	
Neuartiges Verbundmittel für ein herstellungsoptimiertes Hochbau-Deckensystem	31
Jürgen Schnell, Fadi Mikdad	
Ein neuartiges geschlossen-analytisches Verfahren zur Analyse des lokalen Beulens uniaxial gedrückter Faserverbund-Träger	39
Philip Schreiber, Christian Mittelstedt	

Stahlbau

Die Nutzung der Additiven Fertigung von Stahl in der automatisierten Stahlbaufertigung	45
Thilo Feucht	
Zum Einfluss der Walzradien auf die Verdrehsteifigkeit infolge Querschnittsverformung bei Walzprofilen	49
Georg Geldmacher	
Effiziente Stahlgeschosßbauten	55
Bernhard Hauke, Raban Siebers	
Next Generation Stahlbau?	61
Ulrich Knaack	
Experimental and Analytical Fatigue Assessment of High-Strength Bolts for Wind Turbine Structures	65
Peter Schaumann, Rasmus Eichstädt	
Numerical simulation of welding residual stresses and of their influence on the fatigue life of cruciform welded joints	73
Désiré Tchoffo Ngoula, Heinz Thomas Beier, Michael Vormwald	
Untersuchungen zum Tragverhalten von Wölbfedern in torsionsbelasteten I-Trägern	79
Pascal Händler	

Stahlleichtbau

Bettung der Stahldeckbleche von Sandwichelementen mit über die Kerndicke veränderlichem Elastizitätsmodul	85
Alexander Engel	
Tragverhalten von dünnwandigen kaltgeformten C-Profilen mit PUR-Schaum Füllung	91
Aaron von der Heyden	
Potential von Flächentragwerken aus kontinuierlich produzierten und einachsrig gekrümmten Sandwichelementen	99
Sören Grimm	

Designfreiheit im Bauwesen durch flexible Profiliertechnik	105
Peter Groche, Matthias Moneke, Tianbo Wang, Martin Storbeck	
Architektonische Möglichkeiten gekrümmter Sandwichelemente – Fertigungstechnologie und resultierendes Formenspektrum	113
Jakob Reising, Stefan Schäfer	
European Web-Crippling Equations – Fundamentals of reliability analysis and equations for built-up I-sections and nested Z-sections	119
Thomas Misiak, Andrej Belica	
Gebäude in Stahl-Leichtbauweise Rationelle Befestigung der aussteifenden und mittragenden Beplankung sowie Bemessung der Tafeln	125
Klaus-Jochen Pfau	
DIN EN 1090-4 & -5 Neue Normen für den Metalleichtbau	129
Ralf Podleschny	
Energetische Sanierung und statische Ertüchtigung von bestehenden Kassettenprofilfassaden mit einer Außenschale aus Sandwichelementen	135
Dieter Ungermann, Bettina Brune, Alexander Wiegand	
<u>Lehr- Lernforschung</u>	
Die Digitalisierung der Lehre und des Lernens als Forschungsgegenstand der TU Darmstadt	141
Christoph Rensing, Ralf Steinmetz	
Möglichkeiten und Verbesserungen der Grundfachlehre durch die Verwendung von PINGO	147
Melanie Fiedler, Michael Vormwald	
Computer-based Analyses of Steel Structures course at RUB – Implementation of Blended Learning concept	151
Faranak Faghihi, Markus Knobloch	
Erfahrungen mit dem Einsatz von Audience Response Systemen in der Hochschullehre	157
Felicitas Rädcl	
Qualitätssicherung digitaler Lernangebote am Beispiel von mathematischen Videos zum (Nach-) Lernen in einführenden Ingenieursveranstaltungen	163
Nora Feldt-Caesar, Regina Bruder	
<u>Gemischtes</u>	
Freiberufler und Wissenschaftler - Parallelen im Berufsfeld und in der Vergabe von Aufträgen	169
Marc Böttcher	
Werkstoffinnovationen im Bauwesen	177
Eddie Koenders, N. Ukrainczyk, Antonio Caggiano, A. Gilka-Bözow	
Vergesst die Trennung - gemeinsam ist besser!	185
Stefan Winter	
Probelastungen an Befestigungssystemen zur Erzielung von Zustimmungen im Einzelfall und nach Technischer Regel	191
K-H Lieberum	

Verbund- und Additivdecken, Stand der Technik und neue Entwicklungen

Prof. Dr. Klaus Berner *
Dipl.-Ing.(FH) Oliver Raabe *
Dipl.-Ing. Achim Berner *

* iS-engineering GmbH, Darmstadt, Germany

Abstract/Inhalt:

Verbunddecken werden seit Jahren wegen ihrem multifunktionalen Prinzips insbesondere beim Bau von größeren Gebäuden und Hochhäusern eingesetzt. Es werden die Vorteile und das Tragverhalten der Verbund- und Additivdeckendecken zusammenfassend dargestellt. Vor allem werden aber auch Neuentwicklungen auf dem Gebiet der Verbund- und Additivdecken vorgestellt.

Stichworte: Verbunddecken, Additivdecken, Systemdecken

1 Verbunddecken

Verbunddecken bestehen aus Stahlprofilblechen (mit Dicken zwischen 0,75 mm und 1,5 mm) und Aufbeton (Bild 1).

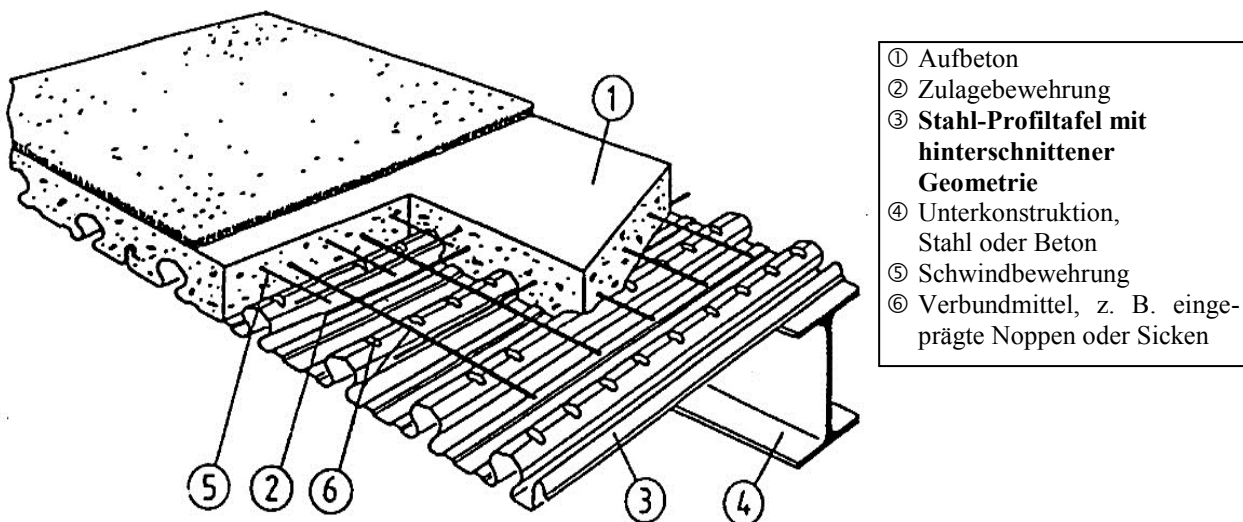


Bild 1: Aufbau einer Verbunddecke, aus [1]

Verbunddecken werden häufig bei größeren Bauvorhaben, wie z.B. beim Messeturm, Frankfurt oder beim Düsseldorfer Stadttor (Bild 2) eingesetzt.

Das multifunktionale Prinzip dieser Deckenkonstruktion für den Hoch- und Industriebau liegt auf der Hand, da die Profilbleche gleichzeitig mehrere wesentliche Aufgaben erfüllen:

a) Tragende Schalung

Die Stahlprofilbleche, die in ähnlicher Form bereits seit Jahrzehnten als tragende Dacheindeckungen eingesetzt werden, können im Bauzustand sofort nach der Befestigung auf der Unterkonstruktion als tragende Deckenschalung und begehbare Arbeitsfläche genutzt werden (Bild 3).



Bild 2: Düsseldorf Stadtter, Projektleiter Jörg Lange [aus 7]

- b) Aufnahme der Zugkräfte im Verbundquerschnitt
Nach dem Erhärten des Betons nehmen die untenliegenden Stahlbleche (bei positiven Biegemomenten) im Verbundquerschnitt die Zugkräfte auf und ersetzen ganz oder teilweise die herkömmliche Bewehrung. Die dauerhafte Übertragung der Längsschubkräfte, die im Verbundquerschnitt in der Fuge Beton/Profilblech auftreten, kann durch verschiedene Verbundarten sichergestellt werden.
- c) Ausreichender Feuerwiderstand
Durch die besondere Geometrie der Profilbleche bleiben bei Brandtemperaturen Teilbereiche des Querschnitts tragfähig. Durch eine gezielte Branddimensionierung kann, entsprechend den Anforderungen, jeweils eine ausreichende Feuerwiderstandsfähigkeit der Decken nachgewiesen werden.
- d) Weitere Vorteile
Neben den oben genannten wesentlichen Aufgaben gibt es weitere Vorteile, wie z. B. Verlegung der Profiltafeln per Hand (Montage ohne Kran, Bild 4) und einfache Möglichkeiten für Abhängungen, die wirtschaftliche Vorteile und eine Verkürzung der Bauzeit erkennen lassen.



Bild 3: Stahlprofilbleche als tragende Schalung und begehbare Arbeitsfläche (Neubau Commerzbank, Frankfurt)



Bild 4: Verlegung von Hand (Messeturm Frankfurt)

1.1 Tragverhalten des Verbundsystems

Für das Tragverhalten der biegebeanspruchten Decken ist das Verbundsystem Beton-Stahlprofilblech durch den werkstoffadäquaten Einsatz der Verbundpartner (Beton in der Druckzone, Stahl in der Zugzone) besonders geeignet.

Zur genaueren Beurteilung des Tragverhaltens sind vier Versagensarten (Bild 5) zu beachten:

- I. Biegeversagen im positiven Momentenbereich
- II. Längsschubversagen in der Verbundfuge
- III. Querkraftversagen (Beton)
- IV. Biegeversagen im negativen Momentenbereich

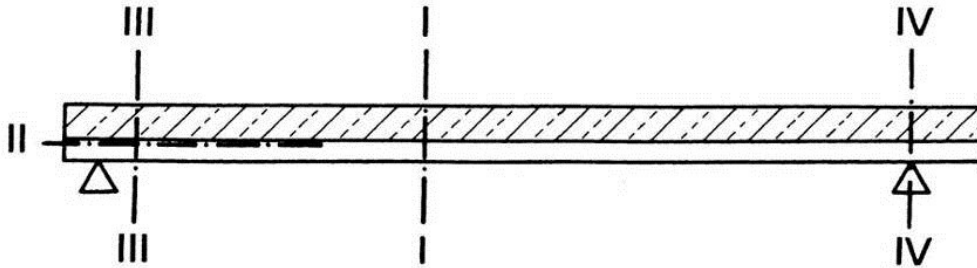


Bild 5: Mögliche Versagensarten

Für die Übertragung der Längsschubkräfte, resultierend aus dem zugehörigen Kräftepaar infolge Biegemoment, sind spezielle konstruktive Maßnahmen erforderlich, wie z.B.:

- Verbund durch eine spezielle hinterschnittene Profilgeometrie, wobei Schubkräfte ohne zusätzliche mechanische Verdübelung durch Klemm- und Keilwirkung (Reibungsverbund) übertragen werden können.
- Mechanischer Verbund durch eingeprägte Rippen oder Noppen (quer oder schräg) im Obergurt und/oder in den Stegen des Stahlprofilblechs.
- Verzahnung durch eingestanzte Löcher und Dorne oder durch Bewehrungsstäbe, die quer zu den Rippen verlaufend angeschweißt werden.
- Endverankerung durch Blechverformungsanker oder Kopfbolzendübel.
- Durch Kombination von verschiedenen Verbundarten (z. B. Endverankerungen mit hinterschnittener Geometrie) kann die Verbundwirkung verbessert werden.

Es ist hier allerdings festzustellen, dass bei der praktischen Anwendung in der Vergangenheit von Stahl-Profilblechen für Verbunddecken fast ausschließlich die hinterschnittene Profilgeometrie mit eingepprägten Rippen oder Noppen zur Anwendung gekommen sind, wie z.B. die Stahl-Profilbleche, die unter dem Namen Cofratra [2] oder Holorib [3] bekannt sind.

Nur hinsichtlich der Längsschubbeanspruchungen in der Fuge zwischen Beton und Stahlblech sind für die Verbunddecken besondere Nachweise und hierfür auch zusätzliche Bemessungswerte erforderlich und stellen somit ein wesentliches Bemessungskriterium dar.

1.2 Bestimmung der Bemessungswerte und Nachweise

Die Längsschubtragfähigkeit kann bei Verbunddecken mit Profilblechen nur experimentell bestimmt werden. Die hierfür erforderlichen Versuche sind im Eurocode 4-1-1 (DIN EN 1994-1-1:2010) geregelt.

Aus den Versuchsergebnissen wird im Prinzip die Schubtragfähigkeit in der Verbundfuge ermittelt und als Bemessungswert festgelegt. In Deutschland müssen die Bemessungswerte in einer allgemeinen bauaufsichtlichen Zulassung erfasst werden. Für die Auswertung von Versuchen zur Bestimmung der Längsschubtragfähigkeit sowie zur Bemessung können zwei Verfahren angewendet werden:

***m+k*-Methode**

Die *m+k*-Methode, ein halbempirisches Verfahren, das nicht auf einem mechanischen Modell basiert, stellt das Standard-Verfahren im Eurocode 4 dar.

Teilverbundtheorie

Bei Decken mit duktilem Verbundverhalten darf der Nachweis der Längsschubtragfähigkeit nach der Teilverbundtheorie erfolgen. Mit Hilfe der im Versuch ermittelten Tragmomente bzw. der Längsschubfestigkeit wird ein Teilverbunddiagramm erstellt, aus dem der Verdübelungsgrad bestimmt und die Verbundfestigkeit $\tau_{u,Rk}$ errechnet werden kann. Das zugehörige Nachweisverfahren besteht darin, dass die Beanspruchbarkeit (Biegemoment M_{Rd}) der Verbunddecken entsprechend dem Verdübelungsgrad berechnet wird.

Bemessungswerte für Verbunddecken sind in Deutschland in allgemeinen bauaufsichtlichen Zulassungen erfasst.

1.3 Nachweise für den Brandfall

Bei realistischen Randbedingungen kann generell für die Verbunddecken und hier insbesondere bei durchlaufenden Deckensystemen eine Feuerwiderstandsfähigkeit entsprechend den Anforderungen hinsichtlich der Feuerwiderstandsklassen bestätigt werden.

Die prinzipielle Anwendung ist in den bauaufsichtlichen Zulassungen oder auch in DIN EN 1994-1-2 geregelt.

2 Additivdecken

Additivdecken, ebenfalls bestehend aus Stahlprofilblechen und Aufbeton, sind hinsichtlich des Tragverhaltens keine echten Verbunddecken, da die Tragfähigkeit nur durch das Aufsummieren der Einzeltragfähigkeiten vom Stahlprofilblech und Betonquerschnitt (Stahlbetonrippendecke) bestimmt wird. Additivdecken werden vor allem beim Parkhausbau verwendet. Die Bemessung ist in allgemein bauaufsichtlichen Zulassungen geregelt [4].

3 Neue Entwicklungen

3.1 Profiltafeln mit „offener Geometrie“

Die in der Vergangenheit verwendeten Stahl-Profilbleche mit hinterschnittener Geometrie wurden vor allem bezüglich der Längsschub-Tragfähigkeit optimiert, da diese für die Verbunddecken im Endzustand die Bemessungsgröße für einen praxisgerechten Nachweis ist.

Es wurden aber in der jüngsten Vergangenheit auch Profiltafeln mit sogenannter „offener“ Geometrie entwickelt (Bild 6).

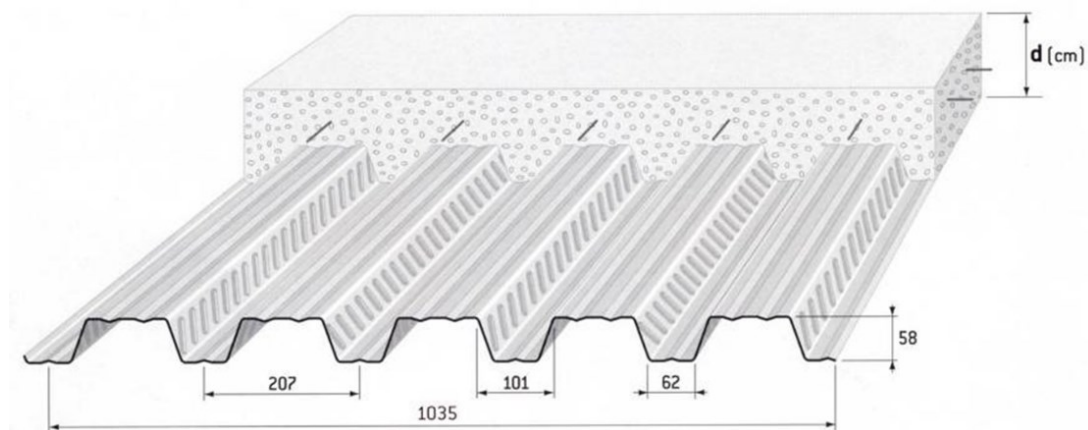


Bild 6: Verbund-Profiltafel mit „offener Geometrie“, Cofraplus 60

Die Längsschubtragfähigkeit wird hier ausschließlich durch spezielle Noppen im Stegbereich der Profiltafeln erreicht. Prinzipiell wurden Zweifel an der Machbarkeit von Verbunddecken mit „offenen“ Profiltafeln vor allem mit dem Argument erhoben, dass der Beton sich ungehindert, im Gegensatz zu der hinterschnittener Geometrie, vom Blech abheben kann und dadurch die Längsschubtragfähigkeit beeinträchtigt wird. Durch die Zulassungsversuche, die an der TU Darmstadt unter Leitung von Prof. Lange durchgeführt wurden [5], konnte bestätigt werden, dass keine Bedenken gegen die Verwendung offener Profilgeometrie bestehen.

Insgesamt kann beim Vergleich der Profiltafeln mit hinterschnittener und offener Profilgeometrie festgestellt werden, dass die Längsschubtragfähigkeit bei den offenen Profilen etwas geringer ist als bei den hinterschnittenen Profilen. Dies ist jedoch häufig kein Problem, da die Längsschubtragfähigkeit in den meisten praxisgerechten Anwendungen nicht ausgenutzt wird. Die Tragfähigkeit im Bauzustand ist, bei ähnlicher Bauhöhe der Profiltafeln ebenfalls ungefähr gleich hoch. Abgesehen von dem erhöhten Aufwand beim Profilieren bei hinterschnittener Profilgeometrie liegt der große

Vorteil bei offenen Profiltafeln zunächst in dem erheblich geringeren Gewicht (ca. 36%) gegenüber den hinterschnittenen Profilen und damit entsprechend geringere Materialkosten. Ein weiterer Vorteil ist die bessere Stapelbarkeit bei offenen Profilen und damit geringere Transportkosten (bis zu 1€/m²). Insgesamt sind Profiltafeln für Verbunddecken mit offener Profilgeometrie eine interessante Entwicklung. Die Fa. ArcelorMittal hat für ein solches Produkt eine Zulassung beantragt. Die entsprechenden Zulassungsversuche wurden bereits durchgeführt. Zurzeit werden die Auswertungen durchgeführt und das zugehörige Gutachten erstellt.

3.2 Systemdecke (Additivdecke) mit speziellen Auflagerschuhen

Diese spezielle Beton/Stahl-Profiltafel-Decke (Bild 7) von ArcelorMittal wurde in den letzten Jahren entwickelt.

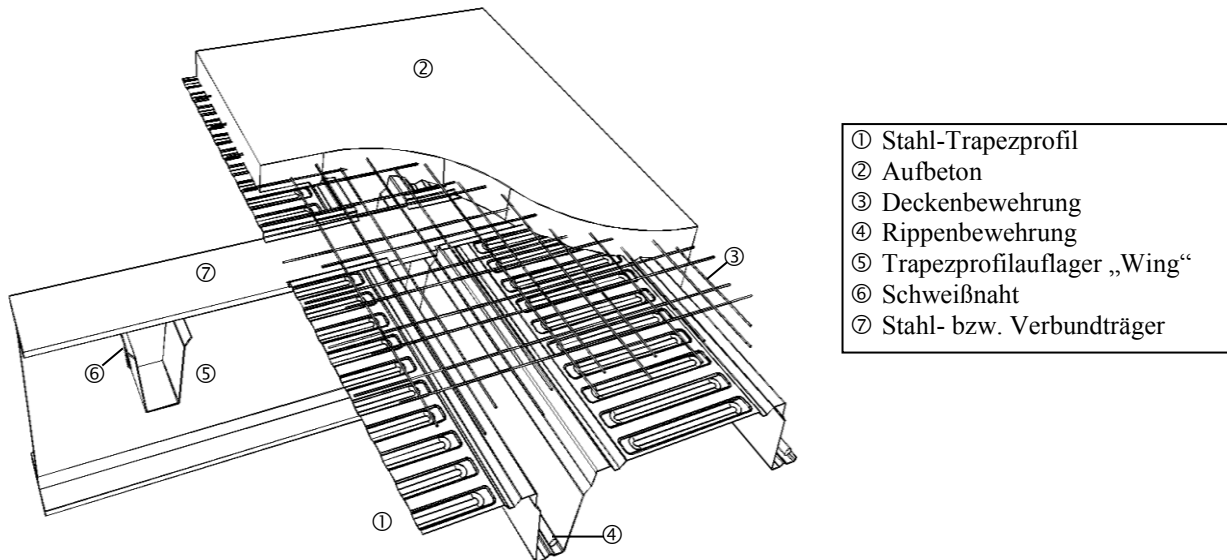


Bild 7: Aufbau von Additivdecken

Gegenüber der bereits auf dem Markt angebotenen Additiv-Decke, bei der die Profiltafeln auf angeschweißte Knaggen aufgelagert werden [4], werden hier die Profiltafeln auf spezielle Auflagerschuhe, die seitlich an den Stahlträgern angeschweißt werden, aufgelagert. Es ergeben sich dadurch eine Reihe von Vorteilen, wie z.B.

- Voller Ansatz des Betonquerschnitts bei negativen Biegemomenten im Bereich der Zwischenunterstützungen durchlaufender Systeme
- Keine zusätzlichen Abdichtungen im Auflagerbereich der Profiltafeln

Auch hier kann von einer interessanten neuen Entwicklung im Bereich von Systemdecken mit additiver Tragwirkung gesprochen werden. Eine allgemeine bauaufsichtliche Zulassung [6] liegt vor. Die Versuche im Rahmen des Zulassungsverfahrens wurden an der Technische Universität Darmstadt, Institut für Stahlbau und Werkstoffmechanik, unter Leitung von Prof. Lange durchgeführt.

4 Quellenangabe

- [1] Berner, K.: Bautabellen für Ingenieure, Kap. 8E, Trapezprofile und Sandwichbauteile, Bundesanzeiger Verlag, 2017
- [2] Allgemeine bauaufsichtliche Zulassung Nr. Z-26.1-22, Cofrastra Verbunddecken, ArcelorMittal Construction Deutschland GmbH
- [3] Allgemeine bauaufsichtliche Zulassung Nr. Z-26.1-4, Holorib-Verbunddecke, Montana Bausysteme AG
- [4] Allgemeine bauaufsichtliche Zulassung Nr. Z-26.1-44, Hoesch-Additivdecke, Hoesch Bausysteme GmbH
- [5] Prüfbericht Nr. 06-04p, Zulassungsversuche an Verbunddecken Cofraplus 60, TU Darmstadt, Institut für Stahlbau und Werkstoffmechanik, 2006, unveröffentlicht
- [6] Allgemeine bauaufsichtliche Zulassung Nr. Z-26.1-55, ArcelorMittal Systemdecke Cofraplus 220, ArcelorMittal Construction Deutschland GmbH
- [7] Stahlbau Heft 7, Juli 1998, Titelblatt

Tragverhalten von Kopfbolzendübeln mit Profilblechen unter Brandbelastung

Martin Mensinger*
Samuel Pfenning**
Rudolf Röß***

* Technische Universität München, Lehrstuhl für Metallbau, Germany, mensinger@tum.de

** Technische Universität München, Lehrstuhl für Metallbau, Germany, s.pfenning@tum.de

*** Technische Universität München, Lehrstuhl für Metallbau, Germany, r.roess@tum.de

Abstract

Das Bemessungsverfahren für Kopfbolzendübel mit Profilblechen unter Brandbelastung nach Eurocode 4 [1] ist nicht für hochstegige Profilbleche ausgelegt, daher kann es unter Umständen zu unsicheren oder unwirtschaftlichen Ergebnissen führen. Auf Basis des Traglastberechnungsmodells bei Normaltemperatur von S. Nellinger [2] und mit der 500 °C-Isothermen-Methode aus dem Anhang B des Eurocodes 2-1.2 [3], wird ein neues Bemessungskonzept für Kopfbolzendübel im Brand entworfen [4]. Das Bemessungskonzept berücksichtigt dabei die reduzierte wirksame Betonfläche des Betonausbruchkegels im Brand. Die Ergebnisse werden mit Ergebnissen von Abscherversuchen durch Chen [5] verglichen.

Stichworte: Verbundbau, Brandschutz, Kopfbolzendübel, hochstegige Bleche, Verbunddecke

1 Tragverhalten von Verbundträgern mit Profilblechen und Kopfbolzendübeln

Verbundträger mit Profilblechen senkrecht zur Trägerachse sind eine beliebte und wirtschaftliche Konstruktion, die im Hochbau häufig eingesetzt wird. Hierbei werden Stahlprofilbleche als mittragende verlorene Schalung verwendet. Die damit entstehenden Verbunddeckensysteme ermöglichen eine schnelle und filigrane Bauweise.

Durch die Verwendung immer größere Profilblechhöhen verändert sich das Tragverhalten des Verbundsystems. Da die aktuellen Bemessungskonzepte nicht für große Profilblechhöhen ausgelegt sind, sind Vorteile moderner Profilbleche nur schwer wirtschaftlich anwendbar. Dies betrifft insbesondere den Brandfall.

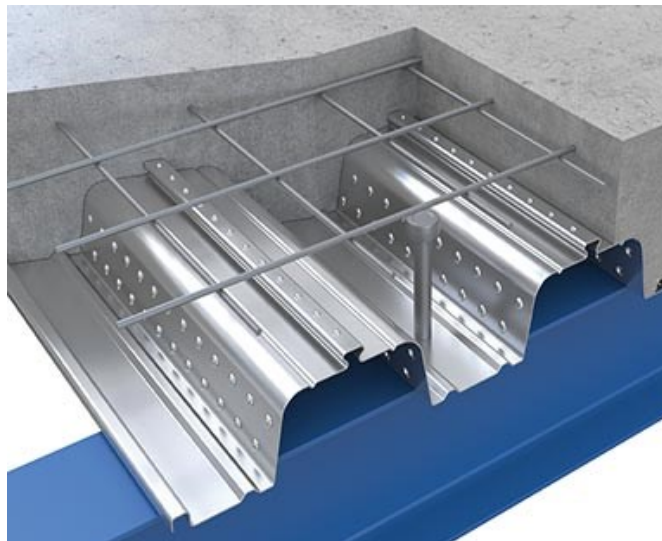


Bild 1: Verbundträger mit Kopfbolzendübel senkrecht zur Trägerachse [6]

Das aktuelle Bemessungsverfahren des Eurocode 4 [1] basiert auf zwei Traglastanteilen, der Beanspruchung des Dübels auf Biegung und der horizontalen Komponente in Form einer Dübelzugkraft. Bei höheren Blechen verschiebt sich jedoch der Ort des Versagens von dem unteren Bereich des Dübels in Richtung der Verbunddecke und die Betontragfähigkeit wird relevanter. Bei hochstegigen Blechen ist damit zusätzlich zu den beiden anderen Traglastanteilen die maximale Betonzugspannung der Betonrippe relevant.

2 Bemessungsvorschlag NL500

Ein neuer Entwurf für ein Bemessungsverfahren (NL500) soll genauere und damit wirtschaftlichere Werte für die Traglast im Brandfall liefern. Hierbei wird das Traglastberechnungsmodell bei Normaltemperatur von Nellinger [2] und die 500 °C-Isothermen-Methode aus dem Anhang B des Eurocodes 2-1.2 [3] miteinander kombiniert.

2.1 Bemessungsmodell nach Nellinger

Nellinger [2] beschreibt in seiner Arbeit das Tragverhalten von hochstegigen Blechen bei Normaltemperatur. Darin teilt sich die Berechnung wie im aktuellen EC 4 [1] in die Traglast des Dübels und in die Betontragfähigkeit auf, der jeweils kleinere Wert ist maßgebend. Jedoch existiert kein geometrieabhängiger Abminderungsfaktor mehr. Das Stahlversagen unterscheidet sich von der aktuellen Berechnung nur durch die Veränderung des Vorfaktors. Das Tragverhalten des Betons unterteilt sich in den Anteil bei umgerissenem Beton und dem Anteil bei gerissenem Beton. Bei umgerissenem Beton, wird davon ausgegangen, dass eine definierte Fläche (Bild 2) die Kräfte abträgt.

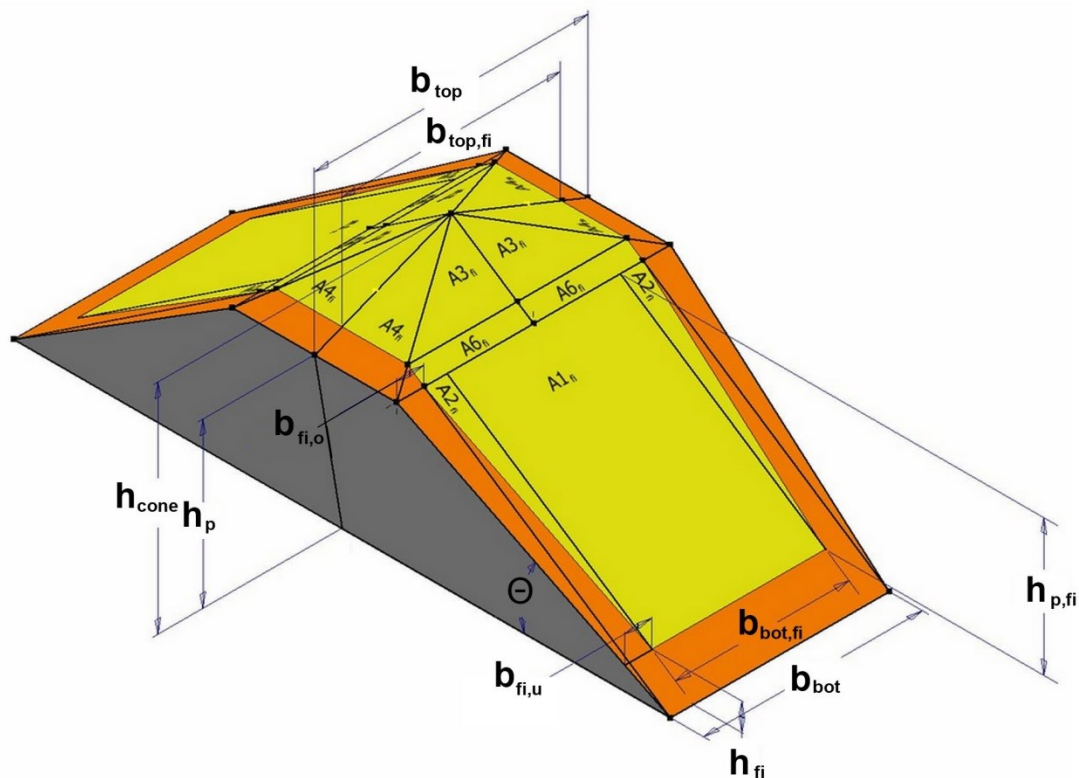


Bild 2: Reduzierte Ausbruchfläche der Betonrippe

Dieser Bereich hängt vom Betondruckstrebenwinkel, der Blechgeometrie, sowie der Dübelhöhe ab. Bei Überschreitung der Betonzugfestigkeit am Rande der Ausbruchfläche gilt der Beton als gerissen. Der Traganteil bei gerissenem Beton ist von der Einbindetiefe des Dübels im Beton oberhalb der Betonsicke abhängig. So versagt der Dübel entweder mit einem Fließgelenk bei geringer Einbindetiefe oder mit zwei Fließgelenken bei größerer Einbindetiefe. Das Berechnungsverfahren basiert auf einem mechanischen Modell und wurde mit über 180 Versuchen verglichen.

2.2 Abminderung im Brandfall

In der aktuellen Fassung der EN 1994-1-2 [1] wird im Brandfall bei Profilblechen mit einer Sickenhöhe von maximal 85 mm mit einem temperaturabhängigen Parameter die Materialfestigkeit abgemindert, jedoch gilt, dass die Betontemperatur mit 40 %, und die Kopfbolzentemperatur mit 80 % der Stahltemperatur des oberen Flansches angenommen werden darf. Diese Temperatureinschätzung ist für hochstegige Bleche äußerst ungenau, da zum Beispiel nur wenige Millimeter Höhenunterschied des Messpunkts der Kopfbolzendübeltemperatur bereits einen Unterschied von 50 °C betragen kann. Auch findet durch sehr schmale Stege ein nicht unerheblicher Wärmeeintrag von den Seiten statt. Somit ist es unsicher die gleichen Werte für Massivdecken und Decken mit hochstegigen Blechen zu verwenden.

Mit dem neuen Entwurf eines Bemessungskonzeptes für den Brandfall, NL500, behält der Beton mit einer Temperatur von unter 500°C seine volle Tragfähigkeit, während die Tragfähigkeit des Betons über 500°C zu Null angenommen wird. Die Betonfestigkeit wird somit nicht abgemindert, sondern die von Nellinger [2] beschriebene Ausbruchfläche (Bild 2). Mithilfe von drei Abminderungswerten wird die Fläche im Brandfall genau festgelegt (Bild 3). Die Abminderungswerte definieren sich dabei durch die Höhe der Betonsicke, die Breite der Sicke oben und die Breite der Sicke unten.

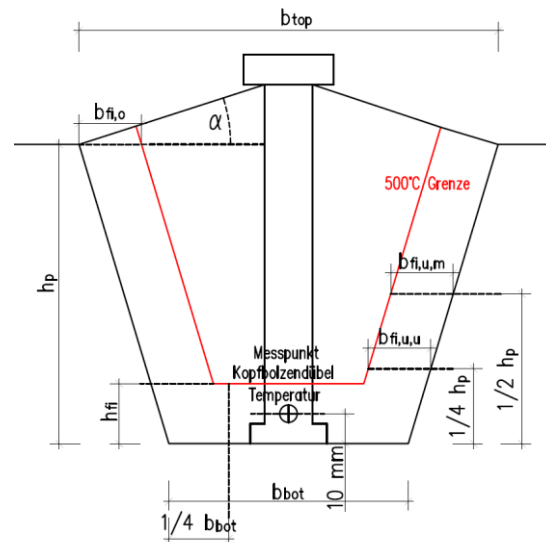


Bild 3: Abminderungsfaktoren der Ausbruchfläche

Die Tragfähigkeit der Kopfbolzendübel im Brandfall wird weiterhin mit einem temperaturabhängigen Abminderungsfaktor reduziert, die Temperatur wird in 10 mm Höhe im Kern des Kopfbolzendübelns gemessen. Folgende Gl. (1) wurde in [4] für die Bestimmung der Kopfbolzentragfähigkeit im Brandfall ermittelt. Die Gleichung ergibt sich aus den Abminderungsfaktoren im Brandfall, sie kann jedoch auch im bei Normaltemperatur verwendet werden. Die Werte α_{cc} , f_{ctm} , f_u und $k_{u,\theta}$ entsprechend der EN 1994 [1]. Der Wert n_y entspricht der Anzahl der möglichen Fließgelenkketten des Kopfbolzens. $I_{y,fi}$ entspricht dem Flächenträgheitsmoment der Betonausbruchfläche, wie bereits ähnlich in [2] beschrieben. Der Wert h_s entspricht der Höhe des Schwerpunkts der Ausbruchfläche als Angriffspunkt der Betondruckkräfte am Dübel, siehe hierzu [2] und [4]. Der Durchmesser des Kopfbolzendübelns wird mit d bezeichnet.

$$P_{Rd,c,fi} = \left[\left(\frac{\alpha_{cc} \cdot f_{ctm}}{\cos(\alpha)} + \frac{0,1 \cdot k_{u,\theta} \cdot f_u \cdot \pi \cdot \frac{d^2}{4}}{A_{fi}} \right) \cdot \frac{2 \cdot I_{y,fi}}{b_{top,fi}} \right] \cdot \frac{1}{h_p + s_2} + \frac{n_y \cdot k_{u,\theta} \cdot f_u \cdot \frac{d^3}{6}}{h_{s,fi} - d/2} \quad (1)$$

$$s_2 = (h_{cone} - h_p) \cdot \left(1 - \frac{b_{top,fi}}{b_{top}} \right) \quad (2)$$

$$A_{fi} = \sum_{i=1}^n A_{i,fi} \quad (3)$$

2.3 Temperaturanalyse

Die Temperaturdaten wurden aus einem Temperaturanalyse Modell aus dem FE Programm Abaqus ausgelesen (Bild 4).

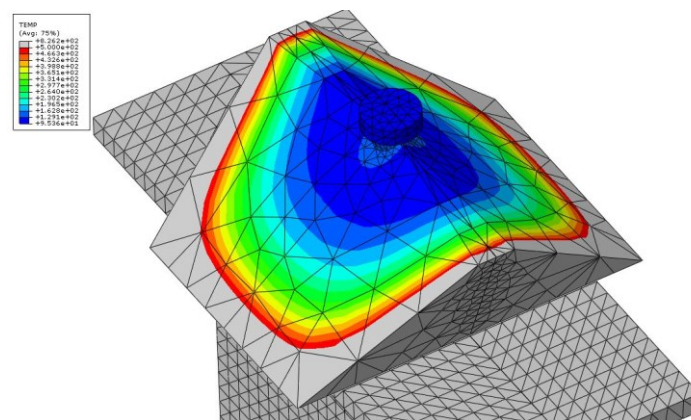


Bild 4: Modell eines Kopfbolzendübelns im Brand, ausgewertet nach der 500 °C Isotherme

Für die Berechnung wurden folgende Annahmen getroffen: Das mechanische Modell ändert sich im Brandfall nicht, der Beton ist im Brandfall ungerissen, die Form der Ausbruchfläche ändert sich im Brandfall nicht, der Betondruckstrebenwinkel bleibt konstant.

2.4 Bewertung der Bemessungsverfahren

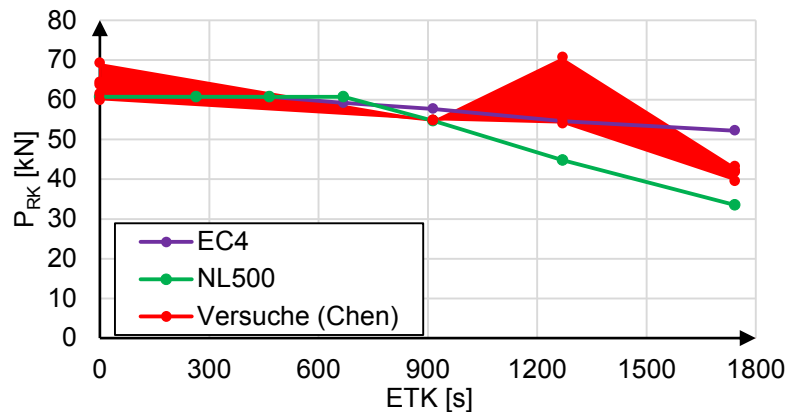


Bild 5: Vergleich der Bemessungsverfahren mit Versuchsdaten

Da nur wenige Versuchsdaten zu diesem Thema vorhanden sind, wurde eine Versuchsreihe von Chen [5] zum Vergleich herangezogen (Bild 5), welche jedoch nicht nach Einheits-Temperaturzeitkurve (ETK) [7] erhitzt wurde und deren Dübeleinbindetiefe nicht den Vorgaben des EN 1994-1-1 [1] entspricht. Vergleicht man das aktuelle Verfahren nach der EN 1994-1-2 [7] mit dem neuen Verfahren NL500 und den Versuchen nach Chen zeigen sich gegenüber den Versuchen eine deutliche Unsicherheit des aktuellen Verfahrens. Schon bei weniger als 30 Minuten Beflammung nach ETK zeigen die Versuchsergebnisse nach Chen einen deutlichen Abfall der Traglast, während die Werte nach der EN 1994-1-2 [8] nur einen moderaten Abfall erwarten lassen. Diesem Abfall der Dübeltragfähigkeit durch die Erwärmung des Betons wird das neue Verfahren NL500 im Wesentlichen gerecht.

3 Zusammenfassung und Ausblick

Das aktuelle Bemessungsverfahren für Verbundträger mit Profilblechen im Brandfall ist nicht für die Anwendung mit hochstegigen Blechen ausgelegt. In dem hier betrachteten Fall liegen die Ergebnisse des Bemessungsverfahrens nach EN 1994-1-2 [8] möglicherweise auf der unsicheren Seite. Es wurde daher ein neuer Entwurf für ein Bemessungsverfahren vorgeschlagen. Hierbei wird eine bestehende Bemessungsmethode für Kopfbolzendübel in hochstegigen Blechen mit einer Abminderung des Betons im Brandfall kombiniert. Erste Vergleiche mit durchgeführten Versuchen zeigen eine gute Übereinstimmung der Ergebnisse. Das bisher nur auf theoretischer Basis entwickelte Bemessungsverfahren NL500 muss noch mit Versuchen aus der Literatur verifiziert und kalibriert, eventuell verbessert und erweitert werden. Für die Praxis sollte ein vereinfachtes Verfahren abgeleitet werden.

4 Quellenangabe

- [1] DIN EN 1994-1-1: Bemessung und Konstruktion von Verbundtragwerken aus Stahl und Beton; Deutsche Fassung EN 1994; Deutsches Institut für Normung e.V. 2010
- [2] Nellinger, Sebastian: On the behaviour of shear stud connections in composite beams with deep decking; Université du Luxembourg; The Faculty of Sciences, Technology and Communication; Dissertation; 2015
- [3] DIN EN 1992-1-2:2010-12 Eurocode 2: Bemessung und Konstruktion von Stahlbeton- und Spannbetontragwerken Teil 1-2: Allgemeine Regeln - Tragwerks-bemessung für den Brandfall; Deutsches Institut für Normung e.V. 2010
- [4] Röß, Rudolf: Tragverhalten von Verbundträgern mit Profilblechen unter Brandbelastung; Masterarbeit; Lehrstuhl für Metallbau; Technische Universität München; 2017
- [5] CHEN L., et a.: Behaviour and design of shear connectors in composite slabs at elevated temperatures; Journal of Constructional Steel Research; No. 115; 2015; pp 387–397.
- [6] Tata Steel, Europe-Limited (Hrsg.): Verbunddeckensystem mit Profilblech ComFlor R 80 Tata Steel; https://www.tatasteelconstruction.com/static_files/Tata%20Steel/content/products/Building%20Systems/Comflor/Comflor%2080/Images/comflor-composition-cf80.jpg; Version: 2017
- [7] DIN EN 1991-1-2:2010-12, Eurocode 1: Einwirkung auf Tragwerke Teil 1-2: Allgemeine Einwirkungen; Brandeinwirkungen auf Tragwerke; Deutsches Institut für Normung e.V. 2010
- [8] DIN EN 1994-1-2:2010-12 Eurocode 4: Bemessung und Konstruktion von Verbundtragwerken aus Stahl und Beton – Teil 1-2: Allgemeine Regeln –Tragwerksbemessung für den Brandfall; Deutsches Institut für Normung e.V. 2010

Zum Tragverhalten klimatisch beanspruchter geklebter Stahl-Glas-Verbindungen

Univ.-Prof. Dr.-Ing. Matthias Kraus*
M.Sc. Christin Sirtl IWE*

*Bauhaus-Universität Weimar, Institut für Konstruktiven Ingenieurbau,
Professur Stahl- und Hybridbau, Germany, christin.sirtl@uni-weimar.de

Abstract / Inhalt

Zur Gewährleistung einer hohen Transparenz und Lichtdurchlässigkeit sind moderne Gebäudefassaden häufig durch einen hohen Glasanteil gekennzeichnet. Als tragende Konstruktionen bzw. Unterkonstruktionen werden verstärkt Metalle bzw. Stähle eingesetzt, so dass die Kombination aus Stahl und Glas eine übliche und verbreitete Bauweise darstellt. Als Fügetechnik hat sich im Glasbau das Kleben für verschiedene Problemstellungen bewährt. Für den speziellen Anwendungsfall in einer energetisch wirksamen Glasfassade werden im vorliegenden Beitrag experimentelle Untersuchungen von Klebverbindungen zwischen Stahl- und Glasbauteilen vorgestellt, wobei der Einfluss der hierfür relevanten Umgebungsbedingungen auf das Tragverhalten im Vordergrund steht.

Stichworte: Klebung, Glas, Stahl, Zugversuch

1 Einleitung

Der Einsatz von Glas in Gebäudehüllen ist von großer architektonischer und bauphysikalischer Bedeutung. Um europäischen Klimazielen [1] entgegen zu treten, sollten Glasfassaden zukünftig effizienter genutzt werden. Einen Beitrag hierzu kann die gezielte Energiegewinnung durch Fassadensysteme leisten, die im Rahmen eines europäischen Forschungsprojekts mit Hilfe fluiddurchflossener Kapillargläser (LaWin-Scheibe) fokussiert wird, s. [2, 3]. Als Bestandteil von Isolierglaseinheiten wird die vom Fluid gespeicherte Wärme der Gebäudetechnik zugeführt und energetisch genutzt.

Bild 1 zeigt den Aufbau der LaWin-Scheibe, die aus einem im Rollprozess hergestellten Kapillarglas sowie einem darauf verklebten und abdichtenden Dünnglas aufgebaut ist. Die Zuleitung des Fluids in Form eines Glykollgemischs und die gleichmäßige Verteilung in den Scheibenkapillaren erfolgt mit Hilfe von Stahlkanälen, die im Bild als Verteiler bezeichnet und mit dem Glas verklebt sind. An sämtliche Klebverbindungen werden hohe Ansprüche bzgl. einer dauerhaften mechanischen Funktionalität gestellt, die nicht zuletzt durch atmosphärische Einwirkungen (Temperaturwechsel, Fluidkontakt, UV-Einstrahlung) beeinflusst werden. An der Bauhaus-Universität Weimar wird das Material- und Tragverhalten geeigneter Verbindungsmittel unter entsprechenden Einflüssen numerisch und experimentell (zerstörungsfrei und zerstörend) erforscht. Hierzu zählt die Verbindung der Gläser untereinander, wozu sowohl Acrylate (s. [4]) als auch Laminierungen in die Untersuchungen einbezogen werden. Darüber hinaus werden Klebungen zwischen den Gläsern und den Stahlverteilern analysiert, die im vorliegenden Beitrag im Fokus stehen.

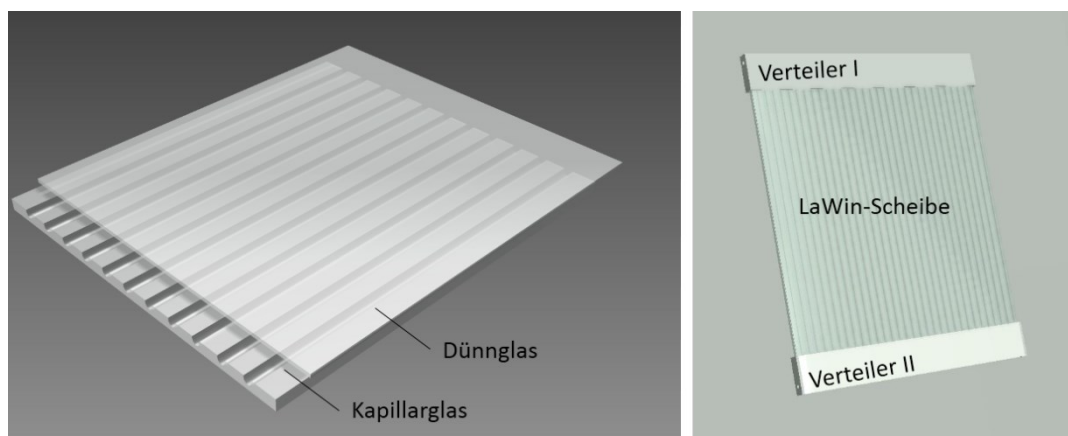


Bild 1: Schematische Darstellung des Kapillarglases mit Deckglas (Dünnglas) (links) sowie der LaWin-Scheibe mit Verteiler oben und unten (rechts)

2 Oberflächenvorbereitung und Verbundverhalten unterschiedlicher Materialien

2.1 Stahl

Für die Verteiler kommt ein nichtrostender Stahl (1.4301) zum Einsatz, für den bzgl. klimatischer Einflüsse und der damit verbunden Korrosivität von einem günstigen Verhalten auszugehen ist. Beim Kleben von nichtrostenden Stählen ist ein passives, d.h. geringes, Reaktionsvermögen zu beobachten, was zu einer eingeschränkten Bindung zwischen Klebstoff und Stahloberfläche führen und bei Belastung mit einem vorzeitigen Adhäsionsbruch verbunden sein kann.

Die ungünstigen Haftungseigenschaften von oberflächenunbehandelten nichtrostenden Stählen [5] sind auch für Bau-
stähle bekannt, die als unedle Produkte zusätzliche chemische Reaktionen hervorrufen und die im Allgemeinen eine
Oberflächenvorbehandlung erfordern, s. [5].

Zur Verbesserung der Haftung ist zunächst auf schmutz-, fett- und ölfreie Oberflächen zu achten [6]. Darüber hinaus
führt die mechanische Vorbehandlung des Stahls durch Bürsten, Schleifen oder Strahlen zu einem Werkstoffabtrag und
einer Zerklüftung der Oberfläche, die sich i.A. günstig auf die Klebeigenschaften auswirkt (Vergrößerung der adhäsiven
Wirkfläche am Füge teil durch die Optimierung der Rauheit).

2.2 Glas

Bei der Flachglasscheibe mit Kapillarstruktur handelt es sich um ein im Floatverfahren hergestelltes Natronsilikatglas
und bei dem 0,75 mm Dünnglas um ein modifiziertes, chemisch vorgespanntes Aluminosilikatglas, das bzgl. des Wär-
meausdehnungskoeffizienten und des Brechungsindex dem Floatglas angepasst ist. Gegenüber der metallischen
Werkstoffe ist der Aufwand beim Kleben von Gläsern mit Silikonen bzgl. der Oberflächenvorbehandlung geringer. Die
zu verklebende Fläche muss trocken und fettfrei sein, um zwischen der Glasoberfläche und dem Klebstoff eine gute
Adhäsion herzustellen. Das übliche Entfetten der Oberflächen mit Hilfe von Alkoholen oder Acetonen führt zu einer
Reduzierung der Oberflächentemperatur des Glases und zu einer Begünstigung der Wasserabsorption. Dieser kann
durch ein Erwärmen der Füge teile (40-45°C) vor dem Klebstoffauftrag entgegengewirkt werden, wobei sich die erhöhte
Temperatur durch eine beschleunigte Klebstoffvernetzung auch ungünstig auswirkt [7].

2.3 Silikon

Für die Wahl eines geeigneten Klebstoffs spielen mehrere Aspekte eine wichtige Rolle, wie die mechanischen Eigen-
schaften, die Dauerhaftigkeit sowie die Temperaturbeständigkeit. Neben der Erzielung des erforderlichen Kraftschlus-
ses müssen von der ausgehärteten Verbindung Zwangsbeanspruchungen (z.B. durch Temperaturdehnungen) aufge-
nommen sowie Fertigungstoleranzen ausgeglichen werden. Darüber hinaus sind Eigenschaften und Randbedingungen,
die bei der Herstellung der Klebung eine wichtige Rolle spielen (bspw. das Fließ- bzw. Applikationsverhalten sowie der
Aushärtungsmechanismus des Klebstoffs und die vorliegende Fugengeometrie), zu berücksichtigen, da eine homogene
Verarbeitung des Klebstoffs ohne Poreneinschlüsse für eine leistungsfähige Verbindung von großer Bedeutung ist.

Unter den genannten Aspekten sind für den hier vorliegenden Einsatz zwei treffende Klebstoffe identifiziert worden,
ein Ein-Komponenten (1-K)-Silikonklebstoff (Dow Corning 895) sowie ein schnell vernetzender Zwei-Komponenten
(2-K)-Silikonklebstoff (Dow Corning 993), die speziell für Anwendungen im Structural Glazing entwickelt wurden. Die
hochmoduligen Klebstoffe, deren nominalen mechanischen Eigenschaften in Tabelle 1 zusammengestellt sind, verfügen
bei zahlreichen Oberflächen über ein hervorragendes Haftungsvermögen, wie bei beschichtetem Glas, Email- und Re-
flexglas sowie bei Edelstahlprofilen. Darüber hinaus weisen sie eine ausgezeichnete UV-, Hitze-, Feuchtigkeits- und
Witterungsbeständigkeit auf.

Tabelle 1: Nominale Eigenschaften der verwendeten Silikonklebstoffe [8,9]

	Zugfestigkeit [N/mm ²]	Reißdehnung [%]	E-Modul [N/mm ²]
Dow Corning 895 (1-K-Klebstoff, Probenreihe G)	1,06	260	0,9
Dow Corning 993 (2-K-Klebstoff, Probenreihe F)	0,95	130	1,4

3 Versuchsprogramm

Im Rahmen des Versuchsprogramms sind sowohl durch Silikon gefügte Stahl-Glas-Werkstoffproben (Überlappverbin-
dungen) als auch Silikon-Schulterstäbe untersucht worden, die aus den in Abschnitt 2 genannten Werkstoffen gefertigt
sind, s. Bild 2. Bei Probenreihe F kommt der 2-K und bei Probenreihe G der 1-K-Klebstoff zum Einsatz. Hinsichtlich
der Stahl-Glas-Proben sind die Stahloberflächen in beiden Reihen unbehandelt. Um den Einfluss der Oberflächenvor-
behandlung auf das Tragverhalten zu untersuchen, sind in einer Probenreihe H vor dem Verkleben mit dem 2-K-Silikon
die Stahloberflächen durch Sandstrahlen vorbehandelt.

Zur Analyse der Langzeitbeständigkeit der Verklebungen werden die Probekörper im Labor einem künstlichen Alter-
ungsprozess unterzogen, der die Umwelteinflüsse im Zeitraffer abbilden soll. Dabei werden für unterschiedliche Test-
reihen die Beanspruchungen

- Fluidbelastung (F)
- Temperaturwechselbelastung (T)
- Temperaturwechsel- und Fluidbelastung (TF)

differenziert, wobei durch die Belastungszeiträume von 10 bzw. 50 Tagen verschiedene Grade der Alterung simuliert
werden sollen. Zu Vergleichszwecken werden auch klimatisch unbelastete Probenreihen analysiert. Bild 3 gibt einen
Überblick zum Umfang der jeweils gefertigten bzw. belasteten Prüfkörper.

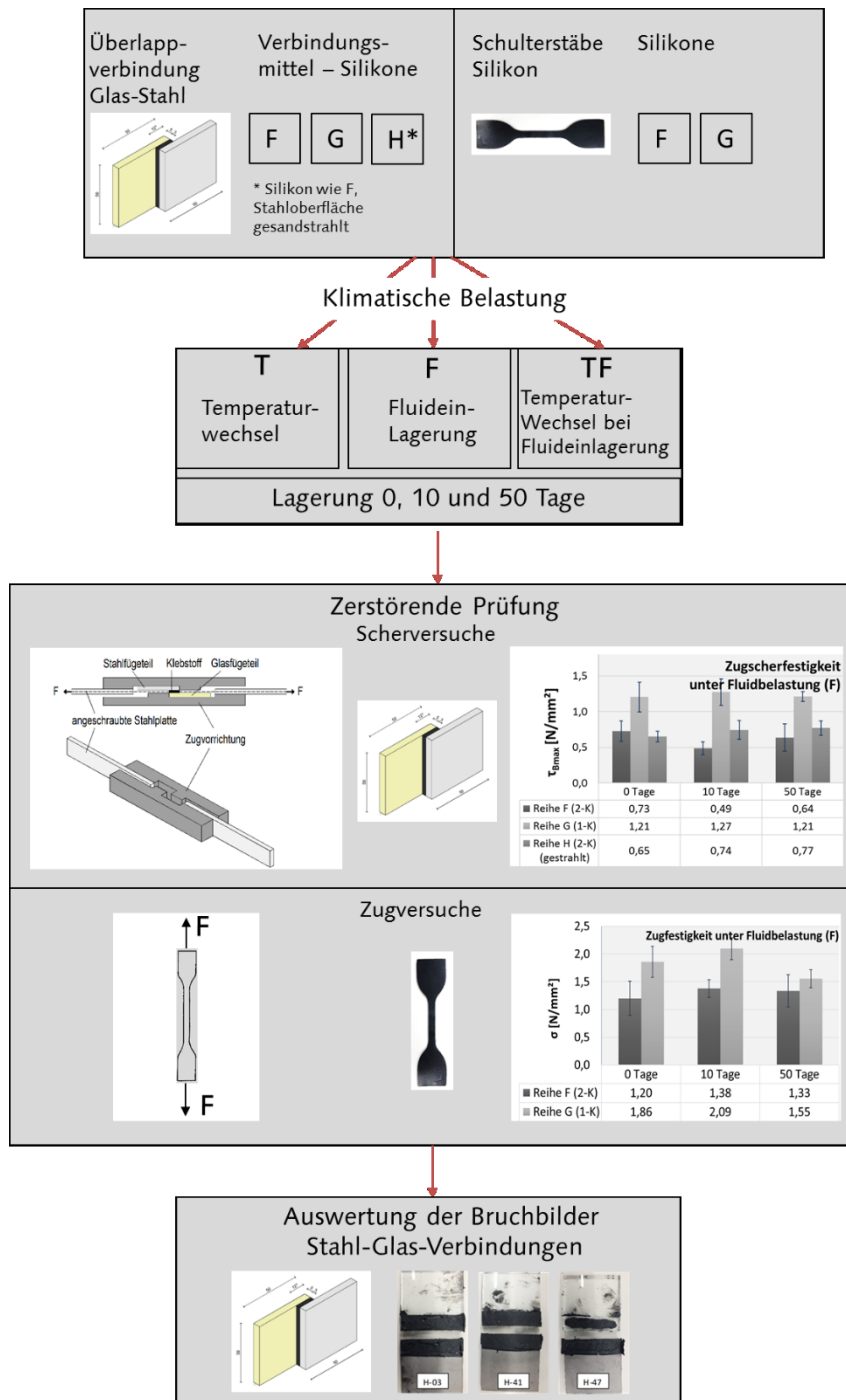


Bild 2: Übersicht zum Versuchsprogramm

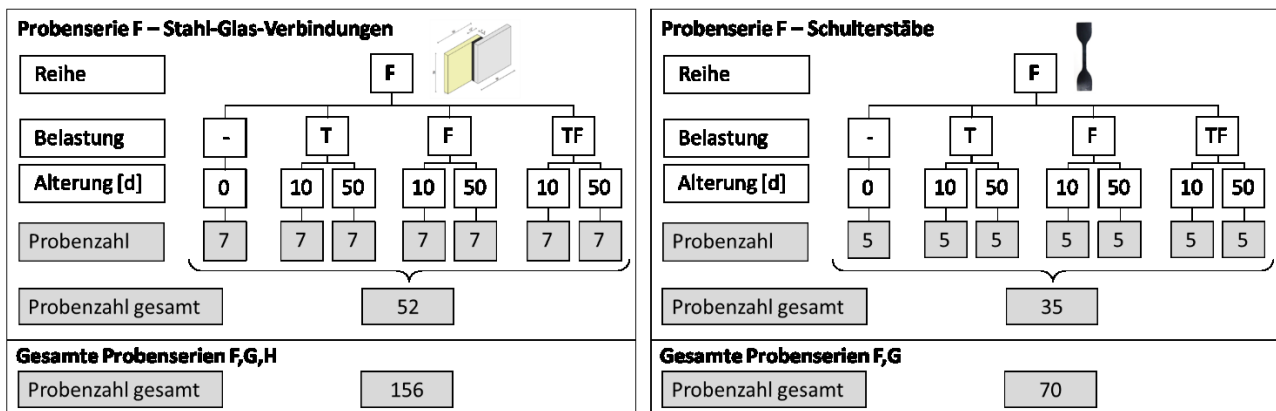


Bild 3: Probenumfang – Stahl-Glas-Verbindungen (links) und Schulterstäbe (rechts)

Der Einfluss des Fluides auf die Verklebungen wird durch die Lagerung der Stahl-Glas-Proben in dem Glykollgemisch, das für die LaWin-Scheibe zum Einsatz kommt, erfasst und die aufgebrachte Temperaturwechselbeanspruchung entspricht dem in DIN EN ISO 9142 D.4 definierten Klimatest. Die Bewertung des Tragverhaltens der Stahl-Glas-Proben erfolgt mit Hilfe von Scherversuchen und die des Materialverhaltens der reinen Klebstoffproben durch Zugversuche.

4 Versuchsergebnisse

4.1 Vorbemerkungen

Die Alterungsbeanspruchungen haben verschiedene Auswirkungen auf die Fügepartner der Klebverbindungen, das Verbindungsmittel selbst sowie auf die Grenzschichten (Fugen). Zur Ergebnisanalyse bzw. zur Bewertung des Alterungseinflusses auf die unterschiedlichen Komponenten sind nicht nur die Festigkeitseigenschaften zu untersuchen, sondern vielmehr die Versagensmechanismen zu identifizieren und zu beurteilen. Eine phänomenologische Beschreibung soll mit Hilfe der Auswertung der Zug- und Scherversuche sowie der Analyse von Bruchbildern erfolgen.

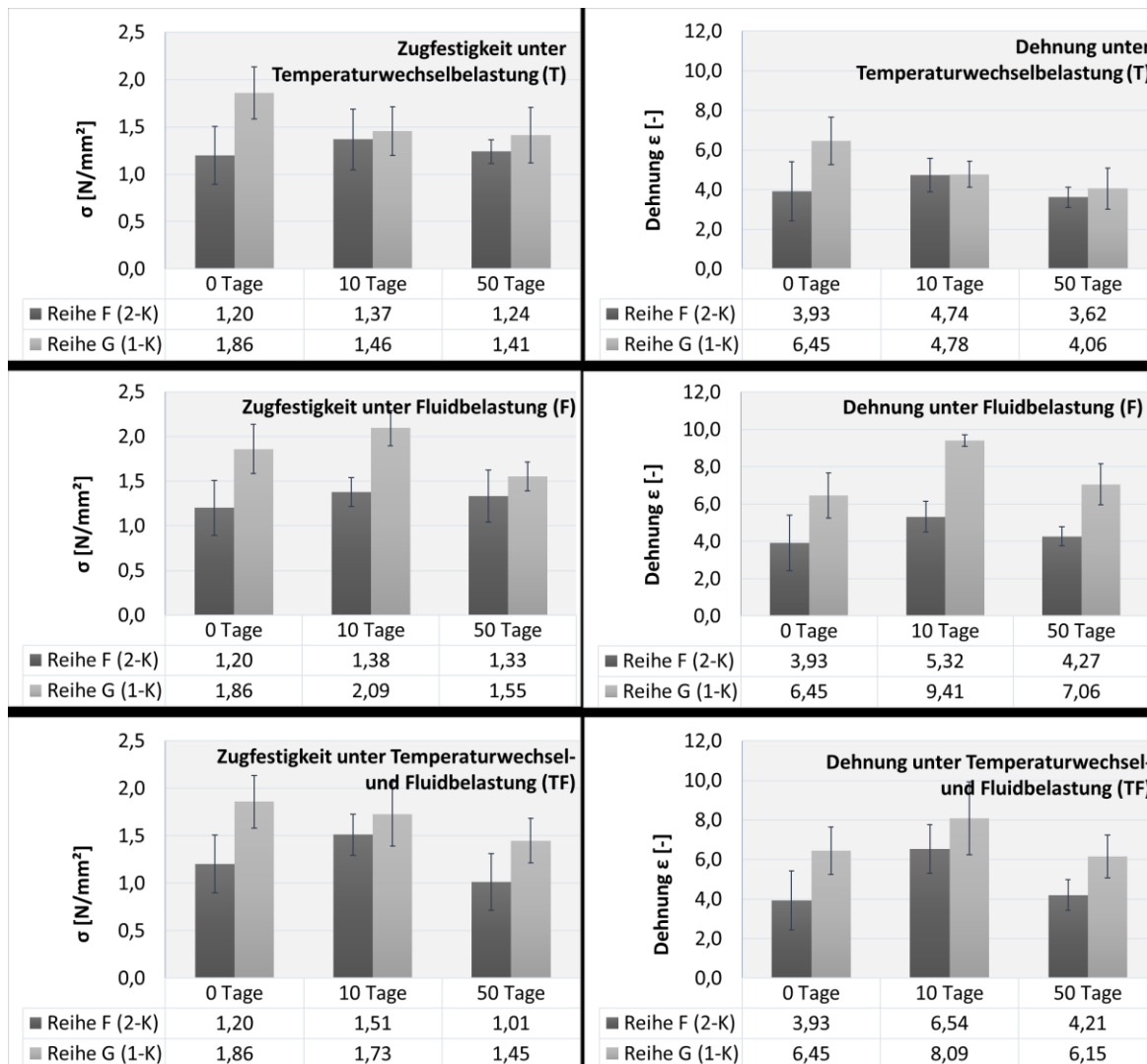


Bild 4: Auswertung der Zugversuche an Silikonklebstoffen

4.2 Schulterstäbe (Zugversuche)

Bild 4 zeigt die in den Versuchen maximal erreichten Spannungen und Dehnungen durch eine Darstellung des jeweiligen Mittelwertes mit der entsprechenden Streubreite. Tendenziell wird durch die Fluidlagerung im Glykollgemisch nach 10 Tagen zunächst ein positiver Einfluss auf das Tragverhalten beider Silikone deutlich, was sich in einem erkennbaren Anstieg der Tragfähigkeit und einem vergrößerten Verformungsvermögen äußert. Die positive Wirkung baut sich bei dauerhaftem Fluidkontakt jedoch ab, so dass nach 50 Tagen das Verformungsverhalten der Silikone näherungsweise dem der unbelasteten Proben entspricht und für das 1-K-Silikon darüber hinaus Tragfähigkeitseinbußen einstellen.

Bzgl. der Temperatureinwirkung verhält sich das 2-K-Silikon vergleichsweise unempfindlich, während sich für das 1-K-Silikon bereits nach zehntägiger Belastung deutliche Auswirkungen einer Werkstoffversprödung abzeichnen scheinen, die mit Abminderungen der Festigkeit und des Dehnungsvermögens verbunden sind. Die Versprödung nimmt

über längere Beanspruchungszeiträume jedoch nicht proportional zu. Die Festigkeit nach 50 Tagen Belastung ist nur geringfügig niedriger als die nach 10 Tagen und die Abnahme des Dehnungsvermögens ist ebenfalls geringer.

Bei kombinierter Temperatur-Fluid-Belastung scheinen sich beide zuvor beschriebene Einflüsse zu überlagern. Hinsichtlich des Spannungs-Dehnungsverhaltens wirkt sich das Fluid zunächst offensichtlich günstig aus, wobei insbesondere beim 1-K-Silikon das Dehnungsvermögen der Proben ohne Temperatureinfluss nicht erreicht wird. Unabhängig von der Art der klimatischen Einwirkungen wird deutlich, dass die 1-K-Proben gegenüber den 2-K-Proben insgesamt eine höhere Tragfähigkeit verbunden mit einem größeren Verformungsvermögen aufweisen.

4.3 Stahl-Glas-Überlappungsverbindungen (Scherversuche)

In Bild 5 sind die jeweils im Mittel maximal erreichten Schubspannungen bzw. Schubgleitungen und die zugehörigen Streubreiten dargestellt. Die Versuchsergebnisse und die Versagenszustände der Proben werden stark durch die Qualität der Klebfuge beeinflusst, was die Interpretation von Ergebnisse zuweilen erschwert.

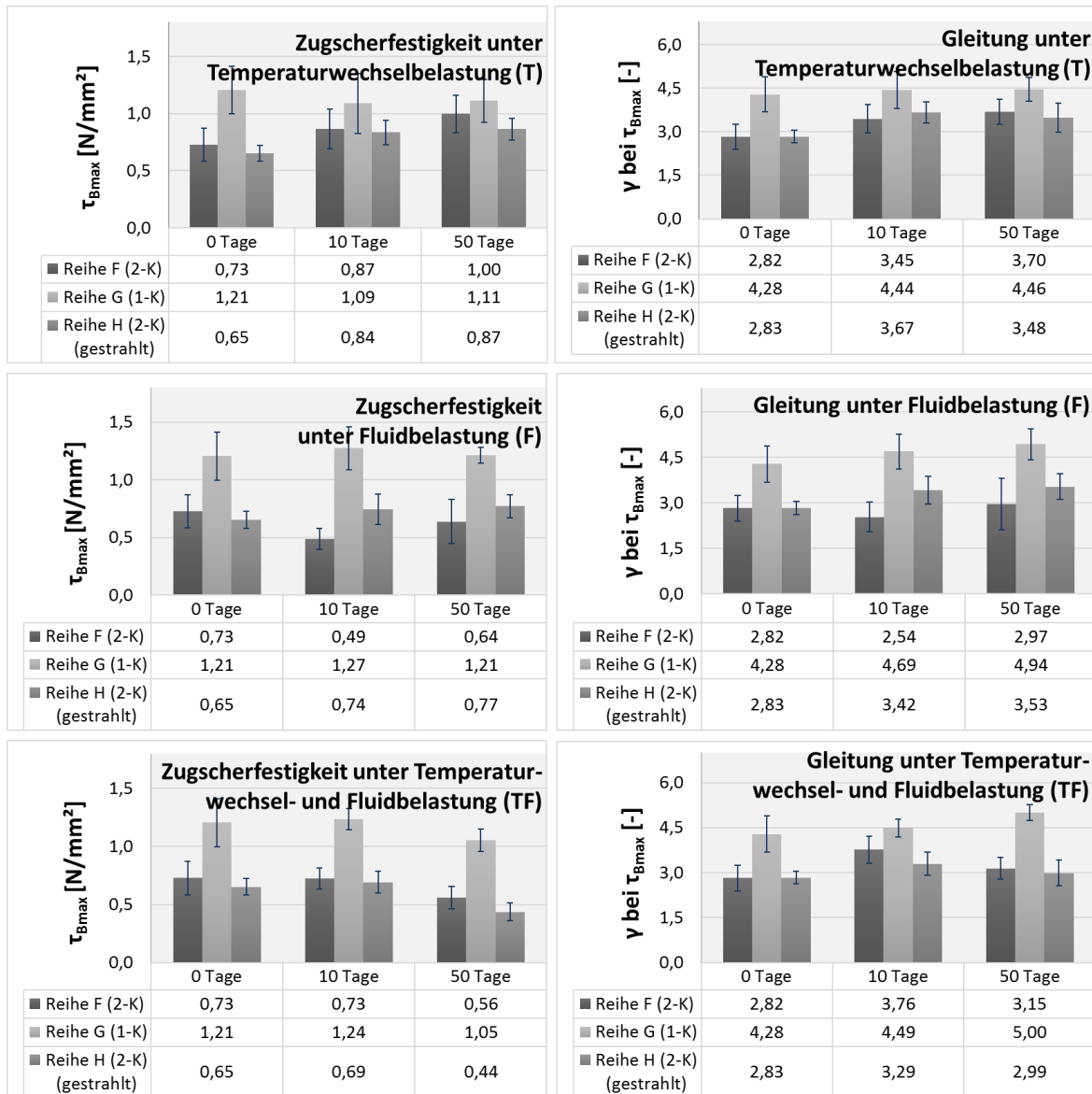


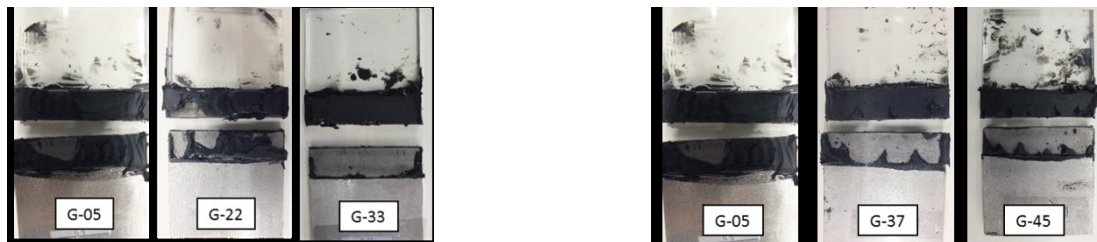
Bild 5: Auswertung der Scherversuche an geklebten Stahl-Glas-Verbindungen

Für die fluidbelasteten Proben sind bzgl. der Tragfähigkeit keine nennenswerten Verluste zu verzeichnen. Bzgl. des Dehnungsvermögens scheint das Glykol die Verbindung aufgrund der höheren Schubgleitungen etwas „aufzuweichen“, was bereits bei den Materialproben der Schulterstäbe erkannt werden konnte. Das Bruchverhalten ändert sich mit zunehmender Dauer der Fluidbelastung, d.h. die zunächst überwiegend eintretenden Kohäsionsbrüche gehen verstärkt in Adhäsionsbrüche über (s. Bild 6). Dies lässt auf einen zunehmenden Angriff des Fluids auf die Grenzschicht bzw. Fuge zwischen Stahloberfläche und Klebstoff schließen.

Die in den Zugversuchen insbesondere für den 1-K-Silikon erkennbare Materialversprödung bei Temperaturwechselbelastungen spiegelt sich in den Ergebnissen der Überlappungsverbindungen nicht in gleichem Maße wider. Zwar lässt

sich auch hier bereits nach 10 Tagen Belastungsdauer ein leichter Abfall der Tragfähigkeit erkennen, die Verzerrungsraten scheinen jedoch relativ stabil. Gegenüber den reinen Materialproben wird das Trag- und Bruchverhalten der Überlappungsverbindungen durch Zwängungsspannungen beeinflusst, die sich aus unterschiedlichen Temperaturdehnungen der einzelnen Werkstoffe ergeben. Sämtliche Verklebungen versagen durch Mischbrüche, d.h. durch eine Kombination aus Kohäsions- und Adhäsionsbrüchen an der Stahloberfläche, wobei der Adhäsionsanteil mit zunehmender Temperaturbelastungsdauer ansteigt.

Bei kombinierter Fluid- und Temperaturwechselbeanspruchung kommt es für sämtliche Probenreihen zu einer Reduktion der Tragfähigkeit, während das Dehnungsvermögen nach anfänglichem Zuwachs nach 50 Tagen auf das Niveau der unbelasteten Proben zurückgeht. Insgesamt ist das 1-K-Silikon dem 2-K bzgl. des Tragverhaltens überlegen. Interessant ist auch die Erkenntnis, dass die mechanische Oberflächenvorbereitung des Stahls bei den hier durchgeführten Versuchen zur keiner erkennbaren Tragfähigkeitssteigerung in der Verbindung führt.



links: unbelastete Probe mit Kohäsionsbruch
Mitte: 10d F-Belastung mit Mischbruch
rechts: 50d F-Belastung mit Adhäsionsbruch

links: unbelastete Probe mit Kohäsionsbruch
Mitte: 10d TF-Belastung mit Adhäsionsbruch
rechts: 50d TF-Belastung mit Adhäsionsbruch

Bild 6: Bruchbildanalyse der Probenreihe G – links: Fluidbelastung, rechts: kombinierte Belastung

5 Zusammenfassung und Danksagung

Im Rahmen eines Forschungsprojektes sind Untersuchungen zur klimatischen Beanspruchbarkeit von geklebten Stahl-Glas-Verbindungen durchgeführt worden. Mit dem Ziel, ein geeignetes Verbindungsmittel zum Anschluss von Stahlverteiltern an fluiddurchflossene Gläser mit Kapillarstruktur zu finden, die Bestandteile der sogenannten LaWin-Scheibe sind, ist auch der Einfluss der Stahloberflächenvorbereitung durch Sandstrahlen auf die Tragfähigkeit und Beständigkeit der Verbindung betrachtet worden. Hierzu sind entsprechende klimatisch beanspruchte, d.h. durch das Fluid belastete und temperaturwechselbeanspruchte Proben experimentell untersucht worden. Die Untersuchungen zeigen ein recht stabiles Festigkeits- und Verformungsverhalten für einen Ein-Komponenten Silikon-Klebstoff. Durch die erwähnte Oberflächenvorbereitung der Stahlbauteile kann in den Versuchen kein verbessertes Tragverhalten identifiziert werden. Im Hinblick auf die lange Vernetzungszeit in der Konstruktion gilt die Anwendung von 1-K-Klebstoffen jedoch insgesamt als schwierig.

Das Projekt wird gefördert durch das EU-Rahmenprogramm Horizon2020. Besonderer Dank gilt den Forschungspartnern dieses EU-Projektes unter Leitung von Prof. L. Wondraczek der Friedrich-Schiller Universität Jena.

6 Literatur

- [1] European Commission (2016): Buildings. <https://ec.europa.eu/energy/en/topics/energy-efficiency/buildings> (abgerufen am 24.01.2018).
- [2] <http://www.lawin.uni-jena.de/de/startseite/>
- [3] Heiz, B. P. V., Pan, Z., Lautenschläger, G., Sirtl, C., Kraus, M., Wondraczek, L.: Ultrathin Fluidic Laminates for Large-Area Façade Integration and Smart Windows. *Advanced Science* 4 (2017), Issue 3.
- [4] Sirtl, C., Kraus, M., Hadlich, C., Osburg, A., Wondraczek, L.: Zur Bewertung klimatisch beanspruchter geklebter Glasverbindungen. *ce/papers* 1 (2017), pp. 254–275.
- [5] Habenicht, G.: Kleben - erfolgreich und fehlerfrei. *Handwerk, Praktiker, Ausbildung, Industrie*. 6., überarbeitete und ergänzte Auflage. Wiesbaden: Vieweg+Teubner Verlag 2012.
- [6] Stahl-Informations-Zentrum / Informationsstelle Edelstahl Rostfrei: Das Kleben von Stahl und Edelstahl Rostfrei. In: *Stahlbau* 67 (1998), S. 489., doi: 10.1002/stab.199801730.
- [7] Habenicht, G.: Kleben. Grundlagen, Technologien, Anwendungen. 6., aktualisierte Aufl. Berlin, Heidelberg: Springer Verlag 2009.
- [8] Dow Corning: Dow Corning® 895 Structural Glazing Sealant. <http://www.dowcorning.com/applications/search/products/?WT.svl=1>. (abgerufen am 24.01.2018)
- [9] Dow Corning: Dow Corning® 993 Structural Glazing Sealant. <http://www.dowcorning.com/applications/search/products/?WT.svl=1>. (abgerufen am 24.01.2018)

Einfluss der Verdübelung auf das Tragverhalten von Verbundträgern unter Berücksichtigung unterschiedlicher Bauweisen

Univ. Prof. Dr.-Ing. Ulrike Kuhlmann *
Dipl.-Ing. (FH), M.Eng. Florian Eggert **
Johannes Schorr, M.Sc. *

* Universität Stuttgart, Institut für Konstruktion und Entwurf, Germany, sekretariat@ke.uni-stuttgart.de

** PERI GmbH, Tragfunktionsanalyse | Schalung, Germany, florian.eggert@peri.de

Abstract

Für eine plastische Bemessung von Verbundträgern im Hochbau ist der Ansatz einer Verbundwirkung nach dem gegenwärtigen Stand der Normung nur zulässig, wenn der rechnerische Verdübelungsgrad 40 % nicht unterschreitet. Durch eine Begrenzung des Schlupfes soll so sichergestellt werden, dass als duktil eingestufte Verbundmittel nicht übermäßig belastet werden. Untersuchungen innerhalb der europäischen Forschungsprojekte DISCCO und SlimAPP, in denen der geforderte Mindestverdübelungsgrad konstruktionsbedingt bzw. bewusst unterschritten wird, beschäftigen sich mit der Frage, ob diese Einschränkung noch zeitgemäß ist. Dabei werden neben experimentellen Untersuchungen an Trägern, auch die derzeitigen Regelungen für Verbundmittel kritisch betrachtet. Der Vergleich zwischen Verbundträgern mit normaler Bauhöhe und Slim-Floor Trägern zeigt, in welchen Punkten bzgl. des Einflusses des Verdübelungsgrades auf das Trag- und Verformungsverhalten eine differenzierte Betrachtungsweise bei diesen beiden Konstruktionsweisen notwendig ist.

Stichworte: Verbundträger, Slim-Floor Konstruktionen, plastische Momententragfähigkeit, Verbundmittel, Verdübelungsgrad, Schlupf

1 Einleitung

Zur Übertragung von Längsschubkräften zwischen Betongurt und Stahlträger werden bei Stahl-Stahlbeton-Verbundträgern Verbundmittel eingesetzt. Dabei haben besonders die Anzahl und die Art des verwendeten Verbundmittels bzw. dessen Last-Verformungsverhalten Einfluss auf das globale Trag- und Verformungsverhalten des Verbundträgers.

Gemäß Eurocode 4 [1] muss eine Mindestanzahl an Verbundmitteln angeordnet werden, um eine plastische Bemessung von Verbundträgern durchführen zu können. Dies führt in bestimmten Fällen zu einer unwirtschaftlichen Bemessung, da die Systemreserven nicht ausgeschöpft werden.

Die europäischen Forschungsprojekte „DISCCO“ [2] und „SlimAPP“ [9] untersuchen unter anderem experimentell und analytisch den Einfluss des Verdübelungsgrades auf das Trag- und Verformungsverhalten von Verbundträgern. Das RFCS-Projekt DISCCO beschäftigte sich dabei mit Verbundträgern normaler Bauhöhe, die allerdings aufgrund des Einsatzes neuartiger Profilbleche und des damit einhergehenden Unterschreitens des normativ geforderten Mindestverdübelungsgrades nicht durch den Eurocode 4 abgedeckt waren (vgl. Abs. 3). Im RFCS-Projekt SlimAPP werden Untersuchungen an Slim-Floor Konstruktionen durchgeführt, die ebenfalls bewusst einen Grad der Verdübelung unterhalb des Mindestverdübelungsgrades aufweisen (vgl. Abs. 4). Zusätzlich stellt dieser Beitrag einen Vergleich beider Arten von Verbundträgern dar.

2 Trag- und Verformungsverhalten von Verbundträgern

2.1 Vorgehensweise nach DIN EN 1994-1-1 [1]

Der Verdübelungsgrad wird bei Verbundträgern durch das Verhältnis aus der vorhandenen Anzahl an Verbundmitteln und der Anzahl der für eine vollständige Verdübelung notwendigen Verbundmittel beschrieben. Die Anzahl der Verbundmittel wird bei vollständiger Verdübelung durch den Vergleich der Bemessungstragfähigkeit pro Verbundmittel und der zu übertragenden Längsschubkraft in der Verbundfuge bei voller Ausnutzung der plastischen Momententragfähigkeit bestimmt. Somit besteht rechnerisch bei vollständig verdübelten Verbundträgern keine Gefahr eines vorzeitigen Versagens der Verbundfuge.

Wird die Anzahl der Verbundmittel im positiven Momentenbereich reduziert, liegt eine teilweise Verdübelung vor. Nach Eurocode 4 [1] ist es jedoch für eine plastische Bemessung höchstens zulässig, den Verdübelungsgrad auf 40% zu reduzieren. Dieses Kriterium soll sicherstellen, dass der maximale Schlupf in der Verbundfuge begrenzt wird. Eurocode 4 [1] definiert hier eine minimale Duktilität der Verbundmittel von 6 mm. Somit soll sichergestellt werden, dass es auch unter teilweiser Verdübelung im GZT keine plastische Verformung der Dübel > 6 mm gibt und es nicht zu einem Versagen der Verbundfuge kommt.

2.2 Regelungen für Slim-Floor Konstruktionen

Die Bemessung von Verbundträgern, bestehend aus Stahlträgern integriert in den Betongurt (Slim-Floor Konstruktionen), werden in Deutschland ausschließlich über bauaufsichtliche Zulassungen geregelt. Diese Zulassungen müssen auch regeln, ob eine teilweise Verdübelung zulässig ist (einschließlich der Angabe eines Wertes für den Mindestverdübelungsgrad).. Hier wird jedoch häufig auf die Regelungen des Eurocode 4 [1] verwiesen, die in erster Linie für Verbundträger mit einer normalen Höhe entwickelt worden sind und die Besonderheiten von Slim-Floor Konstruktionen in vielen Fällen nur unzureichend berücksichtigen. Erste Schritte zu einer allgemeinen Regelung der Mindestverdübelung von Slim-Floor Konstruktionen werden durch das Projektteam CEN/TC 250/SC 4.T5 erarbeitet, wobei die Ergebnisse aktueller Forschungsprojekte, wie SlimAPP [9] (vgl. Abs. 4), berücksichtigt werden.

2.3 Einfluss des Schlupfes auf die Verformung

Besitzen die verwendeten Verbindungsmittel eine ausreichende Verformungsfähigkeit (Duktilität) ist eine teilweise Verdübelung in den Bereichen eines Trägers möglich, in denen der Betongurt planmäßig unter Druck steht (positiver Momentenbereich). Aus der Verformungsfähigkeit des Verbundmittels resultiert unter Belastung wiederum eine Relativverschiebung zwischen Betongurt und Stahlträger in der Verbundfuge – der sogenannte Schlupf. Diese Relativverschiebung führt unmittelbar zu einer zusätzlichen Durchbiegung des Verbundträgers, da die Teilquerschnitte – Stahlträger und Betongurt – nicht mehr vollständig zusammenwirken. Wird folglich – z.B. durch Verringerung der Anzahl der Verbundmittel – ein größerer Schlupf zugelassen, kommt es zu einer Abnahme der Biegesteifigkeit des Trägers und damit zu einer größeren Durchbiegung in Trägermitte.

3 Normal hohe Verbundträger

3.1 Allgemeines

Im Rahmen des RFCS Projekts DISCCO [2] wurden klassische Verbundträger mit niedrigen Verdübelungsgraden sowie Betongurten mit Profilblech untersucht. Unter bestimmten Bedingungen ist die Bemessung dieser Konstruktionen entsprechend der Regelungen nach DIN EN 1994-1-1 [1] sehr ineffizient oder sogar unmöglich. Insbesondere können bei Verwendung moderner Profilbleche die Regelungen bzgl. des Mindestverdübelungsgrades nicht eingehalten werden, da durch die großen Sickenabstände der Verdübelungsgrad konstruktiv begrenzt ist. Um das tatsächliche Verhalten von Verbundmitteln bei niedrigen Verdübelungsgraden zu untersuchen, wurde eine umfassende, versuchsbasierte Studie mit Push-out Versuchskörpern und Verbundträgern durchgeführt. Die Ergebnisse dieses Projektes führen zu einer Neudefinition des Begriffs der Mindestverdübelung [4].

3.2 Europäisches Forschungsprojekt DISCCO

3.2.1 Kopfbolzentragfähigkeit

Der Einsatz von Verbundkonstruktionen bietet im modernen Hochbau viele Vorteile – insbesondere in Kombination mit Verbunddecken mit Profilblech, wodurch schlanke, weit gespannte Tragkonstruktionen realisiert werden können. Allerdings zeigen aktuelle Forschungsergebnisse, vgl. [5] und [6], dass die gegenwärtige Regelung nach DIN EN 1994-1-1 [1] insbesondere die Kopfbolzentragfähigkeit bei Verwendung moderner Profilbleche nur sehr unzureichend abschätzt. Dies ist insbesondere der mangelhaften Definition der Abminderungsfaktoren zuzuschreiben, die den Einfluss der Profilbleche berücksichtigen sollen. Neue Ansätze nach [5] und [6] führen zu deutlich besseren Übereinstimmungen. Ursache hierfür ist, dass sich zusätzlich zur Profilblechgeometrie auch maßgebend die Position des Kopfbolzens innerhalb der Profilblechsicke auf dessen Tragfähigkeit auswirkt: je kleiner der Abstand zwischen Kopfbolzen und Steg des Profilblechs, desto geringer die Tragfähigkeit des Kopfbolzens. Konrad [5] hat daher drei Bereiche definiert: für Kopfbolzen gilt die sogenannte „unfavourable position“, wenn der Abstand zwischen Bolzen und Profilblech – gemessen auf halber Sickenhöhe des Profilbleches – weniger als 55 mm beträgt. Abstände im Bereich zwischen 55 mm und 100 mm werden als „mid position“ bezeichnet; Abstände > 100 mm als „favourable position“. Bei den im Rahmen von DISCCO durchgeführten Push-out Versuchen wurden durchgängig Profilbleche gewählt, die der „unfavourable position“ zuzuweisen sind. Der Vergleich in Bild 1 zeigt deutlich, dass die rechnerischen Vorhersagen für diesen Fall durch DIN EN 1994-1-1 [1] nicht ausreichend abgesichert sind, während der Ansatz von Konrad [5] tendenziell eher auf der sicheren Seite liegt und die experimentell ermittelten Tragfähigkeiten leicht unterschätzt. Die Ursache für dieses Ergebnis liegt darin begründet, dass der normative Abminderungsfaktor in DIN EN 1994-1-1 [1] überwiegend an Profilblechen mit hinterschnittener Geometrie oder mit breiten Sicken kalibriert worden ist. Dies stellt Situationen dar, in denen sich – aus der Längsschubkraft resultierend – eine Betondruckstrebe bis auf den Schweißwulst des Kopfbolzens abstützen kann. Durch die engen Profilblechsicken ist dies nicht mehr möglich, was zu einer deutlichen Abminderung der Kopfbolzentragfähigkeit führt.

3.2.2 Untersuchungen an Verbundträgern

Im Rahmen des DISCCO Projekts [1] wurden 8 Verbundträger geprüft, deren Konstruktion in Übereinstimmung zu den Push-out Versuchen gewählt wurde. Bei allen Trägern kamen somit auch Profilbleche mit engen Profilblechsicken zum Einsatz. Die Spannweite der Träger betrug 5 m und die Durchführung erfolgte als 4-Punkt-Biegeversuch. Somit erfuhren die Kopfbolzen in den Bereichen zwischen Auflager und Lasteinleitung eine konstante Schubbeanspruchung.

Die Profilblechgeometrie begrenzte die Anzahl der Verbundmittel auf 8 (ein Kopfbolzen pro Sicke) bzw. 16 (paarweise Anordnung pro Sicke) in den schubbeanspruchten Bereichen. Die Auslegung der einzelnen Komponenten erfolgte so, dass zunächst ein Versagen der Verbundmittel in der Schubfuge auftrat, bevor der Verbundträger seine maximale Biegetragfähigkeit erreichte.

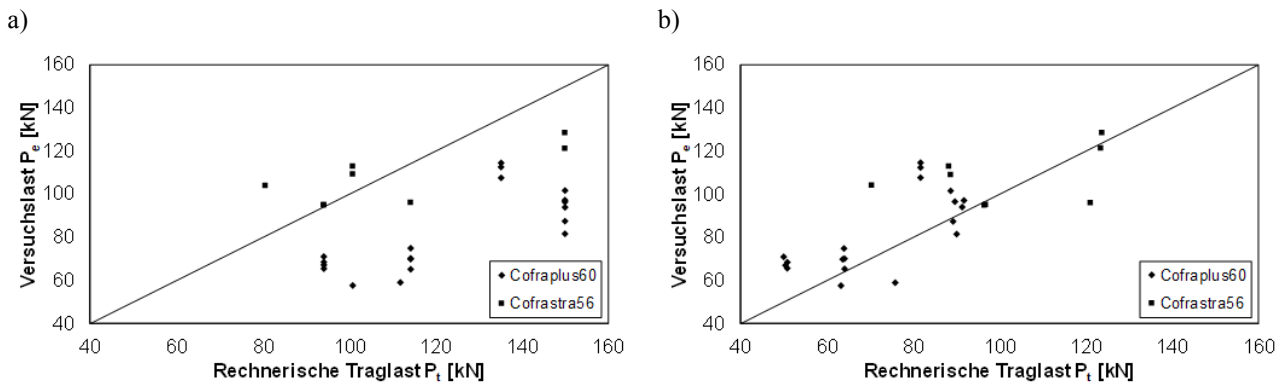


Bild 1: Vergleich von experimentell ermittelten Kopfbolzentragfähigkeiten mit unterschiedlichen Berechnungsansätzen [3]: a) DIN EN 1994-1-1 [1] ; b) Konrad [5]

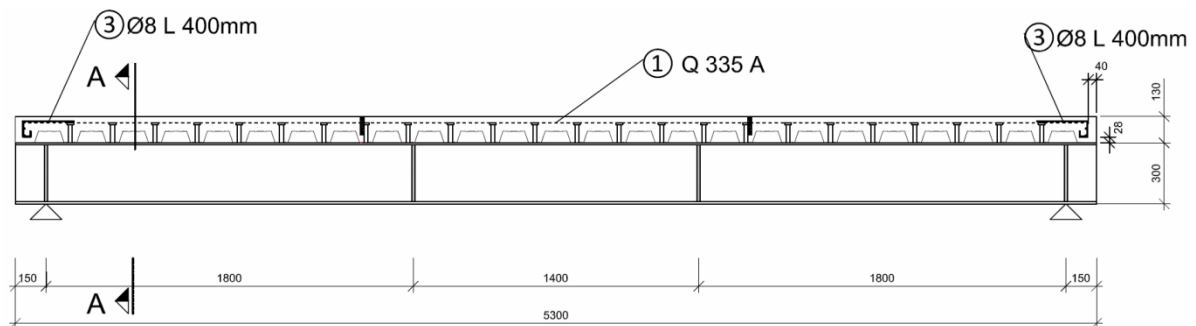


Bild 2: Statisches System der DISCCO Verbundträger-Versuche [2]

Kopfbolzen müssen ausreichend duktil sein, um die im Rahmen einer plastischen Bemessung auftretenden Schubkräften übertragen zu können. Gemäß DIN EN 1994-1-1[1] sind Kopfbolzen in Verbundträgern unabhängig von ihrer Anordnung (in einer Vollbetonplatte, in einer Profilblechsicke, etc.) als duktil einzustufen, wenn der vorhandene Verdübelungsgrad die Anforderungen nach Gleichung (1) einhält.

$$\eta \geq 1 - (355/f_y)(0,75 - 0,03 \cdot L_e) \text{ und } \eta \geq 0,4 \quad (1)$$

Da bekannt ist, dass Kopfbolzen in einer Profilblechsicke unter bestimmten Voraussetzungen eine höhere Verformungskapazität aufweisen als in Vollbetonplatten, stellt DIN EN 1994-1-1[1] für diesen Fall mit Gleichung (2) eine etwas optimistischere Formulierung bereit – die allerdings ebenfalls mit einem Mindestverdübelungsgrad von $0,4 = 40\%$ nach unten begrenzt ist. Zudem darf Gleichung (2) nur unter gleichzeitiger Einhaltung mehrerer Kriterien angewendet werden, die u.a. sowohl die Profilblechgeometrie, als auch die Anzahl sowie die Durchmesser der Kopfbolzen pro Sicke betreffen.

$$\eta \geq 1 - (355/f_y)(1,00 - 0,04 \cdot L_e) \text{ und } \eta \geq 0,4 \quad (2)$$

Durch die Verwendung von Profilblechen mit engen Sicken konnten insbesondere die geforderten Geometriebedingungen nicht eingehalten werden. Ebenso wurden Kopfbolzen mit Durchmesser 22 mm untersucht, was die zusätzlichen Kriterien ebenfalls nicht gestatten. Daher kann – normgemäß – zur Auswertung der Versuche nur Gleichung 1 herangezogen werden. Für die untersuchten Träger ergab sich damit nach DIN EN 1994-1-1 ein minimal zulässiger Verdübelungsgrad von 44,4%. Die tatsächlichen Verdübelungsgrade der Verbundträger lagen zwischen 16% und 37,9% und lagen somit alle unterhalb der normativ geforderten Mindestverdübelung. Somit wäre nach DIN EN 1994-1-1 [1] auch keine plastische Bemessung der untersuchten Träger zulässig.

3.2.3 Numerische Untersuchungen

Basierend auf den Ergebnissen der experimentellen Untersuchungen an den Verbundträgern wurden umfangreiche numerische Parameterstudien zur Schlupfentwicklung niedrig verdübelter Einfeld-Verbundträger durchgeführt, vgl. [4] und [8]. Es zeigt sich ein drei-gegliedertes Last-Schlupf-Verhalten, vgl. Bild 3. Zunächst besteht ein linearer Zusammenhang zwischen aufgebrachtener Last und Schlupfzunahme. Schließlich erreicht der Kopfbolzen in

unmittelbarer Auflagernähe seine Traglast, was zu einem Knick in der Last-Schlupf-Kurve führt. Im Anschluss erreichen – durch Umlagerung der Schubkräfte – immer mehr Kopfbolzen ihre Traglast und der Stahlträger beginnt zu fließen bzw. der Betongurt versagt durch Überschreiten der rechnerischen Bruchdehnung des Betons. Dies führt schließlich zum Versagen des Trägers durch Ausbildung eines plastischen Gelenks.

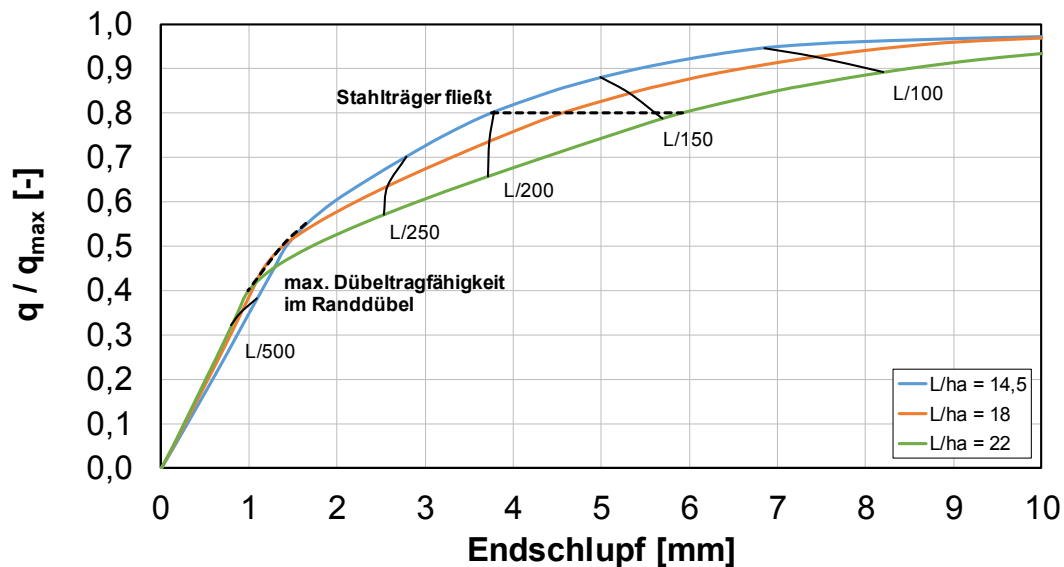


Bild 3: Numerische Parameterstudie: Last-Schlupf-Verhalten, vgl. [4]

Bild 3 zeigt auszugsweise Ergebnisse dieser numerischen Parameterstudie am Beispiel des untersuchten Parameters Spannweite/Trägerhöhe (L/h_a) sowie eines Verdübelungsgrades von 30%. Zudem sind die zu den jeweiligen Schlupfwerten gehörenden vertikalen Trägerverformungen in Feldmitte angegeben. Es ist deutlich zu erkennen, dass für Verbundträger dieser Bauart der Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit maßgebend wird. Unter Ansatz eines realistischen Gebrauchstauglichkeitskriteriums für die Durchbiegung von $L/250$ beträgt der Endschlupf im Verbundträger ca. 2,5 mm und damit deutlich weniger als die nach dem Duktilitätskriterium von DIN EN 1994-1-1 [1] geforderten 6 mm. Unter Einhaltung des Verformungskriteriums im GZG ist somit nicht von einem vorzeitigen Versagen der Schubfuge auszugehen.

Somit konnte gezeigt werden, dass die plastische Verbundträgerbemessung auch weit über die Regelungen der aktuellen DIN EN 1994-1-1 [1] möglich ist. Die Autoren empfehlen eine Überarbeitung der entsprechenden Passagen unter Berücksichtigung der neuen Erkenntnisse, vgl. [4].

4 Slim-Floor Konstruktionen

4.1 Allgemeines

Durch Integration eines Stahlprofils in den Betongurt sind Slim-Floor Konstruktionen Verbundträger, die meist deckengleich ausgeführt werden. Die vergleichsweise geringe Bauhöhe bietet wirtschaftliche Vorteile z.B. bei Tiefgaragen oder Bürogebäuden. Durch die geringe Bauhöhe trägt der Betongurt deutlich mehr zur Tragfähigkeit des Slim-Floor Trägers bei als bei normal hohen Verbundträgern. Unter Gebrauchslasten bedeutet das folglich enge Zusammenliegen der Schwerelinien von Betongurt und Stahlprofil, dass der untere Teil des Betongurtes bereits unter Gebrauchslasten so stark auf Zug belastet ist, dass es zu Rissen kommt. Die auftretende Rissbildung bedingt wiederum, dass eine Abschätzung von Tragfähigkeit und Verformung nicht ohne weiteres nach den aus dem Eurocode 4 [1] bekannten Bemessungsverfahren möglich ist. Für eine genaue Bestimmung sind nichtlineare Berechnungsverfahren notwendig. Berechnungsmodelle wie die „verformungsbezogene mittragende Breite“ oder ein „linear-elastischer Ansatz“ sind Vereinfachungen und ermöglichen eine lineare Berechnung zur Bestimmung der Verformung von Slim-Floor Trägern [9]. Diese Modelle sind jedoch unter der Annahme einer starren Verdübelung entwickelt worden, also ohne Berücksichtigung des Schlupfes zwischen Beton- und Stahlquerschnitt. Der Einfluss des Verdübelungsgrades auf die Trag- und Verformungsverhalten wird mit diesen vereinfachten Modellen folglich nicht erfasst.

Das derzeit laufende europäische Forschungsprojekt „SlimAPP“ [9] widmet sich der Aufgabe, einen ganzheitlichen Ansatz zur Bemessung von Slim-Floor Konstruktionen zu entwickeln. Die Ergebnisse des Projekts sollen in der nächsten Version des Eurocode 4 Eingang finden. Push-Out-, Träger- und Langzeitträgerversuche sind Bestandteil des umfassenden Versuchsprogramms.

4.2 Experimentelle Untersuchungen an Slim-Floor-Trägern mit teilweiser Verdübelung

In bisherigen experimentellen Untersuchungen am Institut für Konstruktion und Entwurf [11], [12] sind Verdübelungsgrade zwischen 40 % und 100 % untersucht worden. Der Vergleich voll verdübelter Slim-Floor-Träger mit teilweise verdübelten Trägern zeigt, dass eine Reduktion der Verdübelung zu einer leicht erhöhten Mitten-Durchbiegung und einer niedrigeren Traglast führt. Die Entwicklung des Endschlupfes im teilverdübelten Träger tritt im Verhältnis zur Versagenslast etwas früher ein und ist bei Erreichen der Versagenslast des Trägers deutlich höher [12]. Der maßgebende Versagensmodus wird durch Biegung erreicht, in einigen Fällen in Verbindung mit einem Versagen der Schubfuge [11].

Im Rahmen des SlimAPP Projekts werden an der Universität Bradford [9] Slim-Floor-Träger mit rechnerischen Verdübelungsgraden von 25, 40 und 100 % untersucht, insbesondere im Hinblick auf den Einfluss des Verdübelungsgrades auf die Trag- und Verformungsfähigkeit der Träger. Um den grundsätzlichen Einfluss des Einsatzes einer Verdübelung bei Slim-Floor-Trägern abschätzen zu können, wurde zusätzlich ein Träger ohne Verbundmittel geprüft. Die Slim-Floor-Träger bestehen aus einem Baustahlprofil HEB 200 der Stahlgüte S355. Die geforderte Betongüte ist ein C25/30. Als Verbundmittel werden Löcher im Steg des Baustahlprofils mit durchgesteckter Bewehrung verwendet. Nach dem Betonieren entsteht hierdurch im Lochbereich ein bewehrter Betondübel. Korrespondierende Push-Out-Versuche haben gezeigt, dass die verwendeten Betondübel ein sehr duktilen Last-Verformungsverhalten aufweisen. Der Verdübelungsgrad wurde durch den Abstand der Löcher im Steg kontrolliert. Zusätzlich wurde ein Träger geprüft, bei dem Kopfbolzen horizontal an den Trägersteg angeschweißt worden sind. Die Träger unterscheiden sich durch unterschiedliche Spannweiten (4 und 6 m) und durch unterschiedliche Abstände zwischen Lasteinleitung und Auflager.

Sowohl die kurzen Schubträger als auch die längeren Biegeträger zeigten ein sehr duktilen Verhalten. Die Durchbiegungen in Feldmitte lagen bei den Biegeträgern insgesamt höher, als bei den Schubträgern, was auf die größere Spannweite von 4 auf 6 m zurückzuführen ist. Innerhalb der beiden Versuchsgruppen (Schub- bzw. Biegeträger) sind ähnliche Durchbiegung im Versagensfall erreicht worden. Signifikante Unterschiede zwischen den Trägern mit unterschiedlichem Grad der Verdübelung haben sich bei der erreichten Traglast bzw. dem gemessenen Endschlupf ergeben. Erwartungsgemäß erreichte der Träger mit voller Verdübelung die höchste Traglast und den geringsten Endschlupf. Das Resultat einer abnehmenden Verdübelung war eine entsprechend geringere Traglast. Folglich hat der Träger ohne Verbundmittel die geringste Tragfähigkeit erreicht, wobei die erreichte Traglast etwa 2/3 des vollständig verdübelten Trägers betragen hat. Der gemessenen Schlupf am Trägerende lag bei allen Trägern auf Traglastniveau deutlich über den in Eurocode 4 [1] für duktile Verbundmittel geforderten 6 mm.

Trotz Überschreitung der für duktile Verbundmittel geforderten Mindestverformungsfähigkeit von 6 mm konnte kein Versagen der Verbundfuge festgestellt werden. Dies ist plausibel für die sehr duktilen Betondübel. Maßgebend für das Versagen der geprüften Träger war das Überschreiten der Betondruckfestigkeit.

5 Gegenüberstellung des Trag- und Verformungsverhaltens normal hoher Verbundträger und Slim-Floor Konstruktionen

Unabhängig von der Art der Verbundkonstruktion führt ein abnehmender Verdübelungsgrad zu einer Erhöhung des Endschlupfs und zu einer Abnahme der Momententragfähigkeit. Der erhöhte Endschlupf ist bei der Bemessung der Verbundmittel zu berücksichtigen. Weisen diese keine ausreichende Verformungsfähigkeit auf, kann die Teilverdübelung einer Verbundkonstruktion zu einem vorzeitigen Versagen der Verbundfuge führen. Die im Forschungsprojekt DISCCO durchgeführten Trägerversuche normaler Bauhöhe konnten trotz einer Verdübelung unterhalb des Mindestverdübelungsgrades nach gängigen plastischen Berechnungsmethoden bemessen werden (vgl. Abs. 3.2.2). Die Bedeutung der Verformungsfähigkeit der Verbundmittel bei Slim-Floor Konstruktionen wird durch die in Abs. 4.2 vorgestellten Trägerversuche gezeigt. Trotz sehr großer Endschlupf-Werte kam es nicht zu einem vorzeitigen Versagen der Verbundfuge, was für ein äußerst gutmütiges Verhalten der eingesetzten Verbundmittel spricht.

Bei normal hohen Verbundträgern ist bekannt, dass eine teilweise Verdübelung zu einer Abnahme der Steifigkeit des Verbundquerschnitts und folglich zu einer Erhöhung der Durchbiegung führt. Dies konnte durch die experimentellen und analytischen Untersuchungen des DISCCO-Projektes bestätigt werden. Niedrige Verdübelungsgrade bedingen unter Umständen, dass die globale Trägerverformung – und somit der Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit (GZT) – maßgebend für die Bemessung wird. Für die Bemessung von Slim-Floor Konstruktionen ist es üblich, dass der Nachweis der Trägerverformung maßgebend ist. Die experimentellen Untersuchungen innerhalb des SlimAPP-Projekts zeigen, dass der Verdübelungsgrad nur einen geringen Einfluss auf die erreichte Verformung hat. Der Einfluss des verwendeten Baustahlprofils und der damit einhergehenden zusätzlichen Effekte, wie z.B. der Klemmeffekt zwischen Baustahlprofil und Betongurts und die damit einhergehende erhöhte Reibung sind noch detaillierter zu untersuchen.

6 Zusammenfassung

Die vorliegende Veröffentlichung befasst sich mit dem Einfluss des Verdübelungsgrades auf das Trag- und Verformungsverhalten unterschiedlicher Verbundträger-Konstruktionen. Gegenstand der Untersuchungen sind einerseits Verbundträger normaler Bauhöhe, bei denen sich durch den Einsatz von Kopfbolzen und einer neuen

Generationen von Profilblechen mit tiefen und weit auseinander liegenden Sicken bereits rein geometrisch bedingt ein niedriger Verdübelungsgrad ergibt. Auf der anderen Seite stehen Slim-Floor Konstruktionen mit einer geringen Anzahl an Verbundmitteln. Beiden im Rahmen dieses Beitrags beschriebenen Bauweisen, ist gemeinsam, dass deren Bemessung von der gültigen Normung derzeit nicht oder nur unzureichend abgedeckt wird.

Obgleich die Konstruktionen Verdübelungsgrade unterhalb des derzeit gültigen Mindestverdübelungsgrades aufweisen, kann bei beiden Konfigurationen eine ausreichende Verbundwirkung erzielt werden. Im Falle der normal hohen Verbundträger konnte überdies gezeigt werden, dass auch unterhalb der normativen Grenzen eine plastische Verbundträgerbemessung möglich ist (vgl. Abs. 3).

Die Autoren danken dem Forschungsfonds für Kohle und Stahl (RFCS) der Europäischen Union für die Förderung der Forschungsprojekte DISCCO (GA-Nr. RFSR-CT-2012-00030) und SlimAPP (GA-Nr. RFSR-CT-2015-00020) sowie allen beteiligten Forschungsstellen für die gute Zusammenarbeit.

7 Quellenangaben

- [1] DIN EN 1994-1-1: Eurocode 4: Bemessung und Konstruktion von Verbundtragwerken aus Stahl und Beton – Teil 1-1: Allgemeine Bemessungsregeln und Anwendungsregeln für den Hochbau, CEN (Europäisches Komitee für Normung), 2010
- [2] Aggelopoulos, E. S., Lawson, R. M., Kuhlmann, U., Eggert, F., Odenbreit, C., Nellinger, S., Lam, D., Dai, X., Sheehan, T. and Obiala, R. (2016). Development of Improved Shear Connection Rules in Composite Beams (DISCCO), Final Report, RFCS Project No. RFSR CT 2012-00030
- [3] Eggert, F.; Kuhlmann, U.: Einfluss des Verdübelungsgrades auf das Tragverhalten von Verbundträgern mit profilierten Betongurten. In: Stahlbau, 85, 7. S. 459–465 (2016).
- [4] Eggert, F.: Einfluss der Verdübelung auf das Trag- und Verformungsverhalten von Verbundträgern mit und ohne Profilblech. Dissertation; Institut für Konstruktion und Entwurf, Universität Stuttgart (vsl. 2018, in Vorbereitung)
- [5] Konrad, M.: Tragverhalten von Kopfbolzen in Verbundträgern bei senkrecht spannenden Trapezprofilblechen, Dissertation; Institut für Konstruktion und Entwurf, Universität Stuttgart (2011).
- [6] Nellinger, S.: On the Behaviour of Shear Stud Connections in Composite Beams with Deep Decking, Dissertation; The Faculty of Sciences, Technology and Communication, Université du Luxembourg (2015).
- [7] Roik, K., Hanswille, G., Cunze, A., Lanna, O.: Hintergrundbericht zu Eurocode 4 – Abschnitt 6.3.2: Bolzendübel EC4/8/88. Ruhr-Universität Bochum, Forschungsbericht (1988)
- [8] Mahler, F.: Numerische Untersuchungen zum Last-Schlupf-Verhalten von Verbundträgern mit niedrigem Verdübelungsgrad, Masterarbeit; Institut für Konstruktion und Entwurf, Universität Stuttgart (2016), Nr. 2016-44X.
- [9] RFCS-SLIMAPP. (2015). Grant Agreement RFSR-CT-2015-00020 - Slim-Floor Beams - Preparation of Application rules in view of improved safety, functionality and LCA. Koordinator: Universität Stuttgart, Partner: Steel Construction Institute, Universität Trient, Universität Bradford, ArcelorMittal, Lindab Buildings, (laufendes Projekt).
- [10] Hauf, G.: Trag- und Verformungsverhalten von Slim-Floor-Trägern unter Biegebeanspruchungen, Dissertation, Universität Stuttgart, Institut für Konstruktion und Entwurf (2010), Nr. 2010-10
- [11] Kuhlmann, U.; Fries, J.: Optimierung der Bemessung von deckengleichen Verbundträgern in Hutform, Forschungsbericht P 389 (2001)
- [12] Kuhlmann, U.; Hauf, G.; Rieg, A.: Effiziente Dimensionierung niedriger Verbundträger, Schlussbericht Forschungsvorhaben Nr. S 668, Stiftung Industrieforschung (2006)

Zur Tragfähigkeit eines neuartigen selbstverschließenden Klick-Anschluss-Systems unter Zug- und Schubbeanspruchung

Prof. Dr.-Ing. Wolfgang Kurz *
Dipl.-Ing. Claudia Seck **

* Technische Universität Kaiserslautern, Fachgebiet Stahlbau, Germany, wolfgang.kurz@bauing.uni-kl.de

** Technische Universität Kaiserslautern, Fachgebiet Stahlbau, Germany, claudia.seck@bauing.uni-kl.de

Abstract

An der Technischen Universität Kaiserslautern wurde im Rahmen eines Kooperationsprojektes ein neuartiges selbstverschließendes Klick-Anschluss-System entwickelt. Der Entwurf des Klick-Systems orientierte sich an der Snap-Fit-Verbindung aus dem Maschinenbau und konnte auf die im Bauwesen üblichen Ansprüche und Materialien übertragen werden. Im Rahmen dieses Beitrags wird das Grundprinzip des Klick-Anschluss-Systems vorgestellt und die durchgeführten Versuche zur Ermittlung der Fügekraft und der Tragfähigkeit auf Abscheren werden beschrieben. Mittels einer entsprechend entwickelten Lasteinleitungsstruktur kann die Lastübertragung in den umliegenden Beton gewährleistet werden. Des Weiteren lässt sich durch die Dicke des Lasteinleitungsbleches die Tragfähigkeit des Klick-Anschluss-Systems auf Abscheren an die jeweiligen Anforderungen anpassen. Die Versuche wurden mittels FE-Simulationen nachgerechnet und mit Normwerten verglichen. Hierbei konnten sehr gute Übereinstimmungen bezüglich des Last-Verformungsverhaltens erzielt werden. Der Beitrag wird mit einem Ausblick auf weitere relevante Untersuchungen und Anpassungen der Versuchsaufbauten zur Optimierung des Klick-Anschluss-Systems abgeschlossen.

Stichworte: Klick-Anschluss-System, Snap-Fit, Fügekraft, Schubbeanspruchung, Zugbeanspruchung

1 Einleitung

Mehrachsig gekrümmte oder frei geformte Oberflächen von Dächern und Fassaden kommen in der Gestaltung von Bauwerken in den letzten Jahren vermehrt zur Anwendung. Der Einsatz von Fertigteilen bietet sich aufgrund der hohen Anforderungen an die Maßgenauigkeit der gekrümmten Konstruktionen an. Die Fertigteilbauweise ermöglicht es, Bauteile in hoher Qualität und Formtreue herzustellen.

An der Technischen Universität Kaiserslautern wurde im Rahmen eines Kooperationsprojektes ein freigeformtes Schalenelement entwickelt, welches zusammengesetzt aus mehreren Schalenelementen ein freigeformtes Dach oder eine freigeformte Fassade bildet. Das Schalenelement besteht aus zwei Betongurten, welche über einen oder mehrere Stahlstege miteinander verbunden sind. Die Stahlstege sind an der Ober- und Unterseite mit einer Verbundübelleistengeometrie versehen und ermöglichen so die Schubkraftübertragung zwischen den einzelnen Bauteilen. An den seitlichen Außenkanten der Schalenelemente sind selbstverschließende Verbindungselemente angeordnet. Das Verbinden der einzelnen Schalenelemente sollte allein aus Eigengewicht möglich sein. Das heißt, dass das Eigengewicht der Schalenelemente größer sein muss als die Fügekräfte der Verbindungselemente.

Im Rahmen dieses Beitrags wird das selbstverschließende Klick-Anschluss-System zur Übertragung von Normalkräften zwischen den Betongurten vorgestellt. Das Klick-Anschluss-System soll neben der Schubbeanspruchung durch die Normalkräfte auch in der Lage sein, kleinere abhebende Lasten zu übertragen. Das Grundprinzip des entwickelten Klick-Anschluss-Systems und die Tragfähigkeitsuntersuchungen werden in den folgenden Abschnitten näher vorgestellt.

2 Selbstverschließendes Klick-Anschluss-System

2.1 Allgemeines

Das Klick-Anschluss-System wurde in Anlehnung an die zylindrische Version der Snap-Fit-Verbindung [1] entwickelt, welche vorwiegend im Maschinenbau zur Anwendung kommt. Am weitesten verbreitet ist die sogenannte Schnapparmverbindung als mögliche Form einer Snap-Fit-Verbindung. Hierbei wird beim Fügen zweier Bauteile an einem Bauteil ein Kragarm soweit ausgelenkt, bis er in eine Öffnung oder einen Vorsprung am anderen Bauteil in seine Ausgangslage zurück schnappt. Dieses Fügeprinzip lässt sich auch auf die zylindrische Version der Snap-Fit-Verbindung übertragen. Entlang des Umfangs des Dübels werden mehrere Kragarme ausgelenkt, die anschließend wieder in die vorgesehenen Öffnungen oder Vorsprünge zurück schnappen.

Im Rahmen des Forschungsprojektes an der Technischen Universität Kaiserslautern wurde ein Klick-Dübel-System entwickelt, welches aus einem Stabdübel mit einem Durchmesser von 16 mm und einem Stahlblech mit ausgeschnittenen Stahlstreifen besteht. Der Kopf des Dübels wurde abgeschrägt hergestellt und im Abstand von 3 mm zum Kopf des Dübels mit einer Nut versehen (s. Bild 1).

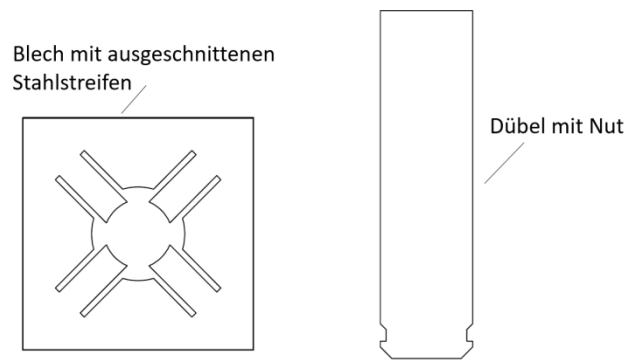


Bild 1: Verwendete Geometrie des Klick-Dübel-Anschluss-Systems

Das Grundprinzip des Klick-Anschluss-Systems sieht vor, dass sich die Stahlstreifen des Stahlblechs während des Fügevorgangs durch den Stabdübel plastisch verformen. In Endlage springen die Stahlstreifen um den elastischen Verformungsanteil zurück in die Nut am Kopf des Dübels. Im Endzustand werden die Stahlstreifen durch abhebende Kräfte knickstabähnlich belastet und aktivieren damit den Widerstand gegen Herausziehen des Dübels. In Querrichtung sind die in den Betongurten auftretenden Normalkräfte zu übertragen. Diese werden über eine Scher-Lochleibungsbeanspruchung des Dübels abgetragen.

Mithilfe von FE-Simulationen wurde im Vorfeld an die Versuche die Geometrie dahingehend optimiert, dass ein Zurückspringen der Stahlstreifen realisierbar ist (s. [2] und [3]). Zur Optimierung wurden im Rahmen einer Parameterstudie die Abmessungen der Stahlstreifen, die Blechdicke des Klickblechs und die Materialeigenschaften des Stahls variiert.

Zusätzlich wurde eine Lasteinleitungskonstruktion entwickelt, welche den Lastabtrag des Klick-Anschluss-Systems in den umliegenden Beton gewährleisten soll. Der Entwurf der Lasteinleitungskonstruktion ist in Bild 2 dargestellt. Die Konstruktion besteht aus einer 4 mm dicken quadratischen Deckelplatte mit einer kreisrunden Öffnung mit einem Durchmesser von 18 mm in der Mitte. An den 4 Seiten der Deckelplatten werden Stahllaschen um 90° nach unten gebogen. In diesen Stahllaschen werden kreisrunde Öffnungen vorgesehen. Durch diese werden zwei Bewehrungsstäbe gesteckt um die Lasten auf den umliegenden Beton zu übertragen. Um das eigentliche Klickblech mit der Lasteinleitungskonstruktion zu verbinden, soll dieses an einen Stahltopf mit kegelstumpfförmigen Loch geschweißt werden und dieser soll wiederum an die Unterseite der Lasteinleitungskonstruktion geschweißt werden. Um die Lagesicherung des Klick-Dübels im Endzustand zu sichern, ist ein Zweikomponenten-Klebstoff vorgesehen, welcher den Dübelkopf mit dem Boden des Stahltopfes verbindet.

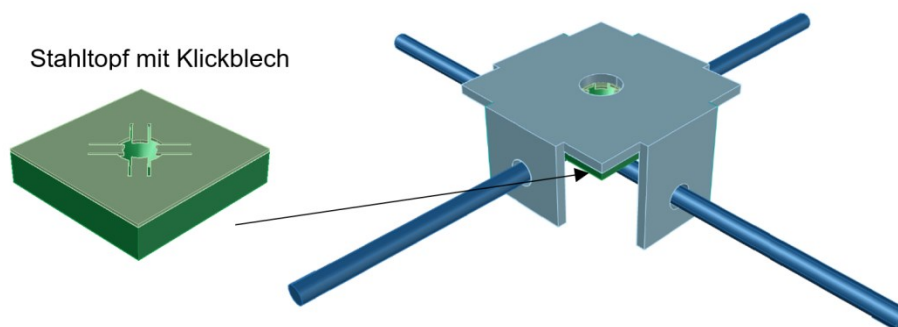


Bild 2: Lasteinleitungskonstruktion zur Lastübertragung des Klick-Dübels in den Beton

In Versuchen wurde die erforderliche Fügekraft und der Widerstand auf Herausziehen und Abscheren an der optimierten Geometrie mit einbetonierter Lasteinleitungskonstruktion bestimmt (s. Abschnitt 2.2). Im Rahmen dieses Beitrags wird nur auf die Versuche zur Ermittlung der erforderlichen Fügekraft und des Widerstands auf Abscheren eingegangen. Die Ergebnisse der Versuche zur Bestimmung der erforderlichen Fügetiefe und der Tragfähigkeit auf Herausziehen des Dübels sind [4] zu entnehmen.

2.2 Versuchsaufbau und -durchführung

Die Versuche zur Ermittlung der Fügekraft und der Tragfähigkeit auf Abscheren wurden an 3 Betonkörpern mit den Abmessungen 300 mm Breite, 300 mm Länge und 150 mm Dicke durchgeführt. Das Klickblech wurde zusammen mit der Lasteinleitungskonstruktion mittig im Betonkörper einbetoniert. Die Versuche wurden in zwei Schritten durchgeführt. Im ersten Schritt wurde die Fügekraft mittels einer hydraulischen Prüfmaschine ermittelt und im zweiten Schritt wurde die Tragfähigkeit auf Abscheren mittels einer hydraulischen Handpresse bestimmt.

Der Versuchsaufbau zur Ermittlung der erforderlichen Fügekraft ist nachfolgend in Bild 3 dargestellt. Die Versuchskörper wurden über Gewindestangen zurückgespannt, um ein mögliches Verrutschen der Versuchskörper während des Fügevorgangs zu verhindern. Der Dübel wurde auf ein Stahlblech geschweißt, welches wiederum über eine Adapterplatte in der Prüfmaschine eingespannt war.



Bild 3: Versuchsaufbau zur Ermittlung der erforderlichen Fügekraft des Klick-Anschluss-Systems

Der Einsatz des Zweikomponentenklebstoffs Loctite® A330 bestimmte den Ablauf der Versuchsdurchführung. Der Klebevorgang ist nach [5] innerhalb von 15 Minuten abzuschließen. Der Fügevorgang musste somit, ausgehend vom Zeitpunkt des Auftragens des Klebstoffs, bis zum Kontakt von Dübelkopf und Stahltopfboden beendet sein. Folglich wurde der Dübel mit einer Geschwindigkeit von 1 mm/min auf das Klickblech gedrückt. Nach Erreichen der Endlage härtete der Klebstoff bei allen Versuchskörpern mindestens 24 Stunden aus, bevor im Anschluss der Versuchskörper in den Versuchsaufbau zur Ermittlung der Tragfähigkeit auf Abscheren eingebaut wurde (s. Bild 4).

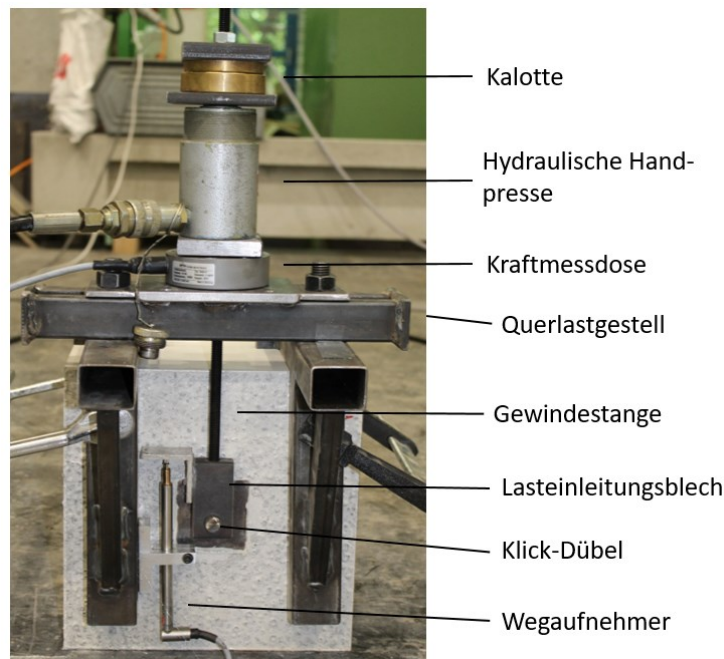


Bild 4: Versuchsaufbau zur Ermittlung der Tragfähigkeit auf Abscheren des Klick-Anschluss-Systems

Der Dübel wurde für den Querlastversuch mit einem Lasteinleitungsblech versehen, welches über eine Gewindestange mit einem Durchmesser von 12 mm mit einem Querlastgestell aus der Befestigungstechnik verbunden wurde. Zur Aufbringung der Last wurde eine hydraulische Presse auf das Gestell gesetzt, unter welcher eine kalibrierte Kraftmessdose angeordnet wurde. Darüber wurde zusätzlich eine Kalotte positioniert, um eine zentrische Lasteinleitung

zu gewährleisten. Um neben der Kraft auch die Verformung messen zu können, wurde ein induktiver Wegaufnehmer am Lasteinleitungsblech des Dübels angebracht. Während des Versuchs wurde die Belastung kraftgesteuert mittels der Handpresse bis zur Bruchlast gesteigert. Die Ergebnisse der beiden Versuche sind nachfolgend in Abschnitt 2.3 dargestellt und ausgewertet.

2.3 Versuchsauswertung

2.3.1 Ermittlung der Fügekraft

Die Versuchsergebnisse der Versuche zur Ermittlung der erforderlichen Fügekraft sind in Bild 5 im Vergleich mit einer FE-Simulation der verwendeten Klick-Dübel-Geometrie über ein Kraft-Weg-Diagramm dargestellt. Die Stahlstreifen des Klick-Blechs bogen sich während des Fügevorgangs wie geplant nach unten und sprangen in die Nut am Dübelkopf zurück. Bei einem Weg von ca. 1,9 mm kam es bei Versuchskörper BA2 zu einem Aufsetzen des Dübelkopfes auf den äußeren Radius des Klick-Dübel-Blechtes und dadurch zu einem Lastsprung auf ca. 0,33 kN. Nachdem der Dübelkopf diese Stelle passierte fiel die Last wieder auf ein Lastplateau von ca. 0,18 kN wie bei den beiden übrigen Versuchskörpern ab. Dieser Lastsprung war im Tragprinzip des Klick-Dübels nicht vorgesehen, wurde aber dennoch bei der statistischen Auswertung nach DIN EN 1990 [6] als Maximalwert herangezogen. Die statistische Auswertung ergibt unter Ansatz eines unbekanntenen Variationskoeffizienten eine charakteristische Fügekraft von 0,48 kN.

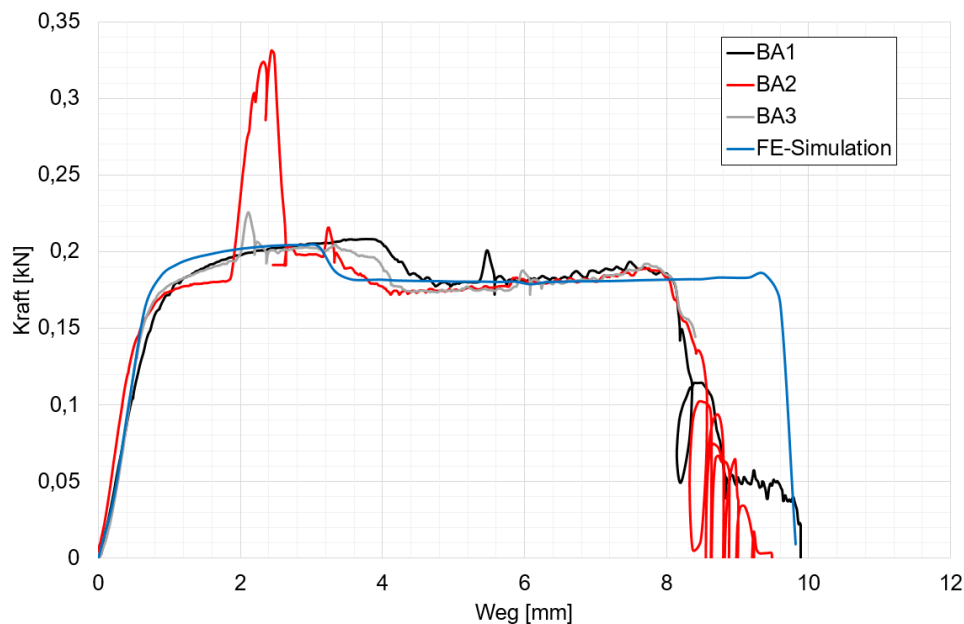


Bild 5: Vergleich der Last-Weg-Diagramme aus Versuchen und einer FE-Simulation zur Ermittlung der Fügekraft

Das mithilfe des FE-Programms Abaqus erstellte Modell des Klick-Dübels stimmt sehr gut mit den Versuchsergebnissen überein. In der Simulation ist der Dübel perfekt zentrisch ausgerichtet und es konnte ein Aufsetzen des Dübelkopfes auf den äußeren Radius, wie bei Versuch BA2, vermieden werden. Die erforderliche Fügekraft in der Simulation liegt bei ca. 0,2 kN und stimmt damit mit den Versuchskörpern BA1 und BA3 überein.

2.3.2 Ermittlung des Widerstands auf Abscheren

Die Versuchsergebnisse der Versuche zur Ermittlung der Tragfähigkeit auf Abscheren sind nachfolgend in Bild 6 im Vergleich mit einer FE-Simulation der verwendeten Klick-Dübel-Geometrie mit Lasteinleitungsstruktur über ein Kraft-Weg-Diagramm dargestellt. Die Last-Weg-Diagramme zeigen alle im Anfangsbereich unterhalb von 5 kN einen Lastsprung. Dieser Lastsprung ist auf das Versagen der Klebstoffschicht zurückzuführen und tritt bei jedem Versuchskörper zu einem anderen Zeitpunkt ein. Im Anschluss daran ist die Steigung der Last Kraftsteuerung nahezu identisch und es kommt zu einem Versagen durch beginnende Lochleibung des Lasteinleitungsbleches in Kombination mit der Schiefstellung des Dübels. Die Kombination dieser beiden Versagensbilder bewirkt, dass sich der Dübel auf Versagenslastniveau aus der Verbindung löst. Die Schiefstellung des Dübels resultierte aus dem Lochspiel, welches die lasteinleitende Gewindestange im Querlastgestell hatte. Durch dieses Lochspiel konnte sich das Lasteinleitungsblech auf dem Dübel verschieben und die Schiefstellung bewirken. Die statistische Auswertung der Versuche des Klick-Dübel-Anschlusses auf Abscheren ergab nach DIN EN 1990 [6] unter Annahme eines unbekanntenen Variationskoeffizienten eine charakteristische Tragfähigkeit auf Abscheren von 21,28 kN.

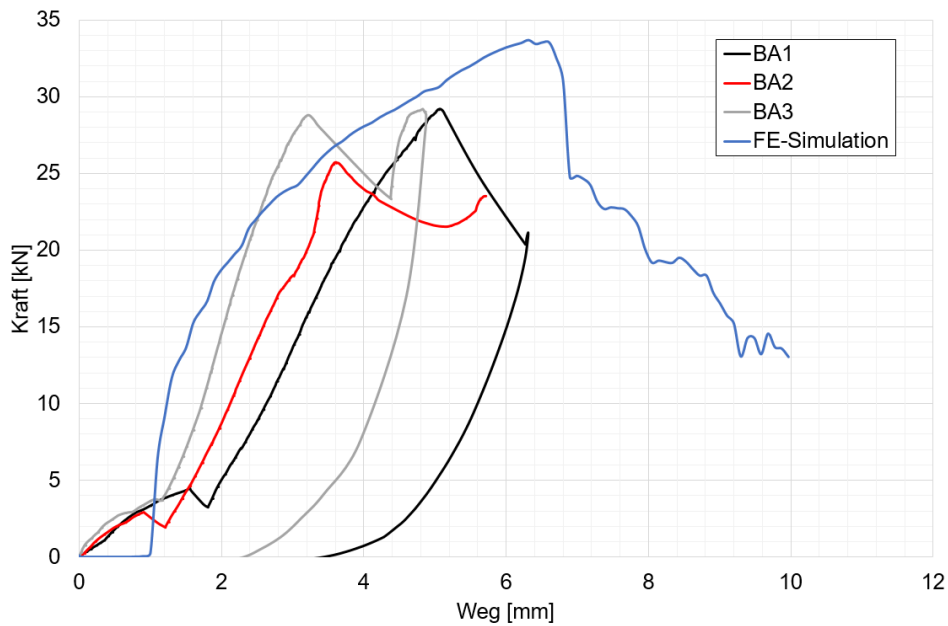


Bild 6: Vergleich der Last-Weg-Diagramme aus Versuchen und einer FE-Simulation zur Ermittlung der Tragfähigkeit auf Abscheren

Der Vergleich mit der FE-Simulation in Bild 6 zeigt, dass der Lastabfall im Anfangsbereich aufgrund des nicht simulierten Klebstoffs ausbleibt. Die Last bewegt sich stattdessen bis zu einem Weg von ca. 1 mm nahezu bei 0 kN. Dieser Weg entspricht dem gewählten Lochspiel zwischen Dübel und Lasteinleitungsblech. Mithilfe der FE-Simulation konnte eine Maximallast von ca. 34 kN erreicht werden. Der deutliche Unterschied bezüglich der Versagenslast zwischen Versuch und FE-Simulation wird auch im Vergleich der Versagensbilder deutlich. Wie zuvor bereits beschrieben trat das Versagen im Versuch durch beginnende Lochleibung in Kombination mit der Schiefstellung des Dübels, resultierend aus der Lasteinleitungsstruktur, ein. Dagegen tritt in der FE-Simulation (s. Bild 7 (links)) das Versagen durch Plastizieren des Dübels in Kombination mit Lochleibung ein. In der Simulation war eine Einspannung des Dübels modelliert worden.

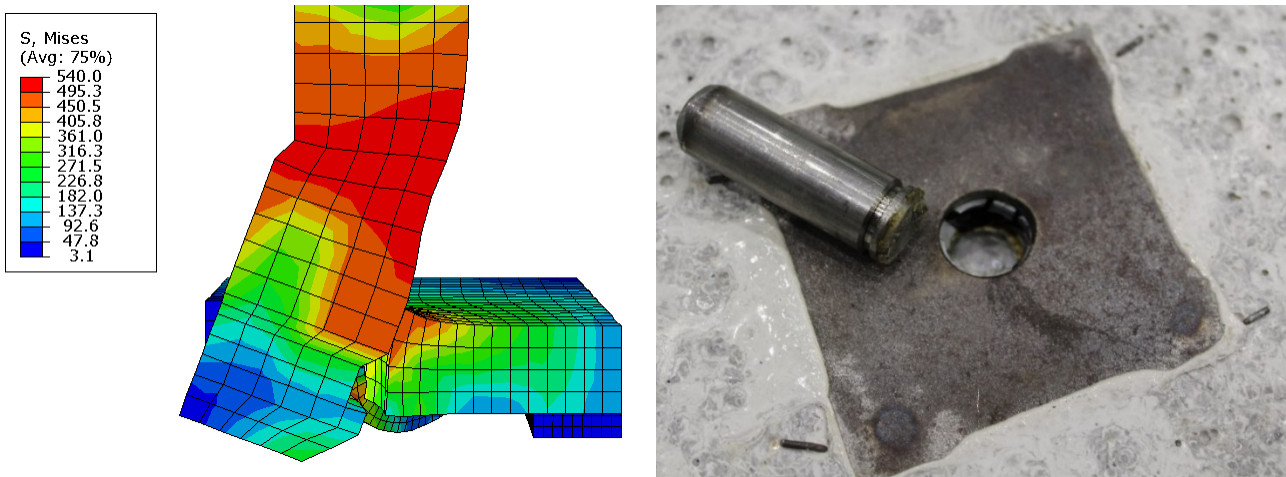


Bild 7: Vergleich der Versagensbilder von Simulation (links) und Versuch (rechts) beim Abscheren des Dübels mit Lasteinleitungsstruktur

Nach DIN EN 1993-1-8 [7] ergibt sich die Lochleibungstragfähigkeit für einen Stabdübel mit großem Lochspiel zu 34,1 kN. Im Vergleich mit den Ergebnissen aus der FE-Simulation stimmen die Tragfähigkeiten damit sehr gut überein.

In [4] wurde eine optimale Grenzdicke des Lasteinleitungsblechs zur Steigerung der Tragfähigkeit auf Herausziehen von 4 mm bestimmt. Für den Lastfall Abscheren kann die Tragfähigkeit ebenfalls nur begrenzt durch die Dicke des Lasteinleitungsblechs gesteigert werden, da sich ab einer Dicke von 4 mm in der Simulation bereits ein kombiniertes Versagensbild aus Lochleibung und Plastizieren des Dübels eingestellt hat. Bei dünneren Blechen wird der Versagensfall Lochleibung überwiegen, und bei dickeren Blechen wird der Anteil der Lochleibung immer weiter abnehmen und der Versagensfall „Plastizieren des Dübels“ wird maßgebend.

3 Fazit und Ausblick

Die im Rahmen des Forschungsprojektes an der Technischen Universität Kaiserslautern an dem neuartigen Klick-Anschluss-System durchgeführten Versuche und vergleichenden Simulationen zeigen gute Übereinstimmungen bezüglich des Last- und Verformungsverhaltens. Es konnte gezeigt werden, dass das in Anlehnung an den Maschinenbau entwickelte System auch mit den im Bauwesen üblichen Materialien Stahl und Beton einsetzbar ist. Der Einsatz der Lasteinleitungskonstruktion ermöglicht es, einwirkende Kräfte in den umliegenden Beton weiterzuleiten. Durch die Blechdicke der Lasteinleitungskonstruktion kann die Tragfähigkeit des Klick-Dübels auf Abscheren gezielt variiert werden, da die Tragfähigkeit des Lasteinleitungsblechs auf Lochleibung einen maßgeblichen Einfluss auf die Tragfähigkeit hat. Um die genaue Tragfähigkeit auf Abscheren ohne die Verformungseinflüsse der Gewindestange in dem bisher verwendeten Versuchsaufbau zu bestimmen, muss ein entsprechender Versuchsstand entwickelt werden. Die Wahl einer dickeren Gewindestange könnte bereits ein möglicher Ansatzpunkt sein. Zusätzlich ist weiterführend zu untersuchen, in wieweit durch Optimierung der Dübelgeometrie die Traglast gesteigert werden kann.

4 Quellenangaben

- [1] BASF Corporation: Snap-Fit Design Manual. New Jersey, 2007.
- [2] Kurz, W. and Seck, C.: Development of innovative connection technology for hybrid shell elements, Current Scientific Challenges in Concrete and Steel Structures, Gdansk University of Technology 2017, pp. 93-100.
- [3] Kurz, W. und Seck, C.: Entwicklung von innovativer Verbindungstechnik für hybride Schalenelemente, Stahlbau, Holzbau und Verbundbau – Festschrift zum 60. Geburtstag von Univ.-Prof. Dr.-Ing. Ulrike Kuhlmann, Universität Stuttgart, 2017, S. 431-436.
- [4] Seck, C. und Kurz, W.: Entwicklung eines neuartigen selbstverschließenden Klick-Anschluss-Systems zur Übertragung von Schub- und Normalkräften, Tagungsband des 21. DAST-Forschungskolloquiums, Kaiserslautern (wird März 2018 veröffentlicht).
- [5] Henkel Europe: LOCTITE AA 330, Technical Data Sheet, 2014
- [6] DIN EN 1990: Eurocode: Grundlagen der Tragwerksplanung; Deutsche Fassung EN 1990:2002 + A1:2005 + A1:2005/AC:2010, DIN Deutsches Institut für Normung e.V., Berlin, Dezember 2010.
- [7] DIN EN 1993-1-8: Eurocode 3: Bemessung und Konstruktion von Stahlbauten – Teil 1-8: Bemessung von Anschlüssen; Deutsche Fassung EN 1993-1-8:2005 + AC:2009, DIN Deutsches Institut für Normung e.V., Berlin, Dezember 2010.

Neuartiges Verbundmittel für ein herstellungsoptimiertes Hochbau-Deckensystem

Prof. Dr.-Ing. Jürgen Schnell*
Dipl.-Ing. Fadi Mikdad*

*Technische Universität Kaiserslautern, Fachgebiet Massivbau und Baukonstruktion, Germany
juergen.schnell@bauing.uni-kl.de
fadi.mikdad@bauing.uni-kl.de

Abstract

Die hier vorgestellte Forschungsarbeit beschäftigt sich mit der Ermittlung des Trag- und Verformungsverhaltens eines neuartigen kombinierten Verbundmittels bestehend aus Stahlscharen und Betondübeln. Hierfür wurden Push-out Versuche und vergleichende FE-Berechnungen durchgeführt. Dabei wurden der Endzustand, der Bauzustand und die Fuge zwischen Primärplatte und Betonerfüllung simuliert und untersucht. Die Untersuchungen zeigten, dass das Verbundmittel ein duktileres Nachbruchverhalten und eine große Tragfähigkeit aufweist. Um die aus den Push-out Versuchen ermittelten Kennwerte anhand von realitätsnahen Bauteilen zu überprüfen, wurden zwei großmaßstäbliche Versuchskörper hergestellt und getestet (3-Punkt Biegeversuche). Aufbauend auf die vorgestellten Ergebnisse der experimentellen und der numerischen Untersuchungen werden Modelle zur Ermittlung der Mindesttragfähigkeit des neuartigen Verbundmittels sowie ein Ingenieurmodell abgeleitet, mit dem eine wirtschaftliche und sichere Berechnung dieses Deckensystems möglich ist.

Stichworte: Stahlbetonverbund, Verbundmittel; Doppelverbundtechnik, hochfester Beton (HPC)

1 Einleitung

Aus Hochleistungsbetonen und schlanken Stahlträgern lassen sich kostengünstige Halbfertigteile für weitgespannte stützenfreie Dachsysteme und Deckenplatten ohne Brandschutzanforderungen (z. B. Parkhäuser) oder mit feuerhemmenden Unterdecken entwickeln. Durch einen hohen Vorfertigungsgrad kann der Bauablauf im Vergleich zu einem konventionell hergestellten Deckentragwerk stark beschleunigt und vereinfacht werden. Die hier vorgeschlagenen Halbfertigteile bestehen aus einem halbierten stählernen I-Profil, das den Untergurt und den Steg bildet. Der Obergurt wird aus einer 30 mm dünnen Platte aus Hochleistungsbeton (HPC) gebildet. Die Elemente können als PI-Platten vorgefertigt, auf die Baustelle transportiert, dort zu einem Deckenfeld oder Pultdach ausgelegt und mit Ortbeton ergänzt werden (siehe Bild 1).

Das Verbundsystem baut auf umfangreiche Vorarbeiten auf, deren Ergebnisse die Grundlage für die Entwicklung des Verbundsystems bilden [1-3].

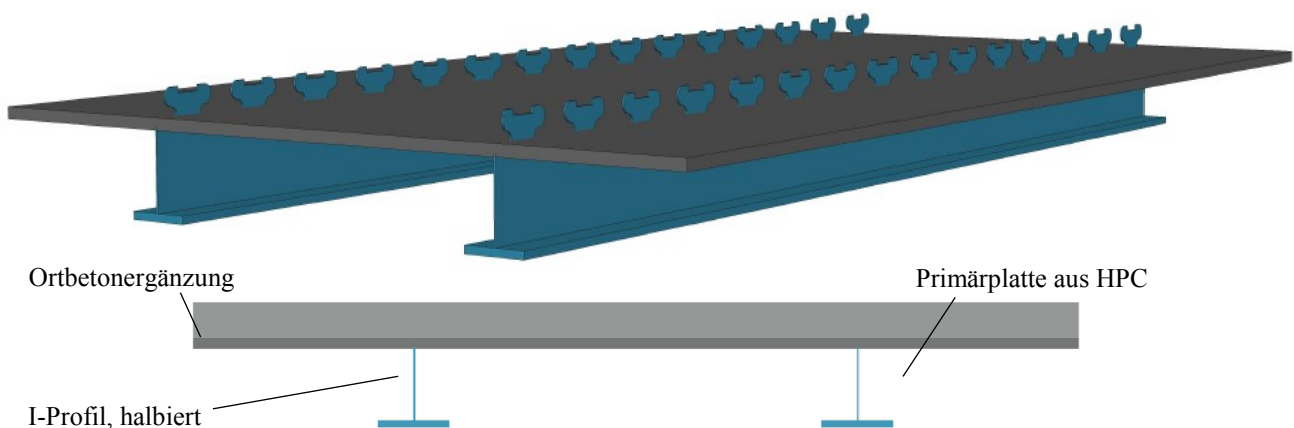


Bild 1: Räumliche Darstellung des Deckensystems mit Doppelverbundtechnik, Darstellung des Bauzustands (oben) und des Endzustands als Querschnitt (unten)

Die technische Innovation besteht darin, dass hierfür speziell entwickelte Verbundmittel am oberen Stegtrand den kraftschlüssigen Verbund sowohl mit der Hochleistungsbetonplatte als auch dem Ortbeton bewirken. Die zu entwickelnden kombinierten Verbundmittel für den angestrebten Doppelverbund bestehen zum einen aus sogenannten Stahlscharen, mit denen der Verbund zwischen Stahlträger und HPC-Platte hergestellt wird, und zum anderen aus Puzzleleisten, die für den Verbund zwischen Stahlsteg und Betonerfüllung sorgen. Zwischen den Puzzleformen entstehen sogenannte Betondübel (siehe Bild 2).

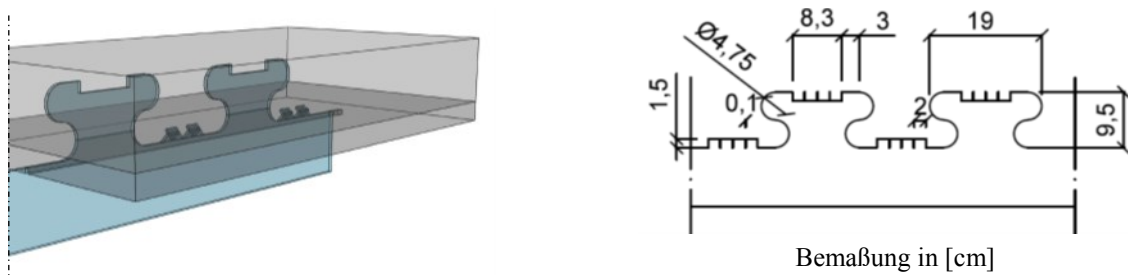


Bild 2: Ausschnitt aus dem Verbundsystem (links) und Geometrie des kombinierten Verbundmittel (rechts)

2 Push-out Versuche

Zur Ermittlung des Trag- und Verformungsverhaltens des entwickelten Verbundmittels wurden „klassische“ Push-out Versuche durchgeführt. Dabei wurden der Endzustand, der Bauzustand und die Fuge zwischen Primärplatte und Betonerfüllung simuliert und untersucht. Für jede bestimmte Parameterkonstellation wurden jeweils drei Versuchskörper hergestellt und geprüft. Anschließend erfolgt eine Analyse des Last-Verformungsverhaltens.

Bei der Konstellation „PO_End“ wurden die Probekörper während des Versuchs auf beiden Betonplatten aufgelagert, während bei der Konstellation „PO_Bau“ die Auflagerung nur auf der Primärplatte aus HPC erfolgte. Um die Schubtragfähigkeit der Fuge zwischen beiden Platten untersuchen zu können, wurden die Probekörper bei der Konstellation „PO_Fuge“ nur auf den äußeren Platten (Betonergänzung) aufgelagert (siehe Bild 3).

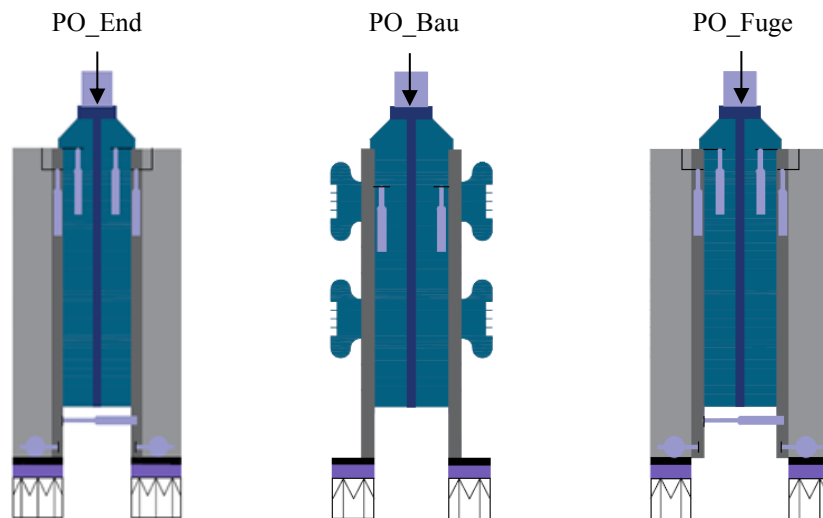


Bild 3: Übersicht der Push-out Versuche

2.1 Werkstoffe

Für die Primärplatten (HPC) wurde ein selbstverdichtender hochfester Feinkornbeton mit einer Zieldruckfestigkeit von 100 N/mm² bis 110 N/mm² verwendet. Das vorgemischte Bindemittel wurde von der Firma DUCON zur Verfügung gestellt. Beim Mischen wurden zu dem Bindemittel lediglich Sand, Wasser und Fließmittel zugegeben. Die Betonerfüllung wurde aus einem Normalbeton der Festigkeitsklasse C20/25 hergestellt.

Die verwendeten Verbundmittel wurden aus Blechen S235 ($t_w = 6$ mm) mittels Brennschneiden erstellt. Dieses Verfahren besitzt den fertigungstechnischen Vorteil, dass durch einen Brennschnitt gleichzeitig zwei Leisten erzeugt werden können (Positiv und Negativ erhalten jeweils die gleiche Form). Nach dem Brennen der Puzzleleisten wurden die Stahlscharen abwechselnd nach innen und außen um 45° umgebogen. Als Querbewehrung wurden jeweils in der Aussparung der Puzzlezähne und über die Stahlscharen zwei Bewehrungsstäbe Ø10 im Abstand von untereinander 4 cm eingebaut.

2.2 Versuchsaufbau und Versuchsdurchführung

Die Last wurde von oben auf den Stempel, der an dem oberen Ende der Stahlleiste angeschweißt ist, aufgebracht. Die Betongurte wurden unten auf einem Stahllager gelagert. Bei den Versuchen, bei denen die Fuge zwischen Primärplatte (HPC) und Betonerfüllung untersucht wurde, erfolgte die Lagerung nur auf dem äußeren Betonerfüllungsgurt, so dass die Fuge abscheren konnte. Die eingeleitete Kraft wurde mittels einer Kraftmessdose (KMD, max. 500 kN) oberhalb der Lasteinleitung gemessen. Sie wurde bis zum Erreichen der Traglast kontinuierlich langsam und stufenweise mit einer Belastungsgeschwindigkeit von 0,5 mm/min (wegeregelt) gesteigert. Sowohl der Schlupf in der Verbundfuge

zwischen Stahlsteg und Primärplatte als auch der Schlupf zwischen beiden Betonplatten (Primärplatte und Betonergänzung) wurden mit Hilfe von Wegaufnehmern (WA) aufgezeichnet (siehe Bild 4).

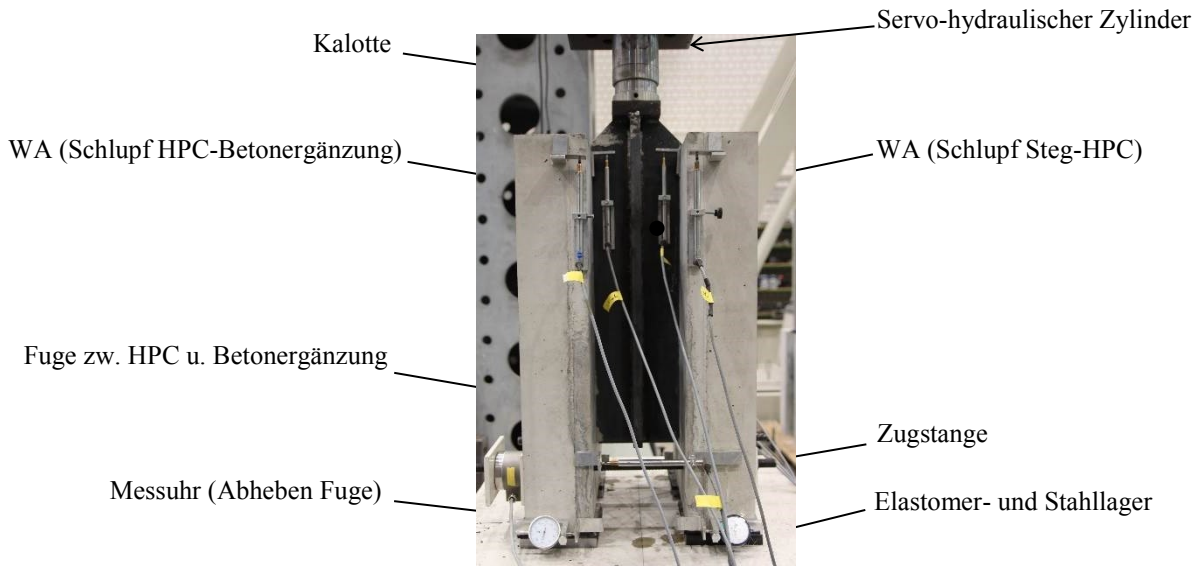


Bild 4: Versuchsstand und -anordnung am Beispiel des Versuchs PO_End_1

2.3 Ergebnisse der Push-out Versuche

Bei allen Versuchskonstellationen trat ein kombiniertes Versagen aus Spalten und Betonausbruch auf. Infolge der hohen Beanspruchung wird der Beton lokal vor der Puzzleleiste bzw. den Stahlscharen zusammengedrückt. Es bildet sich ein Betonkegel aus, der dem Druck standhalten kann, bis die Querdehnungen zu groß werden und Risse entstehen bzw. ein Ausstanzen auftritt. Mit weiterer Laststeigerung kann das hohe Lastniveau nicht mehr aufrechterhalten werden und die Traglastkurve fängt an zu fallen (siehe Bild 5). Das Verbundmittel hat im Endzustand ein hohe bzw. im Bauzustand eine ausreichende Tragfähigkeit gezeigt.

Weiterhin besitzt das Verbundmittel eine ausreichende Duktilität (δ_{uk} ist gemäß EC 4 größer als 6 mm) im „Endzustand“. Die Verbundfuge erwies sich bei den Untersuchungen der Versuchskonstellation „Fuge“ als unkritisch. In Tabelle 1 sind die Versuchsergebnisse zusammengefasst.

Tabelle 1: Auswertung der Versuchsergebnisse

Test	$P_{test,m}$	min. $P_{max,i}$ pro Verbundmittel	P_{RK} pro Verbundmittel	δ_u	δ_{uk}	C Anfangssteifigkeit
[-]	[kN]	[kN]	[kN]	[mm]	[mm]	[kN/cm]
PO_End	585,33	144,35	129,92	8,76	7,88	12067
PO_Bau	246,80	59,40	53,46	1,13	1,02	3091
PO_Fuge	370,41	91,53	82,38	14,26	12,83	2884

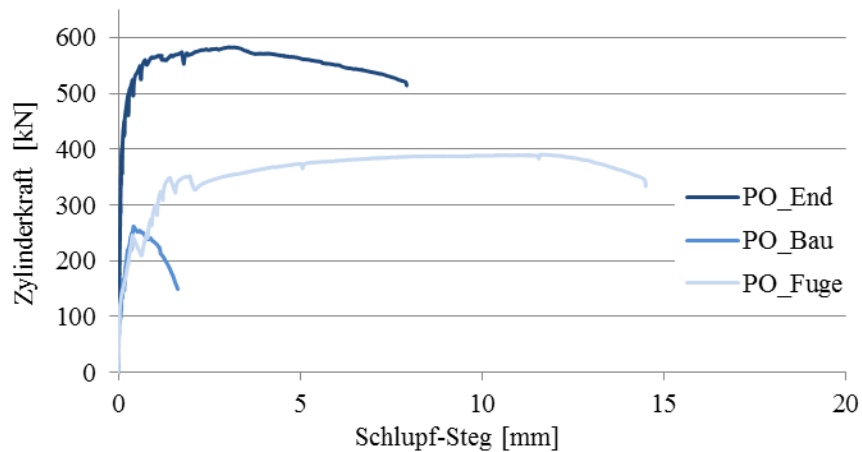


Bild 5: Vergleich der Kraft-Schlupf-Diagramme der Push-out Versuche

3 Vergleichende FE-Berechnungen

Das Ziel der FE-Berechnungen war es, die Push-out Versuche im Detail abzubilden und weitere Erkenntnisse über die Beanspruchung in dem Verbundmittel und den Lastabtrag zu erhalten. Dabei standen zunächst die Spannungsverteilungen und die plastischen Dehnungen im Vordergrund. Insgesamt wurden bei den Simulationen die drei Serien der Push-out Versuche durchgeführt. Unter der Ausnutzung der Doppelsymmetrie der Push-out Versuchskörper wurde nur ein Viertel des Versuchskörpers abgebildet und simuliert (siehe Bild 6, links).

Um den Rechenaufwand der FE-Berechnungen weiter einzuschränken, wurde neben der Ausnutzung der Symmetriebedingungen auch die Vernetzung angepasst, indem nur eine Verfeinerung des Netzes im Verbundmittelbereich durchgeführt wurde (siehe Bild 6, rechts). In diesem Bereich treten die größten Verzerrungen auf und somit liefert die Verfeinerung hier genauere Ergebnisse über die Beanspruchung des Verbundmittels.

Um das nichtlineare Materialverhalten der Verbundpartner zu berücksichtigen wurden eine bilineare isotrope Verfestigung bei Stahl bzw. eine multilinear isotrope Verfestigung bei Beton (im Druckbereich) eingebaut. Der Kontakt zwischen beiden Verbundpartner wurde mit dem Kontaktyp „reibungsbefahet“ modelliert.

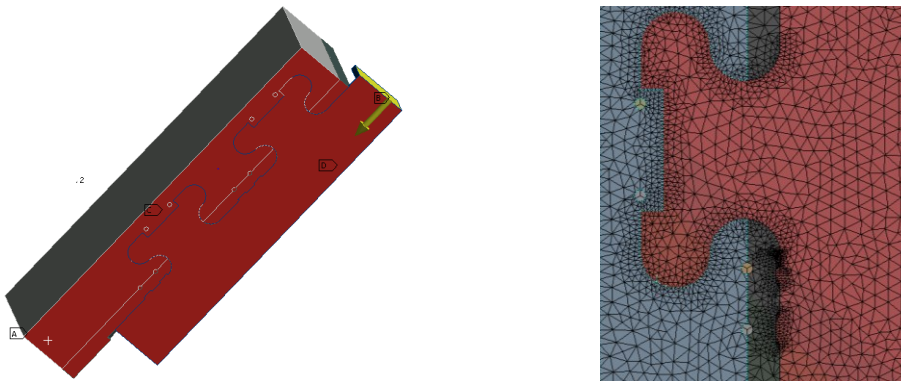


Bild 6: 3D-Modell des Versuchskörpers (links) und verfeinerte Vernetzung (rechts)

Die qualitativen Spannungsverteilungen und Verformungen aus den FE-Berechnungen sind plausibel und konnten teilweise auch so bei den Push-out Versuchen beobachtet werden. In Bild 7 ist die Verteilung der Vergleichsspannung am Beispiel der Versuchskonstellation „PO_End“ dargestellt. Es ist zu erkennen, dass die größten Beanspruchungen im Bereich des Verbundmittels vor den Stahlscharen bzw. vor den Stahlpuzzlezähnen auftreten. In diesen Bereichen und im Bereich der kürzesten Scherlänge der Stahlpuzzlezähne sind auch die größten plastischen Dehnungen zu erkennen (siehe Bild 7, rechts).

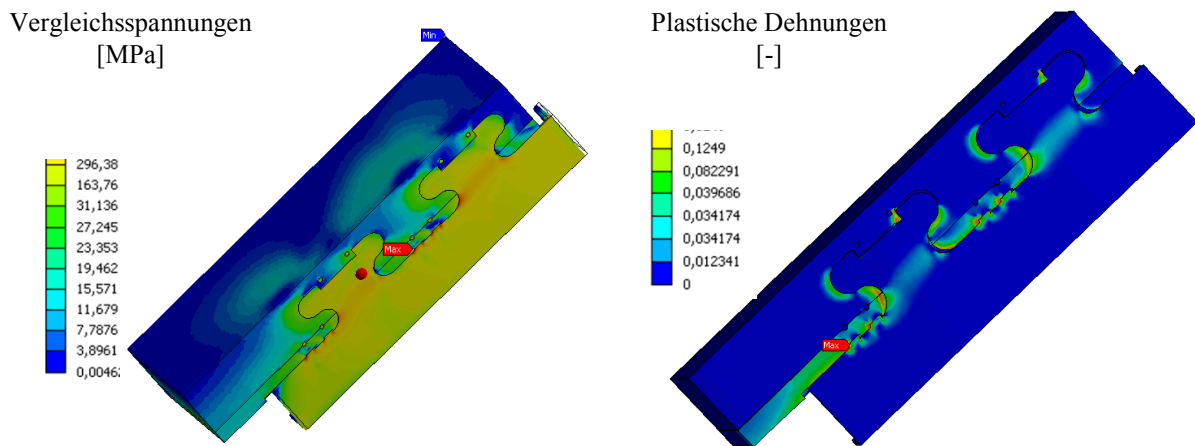


Bild 7: Verteilung der Vergleichsspannungen (links) und der plastischen Dehnungen (rechts) am Beispiel des Versuchs „Sym_End“

Ein quantitativer Vergleich der Versuche mit den Modellen ist noch nicht sehr aussagekräftig. Jedoch stimmen das Verformungsverhalten und die Anfangssteifigkeit der Versuche mit denen in simulierten Modellen überein. In weiteren Schritten können die Materialeigenschaften an den Versuchen kalibriert und angepasst werden, mit dem Ziel, eine Parameterstudie durchzuführen.

4 Großmaßstäbliche Versuche (3-Punkt Biegeversuche)

Die Dimensionierung der Verbundträger orientierte sich an den Versuchsergebnissen der Push-out Versuche. Ziel war es, das Verbundmittel zum Versagen zu bringen, um die in den Push-out Versuchen ermittelten Kennwerte anhand von großmaßstäblichen Versuchen zu überprüfen. Hierzu wurden zwei großmaßstäbliche Versuche hergestellt und durchgeführt (3-Punkt Biegeversuche), bei denen sowohl der Bauzustand als auch der Endzustand des Deckensystems simuliert und untersucht wurden.

4.1 Geometrie und Messtechnik

Auf die Prüfung eines gesamten PI-Plattenstreifens konnte auf Grund der Symmetrie verzichtet werden. So wurden die Versuchsträger als Plattenbalken mit einer Breite von 1,25 m gefertigt (siehe Bild 8). Die HPC-Platte wurde in einer Stärke von 30 mm gefertigt. Die Berechnungen für den Bauzustand zeigten, dass dies ausreichend ist. Die notwendige Bewehrung für die erwarteten Beanspruchungen wurde in die HPC-Platte eingelegt. Nach dem Betonieren der HPC-Platte wurde eine Normalbetonschicht ($d = 10$ cm) als Ortbetonergänzung aufgebracht. Die Länge des Versuchsträgers wurde auf 4 m Feldspannweite festgelegt. Der Überstand betrug 12,5 cm. Somit hatten die Träger eine Gesamtlänge von 4,25 m. Bei den großmaßstäblichen Versuchen wurden die gleichen Werkstoffe verwendet, die bei der Herstellung der Push-out Versuche gewählt wurden.

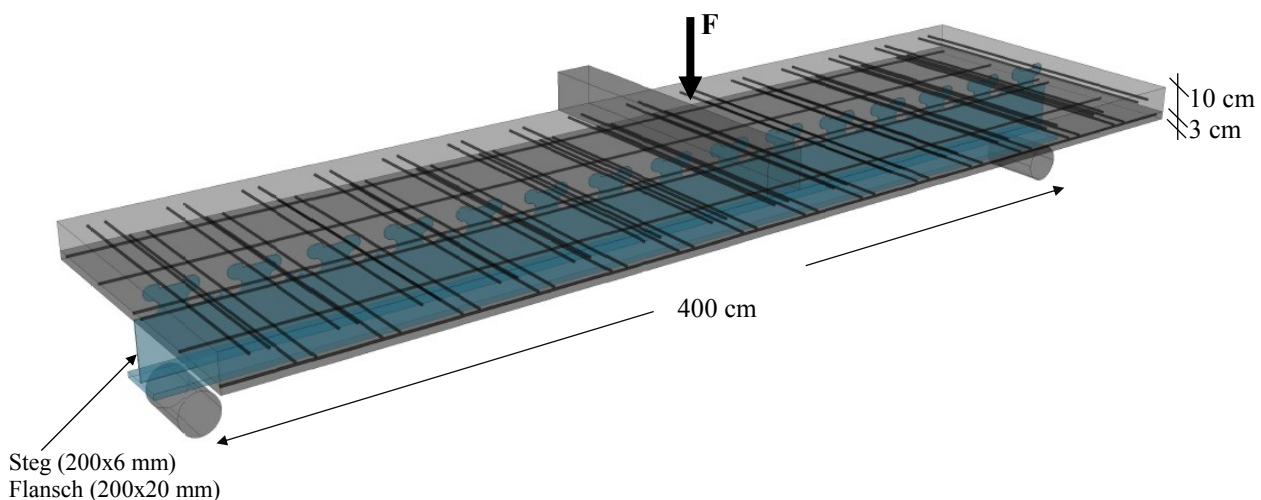


Bild 8: Darstellung des Verbundträgers für die 3-Punkt Biegeversuche

Neben der Messung der Durchbiegung in Feldmitte wurde der Schlupf zur Beurteilung des Verbundverhaltens an mehreren Stellen in der Verbundfuge aufgezeichnet. Darüber hinaus wurden die Dehnungen über die Querschnittshöhe der Verbundträger an vier Schnitten verteilt über die Trägerlänge gemessen.

4.2 Ergebnisse der Biegeversuche

Während bei dem Versuch „Endzustand“ unmittelbar nacheinander ein Versagen infolge der Betondruckzone und der Verbundfuge in Form von Betonausbrüchen im Bereich der Verbundmittel auftrat (siehe Bild 9), war bei dem Versuch „Bauzustand“ nur ein schlagartiges Versagen infolge Betondruckzone im Lasteinleitungsbereich festzustellen. Der Schlupf am Rand des Verbundträgers „Endzustand“ erreichte einen maximalen Wert von ca. 8 mm.



Bild 9: Betonausbrüche im Verbundmittelbereich an der Betonunterseite (links) und der Schlupf der Verbundfuge am Rand des Verbundträgers im Versuch „Endzustand“ (rechts)

In Bild 10 ist ein Vergleich der Last-Verformungskurven der zwei durchgeführten Biegeversuche dargestellt. Erwartungsgemäß waren die Anfangssteifigkeit und die Tragfähigkeit des Verbundsystems im Endzustand eindeutig höher als im Bauzustand.

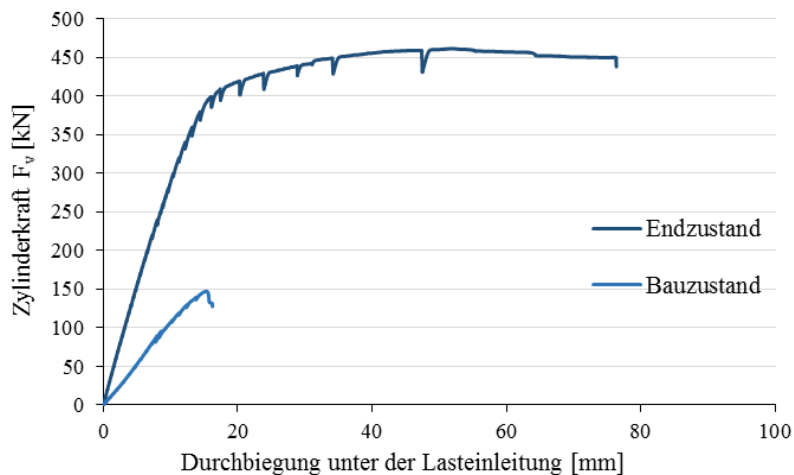


Bild 10: Vergleich der Last-Verformungskurven

Ein Beispiel der Dehnungsmessungen beim Versuch „Endzustand“ in Abstand 60 cm von der Lasteinleitung bestätigten, dass mit steigender Last der Dehnungssprung in der Verbundfuge größer wird (siehe Bild 11). Mit Hilfe der Dehnungsmessungen wird es möglich, die Beanspruchung der Teilquerschnitte sowie die Lage der plastischen Nulllinie zu bestimmen und die Bereiche zu identifizieren, in denen der Stahl seine Streckgrenze erreicht hat.

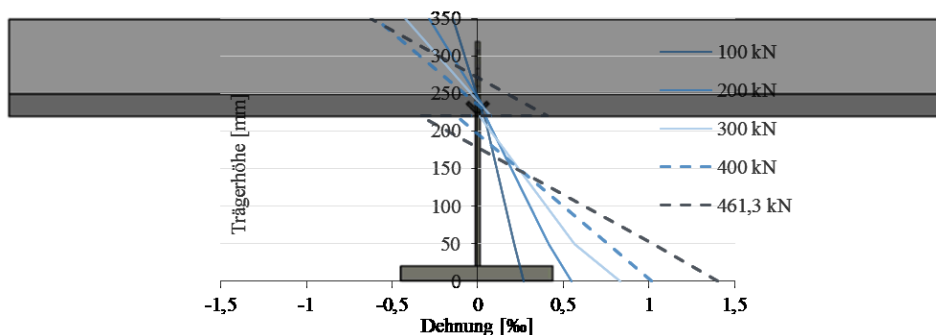


Bild 11: Dehnungsverteilung über die Querschnittshöhe für verschiedene Lastniveaus

5 Fazit und Ausblick

Sowohl die experimentellen als auch die numerischen Untersuchungen zeigten, dass das entwickelte Verbundmittel im Endzustand eine hohe bzw. im Bauzustand eine ausreichende Tragfähigkeit besitzt. Weiterhin weist das Verbundmittel eine ausreichende Duktilität im Endzustand auf. Die Verbundfuge zwischen Primärplatte und Betonerfüllung erwies sich bei den Untersuchungen als unkritisch. Aufbauend auf den vorgestellten Ergebnissen der Push-out Versuche und der Biegeversuche werden in weiteren Schritten Modelle zur Ermittlung der Mindesttragfähigkeit des Verbundmittels abgeleitet.

Danksagung

Das Projekt wurde freundlicherweise von der Forschungsinitiative ZukunftBAU des Bundesministeriums für Umwelt, Naturschutz, Bau und Reaktorsicherheit sowie den Firmen DUCON, HALFEN und Domostatik finanziell unterstützt. Seine Bearbeitung war eingebettet in den an der TU Kaiserslautern etablierten Forschungsschwerpunkt HiPerCon (High Performance Composite Constructions).

6 Literatur

- [1] Heinemeyer, S.: Zum Trag- und Verformungsverhalten von Verbundträgern aus ultrahochfestem Beton mit Verbundleisten. Dissertation, RWTH Aachen, 2011
- [2] Wiese, S.: Zum Tragverhalten der neuartigen Verbundmittel "Stahlschare" für den filigranen Stahl-Beton-Verbundbau, Dissertation, Kaiserslautern, 2013.
- [3] Schnell, J.; Kohlmeyer, C.; Wolbring, M.: Untersuchungen zum Tragverhalten und zur Tragfähigkeit von Mikroverbundträgern mit Stegöffnungen, Abschlussbericht zum BBR-Forschungsauftrag, Kaiserslautern, 2014.

Ein neuartiges geschlossen-analytisches Verfahren zur Analyse des lokalen Beulens uniaxial gedrückter Faserverbund-Träger

M. Sc. Philip Schreiber *

Prof. Dr.-Ing. habil. Christian Mittelstedt **

* Technische Universität Darmstadt, Fachbereich Maschinenbau, FG Konstruktiver Leichtbau und Bauweisen, philip.schreiber@klub.tu-darmstadt.de

** Technische Universität Darmstadt, Fachbereich Maschinenbau, FG Konstruktiver Leichtbau und Bauweisen, christian.mittelstedt@klub.tu-darmstadt.de

Inhalt:

Die vorliegende Arbeit beschäftigt sich mit dem lokalen Beulen von dünnwandigen laminierten Faserverbund-Stäben mit I-, Z-, C-, L- und T-Profilen unter axialer Druckbelastung. Der Stab ist an beiden Enden gelenkig gelagert (Eulerfall II) und das Plattenverhalten von Steg und Flansch wird mit der klassischen Laminattheorie beschrieben. Außerdem werden symmetrische orthotrope Lamine betrachtet. Die Analyse der Beullast von dem kompletten Faserverbund-Stab erfolgt mit der Ritz-Methode. In den bekannten Untersuchungen über Faserverbund-Stäbe werden die Platten einzeln betrachtet. In der hier gezeigten Methode wird eine neue ganzheitliche Betrachtung des Stabes realisiert. Die einzelnen Stege und Flansche des Stabes werden durch geeignete Übergangsbedingungen in einem System betrachtet. Hierfür wurden Verschiebungsansätze für Stege und Flansche entwickelt, die alle Randbedingungen erfüllen. Die gegenwertige analytische Methode ermöglicht eine explizite Darstellung der Beullast. Hieraus ergeben sich sehr kurze Rechenzeiten und eine hohe Praxistauglichkeit. Der Vergleich mit FEM-Simulationen zeigt eine sehr gute Übereinstimmung.

Stichworte: Faserverbund-Stäbe, Beulanalyse, lokale Stabilität, Ritz-Verfahren, Verzweigungstheorie

1 Einleitung

Faser-Kunststoff-Verbunde (FKV) haben sich im Flugzeugbau etabliert, im Automobilbau haben sie es in die Serienproduktion geschafft. Der Werkstoff FKV (s. [1–2]) wird zunehmend im Bauwesen eingesetzt und bietet hier ein großes Entwicklungspotential. Die FKV zeichnen sich durch hohe spezifische Festigkeiten und Steifigkeiten aus, sowie durch sehr hohe Betriebsfestigkeiten und gute Korrosionsbeständigkeit. Damit steht ein langlebiger und ideal für den Leichtbau geeigneter Werkstoff zur Verfügung. Ein im Bauwesen verbreitetes Konstruktionselement ist der prismatische Stab, seine leichtbaugerechte Ausführung führt auf dünnwandige profilierte Stäbe. Die Verbindung von leichtbaugerechten Stäben mit dem Material FKV ermöglicht also ein sehr hohes Leichtbaupotential. Um dieses ausnutzen zu können, ist die Auslegung dieser Strukturen ein wichtiger Faktor. Hier steht die Stabilität im Vordergrund. Das Beulverhalten von Laminaten wurde für verschiedenste Lagerungs- und Randbedingungen untersucht, wie z. B. in [2,3]. Hier zeigt sich, dass exakte analytische Lösungen für die einfachsten Fälle bekannt sind und für komplexere Randbedingungen noch nicht gefunden oder zu impliziten Lösungen führen. Daher wird in diesem Gebiet gerne auf analytische Näherungsverfahren zurückgegriffen, wie in [4–6]. Im Bereich der analytischen lokalen Stabilitätsanalyse von Faserverbund-Stäben unter axialer Druckbelastung ist die Arbeit von Qiao und Shan [7] zu nennen. Diese zeigt ein Berechnungsverfahren auf Basis der klassischen Laminattheorie (KLT). Diese Methode wird von Mittelstedt [8] aufgegriffen und mit höherwertigen Ansätzen neu entwickelt. In der Arbeit von Kuehn et al. [9] wurde ein ähnliches Prinzip für höhere Laminattheorien angewendet. Die genannten Arbeiten zerteilen die Stäbe in einzelne Lamine, die durch Drehfedern an den Schnittkanten gestützt werden. In den erzeugten Ersatzsystemen wird für jedes Laminat eine separate Beulanalyse durchgeführt. In der vorliegenden Arbeit wird ein ganzheitliches Konzept zur Ermittlung der Beullast des gesamten Trägers entwickelt. Diesem liegen die KLT und das Ritz-Verfahren zu Grunde.

2 Berechnungsverfahren

2.1 Grundlagen und Annahmen

Die betrachteten prismatischen profilierten Stäbe sind dünnwandig, dadurch können Stege und Flansche des Stabes als dünne Platten bzw. als Lamine betrachtet werden. Zur Beschreibung des Plattenverhaltens wird daher die klassische Laminattheorie (KLT) herangezogen, die das konstitutive Laminatverhalten beschreibt. Diese Theorie basiert auf der Kinematik der Kirchhoff-Platte, das Laminat wird als schubstarr angenommen und es gilt die Normalenhypothese. An das Laminat werden die Anforderungen eines symmetrischen und orthotropen Aufbaus gestellt. Der symmetrische Laminataufbau bewirkt die Entkopplung von Platten- und Scheibenverhalten, es kommt zu keinen Biege-Dehn-Kopplungen. Der orthotrope Laminataufbau bewirkt, dass keine Biege-Drill-Kopplungen auftreten. Für das symmetrische orthotrope Laminat ergeben sich die konstitutiven Beziehungen aus Gl.(1) (s. [3]). Die Schnittkräfte N_x , N_y und N_{xy} wirken in der der Plattenebene, siehe Bild 1 (links), und haben die Einheit einer Kraft pro Einheitsbreite. Die Schnittmomente M_x , M_y und M_{xy} wirken als Plattenbelastung, siehe Bild 1 (rechts), und haben die Einheit eines Moments pro Einheitsbreite.

$$\begin{bmatrix} N_x \\ N_y \\ N_{xy} \\ M_x \\ M_y \\ M_{xy} \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} A_{11} & A_{12} & 0 & 0 & 0 & 0 \\ A_{12} & A_{22} & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & A_{66} & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & D_{11} & D_{12} & 0 \\ 0 & 0 & 0 & D_{12} & D_{22} & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & D_{66} \end{bmatrix} \begin{bmatrix} \varepsilon_x \\ \varepsilon_y \\ \gamma_{xy} \\ \kappa_x \\ \kappa_y \\ \kappa_{xy} \end{bmatrix} \quad (1)$$

Die Kirchhoffsche Ersatzquerkraft Q_y , siehe Bild 1 (rechts), setzt sich aus dem Biegemoment M_y und dem Drillmoment M_{xy} zusammen und ergibt für den symmetrischen orthotropen Laminataufbau den folgenden Ausdruck:

$$Q_y = -(D_{12} + 4D_{66}) \frac{\partial^3 w}{\partial x^2 \partial y} - D_{22} \frac{\partial^3 w}{\partial y^3}. \quad (2)$$

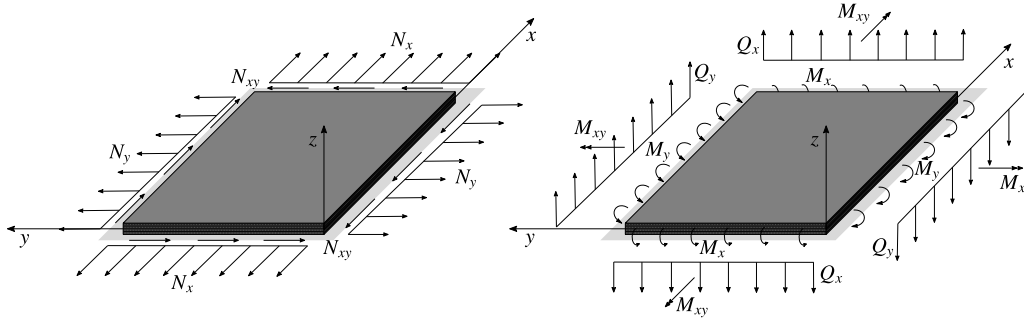


Bild 1: Schnittgrößen des Laminats

Die Struktur weise keinerlei Imperfektionen auf, d. h. der Stab hat keinerlei Vorkrümmung, und das Laminat wird als perfekter Verbund ohne Faserwelligkeiten oder Schädigungen angesehen. Der Faserverbund-Stab erfährt eine reine Druckbelastung und wird als linear elastischer Körper betrachtet. Das Potential des Körpers setzt sich aus dem inneren Potential Π_i und dem äußeren Potential Π_a , wie in Gl.(3) gezeigt, zusammen, wobei das innere Potential die vom Körper gespeicherte Energie und das äußere Potential die Energie der äußeren Kräfte darstellt.

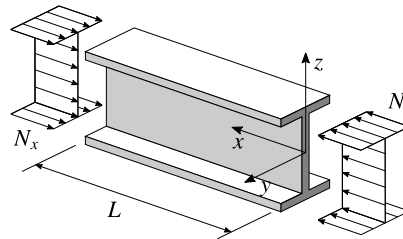


Bild 2: I-Profil unter axialer Druckbelastung

Das Gleichgewicht eines linear elastischen Körpers wird durch das Prinzip vom Minimum des elastischen Gesamtpotentials beschrieben. Es sagt aus, dass das Potential Π eines linear elastischen Körpers im Gleichgewichtszustand immer ein Minimum annimmt, wie in Gl.(4) gefordert ist.

$$\Pi = \Pi_a + \Pi_i \quad (3)$$

Die lokale Stabilitätsgrenze des Stabes ist unter der reinen Druckbelastung die Beullast N_x , siehe Bild 2. Unter dieser Belastung kann der Stab den nicht ausgelenkten Zustand (Grundzustand) sowie den ausgelenkten Zustand (Nachbarzustand) annehmen. Dies entspricht einer indifferenten Gleichgewichtslage, und im Rahmen einer linearen Verzweigungstheorie wird dies durch die Forderung, dass der Nachbarzustand ebenfalls eine Gleichgewichtslage ist, wie in Gl.(4) gefordert, eindeutig definiert.

$$\delta\Pi = 0 \quad (4)$$

Die Stauchung des Stabes in Längsrichtung ist vernachlässigbar klein in Bezug zu der Längenänderung infolge der seitlichen Auslenkung. Dies hat zur Folge, dass das Potential im ausgelenkten Zustand des Stabes ausschließlich mit der seitlichen Verschiebung w beschrieben wird. Diese zusätzliche Annahme führt zu einer vereinfachten Formulierung des vorliegenden Verzweigungsproblems. Damit lässt sich mit der Druckbelastung in Form einer konstanten Linienlast N_x und dem konstitutiven Materialverhalten aus Gl.(1) das innere Potential mit Gl.(5) und das äußere Potential mit Gl.(6) des gedrückten Laminats ausschließlich mit der Auslenkung w beschreiben. Zu betonen ist, dass das Potential gemäß der Verzweigungstheorie im ausgelenkten Zustand gebildet wird, wir also eine Betrachtung nach Theorie II. Ordnung durchführen.

$$\Pi_i = \int_0^L \int_0^a \left[\frac{1}{2} D_{11} \left(\frac{\partial^2 w}{\partial x^2} \right)^2 + \frac{1}{2} D_{22} \left(\frac{\partial^2 w}{\partial s^2} \right)^2 + D_{12} \frac{\partial^2 w}{\partial x^2} \frac{\partial^2 w}{\partial s^2} + 2 D_{66} \left(\frac{\partial^2 w}{\partial x \partial s} \right)^2 \right] ds dx \quad (5)$$

$$\Pi_a = -\frac{1}{2} N_x \int_0^L \int_0^a \left(\frac{\partial^2 w}{\partial x^2} \right)^2 ds dx \quad (6)$$

Der Wert a steht bei einem Steg für h und bei einem Flansch für b . Das Gesamtpotential des Laminats setzt sich nach Gl.(3) aus dem inneren Potential und dem äußeren Potential zusammen.

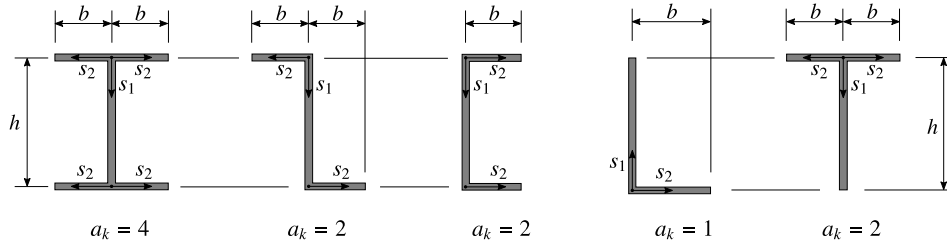


Bild 3: Die untersuchten Profile mit Bemaßung und den lokalen Bezugsachsen (s_1, s_2)

2.2 Randbedingungen und Übergangsbedingungen

Die Einzelnen Stäbe werden gedanklich in ihre Plattensegmente unterteilt, die so entstehenden Schnittkanten werden im Weiteren als Knotenlinien bezeichnet. Jedes Profil erhält die lokalen Bezugsachsen (s_1, s_2) und hat eine einheitliche Flanschbreite b , die Steghöhe h und die Stablänge L (s. Bild 3, 4). Zudem wird vorausgesetzt, dass die Flansche aus dem gleichen Laminat bestehen. Unter der reinen Druckbelastung stellt sich dadurch je Profil ein einheitliches Auslenkungsverhalten der Flansche $w_{Flansch}$ ein. Die einzelnen Lamine erhalten geeignete Rand- und Übergangsbedingungen, um das Stabverhalten mechanisch nachzubilden, diese sind in Bild 4 schematisch für das I-Profil dargestellt. Die Randbedingungen ergeben sich zu:

- für Ränder mit $x = 0$ und $x = L$ gilt:

$$w(x = 0, x = L) = 0, \quad M_x(x = 0, x = L) = 0. \quad (7)$$

- für freie Ränder gilt:

$$0 = \begin{cases} M_{s_1}(s_1 = h), & I-, Z-, C\text{-Profil} \\ M_{s_2}(s_2 = b), & L-, T\text{-Profil} \end{cases}, \quad 0 = \begin{cases} Q_{s_1}(s_1 = h), & I-, Z-, C\text{-Profil} \\ Q_{s_2}(s_2 = b), & L-, T\text{-Profil} \end{cases} \quad (8)$$

Die I-, Z- und C-Profile haben jeweils zwei Knotenlinien, an denen die folgenden Übergangsbedingungen gelten. Das L- und T-Profil hat eine Knotenlinie und es gelten die Bedingungen von Knoten I.

- Knoten I:

$$w(s = 0) = 0, \quad \varphi = \frac{\partial w_{Steg}}{\partial s_1} \Big|_{s_1=0} = \frac{\partial w_{Flansch}}{\partial s_2} \Big|_{s_2=0}, \quad (9)$$

$$0 = \begin{cases} M_{s_1}(s_1 = 0) + \frac{a_k}{2} M_{s_2}(s_2 = 0), & I-, Z-, C\text{-Profil} \\ M_{s_1}(s_2 = 0) + a_k M_{s_2}(s_2 = 0), & L-, T\text{-Profil} \end{cases}.$$

- Knoten II:

$$w_{Steg}(s_1 = h) = 0, \quad w_{Flansch}(s_2 = 0) = 0, \quad -\varphi = \frac{\partial w_{Steg}}{\partial s_1} \Big|_{s_1=h} = -\frac{\partial w_{Flansch}}{\partial s_2} \Big|_{s_2=0}, \quad (10)$$

$$M_{s_1}(s_1 = h) + \frac{a_k}{2} M_{s_2}(s_2 = 0) = 0.$$

Der Stab ist gelenkig an beiden Enden gelagert (Eulerfall II). Diese Lagerung ist in den beiden Bedingungen von Gl.(7) umgesetzt. Für alle freien Plattenränder müssen das Biegemoment M_s und die Querkraft Q_s verschwinden, wie in Gl.(8) gefordert. Da Steg und Flansch immer senkrecht zueinander stehen, ist die Absenkung von Steg- und Flanschplatte an den Knotenlinien Null. Um diesen Effekt in dem Ersatzsystem zu modellieren, wird an den Schnittkanten eine gelenkige Lagerung eingefügt. Diese ist mit der ersten Bedingung aus Gl.(9) und Gl.(10) realisiert. Die Schnittmomente der Lamine an den Knotenlinien müssen in der Summe verschwinden, und die Neigung der Lamine an den Knotenlinien ist für alle angrenzenden die Gleiche, dies ist in Gl.(9) und Gl.(10) mit der zweiten und dritten Bedingung beschrieben, vergleiche hierzu Bild 4. In dem Momentengleichgewicht aus Gl.(9) ist zwischen den einzelnen Profilen zu unterscheiden und der Wert a_k gibt die Anzahl der Flansche wieder, dieser ist aus Bild 3 zu entnehmen. Zusätzlich

wird die Auslenkung von Steg oder Flansch auf eins normiert. Hieraus ergibt sich für die I-, Z- und C-Profile die Zusatzbedingung:

$$w_{\text{Flansch}}(s_2 = b) = 1, \quad (11)$$

und für die L- und T-Profile die Zusatzbedingung:

$$w_{\text{Steg}}(s_1 = h) = 1. \quad (12)$$

2.3 Die Ansatzfunktionen

Auf Grund des einheitlichen Auslenkungsverhaltens der Flansche werden für alle hier vorgestellten Profile eine Ansatzfunktion für die Stegplatte und eine für die Flanschplatte benötigt. Die Ansatzfunktionen entsprechen einem eingliedrigen Ritz-Ansatz. Für das I-, Z- und C-Profil lauten diese:

$$w_{\text{Steg}} = W \sin\left(\frac{\pi x m}{L}\right) \left[\gamma_{1S} \sin\left(\frac{\pi s_1}{h}\right) + \gamma_{2S} \sin^2\left(\frac{\pi s_1}{h}\right) \right], \quad (13)$$

$$w_{\text{Flansch}} = W \sin\left(\frac{\pi x m}{L}\right) \left[\gamma_{0F} \left(\frac{s_2}{b}\right) + \gamma_{1F} \left(\frac{s_2}{b}\right)^2 + \gamma_{2F} \left(\frac{s_2}{b}\right)^3 + \gamma_{3F} \left(\frac{s_2}{b}\right)^4 \right].$$

Für das L- und T-Profil ergibt sich:

$$w_{\text{Steg}} = W \sin\left(\frac{\pi x m}{L}\right) \left[\left(\frac{s_1}{h}\right) + \gamma_{1S} \left(\frac{s_1}{h}\right)^2 + \gamma_{2S} \left(\frac{s_1}{h}\right)^3 + \gamma_{3S} \left(\frac{s_1}{h}\right)^4 \right], \quad (14)$$

$$w_{\text{Flansch}} = W \sin\left(\frac{\pi x m}{L}\right) \left[\gamma_{0F} \left(\frac{s_2}{b}\right) + \gamma_{1F} \left(\frac{s_2}{b}\right)^2 + \gamma_{2F} \left(\frac{s_2}{b}\right)^3 + \gamma_{3F} \left(\frac{s_2}{b}\right)^4 \right].$$

In den Ansatzfunktionen aus Gl.(13) und Gl.(14) sind noch die Freiwerte γ enthalten. Die Forderung, dass die Ansatzfunktionen alle oben genannten Bedingungen erfüllen müssen, führt auf ein eindeutig lösbares lineares Gleichungssystem zur Bestimmung der Freiwerte. Die Halbwellenzahl m gibt die Anzahl der Beulen in x -Richtung an.

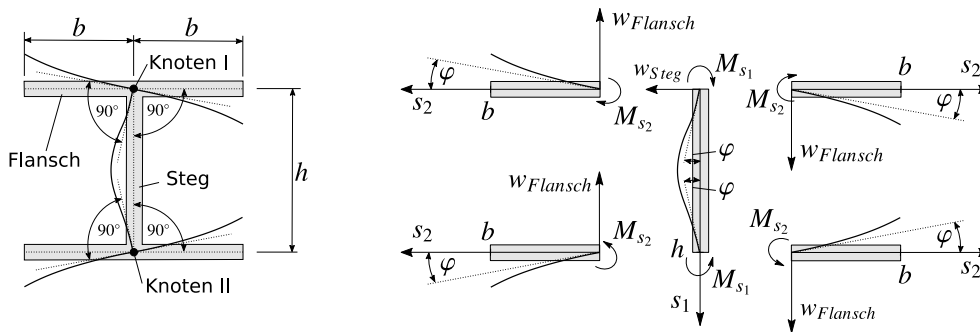


Bild 4: I-Profil: Qualitative Verformung (links), schematische Darstellung des Ersatzsystems (rechts)

2.4 Das Potential des Stabes und die Beulbedingung

Die Freiwerte γ fließen in die Ansatzfunktionen der jeweiligen Stäbe aus Gl.(13) und Gl.(14) ein und erfüllen somit die Rand- und Übergangsbedingungen. Die nun vollständigen Ansätze werden in die Potentialformulierung aus Gl.(5) und Gl.(6) eingesetzt. Die sich hieraus ergebenden Potentiale setzen sich gemäß Gl.(3) zu dem jeweiligen Gesamtpotential der Steg- bzw. Flanschplatte zusammen. Die so ermittelten Gesamtpotentiale von Steg- und Flanschplatte werden in Gl.(15) eingesetzt, um das Gesamtpotential des jeweiligen Stabes zu berechnen.

$$\Pi = \Pi_{\text{Steg}} + a_k \Pi_{\text{Flansch}} \quad (15)$$

Der Wert a_k gibt die Anzahl der Flansche des jeweiligen Profils wieder und ist aus Bild 3 zu entnehmen. Nach Durchführung der vorgeschriebenen Integrationen in Gl.(5) und Gl.(6) ist in der Potentialformulierung die einzige Veränderliche die Amplitude W . Die Variation des Potentials Gl.(4) des Stabes im ausgelenkten Zustand geht dadurch in die einfache Ableitung nach W über, wie in Gl.(16) dargestellt.

$$\frac{\partial \Pi}{\partial W} = 0 \quad (16)$$

Gl.(16) ist die Beulbedingung und ist somit die Bestimmungsgleichung für die gesuchte Beullast N_x . Es ist noch anzumerken, dass in Bezug auf die lokale Stabilität der einzige Unterschied zwischen dem Z- und C-Profil in der Grenze der lokalen Stabilität liegt und die Beullast die Gleiche ist. Daher wird im Folgenden nur das Z-Profil betrachtet, deren Ergebnisse auch repräsentativ für das C-Profil sind.

3 Ergebnisse

Zur Verifikation des gegenwertigen Verfahrens dienen FEM-Simulationen. Um vergleichbare Ergebnisse zu erzielen, ist ein symmetrisches orthotropes Laminat mit der Schichtung $[0^\circ/90^\circ/0^\circ/90^\circ]_s$ mit Einzelschichtdicken von 0,25 mm gewählt worden. Die Materialkonstanten der Einzelschichten lauten: $E_{11} = 138\,000\text{ N/mm}^2$, $E_{22} = 10\,000\text{ N/mm}^2$, $\nu_{12} = 0,27$, $G_{12} = 5\,000\text{ N/mm}^2$, wobei E_{11} der Elastizitätsmodul in faserparallele Richtung, E_{22} der Elastizitätsmodul quer zur Faserrichtung, ν_{12} die Querkontraktionszahl und G_{12} der Schubmodul der Einzelschicht ist. Die Steghöhe der Profile beträgt $h = 60\text{ mm}$ und die Flanschbreite wird variiert von $b = 10\text{ mm}$ bis 60 mm . Die Ergebnisse sind mittels Beulkurven, in denen die Beullast über die Stablänge L aufgetragen ist, dargestellt. In den folgenden Bildern ist die Abweichung definiert als: $(N_x^{Analytik} - N_x^{FEM})/N_x^{FEM}$. In Bild 5 und 6 sind die Beulkurven des gegenwertigen Verfahrens, die Ergebnisse des FEM-Modells und die Ergebnisse zu dem Verfahren von Qiao und Shan [7] für I- und Z-Profile dargestellt. Für das I-Profil zeigt sich in Bild 5 bis zu einer Flanschbreite von 30 mm eine maximale Abweichung von 4,09 % zwischen dem neuartigen Modell und der FEM-Simulation. Das Modell nach [7] ist für kurze Flansche bis 20 mm dem neuartigen Ansatz deutlich unterlegen. Für I-Profile mit sehr breiten Flanschen lassen sich mit dem Verfahren nach Qiao und Shan bessere Ergebnisse erzielen. Der gegenwertige Ansatz zeigt für das Z-Profil mit Flanschbreiten bis 30 mm eine maximale Abweichung zum FEM-Modell von 6,98 %. Im Vergleich zu dem Modell nach [7] ist der neuartige Ansatz für kurze Flansche deutlich besser geeignet, für $b = 30\text{ mm}$ sind die Ergebnisse fast identisch und für breitere Flansche zeigt die Methode nach Qiao und Shan bessere Ergebnisse, vergleiche Bild 6. Die L- und T-Profile zeigen für sehr kurze Flanschbreiten von 10 mm einen kleinen lokalen Stabilitätsbereich, dieser endet, sobald sich die beiden Lösungen aus Bild 7 und Bild 8 voneinander entfernen. Ab diesem Punkt geht die FEM-Simulation in globales Stabilitätsversagen über und der neuartige Ansatz hat seine Gültigkeitsgrenze erreicht. Die L- und T-Profile zeigen für alle untersuchten Flanschbreiten hervorragende Ergebnisse, siehe Bild 7 und 8. Die Abweichungen liegen deutlich unterhalb von 2%.

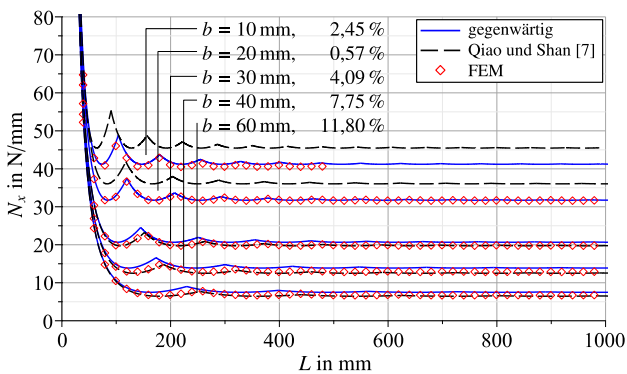


Bild 5: I-Profil, Laminataufbau $[0^\circ/90^\circ/0^\circ/90^\circ]_s$

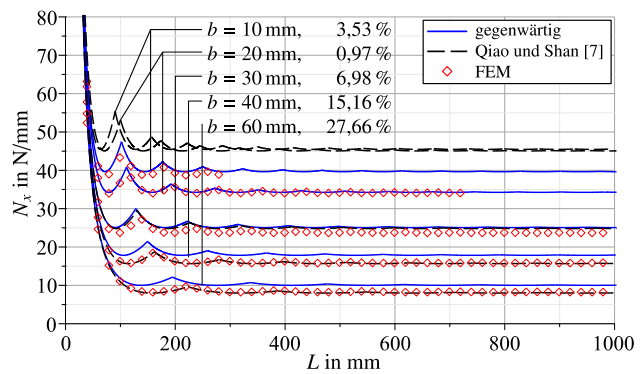


Bild 6: Z-Profil, Laminataufbau $[0^\circ/90^\circ/0^\circ/90^\circ]_s$

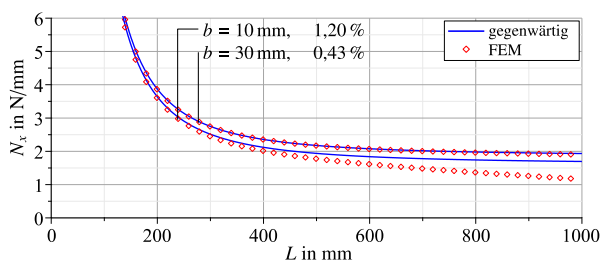


Bild 7: L-Profil mit dem Laminataufbau $[0^\circ/90^\circ/0^\circ/90^\circ]_s$

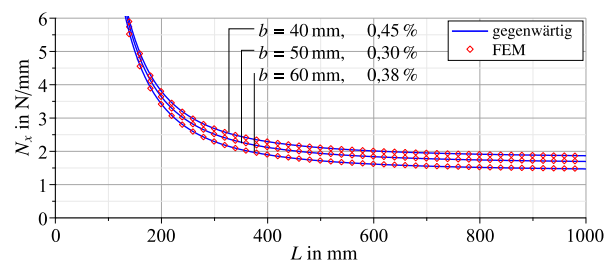


Bild 8: T-Profil mit dem Laminataufbau $[0^\circ/90^\circ/0^\circ/90^\circ]_s$

Die symmetrischen orthotropen Laminat mit der Schichtung $[0^\circ/0^\circ/0^\circ/0^\circ]_s$ und den oben genannten Einzelschichtparametern zeigen ähnlich gute Ergebnisse, wie die zuvor gezeigten Aufbauten. Die Beulkurven des I-Profils mit dem Laminataufbau $[0^\circ/0^\circ/0^\circ/0^\circ]_s$ weisen für alle Flanschbreiten eine Abweichung unter 9 % auf, siehe

Bild 9. Für das Z-Profil ergeben sich für Flanscbreiten bis 30 mm Abweichungen unter 5 %, siehe Bild 10. Das T-Profil zeigt bei dieser Laminatkonfiguration ebenfalls für Flanscbreiten von 10 mm einen kleinen lokalen Stabilitätsbereich, dieser endet, sobald sich die beiden Lösungen in Bild 11 voneinander entfernen. Die Ergebnisse aus Bild 11 zeigen eine sehr gute Übereinstimmung, die Abweichungen liegen unterhalb von 1 %. Das L-Profil weist ebenfalls eine sehr gute Übereinstimmung zwischen dem neuartigen Ansatz und den FEM-Simulationen auf, die Abweichungen liegen für das Laminat $[0^\circ/0^\circ/0^\circ/0^\circ]_s$ unter 1,1 %.

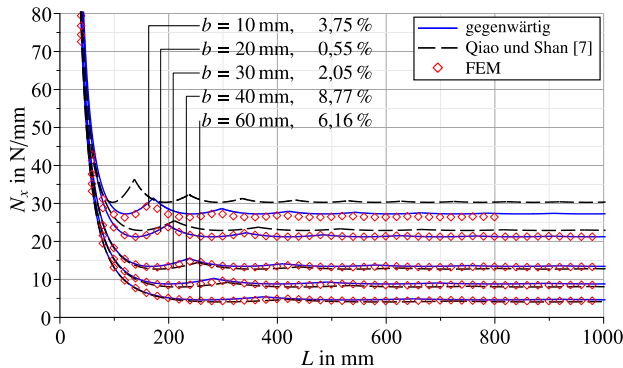


Bild 9: I-Profil, Laminataufbau $[0^\circ/0^\circ/0^\circ/0^\circ]_s$

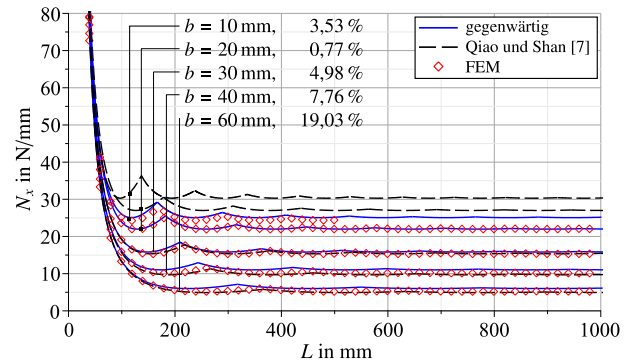


Bild 10: Z-Profil, Laminataufbau $[0^\circ/0^\circ/0^\circ/0^\circ]_s$

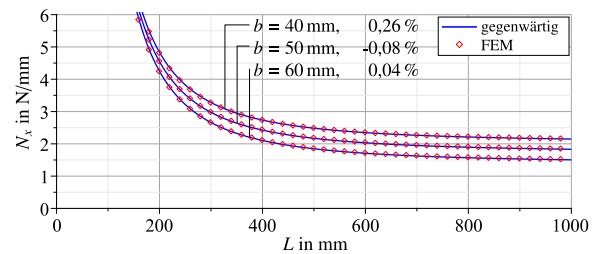
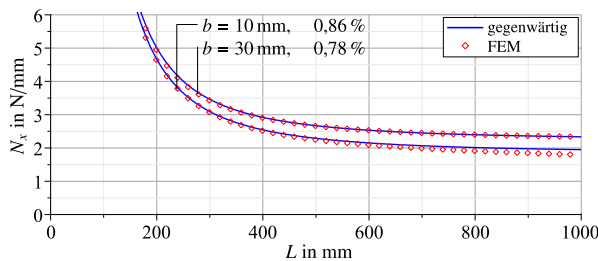


Bild 11: T-Profil mit dem Laminataufbau $[0^\circ/0^\circ/0^\circ/0^\circ]_s$

4 Zusammenfassung

Das hier vorgestellte analytische Berechnungsverfahren zur expliziten Bestimmung der Beullast von prismatischen symmetrischen orthotropen Faserverbund-Stäben unter axialer Druckbelastung zeigt für technisch relevante Profilquerschnitte, kurze Flanscbreiten bis hin zu quadratischen Grundflächen (I-, Z-, C-, T-Profil: $2b \leq h$; L-Profil: $b \leq h$), sehr gute Ergebnisse. Der Vergleich zu FEM-Simulationen zeigt im Bereich der technisch relevanten Profilquerschnitte für die I-, Z- und C-Profile eine Abweichung von unter 7 % und für die L- und T-Profile eine Abweichung von unter 2 %. Durch die explizite Darstellung der Beullast eignet sich das neuartige Verfahren hervorragend zur Optimierung und Vorauslegung von druckbelasteten Faserverbund-Stäben.

5 Literatur

- [1] H. Schürmann, *Konstruieren mit Faser-Kunststoff-Verbunden*, Springer, Berlin Heidelberg, 2005.
- [2] J. N. Reddy, *Mechanics of laminated composite plates and shells: Theory and analysis*, CRC Press, Boca Raton u.a., USA, 2004.
- [3] C. Mittelstedt und W. Becker, *Strukturmechanik ebener Laminate*, Studienbereich Mechanik, Darmstadt, 2016.
- [4] W. Becker, W. Hansel, und M. Oehm, "Buckling analysis of non-orthotropic laminates by means of B-spline functions," *Technische Mechanik*, vol. 21, no. 1, S. 31–40, 2000.
- [5] C. Mittelstedt, "Stability behaviour of arbitrarily laminated composite plates with free and elastically restrained unloaded edges," *International Journal of Mechanical Sciences*, vol. 49, no. 7, S. 819–833, 2007.
- [6] Q.-Q. Ni, J. Xie, und M. Iwamoto, "Buckling analysis of laminated composite plates with arbitrary edge supports," *Composite Structures*, vol. 69, no. 2, S. 209–217, 2005.
- [7] P. Qiao und L. Shan, "Explicit local buckling analysis and design of fiber-reinforced plastic composite structural shapes," *Composite Structures*, vol. 70, no. 4, S. 468–483, 2005.
- [8] C. Mittelstedt, "Local buckling of wide-flange thin-walled anisotropic composite beams," *Archive of Applied Mechanics*, vol. 77, no. 7, S. 439–452, 2007.
- [9] T. Kuehn, H. Pasternak, und C. Mittelstedt, "Local buckling of shear-deformable laminated composite beams with arbitrary cross-sections using discrete plate analysis," *Composite Structures*, vol. 113, S. 236–248, 2014.

Die Nutzung der Additiven Fertigung von Stahl in der automatisierten Stahlbaufertigung

Thilo Feucht, M.Sc. *

* Technische Universität Darmstadt, Institut für Stahlbau und Werkstoffmechanik, Germany,
feucht@stahlbau.tu-darmstadt.de

Abstract / Inhalt

Die automatisierte Stahlbaufertigung mit Robotern ist keine Zukunftsmusik mehr, sondern Realität. Diverse Firmen bieten Systeme an, bei denen Handling- und Schweißroboter einen Stahlträger automatisiert mit Blechen, L-Profilen und Trägern versehen. Kombiniert man solche Systeme mit der Additiven Fertigung, bei der mit dem Schweißgut als Druckmaterial ein Bauteil direkt auf den Stahlträger „gedruckt“ wird, könnte dies die Stahlbaufertigung revolutionieren.

Bevor es soweit ist, sind einige Fragen zu beantworten: Wie lassen sich Bleche drucken? Erhalte ich damit überhaupt geeignete Materialeigenschaften? Ist das nicht zu teuer? Das Institut für Stahlbau und Werkstoffmechanik (IfSW) beschäftigt sich seit Anfang 2016 intensiv mit dieser Thematik. Der folgende Bericht geht auf diese Fragen ein und wird diese – soweit wie möglich – beantworten.

Stichworte: Additive Fertigung, 3-D-Drucken, Roboterbasierte Fertigung, Anschlüsse, WAAM

1 Einleitung

Den meisten Menschen ist das „3-D-Drucken“ ein Begriff. Wird es etwas wissenschaftlicher und man druckt durch das Hinzufügen von Material, spricht man von der Additiven Fertigung (engl. Additive Manufacturing, kurz AM). Der Vorteil bei solch einer Herstellung ist die Möglichkeit das Druckmaterial zielgerichtet aufzutragen und somit auch komplizierte Strukturen zu erschaffen. Inzwischen ist es sogar möglich mit Stahl zu drucken.

Etablierte Verfahren wie z. B. das Lasersintern oder Laserschmelzen basieren darauf, ein Metallpulver unter einem Laserstrahl aufzuschmelzen. Die Komponenten „Laser“ und „Pulver“ deuten jedoch darauf hin, dass für den Fertigungsprozess eine Schutzatmosphäre notwendig ist. Der große Vorteil ist die präzise Fertigung. Verschwiegen werden darf aber nicht, dass das Pulver teuer ist, die Anlagenkosten hoch sind und die Aufbauraten mit 10 bis 20 cm³/h [1] gering ausfallen.

Größere Aufbauraten von bis zu 5 kg/h erzielt das Fertigungsverfahren, mit dem sich das IfSW beschäftigt [2]. Von der Cranfield University wurde der Begriff Wire + Arc Additive Manufacturing (WAAM) geprägt [3]. Bei diesem additiven Fertigungsverfahren mit „Draht und Lichtbogen“ handelt es sich schlicht um das im Stahlbau weit verbreitete Metallschutzgasschweißen, bei dem die Drahtelektrode bzw. das Schweißgut als Druckmaterial dient. Hiermit lassen sich große Bauteile schichtweise herstellen (Bild 1).



Bild 1: Rohrzusammenführung (links), Pumpenrad mit Außendurchmesser 200 mm (rechts), beides hergestellt an der TU Ilmenau, FG Fertigungstechnik

Die Materialeigenschaften sind von den Fertigungsparametern (z. B. Stromstärke, Drahtvorschub, Schweißgeschwindigkeit usw.) abhängig. In [2] wird erläutert, dass ein homogenes und fehlerfreies Gefüge sowie gute Zugfestigkeiten und Härten erzielt werden. Insgesamt ist ein geringer Energieeintrag während des Schweißprozesses

förderlich für gute Materialeigenschaften. Dies kann durch spezielle Stromquellen (Fronius CMT, EWM ColdArc) und eine Gas- oder Luftkühlung [4] erreicht werden.

Die ersten Fragen nach der Herstellbarkeit von Blechen und den Materialeigenschaften sind hiermit beantwortet. Ja, es lassen sich Bleche mit guten Materialeigenschaften drucken, und zwar Schicht für Schicht.

2 Topologieoptimierung

Im Vergleich zu gewalzten Blechen muss beim WAAM das Druckmaterial nur dort aufgetragen werden, wo es auch gebraucht wird. Hierdurch können Strukturen frei modelliert werden und nahezu jegliche Gestalt erhalten. Anders als im herkömmlichen Stahlbau beschränkt eine wirtschaftliche Fertigung die Konstruktion kaum. Die praxisüblichen Abwägungen zwischen einer kostengünstigen Fertigung und der Materialeinsparung entfallen. Daher bietet es sich an, diese Strukturen mit Hilfe einer Topologieoptimierung zu bestimmen.

Als Teilgebiet der Strukturoptimierung ist die Topologieoptimierung geeignet, um aus Vollbauteilen unbelastete Bereiche „herauszuschneiden“ und so die Effektivität (ausgedrückt in kN/kg) zu erhöhen. Die Topologieoptimierung verfolgt den Leichtbau-Ansatz, eine Last möglichst materialsparend von Lasteinleitungspunkt zu Auflagerung zu führen. Beispielsweise werden Scheiben in eine Fachwerkstruktur aufgelöst und somit dem Kraftverlauf angepasst [5].

Prinzipiell wird eine Reduzierung des Materials bei gleicher Steifigkeit oder gleicher Tragfähigkeit angestrebt. Dieser Ansatz garantiert einen ökonomischen Mehrwert, da die Ressource Stahl nur an den statisch notwendigen Stellen eingesetzt wird. Im AM kommt die Materialeinsparung jedoch hauptsächlich einer schnelleren Fertigung zugute, denn weniger aufzutragendes Material bedeutet weniger Fertigungszeit. Das Motto lautet hier: „Wenn die Additive Fertigung und die Topologieoptimierung heiraten, gibt es schöne Babys“.

3 Einsatzmöglichkeiten

Das hiesige Forschungsvorhaben konzentriert sich auf Anschlusselemente, deren Masse im Vergleich zum Gesamttragwerk gering ist und die sich im Rahmen einer automatischen Fertigung mit Schweißrobotern „drucken“ lassen. Um Einsatzmöglichkeiten für das WAAM zu erarbeiten, sollte man sich von üblichen Denkmustern lösen. Man sollte vielmehr existierende Konstruktionen verwerfen und unter den Voraussetzungen des neuen Verfahrens neue Ideen suchen.

3.1 Trägerhaken

Anschlüsse von horizontalen Biegeträgern an Stützen werden oft als fahnenblechartige Konstruktionen oder mit Doppelwinkeln (Bild 2, links) ausgeführt. Mit der Additiven Fertigung ist es möglich den Biegeträger mittels Bolzen auf einen topologieoptimierten Trägerhaken aufzulegen (Bild 2, rechts). Der Trägerhaken kann bei der Fertigung der Stütze direkt aufgeschweißt werden. Durch den Entfall der Verschraubung gestaltet sich die Montage einfach.

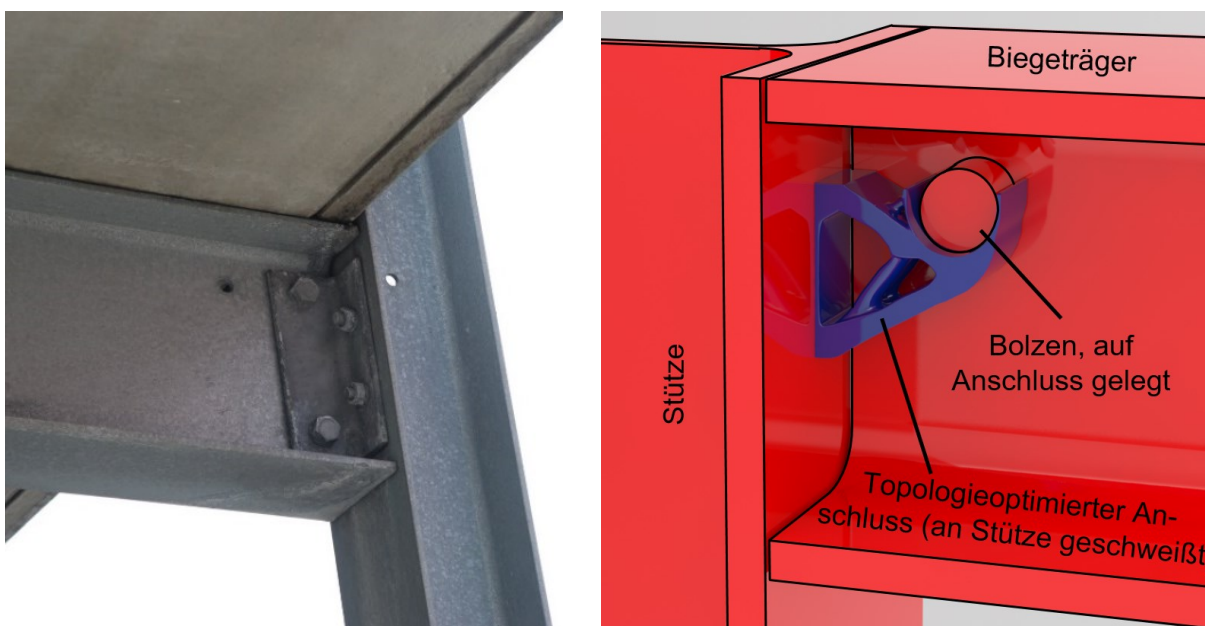


Bild 2: Doppelwinkelanschluss (links), Trägerhaken (rechts)

3.2 Lasteinleitungssteife

Zur besseren Lasteinleitung in ein I-Profil und um die Biegung des Flanschs zu behindern, werden häufig Steifen verwendet. In Bild 3 sind links eine konventionelle Steife und die additiv zu fertigende topologieoptimierte Steife

gegenübergestellt. In der herkömmlichen Fertigung würden unbelastete Bereiche nicht entfernt werden, da dies zusätzlichen Aufwand bedeutet und der Verschnitt nicht verwertbar ist.

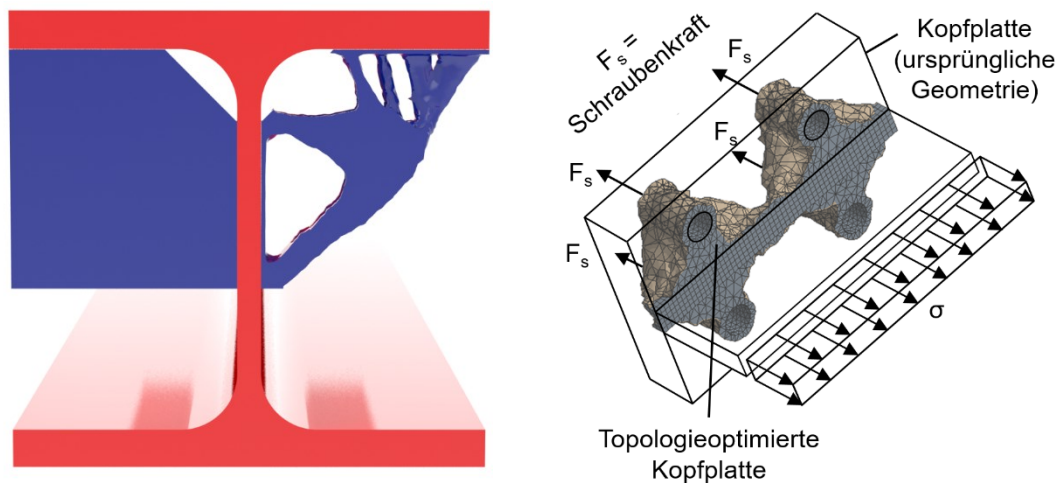


Bild 3: Steife im Walzprofil (links), Kopfplatte / T-Stummel (rechts)

3.3 Kopfplatte / T-Stummel

Bei biegesteifen Anschlüssen mit Kopfplatten werden die horizontalen Kräfte aus Moment und Zugnormalkraft höhenversetzt übertragen, da die Verschraubung nicht auf Flanshhöhe liegt. Die Zugkraft wird vom Flansch über Biegung der Kopfplatte in die Schraube eingeleitet. Die Geometrie der Kopfplatte kann durch eine Optimierung so geändert werden, dass die Effektivität steigt und weniger Material zum Einsatz kommen muss (siehe Bild 3, rechts).

3.4 Trägerverstärkungen

Bei der Bemessung von Biegeträgern ist in den meisten Fällen der Spannungsnachweis nach Theorie I. Ordnung in Feldmitte oder der Stabilitätsnachweis (Biegedrillknicken) maßgebend. Das Trägerprofil wird über seine ganze Länge gleich gewählt und somit eigentlich nur an der maßgebenden Stelle voll ausgenutzt. Eine Staffelung des Trägerprofils ist aufgrund der aufwendigen Fertigung nicht wirtschaftlich. Verstärkungen mit Blechen oder gar Wölbesteifen, die eine Verwölbung und somit das Biegedrillknicken behindern, sind aufgrund des Fertigungsaufwands ebenfalls unüblich. Mithilfe der Additiven Fertigung können Verstärkungen mit Robotern direkt und automatisiert auf Träger aufgeschweißt werden und so bei der Profilbemessung kleinere Nennhöhen gewählt werden.

4 Umsetzung im Rahmen einer automatisierten Fertigung

Der eigentliche Vorteil für den Stahlbau liegt aber nicht nur in den optimierten Anschlusselementen. Vielmehr liegt das große Potential in der Kombination aus Additiver Fertigung und roboterbasierter Stahlbaufertigung. Es existieren vollständig automatisierte Fertigungssysteme, bei denen Stahlträger automatisch mit Anschlusselementen (z. B. Kopfplatten, Steifen, Fahnenbleche) versehen werden [6]. Dazu werden die Anbauteile gescannt, mit Handling-Robotern angedient und mit Schweißrobotern am Stahlträger befestigt (siehe Bild 4).

Bieten solche Produktionsanlagen bereits Vorteile, so können mithilfe der Additiven Fertigung die Anschlusselemente direkt auf den Stahlträger aufgetragen werden. Hierbei entfällt die Produktionskette der Anschlusselemente: Bleche müssen nicht mehr in unterschiedlichen Dicken gelagert und vorgehalten werden. Weiterhin entfällt der logistische Aufwand die Bleche rechtzeitig zum Einsatzort in der Fertigungshalle zu transportieren. Die Bleche sind nicht mehr durch Plasmaschneider vorzufertigen und es entsteht kein Verschnitt, welcher wiederum zwischengelagert oder entsorgt werden müsste. Statt eines Handling- und eines Schweißroboters können zwei Schweißroboter gleichzeitig additiv fertigen.

Wie man sieht, ist zur Bewertung der Wirtschaftlichkeit eine einfache Gegenüberstellung der Massen und Preise von Stahl und Schweißdraht nicht aussagekräftig. Eher muss der ganze Prozess einschließlich der Logistik betrachtet werden. Ziel des Forschungsvorhabens ist es nun, die optimierten Strukturen zu entwickeln, automatisiert zu fertigen und deren Materialeigenschaften zu prüfen.

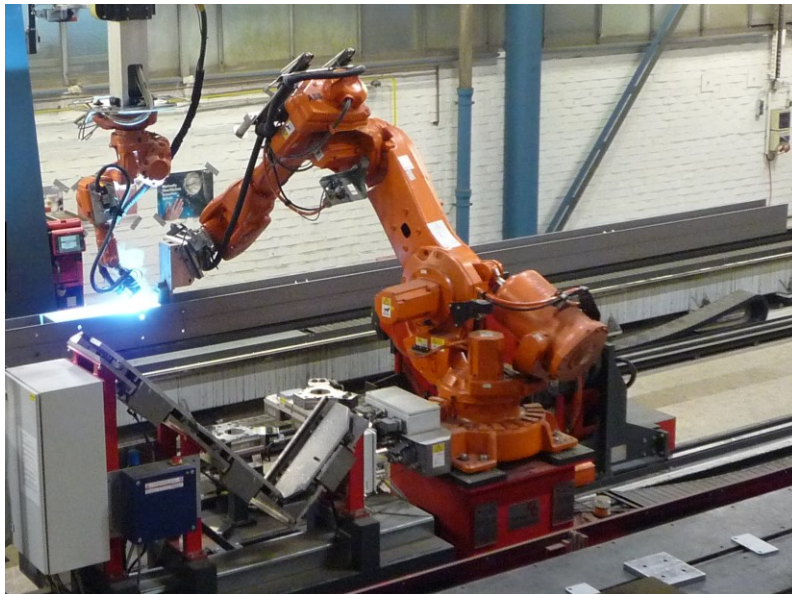


Bild 4: Zeman Steel Beam Assembler im Einsatz beim Unternehmen Rudolstädter Systembau GmbH
(Foto: Jörg Lange)

5 Quellenangabe

- [1] Gebhardt, A.: Additive Fertigungsverfahren – Additive Manufacturing und 3D-Drucken für Prototyping – Tooling – Produktion, Carl Hanser Verlag, München, 2016, S. 557
- [2] Hartke, M., Günther, K., Bergmann, J. P.: "Untersuchung zur geregelten, energiereduzierten Kurzlichtbogentechnik als generatives Fertigungsverfahren", DVS Bericht, Band 306, 2014, S. 98-102
- [3] Sequeira Almeida, P. M.: Process control and development in wire and arc additive manufacturing, Dissertation, Cranfield University, 2012. Online verfügbar unter <http://dspace.lib.cranfield.ac.uk/handle/1826/7845>, zuletzt geprüft am 27.10.2017
- [4] Henckell, P., Günther K., Ali Y., Bergmann J.P., Scholz J., Forêt P.: The Influence of Gas Cooling in Context of Wire Arc Additive Manufacturing – A Novel Strategy of Affecting Grain Structure and Size, TMS 2017 146th Annual Meeting & Exhibition Supplemental Proceedings
- [5] Harzheim, L.: Strukturoptimierung: Grundlagen und Anwendungen, Europa-Lehrmittel, Haan-Gruiten, 2014
- [6] Fischer, R., Eine Untersuchung zur roboterbasierten Baugruppenfertigung im Stahlbau, Dissertation TU Darmstadt, 2014

Zum Einfluss der Walzradien auf die Verdrehsteifigkeit infolge Querschnittsverformung bei Walzprofilen

Prof. Dr.-Ing. Georg Geldmacher*

*Hochschule RheinMain, Wiesbaden Germany, georg.geldmacher@hs-rm.de

Inhalt:

Zur Stabilisierung von Walzprofilen gegen Verdrehen wird insbesondere beim Nachweis gegen Biegedrillknicken der Verdrehwiderstand angrenzender Bauteile herangezogen, z.B. durch Trapezprofile oder bei Verbundträgern mit negativen Momenten die Betondeckenplatte. Bei der Ermittlung des Verdrehwiderstandes (Drehbettungsziffer) sind alle Einflüsse zu berücksichtigen, die eine signifikante Nachgiebigkeit bewirken. So auch die Profilverformung des zu stabilisierenden Walzprofils, die sich hauptsächlich aus einer Verbiegung des Stegbleches ergibt. Rechnerische Ansätze hierzu wurden bisher am Profilmittellinienmodell vorgenommen, was den versteifenden und somit begünstigenden Einfluss der Walzradien vernachlässigt. Dieser wird nachfolgend beziffert und mit den Werten des Profilmittellinienmodells verglichen.

Abstract:

For the stabilization of hot rolled beams against torsion and specially against lateral torsional buckling, the restraint due to adjacent structural elements like trapezoidal sheeting or, in case of composite beams with negative bending moments the concrete slab, can be taken into account. Determining that torsional restraint, every effect causing a significant deformation has to be considered. One of those effects is the distortion of the profile, which mainly occurs in the web. Formula considering that effect has so far been derived using the model of a thin walled cross-section, neglecting the stiffening and therefore beneficial effect of the rolling radius. The amount of additional stiffness due to that effect will be numbered in this article and compared with the results calculated so far.

Stichworte: Biegedrillknicken, Stabilisierung, Drehbettung, Walzradien, Querschnittsverformung

Keywords: Lateral torsional buckling, stabilization, torsional restraint, rolling radius, web distortion

1 Einleitung

Die eingangs beschriebene günstig wirkende Verdrehbehinderung wird rechnerisch in Form einer kontinuierlichen Drehbettung berücksichtigt. Für die zugehörige Drehbettungsziffer $C_{\vartheta,k}$ (Nomenklatur nach [1]) in der Dimension kNm/m , wird zur Berücksichtigung aller relevanten Nachgiebigkeiten $1/C_{\vartheta_i,k}$ im Allgemeinen das Modell von hintereinander gehängten Drehfedern herangezogen (vgl. [1]). Die resultierende Drehbettung ergibt sich wie folgt:

$$C_{\vartheta,k} = \frac{1}{\frac{1}{C_{\vartheta R,k}} + \frac{1}{C_{\vartheta C,k}} + \frac{1}{C_{\vartheta D,k}}} \quad (1)$$

$1/C_{\vartheta R,k}$: Nachgiebigkeit aus der Verdrehung des stützenden Bauteils

$1/C_{\vartheta C,k}$: Nachgiebigkeit aus der Verdrehung der Verbindung zwischen Träger und stützendem Bauteil

$1/C_{\vartheta D,k}$: Nachgiebigkeit aus der Querschnittsverformung des gestützten Trägers

Bei stark unterschiedlich steifen Anteilen ergibt sich, dass besonders steife Anteile vernachlässigbar sind, während sich besonders weiche Komponenten als bestimmend für die resultierende Steifigkeit erweisen. Baupraktisch ergibt sich daraus in vielen Fällen, dass der Anteil $C_{\vartheta R,k}$ praktisch vernachlässigbar ist, während bei Stützung durch hochbautypische Dach- und Wandelemente wie Trapezbleche sich meist die Anschlussverformung $1/C_{\vartheta C,k}$ als maßgebend herausstellt.

Für die Größe des Wertes der Profilverformung $C_{\vartheta D,k}$ des gestützten Bauteils wird in [2] eine Berechnung über die Integration der Krümmungen am Profilmittellinienmodell beschrieben (vgl. Gleichung 2 und Bild 1) und die Ergebnisse werden für die Walzprofile tabelliert. Dabei wurde für den Steg eine dreieckige Momentenverteilung des Plattenmomentes angenommen, welche am Oberflansch den Maximalwert hat. Zur Berechnung der Verdrehung wurde die Integration der Krümmung über die volle Systemhöhe h zwischen den Schwereachsen der Flansche ausgeführt. Hinzu kommt der Verformungsanteil aus der Verkrümmung der Flansche $1/C_{\vartheta F,k}$, der meist nur gering ausfällt. Anhand von Gleichung 2 lässt sich darstellen, dass die Flanschverformung wie eine zur Stegverformung $1/C_{\vartheta W,k}$ addierte Verformung von in Reihe geschalteten Federn aufgefasst werden kann.

$$C_{\vartheta D,k} = \underbrace{\frac{5770 \left[\frac{\text{kN}}{\text{cm}^2} \right]}{\frac{h}{s^3} + 0,5 \frac{b}{t^3}}}_{\text{aus [2]}} = \frac{1}{\frac{h}{5770 \cdot s^3} + 0,5 \frac{b}{5770 \cdot t^3}} = \frac{1}{\frac{1}{C_{\vartheta W,k}} + \frac{1}{C_{\vartheta F,k}}}; \text{ s bzw. t: Steg- bzw. Flanschdicke in cm} \quad (2)$$

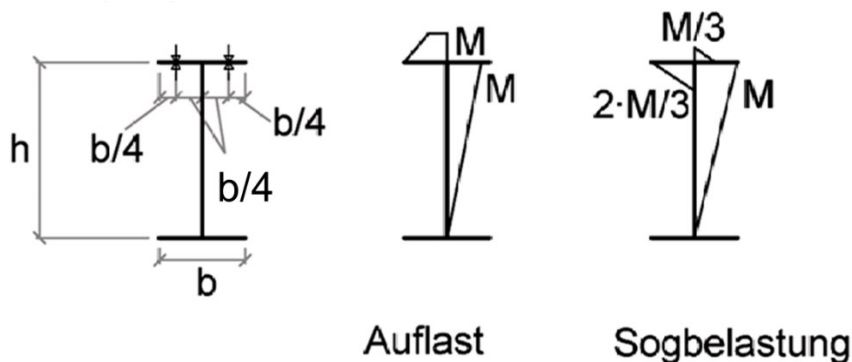


Bild 1: Profilmittellinienmodell zur Bestimmung von $C_{\vartheta D,k}$ nach Lindner; Bildausschnitt aus [2]

Ein vergleichbares Modell wird in [3] für die drehbehindernde Wirkung der Betonplatte auf Verbundträger verwendet, bei der ebenfalls die Profilverformung des Trägersteges zu berücksichtigen ist, vgl. Bild 2. Dort wird die Drehbettungsziffer über Gleichung 3 ermittelt, der auch die Reihenschaltung der Federn zu Grunde liegt. Dabei ist k_1 die Steifigkeit der Betonplatte und k_2 der Profilverformungsanteil.

$$k_s = \frac{k_1 \cdot k_2}{k_1 + k_2} = \frac{1}{\frac{1}{k_1} + \frac{1}{k_2}} \quad \text{mit} \quad k_2 = \frac{E_a \cdot t_w^3}{4 \cdot (1 - \nu_a^2) h_s} \quad (3)$$

Der Quotient 4 in k_2 entsteht dabei durch den Koppelfaktor $1/3$ und der Stegbiegesteifigkeit $E \cdot t_w^3/12$. Demnach wird auch hier ein dreiecksförmiger Verlauf des Plattenmomentes über die Steghöhe h_s angenommen.

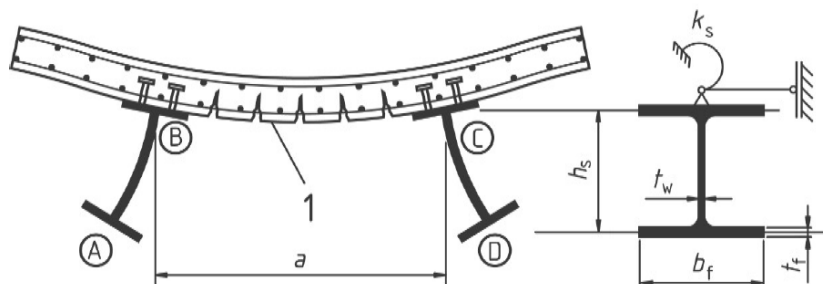


Bild 2: Rahmenmodell zur Bestimmung der Drehbettung k_s von Verbundträgern aus [3]

Bei den oben beschriebenen Ansätzen nach dem Profilmittellinienmodell wird die Versteifung, die sich dadurch ergibt, dass das Plattenmoment im Anfangsbereich der halben Flanschdicke gar keine und im Bereich des Walzradius eine geringere Krümmung verursacht als bei der Berechnung mit der Stegblechdicke vernachlässigt. Die Werte liegen somit auf sicherer Seite. Inwiefern die o.g. Versteifung die Drehbettungseigenschaften und die Stabilität solcher Systeme verbessert, wird nachfolgend beschrieben.

2 Drehbettungswerte unter Berücksichtigung der Versteifung durch die Walzradien

2.1 In [4] wurden im Rahmen von Untersuchungen zu Profilverformungen im Auflagerbereich gewalzter Träger Drehbettungsziffern $C_{\vartheta PI}$ und $C_{\vartheta PII}$ unter Berücksichtigung der Walzradien berechnet, die zu den in Bild 2a dargestellten symmetrischen und antisymmetrischen Profilverformungszuständen gehören. Der Steganteil $C_{\vartheta W,R,k}$ (Index W für Web, R für Radius) des hier gesuchten Wertes $C_{\vartheta D,R,k}$ mit dreieckigem Krümmungsverlauf (Teilbild 3b) lässt sich aus Addition der jeweils halben Verformung der Zustände nach Teilbild 3a berechnen, sodass sich formelmäßig der in Gleichung 4 dargestellte Zusammenhang ergibt.

$$\frac{1}{C_{\vartheta W,R,k}} = \frac{1}{2} \left(\frac{1}{C_{\vartheta PI}} + \frac{1}{C_{\vartheta PII}} \right) \rightarrow C_{\vartheta W,R,k} = \frac{2}{\left(\frac{1}{C_{\vartheta PI}} + \frac{1}{C_{\vartheta PII}} \right)} \quad (4)$$

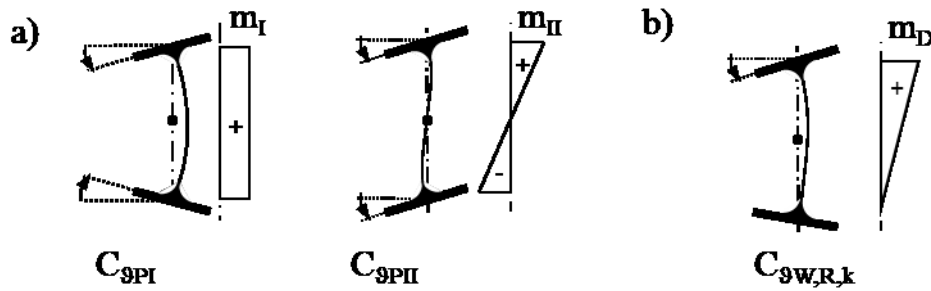


Bild 3: Teilbild a): Profilverformungszustände mit zugehörige Drehbettungsziffern unter Berücksichtigung der Walzradien aus [4]; Teilbild b): Hier gesuchter Profilverformungszustand $C_{\theta W,R,k}$

2.2 Zur Berücksichtigung der Versteifung durch die Walzradien wurde dabei in [4] die Geometrie und die veränderliche Plattensteifigkeit analytisch beschrieben und dann die Verdrehungen der Gurte in den zwei Einheitsmomentenzuständen durch numerische Integration der Krümmung über die Steghöhe berechnet (s. Bild 4). Dabei wurde die Berechnung der Plattensteifigkeit abschnittsweise mit konstanter Stegdicke $s(z)$ bzw. im Radienbereich mit veränderlicher Höhe $h(z_r)$ vorgenommen und die jeweils vorliegende Momentenverteilung berücksichtigt. Im Bereich zwischen Flanschanschnitt und Flanschachse wurde wegen quasi unendlich großer Steifigkeit keine Krümmung integriert. Zur detaillierten Beschreibung der Vorgehensweise wird auf [4] verwiesen.

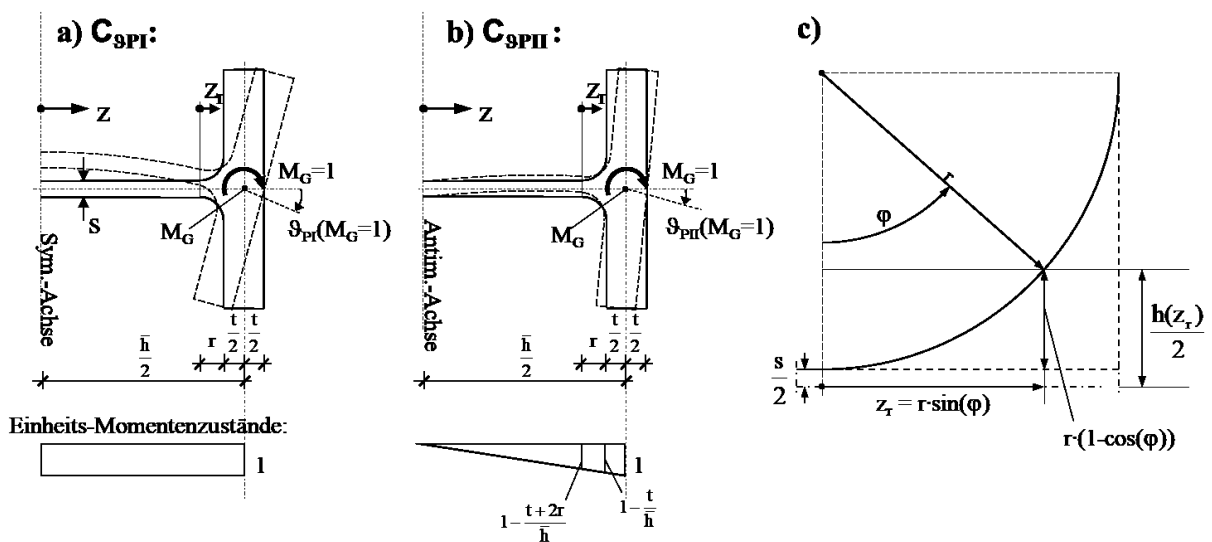


Bild 4: Teilbilder a) und b): Profilverformungszustände zu $C_{\theta PI}$ und $C_{\theta PII}$ sowie Abschnitte unterschiedlicher Steifigkeits- und Momentenverläufe für die numerische Integration; Teilbild c): Geometrie im Radienbereich

2.3 Die so berechneten Werte $C_{\theta W,R,k}$ der Drehbettungsziffer für den dreieckigen Stegmomentenverlauf werden in Tabelle 1 für die üblichen Walzprofile aufgeführt.

2.4 Bei Bettung durch z.B. Trapezprofile oder andere mittels Schrauben oder Setzbolzen befestigter stützender Bauteile ist noch die Flanschverformung zu berücksichtigen. Da diese ohnehin nur geringe zusätzliche Nachgiebigkeit bewirkt, wird hier der Ansatz aus [2] nach dem Profilmittellinienmodell aus Gleichung 2 verwendet. Es ergibt sich:

$$C_{\theta D,R,k} = \frac{1}{\frac{1}{C_{\theta W,R,k}} + \frac{1}{C_{\theta F,k}}}; \quad \text{mit: } C_{\theta F,k} = \frac{5770 \left[\frac{kN}{cm^2} \right]}{0,5 \cdot \frac{b}{t^3}} = \frac{11540 \left[\frac{kN}{cm^2} \right] \cdot t^3}{b} \quad \text{nach [2]} \quad (5)$$

b: Flanschbreite in cm; t: Flanschdicke in cm

Analog zu [2] werden die Werte $C_{\theta W,R,k}$ in Tabelle 2 aufgeführt. In Bild 5 wird die Erhöhung der Verdrehsteifigkeit für die bedeutendsten Profilreihen mit denen nach dem Profilmittellinienmodell aus [2] verglichen.

Tabelle 1: Steganteil $C_{9W,R,k}$ des Verdrehwiderstandes der Profilverformung unter Berücksichtigung der Walzradien in kNm/m bzw. kNcm/cm

	IPE	IPEa	IPEo	IPEv	HEA	HEAA	HEB	HEM
80	52,7	34,5	-	-	-	-	-	-
100	53,0	35,9	-	-	126	74,9	216	1675
120	52,5	33,8	-	-	97	57,4	211	1471
140	53,4	28,3	-	-	104	49,9	213	1351
160	56,7	28,2	-	-	119	50,8	281	1484
180	58,9	31,5	85,4	-	97	59,4	288	1417
200	63,9	33,3	86,6	-	118	72,0	312	1426
220	67,0	40,8	93,6	-	130	82,3	324	1395
240	72,6	43,0	104	-	149	97,1	350	2023
260	-	-	-	-	138	90,3	326	1874
270	75,9	44,0	111	-	-	-	-	-
280	-	-	-	-	152	102	341	1844
300	83,4	53,0	119	-	172	118	369	2540
320	-	-	-	-	188	132	391	2358
330	90,3	58,9	131	-	-	-	-	-
340	-	-	-	-	205	147	411	2188
360	99,5	56,1	151	-	223	162	433	2042
400	112	60,4	160	209	259	167	478	1795
450	127	67,5	204	291	257	169	463	1558
500	144	80,9	235	389	258	172	454	1376
550	170	90,7	254	617	259	201	448	1227
600	195	106	380	656	263	206	445	1106
650	-	-	-	-	268	212	446	1007
700	-	-	-	-	304	218	490	924
800	-	-	-	-	291	236	462	798
900	-	-	-	-	309	254	477	698
1000	-	-	-	-	300	273	459	619

Die Werte der Tabelle 1 können beispielsweise beim Nachweis gegen Biegedrillknicken von Verbundträgern in Gleichung 3 anstelle des Wertes k_2 verwendet werden.

Tabelle 2: Werte des Verdrehwiderstandes $C_{9D,R,k}$ der Profilverformung unter Berücksichtigung der Walzradien in kNm/m bzw. kNcm/cm inklusive der Flanschverformung bei Auflast nach Gleichung 5

	IPE	IPEa	IPEo	IPEv	HEA	HEAA	HEB	HEM
80	45,8	29,1	-	-	-	-	-	-
100	46,6	30,8	-	-	104	53,9	182	1405
120	47,0	29,6	-	-	81	42,2	181	1254
140	48,4	25,7	-	-	86	39,0	185	1164
160	51,6	25,7	-	-	97	42,2	238	1262
180	54,0	28,9	78,1	-	83	48,7	248	1216
200	58,6	30,7	79,5	-	98	57,9	269	1226
220	61,9	37,6	86,2	-	110	65,6	282	1207
240	67,2	39,9	95,9	-	126	76,0	305	1786
260	-	-	-	-	119	73,0	287	1663
270	70,0	40,9	104	-	-	-	-	-
280	-	-	-	-	130	81,6	298	1635
300	76,6	48,7	111	-	148	93,3	324	2278
320	-	-	-	-	166	105	350	2146
330	83,4	54,5	122	-	-	-	-	-
340	-	-	-	-	183	117	371	2005
360	92,8	53,2	141	-	201	130	394	1882
400	104	57,3	150	196	236	139	439	1670
450	119	64,3	192	273	240	143	433	1463
500	136	77,3	222	368	244	148	431	1302
550	160	87,0	240	576	247	174	427	1167
600	185	103	361	619	252	180	427	1058
650	-	-	-	-	258	186	429	967
700	-	-	-	-	292	196	472	890
800	-	-	-	-	281	213	447	773
900	-	-	-	-	300	234	464	679
1000	-	-	-	-	293	253	447	604

Aus Bild 5 lässt sich ablesen, dass die Berücksichtigung der Walzradien die Verdrehsteifigkeit aus Profilverformung bei den niedrigeren Profilen um ca. 15 bis 50% anhebt und bei den hohen Profilen, bei denen das Profilmittellinienmodell am zutreffendsten ist, immer noch um ca. 10%. Bei der HE-M-Reihe ist der Unterschied zwar noch etwas größer, sie wurde jedoch nicht dargestellt, da hier das Biegedrillknicken und der Einfluss von Profilverformung allgemein kaum eine Rolle spielen. Die Reihen IPEo, IPEa und IPEv verhalten sich qualitativ sehr ähnlich wie die Reihe IPE.

3 Auswirkung der erhöhten Verdrehsteifigkeiten auf die Verzweigungs- und Traglasten von I-Profilen

Wie eingangs beschrieben, ist die Verdrehsteifigkeit aus Profilverformung nur einer von zwei bis drei Nachgiebigkeits-Anteilen der Verdrehsteifigkeit. Ihre Erhöhung um 10% bei den hohen und somit eher stabilitätsgefährdeten Trägern und um bis zu 50% bei den kompakteren Trägern wird sich allenfalls zu einem geringen Bruchteil auf eine Erhöhung der Verzweigungslast auswirken. Bei Trägern mit Stützung durch Trapezprofile ist je nach Ausführung der Befestigung meist die Nachgiebigkeit der Verbindung $C_{9C,k}$ um ein vielfaches weicher als die Profilverformung und somit in der Regel bestimmend für den Rechenwert der Drehbettung.

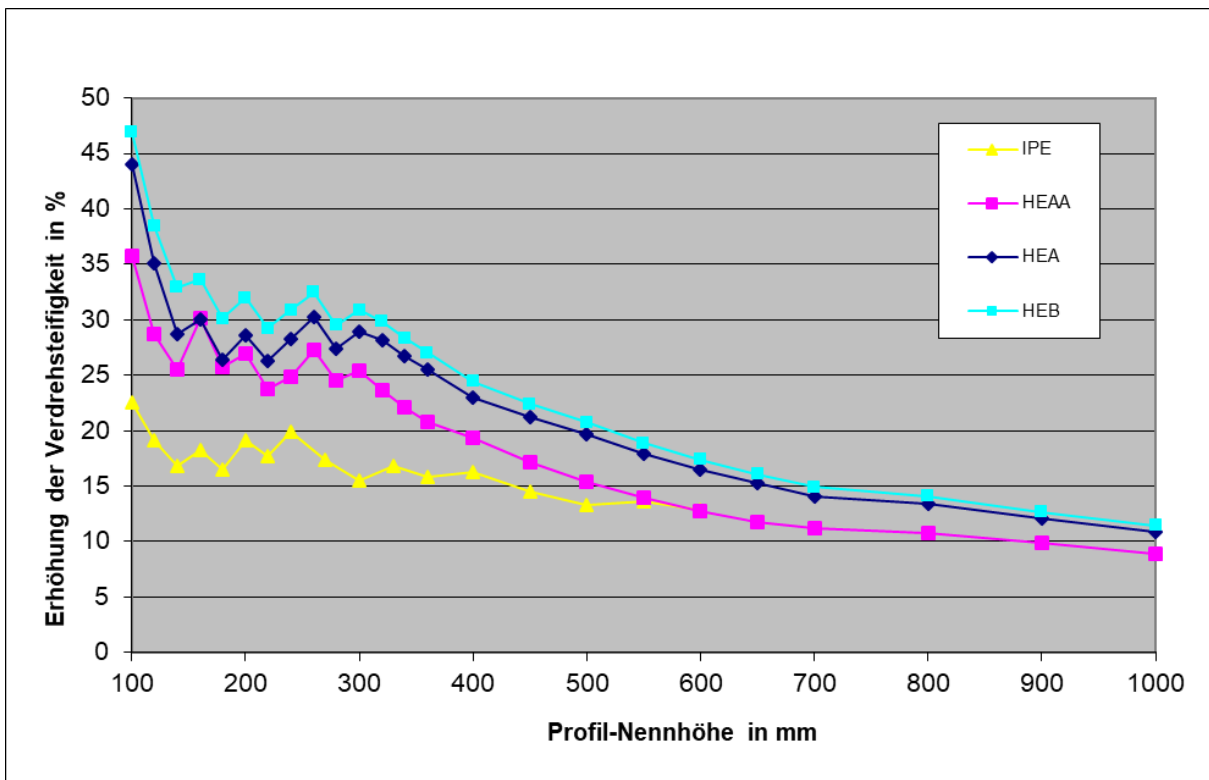


Bild 5: Erhöhung der Verdrehsteifigkeit aus Profilverformung durch die Berücksichtigung der Walzradien gegenüber den Werten des Profilmittellinienmodells bei Auflast nach Gleichung 2 aus [2]

Zudem ist die Drehbettung bei den meisten Systemen nur ein stabilisierender Einfluss neben der Wölb- und der Drillsteifigkeit. Sie wird insbesondere bei langen Trägern oder auskragenden Systemen bedeutsam oder aber bei Systemen mit gebundener Drehachse an einem Gurt und Druckkräften im gegenüberliegenden Gurt (z.B. negative Momente bei Rahmenriegeln). Hier kann eine Erhöhung der Drehbettung durchaus eine Anhebung der Verzweigungslast und bei schlanken Systemen somit auch der Traglast bewirken. Dies gilt auch für die Stabilisierung der Untergurte bei Verbundträgern mit negativen Momenten im Stützbereich, bei denen zudem meist die Profilverformung des Steges gegenüber der Nachgiebigkeit der Betonplatte dominant ist.

4 Zusammenfassung

Die Wirksamkeit der Verdrehbehinderung von Walzprofilen durch benachbarte Bauteile hängt unter anderem von der Profilverformung des Stegbleches ab. Die hierzu in der Literatur vorliegenden Werte basieren auf dem Profilmittellinienmodell. Sie lassen sich durch Berücksichtigung der Walzradien je nach Profil um ca. 10 bis 50% anheben. Inwiefern sich diese Versteifung des Verdrehwiderstandes in eine Erhöhung der Tragfähigkeit niederschlägt, ist stark systemabhängig und wird in den meisten Fällen allenfalls moderat ausfallen. Andererseits bedeutet der Ansatz dieser erhöhten Werte keinen Zusatzaufwand bei der Berechnung.

5 Quellenangabe

- [1] DIN EN 1993-1-1: Eurocode 3: Bemessung und Konstruktion von Stahlbauten – Teil 1-1: Allgemeine Bemessungsregeln und Regeln für den Hochbau. 2010.
- [2] bauforumstahl (Hrsg.), U. Kuhlmann, et. al: Eurocode 3, Bemessung und Konstruktion von Stahlbauten, Band 1: Allgemeine Regeln und Hochbau, Kommentar und Beispiele. Berlin, 2014.
- [3] DIN EN 1994-1-1: Eurocode 4: Bemessung und Konstruktion von Verbundtragwerken aus Stahl und Beton - Teil 1-1: Allgemeine Bemessungsregeln und Anwendungsregeln für den Hochbau. 2010.
- [4] Geldmacher, G.: Ein Konzept für den Traglastnachweis gurtgelagerter doppelsymmetrischer I-Träger unter Berücksichtigung der Profilverformung. Darmstadt, 2009.

Effiziente Stahlgeschoßbauten

Dr. Bernhard Hauke *
Raban Siebers M.Sc. **

* bauforumstahl e.V. Düsseldorf, Germany, ben.hauke@gmx.de
** Institut für Baubetrieb und Baumanagement, Universität Duisburg-Essen,
Essen, Germany, raban.siebers@uni-due.de

Abstract / Inhalt:

Um Erkenntnisse zu den Baukosten und Ökobilanzen von Stahlkonstruktionen für große und mittelgroße Bürogebäude im Vergleich zu Massivbauten zu erlangen, wurde auf Muster- und Beispielgebäude aus verschiedenen abgeschlossenen Forschungsprojekten zu diesen Gebäudeklassen zurückgegriffen. Unter anderem bauen die hier vorgestellten Ergebnisse auf einer von Professor Jörg Lange und Andreas Hubauer an der TU Darmstadt durchgeführten Studie zur Wirtschaftlichkeit des Einsatzes von Stahl im Geschossbau unter besonderer Berücksichtigung des Brandschutzes [1] auf. Im Vordergrund stehen nun vor allem Kostenvergleich und Ökobilanzen der verschiedenen Bauweisen. Die Betrachtung wird um Aufwendungen für die nötigen Baustofftransporte ergänzt und die spezifischen Vorteile und die Effizienz der Stahlbauweise werden aufgezeigt.

Baukosten, Geschossbau, Logistik, Ökobilanz, Ressourceneffizienz

1 Einleitung:

Um Kosten und Ökobilanzen von Tragwerken in Stahlverbundbauweise und Stahlbetonlösungen zu vergleichen wurden zwei Gebäudeklassen im Geschossbau betrachtet. Es handelt es sich um ein einfaches dreigeschossiges Bürogebäude, wie es eher im Umfeld von Industrie- und Gewerbebauten üblich ist und um ein höherwertiges, sechsgeschossiges Bürogebäude. Die hier verglichenen Tragwerke repräsentieren in der Realität häufig vorkommenden Gebäudetypen. Beide wurden jeweils mit einem Tragwerk in Stahlverbundbauweise und alternativ in Stahlbetonbauweise geplant. Als Basis hierfür dienten Mustergebäude aus Studien und Forschungsprojekten der TU Darmstadt[1][2] und der RWTH Aachen [3]. Im Vordergrund steht hier nun der Vergleich der unterschiedlichen Bauweisen für das Tragwerk ohne Fundamente und den aussteifenden Kern, welche vereinfachend als identisch angenommen werden. Jeweils ein für die Bauweise repräsentativer Gebäudeabschnitt gedanklich herausgelöst und untersucht. Die Betrachtung wird mit Angaben zu den Aufwendungen für die Baustofftransporte ergänzt. Um eine wirkliche Vergleichbarkeit zu gewährleisten sind jeweils beide Varianten der betrachteten Gebäude in Abmessungen, Tragfähigkeit und Funktion identisch. Durch das Stützenraster ist eine maximale Flexibilität der Nutzung sichergestellt. Die wichtigsten Informationen zu den Gebäuden sind in Tabelle 1 und 2 zusammengestellt.

2 Informationen zu den betrachteten Mustergebäuden

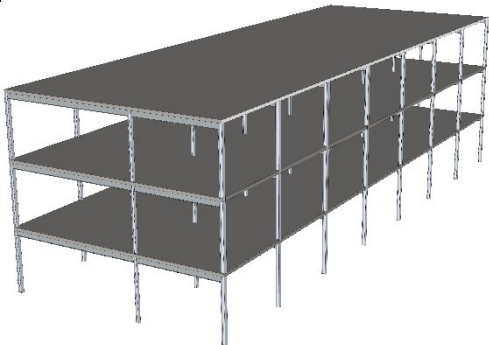
2.1 Dreigeschossigen Bürogebäuden

Das Mustergebäude ist in Stahlverbund- und Stahlbetonbauweise geplant und hat folgende Eigenschaften:

- Abmessungen 34,80 x 12,40 m, zuzüglich der tragenden Konstruktion und der Fassade
- Geschosshöhe: 3,465 m
- Bruttogeschossfläche: 1351 m²
- Achsraster: Bandraster 4,80 m x 4,80 m (Bürospanne) zuzüglich 0,20 m breites anschließendes Band, und 2,40 m x 4,80 m (Bereich eines möglichen Flures).

Die folgende Tabelle 1 fasst die wichtigen Informationen zusammen.

Tabelle 1: Informationen zu dem betrachteten dreigeschossigen Mustergebäude. Datenquellen [1][2]

Dreigeschossiges Bürogebäude			Skizze
Bauweise	Tragwerk		
Stahlverbund	Stahlbetondecke, Verbundträger	Decke: 16cm, C25/30 Bewehrungsgrad: 95kg/m ³ Träger: IPE 300, S355	
	Stahlstützen	Randstützen: HEB 200, S355 Mittelstützen: HEM 160, S355 Raster: 4,8m x 7,4m	
Stahlbeton	Stahlbetondecke Unterzüge	Decke: 20cm, C25/30 Bewehrungsgrad: 76kg/m ³	
	Stahlbetonstützen	Stützen: 20cm x 20cm, C25/30 Bewehrungsgrad: 326kg/m ³ Raster: 4,8m x 7,4m	

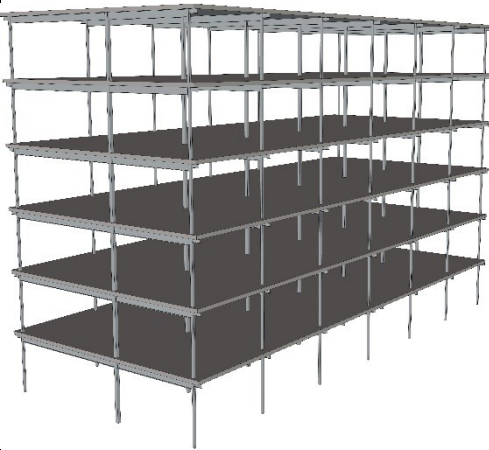
2.2 Sechsgeschossige Bürogebäude

Das Mustergebäude ist in Stahlverbund- und Stahlbetonbauweise geplant und hat folgende Eigenschaften:

- Abmessungen: 32,40 x 13,70 m
- Geschosshöhe: 3,50 m
- Bruttogeschossfläche: 2688 m²
- Stützenraster: 5,40 m x 7,45 m bzw. 5,40 m x 5,25 m

Die folgende Tabelle 2 fasst die wichtigen Informationen zusammen.

Tabelle 2: Informationen zu dem betrachteten sechsgeschossigen Mustergebäude. [3]

Sechsgeschossiges Bürogebäude			Skizze
Bauweise	Tragwerk		
Stahlverbund	Stahlbetondecke, Verbundträger	Decke: 20cm, C30/37 Bewehrungsgrad: 75kg/m ³ Träger: IPE 360, S355	
	Verbundstützen	Randstützen: HEB 120, S355 Mittelstützen: HEB 180, S355 Raster: 5,4m x 7,45m	
Stahlbeton	Stahlbetonflachdecke	Decke: 0,27 cm, C30/37 Bewehrungsgrad: 150kg/m ³	
	Stahlbetonstützen	Randstützen: Ø 30cm, C30/37 Mittelstützen: Ø 40cm, C30/37 Bewehrungsgrad: 350kg/m ³ Raster: 5,40m x 7,45m	

3 Ergebnisse der Untersuchungen

3.1 Baustoffmassen

Die folgenden Diagramme zeigen die Baustoffmassen der Mustergebäude in kg pro m² Bruttogeschossfläche. Fundamente und der aussteifende Kern sind bei den Mustergebäuden vereinfachend für beide Varianten als gleich dimensioniert angenommen worden und werden so außen vor gelassen. Es ist anzumerken das die Masse des Tragwerks durchaus Einfluss auf die Auslegung der Fundamente hat, und hier ein weiterer Vorteil für die Stahlverbundbauweise zu finden ist.

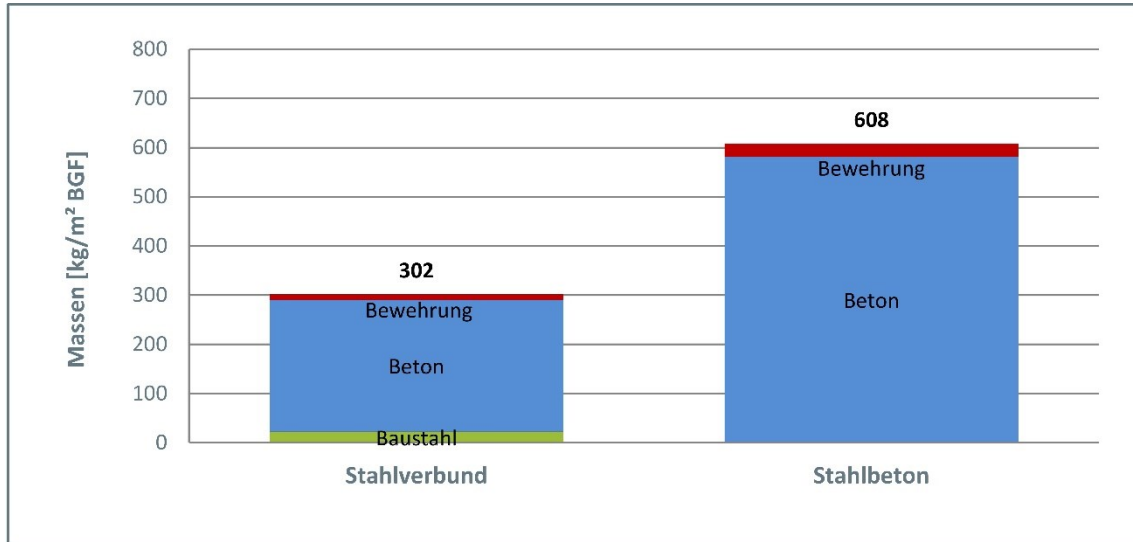


Bild 1: Vergleich der Baustoffmassen für das Tragwerk von dreigeschossigen Bürogebäuden

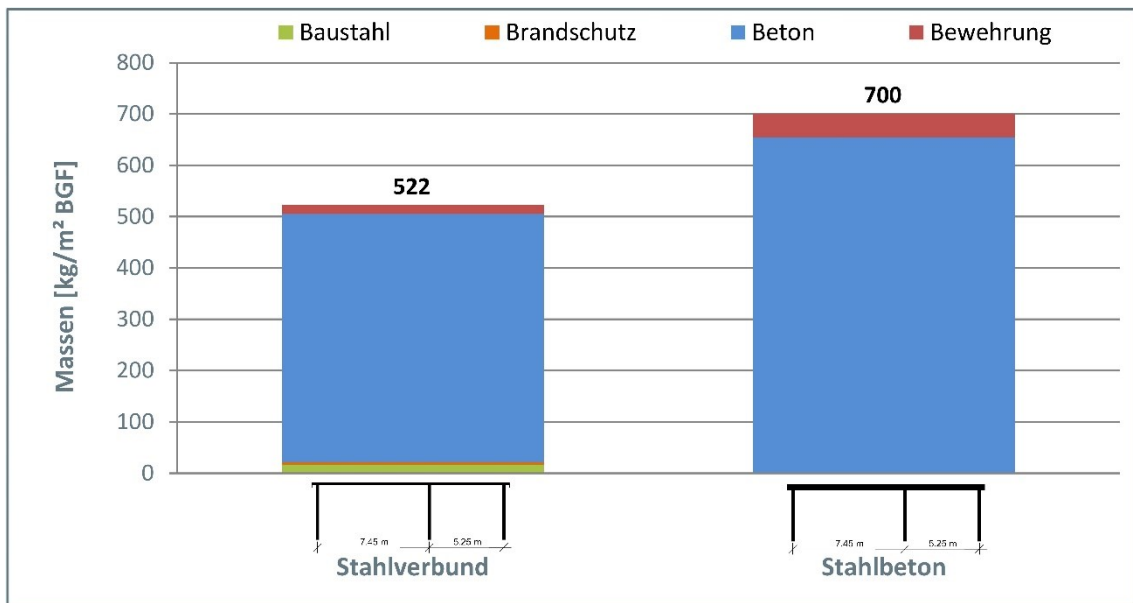


Bild 2: Vergleich der Baustoffmassen für das Tragwerk von sechsgeschossigen Bürogebäuden

Vergleicht man die Baustoffmassen der verschiedenen Ausführungen, so zeigt sich, dass Baustahl wegen seiner hohen Festigkeit schlanke und damit materialeffiziente, leichte Konstruktionen erlaubt. Damit einher geht nicht nur ein geringerer Materialbedarf, oft sind auch z. B. weniger Stützen, geringer dimensionierte Fundamente oder wie in Bild 5 und 6 gezeigt weniger Materialtransporte zur Baustelle erforderlich. Es ist deutlich zu erkennen, dass der größte Anteil der Massen, auch bei der Stahlverbundlösung, aus dem Beton kommt. Die Decken haben den größten Anteil an der Gebäudemasse. Fundamente und Aussteifungskern wurden hier nicht betrachtet.

3.2 Baukosten

Für die folgenden Kostenvergleiche wurden Daten aus öffentlich verfügbaren und etablierten Quellen zu Baukosten herangezogen. Das ist zum einen die zweijährlich erscheinende Kalkulationshilfe „Kosten im Stahlbau“ in der Version von 2017 für Baustahlelemente, Korrosionsschutz und Brandschutz und zum anderen der „BKI Kostenplaner“ in der Version 19 für die übrigen Bauleistungen. Aus diesen Quellen wurde jeweils ein Wert für einen unteren und einen oberen Preis entnommen (Im BKI unterer bzw. oberer Grenzwert des Streubereichs um einen Mittelwert), so dass sich für jede Variante eine Kostenspanne zum Vergleich ergibt (siehe Bilder 3 und 4). Die Kostendaten aus beiden Quellen sind in Netto und für das 4. Quartal 2016.

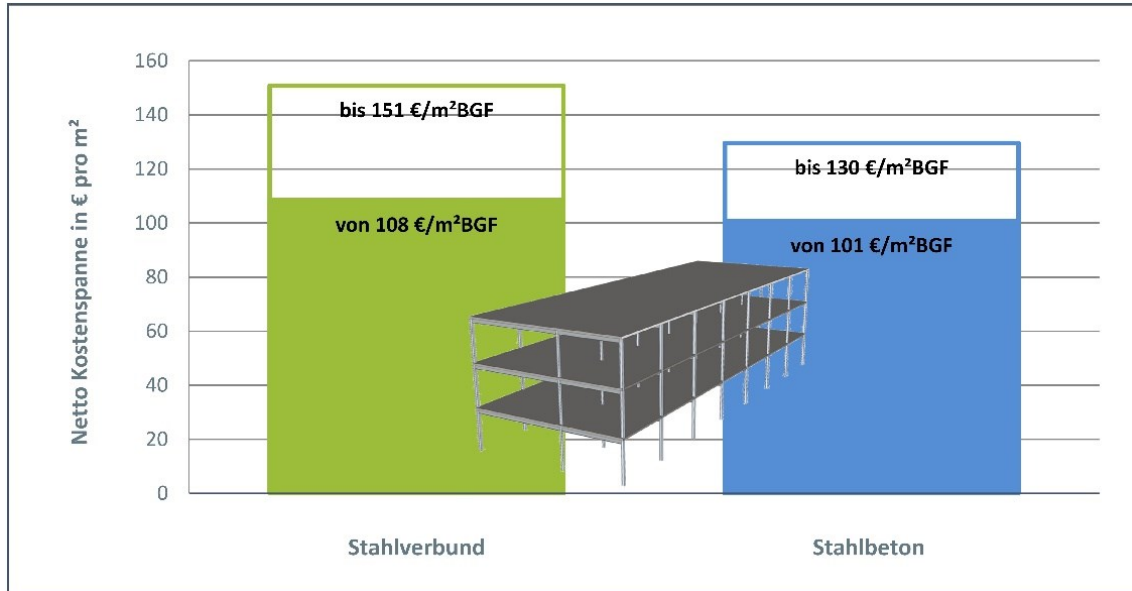


Bild 3: Kosten für das Tragwerk eines dreigeschossigen Bürogebäudes. Datenquellen: [4] für Baustahlelemente, Korrosionsschutz und Brandschutz, [5] für die übrigen Bauleistungen

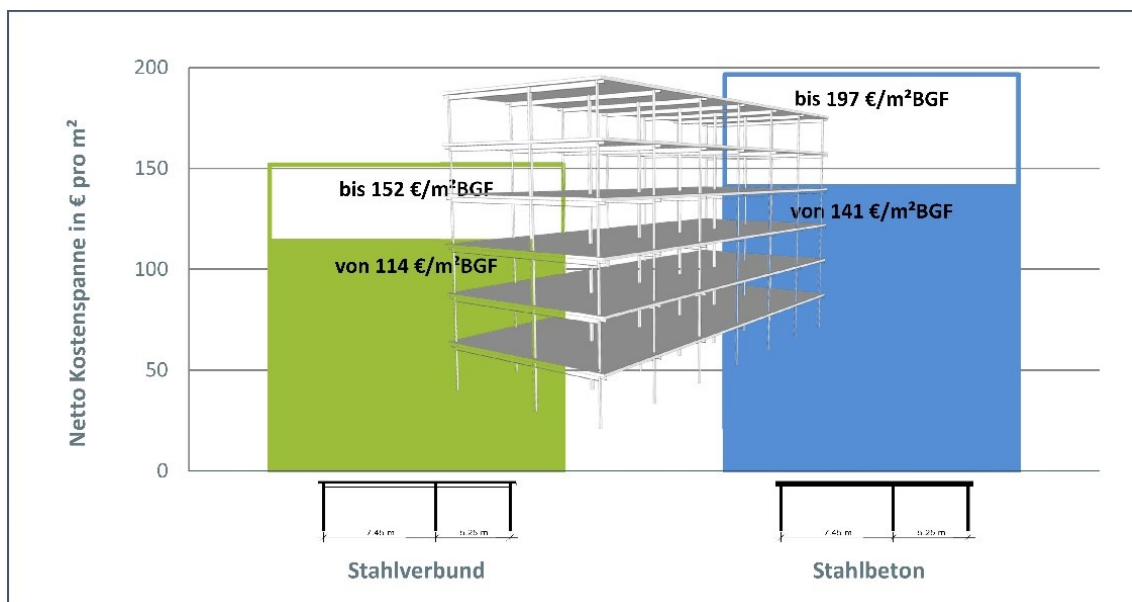
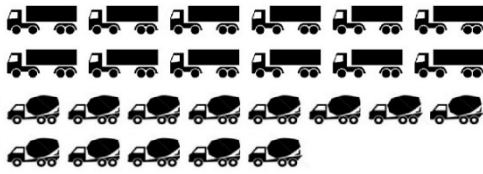


Bild 4: Kosten für das Tragwerk eines sechsgeschossigen Bürogebäudes. Datenquellen: [4] für Baustahlelemente, Korrosionsschutz und Brandschutz, [5] für die übrigen Bauleistungen

Die Baukosten der dreigeschossigen Stahlverbundvariante liegen in der Kostenspanne der Konstruktion aus Stahlbeton. Der Großteil der Kosten stammt aus den eingesetzten Elementdecken mit Aufbeton. Die Baustahlelemente haben inklusive Korrosionsschutz und Brandschutz einen Anteil von ca. 41% an der Gesamtsumme (Bild 3). Die Kosten der sechsgeschossigen Stahlverbundvariante liegen hingegen unter denen der Konstruktion aus Stahlbeton. Auch hier tragen die Elementdecken den Großteil der Kosten bei. Die Baustahlelemente haben inklusive Korrosionsschutz und Brandschutz nur einen Anteil von ca. 30% an der Gesamtsumme (Bild 4).

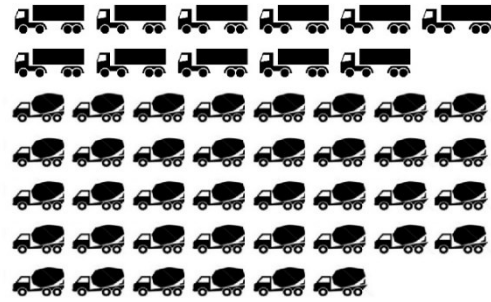
3.3 Transportaufwand zur Baustelle

Büro in Verbundbauweise



12x LKW für Stahlbauteile, Bewehrung, Filigranplatten und Brandschutz
13x Fahrmischer für Beton

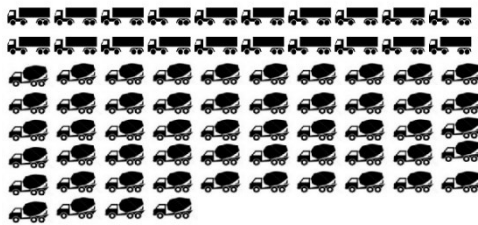
Büro in Stahlbetonbauweise



11x LKW für Bewehrung und Filigranplatten
38x Fahrmischer für Beton

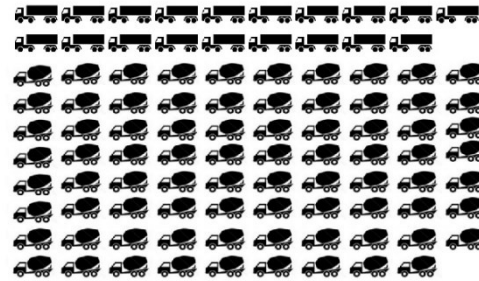
Bild 5: Transportaufwand zur Baustelle für dreigeschossige Bürogebäude, Grundlagen: Massen siehe Bild 1, Nutzlast LKW ~26t /10 Filigranplatten, Betonmischer Fassungsvermögen ~8m³

Büro in Verbundbauweise



20x LKW für Stahlbauteile, Bewehrung, Filigranplatten und Brandschutz
54x Fahrmischer für Beton

Büro in Stahlbetonbauweise



19x LKW für Bewehrung und Filigranplatten
79x Fahrmischer für Beton

Bild 6: Transportaufwand zur Baustelle für sechsgeschossige Bürogebäude, Grundlagen: Massen siehe Bild 2, Nutzlast LKW ~26t /10 Filigranplatten, Betonmischer Fassungsvermögen ~8m³

Für die Stahlbauvariante werden deutlich weniger Fahrten zur Baustelle benötigt. Das bedeutet neben den Anlieferzeiten und der Verkehrsbelastung auch bis zu 39%weniger Umwelteinwirkungen (zum Beispiel auch Feinstaubbelastungen) und Energieverbräuche aus den Transporten der Baustoffe (Bild 5 und 6).

3.4 Ökobilanzielle Vergleiche

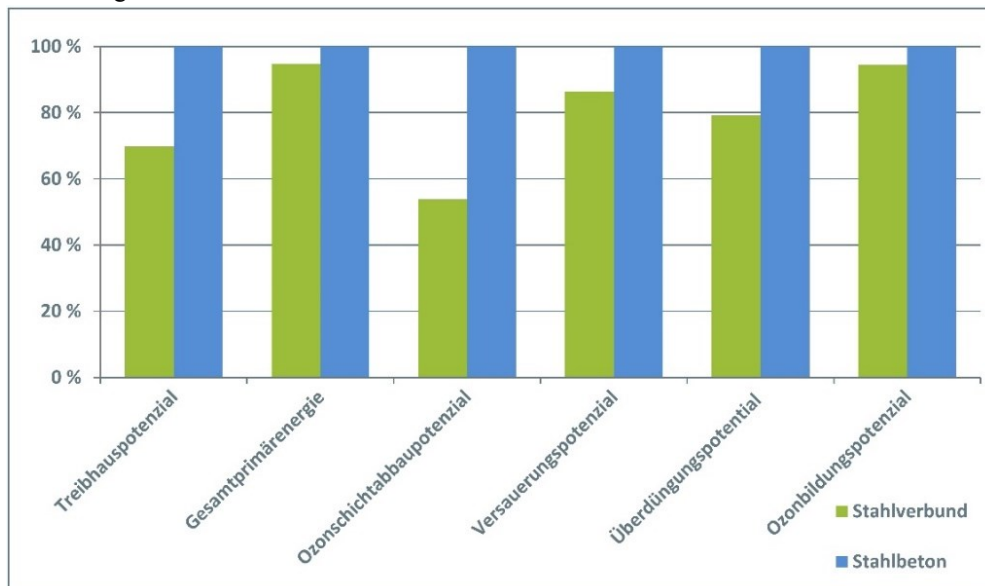


Bild 7: Vergleich der Ökobilanzergebnisse für dreigeschossige Bürogebäude, Datenquellen: [6],[7],[8],[9]

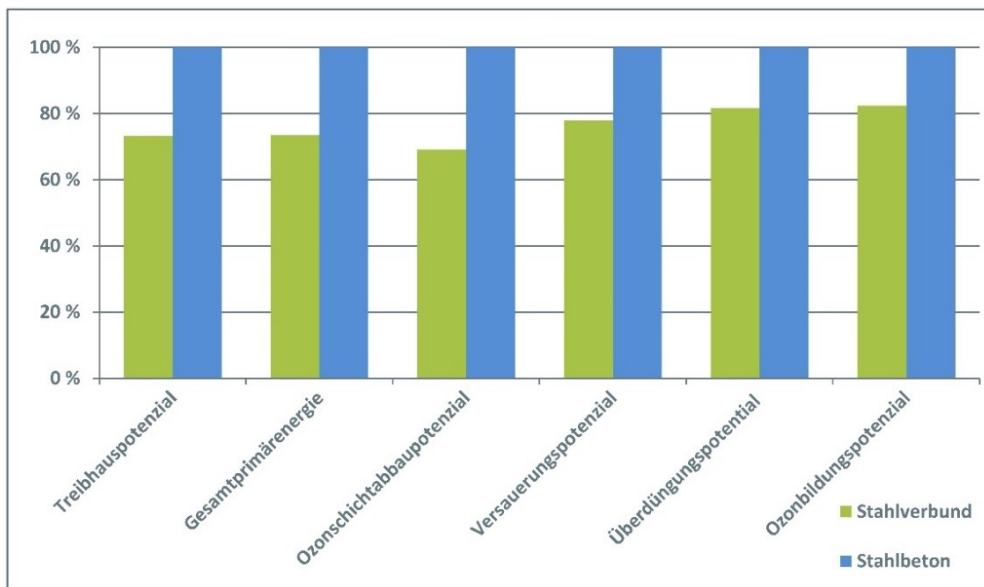


Bild 8: Vergleich der Ökobilanzergebnisse für sechsgeschossige Bürogebäude, Datenquellen: [6],[7],[8],[9]

Beim ökologischen Vergleich der verschiedenen Bauweisen wird deutlich, dass Baustahl nicht nur bei Baukosten und Materialtransporten konkurrenzfähig ist, sondern auch Vorteile bei der Ökobilanz bietet. Bei dem dreigeschossigen Mustergebäude schneidet die Stahlverbundbauweise bei allen Umweltwirkungen besser ab als die Stahlbetonbauweise. Je nach betrachteter Umweltwirkung sogar bis zu 47% (Bild 7). Die Eingangsstudie der TU Darmstadt [1] zeigte außerdem, dass die Aufwendungen für den Brandschutz die für einen Stahlverbundbau oft zu hoch eingeschätzt werden, weder bei den Baukosten noch bei der Ökobilanz ausschlaggebend sind. Auch bei der sechsgeschossigen Variant liegt die Stahlverbundbauweise bei allen Umweltwirkungen unter denen der Stahlbetonbauweise. Je nach betrachteter Umweltwirkung hier bis zu 31% (Bild 8). Die Eingangsstudie der RWTH [3] zeigte auch, dass sich die gesamte Gebäudespannweite von 12,7m auch ohne Mittelstütze realisieren ließe ohne einen großen negativen Einfluss auf die Ökobilanz zu haben. Die Umweltwirkungen liegen bei der weitspannenden Stahlverbundlösung trotzdem noch unter denen der Stahlbetonlösung mit Mittelstützen. Die so gewonnene Flexibilität sorgt für eine gute Umnutzbarkeit und verlängert die Lebensdauer des Gebäudes.

4 Quellenangaben

- [1] Lange, J., Hubauer, A.: Fosta Forschung für die Praxis P 826, Wirtschaftlichkeit des Einsatzes von Stahl im Geschossbau unter besonderer Berücksichtigung des Brandschutzes, 2012, Düsseldorf
- [2] Lange, J., Hubauer, A., Siebers, R.: Ökonomie und Ökologie von Bürogebäuden in Stahlbauweise, In: Deutscher Stahlbautag 2012, Aachen
- [3] Siebers, R., Hauke, B., Pyschny, D., Feldmann, M., Kuhnhenne, M.: Ecological efficiency of office buildings, In: Eurosteel 2014, Neapel
- [4] bauforumstahl (Hrsg.): Kosten im Stahlbau 2017 Basisinformationen zur Kalkulation, 2017, Düsseldorf
- [5] Baukosteninformationszentrum Deutscher Architektenkammern: BKI Kostenplaner: Software und Datenbank zur sicheren und schnellen Baukostenermittlung Version 19
- [6] IBU (Institut für Bauen und Umwelt e. V.) (Hrsg.): Umwelt-Produktdeklaration nach ISO 14025 für Baustähle: Offene Walzprofile und Grobbleche (bauforumstahl e.V.) EPD-BFS-20130094-IBG1, 2013, Berlin
- [7] IBU (Institut für Bauen und Umwelt e. V.) (Hrsg.): Umwelt-Produktdeklaration nach ISO 14025 für Beton der Druckfestigkeitsklasse C30/37 (InformationsZentrum Beton GmbH) EPD-IZB-20130431-IBG2, 2013, Berlin
- [8] IBU (Institut für Bauen und Umwelt e. V.) (Hrsg.): Umwelt-Produktdeklaration nach ISO 14025 für Beton der Druckfestigkeitsklasse C25/30 (InformationsZentrum Beton GmbH) EPD-IZB-20130421-IBG2, 2013, Berlin
- [9] Bundesministeriums für Umwelt, Naturschutz, Bau und Reaktorsicherheit: ÖKOBAUDAT. www.oekobaudat.de Stand 01.01.2018, Berlin

Next Generation Stahlbau?

Univ. Prof. Dr.-Ing. Ulrich Knaack * **

* Technische Universität Darmstadt, Institute of Structural Mechanics and Design, Germany,
knaack@ismd.tu-darmstadt.de

** Technical University Delft, Chair Design of Construction, The Netherlands,
u.knaack@tudelft.nl

Abstract / Inhalt:

Beitrag zum Verständnis der Entwicklung der konstruktiven Fügung von Stahlbaukonstruktionen, beginnend mit Gusseisen-Konstruktionen, gefolgt von genieteten und geschweißten Konstruktionen, welche durch die Möglichkeiten der additiven Herstellung im Stahlbau einen möglichen weiteren Entwicklungsschritt erreichen.

Stichworte: Stahlbau, Konstruktive Fügung, Verbindungstechnologie, Additive Herstellung

1 Einleitung: Stahlbau und additive Herstellung?

Für einen Beitrag für den Stahlbau-Kollegen einer Bauingenieur fakultät braucht es selbstverständlich ein Thema im Bereich des Stahlbau - und da wir beide das Thema der additiven Herstellung für uns entdeckt haben, Prof. Dr. Jörg Lange im Bereich Stahlbau und ich selbst im Bereich der Funktionalität der Bauteile, möchte ich hier einen Beitrag in der Identifizierung möglicher neuer Entwicklungen – konstruktiv sowie funktional – leisten. Anhand einer kleinen Herleitung wird die Logik des konstruktiven Fügens von Bauteilgröße, deren Geometrie und Funktionalität dargestellt. Dies wird im Folgenden auf den Stahlbau bezogen beleuchtet. In einem dritten Teil werden die derzeit üblichen Verfahren der additiven Herstellung kurz angesprochen und die beiden im Stahlbau derzeit üblichen Verfahren vorgestellt – gefolgt von einigen Ideen zur konstruktiven und funktionalen Weiterentwicklung im Stahlbau.

2 Verbindungen von Bauteilen

Die konstruktive Verbindung von Bauteilen kann auf verschiedenen Wegen erfolgen: via Formschluss, also durch direkte Einleitung einer Kraft von einem Bauteil in ein anderes Bauteil oder mittels einem Verbindungsbauteil. Alternativ können Kräfte mittels Kraftschluss übertragen werden. Hierbei werden die Kräfte mittels Reibung von einem zum anderen Bauteil übertragen. Vom Stoffschluss spricht man, wenn Bauteile auf atomarer oder molekularer Ebene miteinander verbunden werden. Hierbei handelt es sich um nicht lösbare Verbindungen (1).

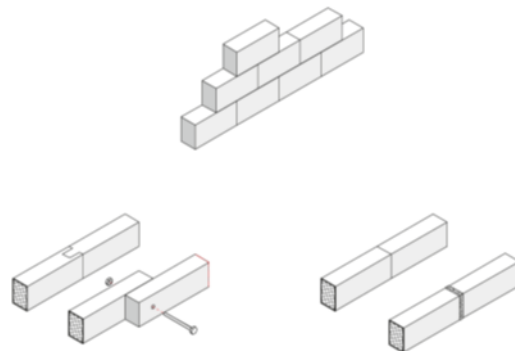


Bild 1: Form-, Kraft- und Stoffschluss von Bauteilen (1)

Entsprechend erkennen wir bei der Nutzung einzelner Baumaterialien die Abhängigkeiten der Krafteinleitung für die konstruktive Fügung: ein Mauerwerkziegel ist nur begrenzt in der Lage, Zugkräfte aufzunehmen und wird deshalb mittels Formschluss gefügt, im Falle des Mauerwerks durch Druckkrafteinleitung. Für Holz gilt, dass neben dem Stapeln auch die Einleitung von Zugkräften möglich ist, entweder durch ein Verzahnen der Bauteile oder durch Verbindungsmittel wie Bolzen und Schrauben. Mit der Verwendung von Klebeverbindungen können im Holzbau auch stoffschlüssige Verbindungen erzeugt werden. In der Adaption des Holzbaus wurden im Stahlbau zu Beginn Formschluss-Verbindungen erzeugt, die sich später zu Kraftschluss-Verbindungen und im Folgenden zu Stoffschluss-Verbindungen entwickelt haben – aber dazu später im Text. Für den Beton gilt, dass mit der Entwicklung des Stahlbetons, also dem Einbringen von Stahl zur Aufnahme des Zugs im Bauteil, die Möglichkeit bestand, über den rein druckbelasteten Formschluss als Verbindung hinaus auch zugbelastete Verbindungen zu ermöglichen, wenn die Kräfte

in den Anschlusspunkten entsprechend umgeleitet werden. In gleicher Weise kann Glas als Konstruktionswerkstoff betrachtet werden: aufgrund von haarfeinen Oberflächenrissen nur begrenzt geeignet, Zugkräfte aufzunehmen, sind gestapelte Konstruktionen naheliegend. Mit der Einbringung von Vorspannkraften in den Werkstoff und / oder Verbindungsfolien zwischen einzelne Lagen können nun Kräfte so eingeleitet werden, dass sowohl Kraftschluss, Formschluss und Stoffschluss genutzt werden können.

3 Entwicklung der konstruktiven Fügung im Stahlbau

Betrachten wir die Entwicklung der konstruktiven Fügung entsprechend der jeweils möglichen Technologie der Fügung und der Materialherstellung, so ist gut erkennbar, dass diese die Geometrie und Gestaltung der Knoten wesentlich beeinflussen. Als erstes Beispiel sei der Gussstahl genannt – am Beispiel der Puente de Isabell II in Sevilla. Diese 1848-52 von den französischen Ingenieuren Ferdinand Bernardet und Gustave Steinacher entwickelte Bogenbrücke besteht aus drei Hauptbögen, gefertigt aus jeweils 5 gusseisernen tragenden Rippen, auf die als Verbindung zur Fahrbahn in den Zwickeln in der Größe abnehmende gusseiserne Ringe montiert sind. Da Gusseisen und damit spröde, war eine Einleitung von Zugkräften schwierig möglich, weshalb eine Konstruktion gewählt wurde, bei der mittels Formschluss die Kräfte (Druck) übertragen werden. Wie in den Abbildungen erkennbar, wurden die einzelnen Bögen aus kurzen Bogenstücken und diese wiederum aus Halbschalen zusammengesetzt, da diese leichter herzustellen waren (2/3).



Bild 2: Puente de Isabell II / Sevilla

Mit der Entwicklung der Technologie wurde es möglich, großformatige Stahlplatten herzustellen und diese mittels glühend eingebrachter Niete so zu verbinden, dass die beiden Stahlplatten aufeinander gepresst wurden. Durch diesen Kraftschluss entstand die Möglichkeit, größere Bauteile als in der Produktion möglich, zu erzeugen. Als Beispiele seien hier die 1882 – 90 von John Fowler und Benjamin Baker geplante Forth Bridge bei Queensferry genannt. Die aus drei Pfeilern mit Auslegern und verbindenden Einhängeträgern bestehende Konstruktion überspannt den Firth of Forth. Die Ausleger bestehen aus einem Obergurt für die Einleitung der Zugkräfte und einem Untergurt als Rohrprofile für die Druckkräfte. Die Dimension der Konstruktion machte es notwendig, Stahlbauteile jenseits der herstellbaren Abmessungen zu verwenden, weshalb diese aus Einzelteilen zusammengesetzt werden. Die Verbindung erfolgt über Niete. Wie in den Abbildungen erkennbar, wurden so grossformatige Stahlplatten zu den Rohrprofilen zusammengesetzt (4).



Bild 3: Forth Bridge über den Firth of Forth / Queensferry

Mit der Entwicklung der Schweißtechnologie bestand im Folgenden die Möglichkeit, großformatige Bauteile nicht nur durch Überlagerung einzelner Flächen zu erzeugen, sondern diese direkt aneinander zu stoßen und zu einem homogenen Bauteil zu verbinden – es entsteht ein Stoffschluss, welcher der die mögliche Dimension einer Konstruktion erweitert. Um im Beispiel der Brücken zu bleiben, sei hier die Erasmus Brücke in Rotterdam vorgestellt: die Schrägseilbrücke überspannt die Nieuwe Maas und wurde von Van Berkel & Bos entworfen und 1994-96 gebaut. Der aus Stahl bestehende Hohlkasten des Pylons wurde aus Stahlplatten geschweißt, Versteigungsrippen im Inneren verhindern das Knicken der Konstruktion. Wie in den Abbildungen erkennbar, sind auf diese Weise großformatige Bauteile aus homogenen Stahlflächen möglich, die entsprechend der konstruktiven Notwendigkeit geformt und gefügt werden können (5).



Bild 4: Erasmus Brücke / Rotterdam

Die Beispiele, die hier vorgestellt wurden, verdeutlichen, dass die Technologien der konstruktiven Verbindung definiert, wie groß und komplex Bauteile ausgeführt werden können. Dies bezieht sich zum einen auf die Möglichkeiten der Herstellung des Ausgangsmaterials und dessen Abmessungen und zum anderen auf die Möglichkeiten der Fügung an sich - also wie, in welcher Dimension und in welchem Geometrie Bauteile gefügt werden können. Daraus leitet sich die Möglichkeit der Krafteinleitung –Formschluss, Kraftschluss und Materialschluss – her, welche auch die übertragbaren Kräfte definieren.

4 Additive Herstellung

Die additive Herstellung ist eine Fertigungsmethode, bei welcher nicht abtragend aus einem Vollmaterial oder mittels Umformung ein Bauteil erzeugt wird, sondern durch das Aufbringen bzw. das Verfestigen kleiner Materialmengen ein Volumens entsteht und damit das Bauteil. Je kleiner die Materialmengen, je exakter aber auch langsamer in der Herstellung sind die Bauteile. Im allgemeinen werden die Verfahren Photopolymerisation (selektive Verfestigung eines Polymers mittels UV Licht), Binder Jetting (dünne Pulverschichten werden mit Bindern verklebt), Material Jetting (Polymere oder Wachs werden auf eine Plattform aufgebracht), Material Extrusion (Material wird via Düse extrudiert und erstarrt) und Powder Bed Fusion (dünne Pulverschichten werden punktuell geschmolzen) (6)

Neben ersten Fassadenobjekten im Bereich der Polymere befindet sich der Bereich der Materialeextrusion von Beton in einem Hype der Entwicklungen für das Bauwesen. Nahezu 80% der derzeit (2018) aktiven Forschungsprojekte der additiven Herstellung für das Bauwesen sind in diesem Bereich zu finden (7).

Für den Bereich des Stahlbaus kommen zwei Technologien in Frage: zum einen Powder Bed Fusion, bei welchen dünne Schichten aus Metallstaub aufgebracht werden und mittels eines Lasers geschmolzen und damit verfestigt werden – auch lasersintern genannt. Ein anders Verfahren ist das der Material Extrusion, welches umgangssprachlich auch Auftragsschweißen genannt werden kann und als additive Herstellung bezeichnet werden kann, wenn das Schweißgerät digital gesteuert wird.

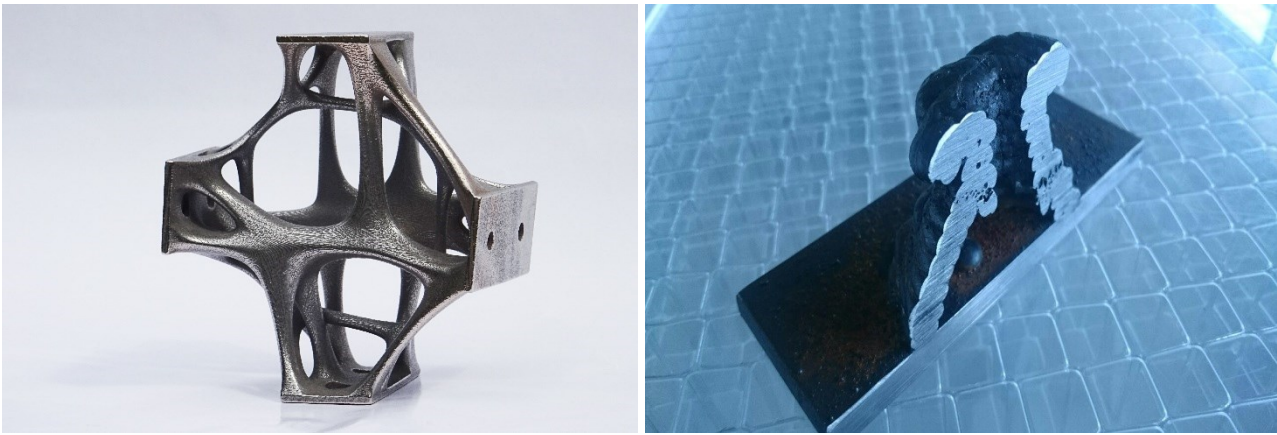


Bild 5: Links Stahlknoten mittel Powder Bed Fusion erzeugt (Bayu Prayudhi / TU Delft), rechts geschnittener Versuchskörper, erzeugt mittels Auftragsschweißen (ISMD + ISWM TU Darmstadt)

5 Potential Stahlbau 2.0?

Vor dem Hintergrund des Entwicklungen der konstruktive Fügung von Stahlbauteilen und der sich derzeit in einer rapiden Entwicklung befindlichen Technologie der additiven Herstellung – ob nun Powder Bed Fusion oder Material Extrusion – lassen sich folgende Potentiale für zukünftige Entwicklungen skizzieren:

A – Optimierung von Auflagern und Anschlussknoten für komplexe Bauteile und Geometrien.

B – Passgenaue Verbindungsbauteile für geometrisch vorgegebene (Bestand / Neubau) Situationen.

C – Vollständige Stahlbauteile mit komplexen Geometrien, die nicht mittels konventionelle Methoden hergestellt werden können (beweglich Komponenten, Hinterschnitt-Situationen etc.).

D – Integration von weiten, nicht nur konstruktiven Funktionen in Stahlbauteile (Leitungsführung, technische Infrastruktur etc.).

Kritisch wird bis auf Weiteres die Qualität der Ergebnisse im Sinne von Materialparametern sein. Auch sind die Prozesszeit und damit die Kosten ein Parameter, welcher noch einer weiteren Entwicklung bedarf, bevor diese technologisch großmasstäblich zur Anwendung kommen wird. Interessant ist hierbei auch, dass die Entwicklung zwar in anderen industriellen Bereichen bereits voran geschritten ist, allerdings immer noch keine für das Bauwesen mit seiner auf Dauerhaftigkeit ausgelegten Bewertungsansätze für Materialien und Konstruktionen vorliegen, geschweige denn Ansätze für ein Evaluierungsinstrument.

Trotz dieser Hindernisse, welche durch Forschung überwunden werden werden, lässt sich aber auch erkennen, dass die beschriebene Technologie der additiven Herstellung – neben anderen Materialien im Bauwesen – insbesondere im Stahlbau das Potential bietet, einen ähnlichen epochalen Einfluss zu haben, wie der Schritt vom Gusseisen zur genietete und später geschweißten Konstruktion.

6 Quellenangabe

- [1] Maarten Meijs, Ulrich Knaack: Principels of Construction - Components and Connections, Birkhäuser Verlag, Berlin 2009
- [2] https://de.wikipedia.org/wiki/Puente_de_Isabel_II - 04.03.2018
- [3] Webpage des Patrimonio Inmueble de Andalucía, Instituto Andaluz del Patrimonio Histórico – 04.03.2018
- [4] https://de.wikipedia.org/wiki/Forth_Bridge - 04.03.2018
- [5] <https://de.wikipedia.org/wiki/Erasmusbr%C3%BCcke> – 04.03.2018
- [6] Knaack, Ulrich et all: Imagine 10 – Rapids 2.0 – NAI/010 Publisher, Rotterdam 2016
- [7] <https://www.am4ae.com/> - 05.03.2018

Experimental and Analytical Fatigue Assessment of High-Strength Bolts for Wind Turbine Structures

Univ. Prof. Dr.-Ing. Peter Schaumann *
Dipl.-Ing. Rasmus Eichstädt *

* Leibniz Universität Hannover, ForWind – Centre for Wind Energy Research,
Institute for Steel Construction, Germany,
schaumann@stahl.uni-hannover.de, eichstaedt@stahl.uni-hannover.de

Abstract:

Bolted connections in support structures for wind turbines need to be thoroughly designed against fatigue damage. However, fatigue testing of large-size bolts under representative mean load level is technically challenging. Thus, experimental validation of applicable design fatigue curves for bolts with large diameters is limited. In this paper, comprehensive fatigue tests on high-strength bolt assemblies with large diameter M36 and very large diameter M64 are presented. Thereby, the influence of the zinc coating on the fatigue resistance of large-size bolts is evaluated. Moreover, the results enable a good assessment of the influence of an increased diameter on the bolt's fatigue characteristics and, for the first time, the verification of normative S-N curves for very large bolt diameter M64. Finally, an analytical fatigue calculation approach for large-size bolts, based on the local strain-life concept, is presented. The calculations are validated on the previously describes experimental results.

Keywords: high-strength bolts, ring-flange connections, fatigue, experimental testing, hot-dip galvanized, strain-life concept

1 Introduction

Bolted ring-flanges are widely used in support structures for offshore wind turbines for the connection between tower segments or between tower and sub-structures, such as jackets, tripods or even floating structures, cf. Figure 1 (left). Moreover, bolted connections may also be applied as alternative to grouted joints for the conjunction between transition piece and monopile foundations. Ring-flange connections in wind turbines are usually executed with pre-stressed, high-strength bolt assemblies (System HV) with large diameters of M36 and bigger. At the bottom parts of the supporting steel towers the magnitude of the acting loads usually requires the application of very large bolt diameters M64 or M72, cf. Figure 1 (right). The bolts are subjected to high cyclic loads with considerable numbers of load cycles and variable amplitudes. Thus, for reduction of fatigue loads, preloading of the bolts with high forces is essential to ensure structural integrity.

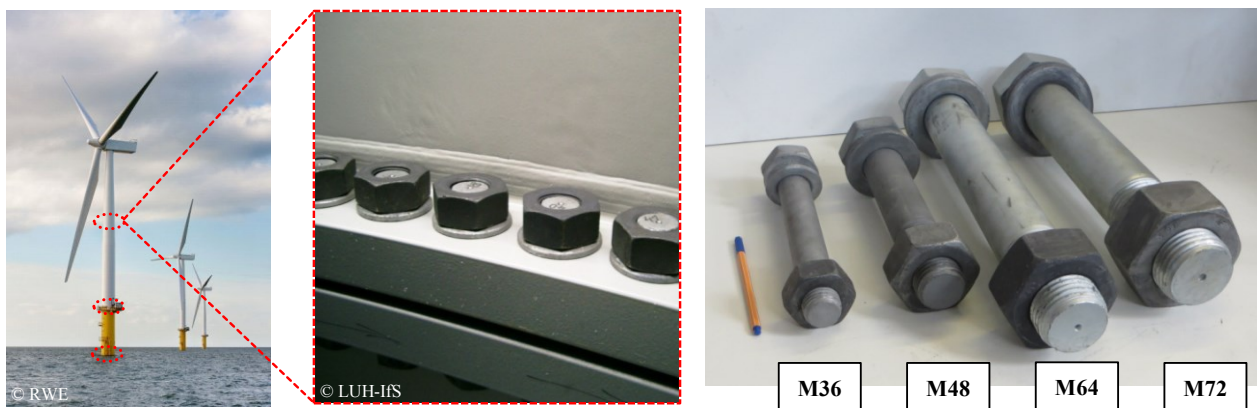


Figure 1: Ring-flange connections in wind turbine support structures (left); large-size HV-bolt sets (right)

Reliable protection against corrosion of bolts is commonly achieved by hot-dip galvanizing. It is known that the zinc coating has a negative impact on the fatigue strength of structural steel members. The causative damage mechanism is investigated in new research works by Oechsner et al. [1] and Simonsen [2]. Moreover, the high mean stress level effects the bolt's fatigue behaviour (cf. Schneider [3], Marten [4]) and thus needs to be considered in experimental analyses.

However, experimental fatigue investigations under representative mean stress level are a demanding and time consuming task for bolts with large diameters. Hence, until now the quantitative effect of hot-dip galvanizing on the fatigue strength of large-size bolt assemblies is still under investigation. Moreover, S-N curves in design standards for

fatigue verification are only validated on smaller bolts. Analytical fatigue assessment approaches, based on the local elastic-plastic loading conditions inside the paired thread between bolt and nut, may be an alternative to investigate parameters, which influence the fatigue characteristics of large-size bolts, instead of expensive experimental tests

2 Experimental fatigue assessment

2.1 Test set-up

Fatigue tests were performed in two coherent test series on high-strength bolt assemblies of diameters M36 and M64. The tested specimens consisted of complete HV-bolt sets (including bolt, nut and two shims) of strength class 10.9 with geometrical properties according to DIN EN 14399-4 [5] (M36) and DAST-Guideline 021 (M64) [6]. To analyse and quantify the impact of hot-dip galvanizing on the bolt's fatigue strength, comparative tests were performed on uncoated black (B) as well as normal-temperature (NT, $\sim 450^\circ\text{C}$) and high-temperature (HT, $\sim 530^\circ\text{C}$) hot-dip galvanized bolts, cf. Figure 2. However, it was refrained from testing HT galvanized bolts of diameter M64 because of the high likelihood of liquid metal assisted cracking (LMAC).

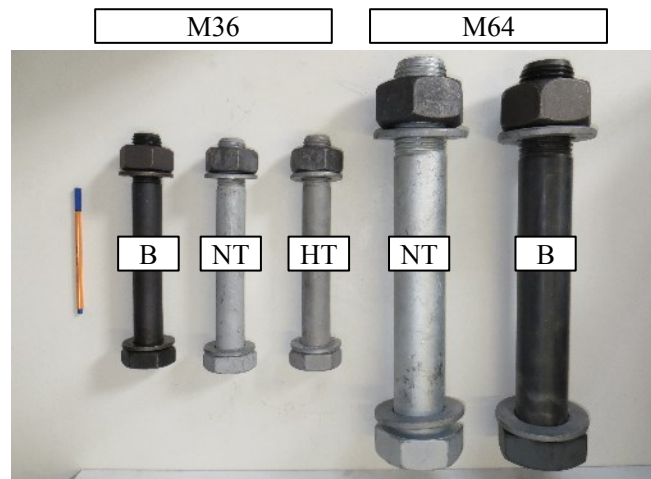


Figure 2: Investigated HV-bolt set configurations

All bolts of each respective diameter were produced in an identical manufacturing batch and rolled before heat treatment. It can thus be presumed that compressive residual stresses, resulting from the non-cutting shaping process, have dissipated during subsequently performed tempering. Due to stronger requirements for manufacturing of larger bolts, the material composition between bolts of diameter M36 and M64 varied; moreover, the specimens for the two test series were provided by different manufacturers. The conducted fatigue test comply with the general requirements given in DIN 969 [7]. The tests were performed under constant amplitudes with pure axial loading and under a representative high nominal mean stress S_m , corresponding to the nominal pre-load level for HV-bolts according to [6], given in dependence of the characteristic 0.2% plastic strain limit $R_{p,0.2,nom}$ of the high-strength bolt material as:

$$S_m \approx 0.7 \cdot R_{p,0.2,nom} = 0.7 \cdot 900 = 630 \text{ N/mm}^2 \quad (1)$$

The tests on bolts M36 were performed in a high frequency pulsator (1 MN MOT, Figure 3, left) with an achievable testing frequency of about 50 Hz. For testing of the M64 bolts the conduct in a high-strength servo-hydraulic testing machine (10 MN max. capacity, Figure 3, right) was necessary to enable testing under the aspired representative mean load level. As a consequence, the frequency was significantly reduced to about 2-4 Hz. Due to the considerably longer testing duration and high testing costs, the M64 tests aimed for a validation of the M36 test results with a much lower number of specimens.

The specifications for two test series are summarized in Table 1.

Table 1: Specifications for constant amplitude fatigue test series on HV-bolt sets M36 and M64

HV-bolt sets	Manufacturer	Boundary layer configurations	Material	Mean load	Test frequency	Total No. of specimens
M36x270 10.9	Man. A	B, NT, HT	32CrB4	515 kN	~ 50 Hz	~ 100
M64x450 10.9	Man. B	B, NT	30CrNiMo8	1680 kN	$\sim 2-4$ Hz	18

B: black; NT: normal temperature galvanized; HT: high temperature galvanized



Figure 3: Test setup for fatigue tests on HV-bolt sets M36 in a high frequency pulsator (left) and for HV-bolt sets M64 high-strength servo-hydraulic testing machine (right)

2.2 Test results

Under application of standardized statistical evaluation methods according to [7] complete S-N curves were determined for the bolts of diameter M36, which include the fatigue strength in the high cycle fatigue range (HCF) as well as a statistical estimation of the endurance limit. An isolated result comparison of the M36 test series can be found in [8]. A summary in context to previously available tests on HV-bolt sets with large diameters is given in [9]. The test results for bolts M36 showed a reduction of the experimentally determined endurance limit caused by hot-dip galvanizing of about 20 %. Moreover, a clear reduction of endurable load cycles was also present in the HCF. There was no statistically relevant deviation of fatigue strength between NT- and HT-galvanized bolts. However, it is noted that, for example, German DSV-GAV guideline [10] only allows high temperature galvanizing for bolt diameters < M27 because of risk of LMAC.

Tests on bolts M64 were primarily performed in the HCF with load cycle numbers between $1 \cdot 10^4$ and $5 \cdot 10^5$. Thus, statistical evaluation of results is enabled by a linear regression analysis in double logarithmic scale. Additionally, a number of spot tests were performed at lower load levels in order to obtain a tendency of the location of the endurance limit (see also [9]). These tests were not considered in statistical evaluation of the HCF.

Figure 4 shows the test results of M64 HV-sets in comparison to the results of M36 HV-sets for black and NT-galvanized bolts. A substantially reduced fatigue strength in the HCF is detected for uncoated black bolts. A reduction of fatigue strength in the HCF, however considerably less pronounced than for the uncoated bolts, is also visible for the NT-galvanized bolts. For the bolts M64, in direct comparison of both tested boundary layer configurations only a minor statistical deviation of the determined S-N curve in the HCF is present in the results.

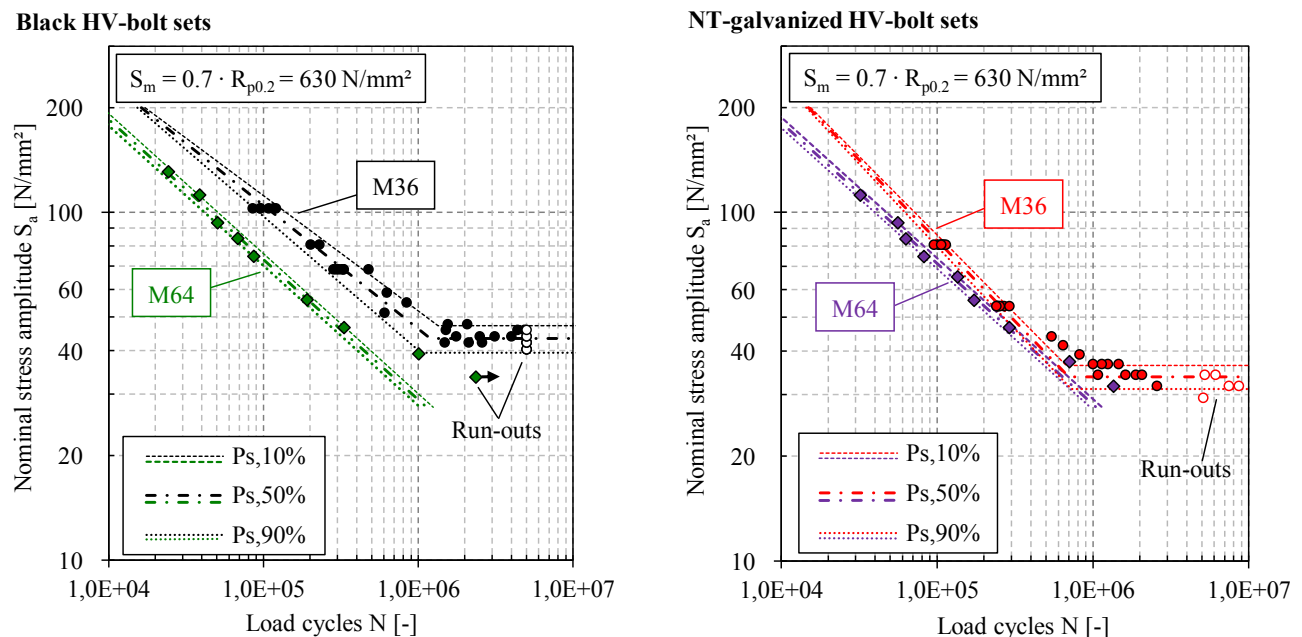


Figure 4: Comparison of fatigue test results between M36 and M64 HV-bolt sets (left: uncoated black; right: NT-galvanized)

It must be concluded that the beneficial boundary layer condition, observed for black bolts with smaller diameters, is superimposed by an additional, presumably manufacturing related, unfavourable effect. To clarify the specific cause, further investigations are necessary.

Validation of the relevant normative S-N curves from Eurocode 3 (EC3) as well as internationally renowned guideline for mechanical engineering VDI 2230 is graphically given for hot-dip galvanized bolts in Figure 5. The normative S-N curves are depicted in consideration of the respectively designated diameter dependent reduction factor. Additionally to the self-conducted experiments, the depiction also includes test results from Marten [4] for HV-bolt sets of size M48.

It can be confirmed that the utilization of the applicable fatigue class FAT50 from EC3 provides safe design basis for all considered bolt sizes, provided that the thickness reduction factor is considered additionally. With respect to the obtained results for bolt diameter M64, the assumed thickness reduction is conservative. Moreover, considering the results in the transition region to the endurance limit (TEL) of M36 bolts, the given pathway of the EC3 S-N curves lead to underestimation of fatigue strength at lower load levels.

The diameter dependent function of VDI 2230 for the endurance limit provides a close, yet safe, approximation to the results of the M36 and M48 hot-dip galvanized bolts (for diameter M64 no significant results are available for the TEL). In the HCF, however, failures of test specimens occurred at load cycles below the corresponding fatigue curve of the guideline; this tendency is especially pronounced for the M64 bolts. Solely at the upper test horizon of the M48 bolts all test results lie above the design S-N curve of the guideline. However, due to limitations of the available testing facility, the test were conducted under a reduced mean load of only about 20 % of the regular preload level (acc. to Eq. (1)), cf. [4]. Presumably, this has caused a favourable effect to the bolt's fatigue strength, especially at higher load levels.

In conclusion, the reduction of fatigue strength in the HCF caused by an increased diameter is not covered satisfactorily by the guideline. For a more detailed evaluation of the size-reduction functions of EC3 and VDI 2230 as well as a discussion of normative S-N curves with respect to uncoated black bolts it is referred to [9].

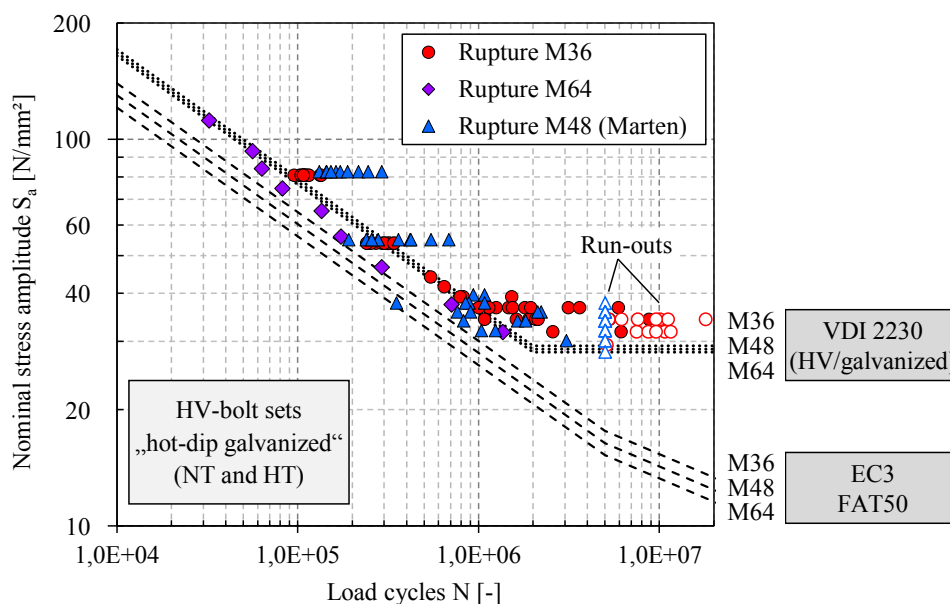


Figure 5: Validation of normative S-N curves from EC3 and VDI 2230 for hot-dip galvanized bolts with large diameters (NT & HT)

3 Analytical fatigue assessment

The local strain-life approach provides possibility to analyse fatigue relevant parameters within an analytical calculation procedure instead of expensive experimental tests.

In order to obtain required material data a characterization of the base material of the experimentally investigated M36 bolts was performed at the Chair and Institute for Material Testing, Technische Universität Darmstadt within a joint research project, cf. [1]. Additionally to basic tensile tests, the characterization included a series of strain-controlled constant amplitude tests without mean strain in order to determine the relevant material parameter for description of strain-life and cyclic stress-strain curve. Moreover, the material's cyclic relaxation behaviour was spot-check wise investigated in strain-controlled tests under high mean strain.

To supplement the available basis of material data from the research project, further tests are performed on the base materials for the investigated bolts M64 as well as bolts M48 from the test series conducted by Marten [4]. Given the limited number of available specimens and in order to confine testing efforts, contrary to the initial material tests, cyclic material data are determined by use of strain-controlled Incremental-Step-Tests (IST). Thereby, by documenting load

cycle numbers until crack initiation, a procedure proposed by Vormwald & Seeger [15] is utilized which enables to approximate the strain-life curve based on only two IST. For comparison purposes additional tests are also performed for the M36 bolt's base material. The results of the supplemental material characterizations are presented in [14].

The determination of local stresses and strains at the notch root of the most critically loaded first load bearing pitch of the bolt thread is achieved using finite element (FE) models of the HV-bolt sets, including non-linear material implementations and isotropic friction contact definitions. It has been shown for large-size bolts (cf. [4]), as well as for smaller size bolts (cf. eg. [13]), that under axial loads and linear-elastic material conditions the inclusion of the actual continuous pitch around the circumference of the thread within 3D solid model implementations does not critically affect the fatigue driving stress concentration. In [13] this is also confirmed for elastic-plastic material behaviour. Thus, in the present study a simplified axis-symmetric 2D FE-model, adapted from [4], is applied to assess the local loading condition, cf. Figure 6 (left). However, for assessment of bending influence, as caused by eccentric geometry and imperfections of ring-flange connections, still 3D model implementations, with or without consideration of a continuous pitch, are required, cf. [14].

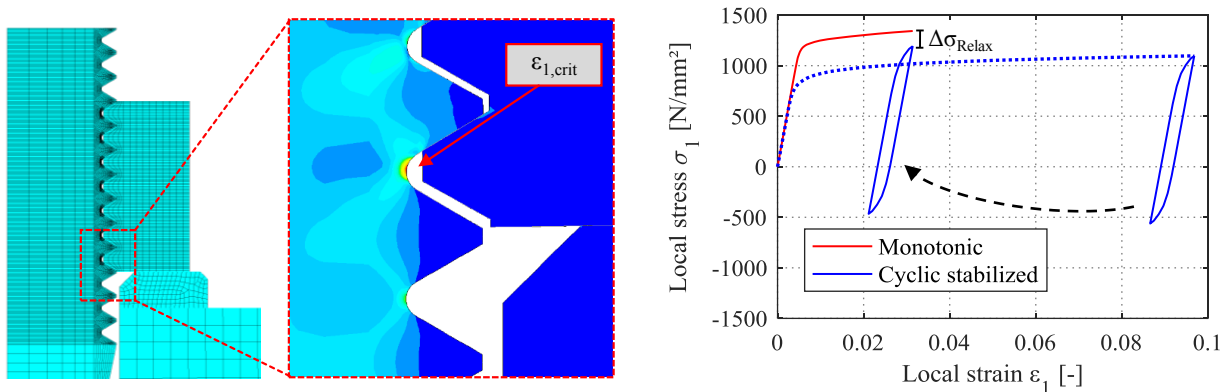


Figure 6: Axis-symmetric 2D FEM model for determination of fatigue critical local loading conditions (left); Synthesis of local stress-strain path at notch root using monotonic and cyclic material behavior (right)

Using a multilinear kinematic plasticity model, provided in the software package Ansys[®] (APDL), the non-linear material characteristics of the investigated bolt's base material is directly considered within the FE model. Following a procedure proposed by Schneider [13] for preloaded bolts, the pathway of the initial load application until first load reversal is calculated under consideration of monotonic material behaviour. The following cyclic hysteresis is determined using the stabilized cyclic stress-strain relation under consideration of kinematic hardening and then appended to the initial load path. For additional consideration of cyclic relaxation under high mean strains, the stress level of the hysteresis can be adapted based on the conducted material tests, cf. Figure 6 (right). The direct consideration of transient material behaviour within advanced FEM material implementations is investigated by Panic et al. [16]. However, in order to avoid associated extensive numerical effort, they recommend the method presented here for practical application.

Based on the determined local hysteresis and the material's strain-life curve and under consideration of the supporting effect caused by the decreasing stress gradient across the bolt diameter, fatigue life until crack initiation is calculated using the damage parameters according to Smith et al. [17] (P_{SWT}) and Vormwald [18] (P_J), cf. Figure 7. Calculation with the P_J -parameter provides a superior approximation of the experimental results for the black M36 bolts than with the P_{SWT} -parameter, especially when cyclic relaxation is considered. It has to be taken into mind that load cycles until initial technical cracking are compared to experimental load cycles until rupture. The full fatigue life can be calculated by additional application of Paris's law. For a more detailed discussion it is referred to [14] as well as [19].

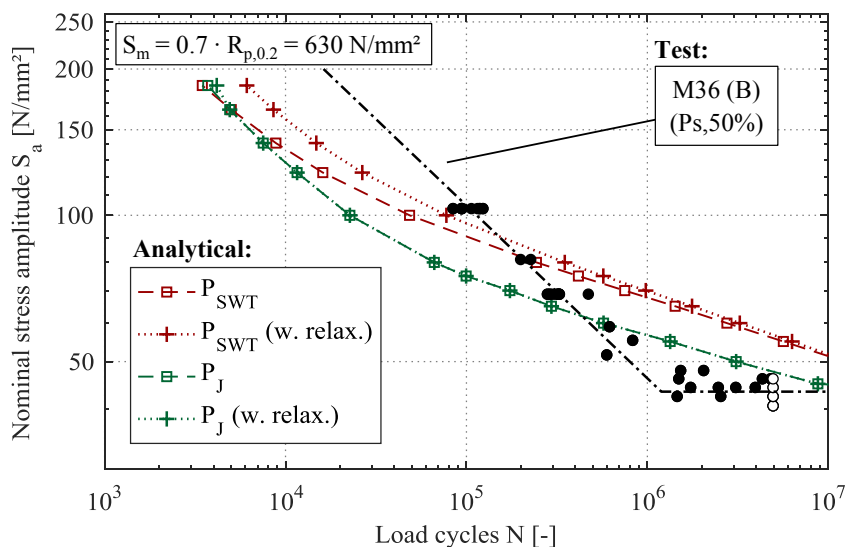


Figure 7: Comparison of analytical fatigue calculation with experimental results for black HV-bolts M36

4 Conclusions and outlook

In comprehensive fatigue tests under nominal pre-load level on large-size HV-bolt sets M36 and M64 it is proven that hot-dip galvanizing has a substantial impact on the bolt's fatigue strength. However, for the tested bolts with very large diameter M64 the beneficial characteristics of black uncoated boundary layer conditions are superimposed by additional effects, leading to a comparable fatigue strength as for the hot-dip galvanized specimens. Still, the test results confirm the safe applicability of EC 3 fatigue class FAT50 for the tested range of bolt diameters and all considered boundary layers. In guideline VDI 2230 the experimentally obtained reduction of fatigue strength, caused by the diameter, is underestimated in the high cycle fatigue range. The analytical fatigue calculation based on the strain-life approach enables further investigation of fatigue relevant parameters instead of expensive experimental tests. Under the relevant high mean stress level the P_J damage parameter is identified superior than the popular P_{SWT} -parameter. The accurate inclusion of the damage mechanism caused by hot-dip galvanizing to the calculation procedure remains a challenge.

5 Acknowledgements

Parts of the presented investigations were performed within the framework of the IGF-Project No. 486 ZN. The project of the Forschungsvereinigung Stahlanwendung e.V. (FOSTA) was funded under the auspices of AiF within the framework of the program for promotion of industrial community research and development (IGF) by the Federal Ministry of Economic Affairs and Energy pursuant to an order by the German Bundestag. The before mentioned institutions as well as the project partners at the Institute for Material Science, TU Darmstadt and the industrial project partners are kindly acknowledged.

6 References

- [1] Oechsner M., Beyer, J., Simonsen, F., Schaumann, P., Eichstädt, R.: Experimental and analytical assessment of the fatigue strength of bolts with large dimensions under consideration of boundary layer effects. Final Report P925/IGF No. 486, funded through Forschungsvereinigung Stahlanwendung by the German Federal Ministry of Economic Affairs and Energy, Düsseldorf, 2016, in German (in press).
- [2] Simonsen, F.: Der Einfluss von zinkbasierten Korrosionsschutzsystemen auf die zyklische Beanspruchbarkeit von Bauteilen aus Stahl. Dissertation, TU Darmstadt, 2015, in German.
- [3] Schneider, W.: Beanspruchbarkeit und Haltbarkeit hochvorgespannter Schraubenverbindungen. Dissertation, TU Darmstadt, 1993, in German.
- [4] Marten, F.: Zur Ermüdungsfestigkeit hochfester großer Schrauben. Dissertation, Institut für Stahlbau, Leibniz Universität Hannover, 2009, in German.
- [5] DIN EN 14399-4: High-strength structural bolting assemblies for preloading – Part 4: System HV – Hexagon bolt and nut assemblies, German version. DIN Deutsches Institut für Normung e. V., Berlin, 2006.
- [6] DASt-Guideline 021: Schraubenverbindungen aus feuerverzinkten Garnituren M39 bis 72. Deutscher Ausschuss für Stahlbau DASt, Stahlbau Verlags- und Service GmbH, Düsseldorf, 2013, in German.
- [7] DIN 969: Verbindungselemente mit Gewinde - Schwingfestigkeitsversuche bei Axialbelastung Prüfverfahren und Auswertung der Ergebnisse. DIN Deutsches Institut für Normung e. V., Berlin, 1997, in German.
- [8] Schaumann, P.; Eichstädt, R.; Oechsner, M.; Simonsen, F.: Ermüdungsfestigkeit feuerverzinkter HV-Schrauben in Ringflanschverbindungen von Windenergieanlagen - Bewertung des Randschichteinflusses bei Schrauben mit sehr großen Durchmessern. Stahlbau 84, No. 12, Ernst & Sohn, Berlin, pp. 1010-1015, 2015, in German.

- [9] Schaumann, P.; Eichstädt, R.: Ermüdung sehr großer HV-Schraubengarnituren. Stahlbau 85, No. 9, Ernst & Sohn, Berlin, pp. 604-611, 2016, in German.
- [10] DSV-GAV Richtlinie für die Herstellung feuerverzinkter Schrauben. Deutscher Schraubenverband - Gemeinschaftsausschuss Verzinken, Hagen, 2009, in German.
- [11] DIN EN 1993-1-9: Eurocode 3: Design of steel structures – Part 1-9: Fatigue, German version. DIN Deutsches Institut für Normung e. V., Berlin, 2010.
- [12] VDI-Guideline 2230: Systematic calculation of high duty bolted joints. Verein Deutscher Ingenieure (VDI), Düsseldorf, 2014.
- [13] Schneider, R.: Örtliche Bewertung der Schwingfestigkeit von Gewindeverbindungen. Dissertation, Institut für Werkstoffkunde, TU Darmstadt, 2010, in German.
- [14] Schaumann, P.; Eichstädt, R., Stang, A.: Advanced performance assessment methods for high-strength bolts in ring-flange connections. Stahlbau 87, No. 5, Ernst & Sohn, Berlin, 2018 (in press)
- [15] Vormwald, M.; Seeger, T.: Nutzung der Anrisschwingenspielzahl beim Incremental-Step-Test zur Abschätzung der Werkstoffwöhlerlinie. Materialprüfung 30, No. 11-12, pp. 368–373, 1988 (in German).
- [16] Panic, D.; Beier, T. H.; Vormwald, M.: Damage assessment of threaded connections based on an advanced material model and local concepts. Procedia Engineering 74, pp. 119–128, 2014.
- [17] Smith, K. N., Watson, P., Topper, T. H.: A stress-strain function for the fatigue of metals, Journal of Materials, pp. 767–778, 1970.
- [18] Vormwald, M.: Anrisslebensdauervorhersage auf Basis der Schwingbruchmechanik für kurze Risse. Dissertation, Institut für Stahlbau, TU Darmstadt, 1989, in German.
- [19] Eichstädt, R.: Fatigue of large-size bolting assemblies in wind turbines. Dissertation, Institut für Stahlbau, Leibniz Universität Hannover, 2018 (in preparation).

Numerical simulation of welding residual stresses and of their influence on the fatigue life of cruciform welded joints

Dr.-Ing. Désiré Tchoffo Ngoula *
Dr.-Ing. Heinz Thomas Beier **
Prof. Dr.-Ing. Michael Vormwald ***

Technische Universität Darmstadt, Materials Mechanics Group, Germany

* tchoffo@wm.tu-darmstadt.de

** beier@wm.tu-darmstadt.de

*** vormwald@wm.tu-darmstadt.de

Abstract

Some results of the Materials Mechanics Group of Technische Universität Darmstadt during the IBESS project are presented in this contribution. The name IBESS stands for “Integrale Bruchmechanische Ermittlung der Schwingfestigkeit von Schweißverbindungen” which is German for “Integral method for fracture mechanics determination of the fatigue strength of weldments” [1,2]. The aim of the present paper is to model welding residual stresses in cruciform welded joints by using finite element methods and also to study their influence on the fatigue life of these joints. Structural calculations were performed in order to introduce appropriate residual stress fields in finite element models. The calculated compressive residual stress field matches with the experimentally measured ones, especially in the critical weld notch area. During fatigue life calculations, the effective cyclic J -integral (ΔJ_{eff}) was employed as governing parameter in order to include crack closure effects. The impact of residual stresses on ΔJ_{eff} as well as on the fatigue life during short crack growth was investigated. The results reveal that the influence of residual stresses can only be neglected for large load amplitudes.

Keywords: Residual stress field; welded joints; fatigue crack growth; effective cyclic J -integral

1 Introduction

During a welding process, residual stresses can arise in the joint due to the heating and cooling cycles, which belong to this process. These stresses are results of heterogeneous plastic deformations caused by the welding thermal cycle [3] and can either be tensile or compressive. Tensile residual stresses are due to the locally hindered shrinkage during cooling, while compressive residual stresses are caused by the hindered expansion from phase transformations.

Residual stresses are by definition always self-equilibrating. This means, regions of tensile residual stresses must be balanced by regions of compressive residual stresses. These stresses are generally classified in dependence of their effective length scale as microscopic (3rd and 2nd types) or macroscopic (1st type) residual stresses [3,4]:

- Microscopic residual stresses (3rd type) are averaged over several atoms and may be inhomogeneous over atomic areas. They can affect the material's properties (i.e. strength).
- Microscopic residual stresses (2nd type) are averaged over a grain or grain areas and may vary widely within single grains. They can affect the material behaviour (i.e. hardening, Bauschinger effect).
- Macroscopic residual stresses (1st type) are averaged over large areas of a component and are distributed homogeneously over several grains. They can strongly affect the component behaviour (distortion, cracks, stability, service life).

Between the types of residual stresses mentioned above, only macroscopic residual stresses are often considered during the fatigue strength calculations of welded joints with aid of fracture mechanics. They (macroscopic residual stresses) are often treated the same way as the applied mean stress. Therefore, they can have an influence on the fatigue life of the welded structure: the presence of a tensile residual stress field at the critical weld notch area for example reduces the fatigue life, while a compressive residual stress field extends it [5, 6]. Actually, the initial residual stress field induced during welding may not remain stable during fatigue cyclic loading. It can relax or redistribute due to plasticity or to crack extension [7]. Furthermore, the build-up of the residual stress field in the plastic zone in front of the crack takes place simultaneously with the gradual build-up of crack closure effects [8, 9] as well as with the evolution of the cyclic hardening/softening, the cyclic relaxation and ratcheting. Therefore, to avoid significant errors in the fatigue life assessment of welded joints, the effects of residual stresses and of their redistribution should be considered.

The purpose of this work is the numerical simulation of welding residual stresses and their evolution during fatigue crack growth in cruciform welded joints. To do this, structural calculations were performed in order to introduce appropriate residual stress fields in finite element models. The influence of these stresses on the fatigue life was carried out. Here, the fatigue life is regarded as period of short fatigue crack growth. Analyses are performed with three

The developed method was applied for the case of a cruciform joint made of steel S355NL by using the Chaboche’s material parameters listed in *Table 1*. Besides, tensile or compressive residual stresses were introduced in the welded domain (see *Fig. 3*). The dotted and slashed lines in this figure were generated by finite element calculations and represent respectively the tensile and compressive residual stress profiles on the specimen’s surface. The solid line shows the experimentally measured residual stress profile. A good agreement between simulated compressive residual stress profile and the measured residual stresses was achieved. Note that tensile residual stresses were generated for the general study of their behaviour under fatigue loading. The generated tensile or compressive residual stress profiles on the predefined crack path (part of the vertical path 2, see *Fig. 2-a*) are shown in *Fig. 3-b*. Residual stresses were not experimentally measured in this direction (depth).

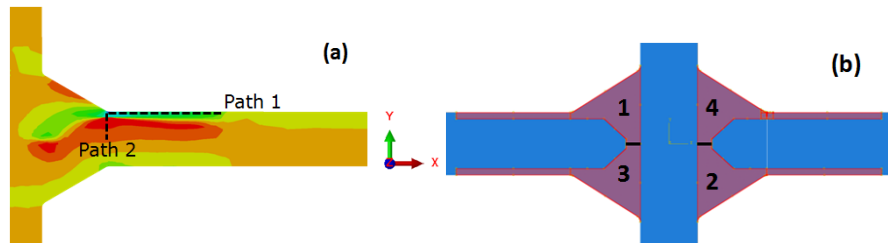


Fig. 2: Paths to the readout of residual stresses (a). The domain 1 to 4 (equivalent to the welding sequence) were purposefully loaded with thermal loads. Here, representation in XY-plane (b), cruciform joint 3D.

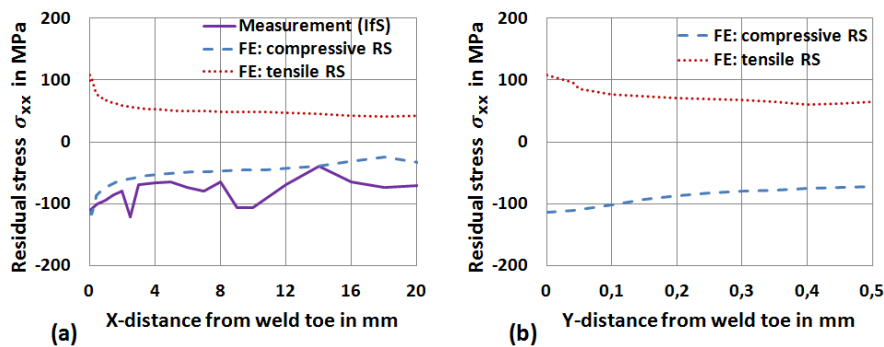


Fig. 3: Residual stress profiles on the surface (path1) (a). Residual stress profiles on the predefined crack path (part of path 2) (b). Dotted line: generated tensile residual stresses; Slashed line: generated compressive residual stresses; Solid line: experimentally measured residual stresses. Cruciform joint 3D, S355NL.

4 Evolution of welding residual stresses during fatigue loading

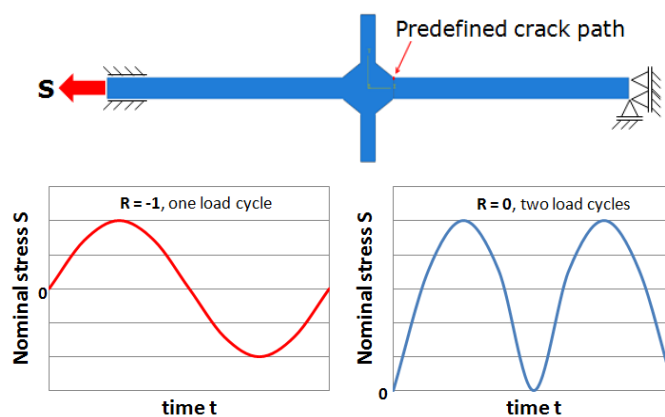


Fig. 4: Schematic illustration of boundary conditions as well as the applied load cycles at $R = -1$ and at $R = 0$.

After the insertion of residual stresses in the FE model, their development during fatigue cyclic loading was investigated. A schematic illustration of boundary conditions and of the applied load cycles is shown in *Fig. 4*. Results are presented in *Figs. 5-7*. The starting point for the development of the tensile/compressive residual stresses was at $N = 0$, with N being the number of load cycles. Calculations were performed up to 100 cycles ($N = 100$). Note that all the stress profiles in *Fig. 5-7* were read out in a load free state (no external load).

Fig. 5 and Fig. 6 show the evolution of the initially ($N = 0$) compressive and tensile residual stresses up to 100 load cycles as function of the R-ratio respectively. In both cases, a relaxation of the initial residual stress field is observed from $x = 0,5$ mm upwards. It is also seen that the residual stress field remains stable after the first load cycle, except at the weld toe domain ($x = 0$ to $0,5$ mm), where the patterns concerning both the magnitude and redistribution of residual stresses are quite different. The evolution of the residual stress field at the weld toe itself is clearly shown in Fig. 7 as function of the R-ratio. It is seen that the relaxation/redistribution of residual stresses at the weld toe strongly depends on the load ratio and that the residual stress field remains almost stable after the first four load cycles. At $R = -1$, a relaxation of both, initial tensile and compressive residual stresses is observed whilst at $R = 0$, a gradual build-up of compressive stresses is stated and that also for both cases. This can be explained by the local relaxation of the mean stress at the weld notch (due to plasticity).

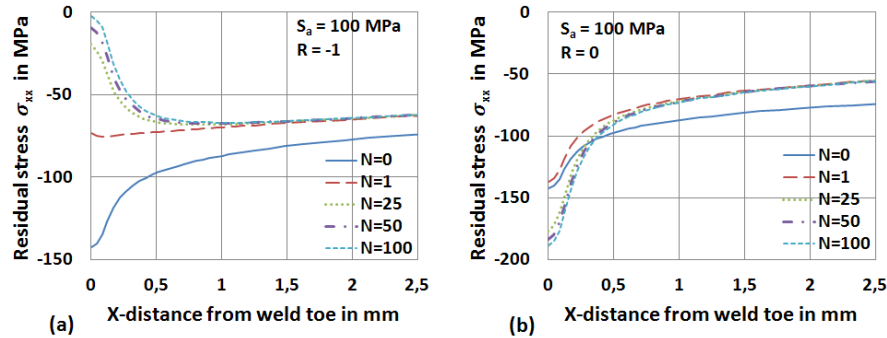


Fig. 5: Redistribution of initially ($N = 0$) compressive residual stresses up to 100 load cycles by (a) $R = -1$ and (b) $R = 0$. S355NL, $S_a = 100$ MPa, 3D-cruciform joint.

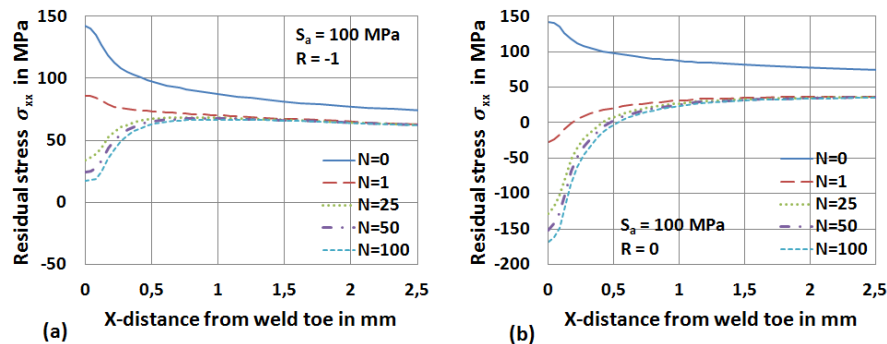


Fig. 6: Redistribution of initially ($N = 0$) tensile residual stresses up to 100 load cycles by (a) $R = -1$ and (b) $R = 0$. S355NL, $S_a = 100$ MPa, 3D-cruciform joint.

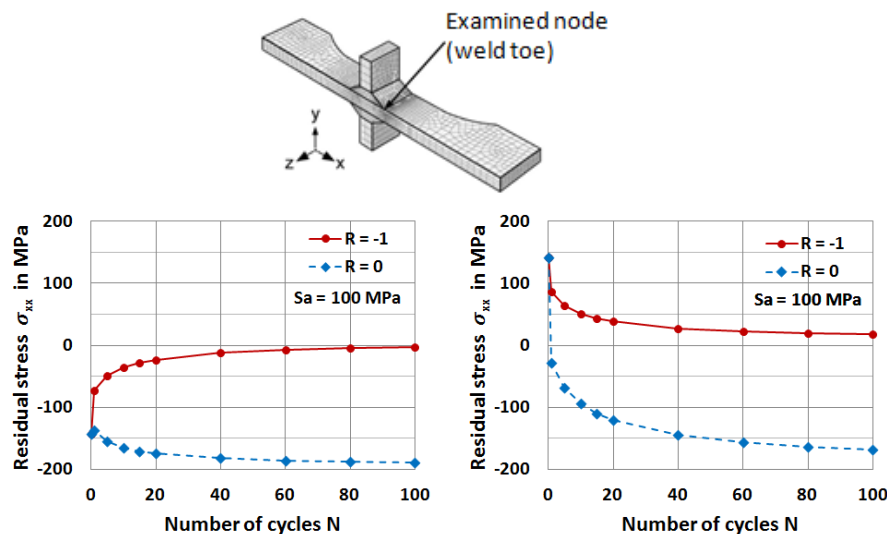


Fig. 7: Redistribution of the initially ($N = 0$) (a) compressive and (b) tensile residual stress at the weld notch as function of the load Ratio. S355NL, $S_a = 100$ MPa, 3D-cruciform joint.

5 Influence of welding residual stresses on the fatigue crack growth

As mentioned previously, the residual stress field that arises from the welding process can have a significant influence on the fatigue life. The tensile and compressive residual stress profiles generated in Section 3 were used for the numerical investigation of the residual stress influence on the fatigue crack growth. Analyses were performed by using the node release technique [9, 13] together with the FE-program Abaqus. The ΔJ_{eff} -integral was employed as crack tip parameter for the description of the crack propagation rate:

$$\frac{da}{dN} = C_J \cdot (\Delta J_{eff})^{m_J} \tag{3}$$

The complete algorithm of crack growth simulations is presented by the authors in [6, 12]. Details concerning the calculation of ΔJ_{eff} as well as parameters of Eq. 3 can be found in [9, 14]. Note that calculations were performed with 3D-models for the case of a semi-circular crack, with and without residual stresses.

The effects of residual stresses on the ΔJ_{eff} -integral are illustrated in Fig. 8a. As expected, tensile and compressive residual stresses lead to larger and smaller ΔJ_{eff} values respectively, in comparison to ΔJ_{eff} values that were calculated without residual stresses. The effects of residual stresses on the calculated fatigue life are illustrated in Fig. 8b. As expected, the consideration of tensile or compressive residual stresses leads to shorter or longer fatigue lives respectively.

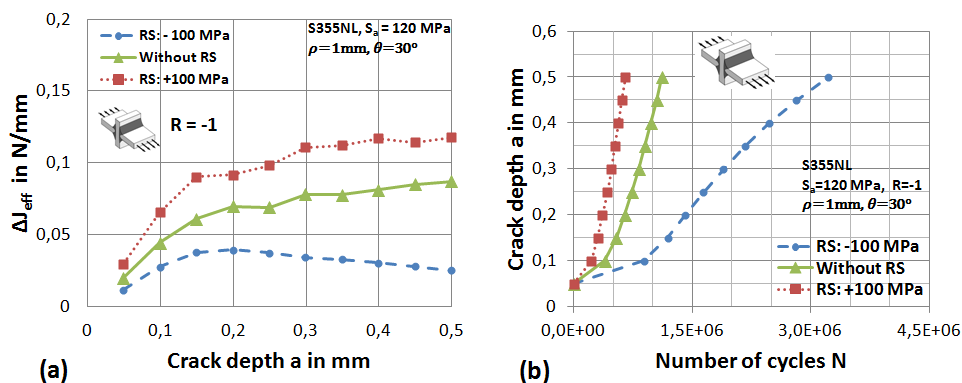


Fig. 8: Influence of residual stresses on ΔJ_{eff} (a) and on the crack growth curve (b).

5.1 Comparison between numerical and experimental fatigue life results

Numerical and experimental fatigue life results of stress-relieved specimens were compared to those of as-welded specimens. Results are displayed in Fig. 9. Calculations were performed with and without residual stresses and the numerical fracture criterion at crack initiation was chosen to be $a = 0,5$ mm. The experimental fracture criterion at short crack initiation for S355NL was the appearance of small changes in the thermographic image [10], which corresponds to a surface crack length of approximately $2c = 1$ mm. It is seen that numerical results of computations with compressive residual stresses fit well to test results of as-welded specimens. A good accordance between experiments and calculations is achieved. At lower stress amplitude, the stress relieved specimens lead experimentally to shorter fatigue lives compared to the as-welded specimens. This can be explained by the fact that according to residual stress measurements (see Fig. 3a), the as-welded specimens exhibit compressive residual stresses, which lead to longer fatigue lives. At higher stress amplitude, both experimental and numerical results show almost no influence of welding residual stresses on the fatigue life.

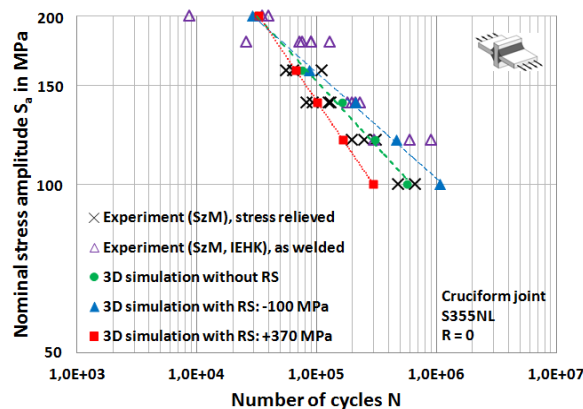


Fig. 9: Fatigue life at short crack initiation – comparison between numerical and experimental results, stress relieved vs. as welded, $R = 0$.

Calculations with high tensile residual stresses (+370 MPa, almost equal to the yield stress) lead to conservative lifetimes at lower amplitudes. Generally, in a case where the welding residual stress field is unknown, it is often recommended in the literature [15] to use high tensile residual stresses for the fatigue life prediction. Therefore, the conservative effect of such an approach for the consideration of welding residual stresses is confirmed.

6 Summary and conclusion

In this work, residual stresses were modelled by means of FE model in cruciform welded joints. Specific structural calculations with adequate thermal boundary conditions were performed by using elastic-plastic material model in order to generate appropriate welding residual stresses in the FE model. The calculated compressive residual stress field matches the measured one especially in the weld notch area. After the insertion of residual stresses in the FE model, their development during fatigue cyclic loading was investigated in uncracked specimens: a relaxation or redistribution of the initial residual stress field was observed. This relaxation or redistribution strongly depends on the load ratio.

The influence of welding residual stresses on the fatigue life was investigated numerically as well as experimentally. As expected, numerical results show that at lower stress amplitude, a compressive residual stress field is favourable to the fatigue life, while a tensile residual stress field is unfavourable. The effect of residual stresses can be neglected only for large load amplitudes.

The German Research Foundation (Deutsche Forschungsgemeinschaft) is greatly acknowledged by the authors for financing this project under grant no. V0729/14-1.

7 References

- [1] Madia, M., Zerbst, U., Beier, H.Th. and Schork, B. (2017): The IBESS model – Elements, realization, validation. *Engng Fract Mech* , <http://dx.doi.org/10.1016/j.engfracmech.2017.08.033>
- [2] Zerbst U. (2016): Schussbericht zu den IGF-Vorhaben 17518 N/1 „Analytische bruchmechanische Ermittlung der Schwingfestigkeit“ (IBESS-A3) der Forschungsstelle BAM – Bundesanstalt für Materialforschung und –prüfung Berlin.
- [3] Hensel, J., Nitschke-Pagel, T., Tchoffo Ngoula, D., Beier, H.-Th., Tchuindjang, D. and Zerbst, U. (2017): Welding residual stresses as needed for the prediction of fatigue crack propagation and fatigue strength. *Engng Fract Mech* , <http://doi.org/10.1016/j.engfracmech.2017.10.024>
- [4] Macherauch, E., Wohlfahrt, H.,and Wolfstieg, U. (1973): Zur zweckmäßigen Definition von Eigenspannungen. *Härtereitechnische Mitteilungen* 28, 201-211.
- [5] Sonsino, C.M. (2009): Effect of residual stresses on the fatigue behaviour of welded joints depending on loading conditions and weld geometry. *International Journal of Fatigue* 31, pp. 88-101.
- [6] Tchoffo Ngoula, D., Beier, H. Th., Vormwald, M. (2017): Fatigue crack growth in cruciform welded joints: Influence of residual stresses and of the weld toe geometry. *International Journal of Fatigue* 101(2), pp. 253-262.
- [7] McClUNG, R.C. (2007): A literature survey on the stability and significance of residual stresses during fatigue. *Fatigue and Fracture of Engineering Materials and Structures* 30, pp. 173-205.
- [8] Elber, W. (1970): Fatigue crack closure under cyclic tension. *Engineering Fracture Mechanics* 2, pp. 37-45.
- [9] Tchoffo Ngoula, D. (2018): Simulation of fatigue crack growth in welded joints by using the effective cyclic J -integral. Rep 117, Inst Stahlbau Werkstoffmech, TU Darmstadt.
- [10] Beier H. Th., Schork B., Bernhard J., Tchoffo Ngoula D., Melz T., Oechsner M., Vormwald M. (2015): Simulation of fatigue crack growth in welded joints. *Materialwissenschaft und Werkstofftechnik* 46 (2) pp. 110-122.
- [11] Chaboche, J.L. (2008): A review of some plasticity and viscoplasticity constitutive theories, *Int. J. Plast.* 24, 1642-1693.
- [12] Tchoffo Ngoula, D., Beier, H. Th., Vormwald, M. (2016): Abschlussbericht zu den DFG-Vorhaben V0729/14-1 „Modellierung des Ermüdungsrisswachstums in Nahtschweißverbindungen unter Einbeziehung des transienten plastischen Verformungsverhaltens“ (IBESS-G3) der Forschungsstelle Technische Universität Darmstadt, Institut für Stahlbau und Werkstoffmechanik, Fachgebiet Werkstoffmechanik.
- [13] Vormwald, M. (2013): Elastic-plastic fatigue crack growth. In: Radaj, D. and Vormwald, M.: *Advanced methods in fatigue assessment*, Springer, Heidelberg, p. 391-481.
- [14] Tchoffo Ngoula, D., Madia, M., Beier, H. Th., Vormwald, M., Zerbst, U. (2017): Cyclic J -integral: Numerical and analytical investigations for surface cracks in weldments. *Engng Fract Mech* , <http://dx.doi.org/10.1016/j.engfracmech.2017.06.023>
- [15] Hobbacher, F. (2016): Recommendations for fatigue design of welded joints and components. Second Edition, IIW Document IIW-2259-15, Springer.

Untersuchungen zum Tragverhalten von Wölbfedern in torsionsbelasteten I-Trägern

Pascal Händler, M.Sc.*

* Technische Universität Darmstadt, Institut für Stahlbau und Werkstoffmechanik, Deutschland,
haendler@stahlbau.tu-darmstadt.de

Abstract / Inhalt:

Die sogenannte Drillkopplung durch Wölbfedern bzw. Wölbsteifen ist eine seit Mitte des letzten Jahrhunderts bekannte, in der Praxis jedoch selten genutzte Möglichkeit die drillweichen Profile des Stahlbaus zu versteifen. Neben der Verringerung der Auswirkungen planmäßiger und unplanmäßiger Torsion können sich Wölbsteifen günstig auf den Biegedrillknickwiderstand von I-Trägern auswirken. Das Tragverhalten von wölbversteiften I-Trägern lässt sich nur relativ aufwendig berechnen, wobei längst nicht alle relevanten Größen erfasst werden können. Im Laufe der letzten Jahre wurden am Institut für Stahlbau und Werkstoffmechanik der TU Darmstadt (IfSW) zu diesem Thema mehrere Untersuchungen unter der Anleitung von Herrn Professor Lange durchgeführt. Der vorliegende Artikel gibt einen Überblick über wichtige Ergebnisse aus diesen Arbeiten. So wurden beispielsweise Erkenntnisse zur optimalen Position von Wölbfedern im Trägerverlauf und deren innerem Tragverhalten gewonnen. Weiterhin wurde ein mechanisches Modell entwickelt, welches die analytische Berechnung von Spannungen in Wölbfedern aus U-Profilen und damit in Zukunft deren Bemessung ermöglichen soll.

Stichworte: Wölbkrafttorsion, diskrete Wölbfedern, Tragverhalten, Spannungsanalyse, Schubfluss, Modell

1 Einleitung

Die in Stahlstabwerken überwiegend verwendeten I-Profile sind primär für den Abtrag von Biegung um die starke Achse und Normalkraft ausgelegt. Baupraktisch treten häufig durch eine Vielzahl von Einwirkungen jedoch auch sekundäre Beanspruchungen auf, welche die Profile um ihre schwachen Achsen belasten. Werden beispielsweise Querlasten exzentrisch in einen I-Träger eingeleitet entsteht eine Torsionsbelastung, welche zu starken Verformungen und infolgedessen zu hohen zusätzlichen Spannungen im Träger führen kann. Abhängig von den Randbedingungen kann es daher sinnvoll sein I-Träger gegen Torsion zu verstärken. Eine gute Möglichkeit hierfür bieten Wölbsteifen bzw. Wölb-federn. Diese können in den Trägerverlauf eingebracht werden ohne die Randbedingungen des Trägers zu beeinflussen.

HERTEL [3] stellte 1958 erstmals die Möglichkeit vor, mit sogenannten Drillkopplungen offene, dünnwandige Profile aus Metall zu verstärken. Die vormalig für den Flugzeug- und Leichtbau erdachte Technik ließ sich auch auf die Anwendung im Stahlbau übertragen. So zeigte WITTE [11] 1960, dass Drillkopplungen einen Einfluss auf das Biegedrillknicken und die Kippstabilität von I-Trägern haben. In den folgenden Jahren wurden Ansätze für die Drillsteifigkeit von Wölbfedern verschiedener Formen entwickelt, welche noch heute in Standardwerken des Stahlbaus und der Torsionstheorie wie PETERSEN [10] oder FRANKE/FRIEMANN [1] zu finden sind. Darüber hinaus wurde der Torsionsversteifung durch Wölbfedern in der Forschung jedoch wenig Aufmerksamkeit geschenkt. Lediglich Anfang des neuen Jahrtausends unternahm KROLL [6] einen Versuch, die Drillkopplung wieder ins Blickfeld der planenden Ingenieure zu rücken. In Fortführung der durch Professor Friemann an der TU Darmstadt begründeten Tradition schenkt Professor Lange dem Thema Wölbkrafttorsion bis heute besondere Aufmerksamkeit. Als Teil einer eigenen Lehrveranstaltung bildet das Thema Torsion einen Schwerpunkt in der Lehre des Masterstudiums am Fachgebiet Stahlbau. Überdies begleitete Professor Lange in den vergangenen Jahren diverse Studienarbeiten, die sich der Aussteifung von torsionsbelasteten Systemen durch Wölbfedern widmeten. Die wichtigsten der im Rahmen dieser Arbeiten gewonnenen Erkenntnisse werden im vorliegenden Aufsatz aufbereitet und zusammenfassend dargestellt.

2 Grundlagen zur Wölbkrafttorsion und Wölbfedern

Werden I-Träger durch Torsion belastet und um ihre Längsachse verdreht tritt in aller Regel die sogenannte gemischte Torsion auf. Der Träger wird dabei sowohl durch St.-Venant'sche Torsion (auch primäre Torsion genannt) als auch Wölbkrafttorsion (sekundäre Torsion) beansprucht und ist innerlich unbestimmt. Welcher Anteil der Gesamtbeanspruchung durch primäre- und welcher Anteil durch sekundäre Torsion übertragen wird, hängt vom Verhältnis der Steifigkeiten im Träger ab. Dies lässt sich bereits aus der Differentialgleichung der Wölbkrafttorsion erkennen.

$$m_T(x) = EI_\omega \cdot \vartheta''''(x) - GI_T \cdot \vartheta''(x) \quad (1)$$

Mit Hilfe der Lösung der Differentialgleichung Gl. (1) können Systeme unter einer kontinuierlichen oder punktförmigen Torsionsbelastung analytisch berechnet werden. Die zur Berechnung benötigte und für einen Stab charakteristische Stabkennzahl der Wölbkrafttorsion $\varepsilon = L \cdot \sqrt{GI_T/EI_\omega}$ ist ein Kennwert für das oben genannte Verhältnis der St.-Venant'schen- zur Wölb-Torsionssteifigkeit. Je größer ε ist, desto mehr der Beanspruchung wird über primäre Torsion abgetragen.

Der Unterschied der beiden Arten der Torsion liegt in der Weise wie das äußere Torsionsmoment abgetragen wird. Bei primärer Torsion treten allein Schubspannungen auf, welche durch alle Querschnittsteile der Beanspruchung kreisförmig entgegen fließen (siehe Bild 1). Werden die aus der Verdrehung des Trägers entstehende Verdrillung und Verwölbung des Querschnitts an keiner Stelle im Träger behindert und können sich frei einstellen, tritt rein primäre Torsion auf. Werden die Verdrillung oder die Verwölbung jedoch behindert, kommt es zu Verzerrungen in Längsrichtung des Trägers und infolge dessen zur sekundären Torsion. Dies geschieht in der großen Mehrzahl der Fälle.

Die sekundären Torsionsschubspannungen wirken ausschließlich in exzentrisch zum Schubmittelpunkt liegenden Teilen des Querschnitts und bilden so ein inneres Moment, welches dem äußeren entgegensteht. Während die primären Torsionsschubspannungen am Querschnitt mit dem äußeren Moment allein im Gleichgewicht stehen, verursachen die Verzerrungen in Längsrichtung des Trägers die sogenannten Wölbnormalspannungen, welche gemeinsam mit den sekundären Torsionsschubspannungen und den äußeren Größen im Gleichgewicht stehen.

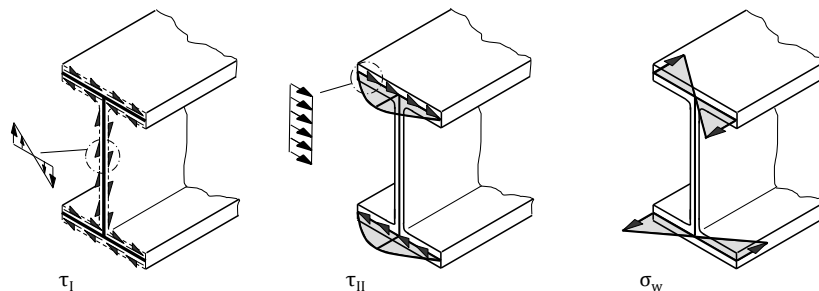


Bild 1: Verteilung und Verlauf der Schubspannungen aus primärer Torsion (links) und sekundärer Torsion (mitte) und der Wölbnormalspannungen (rechts) in einem I-Profil in Anlehnung an [7]

Das Prinzip der Drillkopplung setzt bei dem vorhergehend beschriebenen Phänomen an. Wölbfedern behindern die Verdrillung bzw. die Verwölbung und erhöhen so den Anteil am Gesamtmoment, welcher über sekundäre Torsion abgetragen wird, wohingegen der über primäre Torsion abgetragene Anteil verringert wird. Dies erhöht die Gesamtsteifigkeit des Trägers und verkleinert somit die auftretenden Verdrehungen. Gleichzeitig treten an den Wölbfedern jedoch Sprünge des Wölbmoments und daraus Wölbnormalspannungen auf, welche beachtet werden müssen.

Wölbfedern können auf unterschiedliche Weise hergestellt werden. FRANKE/FRIEMANN [1] und LANGE [7] geben eine Auswahl verschiedener Wölbfederarten (siehe Bild 2). Während Flachsteifen (1), Hohlsteifen (3) und Bindebleche (4) im Trägerverlauf eingebracht werden können, lassen sich Trägerüberstände (2) ihrem Wesen nach nur am Ende eines Trägers hinter seiner Gabelagerung realisieren. Deswegen fanden diese in den hier resümierten Arbeiten keine weitere Beachtung. Eines haben jedoch alle Wölbfedern gemein: Um effektiv die Verdrehung eines achsensymmetrischen Systems zu verringern und dieses zu versteifen, sollten die Wölbfedern ebenso symmetrisch zur Mitte des Systems paarweise angeordnet werden. In den Untersuchungen am IfSW zu den Auswirkungen von Wölbsteifen auf I-Träger und deren inneres Tragverhalten wurden überwiegend Hohlsteifen aus U-Profilen (3) untersucht, da diese die größte Wölbsteifigkeit erzeugen. Lediglich KALOUS [5] untersuchte in seiner Arbeit das Tragverhalten von anderen Formen von Wölbfedern wie Hohlsteifen aus L-Profilen, Bindeblechen und Stabkreuzen (siehe Abschnitt 4).

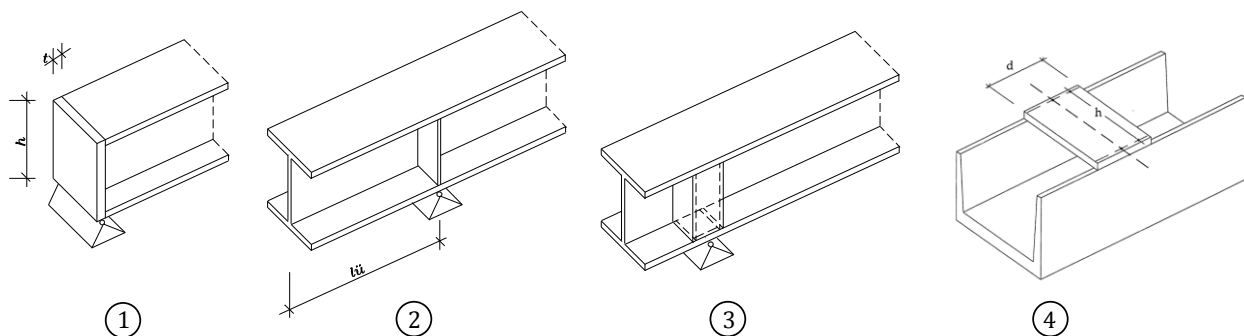


Bild 2: Verschiedene Arten und Anwendungsfälle von Wölbfedern in Anlehnung an [1] und [7]

3 Untersuchungen zur idealen Position der Wölbfeder im Trägerverlauf

Basierend auf der Kenntnis, dass Wölbfedern primär die Verdrillung und Verwölbung behindern, liegt die Vermutung nahe, dass Wölbfedern dort am wirkungsvollsten sind, wo die entsprechenden Verformungen ihr Maximum finden. Dies trifft auf alle gabelgelagerten Enden von Trägern mit I-Profil zu. Bereits MERLE [8], dessen Arbeit als einzige der hier zitierten nicht am IfSW entstand, fand jedoch heraus, dass der Einfluss der Wölbfedern entgegen der Vermutung nicht am Gabellager am größten ist, sondern im Trägerverlauf. Die ideale Position eines Wölbfederpaares zur Stabilisierung von Biegedrillknickgefährdeten IPE-Trägern verortete MERLE für gabelgelagerte Einfeldträger unter

konstantem Gleichstreckentorsionsmoment bei etwa $0,12 \cdot L$ vom Auflager. MERLES Erkenntnisse begründete die Motivation, für die folgenden Arbeiten am IfSW, die sich intensiv mit der idealen Position von Wölbfedern im Trägerverlauf befassten.

MÜLLER-BRAUN [9] untersuchte beidseitig gabelgelagerte und eingespannte Zweifeldträger unter konstantem Streckentorsionsmoment mit einer wandernden Wölbfeder je Feld symmetrisch zum Mittelaufleger in Abhängigkeit von der Stabkennzahl ϵ . Die ideale Position der Wölbfeder ermittelte MÜLLER-BRAUN dabei mithilfe der Formänderungsenergie der Träger, wobei er die Wölbfedersteifigkeit der Feder als unendlich groß voraussetzte. Seine Ergebnisse zeigen, dass die ideale Position der Wölbfeder in Abhängigkeit von der Stabkennzahl zwischen dem Randaufleger und dem Viertelpunkt variiert und nur für kleine ϵ (Systeme mit kleiner St-Venant'scher Torsionssteifigkeit) im Bereich von $0,12 \cdot L$ zu finden ist (siehe Bild 3).

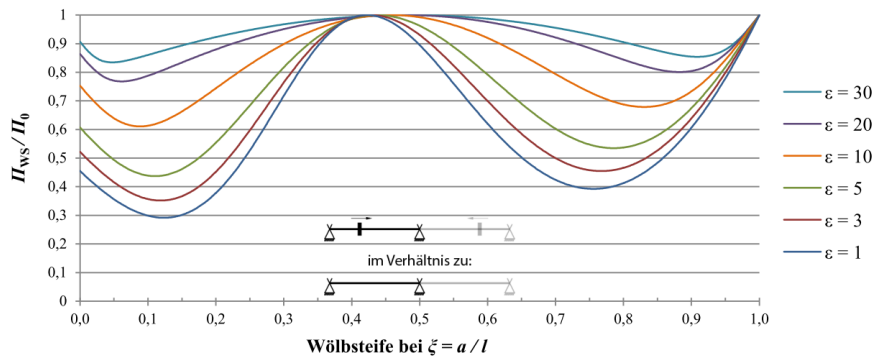


Bild 3: Verhältnis der Formänderungsenergie eines Zweifeldträgers unter Gleichstreckentorsionsmoment mit und ohne Wölbfederpaar in Abhängigkeit von der Position der Wölbfedern [9]

HOFFMANN [4] untersuchte zeitgleich die ideale Position von Wölbfedern mit diskreter Steifigkeit für gabelgelagerte Einfeldträger unter einem Einzeltorsionsmoment in Feldmitte und konstantem Streckentorsionsmoment. Im Unterschied zu MÜLLER-BRAUN und MERLE verwendete er als Kriterium für die ideale Position der Wölbfeder keine auf dem Potential basierende Methode, sondern setzte voraus, dass in der idealen Position vor und hinter der Wölbfeder sowohl die Verdrillung, als auch das Wölfbimoment betragsmäßig gleich groß sein sollten. Da eine direkte analytische Berechnung der idealen Position aus dieser Voraussetzung mit unverhältnismäßig hohem Aufwand verbunden ist, entwickelte HOFFMANN Nomogramme zur idealen Wölbfederposition für verschiedene Profile in Abhängigkeit von der Trägerlänge und der Steifigkeit der Wölbfeder (siehe Bild 4).

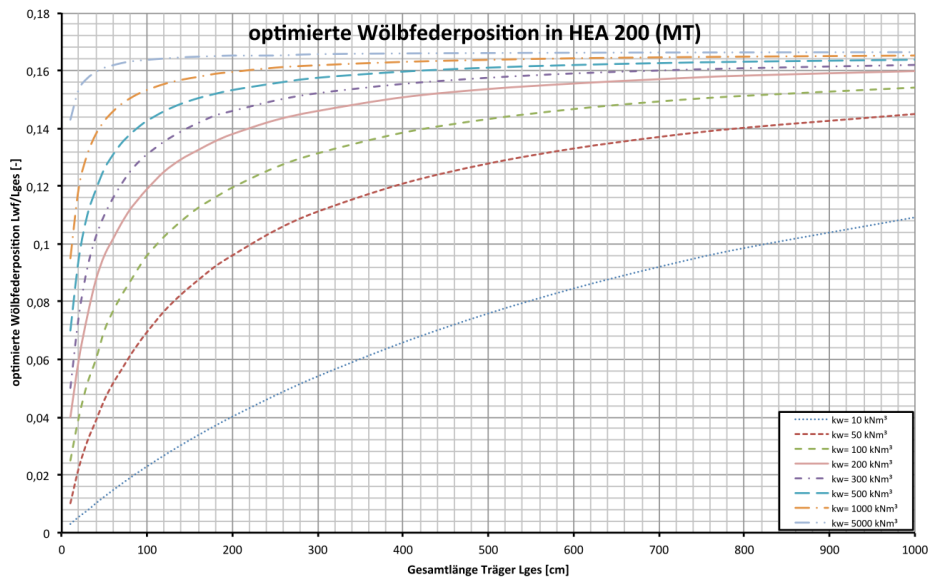


Bild 4: Optimale bezogene Position (x/L) der Wölbfedern in einem Einfeldträger unter mittigem Einzeltorsionsmoment für verschiedene Wölbfedersteifigkeiten in Abhängigkeit von der Feldlänge in cm [4]

In den Nomogrammen von HOFFMANN zeigt sich neben der Abhängigkeit der idealen Position von der Stabkennzahl ϵ , der Art der Beanspruchung und der Wölbfedersteifigkeit auch, dass für hohe Wölbfedersteifigkeiten die ideale Position der Wölbfeder gegen einen Grenzwert strebt. Dieser liegt, wie später durch den Autor dieses Beitrags [2] bestätigt wurde, für Einzeltorsionsmomente bei $0,1667 \cdot L$ vom Randaufleger. Für Gleichstreckentorsionsmomente bestätigen MÜLLER-BRAUN und HOFFMANN den von MERLE gefundenen Richtwert von etwa $0,12 \cdot L$ vom Randaufleger.

4 Experimentelle Untersuchungen zu torsionsbelasteten Trägern mit diskreten Wölbfedern aus Hohlsteifen

Nachdem alle vorangegangenen Arbeiten die Position der Wölbfeder und deren Auswirkungen auf das Tragverhalten torsionsbelasteter Träger theoretisch analysiert hatten, wurde vom Autor dieses Beitrags das Tragverhalten ausgewählter Träger-Wölbfeder-Kombinationen experimentell untersucht. Ziel war es die bestehenden Ansätze zur Berechnung der Steifigkeit von Wölbfedern, wie sie beispielsweise bei FRANCKE/FRIEMANN [1] und PETERSEN [10] zu finden sind, auf deren Anwendbarkeit und Genauigkeit zu überprüfen. Im Rahmen der Experimente wurden Träger mit vier, zwei und ohne Wölbfedern im Trägerverlauf untersucht (siehe Bild 5 rechts). Hierfür wurde eigens ein Versuchsstand entwickelt der es ermöglichte ein reines Einzeltorsionsmoment in Feldmitte der Träger einzubringen ohne sekundäre Schnittgrößen zu erzeugen (siehe Bild 5 links). Über ein Hebelpaar wurde das Einzeltorsionsmoment stufenweise aufgebracht und die dazugehörige Verdrehung in Feldmitte und den Viertelpunkten gemessen. Die Ergebnisse der Versuche, welche rein im elastischen Bereich gefahren wurden, bestätigten mit guter Übereinstimmung die Ergebnisse der analytischen Vergleichsberechnungen. Die Anwendung besagter Modelle für Wölbfedern aus U-Profilen bei analytischen Berechnungen von globalen Systemen und deren Zustandsgrößen führt demnach zu verlässlichen Ergebnissen.

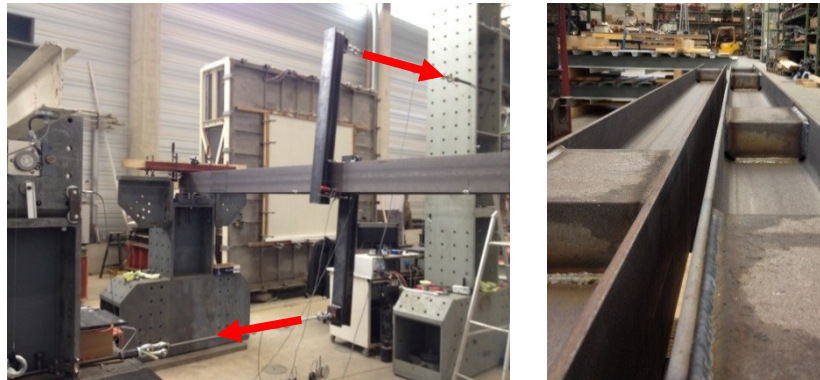


Bild 5: Versuchsaufbau (links) und Probekörper (rechts) der durchgeführten Torsionsversuche an durch Wölbfedern aus U-Profilen versteiften I-Trägern [2]

5 Untersuchungen zum inneren Tragverhalten von Wölbfedern

Bereits HOFFMANN [4] stellte in numerischen Untersuchungen fest, dass das Tragverhalten von Wölbfeder und Träger im lokalen Bereich des Einbauorts der Wölbfeder stark von dem analytisch berechneten abweicht. Dieses Phänomen ist auf die Art der analytischen Lösung zurück zu führen. Während reale Wölbfedern endliche Abmessungen besitzen, sind sie in der Berechnung des Gesamtsystems über die Lösung der Differentialgleichung der Wölbkrafttorsion Gl. (1) nur eine punktförmige Übergangsbedingung zwischen zwei Stabelementen. Die Auswirkungen der Wölbfeder auf die Spannungen in den angrenzenden Trägerteilen sowie die Verteilung der Spannungen in der Wölbfeder selbst können über die bisherigen Ansätze nicht erfasst werden. Um mehr über die innere Tragwirkung der Wölbfedern zu erfahren führten neben HOFFMANN [4] auch KALOUS [5] und der Autor dieses Artikels [2] numerische Simulationen von Systemen mit Wölbfedern durch. Die numerischen Untersuchungen zeigten, dass Wölbfedern je nach Art und Ausbildung auf verschiedene Weisen wirken.

Während Flachsteifen (1 in Bild 2) und Hohlsteifen (3 in Bild 2) durch ihre Torsionssteifigkeit um die z-Achse des Trägers die Verdrillung des Profils direkt behindern, wirken Bindebleche (4 in Bild 2) und Stabkreuze nur durch die partielle Kopplung der Verwölbung an den Außenkanten der Trägerflansche. KALOUS [5] entwarf in seiner Arbeit Wölbfedern verschiedener Bauart, die nach den bekannten analytischen Ansätzen alle die gleiche rechnerische Wölbsteifigkeit aufweisen. Eine numerische Vergleichsberechnung zeigte, dass die untersuchten Bindebleche und Stabkreuze effektiv weniger als 50 % der analytisch ermittelten Steifigkeit besitzen. Eine von KALOUS [5] durchgeführte Spannungsanalyse zeigte, dass im Bereich der Bindebleche lokale Flanschbiegung und bei Stabkreuzen zusätzlich Profilverformungen auftreten, welche die effektive Steifigkeit dieser Wölbfederarten stark verringern, analytisch jedoch keine Berücksichtigung finden.

Die Spannungsanalysen von KALOUS [5] und dem Verfasser dieses Artikels [2] gaben zusätzlich Aufschluss über das innere Tragverhalten von Hohlsteifen. Diese bilden einen geschlossenen Hohlkasten um die z-Achse des Trägers (siehe 3 in Bild 2), der ihnen eine sehr hohe bredt'sche Torsionssteifigkeit verleiht. Die Verdrillung eines Trägers bedeutet für eine Wölbsteife entsprechend eine Verdrehung um deren lokale Längsachse. Dabei herrscht in allen Teilen der Wölbfeder ein konstanter Kreisschubfluss (siehe Bild 6). Die Spannungen verlaufen über die einzelnen Teile konstant und hängen lediglich von deren Dicke ab. In den Flanschen des Trägers hingegen kommen mehrere Effekte zum Tragen. Hier überlagert sich der Schubfluss aus der lokalen Tragwirkung der Wölbfeder mit den global wirkenden Schubflüssen aus der sekundären Torsion und einer etwaigen Biegung des Trägers um seine z-Achse. Diese Tragwirkung stellt sich für Hohlsteifen aus U- und L-Profilen ähnlich dar.

Als einziger Unterschied kommt es bei Hohlsteifen aus U-Profilen zu lokalen Spannungskonzentrationen an den Ecken der Wölbfedern (siehe Bild 6). Diese werden darauf zurückgeführt, dass Wölbfedern aus U-Profilen durch die hohe Schubsteifigkeit der U-Profil-Stege zusätzlich zur Verdrillung auch die Verwölbung an den Flanschaußenkanten stark behindern.

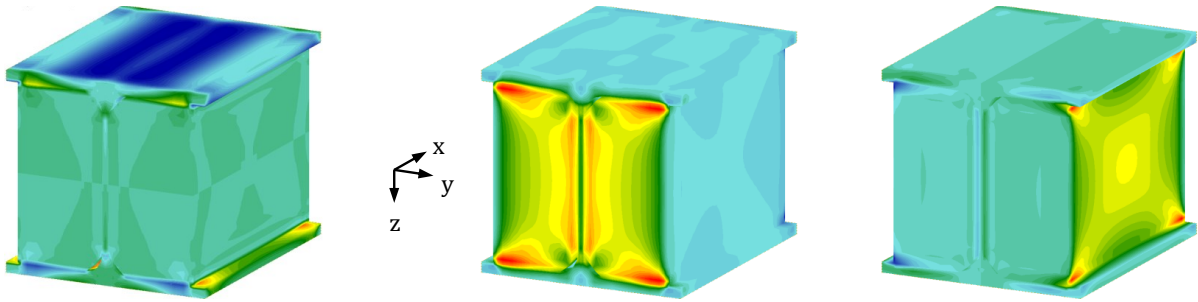


Bild 6: Verteilung der Schubspannungen τ_{xy} (links), τ_{yz} (mitte) und τ_{xz} (rechts) in einer Wölbfeder aus U240-Profilen nach [2]

6 Ein analytisches Modell für Wölbfedern aus U-Profilen

Schlussfolgernd aus den Erkenntnissen der Analyse der Tragwirkung einer Wölbfeder aus U-Profilen entwickelte der Autor der vorliegenden Schrift ein analytisches Modell [2] (siehe Bild 7). Mit dessen Hilfe können die in der Wölbfeder herrschenden Spannungen näherungsweise direkt berechnet werden. Im Modell wird dabei den beschriebenen Tragwirkungen der verschiedenen Teile der Wölbfeder Rechnung getragen. So sind die umlaufenden Teile der U-Profile als Schub-Felder definiert (in Bild 7 links durch Diagonalen symbolisiert), während die Flansche des Trägers als Scheiben ausgebildet sind (in Bild 7 schraffiert) um eine Schubverteilung höherer Ordnung erfassen zu können.

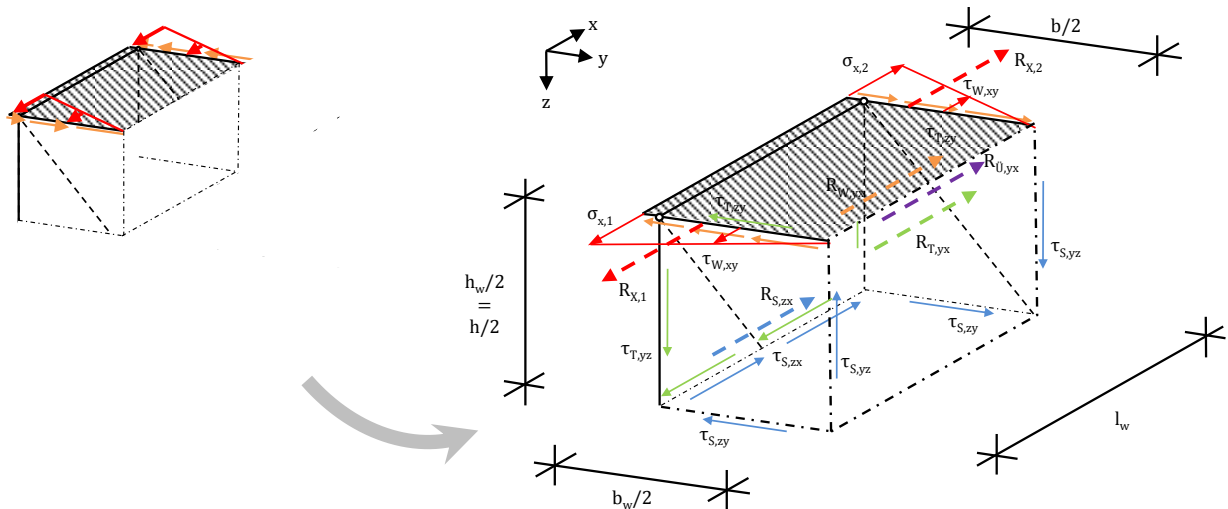


Bild 7: Modell einer Wölbfeder aus U-Profilen (links) und Freischnitt des Modells entlang der Symmetrieachsen mit den wirkenden Spannungen zur Formulierung des Gleichgewichts (rechts) in Anlehnung an [2]

Wie in Bild 7 zu erkennen, wird das Modell der Wölbfeder entlang der Längsachse des Trägers in beiden Symmetrieebenen geschnitten. An dem verbleibenden Viertel der Wölbfeder werden die herrschenden Spannungen und deren Resultierende R angetragen und horizontales Gleichgewicht in Längsrichtung formuliert. Einsetzen der aus der Literatur bekannten Zusammenhänge [1] liefert nach Vereinfachung, Gleichungen für die Schubflüsse in den Teilen der Wölbfeder Gl. (2) und im Trägerflansch Gl. (3). Über Gl. (4) können aus den Schubflüssen die jeweilig herrschenden Spannungen ermittelt werden [2].

$$T_{S,zx}(x) = G \cdot \vartheta'(x) \cdot \frac{2 \cdot A_{u,S}}{\oint \frac{ds}{t}} \tag{2}$$

$$T_{U,yx}(x, s) = S_w(s) \cdot \left[\frac{K_\omega \cdot \vartheta'(x)}{l_w \cdot l_\omega} + E \cdot \vartheta'''(x) \right] - G \cdot \vartheta'(x) \cdot \left[\frac{I_T}{2 \cdot h_w \cdot b_w} + \frac{2 \cdot A_{u,S}}{\oint \frac{ds}{t}} \right] \tag{3}$$

$$\tau_i = \frac{T_i}{t_i} \tag{4}$$

Als Eingangsgrößen zur Bestimmung der Spannungen in Wölbfedern aus U-Profilen werden neben der Wölbfedersteifigkeit K_ω und den Querschnittswerten des Trägers demnach nur die Zustandsgrößen $\vartheta'(x)$ und $\vartheta'''(x)$ benötigt.

Diese können über die klassische Lösung der Differentialgleichung der Wölbkrafttorsion Gl. (1) ebenfalls in Abhängigkeit von der Wölbfedersteifigkeit bestimmt werden. Überdies ist es mit den gegebenen Gleichungen möglich auf die mindestens erforderlichen Schweißnahtdicken zu schließen, mit denen die U-Profile und das Trägerprofil umlaufend verbunden werden müssen. Für detaillierte Herleitungen wird an dieser Stelle auf die Arbeit des Autors [2] verwiesen.

7 Zusammenfassung und Ausblick

Wölbfedern sind eine effektive Möglichkeit die torsionsweichen I-Profile des Stahlbaus zu verstärken, die in der Baupraxis jedoch nur selten genutzt wird. Dies liegt vor allem auch an der bisher unzureichenden Kenntnis über das generelle und innere Tragverhalten von Wölbfedern in torsionsbelasteten Trägern. Diesem Mangel an Wissen wurde in den letzten Jahren im Rahmen diverser Studienarbeiten unter Anleitung von Herrn Professor Lange entgegen gewirkt. So konnten Erkenntnisse über den idealen Einbauort von Wölbfedern und deren inneres Tragverhalten gewonnen werden. In einer Reihe von Versuchen wurden außerdem die existierenden Ansätze zur Berechnung von wölbversteiften Systemen experimentell bestätigt.

Entgegen erster Vermutungen wurde gezeigt, dass Wölbfedern abhängig von ihrer Steifigkeit und der Belastungsart am besten paarweise jeweils zwischen $0,12 \cdot L$ und $0,167 \cdot L$ vom Auflager in den Träger eingebracht werden sollten. Detaillierten Spannungsanalysen an den verschiedenen Wölbfederarten zeigten, dass Hohlsteifen mit ihrer großen bredt'schen Torsionssteifigkeit eine hohe Wirksamkeit erreichen indem sie direkt die Verdrehung des Trägers behindern. Dabei herrscht in allen Teilen der Hohlsteife ein konstanter Schubfluss. Wölbfedern aus Bindeblechen und Stabkreuzen hingegen wirken primär durch die Behinderung der Verwölbung, was als Nebeneffekt zu Verformungen des Trägerprofils führt. Numerische Vergleichsberechnungen zeigten, dass diese Profilverformungen effektiv zu geringeren Wölbsteifigkeiten führen, was über die gängigen analytischen Modelle nicht erfasst wird. So werden diese Arten von Wölbfedern in ihrer Steifigkeit bisher überschätzt.

Aufbauend auf den Erkenntnissen über das innere Tragverhalten von Hohlsteifen, wurde ein Modell zur analytischen Ermittlung der Spannungen in Wölbfedern aus U-Profilen entwickelt. Dieses Modell kann es Ingenieuren in der Praxis künftig ermöglichen Wölbfedern aus U-Profilen mit vertretbarem Aufwand zu berechnen, zu dimensionieren und somit regelmäßiger zur Versteifung von I-Trägern gegen Torsion oder Biegedrillknicken einzusetzen.

Auch zukünftig sollen Wölbfedern das Thema wissenschaftlicher Arbeiten am IfSW sein. Neben tiefergehenden Untersuchungen zum Tragverhalten von Wölbfedern aus Bindeblechen und deren bestmöglicher Verwendung, gilt es das bereits bestehende Modell der Wölbfeder aus U-Profilen mithilfe von Parameterstudien zu verifizieren. Die Entwicklung weiterer mechanischer Modelle für die anderen Wölbfederarten ist ebenso ein erstrebenswertes Ziel.

8 Literaturverzeichnis

- [1] Franke, W. / Friemann, H.: Schub und Torsion in geraden Stäben. Vieweg & Sohn Verlag. Wiesbaden 2005.
- [2] Händler, P.: Experimentelle Untersuchungen zum Tragverhalten torsionsbeanspruchter I-Träger unter dem Einfluss diskreter Wölbfedern (Master-Thesis). Unveröffentlicht. IfSW TU Darmstadt 2014.
- [3] Hertel, H.: Die Drillkopplung, ein neues Verfahren des Leichtbaues zur Erzielung steifer Körper. In: Konstruktion, 10 (1958) Heft 10 S. 381-394.
- [4] Hoffmann, M.: Analytische, numerische und experimentelle Untersuchungen zum Tragverhalten torsionsbeanspruchter I-Träger mit diskreten Wölbfedern (Master-Thesis). Unveröffentlicht. IfSW TU Darmstadt 2013.
- [5] Kalous, P.-A.: Untersuchungen zum Tragverhalten torsionsbelasteter I-Träger mit Wölbfeder (Master-Thesis). Unveröffentlicht. IfSW TU Darmstadt 2017.
- [6] Kroll, K.-H.: Drillkopplung – Eine vergessene Maßnahme zur Erhöhung der Torsionssteifigkeit dünnwandiger offener Profile? In: Stahlbau, 71 (2002) Heft 4 S. 296-300.
- [7] Lange, J.: Torsion (Skriptum). Unveröffentlicht. IfSW TU Darmstadt 2016.
- [8] Merle, H.: Nomogramme zur Bestimmung der ideellen Biegedrillknickmomente M_{ki} an IPE-Trägern mit zusätzlichen Wölbfedern bzw. elastischen Gabellagerungen an Hand des Programms DRILL der TU Darmstadt (Diplomarbeit). Unveröffentlicht. Fachhochschule Mainz 2001.
- [9] Müller-Braun, S.: Beitrag zum Tragverhalten torsionsbeanspruchter Mehrfeldträger unter Berücksichtigung von Wölbfedern (Diplomarbeit). Unveröffentlicht. IfSW TU Darmstadt 2013.
- [10] Petersen, C.: Stahlbau. Vieweg & Sohn Verlag. Wiesbaden. 4.Auflage 2012.
- [11] Witte, H.: Der Einfluß der Drillkopplung auf das Biegedrillknicken und die Kippstabilität von Trägern mit doppelsymmetrischem Querschnitt. In: Stahlbau, 29 (1960) Heft 1 S. 21-23.

Bettung der Stahldeckbleche von Sandwichelementen mit über die Kerndicke veränderlichem Elastizitätsmodul

Alexander Engel, M.Sc. *

* TU Darmstadt, Institut für Stahlbau und Werkstoffmechanik, Deutschland, engel@stahlbau.tu-darmstadt.de

Inhalt:

Gebäuchliche Sandwichelemente bestehen aus zwei Stahldeckblechen mit einer dazwischen liegenden Kernschicht aus Polyurethan-Hartschaum. Aufgrund des Herstellungsprozesses ist die Kernschicht anisotrop und über die Bauteilhöhe inhomogen. Diese Eigenschaften machen Traglastversuche am Bauteil unumgänglich. Im Folgenden wird mittels numerischer Parameterstudien untersucht, welchen Einfluss die Bettung der Kernschicht auf das Beulversagen der Stahldeckbleche hat. Die Ergebnisse werden herangezogen, um einen realen Traglastversuch numerisch abzubilden.

Stichworte: Sandwichelemente, Anisotropie, Inhomogenität, Knitterspannung

1 Einleitung:

Der Leichtbau mit Hilfe von Sandwich-Verbundkonstruktionen konnte sich innerhalb der letzten Jahrzehnte zu einem festen Bestandteil im Maschinenbau und Bauwesen etablieren und befindet sich auch weiterhin im Vormarsch. In Deutschland werden Sandwichelemente vor allem zur Ausbildung von Fassaden und Dächern im Industrie- und Gewerbebau eingesetzt. Es handelt sich um ein Verbundbauteil aus zwei äußeren, dünnen Stahl- oder Aluminiumblechen und einer dazwischen liegenden weichen Kernschicht, meistens aus Polyurethan-Hartschaum oder Mineralwolle. Das geringe Gewicht bei gleichzeitig großen Bauteilabmessungen ermöglicht schnelle Bauzeiten bei reduziertem Einsatz von Hebezeugen. Das Zusammenfügen der Elemente wird durch einfache Feder-Nut-Verbindungen beschleunigt. Die Kernschicht übernimmt zudem die Aufgabe der Wärme- und Schalldämmung, sodass keine zusätzlichen Arbeitsgänge dafür nötig sind [1] [2].

Eine häufige Versagensform bei Sandwichelementen ist das Knittern – ein lokales Beulen des druckbelasteten, elastisch gebetteten Deckblechs. Die Größe der kritischen Spannung (Knitterspannung) wird neben der Eigenbiegesteifigkeit der Deckschicht maßgeblich durch die elastische Bettung der Kernschicht beeinflusst. Ziel ist es, den Einfluss der Bettung auf die Stabilität des Bauteils zu untersuchen. Besondere Aufmerksamkeit wird auf die Erfassung der Anisotropie und Inhomogenität des Kerns gerichtet, deren Ursprung im Herstellungsverfahren liegt.

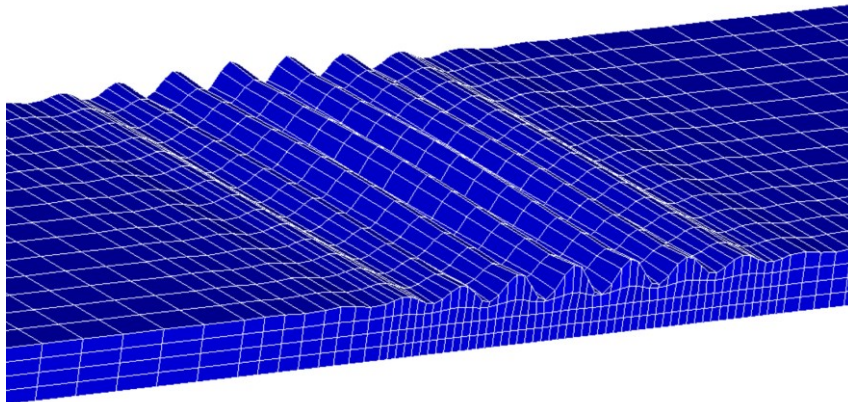


Bild 1: Knittern des oberen Deckblechs, FE-Eigenwertanalyse (1. Eigenform)

2 Herstellungsverfahren und Eigenschaften der Kernschicht

Sandwichelemente mit PUR-Kernmaterial werden heutzutage hauptsächlich industriell in einem kontinuierlichen Herstellungsverfahren produziert. Der Fertigungsprozess ist in Bild 2 schematisch dargestellt. Die noch flüssigen Komponenten des Polyurethangemisches werden auf das untere Blech aufgetragen. Anschließend findet die Aufschäumung des Gemisches unter hohem Druck und Zugabe von Treibmitteln statt. PUR-Schaum und Deckblech verbinden sich in dieser Phase kraftschlüssig. Die entstandenen Zellen weisen in der Realität gewisse Inhomogenitäten auf. Bedingt durch den kontinuierlichen Schäumvorgang in Bauteillängsrichtung, bei dem die gleichmäßige Ausdehnung der Zellen durch bereits vorhandene Zellen behindert wird, entsteht eine Zellorientierung in Produktionsrichtung, welche beim Aushärten erhalten bleibt. Um sicherzustellen, dass sich das Reaktionsgemisch vollständig zwischen beiden Deckblechen ausbreitet, wird es überdosiert. Durch den daraus resultierenden Überdruck tritt ein Rohdichteanstieg nahe der Deckblechinnenseiten auf. An der unten liegenden Produktionsseite wird die

ungestörte Ausbreitung des Gemisches am stärksten behindert, weswegen der Rohdichteanstieg dort ausgeprägter ist als an der Produktionsoberseite [2][3].

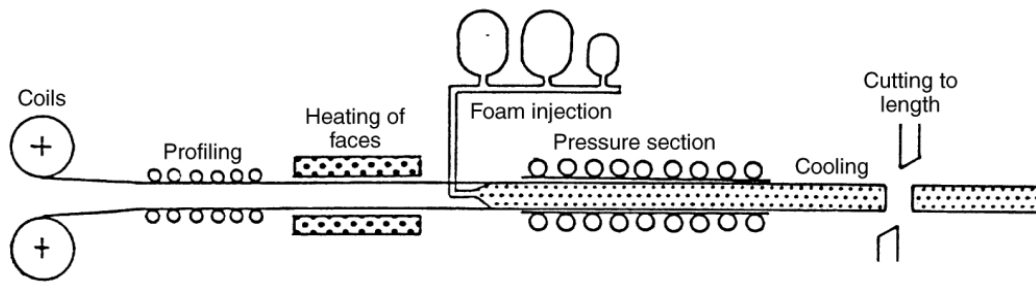


Bild 2: Schematische Darstellung des Herstellungsverfahrens [2]

Zusätzlich ist ein Anstieg des E-Moduls in den deckblechnahen Bereichen zu beobachten. *Hassinen* und *Misiek* [4] tragen hierzu Ergebnisse aus verschiedenen Veröffentlichungen zusammen. Es zeigt sich, dass der Effekt ebenfalls verstärkt an der Produktionsunterseite auftritt (Bild 3).

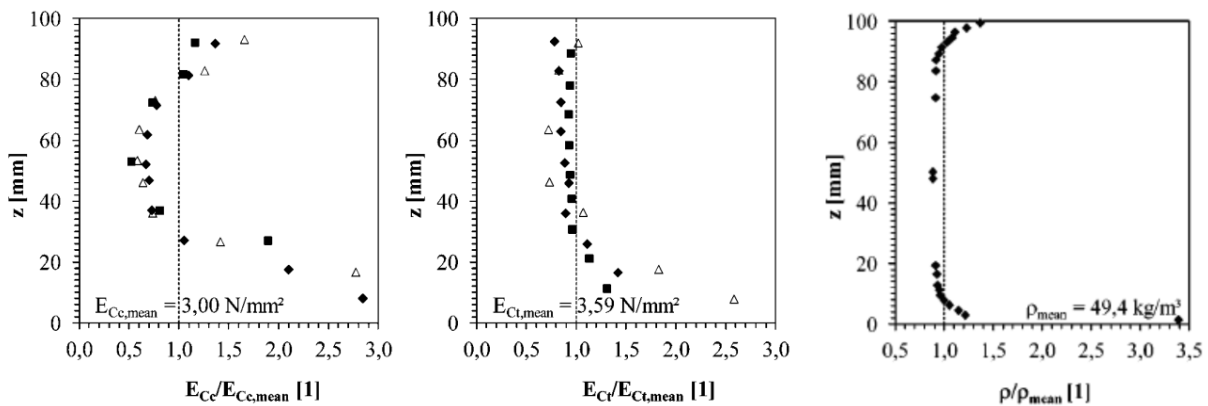


Bild 3: Verteilung Druck-E-Modul (links), Zug-E-Modul (Mitte) und Rohdichte (rechts) über die Bauteilhöhe, Produktionsunterseite bei $z = 0$ mm [4]

3 Untersuchungen zur Orthotropie der Kernschicht

Es wird untersucht, welche Auswirkung der Ansatz eines anisotropen Materialmodells auf die Größe der Knitterspannung hat. Die Auswertung beschränkt sich auf den Spezialfall der Orthotropie, bei der nur neun statt 21 unabhängige Materialparameter auftreten. Die Ergebnisse sind als Relativwerte dargestellt. Die Bezugswerte für E , G und ν sind in einer typischen Größenordnung für PUR-Schaum gewählt zu $E_{i,0} = 4,0 \text{ MPa}$, $G_{i,0} = 3,0 \text{ MPa}$ und $\nu_{ik,0} = 0,2$. Für die numerische Berechnung wird ein Sandwichelement als Einfeldträger mit Schalenelementen für die ebenen Deckbleche und Volumenelementen für die Kernschicht abgebildet. Um Einflüsse des unteren, zugbeanspruchten Deckblechs auf die kritische Spannung bzw. die Bettungssteifigkeit auszuschließen, wird die Gesamthöhe des Elements auf Basis von Voruntersuchungen zu $h = 100 \text{ mm}$ gewählt.

Da die einzelnen Materialparameter im Bezugsmodell in jeder Richtung identisch sind, jedoch ein orthotropes Materialmodell verwendet wird, wird dieses nachfolgend mit „angepasst-isotrop“ abgekürzt. Dies entspricht nicht unbedingt dem echten isotropen Materialmodell, da die Querkontraktionszahl dort bei vorhandenem E-Modul und Schubmodul mit der Beziehung

$$\nu = \frac{E}{2G} - 1 \quad (1)$$

zurückzurechnen ist. Bei für PUR-Schaum üblichen Verhältnissen zwischen E und G ergeben sich negative Querdehnzahlen, die in der Realität aber nicht auftreten. Voruntersuchungen zeigen, dass bei ausgeprägten E/G -Verhältnissen deutliche Abweichungen zwischen dem isotropen und orthotropen Materialmodell entstehen. In den folgenden Parameterstudien wird daher ausschließlich das orthotrope Modell mit positiven Querdehnzahlen verwendet.

Bild 4 und 5 verdeutlichen, dass nur der E-Modul in z -Richtung (in Richtung der Bauteildicke) sowie der Schubmodul G_{xz} die Knitterspannung maßgeblich beeinflussen, wobei der Anstieg mit zunehmender Größe des Elastizitäts- und Schubmoduls allmählich kleiner wird. Die Erhöhung von E_x in Bauteillängsrichtung bzw. E_y in Querrichtung bewirkt ab einem Verhältniswert von 1,0 einen geringen, nahezu linearen Anstieg der Knitterspannung. Eine Variation der Querdehnzahlen zeigt nur einen relativ geringen Einfluss. Im üblichen Wertebereich von $0 < \nu < 1/3$ ist die Änderung

der kritischen Spannung kleiner als 5 %. Der Vergleich mit einem von *Thermann* [5] vorgeschlagenen analytischen Lösungsansatz, welcher die verschiedenen Steifigkeiten und Materialkonstanten des orthotropen Werkstoffes mit Hilfe modifizierter Querkontraktionszahlen und einem modifizierten Bettungsparameter berücksichtigt, zeigt sehr gute Übereinstimmungen mit den hier dargelegten Ergebnissen der numerischen Auswertung.

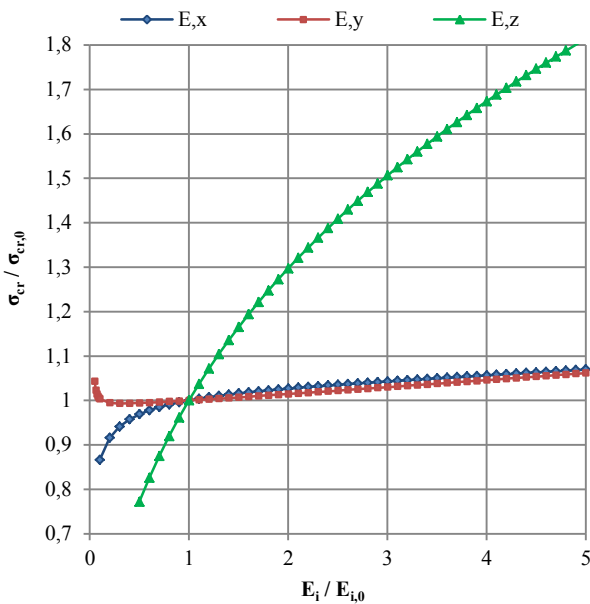


Bild 4: Variation des E-Moduls

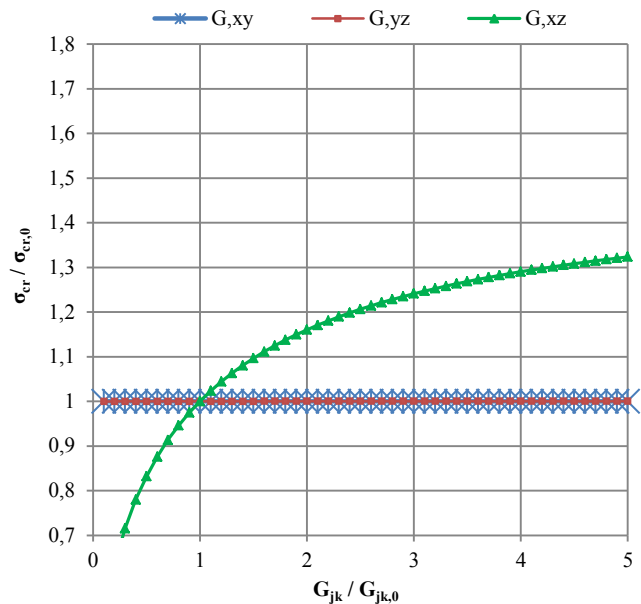


Bild 5: Variation des Schubmoduls

Am Fachgebiet Stahlbau der TU Darmstadt wurden Untersuchungen zu den orthotropen Eigenschaften von Sandwichelementen mit Kernen aus PUR-Schaum durchgeführt. Es wurden Prüfkörper aus den Sandwichelementen entnommen und einzeln in alle Richtungen belastet, um so die neun benötigten Materialparameter zu bestimmen. Die Ergebnisse stimmen gut mit den in [4] von *Hassinen* und *Misek* aufgeführten Werten überein. Tabelle 3.1 stellt einen exemplarischen Auszug der Messergebnisse dar. Die eingangs beschriebene herstellungsbedingte Zellausrichtung in Produktionsrichtung ist anhand des E-Moduls E_x , welcher gegenüber E_z um einen Faktor von ca. 2,43 ansteigt, deutlich erkennbar.

Tabelle 3.1: Orthotrope Werkstoffkennwerte für PUR-Schaum, normiert auf E_z und G_{xz}

$\frac{E_x}{E_z}$	$\frac{E_y}{E_z}$	$\frac{E_z}{E_z}$	$\frac{G_{xy}}{G_{xz}}$	$\frac{G_{yz}}{G_{xz}}$	$\frac{G_{xz}}{G_{xz}}$	ν_{xy} [-]	ν_{yz} [-]	ν_{xz} [-]
2,43	1,57	1,00	0,86	0,45	1,00	0,30	0,25	0,28

Eine numerische Untersuchung unter Ansatz der oben genannten Werkstoffkennwerte über die gesamte Bauteilhöhe zeigt einen Anstieg der kritischen Spannung von ca. 4 – 5 % gegenüber einer angepasst-isotropen Kernschicht, da diese maßgeblich von E_z und G_{xz} beeinflusst wird. Folglich kann auf der sicheren Seite liegend ein orthotropes Materialmodell mit identischen Elastizitäts- bzw. Schubmodulen in allen Richtungen verwendet werden, wenn hierfür die versuchstechnisch bestimmten Parameter E_z und G_{xz} angesetzt werden.

4 Untersuchungen zur Inhomogenität des Kernwerkstoffes über die Bauteilhöhe

Der Einfluss einer inhomogenen Kernschicht auf die Knitterspannung wird zunächst an einem einfachen FE-Modell mit zwei Kernschichten untersucht. Das zuvor beschriebene FE-Modell aus Kap. 3 wird dahingehend modifiziert. Die deckblechnahe Kernschicht auf der Druckseite des Balkens wird in ihrer Dicke (t_1) und in ihren Eigenschaften (E_1 , G_1) in allen Wirkungsrichtungen gleichzeitig variiert. Wie in Bild 6 zu sehen ist, hat die Kernschicht t_1 einen erheblichen Einfluss auf die Größe der Bettung. Der Effekt ist lokal auf eine Höhe von ca. 20 – 25 % der Bauteilhöhe (hier 100 mm) begrenzt. Für größere Schichtdicken ist kein weiterer Anstieg der Knitterspannungen festzustellen.

Die in Bild 3 gezeigte, gemessene E-Modul-Verteilung über die Bauteilhöhe wird über Anpassungsfunktionen angenähert, linearisiert und in ein Mehrschichtmodell ($n = 50$) mit abschnittsweise konstanten Materialkennwerten umgewandelt. Dabei werden die Mittelwerte aus Zug- und Druckmodul verwendet. Die druckbelastete Deckschicht liegt an der Produktionsunterseite. Es zeigt sich, dass bereits mit 3 – 4 Schichten eine ausreichende Genauigkeit zum

Mehrschichtmodell mit 50 Schichten erreicht werden kann (Bild 7). Die Materialwerte der Einzelschichten werden dabei per Reihenschaltung zusammengefasst.

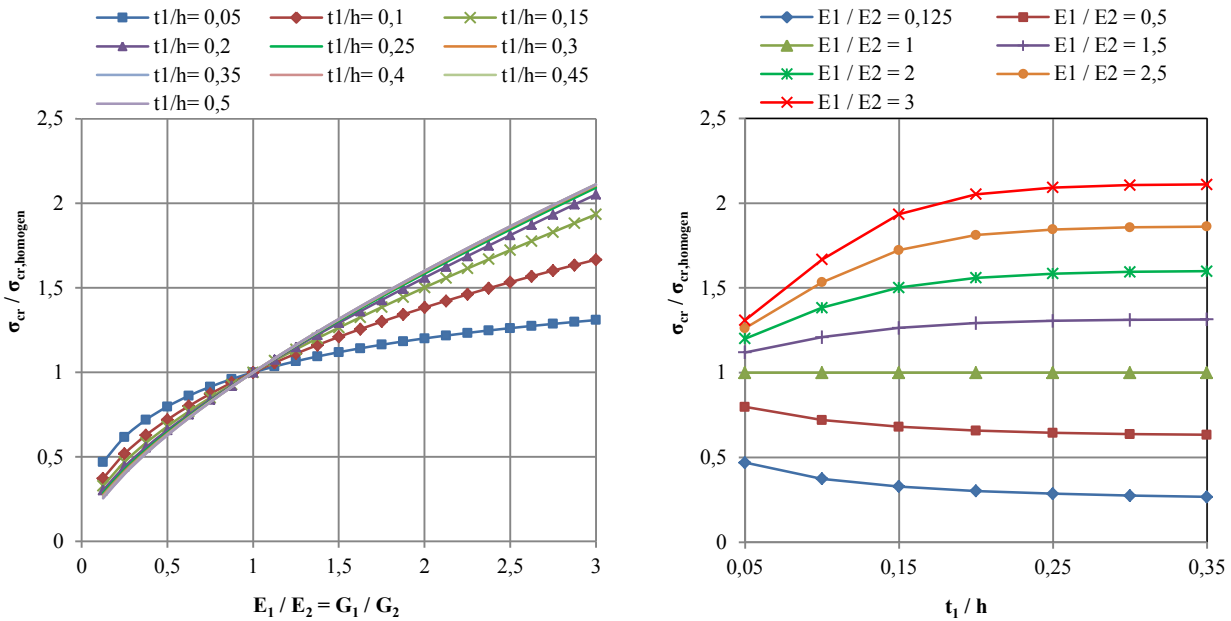


Bild 6: Variation der Materialparameter der oberen Kernschicht für verschiedene Schichtdicken (links), Variation der Schichtdicke für verschiedene Materialparameter der oberen Kernschicht (rechts)

Das Ergebnis bei $n = 1$ entspricht einer homogenen Kernschicht. Die Berücksichtigung der Inhomogenität führt zu einer Steigerung der Knitterspannung um ca. 90 %. Dieser Wert ist kritisch zu hinterfragen. In [4] wird vermutet, dass die hohen E-Module an den Deckblechen u. a. aufgrund behinderter Querdehnung bei der Messung auftreten und in der Realität weniger ausgeprägt sind. Zudem wird bei der Auswertung in Bild 7 unterstellt, dass der als Bezugswert verwendete mittlere E-Modul der Einzelmessungen identisch mit dem homogenen E-Modul aus einer Prüfung über die gesamte Bauteilhöhe ist. Wie sich in den Messungen von Kurpiela [6] zeigt, kann der homogene E-Modul größer als der Mittelwert der Einzelschichten sein.

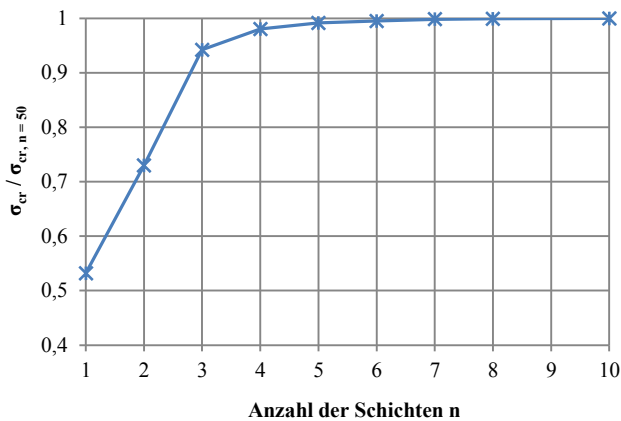


Bild 7: Approximation des Vielschichtmodells ($n = 50$) über eine reduzierte Schichtanzahl

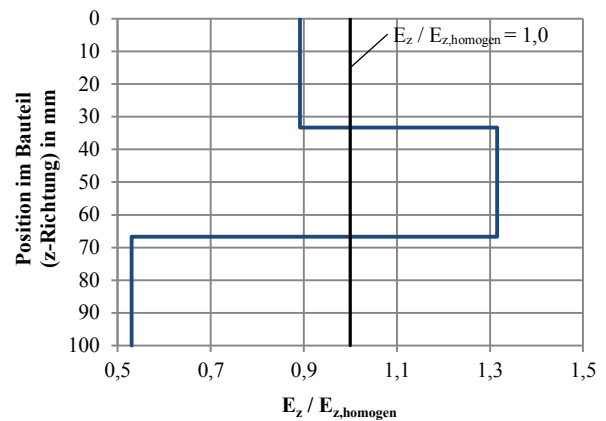


Bild 8: E-Modul-Verteilung über die Bauteilhöhe aus [6]; $z = 0$ als Produktionsunterseite, Mittelwerte aus Zug- und Druckmodul

Von Kurpiela wurden in [6] unter anderem Untersuchungen zur Inhomogenität an realen Bauteilen durchgeführt. Hierzu wurden Schaumproben aus den untersuchten Sandwichelementen über die Höhe gedrittelt und als Einzelschichten hinsichtlich ihrer Werkstoffkonstanten untersucht. Zusätzlich wurden die E_z -Module ohne Aufteilung in Schichten über die ganze Bauteilhöhe bestimmt. Hierbei zeigt sich, dass der E-Modul E_z an den Deckblechen kleiner als in Bauteilmitte ist (Bild 8). An der Produktionsoberseite beträgt er ca. 50 %, an der Produktionsunterseite ca. 90 % des homogenen Bezugswertes. Dies steht im Widerspruch zum Anstieg des E-Moduls gemäß Bild 3, welcher zumindest durch den Rohdichteanstieg an den Deckblechen plausibilisiert werden kann. Die numerische Auswertung ergibt eine gegenüber der homogenen Kernschicht um ca. 7 % geringere Knitterspannung an der druckbelasteten Produktions-

unterseite. Daraus lässt sich folgern, dass keine sichere Seite bezüglich einer Vernachlässigung der Inhomogenität in numerischen und analytischen Auswertungen existiert.

5 Nichtlineare Traglastberechnungen unter Berücksichtigung realer Bauteilparameter

Die Ergebnisse aus Kap. 3 und 4 werden aufgegriffen, um einen im Rahmen von Bauteilprüfungen am Institut für Stahlbau und Werkstoffmechanik der TU Darmstadt beliebig ausgewählten Traglastversuch numerisch abzubilden. Die Berechnung erfolgt geometrisch und physikalisch nichtlinear mit dem FE-Programm ANSYS als 6-Punkt-Biegeversuch. Bauteilparameter- und abmessungen der Deckbleche und Kerne werden dem Prüfprotokoll entnommen. Es wird jeweils der Mittelwert aus Zug- und Druckmodul des Kerns angesetzt.

In der Realität tritt beim Knitterversagen eine Knitterfalte im Bereich der maximalen Beanspruchung auf (Bild 9), welche durch Delamination des Deckblechs bei Überschreiten der Zugfestigkeit des Kerns bzw. Haftzugfestigkeit zwischen Kern und Deckblech entsteht. Der auftretende Spalt wird durch die Verwendung eines CZM („cohesive zone material“) zwischen Deckblech und Kern abgebildet – ein bilineares Materialmodell zur Simulation von Delaminationsvorgängen bei Überschreitung einer definierten Spannung (hier: Zugfestigkeit des Kerns). Die Belastung erfolgt weggesteuert gemäß Versuchsaufbau. Weiterhin wird eine eigenformaffine Vorverformung in der Größenordnung von 5 – 10 % der Deckblechdicke aufgebracht.

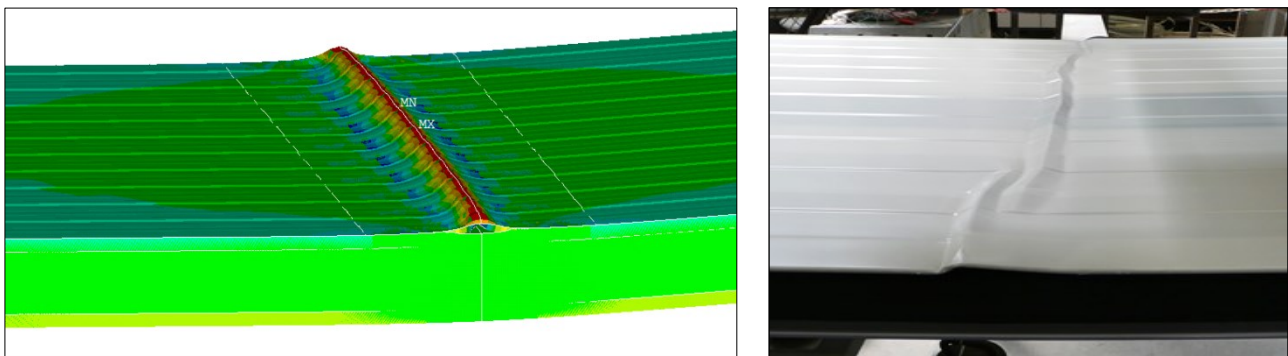


Bild 9: Knitterfalte mit Ablösung des Deckblechs im FE-Modell (links) und Realversuch (rechts)

Die zuvor beschriebenen Verläufe der Kerninhomogenität (Verlauf 1 gemäß Bild 3, Verlauf 2 gemäß Bild 8) werden pauschal auf den vorliegenden Versuch übertragen und miteinander verglichen. Verlauf 1 wird auf drei Schichten mit unterschiedlicher Dicke reduziert. Die Auswertung erfolgt zum einen für die Variante „angepasst-isotrop“, bei der G und E in allen Wirkungsrichtungen inhomogen abgebildet werden. Zum anderen für die Variante „angepasst-isotrop, E_z inhomogen“, in welcher ausschließlich E_z inhomogen abgebildet wird. Die druckbelastete Deckschicht liegt in beiden Fällen auf der Produktionsunterseite.

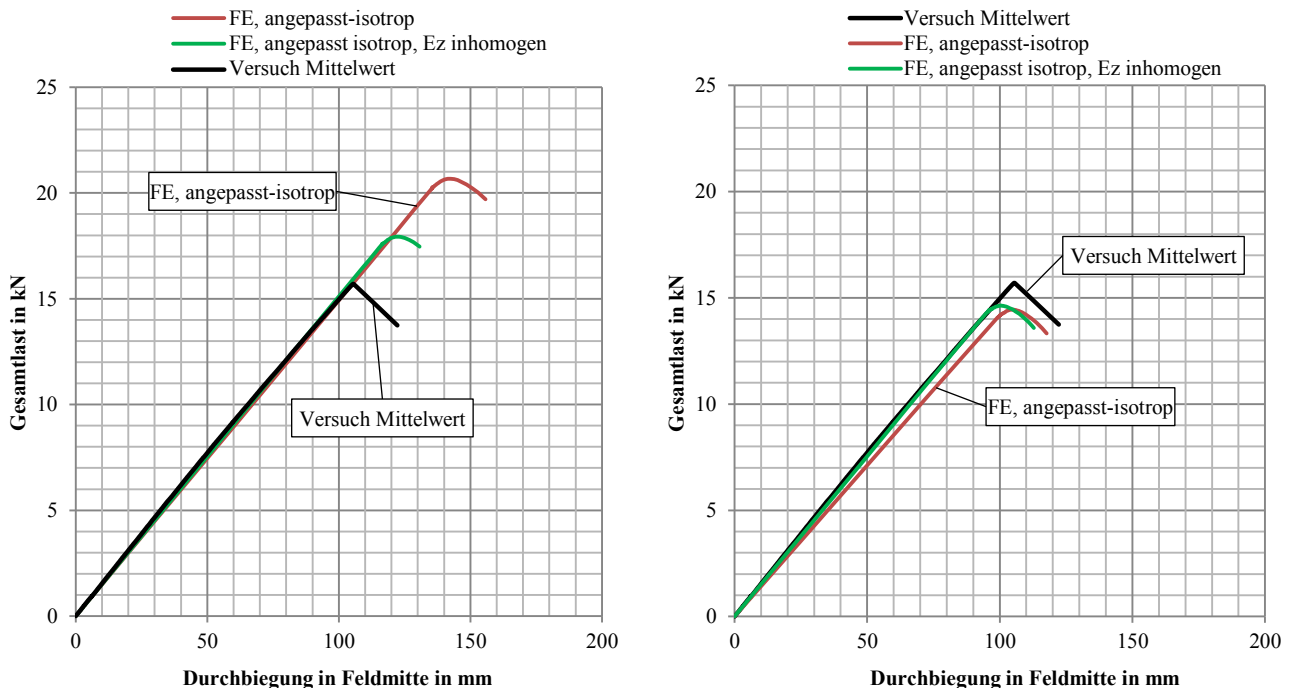


Bild 10: Traglasten für inhomogenes Kernmaterial, Verlauf 1 links, Verlauf 2 rechts

Wie in Bild 10 ersichtlich ist, führt der inhomogene Verlauf 1 zu einer Überschätzung der Traglast um ca. 15 – 35 %, während der Ansatz von Verlauf 2 mit einer Abweichung von max. 8 % bessere Ergebnisse liefert.

Die Ergebnisse sprechen dafür, dass die Inhomogenität in der Kernschicht des ausgewählten Versuchs nur schwach ausgeprägt ist. Eine pauschale Überlagerung der inhomogenen Verläufe mit den orthotropen Materialwerten gemäß Tab. 3.1 vergrößert die Abweichung zum Versuch zusätzlich und wird an dieser Stelle nicht weiter verfolgt, zumal nicht abgeschätzt werden kann, ob eine durch die Inhomogenität verursachte Vergrößerung von E_z automatisch mit einer Vergrößerung von E_x , E_y , und G über die Bauteilhöhe einhergeht.

6 Zusammenfassung und Fazit

Untersuchungen zur Orthotropie der Kernschicht zeigen, dass nur E_z und G_{xz} einen maßgeblichen Einfluss auf die Größe der Knitterspannung haben. Ferner kann die Inhomogenität zu einer deutlichen Änderung der Knitterspannung gegenüber dem Ansatz einer homogenen Kernschicht führen. Der Einfluss auf die Bettung des druckbelasteten Deckblechs ist allerdings auf einen kleinen Bereich von ca. 20 – 25 % der Bauteilhöhe beschränkt. Die Angabe einer sicheren Seite bezüglich der Vernachlässigung der Inhomogenität ist pauschal nicht möglich, weswegen Bauteilversuche zwingend notwendig sind.

Ein realitätsnahes FE-Modell mit Erfassung der Inhomogenität kann einen ersten Schritt zum Ersatz experimenteller Traglastbestimmungen durch die Numerik darstellen. Die Ermittlung der Werkstoffkennwerte am Bauteil bleibt weiterhin erforderlich, vor allem aufgrund der großen Streuungen in der Materialbeschaffenheit des Kernwerkstoffes und der unterschiedlich ausgeprägten Inhomogenität.

Weiterer Forschungsbedarf besteht hinsichtlich der Verteilung des E-Moduls über die Bauteilhöhe anhand einer signifikanten Anzahl an Messungen. Zudem ist der Einfluss des inhomogenen E-Moduls E_z auf die übrigen richtungsbezogenen Materialwerte des Kerns unklar. Durch Optimierungen mittels gezielter Verbesserung der Schaumqualität an den Deckblechen kann im Idealfall ohne großen Mehraufwand eine Vergrößerung der Beanspruchbarkeit erzielt werden. Ferner sind kombinierte Kernschichten mit PUR-Schaum nahe der Deckbleche und Mineralwolle im mittleren Bereich bei gleich bleibender Tragfähigkeit denkbar.

7 Literaturverzeichnis

- [1] Möller, Ralf; Pöter, Hans; Schwarze, Knut. Planen und Bauen mit Trapezprofilen und Sandwichelementen – Gestaltung, Planung, Ausführung. Berlin: Ernst & Sohn, 2011.
- [2] Davies, J. M. Lightweight Sandwich Construction. Oxford: Blackwell Science Ltd., 2001.
- [3] Kapps, Manfred; Buschkamp, Siegfried. Herstellung von Polyurethan (PUR)-Hartschaumstoff. Leverkusen: Bayer MaterialScience AG; Business Development - Insulation, 2004.
- [4] Hassinen, Paavo; Misiek, Thomas. Einfluss von Inhomogenitäten im Kernwerkstoff von Sandwichelementen auf die Tragfähigkeit. Stahlbau 81 (2012); Heft 12, 2012: 935 - 943. Berlin: Ernst & Sohn, 2012.
- [5] Thermann, K. Einfluss einer orthotropen oder inhomogenen Kernschicht auf die Knitterspannung von Sandwich-Elementen unter reiner Biegebeanspruchung. Dortmund: Universität Dortmund; Fachgebiet Mechanik/Maschinendynamik, 1989.
- [6] Kurpiela, Aneta. Optimierung von Sandwichwandbauteilen mit PUR-Kern und Stahldeckschichten. Dissertation. Darmstadt: TU Darmstadt; Institut für Stahlbau und Werkstoffmechanik, 2013.

Tragverhalten von dünnwandigen kaltgeformten C-Profilen mit PUR-Schaum Füllung

Dipl.-Ing. Aaron von der Heyden *

* Technische Universität Darmstadt, Institut für Stahlbau und Werkstoffmechanik, Germany,
vonderheyden@stahlbau.tu-darmstadt.de

Inhalt:

Dünnwandige kaltgeformte Stahlprofile neigen dazu, vor dem Erreichen ihrer Fließspannung aufgrund von Plattenbeulen oder Forminstabilität zu versagen. Wird der Querschnitt eines C-Profiles mit Polyurethan-Hartschaum ausgefüllt, zeigt sich ein positiver Einfluss auf diese Neigung. Der Schaum stützt die Teile des Querschnitts gegen Ausweichen aus ihrer Ebene und behindert eine Querschnittsverformung. Auch die globale Stabilität der Profile wird indirekt verbessert. In diesem Beitrag wird die Verbesserung des Plattenbeul-, Forminstabilitäts- und Biegedrillknickverhaltens durch PUR-Schaum Füllungen anhand von Versuchsergebnissen und numerischen Untersuchungen gezeigt. Der Schaum kann zu höheren Tragfähigkeiten von Kaltprofilen führen und so eine wirtschaftlichere Bemessung ermöglichen.

Stichworte: Kaltprofile, Stahlleichtbau, PUR-Hartschaum, Beulen, Forminstabilität, Biegedrillknicken

1 Einleitung

Stahl-Kaltprofile haben sich als tragende Bauteile im Hoch- und Industriebau etabliert. In Europa werden sie meist in sekundären Tragstrukturen wie beispielsweise Dachpfetten oder Wandriegeln als Unterkonstruktion für Fassadenbauteile eingesetzt. Hochregallager sind auch ein Anwendungsfeld für Kaltprofile. In anderen Ländern wie z.B. Australien, Südafrika oder Nordamerika werden die Profile auch als primäre Tragelemente von Gebäuden mit bis zu sieben Obergeschossen eingesetzt.

Kaltprofile werden aus Bandmaterial mit konstanter Blechdicke hergestellt. Die Blechdicken betragen weniger als 4 mm, wobei herkömmliche Dicken zwischen 1,2 mm und 2,0 mm liegen. Die Querschnitte können entweder kontinuierlich durch Walzprofilieren, was das häufigste Herstellungsverfahren darstellt, oder durch Kanten geformt werden. Die Querschnittsabmessungen sind über die Bauteillänge konstant. Sehr schlanke Querschnittsteile sind für Kaltprofile charakteristisch. Daher sind lokale Instabilitäten wie Plattenbeulen und Forminstabilität begünstigt. In Bild 1: sind die für ein kaltgeformtes Stützenprofil üblichen Stabilitätsversagensformen dargestellt. Beim Plattenbeulen (s. Bild 1: , Modus a) weichen einzelne scheibenförmige Querschnittsteile senkrecht zu ihrer Ebene aus, wobei sie die Eckpunkte des Querschnitts nicht verschieben. Forminstabilität (s. Bild 1: , Modus b) beschreibt das Biegeknicken der Querschnittslippen mit deutlich größeren Halbwellenlängen als beim Plattenbeulen. Die Flansche des Querschnitts weisen in dieser Eigenform eine andere Verdrehung um die Stablängsachse auf als die Stege, was bedeutet, dass der Querschnitt seiner Ausgangsform nicht treu bleibt – es wird auch von Lippenknicken oder Distortional Buckling gesprochen. Globales Stabilitätsversagen wie Biegeknicken, Drillknicken oder Biegedrillknicken kann auch auftreten, jedoch stellt dieses Versagen keine Besonderheit für Kaltprofile dar. Die maßgebenden Verzweigungsspannungen für a) Plattenbeulen und b) Forminstabilität sind jeweils am Minimum der zugehörigen Funktionskurve (s. Bild 1), die die kritische Verzweigungslast in Abhängigkeit der Halbwellenlänge der Beul-Eigenformen beschreibt, zu finden. Die maßgebende Verzweigungsspannung für globales Stabilitätsversagen ist für die Halbwellenlänge zu finden, die der Länge des Bauteils entspricht, sofern sich die Eigenform frei einstellen kann.

Um die Schlankheit von dünnwandigen Profilen zu reduzieren, können Falze, Bördel, Längs-, Quersicken o.ä. angeordnet werden. Die Verzweigungsspannung für Plattenbeulen können durch diese Maßnahmen zwar stark erhöht werden, jedoch ist der Einfluss auf die Verzweigungsspannung für Forminstabilitätsversagen sehr gering.

Basierend auf dem Wissen, dass Polyurethan(PUR)-Hartschaum in Sandwichelementen für Dach- und Wandverkleidungen unter anderem dazu dient, Plattenbeulen zu behindern, wurden Untersuchungen an C-Profilen mit PUR-Hartschaumfüllungen durchgeführt. Die Ergebnisse von Experimenten und numerischen Analysen werden im Folgenden vorgestellt. In Bild 2 werden ein ungefülltes und ein mit PUR-Hartschaumgefülltes C-Profil dargestellt.

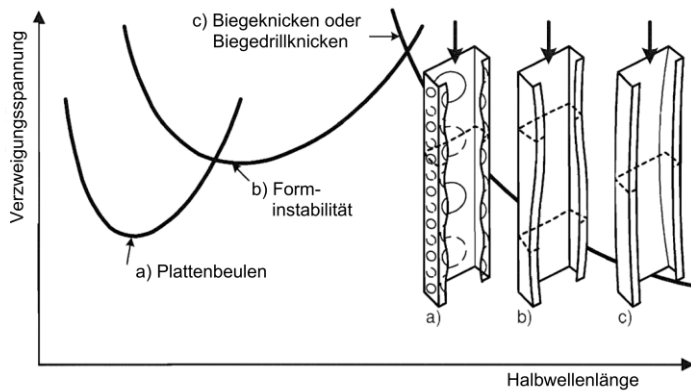


Bild 1: - Stabilitätsversagensformen eines kaltgeformten Stützenprofils [1]

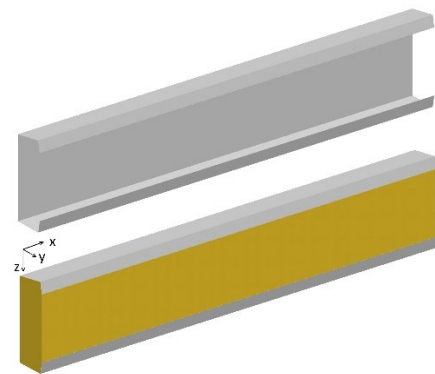


Bild 2: - Isometrische Ansicht eines ungefüllten und eines mit PUR-Hartschaum gefüllten C-Profils

2 Grundlagen

2.1 Bestimmung der Tragfähigkeit

Um den positiven Effekt einer PUR-Hartschaumfüllung auf das Tragfähigkeit von Kaltprofilen zu zeigen, werden neben experimentellen Untersuchungen auch Berechnungen der Tragfähigkeiten von gefüllten und ungefüllten Profilen durchgeführt. Hierfür wird die Direct Strength Method (DSM) ausgewählt. Diese Bemessungsmethode wurde von Schafer und Peköz in [14] vorgestellt. Die DSM ist bereits in Nordamerikanischen und Australischen Normen und Regelwerken [1], [2] aufgenommen worden und ermöglicht mit vergleichsweise geringem Aufwand eine direkte Vorhersage des Tragwiderstandes auf der Grundlage von Verzweigungsspannungen, die mit Hilfe von Eigenwertanalysen ermittelt werden können. Widerstandsgrößen in einem Schritt bestimmen zu können, ist für Parameterstudien von großem Wert. Jedoch muss im Späteren die Anwendung der Bemessungsgleichungen der DSM für schaumgefüllte Profile validiert werden.

2.2 Querschnitte

C-Profile werden einerseits sehr häufig eingesetzt und stellen andererseits eine der einfachsten Profilformen dar, deren Querschnitt gefüllt werden kann. Im Rahmen der hier vorgestellten Untersuchungen wurden daher ausschließlich C-Profile untersucht. Querschnittsabmessungen sowie die Elastizitätsparameter der Schaumfüllung wurden variiert, um den Einfluss des Schaums für eine möglichst große Bandbreite von Querschnitten zu zeigen. Im Rahmen der Parameterstudien werden die E- und Schubmoduln vereinfachend stets in allen Richtungen gleichgesetzt, für die Querdehnzahlen des Schaums wird in Anlehnung an Kurpiela (2013) [11] in allen Fällen mit $\nu = 0,2$ gerechnet. Die Notation der Querschnittsbezeichnung ist in Bild 3 gegeben. Sowohl die Querschnittsabmessungen als auch die Schaumeigenschaften werden variiert.

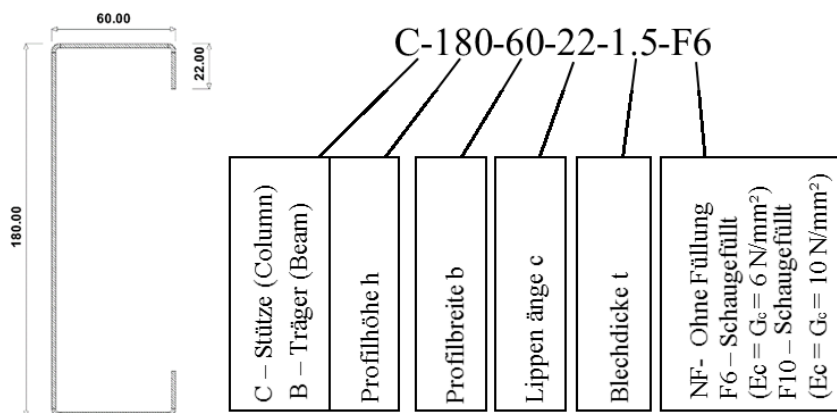


Bild 3: - Notation der Querschnittsbezeichnungen

3 Druckversuche

Erste Druckversuche wurde bereits in [10] präsentiert. In diesem Abschnitt werden diese und weitere Druckversuche vorgestellt.

3.1 Versuchsaufbau und Versuchsbeschreibung

In den Druckversuchen wurden zwei Typen von C-Profilen, C-180-60-22-1.5 (Typ 1) and C-180-60-22-2.0 (Typ 2), untersucht. Da der positive Einfluss des Schaums mit steigender Schlankheit der Profile anwächst, wurden diese schlanken Querschnitte ausgewählt.

Insgesamt wurden 17 Versuche unter reiner Normalkraftbeanspruchung durchgeführt. Die Länge der Probekörper wurde zur vierfachen Länge der größten Querschnittsabmessung gewählt, um die Ausbildung von lokalen Stabilitätsproblemen nicht zu behindern. Die Probekörperabmessungen wurden vermessen und Zugversuche am Stahlwerkstoff wurden gemäß DIN EN 10002 [5] durchgeführt.

Zunächst wurden Versuche an ungefüllten Stützenprofilen durchgeführt, um Referenzwerte für die Versuche mit gefüllten Profilen zu erhalten. Die weiteren Versuche wurden mit zwei unterschiedlichen PUR-Hartschaumfüllungen durchgeführt. Die Querschnitte wurden von einem Hersteller für Polyurethan werksseitig ausgeschäumt. Die Bestandteile des Schaums wurden in flüssiger Form in die auf dem Steg liegenden Querschnitte eingefüllt. Die Expansion und die Härtung erfolgten danach im Querschnitt, wodurch eine gute Verbindung des Schaums mit dem C-Profil erzielt werden sollte. Es wurden zwei Typen von PUR-Schaum mit unterschiedlichen Dichten gewählt (60 kg/m^3 und 100 kg/m^3). Die Trageigenschaften des PUR bei Druck- und Zugbeanspruchungen wurden in Anlehnung an die DIN EN 14509 [6] ermittelt. Schubmoduln und Schubfestigkeiten wurden gemäß DIN 53294 [7] ermittelt.

Die Druckversuche an den Kaltprofilen wurden nach den Vorgaben der DIN EN 1993-1-3 [4], Abschnitt A.3.2.1 weggesteuert mit einer Universalprüfmaschine (UTM) mit einer Kapazität von 200 t durchgeführt. Die Lagerung erfolgte über Platten, die mit der UTM biegesteif verbunden sind. Dadurch ist eine reine Normalspannungsbeanspruchung des Querschnitts gewährleistet. Die Probekörper wurden an den Enden eben gefräst, um eine gleichmäßige Lasteinleitung sicherzustellen. Die horizontale Halterung der Stützen erfolgte ausschließlich über Reibung.

In Bild 4 ist der Versuchsaufbau dargestellt. Die aufgebrachte Kraft wurde mit einer in der UTM integrierten Kraftmessdose aufgezeichnet. Der Verschiebung der UTM wurde mit Hilfe eines Seilzugwegaufnehmers dokumentiert.



Bild 4: - Versuchsaufbau - Stützenversuche

3.2 Versuchsergebnisse

3.2.1 Ergebnisse der Materialuntersuchungen

Die Versuche an Zugproben, die aus den Probekörpern herausgeschnitten wurden Ergaben eine Streckgrenze von 385 N/mm^2 und eine Zugfestigkeit von 460 N/mm^2 .

Aufgrund des Herstellprozesses der Schaumfüllung wird davon ausgegangen, dass sich der PUR-Schaum nicht isotrop verhält. Vereinfacht wird ein orthotropes Materialverhalten angenommen. Das Koordinatensystem für die Orthotropie ist Bild 2 zu entnehmen. Die in Druck-, Zug- und Schubversuchen ermittelten Materialeigenschaften des PUR-Hartschaums sind in Tabelle 1 zusammengefasst. Die E-Moduln (E_y und E_z) sind Durchschnittswerte aus Druck- und Zugversuchen. Der E-Modul des Schaums in Stützenlängsachse wird nicht ermittelt, da angenommen wird, dass die Längssteifigkeit der Stütze von der Schaumfüllung nicht signifikant beeinflusst wird. Vereinfacht wird E_x zu dem Wert von E_z angenommen.

Die Probekörper zur Bestimmung der Schubmoduln G_{xz} und G_{xy} konnten aus den ausgeschäumten C-Profilen entnommen werden. Zur Bestimmung von G_{yz} konnten aufgrund geometrischer Beschränkungen keine Probekörper herausgetrennt werden. Vereinfacht wurde G_{yz} hier mit G_{xy} gleichgesetzt, was aufgrund der ähnlichen Randbedingung während des Schäumprozesses gerechtfertigt erscheint.

Tabelle 1: Elastische Eigenschaften des PUR-Schaums

Schaum Typ	E_y in N/mm ²	$E_z \stackrel{!}{=} E_x$ in N/mm ²	$G_{xy} \stackrel{!}{=} G_{yz}$ in N/mm ²	G_{xy} in N/mm ²
PUR 60 kg/m ³	9,7	15,2	5,1	8,8
PUR 100 kg/m ³	15,7	25,7	19,4	23,7

3.2.2 Ergebnisse der Druckversuche

Alle Druckversuche versagten infolge von Plattenbeulen im Steg der C-Profile. Ein typisches elastisches Beulen des Stegblechs vor dem endgültigen Versagen des Probekörpers wird in Bild 6 gezeigt. Bei den schaumgefüllten Profilen konnten kürzere Wellenlängen der Beulen als bei den ungefüllten Querschnitten beobachtet werden.

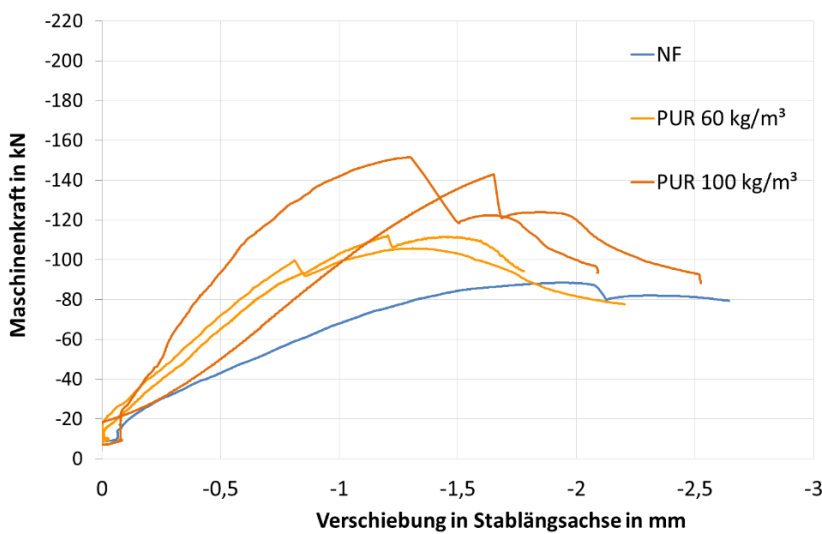


Bild 5: – Last-Verformungsdiagramm der Typ 1 Querschnitte

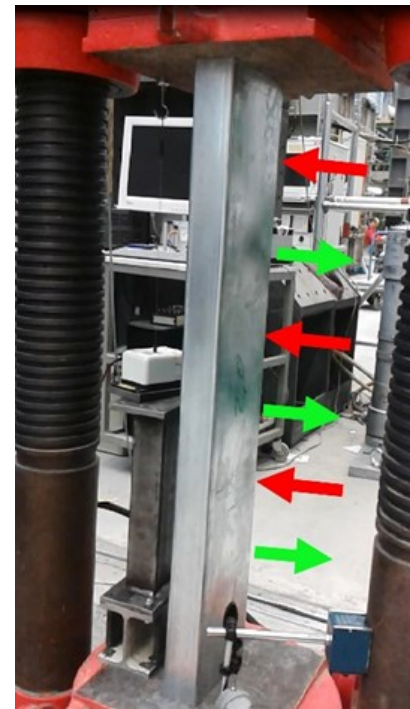


Bild 6: - Elastisches Beulen des Stegblechs

Die Tragfähigkeit der C-Profile konnte durch die Schaumfüllung gesteigert werden. Die Last-Verformungs-Diagramme der Druckversuche an Querschnitten mit 1,5 mm Dicke sind in Bild 5 dargestellt. Die Dehnsteifigkeit der Stützen wird durch den Schaum gesteigert. Dies ist nicht darauf zurück zu führen, dass der Schaum selbst in Stablängsrichtung Normalspannungen abträgt, sondern auf die Stützung der imperfekten Querschnittsteile durch den Schaum und der damit verbundenen Reduktion der Verformungen dieser Teile senkrecht zu ihrer Ebene. Auftretende Beulen während der Versuche können in den Graphen anhand von Lastabfällen detektiert werden. Bei den Probekörpern mit der leichteren Schaumfüllung wird die maximale Tragfähigkeit der Stützen erst nach dem Auftreten der ersten Beulen erreicht.

Die Ergebnisse der ungefüllten Profile zeigen eine gute Übereinstimmung mit den berechneten nominellen Tragfähigkeiten. Die DSM liefert für den Typ 1 $P_n = 82,7$ kN und für Typ 2 $P_n = 144,6$ kN. Durch eine Schaumfüllung mit der Dichte 100 kg/m³ wird eine maximale Erhöhung der Tragfähigkeit von Querschnittstyp 1 in Höhe von 76 % erzielt. In Tabelle 2 werden die Mittelwerte der Tragfähigkeiten der untersuchten Stützen angegeben.

Tabelle 2: Mittelwerte der Traglasten der untersuchten Stützen

Querschnitt	$P_{max,avg}$ (NF)	$P_{max,avg}$ (60 kg/m ³)	Traglaststeigerung	$P_{max,avg}$ (100 kg/m ³)	Traglaststeigerung
Typ 1	88,5 kN	110,4 kN	25 %	147,3 kN	67 %
Typ 2	152,4 kN	189,5 kN	24 %	200,8 kN	32 %

Da der dichtere Schaum eine größere Steifigkeit aufweist, ist auch der stützende Effekt des Schaums mit einer Dichte von 100 kg/m^3 größer als beim Schaum der Dichte von 60 kg/m^3 . Es fällt auf, dass die Traglaststeigerung beim leichteren Schaum für beide Querschnittstypen ähnlich sind (25 % und 24 %), beim schwereren Schaum jedoch eine signifikant höhere Laststeigerung für Typ 1 (67 %) erzielt werden kann als für Typ 2 (32 %). Die Ergebnisse der numerischen Untersuchungen (s. Abschnitt 4.2) zeigen, dass die Traglaststeigerung durch den leichteren Schaum für die Typ 1 Querschnitte höher liegen müsste. Bei diesen Querschnitten kann eine unzureichende Adhäsion zwischen Schaum und Stahlprofil festgestellt werden. Die getesteten Probekörper weisen hier keinen Bruch im Schaum auf, sondern zeigen eine Ablösung des Schaums vom Kaltprofil. Die übrigen Probekörper weisen Bruchbilder ähnlich wie in Bild 7 dargestellt auf.



Bild 7: - Getestete Probe mit Bruch im Schaum

4 Numerische Untersuchungen

Finite Elemente (FE) Untersuchungen wurden mit Hilfe der kommerziellen Software RFEM [8] und DickQ [9] der Firma Dlubal durchgeführt. Die Verzweigungsspannungen der lokalen Stabilitätsprobleme, Plattenbeulen und Forminstabilität, wurden für Stützen- und Trägermodelle mit Hilfe von Eigenwertanalysen ermittelt. Die Verzweigungsspannungen sind erforderliche Eingangsgrößen für die Tragfähigkeitsbestimmung mit Hilfe der DSM (s. Abschnitt 2.1). Auch die Spannungsverteilung im Querschnitt infolge von Torsionsbeanspruchungen wurde untersucht.

Querschnittsabmessungen, Blechdicken und elastischen Schaumparameter wurden im Rahmen einer Parameterstudie variiert, um ein umfassendes Bild des Einflusses von PUR-Schaumfüllungen auf das Tragverhalten der Kaltprofile zu erhalten.

4.1 Modellierung

Die Modelle wurden mit der 3D-CAD Oberfläche von RFEM erzeugt. Die Stahlprofile wurden mit Schalenelementen abgebildet, der PUR-Schaum mit Volumenelementen. Die Materialparameter der Stahls wurden der RFEM Datenbank in Anlehnung an den DIN EN 1993-1-1 [3] gewählt. Der Schaum wurde als orthotropes Material mit Variation der E-Moduln und Schubmoduln zwischen 4 N/mm^2 und 10 N/mm^2 modelliert.

Die Stützenlänge ist zu 1 m gewählt. Die Linienlagerung aller Querschnittsteile entspricht einer Einspannung an beiden Seiten. Die Belastung erfolgt über eine Zwangsverschiebung des Stützenkopfes in Stablängsachse.

Die Trägermodelle haben eine Länge von 4 m und sind statisch bestimmt gelagert, wobei zusätzlich an den Lasteinleitungspunkten die Verdrehung der Träger um die Stablängsachse gehalten wird, um Torsionsbeanspruchungen zu verhindern. Die Untersuchungen wurden unter 4-Punkt-Biegung durchgeführt. Die Belastung des Modells erfolgte unter Linienlasten auf den Trägersteg. Beispielhaft wird ein Trägermodell in Bild 8 dargestellt.

Das FE-Netz wurde von RFEM generiert und nötigenfalls manuell verfeinert. Die abgerundeten Ecken wurden mit mindestens zwei Elementen abgebildet.

Die 3D FE-Modelle konnten durch einen Vergleich der Verzweigungsspannungen von ungefüllten Querschnitten mit Ergebnissen, die mit Hilfe der Finite-Streifenmethode mit dem Programm CUFSM [12] ermittelt wurden, validiert werden.

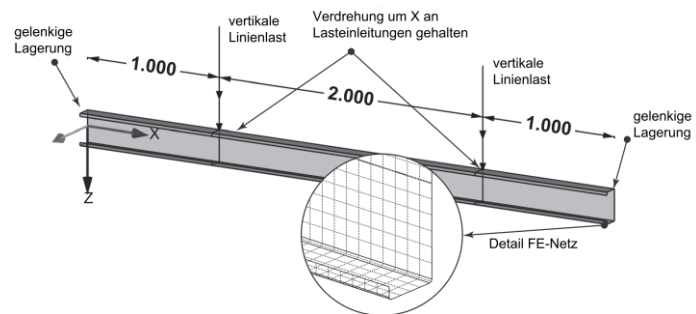


Bild 8: - Trägermodell

4.2 Nachrechnung der Versuche

In diesem Abschnitt sind die Ergebnisse der Nachrechnungen der durchgeführten Versuche dargestellt. Wie in Abschnitt 2.1 beschrieben wurden die Traglasten unter Verwendung der DSM auf der Grundlage der Verzweigungsspannungen, die dem FE-Programm entnommen wurden, berechnet. Die Profilaußenabmessungen, Lippenlänge, Eckradien, Materialdicken und Winkel zwischen den Querschnittsteilen wurden vor den Versuchen aufgenommen und in den FE-Modellen berücksichtigt. Die in Abschnitt 3.2.1 angegebenen Schaumeigenschaften wurden ebenfalls im Materialmodell des Schaums erfasst. Durchschnittswerte sowie deren Abweichungen von den Ergebnissen der experimentellen Untersuchungen sind in Tabelle 3 angegeben.

Tabelle 3: Nachrechnungen der Versuche im Vergleich zu Versuchsergebnissen

Querschnitt	Schaumdichte	$P_{max,avg}$ (Versuch)	$P_{max,avg}$ (FE/DSM)	Abweichung
Typ 1	60 kg/m ²	110,4 kN	127,4 kN	-15,4 %
Typ 2	100 kg/m ²	147,3 kN	148,1 kN	-0,6 %
Typ 2	60 kg/m ²	189,5 kN	182,6 kN	3,6 %
Typ 2	100 kg/m ²	200,8 kN	205,6 kN	-2,4 %

$$Abweichung = \frac{P_{max}(Versuch) - P_{max}(FE/DSM)}{P_{max}(Versuch)}$$

Die Versuchsergebnisse von Querschnittstyp 1 mit einer Schaumdichte von 60 kg/m² sind im Durchschnitt 15,4 % geringer als die Ergebnisse der Nachrechnung. Diese Abweichung wird auf eine schlechte Adhäsion zwischen Schaum und Kaltprofil bei diesen Probekörpern zurückgeführt. In diesen löste sich der Schaum im Bereich der plastischen Beulen nahezu rückstandslos vom Blech. Die übrigen Abweichungen sind kleiner als 5 %. Gemessen an dem geringen Umfang der Versuchsreihen, wird dieses Ergebnis als gute Übereinstimmung gewertet. Allerdings liegen die Ergebnisse teilweise auf der unsicheren Seite und der Vergleich berücksichtigt nicht, dass die Vorhersage mit der DSM Quantilwerte berücksichtigt. Eine sichere Validierung des Einsatzes der DSM für gefüllte Profile erfordert noch eine Vielzahl von Versuchen. Für eine qualitative Aussage über den Einfluss des Schaums auf das Tragverhalten von Kaltprofilen werden die Übereinstimmungen dennoch als ausreichend genau interpretiert.

4.3 Plattenbeulen und Forminstabilität

In Bild 9 sind beispielhaft die Eigenformen für eine Stütze mit und ohne Schaumfüllung dargestellt. Der Schaum erhöht die Verzweigungsspannungen für Plattenbeulen und Forminstabilität. Die Halbwellenlängen der Beulen verkürzen sich. Dieser Effekt kann bei den Trägermodellen gleichermaßen beobachtet werden.

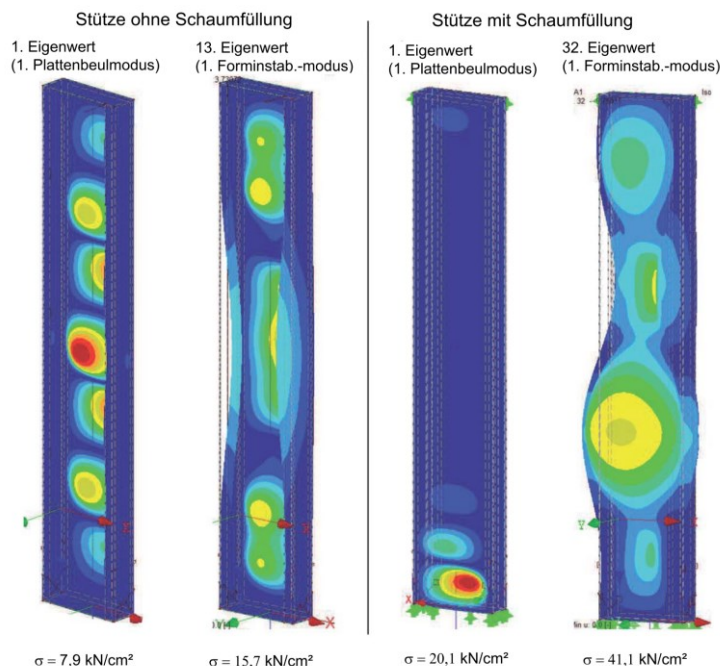


Bild 9: - Eigenformen der Stützenmodelle

Die Erhöhung der Verzweigungsspannungen für Plattenbeulen und Forminstabilität führt zu höheren Tragfähigkeiten und somit zu einer Verbesserung der Wirtschaftlichkeit. Der unterschiedliche hohe Einfluss auf die Stabilitätsprobleme erlaubt darüber hinaus die wirtschaftliche Ausnutzung von Profilen mit anderen Seitenverhältnissen. Beispielhaft wird das Verhältnis von Momentenwiderstand M_{Rd} zu Querschnittsfläche A_{Stahl} in Abhängigkeit der Flanschbreite b für unterschiedliche Lippenlängen c für Trägerquerschnitte mit einer Steghöhe von 200 mm in Bild 10 dargestellt.

Die schaumgefüllten Trägerquerschnitte können höhere M_{Rd}/A_{Stahl} Verhältnisse erreichen als die ungefüllten, da die Schaumfüllung die lokalen Instabilitäten behindert. Bei steigender Flanschbreite werden vor allem die Widerstände gegen Forminstabilitätsversagen stark durch den Schaum gesteigert. Dieses Versagen ist dann nicht maßgebend und damit ist auch die Veränderung der Lippenlänge von sehr geringem Einfluss. Ab einer Flanschbreite von 80 mm fällt das M_{Rd}/A_{Stahl} Verhältnis ab, da bei größeren Flanschbreiten Plattenbeulen im Oberflansch die maßgebende Versagensform darstellt.

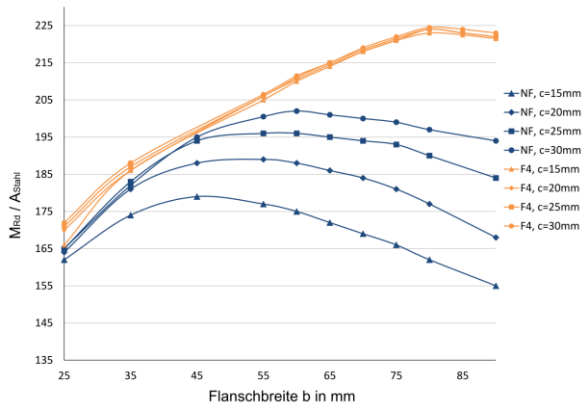


Bild 10: - M_{Rd} / A_{Stahl} in Abhängigkeit der Flanschbreite für B-200-b-c-2.0-NF und -F4

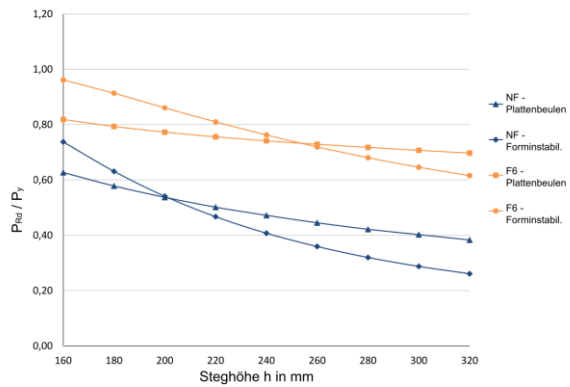


Bild 11: - P_{Rd} / P_y in Abhängigkeit der Steghöhe für C-h-60-22-1.5-NF und -F6

Die ungefüllten Querschnitte sind im Gegensatz zu den gefüllten stark von der Lippenlänge abhängig, da diese Querschnitte schon bei geringen Flanschbreiten aufgrund von Forminstabilität, das auch Lippenknicken genannt werden kann, versagen.

Auch in den Stützenmodellen wirkt sich der Schaum positiv auf die Tragfähigkeit der Kaltprofile aus. In Bild 11 ist das Verhältnis von Tragwiderstand P_{Rd} zur plastischen Querschnittstragfähigkeit P_y in Abhängigkeit der Steghöhe beispielhaft für die Profile C-h-60-22-1.5-NF und C-h-60-22-1.5-F6 dargestellt. Hier wurden die Tragfähigkeiten für die beiden Querschnittstypen (ungefüllt und gefüllt) getrennt für Plattenbeulen und Forminstabilität dargestellt, da so gezeigt werden kann, welche Versagensform bei der jeweiligen Steghöhe maßgebend ist. Während für ungefüllte Profile bereits bei einer Steghöhe von ca. 200 mm der Widerstand gegen Forminstabilität kleiner ist als der gegen Plattenbeulen, tritt bei den gefüllten Querschnitten dieser Wechsel erst ab einer Steghöhe von ca. 250 mm ein.

4.4 Globale Stabilitätsprobleme

Wie in Abschnitt 4.3 gezeigt wurde ergeben sich durch die Füllung des Querschnitts mit PUR-Schaum wirtschaftlichere Querschnitte, wenn das Verhältnis von Flanschbreite zu Steghöhe gesteigert wird. Dadurch werden gleichzeitig das Flächenträgheitsmoment um die schwache Achse I_z , das Torsionsträgheitsmoment I_t und der Wölbwiderstand C_w erhöht. Diese Parameter beeinflussen die Verzweigungsspannungen Drillknicken und Biegedrillknicken. Biegeknicken wird ebenfalls durch das Ansteigen von I_z positiv beeinflusst.

Zusätzlich nimmt die Schaumfüllung selbst direkt Einfluss auf das Torsionsträgheitsmoment I_t . Bild 12 zeigt, dass die Schaumfüllung des Querschnitts insbesondere bei breiten Flanschen zu einer Vervielfachung des Torsionsträgheitsmomentes führt. Durch die Schaumfüllung kann sich ein Kreisschubfluss im Querschnitt einstellen. Die Schubspannungsverteilung infolge einer Einheitstorsionsbeanspruchung ist in Bild 13 dargestellt. Aufgrund der geringeren Steifigkeit des Schaums sind die Schubspannungen im Schaum zwar vergleichsweise gering, jedoch wirken sie auf einer größeren Fläche.

Derzeit werden im Rahmen einer Masterarbeit am Fachgebiet Stahlbau der TU Darmstadt Torsionsversuche an schaumgefüllten C-Profilen durchgeführt, um diesen Effekt auch experimentell belegen zu können.

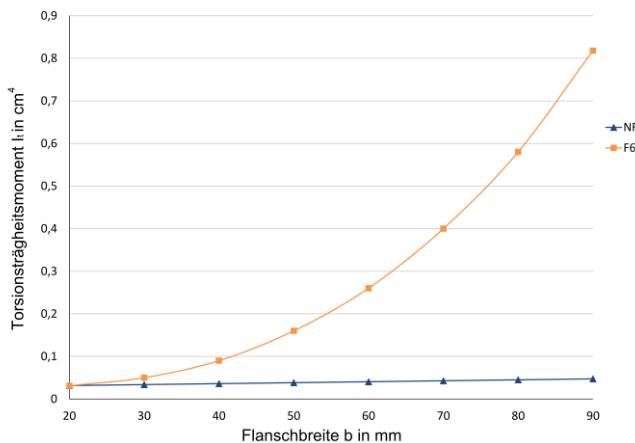


Bild 12: - Torsionsträgheitsmoment in Abhängigkeit der Flanschbreite für C-200-b-20-1.5-NF und -F6

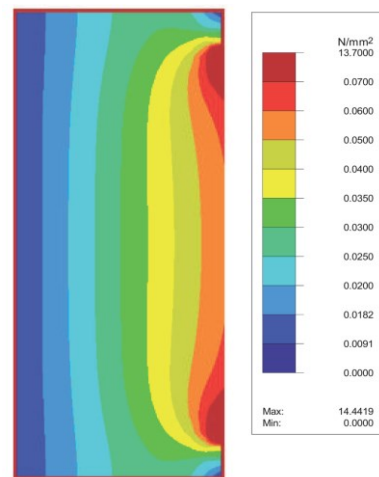


Bild 13: - Schubspannungen im schaumgefüllten Querschnitt infolge Torsion

5 Zusammenfassung und Ausblick

Um das Tragverhalten von mit Polyurethan-Hartschaum-gefüllten kaltgeformten C-Profilen zu analysieren, wurden Druckversuche an Stützen mit und ohne Schaumfüllung durchgeführt. Numerische Eigenwertuntersuchungen in Verbindung mit einer vereinfachten Bemessungsmethode zur Berechnung der nominellen Traglast an Stützen und Trägermodellen decken eine große Bandbreite an Querschnitten und Schaumsteifigkeiten ab.

Plattenbeulen und Forminstabilität der Querschnitte werden durch die Schaumfüllungen behindert, da der Schaum die Querschnittsteile senkrecht zu ihren Ebenen stützt und die Form des Querschnitts erhält. Die schaumgefüllten Profile weisen höhere Verzweigungsspannungen und dadurch höhere Tragfähigkeiten auf. Je Steifer der eingesetzte Schaum ist, desto größer ist der positive Einfluss des Schaums auf die Eigenwerte. Durch das verbesserte Tragverhalten, können wirtschaftlichere Querschnittsformen mit höheren Verhältnissen von Tragwiderstand zu Querschnittsfläche eingesetzt werden.

Da durch die Füllung der Profile Querschnitte mit breiteren Flanschen wirtschaftlicher werden, erhöhen sich auch das Flächenträgheitsmoment um die schwache Achse, der Torsions- und der Wölbwiderstand. Zusätzlich konnte in numerischen Untersuchungen gezeigt werden, dass das Torsionsträgheitsmoment auch direkt durch die Schaumfüllung beeinflusst wird, da sich ein Kreisschubfluss im Querschnitt einstellen kann. Diese Effekte führen zu erhöhten Widerständen gegen globale Stabilitätsprobleme und damit auch zum wirtschaftlicheren Einsatz von Kaltprofilen.

Alle genannten Einflüsse des Schaums steigen mit größer werdender Schaumsteifigkeit und Beulschlankeit der Profile an. Jedoch bewirken auch vergleichsweise leichte Schäume mit einer Dichte von 60 kg/m^3 schon signifikante Steifigkeits- und Tragfähigkeitssteigerungen.

Die Auswirkungen von Schaumfüllungen auf das Torsionstragverhalten werden derzeit im Rahmen einer studentischen Abschlussarbeit auch experimentell untersucht.

Um eine Bemessung von schaumgefüllten Kaltprofilen zuverlässig zu ermöglichen, ist eine Vielzahl von weiteren Versuchen erforderlich. Auf der Grundlage der Versuchsergebnisse können dann geeignete Bemessungsverfahren gesucht werden. Für weitere Forschungstätigkeiten ist insbesondere der Widerstand gegen Biegedrillknicken von großem Interesse. Außerdem stellen konstruktive Details noch ein weites Forschungsfeld dar.

6 Quellenangabe

- [1] AISI, AISI-S100. North American Specification for the Design of Cold-Formed Steel Structural Members, American Iron and Steel Institute, 2007.
- [2] Standards Australia, Public Review Draft of Cold-Formed Steel Structures Standard, AS / NZS 4600, 2003.
- [3] DIN EN 1993-1-1:2010-12, Eurocode 3: Bemessung und Konstruktion von Stahlbauten - Teil 1-1: Allgemeine Bemessungsregeln und Regeln für den Hochbau; Deutsche Fassung EN 1993-1-1:2005 + AC:2009
- [4] DIN EN 1993-1-3:2010-12, Eurocode 3: Bemessung und Konstruktion von Stahlbauten - Teil 1-3: Allgemeine Regeln - Ergänzende Regeln für kaltgeformte Bauteile und Bleche; Deutsche Fassung EN 1993-1-3:2006 + AC:2009
- [5] DIN EN 10002-1:1991-04, Metallische Werkstoffe; Zugversuch; Teil 1: Prüfverfahren (bei Raumtemperatur); enthält Änderung AC 1:1990; Deutsche Fassung EN 10002-1:1990 und AC 1:1990
- [6] DIN EN 14509: Selbsttragende Sandwich-Elemente mit beidseitigen Metalldeckschichten – Werkmäßig hergestellte Produkte – Spezifikationen. 2006.
- [7] DIN 53294:1982-02, Prüfung von Kernverbunden; Schubversuch, 1982
- [8] DLUBAL Software GmbH, RFEM Program-Version 5.03.0011, 2012
- [9] DLUBAL Software GmbH, DickQ Program-Version 6.58.01
- [10] von der Heyden, A., Lange, J.: Buckling Behaviour of Polyurethane Foam-Filled Cold-Formed Steel C-Sections, 20th International Conference on Composite Materials, Copenhagen 19-24th July 2015
- [11] A. Kurpiela, Optimierung von Sandwichwandbauteilen mit PUR-Kern und Stahldeckschichten, Dissertation TU – Darmstadt, 2013, DE
- [12] Li, Z., Schafer, B.W., Buckling analysis of cold-formed steel members with general boundary conditions using CUFSM: conventional and constrained finite strip methods, Proceedings of the 20th Int'l. Spec. Conf. on Cold-Formed Steel Structures, St. Louis, MO. November, 2010
- [13] Moen, C. D., Schudlich, A., von der Heyden, A., Experiments on Cold-Formed Steel Joists with Unstiffened Holes, J. Struct. Eng. 139, SPECIAL ISSUE: Cold-Formed Steel Structures, 695–704
- [14] B. W. Schafer, T. Peköz, Direct Strength Prediction of Cold-Formed Steel Members using Numerical Elastic Buckling Solutions, Thin-Walled Structures (1998) 137–144

Potential von Flächentragwerken aus kontinuierlich produzierten und einachsig gekrümmten Sandwichelementen

Sören Grimm, M.Eng. *

* Technische Universität Darmstadt, Institut für Stahlbau und Werkstoffmechanik, Germany,
grimm@stahlbau.tu-darmstadt.de

Inhalt

In einem aktuellen Forschungsvorhaben wird an der Technischen Universität Darmstadt das Potential von Flächentragwerken aus linear produzierten und einachsig gekrümmten Sandwichelementen untersucht. In diesem Beitrag wird der Stand der Forschung des Fachgebiets Stahlbau vorgestellt, wo unter Leitung von Herrn Prof. Dr.-Ing. Jörg Lange die Tragfähigkeit dieser Strukturen untersucht wird. In Voruntersuchungen wurde zunächst ein Konzept zur statischen Modellierung entwickelt. In einer Parameterstudie wurden die Tragfähigkeiten von biegebeanspruchten Einfeldträgern und Zweigelenkbögen gegenübergestellt, in denen sich bei entsprechender Stützlinie ein von Druckbeanspruchungen dominierter Lastabtrag einstellt. Die Ergebnisse wurden hinsichtlich des Potentials im Hinblick auf die Tragfähigkeit und im Hinblick auf den optimalen Krümmungsradius eines Kreissegmentbogens ausgewertet. Es wird gezeigt, dass mit Bogentragwerken, abhängig von ihrem Krümmungsradius, deutlich größere Spannweiten erreichbar scheinen als mit Balkentragwerken.

Stichworte: Sandwichelemente; Flächentragwerke; Neue Bauweise

1 Einleitung

Im Bauwesen, insbesondere im Industriebau, haben sich Sandwichelemente als wirtschaftliche Lösung für raumabschließende Dach- und Wandbauteile etabliert. Sandwichkonstruktionen besitzen zwei dünne Deckschichten, die hohe Tragfähigkeiten aufweisen und durch eine dicke schubsteife Kernschicht mit geringer Dichte verbunden werden. Für die Deckschichten wird im Bauwesen in der Regel Stahlblech eingesetzt. Übliche Kernwerkstoffe sind vor allem Polyurethan-Hartschäume (PUR/PIR) und Mineralwolle.

Mit dieser Bauweise werden so hohe Tragfähigkeiten bei geringem Eigengewicht und guten bauphysikalischen Eigenschaften erreicht. Sandwichelemente übernehmen in der Gebäudehülle sowohl tragende, abdichtende als auch dämmende Funktionen. Die Wirtschaftlichkeit dieser Konstruktionen wird durch den hohen Vorfertigungsgrad dieser Bauelemente zusätzlich erhöht. Heute werden selbsttragende Sandwichelemente, mit wenigen Ausnahmen, jedoch ausschließlich in ebener Form hergestellt, wodurch die mit dieser Bauweise realisierbaren Bauwerkskubaturen stark eingeschränkt werden.

Eine weitere Bauweise, mit der sich große Tragfähigkeiten bei verhältnismäßig geringem Materialeinsatz realisieren lassen, ist die Ausbildung von Flächentragwerken, wie beispielsweise Kuppeln. Da die Errichtung von Flächentragwerken in den üblichen Bauweisen nur eingeschränkte Vorfertigungsgrade zulässt und somit einen großen Personalkostenaufwand bedeutet, wurden solche Tragstrukturen in den letzten Jahren lediglich in Ausnahmefällen realisiert. So werden Flächentragwerke heute in der Regel vornehmlich bei repräsentativen Bauwerken mit hohem architektonischen Anspruch eingesetzt.

Die Ausbildung von gekrümmten Strukturen, wie zum Beispiel von Kuppel- oder Bogentragwerken ist somit sowohl aus architektonischer als auch aus tragwerksplanerischer Sicht interessant. Daher wird am Fachgebiet Stahlbau der Technischen Universität Darmstadt, in Zusammenarbeit mit dem KGBauko und dem Institut für Produktionstechnik und Umformmaschinen untersucht, inwieweit durch diese Bauweise die Möglichkeiten im Hinblick auf die realisierbaren Gebäudekubaturen und Spannweiten von Sandwichtragwerken künftig erweitert werden können. In einem von der AIF geförderten Forschungsprojekt werden derzeit Lösungen für den Entwurf, die Herstellung sowie die Bemessung von Flächentragwerken aus vorgefertigten, gekrümmten Sandwichprofilen gesucht.

2 Stand der Technik

Im Rahmen der Weltausstellung stellte Otto Jungbluth 1970 seine „weitgespannte Sandwichkuppel im Werkstoffverbundsystem Stahlblech-Polyurethanhartschaum“ vor [2]. Die Kuppel hat eine Spannweite von 45 m und wurde aus insgesamt 120 Sandwichelementen hergestellt (siehe Bild 1). Die einachsig gekrümmten Elemente wurden von der Hoesch AG in Einzelfertigung und jeweils mit veränderlicher Breite hergestellt. Die Sandwichkuppel lagert auf einem Tragring mit einem rechteckförmigen Hohlkastenquerschnitt.

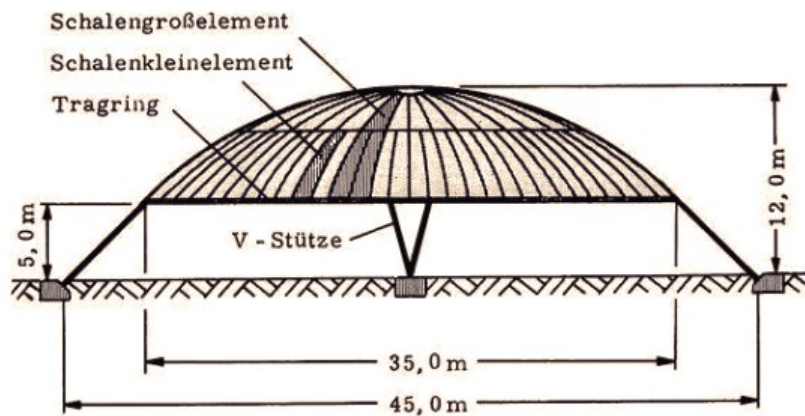


Bild 1: Sandwichkuppel von O. Jungbluth, Bild 1 in [2]

Die Elemente wurden in einer Dicke von 150 mm, in einer Länge von etwa 8 m beziehungsweise 11 m und einer Breite zwischen 0,1 m und 1,4 m hergestellt. Die Stahldeckbleche mit einer Dicke von 1 mm wurden durch einen Kern aus Polyurethan-Hartschaum verbunden. Als seitliche Schalung wurden hierzu im Bereich der Längsfugen vorab gekrümmte Holzstege zwischen das äußere und innere Deckblech geschraubt. Am Querstoß entlang der Auflagerlinie hin zum Tragring wurde dieser Holzsteg durch ein analog angeordnetes U-Profil ersetzt.

Für die Verbindung der einzelnen Sandwichelemente steht im Bereich der Stöße jeweils eins der beiden Deckbleche hin zum Nachbarelement über. Dieser Überstand wurde anschließend mit Hilfe von Blindnieten kraftschlüssig mit dem Deckblech des Nachbarelementes verbunden. Anschließend wurden die zwischen den Holzstegen entstandenen Hohlräume ausgeschäumt. Für die Montage wurden die 120 Schalenkleinelemente vorab zu 40 Schalengroßelementen zusammengesetzt, aus welchen die Kuppel auf der Baustelle zusammengesetzt wurde (siehe Bild 1 und 2).

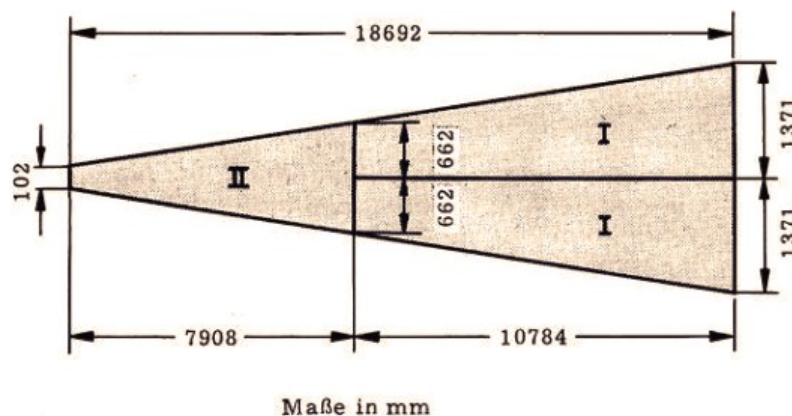


Bild 2: Schalengroßelement, Bild 2 in [2]

Die Kuppel, deren Gebäudehülle im Zuge von Umbaumaßnahmen vollständig geschlossen wurde, überdacht heute das „Information Center“ der Hannover Messe. Gemäß deutscher Normenwerke sind Hochbauwerke heute für eine Lebensdauer von 50 Jahren auszulegen. Auf Grundlage des Nutzungszeitraumes dieses Bauwerks kann somit gefolgert werden, dass es sich um eine dauerhafte Konstruktion im Sinne der Norm handelt, die den Anforderungen an ein Dachtragwerk in vollem Umfang gerecht wird.

Trotz seines großen Potentials im Hinblick auf die Tragfähigkeit und ihrer guten bauphysikalischen Eigenschaften kann ein Flächentragwerk wie die Kuppel von Otto Jungbluth unter heutigen Rahmenbedingungen kaum wirtschaftlich gebaut werden. Den großen Einsparungen von Material sowie Konstruktionsschichten in der Ebene der Dachhaut stehen der große Arbeits- und Zeitaufwand bei der Verbindung der einzelnen Sandwichelemente gegenüber. Weiter erfordert die Errichtung einer solchen Konstruktion umfangreiche Baubehelfsmaßnahmen, wie zum Beispiel ein Lehrgerüst während der Montage, die auf der einen Seite selbst kostenintensiv sind und auf der anderen Seite die Arbeiten im Bauraum unterhalb des Tragwerks einschränken.

Ungeachtet dessen hat Klaus Berner 2010 im Zusammenhang mit seinem Bericht über verbreitete Sandwich-Dachkonstruktionen aus einachsigen gekrümmten Sandwichelementen in Italien an das statische Potential der Ausbildung eines Bogentragwerks erinnert (siehe [1]). In einem Beispiel stellt er die Beanspruchungen eines Einfeldträgers mit denen eines Zweigelenkbogens mit gleichem Querschnitt, Stützweite und Beanspruchung gegenüber. Mit seinem Beispiel macht er deutlich, dass mit einem symmetrisch belasteten Bogentragwerk, bei gleichem Querschnitt, deutlich größere Stützweiten realisierbar sind, als mit einem Einfeldträger.

3 Angestrebte Bauweise

Ziel des Forschungsprojektes ist es Schalentragwerke aus kontinuierlich produzierten, einachsig gekrümmten Sandwichelementen mit ebenen Deckblechen und einem Kern aus Polyurethan-Hartschaum zu realisieren. So sollen die Vorteile von Flächentragwerken und Sandwichkonstruktionen in einer neuen Bauweise vereint werden, in der das große Systempotential von Schalentragwerken mit der Wirtschaftlichkeit von Sandwichkonstruktionen verbunden wird, welche vor allem auch aus dem hohen Vorfertigungsgrad der einzelnen Elemente resultiert. Um solche Tragwerke künftig plan- und realisierbar zu machen, soll im Rahmen dieses Projektes ein Designtool sowie ein Produktionsprozess entwickelt werden und das Tragverhalten sowie die Tragfähigkeit solcher Strukturen bewertet werden.

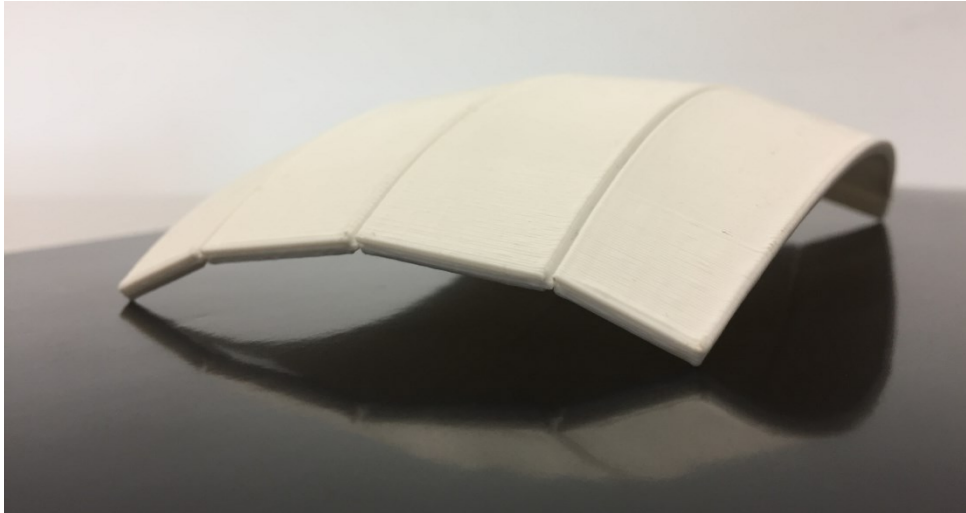


Bild 3: Architekturmodell eines Kugelsegments

Eine Dachkonstruktion in dieser Bauweise könnte beispielsweise als Kugelsegment entworfen werden (siehe Bild 3). Diese Struktur könnte realisiert werden, indem die Sandwichelemente in Längsrichtung gekrümmt hergestellt werden und die Kubatur in Querrichtung mit Hilfe eines Polygonzuges angenähert wird. Hierzu ist es erforderlich, dass die Sandwich-elemente mit einer veränderlichen Breite sowie mit veränderlich geneigten Fugen hergestellt werden.

Ziel ist es einen Prozess zu entwickeln, in dem diese geometrischen Eigenschaften für jedes Element zunächst mit Hilfe eines Designtools genau festgelegt werden und die Daten der Geometrie anschließend über eine Schnittstelle aufbereitet an die Fertigung beziehungsweise die Tragwerksplanung weiter gegeben werden können.

4 Untersuchung des Potentials im Hinblick auf die Tragfähigkeit

Zum jetzigen Zeitpunkt wurden in Anlehnung an Berner [1] Voruntersuchungen zur Ermittlung des statischen Potentials von kreisförmig gekrümmten Sandwichbalken durchgeführt. Hierzu wurden die Querschnittsbeanspruchungen von Zweigelenkbögen mit veränderlichen Krümmungsradien mit denen von Einfeldträgern unter gleicher Belastung und Stützweite gegenübergestellt. Alle Modelle wurden mit einer Gleichlast über die gesamte beziehungsweise über die halbe Stützweite belastet. Die numerischen Untersuchungen wurden an zweidimensionalen Finite-Element-Modellen durchgeführt. Die Modellierung der Bauteile und ihrer Randbedingungen werden im Folgenden genauer beschrieben.

4.1 Numerische Modellierung

Die Deckbleche des Sandwichelements wurden als gekrümmte Balkenelemente modelliert. Es wurde ein ideal-elastisches Materialmodell mit einem Elastizitätsmodul von 21.0000 N/mm^2 und einer Querdehnzahl von 0,3 zugrunde gelegt.

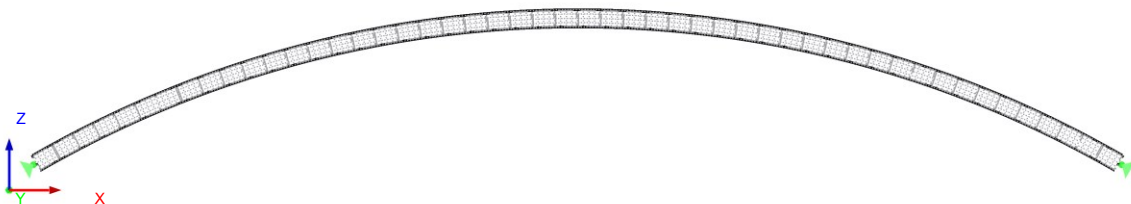


Bild 4: Zweidimensionales Finite Element Modell

Der Kern wurde mit Hilfe von Schalenelementen abgebildet. Für die zweidimensionalen Modelle wurde auch das Kernmaterial mit einem ideal-elastischen isometrischen Materialgesetz abgebildet. Abweichend vom Vorgehen bei der Modellierung der Deckbleche wurde hier der Schubmodul in den Grenzen zwischen $2,5 \text{ N/mm}^2$ und $4,0 \text{ N/mm}^2$

festgelegt und mit Hilfe einer Querdehnzahl von 0,25 der zugehörige E-Modul errechnet. Der Betrag der Querdehnzahl wurde in Anlehnung an [3] festgelegt. Die Kernfläche wurde in Teilflächen unterteilt, um die Materialeigenschaften des Kernwerkstoffes senkrecht zur Stabachse des gekrümmten Sandwichbalkens definieren zu können. In Anlehnung an [4] wurde darauf geachtet, dass die Länge der Teilflächen den Grenzwert des zweifachen Deckblechabstandes nicht überschreitet.

Die Auflager der Zweigelenbögen wurden mit Hilfe von starren Stäben abgebildet, welche die beiden Deckbleche des Sandwichelementes analog zu einer Stirnplatte verbinden (siehe Bild 5). Diese Stirnplatte ist im Schwerpunkt des Querschnittes in vertikaler und horizontaler Richtung gelagert.

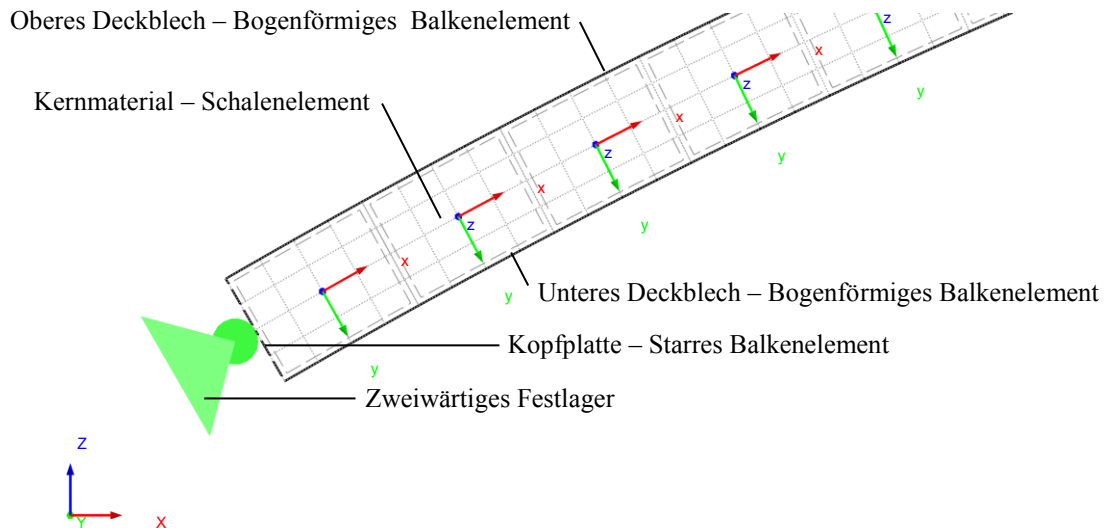


Bild 5: Zweidimensionales Finite Element Modell - Auflagerdetail

4.2 Auswertung des Potentials im Hinblick auf die Tragfähigkeit

Für einen Vergleich der Querschnittsbeanspruchungen der unterschiedlichen Systeme wurden in den zugehörigen Lastfällen die Normalspannungen in den Deckblechen für einen Zweigelenbogen mit veränderlicher Krümmung und einen Einfeldträger mit gleicher Stützweite ermittelt und miteinander verglichen. Für eine Abschätzung der Anwendungsgrenzen wurden die auftretenden Normalspannungen sowohl mit Streckgrenzen von üblichen Deckblechmaterialien, als auch mit der Knitterspannung der ebenen Deckbleche verglichen, welche in der Regel den maßgebenden Grenzwert für den Nachweis der Sandwichelemente darstellt. Die Knitterspannung wurde nach Gleichung 8.50 in Stamm & Witte [5] berechnet.

Krümmungsabhängige maximale Deckblechspannung

$$L/a = 50, a = 200 \text{ mm}, t = 0,50 \text{ mm}, q = 1 \text{ kN/m}$$

Deckblechspannung in N/mm^2

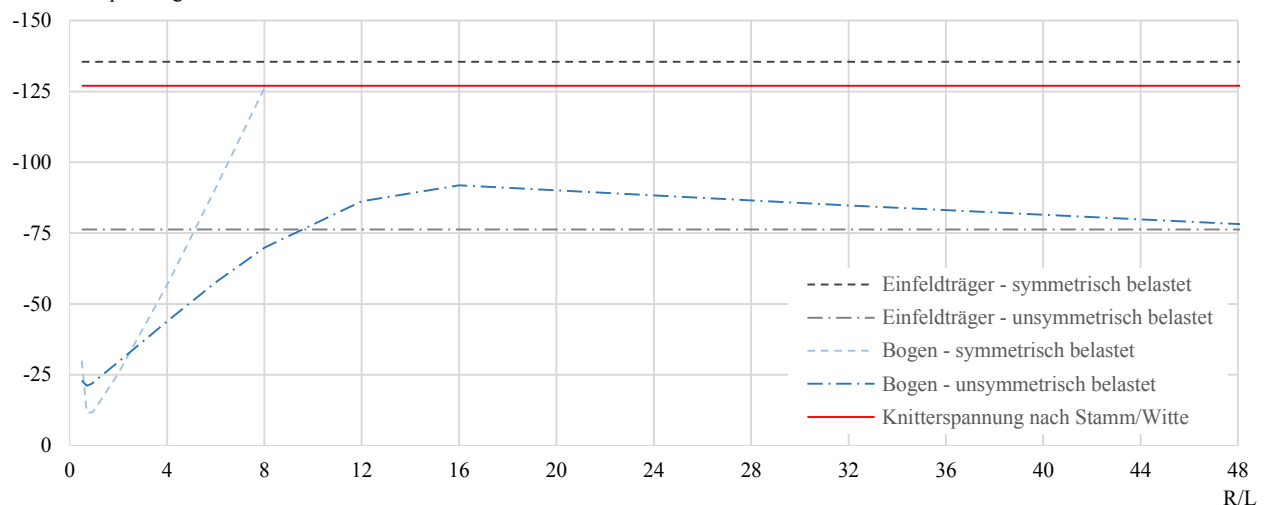


Bild 6: Krümmungsabhängige Deckblechspannung – Zweigelenbogen und Einfeldträger mit gleicher Stützweite

In Bild 6 und 7 sind exemplarisch die Auswertungen der Modelle für einen Sandwichbalken mit einem Deckblechabstand a von 200 mm und einer Deckblechdicke t von 0,5 mm beziehungsweise t_0 von 0,46 mm dargestellt. Alle

Modelle wurden mit einer projizierten Streckenlast von 1 kN/m jeweils über die gesamte beziehungsweise über die halbe Stützweite belastet, somit sind Bögen und Balken jeweils durch die gleiche Last beansprucht. Die hieraus resultierenden Querschnittsbeanspruchungen können so jeweils für das symmetrisch belastete sowie für das unsymmetrisch belastete System direkt miteinander verglichen werden. Der Einfluss der, abhängig vom Krümmungsradius, veränderlichen Elementlänge bleibt in diesem Vergleich unberücksichtigt.

Krümmungsabhängige maximale Deckblechspannung

$$L/a = 50, a = 200 \text{ mm}, t = 0,50 \text{ mm}, q = 1 \text{ kN/m}$$

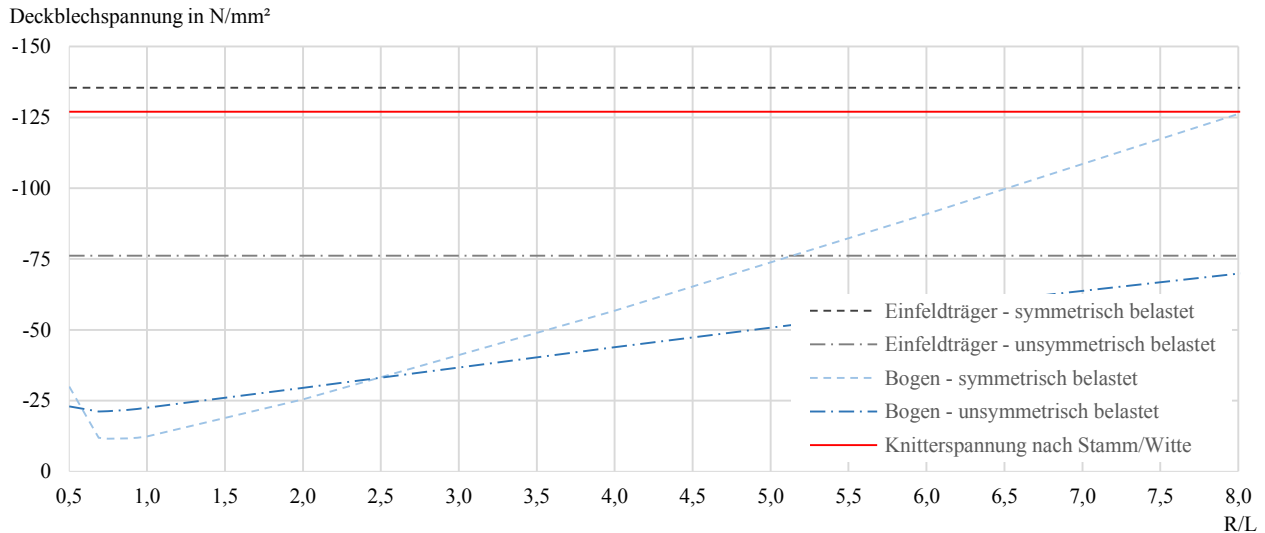


Bild 7: Krümmungsabhängige Deckblechspannung – Zweigelenkbogen und Einfeldträger mit gleicher Stützweite

Die Untersuchungen haben gezeigt, dass die maximalen Druckspannungen in den Deckblechen des Querschnitts in vielen Bogentragwerken deutlich geringer waren, als in den zugehörigen Balkentragwerken. Diese Beobachtung trifft sowohl auf die Modelle zu, die durch für Bogentragwerke günstige symmetrische Lastfälle belastet sind, als auch auf die Modelle, welche durch für Bogentragwerke ungünstige unsymmetrische Lastfälle beansprucht werden. In Bild 6 sind die Ergebnisse von Einfeldträgern und Bögen mit einer halbkreisförmig gekrümmten Stabachse ($R/L = 0,5$) bis hin zu Bögen mit einem Verhältniswert zwischen Krümmungsradius und Stützweite von 48 dargestellt.

Es wird deutlich, dass die resultierenden Deckblechspannungen stark von dem Verhältnis zwischen dem Krümmungsradius und der Spannweite der Bögen abhängen. Bei zunehmendem Krümmungsradius und der daraus resultierenden Reduzierung des Bogenstichs nehmen die Deckblechspannungen zunächst ab, bis sie bei einem Verhältniswert R/L von etwa 0,75 ihr Minimum erreichen (siehe Bild 7). Anschließend wachsen die Druckspannungen überproportional an, bis der Graph der symmetrisch belasteten Bögen die Grenzlinie der Knitterspannung erreicht. Der Graph der unsymmetrisch belasteten Bögen übersteigt die Grenzlinie der Druckspannung im Deckblech des zugehörigen Einfeldträgers, fällt anschließend ab und konvergiert schließlich gegen diesen Grenzwert.

Der beschriebene Verlauf rührt daher, dass der horizontale Anteil der Auflagerkräfte in einem halbkreisförmigen Bogen senkrecht zu Stabachse wirkt und den Querschnitt so auf Biegung beansprucht. Mit zunehmendem Krümmungsradius nähert sich die Form des Kreissegmentes zunehmend der Stützlinie an und der Winkel der Stabachse am Auflager verändert sich, sodass die Auflagerkräfte im optimalen Fall genau in Richtung der Stabachse wirken, sodass der Querschnitt fast ausschließlich durch Normalkräfte beansprucht wird. Dieser Zustand wird etwa im Bereich eines Verhältniswerts R/L von 0,75 erreicht (siehe Bild 7).

Bei zunehmendem Krümmungsradius und damit abnehmendem Bogenstich wachsen zunächst die Spreizkräfte aus Bogenschub und damit auch die Normalkraftbeanspruchungen im Querschnitt an, bis sich das Tragverhalten des Systems dem Tragverhalten eines Biegeträgers annähert. Im Übergangsbereich, in dem der Querschnitt dabei noch durch große Normalkräfte aus Bogenschub, aber auch bereits durch Biegemomente beansprucht wird, treten im oberen Deckblech sogar größere Druckspannungen auf, als im zugehörigen Vergleichsmodell des Einfeldträgers (siehe Bild 6).

Für den Fall, dass der Grenzwert der Knitterspannung über dem Grenzwert der Beanspruchungen des Einfeldträgers liegt, ist zu erwarten, dass sich der Ergebnisverlauf von Bögen mit symmetrischer Beanspruchung analog hierzu verhält. Überschreiten die Druckspannungen im Deckblech die Knitterspannung, wachsen die Verformungen im Modell durch das Stabilitätsversagen so stark an, dass keine Konvergenz mehr gefunden werden kann. Um diesen Zusammenhang zu prüfen, wurde an jedem der Modelle eine Eigenwertanalyse durchgeführt.

Ähnliche Ergebnisverläufe wurden für Modelle mit anderen Verhältnissen zwischen Stützweite und Deckblechabstand, abweichenden Deckblechabständen sowie Deckblechdicken ermittelt. Das Minimum der Deckblechspannungen stellte

sich in den meisten Fällen etwa bei einem Verhältniswert R/L von 0,75 ein. Tragwerke in denen diese beiden Parameter ungefähr in diesem Verhältnis stehen, besitzen somit das größte Potential im Hinblick auf die Tragfähigkeit.

5 Zusammenfassung

Vor etwa 50 Jahren hat Otto Jungbluth eine Sandwichkuppel aus Elementen errichtet, die in Einzelfertigung hergestellt wurden. Trotz des großen Potentials im Hinblick auf das Tragverhalten scheint es unter heutigen Rahmenbedingungen nicht möglich vergleichbare Flächenstrukturen wirtschaftlich herzustellen. Grund hierfür ist vor allem der große Arbeitsaufwand bei der Verbindung der einzelnen Elemente sowie bei der Montage des Tragwerks.

In einem aktuellen Forschungsprojekt wird durch drei Institute der Technischen Universität Darmstadt ein neues Konstruktionsprinzip für Flächentragwerke aus wirtschaftlich produzierten Sandwichelementen mit hohem Vorfertigungsgrad entwickelt. Neben Aussagen im Hinblick auf den Entwurf, die Herstellung und das Tragverhalten dieser Tragwerke soll dabei vor allem auch ein Designtool sowie Hinweise zur statischen Modellbildung erarbeitet werden.

Voruntersuchungen haben gezeigt, dass zweidimensionale Bogentragwerke mit einem Sandwichquerschnitt großes Potential im Hinblick auf die Tragfähigkeit aufweisen. Der Vergleich zwischen symmetrisch sowie unsymmetrisch belasteten Zweigelenkbögen und Einfeldträgern zeigt, dass die Querschnittsbeanspruchungen in den Bogentragwerken in beiden Lastfällen in weiten Bereichen geringer sind, als in den zugehörigen Balkentragwerken.

Im weiteren Verlauf des Projektes ist geplant ausgewählte Sandwichbögen im Bauteilversuch zu belasten und die Ergebnisse der Modelle anhand der Messungen im Versuch zu überprüfen. Basierend auf den Ergebnissen sollen zudem dreidimensionale numerische Modelle entwickelt werden, die Abbildung eines Flächentragwerkes ermöglichen.

Auf Grundlage der Erkenntnisse sollen anschließend weitere numerische Untersuchungen an konkreten Tragwerken unter realen Belastungen durchgeführt werden. Dabei sollen neben Wind- und Schneelasten auch die Auswirkungen von Temperaturlasten insbesondere in unsymmetrischen Lastkombinationen untersucht werden.

6 Quellenangabe

- [1] Berner, K.: Gekrümmte Sandwichpaneele. Stahlbau 79, 2010; 5: 328-335.
- [2] Jungbluth, O.: Weitgespannte Sandwichkuppel im Werkstoffverbundsystem Stahlfeinblech – Polyurethanschaum. IABSE congress report, 1972: 501-510.
- [3] Kurpelia, A.: Optimierung von Sandwichwandbauteilen mit PUR-Kern und Stahldeckschichten. Technische Universität Darmstadt, Institut für Stahlbau und Werkstoffmechanik, 2013.
- [4] Lange, J. & Berner, K.: Sandwichelemente im Hochbau. Stahlbau Kalender 2010, 2010: 643– 699.
- [5] Stamm, K. & Witte, H.: Sandwichkonstruktionen. Springer-Verlag. Wien, 1974.

Designfreiheit im Bauwesen durch flexible Profiliertechnik

Prof. Dr.-Ing. Dipl.-Wirtsch.-Ing. Peter Groche *
 Matthias Moneke, M. Sc. **
 Tianbo Wang, M. Sc. ***
 Martin Storbeck, M.Sc.

* Technische Universität Darmstadt, Institut für Produktionstechnik und Umformmaschinen, Germany, groche@ptu.tu-darmstadt.de

** Technische Universität Darmstadt, Institut für Produktionstechnik und Umformmaschinen, Germany, moneke@ptu.tu-darmstadt.de

*** Technische Universität Darmstadt, Institut für Produktionstechnik und Umformmaschinen, Germany, wang@ptu.tu-darmstadt.de

Abstract:

Als treibende Kräfte in der Entwicklung oder Weiterentwicklung von Fertigungsverfahren lassen sich Kundenbedürfnisse, Kosteneffizienz und Produktivität identifizieren. Im Bereich des Bauwesens sind die Anforderungen an die Gebäudehülle in den letzten 60 Jahren stetig gestiegen. Neben ursprünglichen Grundfunktionen wie Regen- oder Windschutz, sind heute zusätzlich Schallschutz, Wärmedämmung oder Energiegewinnung gefragt. Abgesehen von funktionalen Aspekten ist zudem die architektonische Gestaltung der Bauelemente in den Vordergrund getreten. Diese beinhaltet neben der Einbindung städtebaulicher Vorgaben und Statik, auch Corporate Design und Individualität bei der Gestaltung. Der Grund dafür ist die deutlich verbesserte Planbarkeit statisch effizienter freier Formen durch CAD- und FEM-Tools in den letzten Jahren. Die daraus resultierende Forderung nach flexiblen Breiten, Krümmungen oder Kombinationen von beidem hat zu einer Entwicklung innerhalb der Profiliertechnik geführt.

In diesem Beitrag wird ein Überblick über die flexible Profiliertechnik und deren Anwendungsspektrum im Bauwesen sowie ein Ausblick auf die kommenden Entwicklungen gegeben.

Stichworte: Flexibles Walzprofilieren, Design, Bauwesen, Sandwichelemente

1 Einleitung

Das Fertigungsverfahren Walzprofilieren ist ein im Bauwesen etabliertes Fertigungsverfahren, das sowohl im Stahlbau, als auch im Bereich des Dach- und Fassadenbaus zur Anwendung kommt. Insbesondere im Dach- und Fassadenbau hat das Walzprofilieren als kontinuierliches Massenproduktionsverfahren den Vorteil, dass Bauteile mit beliebiger Länge mit Fertigungsgeschwindigkeiten von bis zu 200 m/min hergestellt werden können [1]. Während bei der Gestaltung von Fassaden und Dächern zunächst allein die Funktionalität auf den Schutz vor Regen, Wind oder Sonne beschränkt war, sind die Anforderungen in den letzten Jahren vielschichtiger geworden (siehe Bild 1 [2]). Neben der Integration zusätzlicher Funktionen wie Wärmedämmung oder Schallschutz, spielt vor allem die architektonische Gestaltung eine immer größere Rolle.

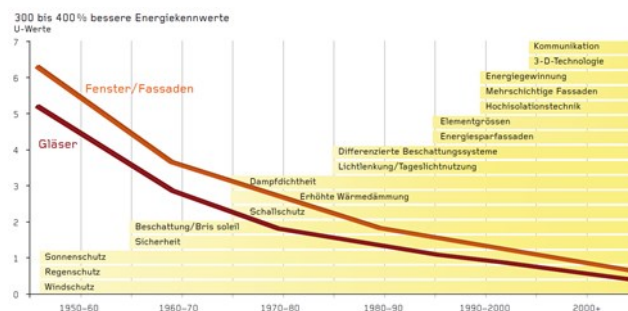


Bild 1: Entwicklung der Anforderungen an Fassaden in den letzten 60 Jahren [2]

Dadurch hat sich die Geometrievielfalt von geometrisch linearen Formen bis hin zu hochkomplexen freien Formen entwickelt. Machbar sind solche Formen nur durch Entwicklungen im Bereich von Planungsverfahren zur Konstruktion und Bewertung der Statik sowie neue Produktionsverfahren, welche die benötigten flexiblen Bauteilgeometrien realisieren können. Die Entwicklung des flexiblen Walzprofilierens ermöglicht die Herstellung fast beliebiger Bauteilverläufe über der Längsachse und hat damit das Geometriespektrum deutlich erweitert. Dennoch besteht weiteres Entwicklungspotential, das in diesem Beitrag aufgezeigt werden soll.

2 Stand der Technik

2.1 Walzprofilieren

Das Walzprofilieren gehört nach DIN 8586 [3] zu den Biegeverfahren mit drehender Werkzeugbewegung. Beim Walzprofilieren werden Blechbänder oder -platinen durch aufeinanderfolgende Paare von Rollen sukzessive bis zum Zielquerschnitt bei Raumtemperatur eingeformt, ohne eine gewollte Änderung der Blechdicke (siehe Bild 2: a + b). Durch Übereinanderlegen der Querschnitte des Blechs in den einzelnen Biegestufen entsteht die Profilblume.

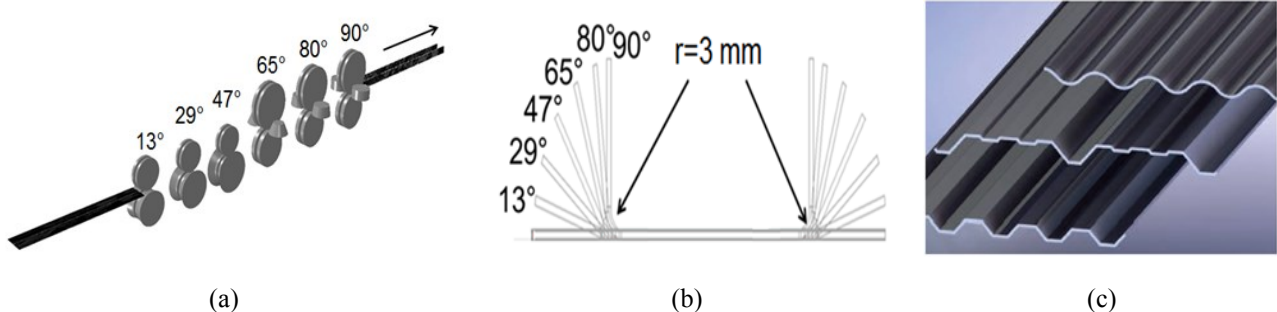


Bild 2: Funktionsprinzip des Walzprofilieren (a); Profilblume (b); Well- und Trapezprofil [1] (c)

Aufgrund der Bewegungsrichtung des Blechs quer zur Biegung des Profilquerschnitts bildet sich eine drei-dimensionale Einformzone aus. Speziell für den Dach- und Fassadenbau kommt neben dem klassischen Profilieren das sogenannte Breitbandprofilieren zum Einsatz. Dabei werden vergleichsweise breite Blechbänder durch das Einbringen von Sicken und Wellen zu Trapez- und Wellprofilen verarbeitet (vgl. Bild 2: c) [1]. Die Geometrien sind hierbei jedoch auf Bleche mit konstantem Querschnitt beschränkt.

2.2 Flexibles Walzprofilieren

Das flexible Walzprofilieren ist eine Verfahrenserweiterung des konventionellen Walzprofilierens zur Herstellung von Bauteilen mit über der Längsachse veränderlichen Querschnitten. Um eine Anpassung der Rollenpositionen an die flexible Kontur des Blechs zu ermöglichen, müssen sich die Rollen sowohl rotatorisch, als auch translatorisch bewegen können (siehe Bild 3: a+b). Die Rollen stehen dabei immer senkrecht zur Biegekante, sodass das Blech permanent beidseitig abgestützt wird und der Walzspalt konstant bleibt. Anlagentechnisch erfolgt die Bereitstellung der zusätzlichen Freiheitsgrade über zwei Linearantriebe, die jeweils eine Spindel antreiben und über eine Koppelstange verbunden sind. Durch nachfolgende Biege- oder Schweißoperationen können höhenveränderliche und geschlossene Profile mit veränderlichem Querschnitt hergestellt werden (siehe Bild 3: c).

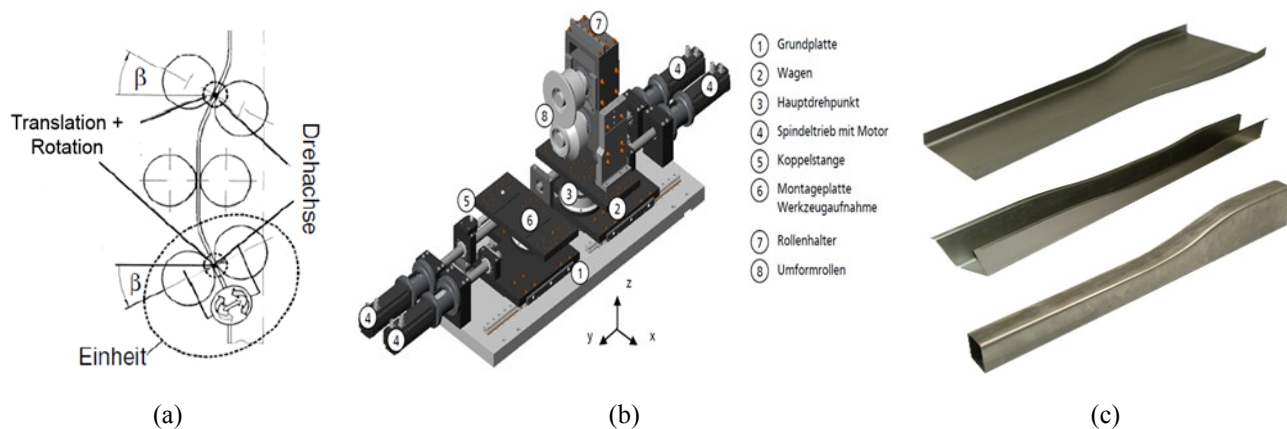


Bild 3: Funktionsprinzip flexibles Walzprofilieren [4] (a); Gerüstaufbau [5] (b); Beispiel Bauteile [6] (c)

Der Vorschub des Blechs wird je nach Anlage direkt über angetriebene flexible Profiliergerüste oder über den Antrieb von zwischengeschalteten konventionellen Profiliergerüsten erzeugt. Vor dem Profilieren muss das Blech auf die gewünschte Kontur zugeschnitten werden. Die Steuerkurve der Rollenbewegung wird direkt aus der Blechkontur abgeleitet, wodurch die Herstellung einer Vielzahl von Profilgeometrien ohne zusätzlichen Rüstaufwand möglich ist.

Beim flexiblen Walzprofilieren ergibt sich ein charakteristischer Übergangsbereich zwischen unterschiedlichen Querschnitten (siehe Bild 4: a). Beim Profilieren des Blechs entsteht im flexiblen Übergangsbereich eine inhomogene Spannungsverteilung. Im konkaven Bereich fehlt Material, sodass es zu einer Überlagerung von Zugspannungen kommt, während im Druckbereich ein Materialüberschuss vorhanden ist, was zu einer Überlagerung von Druckspannungen führt. Bedingt durch die Überlagerung der Längsdehnungen treten verschiedene Profilfehler auf, die

in Bild 4: (b + c) dargestellt sind. Zum einen kann es zu einer Faltenbildung im Druckbereich des Profilschenkels kommen, wenn die beulkritische Spannung beim Profilieren überschritten wird. Zum anderen entsteht eine Verwölbung des Profilbodens, wenn die benötigten Längsdehnungen nicht in den Profilschenkel eingebracht werden können.

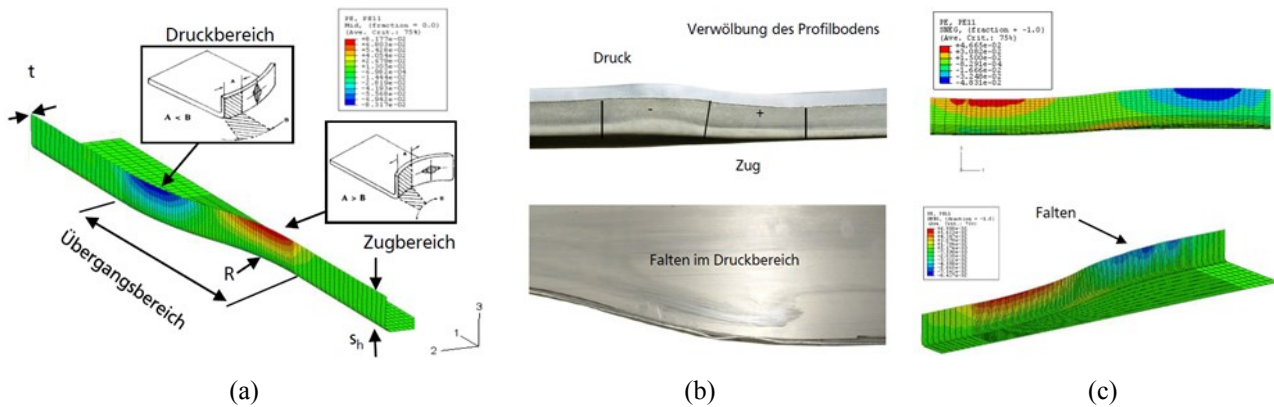


Bild 4: Übergangsbereich beim flexiblen Walzprofilieren [6] (a); Profilfehler real [5] (b); Profilfehler Simulation [6] (c)

3 Entwicklung der flexiblen Profiliertechnik im Bauwesen

Die Entwicklung der flexiblen Profiliertechnik wird im Folgenden anhand eines repräsentativen Fassaden- bzw. Dachelements dargestellt (siehe Bild 5: a). Die Profilgeometrie ist asymmetrisch, da die Profile an den Flanschen mittels Stehfalztechnik miteinander verbunden werden, sodass eine möglichst undurchdringbare Abdeckung entsteht [7]. Zwei Sicken in der Mitte dienen zur Versteifung des Profils. Bild 5: b zeigt die Befestigung der Profile miteinander.

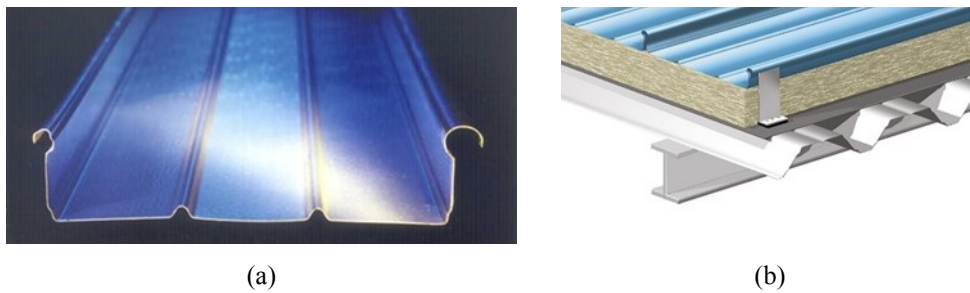


Bild 5: Profilquerschnitt „Kalzip 65“ [7] (a); Befestigung der Elemente [7] (b)

Die Erweiterung des Geometriespektrums durch die Herstellung von konisch zulaufenden Profilen konnte bereits in den 80iger Jahren realisiert werden und ermöglicht in Kombination mit einem anschließendem Biegen beispielsweise eine Verkleidung von Kuppeln, wie in Bild 6: dargestellt [7].

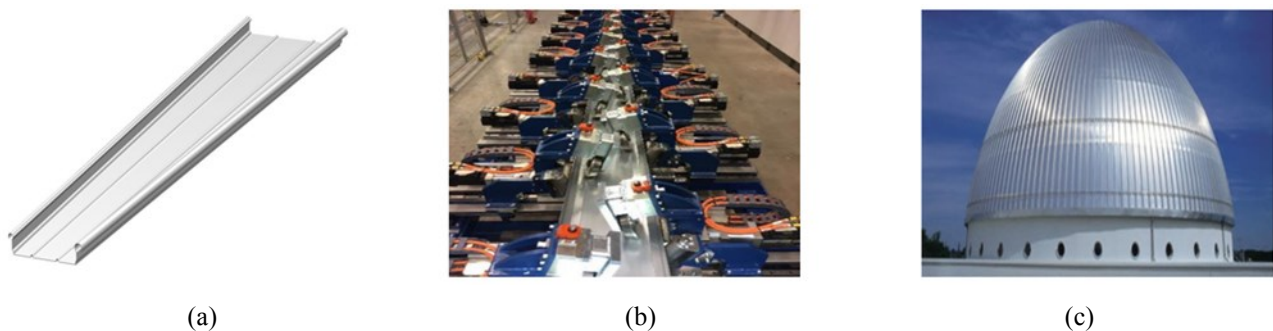


Bild 6: Konisches Fassadenelement [7] (a); Flexible Walzprofilieranlage mit konischer Zustellung [8] (b); Kalzip Kuppel Leipzig [7] (c)

Heutzutage werden solche Profile auf flexiblen Profilieranlagen hergestellt, die eine Zustellung der Rollen quer zur Profilierrichtung erlauben. Damit kann eine Vielzahl von Profilvarianten hergestellt werden, ohne zusätzlichen Rüstaufwand bei einem Geometriewechsel zu verursachen. Das Biegen erfolgt in der Regel in einem zusätzlichen Prozessschritt durch Walzrunden, wobei die Abstützung der profilierten Flansche durch verfahrbare Rollen an den Querschnitt des Bauteils angepasst wird.

Komplexere nichtlineare Geometrien, die einen fließenden Übergang zwischen einzelnen Formen ermöglichen, erfordern den Einsatz flexibler Walzprofilieranlagen, die translatorische und rotatorische Freiheitsgrade besitzen (siehe Bild 7: Die Anlagentechnik und -steuerung ist dabei um ein vielfaches komplexer, da je nach Anlage mehr als 50 Motoren angesteuert werden müssen [7]. Die großen Radien beim Übergang des Querschnitts, die geringen Schenkelhöhen und die Sicken zur Versteifung der Fassadenelemente erweisen sich als vorteilhaft gegenüber einem Bauteilversagen durch Beulen oder Bodenwölbungen.

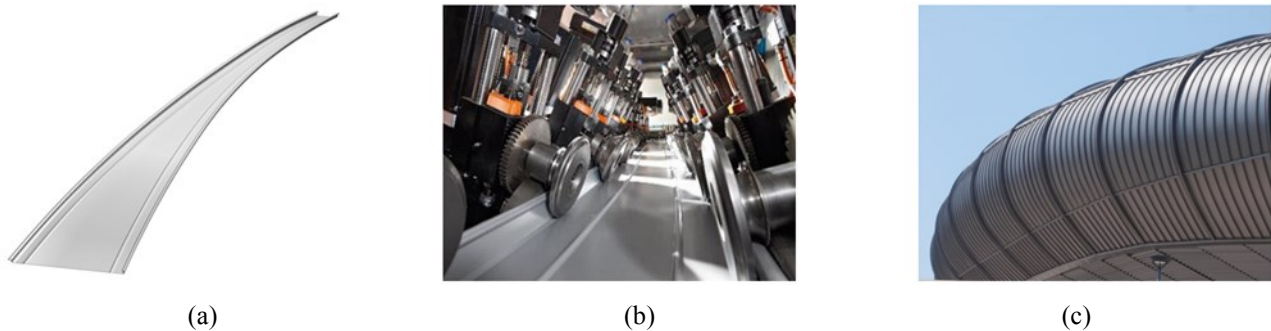


Bild 7: Kalzip X-Tail Freeform [7] (a); Flexible Profilieranlage [8] (b); Stadium Budapest [8] (c)

Im Gegensatz zu konventionellen Walzprofilieranlagen sind flexible Walzprofilieranlagen Einzelfertigungen und unterscheiden sich signifikant in Abhängigkeit des Einsatzzwecks. Die flexiblen Profilieranlagen für den Einsatz im Bauwesen sind möglichst kompakt gebaut, um einen Transport der Anlage zu vereinfachen. Dadurch sind keine großen Schwenkbewegungen der Rollen möglich, was aufgrund der großen Übergangsradien zwischen den Querschnitten bei Fassadenelementen jedoch zu vernachlässigen ist. Zudem sind die Anlagen für das Profilieren von Aluminium mit geringen Blechstärken ausgelegt. Lastangepasste Strukturbauteile im Automobilbau erfordern dagegen in der Regel möglichst kleine Übergangsbereiche und damit kleine Übergangsradien und große Schwenkbewegungen sowie die Verarbeitung von hochfestem Material und großen Blechdicken.

4 Entwicklungspotentiale bei der Fertigung von Dach- und Fassadenelementen

4.1 Multiaxiale Krümmung zur Erweiterung des Geometriespektrums

Um Fassaden- oder Dachelemente zu krümmen, werden diese nach dem Profilervorgang durch Walzrunden konvex oder konkav gebogen. Aufgrund der Bauteillänge, besserer Führungsmöglichkeiten und dem verfügbaren Platz, werden die Bauteile um 90° gedreht vor dem Biegen. Dadurch ist ein zusätzlicher Prozessschritt für das Biegen nötig.

Für die Herstellung beliebiger freier Formen sind multiaxiale Krümmungen notwendig, die bisher nicht durchgeführt werden können. Flexible Walzprofilieranlagen der neuesten Generation verfügen bereits über die Möglichkeit durch höhenveränderliche Profilergerüste multiaxial gekrümmte Strukturbauteile für den Fahrzeugbau direkt inline herzustellen (siehe Bild 8:

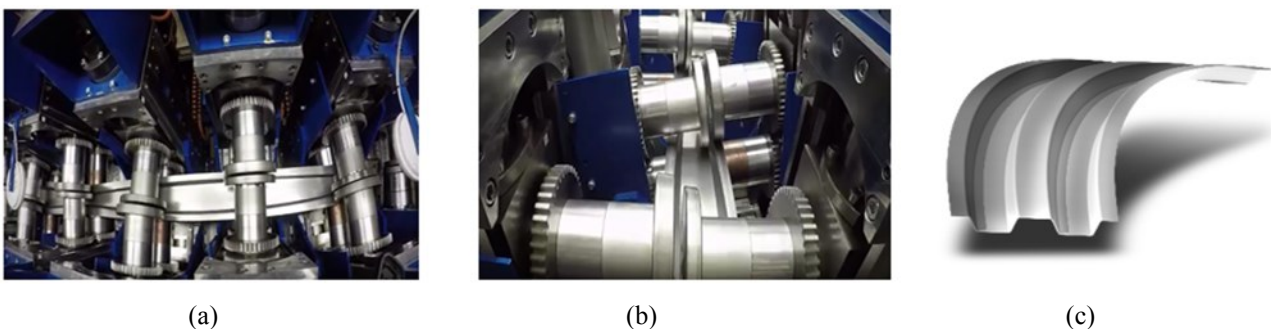


Bild 8: Flexible Walzprofilieranlage mit höhenveränderlichen Profilergerüsten [8] (a) + (b); Multiaxial gekrümmtes Bauteil [8] (c)

Die hohen Bauteillängen von teilweise 30 m oder mehr und die großen Krümmungsradien, ermöglichen diesen Ansatz im Bauwesen nicht. Vielmehr müssen die bestehenden Biegeverfahren für die flexibel profilierten Fassadenbauteile weiterentwickelt werden, damit multiaxiale Krümmungen möglich sind.

4.2 Flexibles Walzprofilieren von Sandwich-Elementen

Der Einsatz von Sandwichelementen als Dach- oder Fassadenelemente hat in den letzten Jahren stetig zugenommen, jedoch sind die Geometrien derzeit auf ebene Bahnen beschränkt. Um die Designfreiheit bei der Gestaltung der Dach- und Wandkonstruktionen zu erweitern, müssen die flexiblen Herstellungsprozesse auf Sandwichelemente übertragen werden. Die Profilgeometrie der Deckbleche ähnelt denen der klassischen Fassadenelemente und stellt dieselben technischen Anforderungen an den Profilierprozess. Abhängig von der Fugengeometrie erhöht sich die Profilkomplexität, jedoch ist aufgrund der geringen Schenkelhöhen und Versteifungen im Bodenbereich kein Versagen durch Beulen oder Bodenverwölbungen zu erwarten. Die Herausforderung liegt vor allem beim Krümmen und Schäumen der flexibel profilierten Deckbleche. Werden die Profile, wie üblich, um 90° gedreht vor dem Biegen, so ist kein inline Schäumen der Profile möglich. Zudem hat der Schaum keine isotropen Materialeigenschaften, sodass eine Weiterentwicklung des konventionellen Schäumverfahrens für gekrümmte Sandwichelemente notwendig ist um die Traglast gezielt einstellen zu können.

4.3 Herstellung von Blechprofilen mit höhenveränderlichem Querschnittsverlauf

Während das Verfahren des flexiblen Walzprofilierens eine umfangreiche Erweiterung des Formenspektrums in der Blechprofilgestaltung mit sich bringt, birgt sie gleichzeitig den Bedarf an einer Vielzahl flexibler Profiliergerüste. Auch nachgeschaltete Umformprozesse müssen eine entsprechende Flexibilität aufweisen, wie in Bild 9 dargestellt.

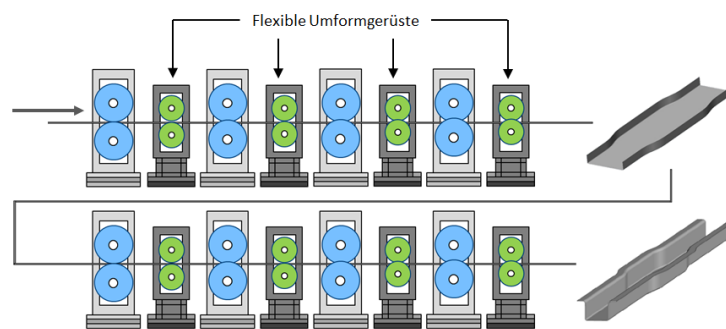


Bild 9: Prozesskette zur Herstellung eines Hut-Profils mit veränderlicher Profilbreite durch flexibles Walzprofilieren

Flexible Gerüste erfordern eine erhöhte Anzahl an Freiheitsgraden und Antrieben, was mit einem erhöhten finanziellen als auch steuerungsseitigen Aufwand verbunden ist. Aus wirtschaftlicher Sicht liegt somit das Ziel in der Reduzierung der nötigen Antriebe und dementsprechend dem Bedarf an flexiblen Stationen.

Zu diesem Zwecke wurde der Umformprozess des flexiblen Rollensickens entwickelt, wodurch höhenveränderliche, rillenförmige Vertiefungen in ein ebenes Blech eingebracht werden. Hierbei soll zu jeder Zeit ein seitliches Nachfließen des Materials sichergestellt sein, sodass keine tangentielle Dehnung und somit keine Verminderung der Blechdicke entsteht. Ziel des flexiblen Rollensickens ist die freie Gestaltbarkeit eines vertikal veränderlichen Profilquerschnittsverlaufs, welcher einer individualisierten Profilsteifigkeitsverteilung oder als Materialspeicher für nachgeschaltete Prozesse dient. Eine beispielhafte Prozesskette ist in Bild 10 dargestellt.

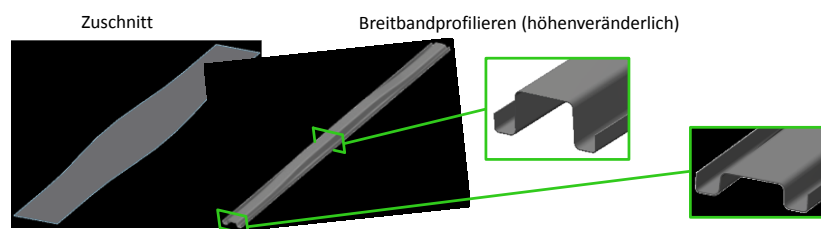


Bild 10: Zielprozesskette zur Herstellung höhenveränderlicher Profile mit belastungsangepasster Materialverteilung

Ähnlich wie beim Breitbandprofilieren bzw. unterbrochenen Rollensicken können in einem kontinuierlichen Umformprozess durch Rollenwerkzeuge höhenveränderliche Sicken in einen ebenen Blechzuschnitt eingebracht werden. Die Umformung der Blechkante, z.B. das Aufbiegen des Flansches zu einer U-Profilkante, wie in der Prozesskette in Bild 10: dargestellt, erfolgt über konventionelle Profiliergerüste. Das anschließende Auswalzen des in die Sicke eingebrachten Materials ermöglicht die Herstellung flexibler Profile, die bisher nur durch flexibles Walzprofilieren produzierbar gewesen sind. Dabei kann allerdings die Anzahl kostenintensiver Antriebe in der Fertigungslinie erheblich reduziert werden, wie in Bild 11 dargestellt.

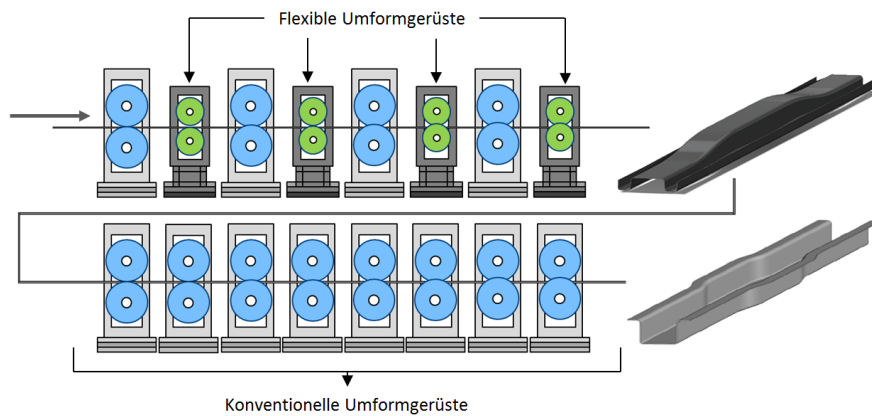


Bild 11: Prozesskette zur Herstellung eines breitenveränderlichen Hut-Profils durch Einbringen einer höhenveränderlichen Sicke mit reduzierter Anzahl an flexiblen Gerüsten

4.3.1 Werkzeugkinematik und numerische Untersuchung

Die kontinuierliche Herstellung solcher höhenveränderlichen Querschnittsverläufe stellt entsprechende Anforderungen an die Kinematik der Umformrollen. Zur Sicherstellung des ständigen Kontakts zwischen dem Werkstück und der oberen sowie der unteren Umformrolle ist neben den vertikalen Freiheitsgraden der beiden Werkzeugrollen auch eine horizontale Bewegung der unteren Umformrolle in den Zonen der Sickengrundsteigungen erforderlich.

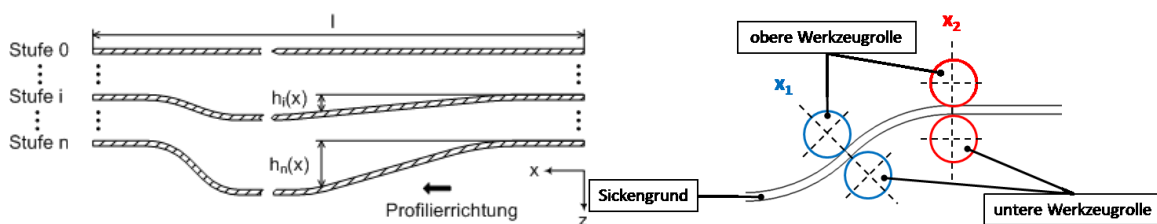


Bild 12: Links: inkrementelles Einbringen der höhenveränderlichen Sicke in n Umformstufen. rechts: Werkzeugrollenstellungen während des Umformprozesses

Entsprechend der Anforderungen ist am Institut für Produktionstechnik und Umformmaschinen ein Werkzeug konstruiert und gefertigt worden (siehe Bild 11), bestehend aus einem Antriebsgerüst, einem Führungsgerüst zur Blecheinführung und dem Hauptgerüst, in der die Umformung stattfindet. Die Umformeinheit beinhaltet die obere und untere Werkzeugrolle, sowie die Seitenrollen zur Führung des Blechflansches. Bei Betrachtung der FE-Simulation, dargestellt in Bild 13 erkennt man, dass vorwiegend in den Bereichen der Biegekanten eine plastische Deformation vorzufinden ist. Analysiert man nun den seitlichen Blecheinzug entlang der Profillängsachse, beobachtet man eine Analogie zwischen dem eingezogenen Material und der eingebrachten Sickentiefe.

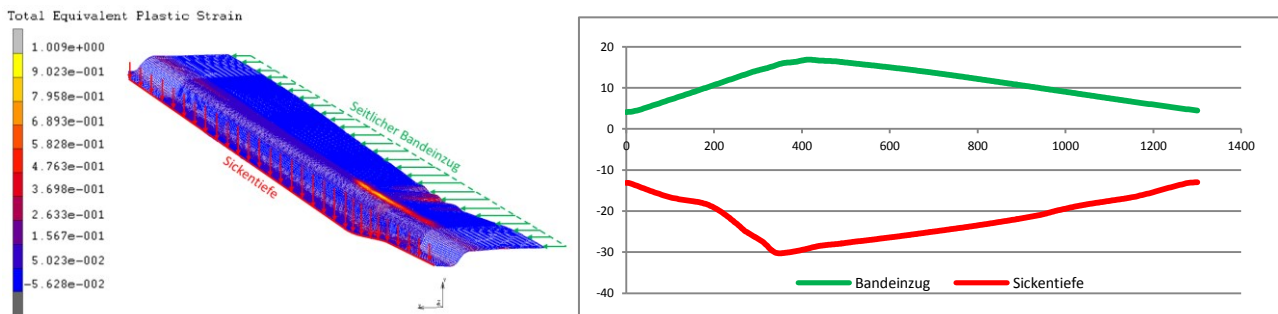


Bild 13: FE-Simulation und Betrachtung des seitlichen Blecheinzugs

Diesen Blecheinzug gilt es in anschließenden experimentellen und numerischen Untersuchungen durch Optimierung prozess- und werkzeugseitiger Parameter zu unterstützen und dadurch eine Blechverjüngung vollständig zu vermeiden.

5 Fazit

Der Industriebau steht, wie keine andere Gattung der Architektur, im ständigen Konflikt zwischen Kosten und Nutzen [10]. Dieser Aspekt gemeinsam mit der Variantenvielfalt im Fassadenbau bei gleichzeitig begrenzter Losgröße motiviert die Neu- und Weiterentwicklung bestehender Fertigungsverfahren, insbesondere der Blechumformung. Die Realisierung eines umfangreichen Bauteilspektrums ohne erforderlichen Werkzeugwechsel und mit geringem Rüstaufwand stellt das Ziel flexibler Umformverfahren dar. Dadurch werden sie aus wirtschaftlicher Sicht für den Gebäudebau von hoher Attraktivität sein.

6 Quellenangabe

- [1] Groche, P., Müller, C.: Merkblatt 180: Walzprofilieren von Flacherzeugnissen aus Stahl, Stahl-Informations-Zentrum, ISSN 0175-2006, Ausgabe 2013
- [2] Locher, R.: Entwicklung im Fassadenbau, TEC21, Nr. 27-28, pp. 16-20, 2009
- [3] DIN 8586:2003-09: Fertigungsverfahren Biegeumformen. 2003.
- [4] Istrate, A.: Verfahrensentwicklung zum Walzprofilieren von Strukturbauteilen mit über der Längsachse veränderlichen Querschnitten, TU Darmstadt, 2002
- [5] Berner, S.: Strategien zur Qualitätssteigerung flexibler Rollprofile, Tu Darmstadt, 2012
- [6] Groche, P., Zettler A., Berner, S., Schneider G: Development and verification of a one-step-model for the design of flexible roll formed parts, International Journal of Material Forming, Vol. 4, pp. 371-377, 2011
- [7] Dören, H.J.: Neue Profile für Fassaden- und Dachsysteme, 9. Umformtechnisches Kolloquium, Darmstadt, 2006
- [8] Wadman, B., Vigander A.: Design and Production of ultra high strength roll-formed components, Final Colloquium CRC 666, 2017 TU Darmstadt
- [9] Hachul, H.: Dynamik in der Fassadengestaltung – Innovationen und Visionen mit Stahlblech, Dokumentation 567: „Zukunft Bauen in Europa – Architektur und Technik multifunktionaler Gebäudehüllen aus Stahl“, Wirtschaftsvereinigung Stahl, ISSN 0175-2006, Ausgabe 2015
- [10] Kohlbecker, F.: Stahlfassaden im Spannungsfeld zwischen Gestaltung und Budget – Theorie und Praxis der Industriearchitektur, Dokumentation 567, Wirtschaftsvereinigung Stahl, ISSN 0175-2006, Ausgabe 2015

Architektonische Möglichkeiten gekrümmter Sandwichelemente – Fertigungstechnologie und resultierendes Formenspektrum

Dipl.-Ing. Jakob Reising *
Prof. Architekt Stefan Schäfer **

* Technische Universität Darmstadt, Institut für Konstruktives Gestalten und Baukonstruktion, Deutschland, reising@kgbauko.tu-darmstadt.de

** Technische Universität Darmstadt, Institut für Konstruktives Gestalten und Baukonstruktion, Deutschland, sts@kgbauko.tu-darmstadt.de

Abstract / Inhalt:

Wenn Sandwichelemente nicht mehr wie – bisher üblich - flach, sondern als gekrümmte Elemente hergestellt werden, gilt es, unterschiedliche Aspekte zu betrachten. Einerseits ergeben sich Anforderungen aus der Fertigung, andererseits gibt es statisch konstruktive Limits, die beim Entwurf von Tragwerken aus gekrümmten Elementen beachtet werden müssen. Um auch die architektonischen Potentiale auszureizen gilt es, die Restriktionen aus Fertigung und Tragwirkung bei dem Entwurf zu berücksichtigen.

Stichworte: Gekrümmte Sandwichelemente, CAD, Entwurf und Planung, Geometrische Rahmenbedingungen

1 Einleitung

Aufgrund der ausgezeichneten Kombination von raumabschließender, wärmedämmender und tragender Funktion werden Stahlsandwichelemente als Dach- und Wandverkleidungen immer häufiger eingesetzt. Zudem spielen freie Formen mit komplex gekrümmten Oberflächengeometrien in der Architektur eine immer größere Rolle [1, 2]. Die Verfügbarkeit flexibel gekrümmter Sandwichelemente wäre eine Möglichkeit, solche freien Formen baulich zu realisieren.

Im Rahmen des interdisziplinären Forschungsvorhabens, an dem Bauingenieure (Institut für Stahlbau und Werkstoffmechanik, IFSW), Maschinenbauer (Institut für Produktionstechnik und Umformmaschinen, PtU) und Architekten (Institut für Konstruktives Gestalten und Baukonstruktion, KGBauko) beteiligt sind, sollen die notwendigen, planungs- und fertigungstechnischen Grundlagen zur wirtschaftlichen Erzeugung flexibel gekrümmter Sandwichelemente sowie wichtige Kenntnisse über das mechanische Verhalten der gekrümmten Elemente erarbeitet werden (s. Bild 1).

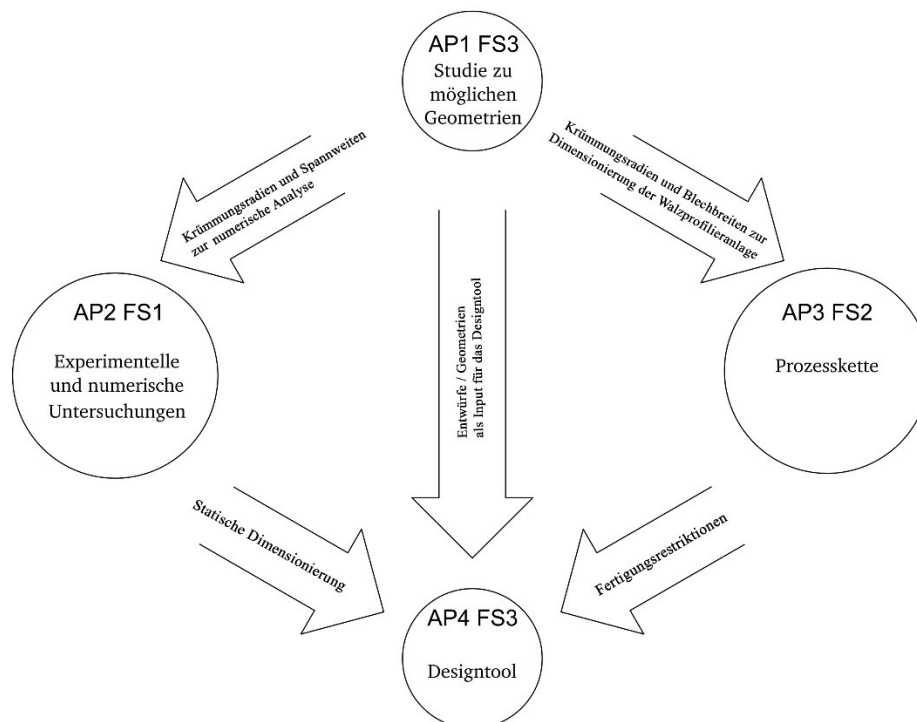


Bild 1: Struktur des Forschungsvorhabens

Gelingt es, Flächentragwerke aus gekrümmten Stahlsandwichenelementen zu entwickeln und wirtschaftlich herzustellen, werden künftig neue architektonische Formen wirtschaftlich möglich. Bei dem Entwurf von Tragwerken aus solchen Elementen muss allerdings sowohl ihr mechanisches Verhalten als auch der komplexe Fertigungsprozess und seine Restriktionen beachtet werden.

2 Fertigungsprozesse zur Herstellung der Deckbleche flexibel gekrümmter Sandwichelemente

Die Deckbleche von Sandwichelementen werden gewöhnlich mittels Walzprofilieren gefertigt. Dieses Kaltumformverfahren ist weit verbreitet - Profile welche so hergestellt werden, finden Anwendung im Fahrzeug- und Anlagenbau sowie im Bauwesen. Bei diesem Verfahren wird Blech von einem Coil abgewickelt und in mehreren Umformschritten mittels einer Serie von unterschiedlichen Walzen inkrementell vom flachen Blech in ein profilartiges Halbzeug umgeformt (s. Bild 2). Möglich sind einfache U-Profile, Rohre oder Trapezbleche oder eben die Deckbleche von Sandwichelementen. Das Verfahren ist sehr zuverlässig und bietet den Vorteil von konstant hoher Produktionsgeschwindigkeit [3].

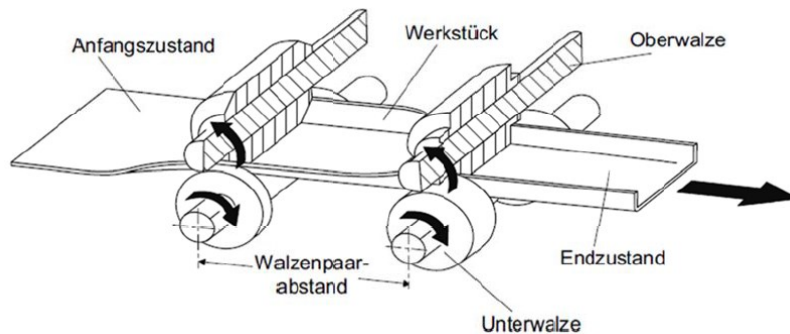


Bild 2: Herstellung eines U-Profils mittels Walzprofilieren [3]

In einem anderen Forschungsvorhaben am PtU wurde untersucht, wie sich diese Technologie für Profile mit veränderlichem Querschnitt erweitern lässt [4]. Hierfür ist es nötig, die einzelnen Walzen der Profiliergerüste translatorisch und rotatorisch entlang der flexiblen Blechkanten zu bewegen (s. Bild 3).

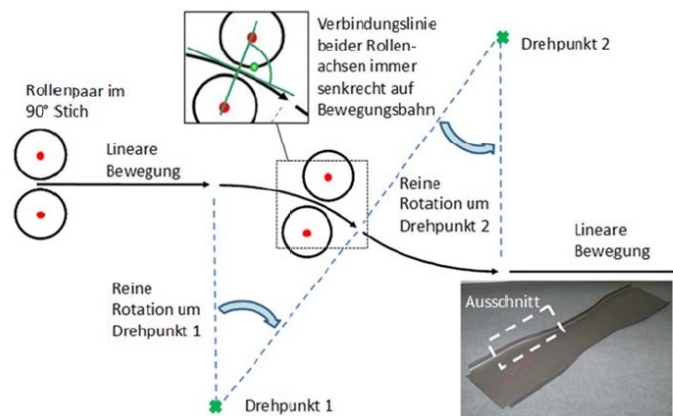


Bild 3: Bewegung der Walzen entlang einer flexibel gekrümmten Blechkante [5]

Mittels dieser Technologie lassen sich auch solche Deckbleche von Sandwichelementen herstellen, wie sie für komplexe, mehrfachgekrümmte Schalenkonstruktionen nötig sind. Da die Walzen flexibel auf den Verlauf der Bandkanten reagieren können, ermöglicht es diese Technologie, entgegen den meisten Umformverfahren wie z. B. dem Tiefziehen, die immer die gleichen Elemente fertigen, Serien von unterschiedlichen Elementgeometrien herzustellen. So kann mit lediglich einer Maschine ein breites Formenspektrum hergestellt werden.

In einem weiteren Umformschritt sollen diese, anfänglich noch flachen Elemente mittels Walzrunden in gebogene Elemente umgeformt werden. Mittels Walzrunden lassen sich sowohl zylindrische als auch kegelige Bauteile herstellen. Je nach Maschinenkonzept wird das Blech zwischen mehreren, untereinander verstellbaren Walzen gebogen (s. Abb. 4).

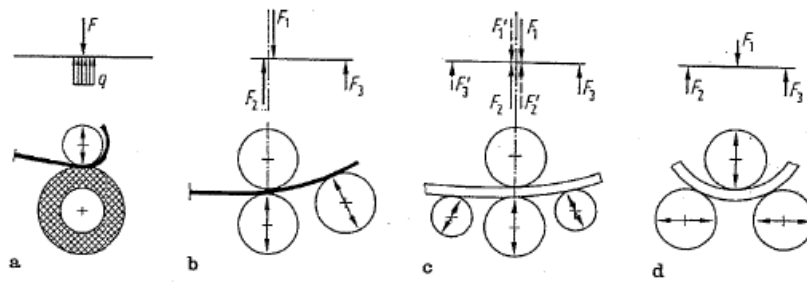


Bild 4: Bauformen von Walzrundmaschinen [6]

In einer Prozesskette, die diese Schritte miteinander kombiniert, lassen sich damit auch die Deckbleche für gekrümmte Sandwichelemente herstellen.

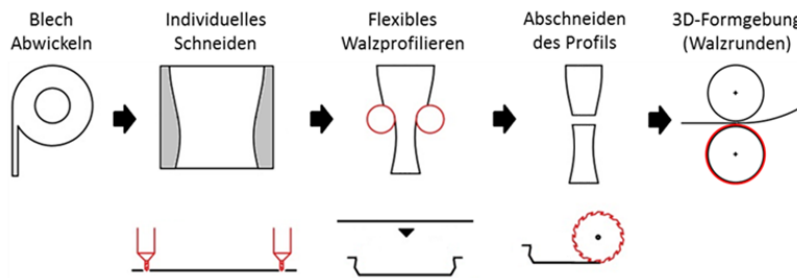


Bild 5: Prozesskette zur Herstellung gekrümmter Deckbleche [7]

3 Komplexitätsstufen

Aus diesen Fertigungsprozessen resultieren allerdings auch Restriktionen, die im Entwurf berücksichtigt werden müssen. Sie resultieren aus dem konkreten Aufbau der Walzprofilieranlage und dem nachfolgenden Walzrunden. Diese Restriktionen beinhalten z. B. die erzielbaren, minimalen Krümmungsradien und die maximal zulässigen Elementbreiten. Daher ist das erzielbare Formenspektrum künftiger Gebäude maßgeblich durch den Umformgrad der aufeinander folgenden Prozesse *Walzprofilieren* und *Walzrunden* definiert.

Zu Beginn des Forschungsprojekts wurden geometrische Komplexitätsstufen definiert, welche diese Umformschritte berücksichtigen. Je nach realisiertem Umformgrad können so Aussagen über das erzielbare architektonische Formenspektrum getroffen werden (s. Bild 5):

Komplexitätsstufe 1: Einachsig gekrümmte Elemente mit parallelen Kanten (s. Bild 6).

Für diese Komplexitätsstufe ist kein flexibles Walzprofilieren nötig, eine gewöhnliche Walzprofilieranlage mit nachgelagertem Walzrunden ist ausreichend.

Komplexitätsstufe 2: Einachsig gekrümmte Elemente mit nicht parallelen Kanten.

Bei Komplexitätsstufe 2 folgt auf das flexible Walzprofilieren ein Walzrundvorgang.

Komplexitätsstufe 3: Einachsig gekrümmte, kegelige (gebogen und tordierte) Elemente mit nicht parallelen Kanten.

Komplexitätsstufe 3 funktioniert nach den gleichen Prinzipien wie Komplexitätsstufe 2, allerdings erlaubt das gegenseitige Verkippen der Walzrundwalzen während des laufenden Walzprozesses die Produktion von tordierten Bauteilen.

Komplexitätsstufe 4: Zweiachsig gekrümmte Elemente mit nicht parallelen Kanten.

Mittels flexiblem Walzprofilieren und Walzrunden lassen sich diese Geometrien nicht herstellen, sie werden daher in diesem Forschungsprojekt nicht weiter untersucht.

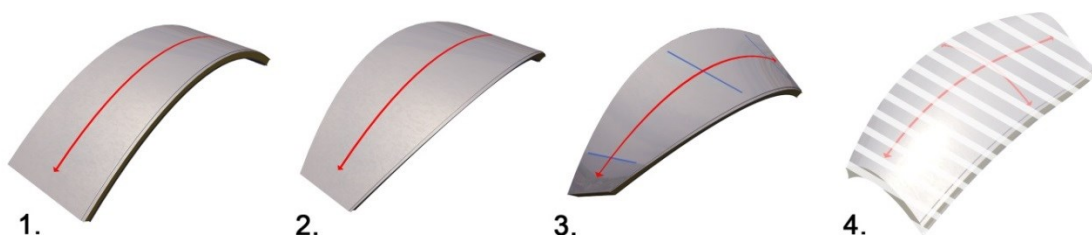


Bild 6: Von links nach rechts: Steigende Komplexitätsstufen der Sandwichgeometrie [8]

4 Realisierbare Gebäudegeometrien

Mit der ersten Komplexitätsstufe lassen sich z.B. Tonnengewölbe realisieren (s. Bild 7). Sandwichelemente dieser Art werden, mit einer Trapezprofilierung auf der Außenseite, bereits von der Firma *Italpannelli* hergestellt [9]. Um die Spannweite der Elemente zu erhöhen, könnten diese in Kombination mit Fachwerkträgern verwendet werden (s. Bild 8). Durch das damit erzielbare, erhöhte Achsmaß könnte sich mit diesem Konstruktionsprinzip - im Gegensatz zu klassischen Hallendächern – eine Unterkonstruktion einsparen lassen.

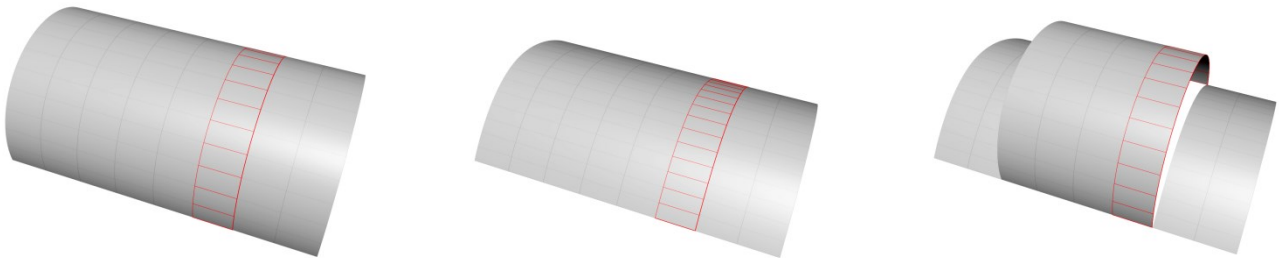


Bild 7: Mit Elementen der Komplexitätsstufe 1 lassen sich Tonnengewölbe realisieren [8]

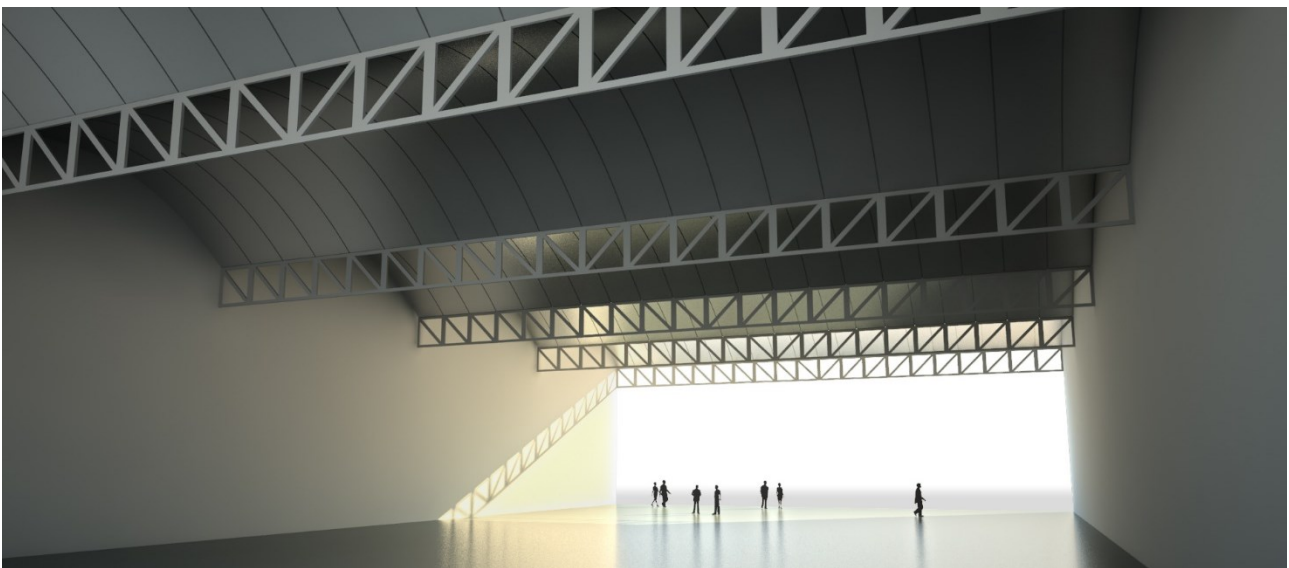


Bild 8: Halle, die einachsig gekrümmte Elemente und Fachwerkträger kombiniert [8]

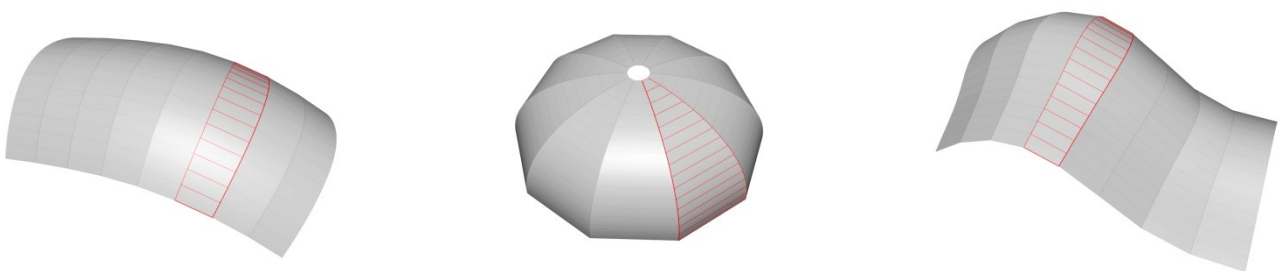


Bild 9: Mit Elementen der Komplexitätsstufe 2 lassen sich Kuppeln und Translationsflächen realisieren [8]

Mit Komplexitätsstufe 2 lassen sich z. B. Kuppeln herstellen. Des Weiteren lassen sich damit auch sogenannte *Translationsflächen* herstellen. Translationsflächen spannen eine kontinuierliche, räumliche Fläche auf, indem sie eine freie Kurve entlang einer anderen Führungskurve verschieben (daher der Name *Translations-* oder *Schiebefläche*, s. Bild 9).

Die von Otto Jungbluth bereits im Jahr 1970 realisierte Sandwichelementenkuppel auf dem Messeareal in Hannover mit 35 m Spannweite entspricht dieser Komplexitätsstufe.

Um die Spannweitenlimitationen der einzelnen Elemente zu vergrößern, könnten diese, anders als die Tonnengewölbe aus Komplexitätsstufe 1, auch mit einem Bogentragwerk quer zur Tragrichtung der Elemente kombiniert werden (s. Bild 10). Hallendächer mit derart komplexen Formen lassen sich bisher nur mit einer sehr aufwändigen Unterkonstruktion oder im Stahlbetonbau mit einem enormem zusätzlichen Schalungsaufwand herstellen.



Bild 10: Halle, die Elemente der Komplexitätsstufe 2 mit einem Bogentragwerk kombiniert [8]

Die Komplexitätsstufe 3 erlaubt generell, alle Geometrien abzubilden (s. Bild 11). Geometrische Grenzen werden jedoch vorwiegend durch eine minimale und maximale Breite der Elemente gesetzt. Wie sich solche Tragwerke unter tragwerksplanerischen Aspekten verhalten, ist bis dato noch unbekannt.

Die architektonischen Möglichkeiten, die sich durch solche Formen eröffnen, sind nicht zu unterschätzen und könnten einerseits der Sandwichbauweise neue Märkte eröffnen und andererseits zur architektonischen Formenvielfalt beitragen (s. Bild 12).

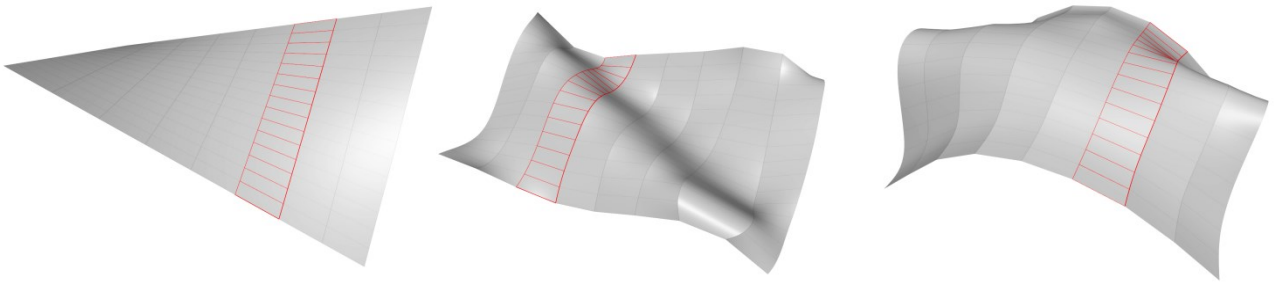


Bild 11: Komplexitätsstufe 3 erlaubt es, komplett freie Formen herzustellen [8]

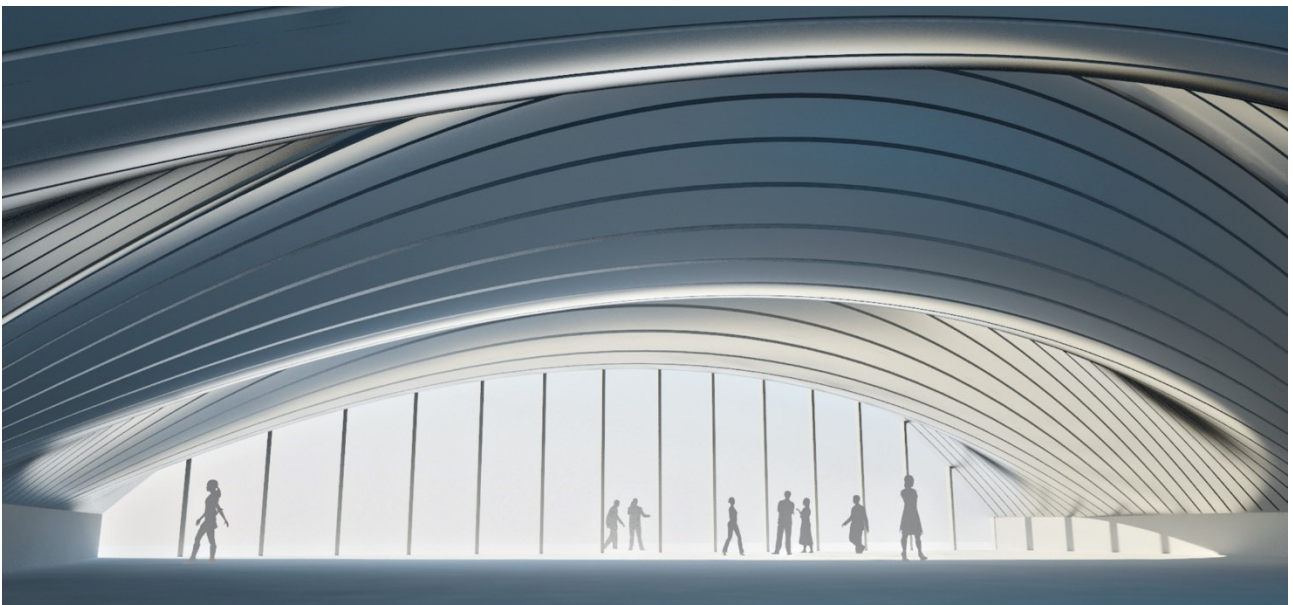


Bild 12: Hallendach, welches mit Elementen der Komplexitätsstufe 3 möglich wäre [8]

5 Ausblick

Gekrümmte Sandwichelemente bieten sowohl architektonisch als auch tragwerksspezifisch (durch mögliche Spannweiterehöhung) ein enormes Potential für das Bauwesen und insbesondere den Leichtbau. Der Aufwand für die Planung und die Herstellung ist allerdings erheblich größer. Ob und wie solche Elemente überhaupt in einer kontinuierlichen Produktionslinie geschäumt werden können, ist derzeit noch unklar und ist Gegenstand gegenwärtiger Forschungsaktivität.

Im Industriebau, dem Kernmarkt für Sandwichelemente, liegt der große Vorteil in erhöhten Spannweiten und der Möglichkeit, aufwändige Unterkonstruktion einzusparen. Allerdings könnten gekrümmte Elemente und das mit ihnen erweiterbare Formenspektrum auch dadurch neue Märkte erschließen, da nunmehr auch repräsentativere Architekturbauwerke mit anspruchsvollen Geometrien aus Sandwichelementen möglich werden.

6 Quellenangabe

- [1] Schmieder, M., Mehrtens, P.: Cladding Freeform Surfaces With Curved Metal Panels – a Complete Digital Production Chain, in: Hesselgren et al., Advances in Architectural Geometry 2012, Springer Wien New York, Wien, 2013
- [2] H. Pottmann; A. Asperl; M. Hofer, A. Kilian: Architectural Geometry; Bentley Institute Press; 2013
- [3] Klocke, F.; König, W.: Fertigungsverfahren 4 – Umformen, Springer-Verlag, Berlin, 2006
- [4] http://www.ptu.tu-darmstadt.de/mu_forschung/mu_prozesskettenundanlagen/abgeschlossene_forschungsprojekte_pa/menu_flexibleswalzprofilieren/index.de.jsp (abgerufen am 08.02.2018)
- [5] Groche, P.; Beiter, G.; Vogler, F.; Schmitt, W.; Berner, S.; Duschka, A.: Self-Adjustment in Flexible Roll-Forming Lines, In: 1st International Congress on Roll Forming, Bilbao, 2009
- [6] Lange, K.: Umformtechnik – Handbuch für Industrie und Wissenschaft, Band 3: Blechbearbeitung, Springer-Verlag, Berlin, 1990
- [7] Institut für Produktionstechnik und Umformmaschinen, PtU
- [8] Institut für Konstruktives Gestalten und Baukonstruktion, KGBauko
- [9] <http://www.italpannelli-gmbh.de/> (abgerufen am 08.02.2018)

European Web-Crippling Equations – Fundamentals of reliability analysis and equations for built-up I-sections and nested Z-sections

Dr.-Ing. Thomas Misiak *
Ing. Andrej Belica, PhD. **

* Breinlinger Ingenieure Tuttligen – Stuttgart, Tuttligen, Germany, thomas.misiak@breinlinger.de

** Astron Buildings S.A., Diekirch, Luxembourg, a.belica@astron.biz

Abstract

Current design equations given in EN 1993-1-3 [1] for calculating the web-crippling resistance of cross-sections were copied from AISI's *Specification for the design of cold-formed steel structural members* [2], taking into account the deviating safety concepts (load and resistance factor design (LRFD), with resistance factors ϕ applied on nominal values, and the limit state design with partial factors γ_M applied on characteristic values as defined in EN 1990) only approximately. Furthermore, the web-crippling equations of subsequent editions of AISI S100 were completely revised based on the web-crippling data collected and evaluation done by Beshara and Schuster [5].

The paper presents the results of a calibration of a generalized web-crippling equation to be used for built-up cross I-sections made of two C-sections and for nested Z-sections. The constant factors of the generalized web-crippling equation were calibrated to comply with the safety concept described in EN 1990, taking into account EN 1990, Annex D, and a partial factor $\gamma_{M1} = 1.1$. That way the paper gives an introduction as well as background information on proposed changes and amendments in EN 1993-1-3.

Keywords: cold-formed structures, web crippling, reliability analysis

1 Introduction

Current design provisions for web-crippling in EN 1993-1-3 [1] are based on 1996's edition of AISI's *Specification for the design of cold-formed steel structural members* [2]. When copying the provisions to EN 1993-1-3, two changes in the provisions have been made:

- In AISI' 1996 specification, the parameter h is defined as the “depth of the flat portion of the web measured along the plane of the web”, i.e. h was always measured in the plane of the web. When the AISI provisions were copied into EN 1993-1-3, designation was changed from h to h_w (without changing the equations) and the definition was changed to “the web height between the midlines of the flanges”. The difference in definition of parameters results in a difference of $\Delta h = 2 \cdot r + t$.
- Equations presented in AISI's 1996 specification give nominal resistance, to be used with resistance factors $\phi_w = 0.75 \dots 0.80$ (corresponding to a partial factor $\gamma_M = 1.33 \dots 1.25$). The nominal resistance corresponds to a mean resistance, effects such as scatter of test data, statistical uncertainty associated with the number of tests or prior statistical knowledge (coefficients of variation for materials and fabrication (geometry)) are covered by the resistance factor ϕ_w . Deviating from this, EN 1993-1-3 is based on characteristic resistance, on which a partial factor of $\gamma_{M1} = 1.0 \dots 1.1$ (depending on national provisions) is applied. A characteristic value is defined as the 5% fractile value of resistance, i.e. a value with a prescribed or intended probability of being exceeded. The different safety philosophy has been considered only approximately by adjusting the constant factors proportionally to the ratio of partial factors.

Following the fundamental revision of the provisions for web-crippling already implemented in the 2001's edition of AISI's specification [3], a comparable revision of EN 1993-1-3's provisions is currently under preparation. This time, no straightforward adoption of the provisions is intended, rather a complete re-evaluation of the tests forming the base of AISI's provisions, taking into account the slightly deviating safety concept.

2 Basics

2.1 Design approach and trial function

Empirical approach for calculating web-crippling resistance of linear profiles is based on a generalized function with $\sqrt{E \cdot f_y}$ and h to cover slenderness effects.

$$R_{w,Rd} = K \cdot \frac{t^2 \cdot \sqrt{E \cdot f_{yb}}}{\gamma_{M1}} \cdot \left(1 - K_r \cdot \sqrt{\frac{r}{t}}\right) \cdot \left(1 + K_s \cdot \sqrt{\frac{S_s}{t}}\right) \cdot \left(1 - K_h \cdot \sqrt{\frac{h}{t}}\right) \quad (1)$$

with

t design core sheet thickness

E	Young's modulus
f_{yb}	basic yield strength
h	total height
r	internal radius of the corners
s_s	nominal length of the stiff bearing

Coefficients were designated with letter K to ease differentiation from those given in AISI provisions. For built-up I-sections and nested Z-sections, coefficients are determined in chapters 3 and 4, respectively.

2.2 Statistical evaluation

Evaluation of tests is based on procedures given in EN 1990, Annex D, for the statistical determination of resistance models, but not using a theoretical resistance r_t based on a resistance function, because a desired partial factor γ_{M1} was prescribed in advance. Thus a direct determination of a characteristic resistance r_k , complying with a design resistance r_d to justify $\gamma_{M1} = 1.1$, was applied. Based on

$$R_{w,Rd} = R_{w,Rmean} \cdot e^{(-k_{d,\infty} \cdot \alpha_{rt} \cdot Q_{rt} - k_{d,n} \cdot \alpha_{\delta} \cdot Q_{\delta} - 0.5 \cdot Q^2)} \quad (2)$$

and

$$R_{w,Rd} = \frac{R_{w,Rk}}{\gamma_{M1}} \quad (3)$$

transformed to

$$\frac{1}{\gamma_{M1}} = \frac{R_{w,Rmean}}{R_{w,Rk}} \cdot e^{(-k_{d,\infty} \cdot \alpha_{rt} \cdot Q_{rt} - k_{d,n} \cdot \alpha_{\delta} \cdot Q_{\delta} - 0.5 \cdot Q^2)} \quad (4)$$

and

$$\gamma_{M1} = \frac{1}{\frac{R_{w,Rmean}}{R_{w,Rk}} \cdot e^{(-k_{d,\infty} \cdot \alpha_{rt} \cdot Q_{rt} - k_{d,n} \cdot \alpha_{\delta} \cdot Q_{\delta} - 0.5 \cdot Q^2)}} \quad (5)$$

$R_{w,Rmean}$ represents the best fit for individual test results $R_{w,test,i}$.

$$r_i = \frac{r_{e,i}}{r_{t,i}} = \frac{R_{w,test,i}}{R_{w,calc,i}(K, K_r, K_s, K_h)} \equiv \frac{R_{w,test,i}}{R_{w,Rk,i}(K, K_r, K_s, K_h)} \quad (6)$$

The mean value of the ratio serves as a correction term for linearization and normalization of the problem:

$$b = \bar{r} = \frac{1}{n} \cdot \sum_{i=1}^n r_{e,i} \quad (7)$$

The error term for each experimental result is

$$\delta_i = \frac{r_{e,i}}{\bar{r} \cdot r_{t,i}} \quad (8)$$

and the logarithm of the error term is

$$\Delta_i = \ln(\delta_i) \quad (9)$$

Estimated values for the mean value and the variance of Δ are

$$\bar{\Delta} = \frac{1}{n} \cdot \sum_{i=1}^n \Delta_i \quad (10)$$

$$s_{\Delta}^2 = \frac{1}{n-1} \cdot \sum_{i=1}^n (\Delta_i - \bar{\Delta})^2 \quad (11)$$

The coefficients of variation are

$$V_{\delta} = \sqrt{e^{s_{\Delta}^2} - 1} \quad (12)$$

$$V_{rt} = \sqrt{(V_M + 1) \cdot (V_F + 1) - 1} \quad (13)$$

$$V_r = \sqrt{(V_\delta + 1) \cdot (V_M + 1) \cdot (V_F + 1) - 1} \quad (14)$$

with $V_M = 0.1$ and $V_F = 0.05$ according to AISI. Coefficient of variation V_M related to material properties was also confirmed in [4] with $V_M = s/X_m = 37 \text{ N/mm}^2 / 402 \text{ N/mm}^2 = 0.09$. [4] does not give a coefficient of variation for manufacturing (geometry), but for sheet thickness only ($V_T = 0.0195$). With

$$Q_\delta = \sqrt{\ln(V_\delta^2 + 1)} \quad (15)$$

$$Q_{rt} = \sqrt{\ln(V_{rt}^2 + 1)} \quad (16)$$

$$Q = Q_r = \sqrt{\ln(V_r^2 + 1)} \quad (17)$$

required partial factor is calculated

$$\gamma_{M1} = \frac{R_{w,Rk}}{R_{w,Rd}} = \frac{1}{\bar{r} \cdot e^{(-k_{d,\infty} \alpha_{rt} Q_{rt} - k_{d,n} \alpha_\delta Q_\delta - 0.5 \cdot Q^2)}} \quad (18)$$

with $k_{d,n}$ and $k_{d,\infty}$ according to EN 1990, Table D.2 which leads to

$$\gamma_{M1} = \frac{R_{w,Rk}}{R_{w,Rd}} = \frac{1}{\bar{r} \cdot e^{(-k_{d,\infty} Q - 0.5 \cdot Q^2)}} \quad (19)$$

with $k_{d,\infty} = 0.8 \cdot 3.8 = 3.04$ for $n \rightarrow \infty$.

The evaluation according to EN 1990, Annex D, is combined with a least square approach:

$$\min_{K_r, K_s, K_h} \left\{ \sum (R_{w,test,i} - R_{w,Rk,i})^2 \right\} \quad (20)$$

The coefficients were calibrated to justify application of $\gamma_{M1} = 1.1$. For localized loads, γ_{M1} applies because there is no post-critical resistance (see also provisions in EN 1993-1-5 for patch loading). The numerical value 1.1 has been chosen because most likely it will be the recommended one in the new editions of both EN 1993-1-1 and EN 1993-1-3.

3 Built-up I-sections

3.1 Determination of coefficients

Subject of present investigations are built-up I-sections as shown in Figure 1. Evaluation is based on data given in [5], which was also the basis for [3] and – with some minor corrections – the following editions. Parameter range may be adopted from [3]: $h/t \leq 200$, $s_s/t \leq 220$, $s_s/h \leq 1$ and $r/t \leq 5$.

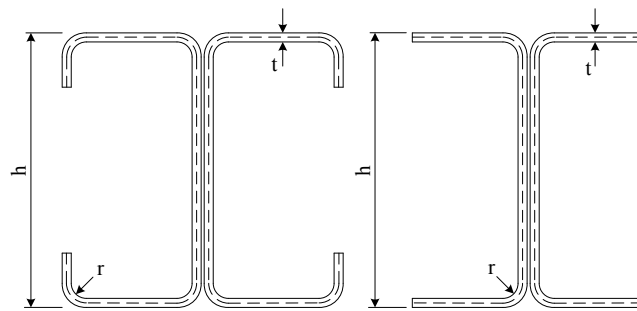


Bild 1: Geometry of the built-up I-sections covered

The web-crippling test data was grouped into four families (in terms of statistical evaluation), defined by the four loading conditions according to [3] (end one-flange loading EOF, internal one-flange loading IOF, end two-flange loading ETF and internal two-flange loading ITF). No differentiation is made between fastened and unfastened or between flanges stiffened, partially stiffened or unstiffened. Each of the four families was evaluated separately, leading to sample sizes of $n \geq 49$ in the minimum. The coefficients which have to be used with Eqn. (1) are shown in Table 1. It was found that for most relevant EOF and IOF loading there is just very small effect from height h , thus $K_h = 0.0$ for simplification. Interestingly, there is a comparatively strong dependency from length of the bearing s_s for EOF loading.

Web-crippling resistance calculated refers to one web. Fastening between the two webs is assumed, which is of particular importance for flanges unfastened: A row of fasteners at each flange line is most helpful, but for sections with flanges fastened, two rows of fasteners located near to the centreline may be sufficient. Figures 2 and 3 show a comparison of test data with characteristic values.

Tabelle 1: Coefficients for built-up I-sections

coefficients			K	K_r	K_s	K_h
Fastened or unfastened	stiffened or unstiffened flanges	IOF	0.580	0.163	0.0660	0
		EOF	0.179	0	0.225	0
		ITF	0.768	0.179	0.0699	0.0335
		ETF	0.439	0.292	0.0528	0.0344

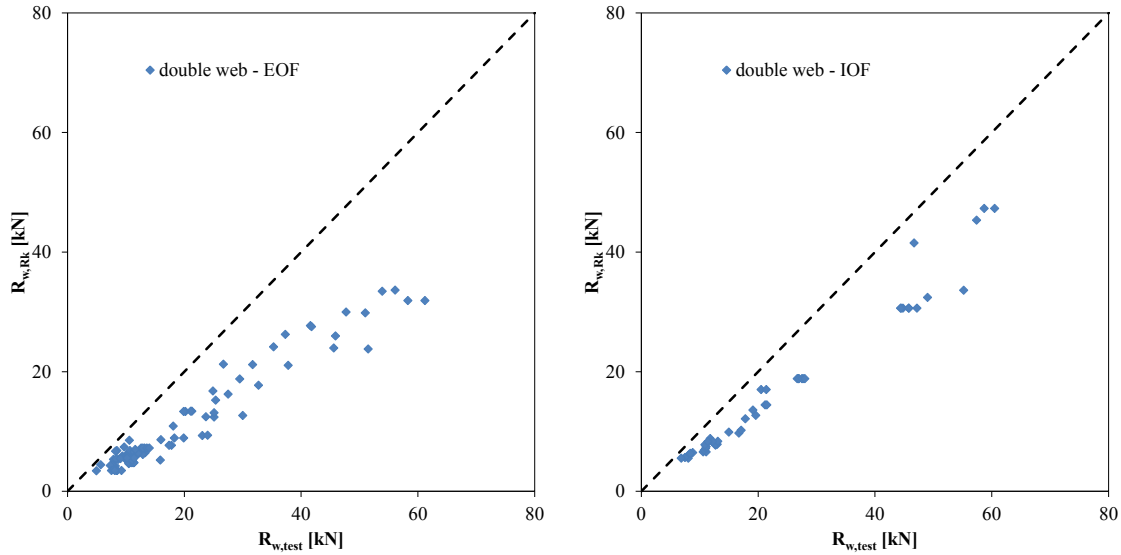


Bild 2: Comparison of test results with characteristic values (one-flange loading)

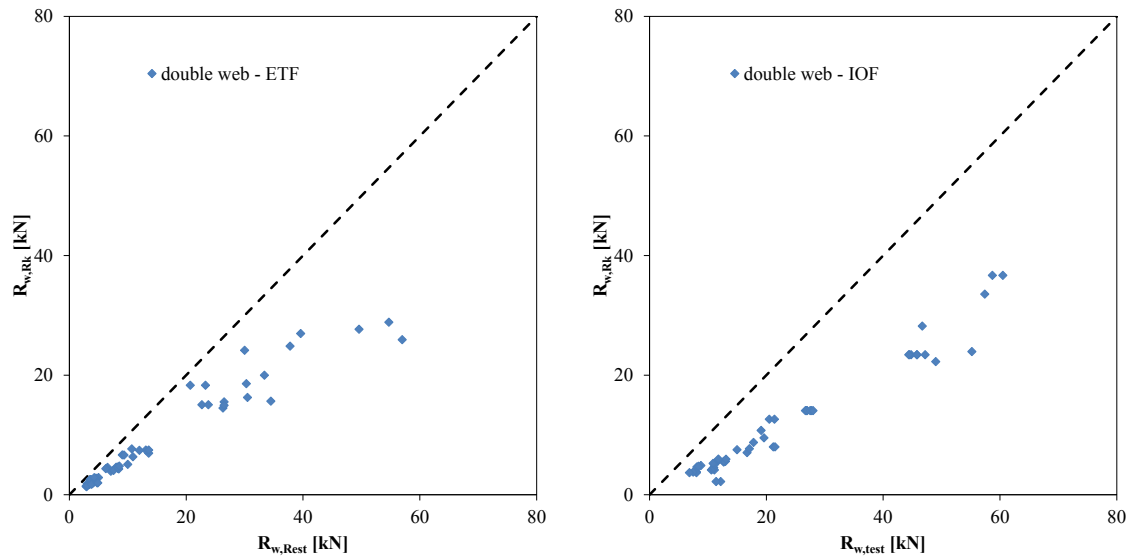


Bild 3: Comparison of test results with characteristic values (two-flange loading)

3.2 Comparison with existing approaches

Design approaches suitable for comparison are scarce. Beside EN 1993-1-3, German DASt-Richtlinie 016 [6] gives an approach for calculating web-crippling resistance of general built-up sections under one-flange loading which is based on a generalized web-crippling equation originally proposed by Winter and Pian.

$$R_{w,Rd} = \frac{t^2 \cdot f_y}{\gamma_M} \cdot \left(K + K_s \cdot \sqrt{\frac{S_s}{t}} \right) \quad (21)$$

The equation given in DAST-Richtlinie 016 is assigned to be used with a partial factor of $\gamma_M = 1.1$ (limit state design) and the coefficients given in Table 2. Coefficients were deducted from AISI's specifications [7], but differ from those given there by a factor of 0.6, because [7] is based on allowable stress design. Noteworthy [7] limits application to built-up I-sections.

Tabelle 2: Coefficients for built-up I-sections according to DAST-Richtlinie 016

coefficients	K	K_s
IOF	11.1	2.41
EOF	7.4	0.93

Sections may have stiffened or unstiffened flanges and may be fastened or unfastened. As already shown with the evaluation above, effect of these parameters diminishes compared to the effect of the mutual support of both the adjacent webs.

Figure 4 shows a comparison of the test results with the characteristic values calculated according to DAST-Richtlinie 016 and EN 1993-1-3, clause 6.1.7.2(4). It can be seen that for EOF loading, approaches give quite comparable results, while for IOF loading, DAST-Richtlinie 016 and EN 1993-1-3 give much higher results, but leaving doubts if they are actually characteristic values in the sense of EN 1990.

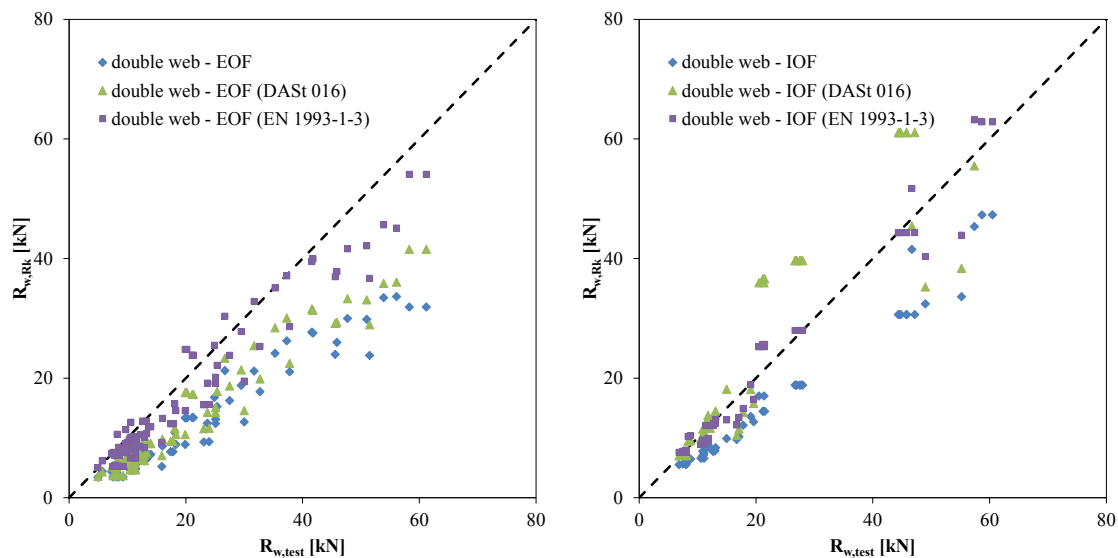


Bild 4: Comparison of test results with characteristic values (one-flange loading)

4 Nested Z-sections

Subject of present investigations are nested Z-sections as shown in Figure 5, having equal or unequal widths of flanges. This application can only be found at intermediate supports of purlins, thus data and evaluation is limited to internal one-flange loading. Evaluation is based on data given in [8] and [9]. Parameter range may be adopted from those references: $h/t \leq 150$, $s_f/t \leq 90$, $s_f/h \leq 1$ and $r/t \leq 6$.

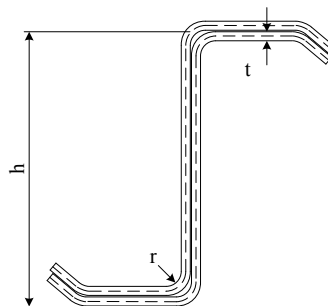


Bild 5: Geometry of the nested Z-sections covered

The web-crippling test data covers only IOF loading. No differentiation is made between fastened and unfastened or between flanges stiffened, partially stiffened or unstiffened. Sample sizes was $n = 38$, i.e. smaller than with built-up I-

sections. The coefficients which have to be used with Eqn. (1) are shown in Table 3. It was again found that there is just very small effect from height h , thus $K_h = 0.0$ for simplification. Web-crippling resistance calculated refers to one web. Fastening between the two webs is assumed. Figure 6 shows a comparison of test data with characteristic values.

Tabelle 3: Coefficients for nested Z-sections

coefficients			K	K_r	K_s	K_h
Fastened or unfastened	stiffened or unstiffened flanges	IOF	0.235	0.200	0.187	0

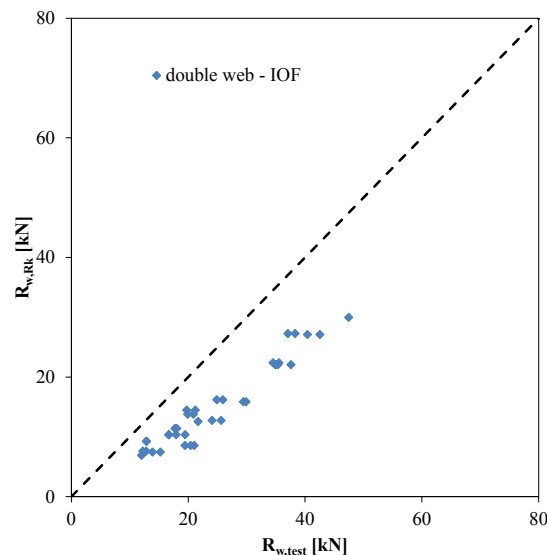


Bild 6: Comparison of test results with characteristic values (internal one-flange loading)

5 Summary and outlook

The evaluation procedures used to develop European web-crippling equations have been introduced. A first application with built-up I-sections and nested Z-sections has been shown. Single web sections such as C- and Z-Sections are under investigation.

6 References

- [1] EN 1993-1-3:2006 + AC:2009: Eurocode 3: Design of steel structures - Part 1-3: General rules - Supplementary rules for cold-formed members and sheeting
- [2] Specification for the design of cold-formed steel structural members. Washington: AISI 1996
- [3] AISI/COS/NASPEC 2001: North-American specification for the design of cold-formed steel structural members, Washington: AISI 2001
- [4] Gehring, A.: Beurteilung der Eignung von metallischem Band und Blech zum Walzprofilieren. Berichte der Versuchsanstalt für Stahl, Holz und Steine der Universität Fridericiana in Karlsruhe, 5. Folge Heft 19, Karlsruhe: 2008
- [5] Beshara, B., Schuster, R. M.: Web Crippling Data and Calibrations of Cold Formed Steel Members. Research Report 00-2. Washington: AISI, 2000 & 2006
- [6] DAST-Richtlinie 016: Bemessung und konstruktive Gestaltung von Tragwerken aus dünnwandigen kaltgeformten Bauteilen. Deutscher Ausschuss für Stahlbau, Düsseldorf: 1988.
- [7] Specification for the design of cold-formed steel structural members. New York: AISI 1968
- [8] Kaitila, O.: Web crippling of cold-formed thin-walled steel cassettes. Helsinki University of Technology Laboratory of Steel Structures Publications 30 (TKK-TER-30). Espoo: 2004
- [9] LaBoube, R. A., Nunnery, J. N., Hodges, R. E.: Web crippling behaviour of nested Z-purlins. Engineering Structures, Volume 16, Issue 5, July 1994, Pages 332-336

Gebäude in Stahl-Leichtbauweise

Rationelle Befestigung der aussteifenden und mittragenden Beplankung sowie Bemessung der Tafeln

Prof. Dr.-Ing. Klaus-Jochen Pfau* **

*Hochschule Rosenheim, Fakultät Holztechnik und Bau, Rosenheim, Germany

Jochen.pfau@fh-rosenheim.de

**Versuchsanstalt für Holz- und Trockenbau GmbH, Darmstadt, Germany

j.pfau@vht-darmstadt.de

Abstract / Inhalt:

Unter Stahl-Leichtbau versteht man eine „tragende Trockenbauweise“ mit kaltgeformten Metallprofilen, die große Spannweiten und schlanke Konstruktionsquerschnitte bei sehr geringem Gewicht ermöglicht. Eine Aussteifung der Stahlprofilkonstruktion über Plattenwerkstoffe analog zum Holzrahmenbau ist naheliegend, in Eurocode 3 Teil 1–3 (DIN EN 1993-1-3) aber nicht geregelt. In verschiedenen Untersuchungen konnte gezeigt werden, dass eine aussteifende Beplankung wirtschaftlich befestigt werden kann und die Verbindung in Anlehnung an Eurocode 5 (EN 1995-1-1) sinnvoll bemessbar ist. Verschiedene nationale und europäische Zulassungen regeln heute Stahl-Leichtbausysteme sowie deren Aussteifung über (genagelte) Plattenwerkstoffe und bilden damit eine wichtige Grundlage für die Verbreitung dieser Bauweise.

Stahl-Leichtbau, Kaltprofile, aussteifende Beplankung, Verbindungsmittel, Ballistiknägel

1 Die Stahl-Leichtbauweise

1.1 Eigenschaften und Einsatzbereich der Bauweise

Beim Stahl-Leichtbau handelt es sich um eine klassische Ständerbauweise ähnlich dem Holzrahmenbau. Insofern sind viele Eigenschaften und Vorteile aus dem Holzrahmenbau bekannt, z.B. kurze Bauzeiten durch die Eignung zur Vorfertigung von Elementen oder Modulen. Darüber hinaus zeichnet sich die Bauweise durch die spezifischen Vorteile des Baustoffs Stahl für die Unterkonstruktion aus. Beispielhaft zu nennen wären die Nichtbrennbarkeit, Formstabilität bei Feuchteschwankungen, Unempfindlichkeit gegenüber biotischer Schädigung und hohes Recyclingpotential. Nicht zuletzt liegt das Eigengewicht der Bauteile nochmals ca. 10% unter dem des Holzrahmenbaus.

Diese Vorteile lassen sich bei systemreinen Konstruktionen, insbesondere aber auch in Kombination mit Skelettbauweisen und bei Hybridbauweisen optimal nutzen. Der Stahl-Leichtbau bietet immer dann besonders wirtschaftliche Lösungen, wenn schnelle, schlanke sowie sehr leichte Bauweisen bei üblichen Spannweiten und normaler bis erhöhter bauphysikalischer Leistungsfähigkeit (Nichtbrennbarkeit) sowie Erdbebensicherheit gefordert sind.

Im Bestand kann der Stahl-Leichtbau seine Stärken insbesondere bei Nachverdichtungsmaßnahmen wie Aufstockungen, Anbauten oder Erweiterungen zeigen. Sowohl im Neubau wie im Bestand sind Stahl-Leichtbaukonstruktionen als nichttragende Außenwände und Fassaden verbreitet. Als Trockenbau mit erweiterten Anwendungen kommen Stahl-Leichtbauweisen im Innenbereich bei großen Spannweiten, hoher Beanspruchung und tragenden Aufgaben zum Einsatz. Darüber hinaus ist der Neubau kompletter, ein- und mehrgeschossiger Gebäude bis hin zu ganzen Siedlungen in Stahl-Leichtbauweise möglich, wie es international vielfach praktiziert wird.

1.2 Aufbau, Tragsystem und Bemessung

Der Aufbau von Wänden, Decken und Dächern ist prinzipiell ähnlich. Die C-Profile der Wandständer bzw. der Decken- oder Dachträger werden an ihren Enden in U-Profile eingestellt bzw. eingelegt und von diesen gehalten. Die U-Profile verteilen die vertikalen Lasten auf die Wandständer und schließen den Schubfluss in den Tafeln. Decken- und Dachbauteile werden auf Wandbauteile aufgelegt oder daran mittels Konsolen angeschlossen.

Die Lastabtragung erfolgt nicht über ein „Skelett“ mit biegesteifen Knoten oder diagonalen Aussteifungen. Stattdessen besteht das Tragwerk aus flächenhaften Bauteilen, die gleichzeitig tragende und raumabschließende Funktionen erfüllen. Das Tragprinzip beruht auf dem Verbund der Profile mit der Beplankung. Die Plattenwerkstoffe dienen der Querverteilung von Lasten, der Knickaussteifung der Profile und der Aussteifung der Tafelelemente. Es wird ein leistungsfähiges Verbundbauteil generiert, das ein Vielfaches der Beanspruchbarkeit der Einzelbestandteile aufweist.

Für die statische Bemessung von Bauteilen in Stahl-Leichtbauweise ist die Tragfähigkeit der Verbindung zwischen Beplankung und Kaltprofilen, die Tragfähigkeit der Kaltprofile selbst sowie die Verankerung zum Abtrag der Lasten in die Primärkonstruktion nachzuweisen.

Der rechnerische Nachweis der Kaltprofile erfolgt nach Eurocode 3 Teil 1–3 (DIN EN 1993-1-3) [8] und ist, aufgrund der dünnwandigen, stabilitätsgefährdeten Profilquerschnitte nicht trivial. Das örtliche Beulen der Profile hat großen Einfluss auf das Tragverhalten.

Die Leistungsfähigkeit der Beplankung sowie die Art der Befestigung (Verbindungsmitteltyp, Abstand) sind von wesentlichem Einfluss auf die Tragfähigkeit eines Stahl-Leichtbauelements. Die mechanischen Eigenschaften der verwendeten Plattenwerkstoffe müssen normativ oder über Zulassungen geregelt sein. Die Bemessung der tragenden Verbindung zwischen Plattenwerkstoffen und Kaltprofilen über stiftförmige Verbindungsmitteln sowie die daraus resultierende Aussteifung durch die Scheibenwirkung der Tafeln aus Kaltprofilen und Beplankung sind zurzeit in keiner Norm geregelt.



Bild 1: Fertigung von Fassadenelementen in Stahl-Leichtbauweise (Cocoon)



Bild 2: Montage der Fassadenelemente (Cocoon)

Bauvorhaben Südpark Basel, Architekt Herzog & de Meuron, System Cocoon, Ausführung Erne Holzbau AG

2 Vorschlag zur Bemessung der Verbindung Plattenwerkstoff - Kaltprofil

Da die Ausführung sowie die Bemessung der Tragfähigkeit der Verbindung von Plattenwerkstoffen mit einer dünnwandigen Metallunterkonstruktion über stiftförmige Verbindungsmittel normativ nicht geregelt sind, ist der Nachweis der Scheibentragfähigkeit von Dach-, Decken- und Wandelementen in dieser Bauweise zurzeit formal nicht möglich.

Dagegen ist die Verbindung von Plattenwerkstoffen und Stahlblechen mit einer Holzunterkonstruktion über stiftförmige Verbindungsmittel in Eurocode 5 (EN 1995-1-1) [7] geregelt. Basierend auf der Johansen-Theorie ist eine rechnerische Bemessung nach Abschnitt 8.2.3 „Stahl-Holz-Verbindungen“ für einschnittige Verbindungen, Gleichungen 8.9 und 8.10, Versagensmechanismen a) bis e), möglich. Die Verbindung zwischen Stahlblechen und einer Holzunterkonstruktion findet z.B. bei Nagelplattenbindern eine breite bauliche Anwendung. Im Sinne des Eurocode 5 ist zwar das Stahlblech eher als „Bekleidung“ (z.B. Anlaschung) auf einer Holzunterkonstruktion zu sehen, eine „Umkehrung“ dieser Verhältnisse ist im Rahmen der mechanischen Grundlagen der Johansen-Theorie aber folgerichtig möglich. Somit wird aus dem Blech die dünnwandige Unterkonstruktion aus Kaltprofilen, aus der Holzunterkonstruktion die plattenförmige Beplankung aus einem Gips- oder Holzwerkstoff, die auf der Unterkonstruktion über stiftförmige Verbindungsmittel befestigt ist. Der Plattenwerkstoff ist dabei durch seine charakteristische Lochleibungsfestigkeit $f_{h,k}$ und Dicke definiert, das stiftförmige Verbindungsmittel durch sein charakteristisches Fließmoment $M_{y,k}$ und seinen Durchmesser. Beim Blech (-Profil) wird im Verhältnis zum Verbindungsmitteldurchmesser zwischen „dünnen“ und „dicken“ Blechen unterschieden – bei „dicken“ Blechen wird das Verbindungsmittel als eingespannt angesehen.

Bei bekannten Eingangswerten kann die charakteristische Tragfähigkeit der im Stahl-Leichtbau vorliegenden, einschnittigen Plattenwerkstoff-Profil(flansch)-Verbindung bemessen werden. Die charakteristische Tragfähigkeit der Verbindung findet wiederum, neben möglichen Formen des Plattenversagens (z.B. Scherversagen, Beulen), Eingang in die Bemessung der Tafeln. Diese rein holzbauspezifische Bemessung ist um den Stabilitätsnachweis der druckbeanspruchten dünnwandigen Profile (z.B. Randständer bei Wandtafeln) zu ergänzen.

3 Evaluierung des Bemessungsvorschlags

In verschiedenen Forschungsvorhaben, Gutachterlichen Stellungnahmen und wissenschaftlichen Arbeiten ([1], [2], [3]) konnte belegt werden, dass die Tragfähigkeit der Verbindung Plattenwerkstoff-Stahlblech derjenigen vergleichbarer Verbindungen mit Holzunterkonstruktion entspricht. Wandscheiben mit Metallunterkonstruktion zeigen im Vergleich

zu Wandscheiben mit Holzunterkonstruktion ein sehr ähnliches Verhalten, sofern nicht das Knicken des Druckstiels das maßgebliche Versagenkriterium ist.

Die Berechnung der charakteristische Tragfähigkeit der Verbindung auf Abscheren sowie der Tragfähigkeit von Tafeln in Stahlprofil-Leichtbauweise mit den entsprechenden Gleichungen des Eurocode 5 (EN 1995-1-1) führt - bei gleichzeitiger Berücksichtigung der Tragfähigkeit der Kaltprofile nach Eurocode 3-1-3 (EN 1993-1.3) - zu sinnvollen Werten auf der sicheren Seite. Das Verhalten der Verbindung und der Tafeln ist rechnerisch gut vorhersagbar, die Voraussetzung für die Bemessung der Verbindung und der Tafelelemente ist gegeben.

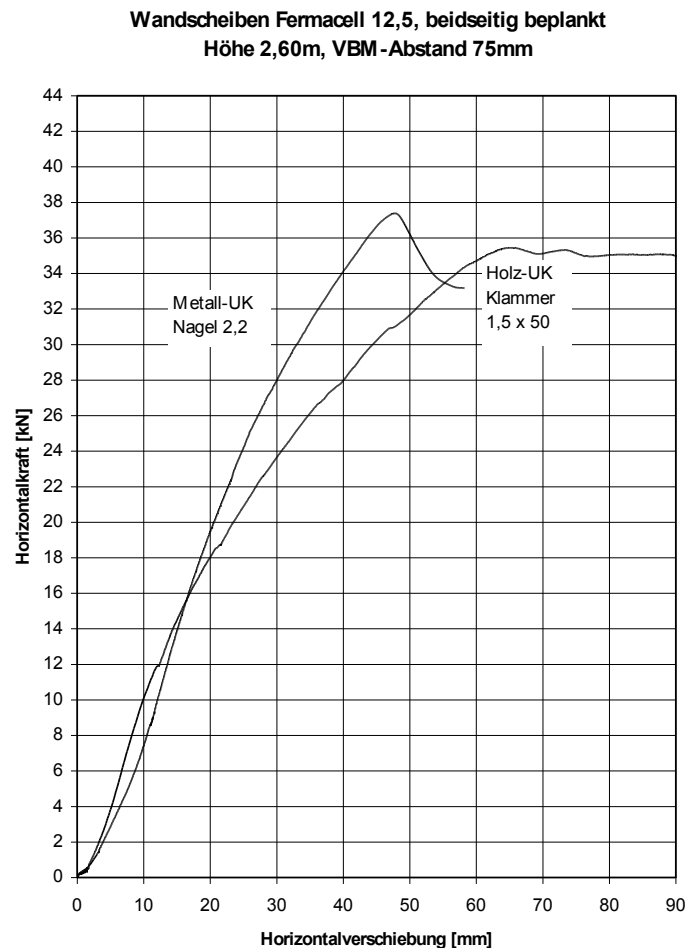


Bild 3: Gegenüberstellung der Last-Verformungsdiagramme von Einrastertafeln mit Metall- (Stahl-Leichtbau) und Holzunterkonstruktion (Holzrahmenbau) Beplankung beidseitig Gipsfaserplatten 12,5 mm

Die wissenschaftlichen Untersuchungen sind inzwischen durch eine Vielzahl von mechanischen Prüfungen im Industriesauftrag ergänzt worden. Auf Veranlassung von Verbindungsmittel-, Platten- und Profilverstellern wurden umfangreiche Prüfprogramme durchgeführt, die zu Zulassungen – und damit zu Bemessungsregeln – für die betrachteten Produkte im Bereich Stahl-Leichtbau führten. In den Untersuchungen wird das Verhalten der betrachteten Verbindung aus Plattenwerkstoff-Verbindungsmittel-Profil in kleinteiligen Zug-Scherversuchen bestimmt. Es erfolgt eine rechnerische Bemessung der Verbindung, wie oben beschrieben, die Bemessungsergebnisse werden den Prüfergebnissen gegenüber gestellt. Die inzwischen umfangreich vorliegenden Versuchsergebnisse aus kleinteiligen Prüfungen und Prüfung ganzer Wandtafeln erlauben eine Einordnung und Bewertung der Prüf- und Bemessungsergebnisse.

Das oben beschriebene Verfahren hat sich für die Erteilung von nationalen und europäischen Zulassungen im Bereich Stahl-Leichtbau etabliert und wird von den Ausstellungsbehörden, z.B. DIBt und OIB, anerkannt. Für Stahl-Leichtbausysteme und deren Verbindungsmittel wurden auf dieser Grundlage Europäisch Technische Zulassungen (z.B. [6]) sowie deutsche Zulassungen (z.B. [4], [5]) erteilt. Viele Plattenwerkstoffe sind inzwischen in Ihren Zulassungen für die Anwendung im Stahl-Leichtbau geregelt.

4 Verbindungsmittel „Ballistiknagel“

Plattenwerkstoffe und Ständerwerk werden über geeignete Verbindungsmittel miteinander verbunden. Die Beplankungen werden üblicherweise auf die Metallständer geschraubt, ab 1,0 mm Blechdicke sind Bohrschrauben

erforderlich. Da eine Verschraubung systembedingt nur bedingt automatisierbar ist und Bohrschrauben vergleichsweise teure Verbindungsmittel sind, ist eine rationelle Tafelfertigung so nicht möglich.

Dieser Nachteil wird über den Einsatz von „Ballistiknägeln“ zur Befestigung der Plattenwerkstoffe mittels Druckluft-Nagelung umgangen. Bei den Ballistiknägeln handelt es sich um verzinkte Stahlnägel mit spezieller Ausbildung von Nagelschaft und Nagelspitze, die mit dem Stahlblech eine feste Klemmverbindung eingehen. Beim Eintreiben wird das Blech nicht „aufgeschnitten“ sondern seitlich verdrängt, was zu einer Erhöhung der Einspannlänge des Nagelschaftes und zu einer starken Rückstellwirkung des Blechs führt. Die so erzielte Klemmwirkung ist ausreichend, der Nagel versagt durch Kopfdurchzug.

Ballistiknägel haben sich als zugelassenes Verbindungsmittel im Stahl-Leichtbau etabliert. Sie sind vor allem im Rahmen der Vorfertigung eine sehr wirtschaftliche Befestigungstechnik, die bei ausreichender Festigkeit eine schnelle und automatisierbare Arbeitsweise ermöglicht.

5 Zusammenfassung

Beim Stahl-Leichtbau handelt es sich um eine stetig wachsende „Nischenbauweise“ auf der Grundlage kaltgeformter Stahlprofile, die aufgrund ihrer spezifischen Eigenschaften für bestimmte Einsatzbereiche besonders geeignet ist.

Die Berücksichtigung der mittragende und aussteifende Wirkung der Beplankung der Stahl-Leichtbaurahmen ist wünschenswert, aber in Eurocode 3-1-3 (EN 1993-1.3) nicht geregelt.

Aus einer Vielzahl an Untersuchungen ist bekannt, dass das Verhalten und die Tragfähigkeit der Verbindung zwischen einem Plattenwerkstoff und dem dünnwandigen Stahlblech über stiftförmige Verbindungsmittel dem vergleichbarer Verbindungen mit Holzunterkonstruktion entsprechen. Auch Wandscheiben mit Metallunterkonstruktion zeigen im Vergleich zu Wandscheiben mit Holzunterkonstruktion ein sehr ähnliches Verhalten.

Insofern ist es naheliegend, für die Bemessung der Tragfähigkeit der Verbindung und von Tafeln in Stahlprofil-Leichtbauweise auf die entsprechenden Gleichungen des Eurocode 5 (EN 1995-1-1) auszuweichen. Es konnte in der Vergangenheit gezeigt werden, dass dieser Bemessungsweg - bei gleichzeitiger Berücksichtigung der Tragfähigkeit der Kaltprofile nach Eurocode 3-1-3 (EN 1993-1.3) - zu sinnvollen Werten auf der sicheren Seite führt. Das Verfahren ist inzwischen etabliert und Grundlage diverser Zulassungen im Bereich Stahl-Leichtbau.

Als geeignetes Verbindungsmittel für die Befestigung von Plattenwerkstoffen auf dünnwandigen Metallprofilen weisen „Ballistiknägel“ aus wirtschaftlicher, verarbeitungstechnischer und baubetrieblicher Sicht, vor allem bei der Vorfertigung von Bauteilen, ein hohes Rationalisierungspotential auf.

6 Quelleangaben

- [1] Pfau, Jochen: Untersuchung der Befestigungstechnik mit ballistischen Verbindungsmitteln zur rationellen Erstellung tragender Tafелеlemente in Stahlprofil-Leichtbauweise, Forschungsbericht zum Forschungsvorhaben S619, Stiftung Industrieforschung Köln, Darmstadt 2005
- [2] Blaß, H.J.: Gutachterliche Stellungnahme zu Stahlblech-Holzwerkstoff-Verbindungen mit Ballistiknägeln der Firma haubold-kihlberg GmbH, Karlsruhe, August 2005
- [3] Pfau, Jochen: Befestigungstechnik mit ballistischen Verbindungsmitteln zur rationellen Erstellung tragender Tafелеlemente in Stahlprofil-Leichtbauweise, Dissertation, Technische Universität Darmstadt, 2007, mensch & buchverlag, Berlin 2007
- [4] Deutsches Institut für Bautechnik: Allgemeine bauaufsichtliche Zulassung Z-14.4-453 vom 02.12.2013, Zulassungsgegenstand Stahlnägel (Ballistiknägel) zur Befestigung von Holzwerkstoff- und Gipswerkstoffplatten auf dünnwandigen Stahlprofilen, Antragsteller ITW Befestigungssysteme GmbH, Hemmingen
- [5] Deutsches Institut für Bautechnik: Allgemeine bauaufsichtliche Zulassung Z-14.4-634 vom 05.12.2012, Zulassungsgegenstand ZEBRA Flügelbohrschrauben zur Verbindung von Holz- und Gipswerkstoffplatten sowie zementgebundenen mineralischen bauplatten mit dünnwandigen Stahlprofilen, Antragsteller Adolf Würth GmbH & Co. KG, Künzelsau
- [6] Deutsches Institut für Bautechnik: Europäisch Technische Zulassung ETA-11/0105 vom 11.04.2011, Zulassungsgegenstand Bausatz für Gebäude aus Metallrahmen, System Cocoon „Transformer“, Antragsteller Häring Nepple AG, Basel, Schweiz
- [7] EN 1995-1-1, „Eurocode 5“ (EC 5): Bemessung und Konstruktion von Holzbauten, Teil 1-1, Allgemeines, Allgemeine Regeln und Regeln für den Hochbau
- [8] EN 1993-1-3, „Eurocode 3“ (EC 3): Bemessung und Konstruktion von Stahlbauten, Teil 1.3, Allgemeine Bemessungsregeln, Ergänzende Regeln für kaltgeformte dünnwandige Bauteile und Bleche

DIN EN 1090-4 & -5 Neue Normen für den Metalleichtbau

Dr.-Ing. Ralf Podleschny*

*IFBS – Internationaler Verband für den Metalleichtbau, Krefeld, Germany, ralf.podleschny@ifbs.eu

Abstract / Inhalt: Herstellung und Ausführung von Bauelementen und Konstruktionen des Metalleichtbaus

Im Jahr 2017 und 2018 sind die neuen Normen EN 1090-4 und EN 1090-5 für die Herstellung und Anwendung von tragenden Bauteilen und tragenden Profiltafeln des Metalleichtbaus erschienen. Diese Normen basieren auf den bekannten deutschen technischen Regeln DIN 18807-3, DASt-Richtlinie 016 und DIN 18807-9 in aktualisierter Form. EN 1090-4 und EN 1090-5 repräsentieren heute erstmals europaweit einen einheitlichen technischen Standard für die Herstellung und die Ausführung von Tragwerken des Metalleichtbaus.

Stichworte: Profiltafeln, Kantteile, DIN EN 1090-4, DIN EN 1090-5

1 Einleitung

Seit den 1980er-Jahren bildete die Normenreihe DIN 18807 zusammen mit der DASt-Richtlinie 016 [1] die technische Grundlage für die Bemessung, Prüfung und Ausführung von Bauelementen und Konstruktionen des Metalleichtbaus aus Stahl und Aluminium. Im Jahr 2008 fand sich eine Gruppe bestehend aus Vertretern des GDA – Gesamtverband der deutschen Aluminiumindustrie - und des IFBS – Internationaler Verband für den Metalleichtbau - zusammen, um die technischen Regeln zur Ausführung, DIN 18807-3 [2] und -9 [3], zu aktualisieren und in diesem Zuge in europäische Normen zu überführen. Die tragenden Produkte des Metalleichtbaus fielen seit dem Inkrafttreten der EN 1090-Reihe in den Anwendungsbereich dieser Normen, die aber fast keine Regelungen zu diesen Produkten enthielten. Diese Lücke wurde mit der Erarbeitung von EN 1090-4 [4] und -5 [5] geschlossen, die nun die maßgebenden Normen sowohl zur Herstellung als auch zur Ausführung von tragenden Bauelementen und Konstruktionen des Metalleichtbaus darstellen.

Die ersten Entwürfe von EN 1090-4 basierten zunächst auf der deutschen Norm DIN 18807-3 und betrafen die tragenden Profiltafeln. Erst während des Normungsprozesses wurde zu einem späten Zeitpunkt aus dem Bereich der Wirtschaft der Wunsch geäußert, auch die tragenden Bauteile (Kantteile) in den Anwendungsbereich der Norm aufzunehmen. Dies führte leider zu einer Verzögerung des gesamten Prozesses und zu einem späteren Erscheinen von EN 1090-4 gegenüber EN 1090-5. EN 1090-5 basiert auf der deutschen Norm DIN 18807-9. Mit den neuen Normen für den Metalleichtbau ist für Deutschland, der seit Jahrzehnten bekannte Stand der Technik in aktualisierter Form in eine neue Normenreihe auf europäischer Ebene überführt worden.

EN 1090-1, EN 1090-4 und -5 sind Teile einer fünfteiligen Normenreihe „Ausführung von Stahltragwerken und Aluminiumtragwerken“. Sie sind also fachlich aufeinander abgestimmt, aber nicht nur das. EN 1090-1 ist, da keinerlei technische Regeln für die Herstellung der hinsichtlich des Konformitätsnachweises behandelten tragenden Bauteile enthaltend, auf EN 1090-4 und -5 als technisches Bezugsdokument angewiesen. Umgekehrt könnte man aber mit EN 1090-4 allein ein voll funktionsfähiges und tragsicheres Tragwerk herstellen und errichten. Man hätte dann nur keinen rechtlich-verwaltungstechnischen Rahmen für eine Bewertung und Überprüfung der Leistungsbeständigkeit und somit keine Kennzeichnung (keine CE-Kennzeichnung und keine Leistungserklärung) die den freien Warenverkehr innerhalb der Europäischen Union gewährleisten würde.

2 Anwendungsbereich der Normen

EN 1090-4 und -5 unterscheiden zwischen Bauteilen, Profiltafeln und Tragwerken. Bauteile sind hier einzelne aus Blechstreifen kaltgeformte Teile, wie z. B. Pfetten, Wechsel, Riegel. Profiltafeln sind alle i.d.R. durch Rollformen aus einem Stahlcoil hergestellten flächigen Bauteile. Tragwerke sind Einheiten von mindestens zwei Bauteilen und/oder Profiltafeln, die aufgrund ihrer Verbindung eine Tragwirkung aufweisen.

Die Normen wenden sich an verschiedene Gruppen im Bauprozess. Sie enthalten verpflichtende und optionale Regelungen für den Hersteller der Bauprodukte, den Planer und den Ausführenden. Dementsprechend ist von Abschnitt zu Abschnitt immer sorgfältig der Adressat zu unterscheiden.

Fachkundiges Personal und angemessene technische Ausrüstung sind die selbstverständliche und unabdingbare Grundvoraussetzung dafür, kaltgeformte Bauteile und Profiltafeln bzw. Tragwerke gemäß den Anforderungen dieser Norm herstellen und montieren zu können. Um das sicher zu stellen, gibt es zunächst für die Herstellung der Bauteile die Verpflichtung zu einer zertifizierten und überwachten werkseigenen Produktionskontrolle (WPK) und die Bewertung und Überprüfung der Leistungsbeständigkeit für die CE-Kennzeichnung gemäß EN 1090-1 (AVCP-System 2+). Dies stellt leider eine Verschlechterung des Überwachungssystems dar, da bislang auch die Produkte selbst einer unabhängigen Fremdüberwachung unterlagen.

Darüber hinaus enthält EN 1090-4 selbst ebenfalls viele Organisations-, Kontroll- und Prüfvorgaben, die der Qualitätssicherung dienen sollen. Soweit sie sich auf die Herstellung der Bauteile beziehen, wird ihre Einhaltung durch das vorstehend angesprochene Instrument der nach EN 1090-1 zertifizierten und überwachten WPK gewährleistet. Soweit sie sich aber auf die Arbeiten während des Transports, der Lagerung und des endgültigen Zusammenbaus der Bauteile zum Tragwerk, d. h. auf die Baustellenarbeiten im weitesten Sinne, beziehen, fehlt ein solches externes Kontrollinstrument. Zentrale Bezugsnorm von EN1090-4 und -5 hinsichtlich der Bemessung von kaltgeformten Bauteilen und Profiltafeln ist der Teil 1-3 von Eurocode 3 (EN 1993-1-3 [6]) bzw. Teil 1-4 von Eurocode 9 (EN 1999-1-4 [7]). Alle kaltgeformten Bauteile und Profiltafeln, die nach dem Eurocode bemessen wurden, müssen nach EN 1090 ausgeführt werden. Umgekehrt müssen alle kaltgeformten Bauteile und Profiltafeln, die nach EN 1090 gefertigt, geliefert und/oder montiert werden sollen, nach Eurocode bemessen worden sein. EN 1090 und EN 1993-1-3 bzw. EN 1999-1-4 bilden demnach eine untrennbare fachliche Einheit.

EN 1090-4 umfasst alle kaltgeformten Bauteile, Profiltafeln und Tragwerke, ohne eine Dickenbegrenzung anzugeben. Nach EN 1993-1-3:2010, 3.2.4 gilt für die Anwendung dieser Norm eine Blechdicken-Obergrenze für Bleche und Bauteile von 15 mm. Diese Dicke ist somit auch eine Obergrenze für die Anwendung der Regelungen von EN 1090-4. Im Nationalen Anhang zu EN 1993-1-3/NA:2010 war hier nur für Deutschland eine Beschränkung von 3 mm angegeben. Diese Beschränkung ist mit der Neuauflage DIN EN 1993-1-3/NA:2017 weggefallen.

EN 1090-4 besitzt für die kaltgeformten Bauteile Vorrang gegenüber EN 1090-2 [8], dies wird im Anwendungsbereich der zukünftigen revidierten Fassung von EN 1090-2 festgelegt. Gleiches gilt für EN 1090-5 in Bezug auf EN 1090-3 [9].

EN 1090-4 schränkt den Anwendungsbereich für Profiltafeln auf die Konstruktionsklassen I und II (siehe [6, 7]) ein. Dies bedeutet, dass Profiltafeln, die nach EN 1090-1 gekennzeichnet sind in Tragwerken eingebaut werden dürfen, die z. B. in Form eines Schubfeldes die Gesamttragfähigkeit eines Gebäudes sicherstellen, oder für Träger eine kontinuierliche seitliche Stützung darstellen, die aufgrund einer Verbindung ihrer Rippenuntergurte mit dem Obergurt der Pfette gewährleistet ist. Selbsttragende Profiltafeln, die für die Konstruktionsklasse III eingesetzt werden, d.h. die lediglich zur Weiterleitung von Lasten auf das Tragwerk dienen, sind nach EN 14782 [10] geregelt. Diese Lasten sind Eigen-, Nutz- und Verkehrslasten und alle Arten von atmosphärischen Einwirkungen (Wind, Schnee, Eis, Temperaturen). National gelten jedoch weitere Vorschriften zur Abgrenzung der Anwendung der Produktnormen EN 14782 und EN 1090. Das Deutsche Institut für Bautechnik in Berlin hat im DIBt-Newsletter 3/2012 [11] folgendes veröffentlicht:

„Tragende Trapezprofile, Wellprofile und Kassettenprofile, deren Tragfähigkeitswerte nach den Eurocodes 3 und 9 oder durch Versuche nach Abschnitt 3 ermittelt werden, fallen ausschließlich in den Anwendungsbereich von EN 1090-1. Anderenfalls gelten die Normen EN 14782 und EN 14783.“

Darüber hinaus besagt das Nationale Vorwort von DIN EN 14782:

„Die Produkte nach dieser Norm sind für den Lastfall "Ständige Lasten" nur für ständige Lasten aus Eigengewicht der Elemente bei Unterstützungsabständen bis maximal 1 m geregelt.“

Daraus folgt, dass Produkte nach DIN EN 14782 nur dann eingesetzt werden dürfen, wenn keine Statik für das Bauwerk bzw. die betroffene Konstruktion erforderlich ist und die vorgesehene Stützweite 1 Meter nicht überschreitet. Anderenfalls müssen Produkte nach EN 1090 verwendet werden (Bild 1). Produkte mit einer CE-Kennzeichnung nach DIN EN 14782 sind in diesen Fällen nicht ausreichend, deren Verwendung stellt hier einen baurechtlichen Verstoß dar.

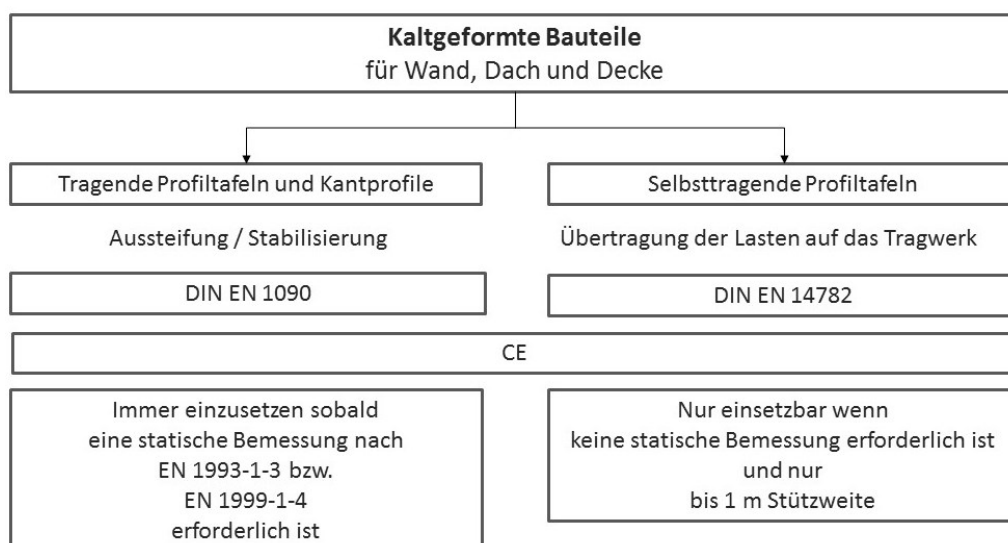


Bild 1: Auswahlschema für Profiltafeln und Kantprofile aus Metall

Die Arten der betrachteten tragenden kaltgeformten Profiltafeln sind Trapez-, Well-, Stehfalz-, Kassetten- oder Verbunddeckenprofile. Perforierte, gelochte und mikroprofilerte Profiltafeln fallen ebenfalls unter den Anwendungsbereich der Norm. Die Arten der tragenden kaltgeformten Bauteile sind einfache offene und nicht geschweißte offene zusammengesetzte und geschlossene zusammengesetzte Querschnitte. Geschweißte, zusammengesetzte Querschnitte sind nicht im Anwendungsbereich enthalten, die Ausführungsbestimmungen sind in EN 1090-2 enthalten. Darüber hinaus sind kaltgeformte Hohlprofile erfasst, einschließlich Schweißung der Längsnaht, die nicht in EN 10219-1 behandelt sind.

EN 1090-4 und -5 enthalten mit Anhang B eine Besonderheit, da sie Bemessungsvorschriften enthalten. Viele Teile der zu Grunde liegenden Normen der DIN 18807-Reihe enthielten diese Bemessungs- und Prüfvorschriften. Sie sind zurzeit aber noch nicht in den jeweiligen Eurocodes enthalten. Ohne diese Vorschriften in die vorliegenden Normen zu übernehmen, wäre eine Regelungslücke entstanden. Die Inhalte von Anhang B sollen in die Neufassung der Eurocodes aufgenommen werden. Sobald dies geschehen ist, wird im Zuge einer Revision Anhang B gestrichen.

3 Wesentliche Änderungen von EN 1090-4 zu DIN 18807-3 und DASt-Ri 016

3.1 Allgemeines

EN 1090-4 enthält wie schon zuvor beschrieben nicht nur die tragenden Profiltafeln sondern auch die tragenden Bauteile, so dass der Anwendungsbereich sich nicht allein auf Dach-, Decken- und Wandanwendungen beschränkt und somit schon allein aus diesem Grunde Abweichungen zu DIN 18807-3 enthält und mehr eine Synthese aus DIN 18807-3 und DASt-Ri 016 bildet.

3.2 Ausführung

Erstmals ist in Deutschland normativ festgelegt, dass die Ausführungsunterlagen alle für die Errichtung einer Konstruktion von der Bestellung der Ausgangsprodukte über die Herstellung mit begleitender werkseigener Produktionskontrolle bis hin zur Montage notwendigen Informationen und technischen Anforderungen enthalten müssen. Die Ausführungsunterlagen bestehen aus Verlegeplänen und Details und müssen sofern sie nicht vom Ausführenden selbst angefertigt wurden, von ihm auf Vollständigkeit und Machbarkeit überprüft werden. Auch der Inhalt der Verlegepläne ist genau definiert, was zukünftig zu einer Verbesserung der Qualität der Verlegepläne führen sollte.

Eine Dokumentation der Montagequalität ist nicht verpflichtend durchzuführen, es muss aber in jedem Fall geklärt werden, ob eine Montagedokumentation z. B. vom Auftraggeber verlangt wird. Ist eine Montagedokumentation vereinbart, so müssen Montageberichte ausführlich den Baufortschritt dokumentieren. Im Anhang C sind die Inhalte im Einzelnen aufgeführt und beschrieben. Eine umfassende Ausführungsdokumentation nach beendeter Ausführung ist jedoch verpflichtend vorgeschrieben. Zu deren Unterlagen gehören die Verwendbarkeitsnachweise, Leistungserklärungen, Prüfbescheinigungen, Aufzeichnungen über die jeweilige Verwendung der verschiedenen Ausgangsprodukte, Angaben von genehmigten Abweichungen und Berichte über Prüfungen.

3.3 Herstellung

Die Anzahl der erlaubten Werkstoffe für Profiltafeln hat sich aufgrund der in den letzten Jahren gewonnen Erkenntnisse über die Verwendung höherfester Stähle vergrößert. Außerdem ist bei den metallischen Überzügen Zink-Magnesium hinzugekommen. Beides ist in EN 1090-4 berücksichtigt worden (siehe Tabelle 1).

Tabelle 1: Ohne weiteren Nachweis erlaubte Werkstoffe für Profiltafeln

Stahlsorte	Europäische Norm	Metallischer Überzug ^e	Streckgrenze	Zugfestigkeit	Dehnung
			$R_{p0,2}$ [N/mm ²]	R_m [N/mm ²]	$A_{80\text{ mm}}$ [% min.]
S220GD ^b	EN 10346	+Z, +ZA, +AZ, +ZM	220	300	20
S250GD ^b	EN 10346	+Z, +ZA, +AZ, +ZM	250	330	19
S280GD	EN 10346	+Z, +ZA, +AZ, +ZM	280	360	18
S320GD	EN 10346	+Z, +ZA, +AZ, +ZM	320	390	17
S350GD	EN 10346	+Z, +ZA, +AZ, +ZM	350	420	16
S390GD	EN 10346	+Z, +ZA, +AZ, +ZM	390	460	16
S420GD	EN 10346	+Z, +ZA, +AZ, +ZM	420	480	15
S450GD	EN 10346	+Z, +ZA, +AZ, +ZM	450	510	14
S550GD	EN 10346	+Z, +ZA, +AZ, +ZM	550	560	-

Nach der bisher gültigen Norm DIN 18807-1 galten für die Nennblechdicke von Profiltafeln die normalen Grenzabmaße „N“ nach EN 10143, Tabelle 2 [12], für die unteren Grenzabmaße jedoch nur die halben Toleranzwerte nach EN 10143. Diese Einschränkung gilt nach EN 1090 nun nicht mehr. Insbesondere bei der Verwendung von Typenprüfbescheinigungen ist deshalb nun darauf zu achten, welche Toleranzen den Berechnungen zugrunde liegen. Alte Bescheinigungen sind noch auf Basis der halben Minustoleranz aufgestellt worden, so dass bei Verwendung von Materialien mit vollen Minustoleranzen es auf der unsicheren Seite liegend zu einer Überschätzung der Tragfähigkeit kommt.

3.4 Planung

Die Mindestnennblechdicken für Profiltafeln in EN 1090-4 sind aus Erfahrungen der Montagepraxis abgeleitet worden. Eine statische Berechnung kann in jedem Fall größere Dicken ergeben, die dann auch einzusetzen sind. In der Norm wird auch ausdrücklich darauf hingewiesen, dass im Fall einer besonderen Wertigkeit einer Fassade größere Dicken erforderlich sind. Dies ist schon bei der Planung zu berücksichtigen. Gebäude, die darauf schließen lassen, dass ihre Architektur vom Standard-Industriebau abweicht, erfordern eine besondere Sorgfalt in der Planung und der Materialwahl. Bei diesen Anwendungen kann es der Regelfall sein, dass allein aus ästhetischen Gründen eine dickere Blechdicke gewählt werden muss, um Beulenbildung zu vermeiden. Die folgende Tabelle 2 gibt einen Vergleich der Änderungen zwischen den Bestimmungen nach bislang gültiger DIN 18807 und heutiger EN 1090-4 für Profiltafeln und Tabelle 3 für die tragenden Bauteile.

Tabelle 2: Vergleich der Minstdicken für Profiltafeln aus Stahl

Anwendung	Minstdicke [mm]	
	DIN 18807	EN 1090-4
Tragschale bis 1500 mm Stützweite	0,50	0,75
Tragschale über 1500 mm Stützweite	0,75	
Dachdeckungen bis 1500 mm Stützweite	0,50	0,50
Dachdeckungen über 1500 mm Stützweite	0,63	
Geschossdecken als tragende Bauteile	0,88	0,75
Geschossdecken als dauerhafte Schale für tragende Betondecken	0,75	
Wände und Wandbekleidungen:		
– Außenschale	0,50	0,50
– einfache Schale oder Innenschale für alle Stützweiten	0,50	0,50
– Kassettenprofile	0,75	0,75

Tabelle 3: Vergleich der Minstdicken für tragende Bauteile aus Stahl

Anwendung	Minstdicke [mm]	
	DIN 18807	EN 1090-4
Pfetten und Riegel	-	0,88
Abstandsprofile in Dächern und Wänden	-	0,75
Randaussteifungsprofile	1,00	1,00
Randabschluss	-	0,75
Halterungen	-	0,88

Weitere Kapitel der Norm widmen sich dem Schweißen und vor allem dem mechanischen Verbinden der Profiltafeln und tragenden Bauteile. Auch in diesem Bereich gab es einzelne Veränderungen, die teils zu engeren Verbindungsabständen teils zu größeren geführt haben. Die Anhänge A und B regeln Grund- und Sonderanforderungen an Konstruktionen mit Profiltafeln und sind weitestgehend identisch mit den konstruktiven Regelungen nach DIN 18807-3. Für einen umfassenden Überblick ist hierzu das Studium der Norm zu empfehlen. Die Regeln zur Montage nehmen einen umfassenden Teil der Norm ein. Es sind viele Bestimmungen enthalten, die bislang nur in den Fachregeln des Metallleichtbaus des IFBS [13] zu finden waren. Diese Angaben sind nun normativ geworden.

3.5 Korrosionsschutz

Auf europäischer Ebene gab es bislang keine Norm, die den Korrosionsschutz von kaltgeformten Bauteilen in allen Aspekten regelt, wie es in Deutschland früher mit DIN 55928-8 bzw. heute mit DIN 55634 [14] gewährleistet ist.

Lediglich EN 10169 [15] legt Anforderungen in Hinblick auf die Gebrauchseigenschaften fest. Diese Norm macht aber keine Angaben zur Auswahl geeigneter Überzüge oder Beschichtungen und auch nicht zur Kontrolle ihrer Produkteigenschaften durch den Hersteller. Da der Korrosionsschutz für tragende kaltgeformte Bauteile von hoher Bedeutung ist, entschlossen sich die Erarbeiter der Norm EN 1090-4 diese Lücke zu füllen und DIN 55634 in ihren wesentlichen Teilen in EN 1090-4 als Anhang E aufzunehmen. Somit sind die Regelungen für den Korrosionsschutz, die in Deutschland schon seit Jahrzehnten Gültigkeit besitzen nun auch europaweit verfügbar.

Der metallische Überzug für die kaltgeformten Bauteile beschränkte sich nach den bisherigen Normen auf Zink, Z, Zink-Aluminium, ZA, und Aluminium-Zink, AZ. In den letzten Jahren kam vermehrt Zink-Magnesium, ZM, zum Einsatz und wurde aus diesem Grunde in Anhang E aufgenommen. Zink-Magnesium bildet eine wirtschaftlichere Alternative zu den bisherigen Überzügen bei gleichzeitiger Ressourcenschonung.

Anhang E ist nicht allein eine Übertragung von DIN 55634 sondern eine Synthese aus dieser Norm und DIN 18807-1, in der zwei Tabellen die Korrosionsschutzklassen für Dach- oder Decken-Systeme bzw. Wand-Systeme vorgaben. Diese Tabellen wurden in aktualisierter Form in EN 1090-4 übernommen.

3.6 Toleranzen

Die in EN 1090-4 aufgeführten Toleranzen sind für den normalen Anwendungsfall gedacht und richten sich zuerst nach den Bedürfnissen der statischen Berechnung, so dass die Widerstandsgrößen, die für die Tragfähigkeit eines Bauteils erforderlich sind, auch unter Ausnutzung der Toleranzen noch erreicht werden können. An zweiter Stelle dienen Toleranzen auch der konstruktiven Ausbildung, der Passgenauigkeit von Bauteilen und an dritter Stelle dem optischen Erscheinungsbild. Beides sind im Sinne dieser Norm ergänzende Toleranzen, sie sind funktions- und gebrauchstauglichkeitsorientiert. Der letzte Punkt ist natürlich gerade für Bauherrn der entscheidende. Für die Erreichung z. B. einer optischen hochwertigen Fassade, kann es hingegen erforderlich sein, engere Toleranzen im Einzelfall festzulegen. Hier seien nur die Längentoleranzen von Profiltafeln genannt. Diese eingeschränkten Toleranzen müssen aber vor Bestellung mit dem Hersteller gesondert vereinbart werden.

Die Herstelltoleranzen sind mit DIN 18807 und auch der Produktnorm für selbsttragende Profiltafeln EN 508-1 teilweise identisch aber in einzelnen auch abweichend. Je nach Kriterium können die Toleranzvorgaben weiter oder enger gefasst sein.

EN 1090-4 liefert keine Festlegungen zu Montagetoleranzen, es wird lediglich auf die Angaben von EN 1090-2 verwiesen. Diese behandeln das Tragwerk und sind zumindest teilweise auf die tragenden Bauteile nach EN 1090-4 übertragbar. Für das Verlegen von Profiltafeln enthält EN 1090-2 keine Montagetoleranzangaben. Hierzu sei nur auf die Fachregeln des Metallleichtbaus des IFBS [13] verwiesen.

4 Wesentliche Änderungen von EN 1090-5 zu DIN 18807-9

4.1 Allgemeines

Im Gegensatz zu EN 1090-4 enthält EN 1090-5 fast keine Regelungen zu tragenden Bauteilen obwohl diese vom Anwendungsbereich erfasst sind. Somit ist die Norm ausschließlich für den Bereich Dach und Wand aus Aluminiumprofiltafeln und deren Distanz- bzw. Unterkonstruktionen anzuwenden.

4.2 Ausführung

Die Regelungen zur Ausführung sind in EN 1090-4 und -5 nahezu identisch, so dass hier das unter 3.2 gesagte gilt.

4.3 Herstellung

DIN 18807-9 listete die geeigneten Aluminiumlegierungen auf, die ohne besonderen Nachweis für Profiltafeln verwendet werden konnten. EN 1090-5 verweist diesbezüglich nur noch auf die gelisteten Werkstoffe in EN 1999-1-4. Die minimal einzuhaltende Dehngrenze von 0,2 % ($R_{p0,2}$) ist aber mit 165 MPa beibehalten worden.

4.4 Planung

Die Regeln zur Anwendung und konstruktiven Gestaltung sind weitestgehend identisch mit den bekannten konstruktiven Regelungen nach DIN 18807-9 und sofern sie nicht materialspezifisch sind, identisch mit den Regelungen nach EN 1090-4. Hinsichtlich der Mindestdicken der Profiltafeln gibt es nur geringe Abweichungen (siehe Tabelle 4), die Mindestdicken für tragende Bauteile haben sich gegenüber den Regelungen von DIN 18807-9 nicht geändert.

4.5 Korrosionsschutz

Das Thema Korrosion beschränkt sich in EN 1090-5 auf Angaben zur Kontaktkorrosion mit anderen Metallen.

4.6 Toleranzen

Die Toleranzvorgaben unterscheiden sich nur unwesentlich zu den bisher bekannten nach DIN 18807-9 bzw. EN 508-2. Es gab keine Änderung bestehender Toleranzen, lediglich neue Toleranzmaße kamen hinzu bzw. bestehende wurden nicht mehr aufgenommen.

Tabelle 4: Vergleich der Mindestdicken für Profiltafeln aus Aluminium

Anwendung	Mindestdicke [mm]	
	DIN 18807-9	EN 1090-5
Tragschale, Dachdeckung bis 1500 mm Stützweite	0,50	0,70
Tragschale, Dachdeckung über 1500 mm Stützweite	0,70	
Wände, Außenwandbekleidungen, Unterdecken:	0,50	0,50

5 Zusammenfassung

Mit EN 1090-4 und EN 1090-5 liegen erstmals europaweit einheitliche Standards für die Herstellung von tragenden Bauteilen und tragenden Profiltafeln des Metallleichtbaus und deren Anwendung vor. Mit den neuen europäischen Ausführungsregeln wird die Herstellungs- und Ausführungsqualität in Europa angeglichen. Für Deutschland ergibt sich mit den neuen Normen zwar eine Vielzahl von Änderungen, im Wesentlichen bleibt aber der bisher bekannte technische Regelungsstand erhalten.

6 Quellenangabe

- [1] DASt-Richtlinie 016: Bemessung und konstruktive Gestaltung von Tragwerken aus dünnwandigen kaltgeformten Bauteilen. 1988
- [2] DIN 18807-3: Trapezprofile im Hochbau, Stahltrapezprofile, Festigkeitsnachweis und konstruktive Ausbildung. 1987
- [3] DIN 18807-9: Trapezprofile im Hochbau, Aluminiumtrapezprofile und ihre Verbindungen, Anwendung und Konstruktion. 1998
- [4] EN 1090-4: Ausführung von Stahltragwerken und Aluminiumtragwerken — Teil 4: Technische Anforderungen an tragende, kaltgeformte Bauelemente aus Stahl und tragende, kaltgeformte Bauteile für Dach-, Decken-, Boden- und Wandanwendungen. 2018
- [5] EN 1090-5: Ausführung von Stahltragwerken und Aluminiumtragwerken — Teil 5: Technische Anforderungen an tragende, kaltgeformte Bauelemente aus Aluminium und tragende, kaltgeformte Bauteile für Dach-, Decken-, Boden- und Wandanwendungen. 2017
- [6] EN 1993-1-3: Bemessung und Konstruktion von Stahlbauten, Teil 1-3: Allgemeine Regeln – Ergänzende Regeln für kaltgeformte Bauteile und Bleche. 2006 + AC 2009.
- [7] EN 1999-1-4: Bemessung und Konstruktion von Aluminiumtragwerken, Teil 1-4: Kaltgeformte Profiltafeln. 2007 + AC 2009.
- [8] EN 1090-2: Ausführung von Stahltragwerken und Aluminiumtragwerken — Teil 2: Technische Regeln für die Ausführung von Stahltragwerken. 2011
- [9] EN 1090-3: Ausführung von Stahltragwerken und Aluminiumtragwerken — Teil 2: Technische Regeln für die Ausführung von Aluminiumtragwerken. 2008
- [10] EN 14782: Selbsttragende Dachdeckungs- und Wandbekleidungselemente für die Innen- und Außenanwendung aus Metallblech – Produktspezifikationen und Anforderungen. 2006.
- [11] DIBt-Newsletter: Verlängerung der Koexistenzperiode von EN 1090-1 und den betroffenen nationalen technischen Regeln bis zum 01.07.2014. 3/2012
- [12] EN 10143: Kontinuierlich schmelztauchveredeltes Blech und Band aus Stahl-Grenzabmaße und Formtoleranzen. 2006.
- [13] IFBS-Fachregeln des Metallleichtbaus: Planung und Ausführung
- [14] DIN 55634: Beschichtungsstoffe und Überzüge, Korrosionsschutz von tragenden dünnwandigen Bauteilen aus Stahl. 2010
- [15] EN 10169: Kontinuierlich organisch beschichtete Flacherzeugnisse aus Stahl, Technische Lieferbedingungen. 2012.

Energetische Sanierung und statische Ertüchtigung von bestehenden Kassettenprofilfassaden mit einer Außenschale aus Sandwichelementen

Univ.-Prof. Dr.-Ing. Dieter Ungermann *
apl. Prof. Dr.-Ing. habil. Bettina Brune **
Dipl.-Ing. Alexander Wiegand ***

Technische Universität Dortmund, Lehrstuhl Stahlbau, Germany

* dieter.ungermann@tu-dortmund.de

** bettina.brune@tu-dortmund.de

*** alexander.wiegand@tu-dortmund.de

Abstract / Inhalt:

Der vorliegende Beitrag stellt ausgewählte Ergebnisse des gemeinsam mit dem Lehr- und Forschungsgebiet Nachhaltigkeit im Metalleichtbau der RWTH Aachen durchgeführten Forschungsvorhabens „Bauen im Bestand – Lösungen für Dach und Fassade in Stahlleichtbauweise“ vor und folgt zum Teil dem Abschlussbericht [13]. Auf den folgenden Seiten werden die Grundlagen und die statischen Besonderheiten der sogenannten „Hybridbauweise“ vorgestellt. Mit dieser Bauweise können bestehende Kassettenprofilfassaden ohne vollständigen Rückbau energetisch saniert werden. Dazu wird die vorhandene Trapez- oder Wellprofilaußenschale durch übliche, kontinuierlich gefertigte Sandwichelementen ersetzt.

Stichworte: Bauen im Bestand, energetische Sanierung, Sandwichelemente, Kassettenprofile, Hybridfassade

1 Einleitung

Kassettenprofilfassaden haben sich in der zweiten Hälfte des letzten Jahrhunderts im Industriebau etabliert und finden bis heute Verwendung. Auf Grund zahlreicher ökonomischer und technologischer Vorteile konnten sich Kassettenprofile und weitere Stahlleichtbau-Fassadensysteme gegenüber den bis dahin im Industriebau üblichen massiven Fassadenbauweisen durchsetzen und dominieren heute den Markt. Kassettenprofile werden als Innenschale von zweischaligen wärme gedämmten Wandkonstruktionen horizontal verlegt. Die Außenschale wird in der Regel aus vertikal verlegten Trapezprofilen oder horizontal verlegten Wellprofilen ausgebildet und stabilisiert die schmalen Gurte der Kassettenprofile gegen seitliches Ausweichen.

Die ambitionierten klimapolitischen Ziele, u. A. in Deutschland bis 2050 einen „nahezu klimaneutralen Gebäudebestand“ zu erreichen [8] und deutlich gestiegene Energiepreise [3] führen dazu, dass zahlreiche bestehende Kassettenprofilfassaden aus den 80er und 90er Jahren des letzten Jahrhunderts energetisch saniert werden. Diese Bestandsfassaden weisen häufig geringe Dämmdicken bis 120 mm auf und können durch wärmebrückenreduzierte Befestigung der Außenschale (Verwendung von „Distanzbefestigern“) nicht hinreichend energetisch optimiert werden.

Alternativ zum vollständigen Austausch der Kassettenprofilfassaden wurde der innovative Ansatz untersucht, nur die bestehenden Außenschalen durch marktübliche Sandwichelemente zu ersetzen. So können Kassettenprofile und bestehende Dämmung weiterverwendet werden, was die Kosten für Demontage und Entsorgung erheblich reduziert und den finanziellen Anreiz für eine energetische Sanierung erhöht. Ein weiterer Vorteil dieser „Hybridbauweise“ ist, dass die Gebäudehülle bei der Sanierung durchgehend geschlossen bleibt und daher die Gebäudenutzung nicht über einen längeren Zeitraum erheblich eingeschränkt wird, siehe Bild 1.

Im Rahmen dieses Forschungsvorhabens wurden umfangreiche hygrothermische und bauphysikalische Untersuchungen zu Hybridfassaden durchgeführt. Auf diese Untersuchungen wird an dieser Stelle nicht näher eingegangen, siehe dazu [13] und [12]. Zusammenfassend wird aus hygrothermischer und bauphysikalischer Sicht für den üblichen Hybrid-Sanierungsfall einer Kassettenfassade ein 120 mm PUR/PIR-Sandwichelement empfohlen. Auf die statischen Besonderheiten und Problemstellungen einer Hybridfassade wird in den folgenden Kapiteln näher eingegangen.



Bild 1: Hybrid-Sanierung einer Kassettenprofilfassade: Rückbau der Trapez-Außenschale (rechts) und vertikale Verlegung von direkt an den schmalen Kassettenurten befestigten PUR/PIR-Sandwichelementen (links)

2 Veränderte Lastannahmen

Die Landesbauordnungen fordern, dass bei der Errichtung, Änderung und Instandhaltung von baulichen Anlagen die anerkannten Regeln der Technik zu beachten sind [1]. Das Deutsche Institut für Bautechnik konkretisiert diese Forderung derart, dass bei Umbaumaßnahmen die unmittelbar von der Änderung berührten Teile mit den Einwirkungen nach den aktuellen technischen Baubestimmungen nachzuweisen sind [10]. Folglich müssen die bestehenden Kassettenprofile bei Hybridsanierungen unter Berücksichtigung der aktuell gültigen Windlastannahmen nach DIN EN 1991-1-4 [4] erneut nachgewiesen werden. Die Windlastannahmen in Deutschland unterlagen in den letzten Jahrzehnten starken Veränderungen, insbesondere die anzusetzenden Sogbeanspruchungen orthogonal zur Windanströmrichtung wurden teilweise deutlich erhöht. Abhängig von Gebäudealter, -standort, -geometrie kann dies bedeuten, dass eine Fassadensanierung ohne zusätzliche konstruktive Maßnahmen nicht möglich ist. Andererseits können bedingt durch reduzierte Windlastannahmen für eine Sanierung erforderliche Tragreserven geschaffen werden.

Um Planern eine einfache Abschätzung der Veränderung der Lastannahmen zu ermöglichen, wurde im Rahmen dieses Forschungsvorhabens eine umfangreiche Arbeitshilfe erstellt [11]. Dazu wurden für drei repräsentative Gebäudetypen für alle sechs aktuellen Windlastzonen in Deutschland die anzusetzenden Windlasten nach aktueller DIN EN 1991-1-4 [4] berechnet und mit den anzusetzenden Windlasten aller verfügbaren Normen der Reihen DIN 1055-4 seit 1938 und TGL 20167, TGL 32274/07 (DDR) vergleichend gegenübergestellt. Bild 2 zeigt beispielhaft die grafische Auswertung dieser Gegenüberstellung für ein Hallenbauwerk in Windzone 1: Bei der Sanierung einer in den 1980er Jahren errichteten Fassade ergeben sich für den Lastfall Winddruck (Bereich D nach DIN EN 1991-1-4) leichte Tragreserven, für den Lastfall Windsog müssen insbesondere in den Eckbereichen (Bereich A) deutlich höhere Lasten angesetzt werden. Ergänzend zu den erstellten Diagrammen wurde ein Rechenverfahren entwickelt, das für einige Normausgaben eine einfache Berechnung der Laständerung anhand von Tabellenwerten ermöglicht.

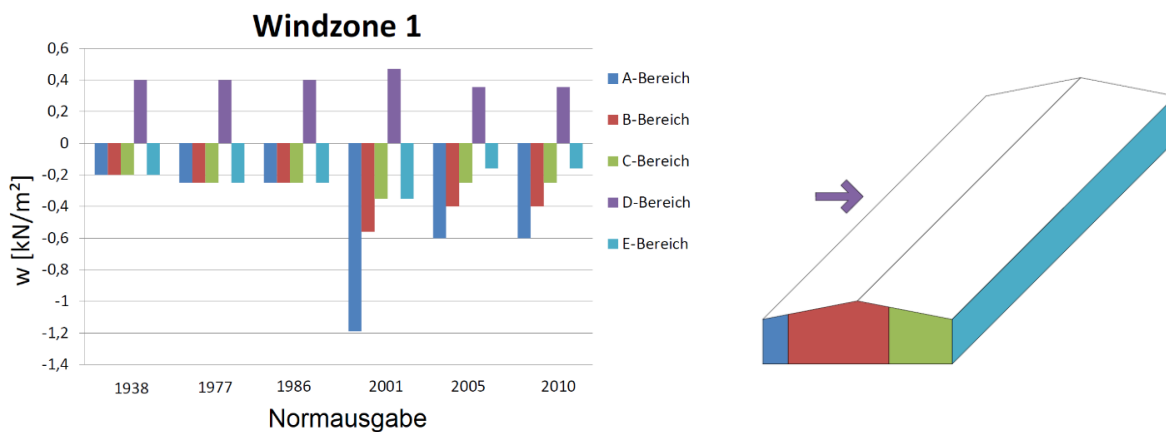


Bild 2: Anzusetzende Windlast (Druck positiv, Sog negativ) in Abhängigkeit von Normausgabe und Gebäudebereich für einen bestimmten Gebäudetyp in Windzone 1

3 Stabilisierung der schmalen Kassettenurte gegen seitliches Ausweichen

Die schmalen Gurte der Kassettenprofile müssen gegen seitliches Ausweichen stabilisiert werden. Dazu muss eine schubsteife Außenschale in regelmäßigem Abstand mit den schmalen Gurten verbunden werden. Dieser Abstand ist in den bauaufsichtlichen Zulassungen vieler im Bestand verbauter Kassettenprofile auf maximal 732 mm beschränkt. Bei einer Außenschale aus vertikal verlegten Trapezprofilen wird dazu in jeder dritten Tiefsicke ein Befestigungsmittel angeordnet, bei horizontal verlegten Außenschalen (meist Wellprofile) stabilisieren zusätzliche, zwischen Innen- und Außenschale (vertikal im zulässigen Abstand) verlegte Hut- oder Z-Profile die schmalen Gurte gegen das seitliche Ausweichen.

Bei einer Hybrid-Sanierung mit vertikal verlegten Sandwichelementen (siehe Bild 1) muss folglich die Sandwich-Außenschale die Kassettenprofile gegen seitliches Ausweichen stabilisieren. Bei sichtbarer Befestigung der Sandwichelemente in Durchsteckmontage können die Befestigungspunkte frei gewählt werden, bei der heute üblichen nicht sichtbaren Sandwichbefestigung in den Längsfugen wird der Abstand durch die Baubreite der Sandwichelemente vorgegeben und ist in der Regel größer als 732 mm. Somit genügt dieser Abstand nicht den Anforderungen der Kassettenprofilzulassungen. Zusätzlich fehlen für die am Markt erhältlichen Sandwichbefestiger bislang die Zulassungen für eine Befestigung in zwei Blechen (zwei schmale Kassettenurte überlappen sich im Bereich der Befestigung).

Bereits 2013 wurde anhand von experimentellen Untersuchungen an der TU Darmstadt [6] [9] gezeigt, dass unter gewählten Randbedingungen für den Lastfall Winddruck eine ausreichende seitliche Stabilisierung der Kassettenurte mit nicht sichtbar befestigten Sandwichelementen möglich ist. Im Rahmen dieses Forschungsvorhabens wurden die gewonnenen Erkenntnisse umfangreich experimentell und numerisch erweitert [7], [13]. Auch ein in [2] vorgestelltes Berechnungsverfahren kann auf Kassettenprofile in Hybridfassaden angewendet werden. Zusammenfassend wird festgestellt, dass unter für Hybridfassaden üblichen Randbedingungen der erhöhte Abstand der seitlichen Halterung (ca. 1000 mm) keinen maßgebenden Einfluss auf die Tragfähigkeit der Kassettenprofile hat. Die Befestigung der Sandwichelemente mit üblichen Sandwichbefestigern erwies sich in durchgeführten Klein- und Großbauteilversuchen als nicht versagensmaßgebend und somit grundsätzlich gut geeignet, ist jedoch wegen der geringen Blechdicke der Kassettenprofile besonders fehleranfällig. So kann ein geringer Spalt zwischen Kassettenprofil und Sandwichelement (entstehend durch fehlenden Anpressdruck während der Bohrphase Kassettenurte) die Tragfähigkeit bei andrückenden Lasten bereits deutlich reduzieren.

4 Temperaturlasten in Hybridfassaden

Zur Stabilisierung der schmalen Kassettenurte müssen vertikal verlegte Sandwichelemente in einem Längsabstand befestigt werden, der der Baubreite der Kassettenprofile entspricht (in der Regel 600 mm). Folglich ist eine zwängungsfreie Verformung infolge auftretender Temperaturredifferenzen nicht möglich und es entstehen zusätzliche Beanspruchungen. Berücksichtigt man die anzusetzenden Temperaturredifferenzen gemäß den allgemeinen bauaufsichtlichen Zulassungen und DIN EN 14509 [5] und betrachtet die Kassettenurte als starre Auflager, wird dieser Lastfall häufig bemessungsmaßgebend: in den Endfeldern des „Sandwich-Mehrfeldträgers“ werden die Auflagerreaktionen derart groß, dass die bestehenden Kassettenprofile im Trauf- und Fußpunktbereich nicht mehr nachgewiesen werden können. In diesen Fällen ist eine ganzheitliche Betrachtung des Lastfalles Temperatur in einer Hybridfassade notwendig.

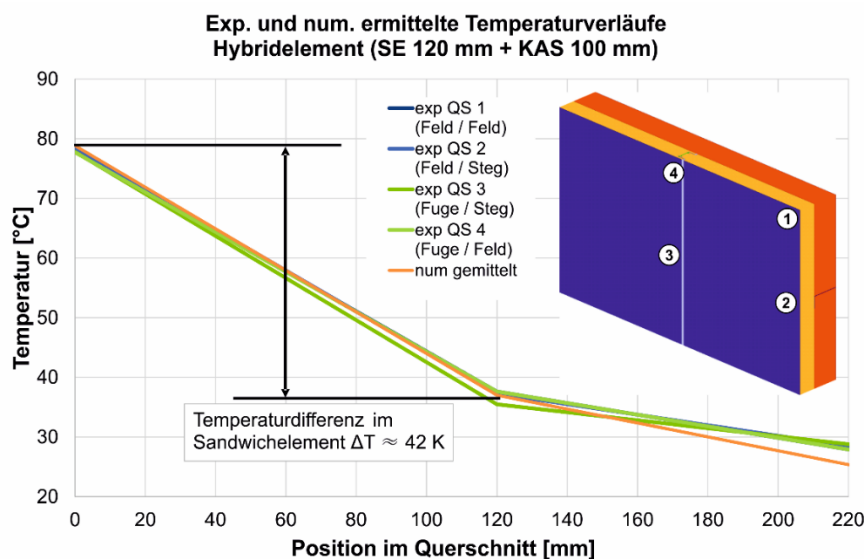


Bild 3: Experimentell und numerisch ermittelter Temperaturverlauf einer Hybridfassade mit 120 mm PUR-Sandwichelement an 100/600 mm Kassettenprofil mit MW-Dämmung [12]

Zunächst können bei der Ermittlung der am Sandwichelement anzusetzenden Deckschichttemperaturen die Kassettenprofile und die vorhandene Dämmung berücksichtigt werden. Beide liegen zwischen Innenraum und innerer Deckschicht und reduzieren so die Temperaturdifferenz im Sandwichelement. Anhand von an der RWTH Aachen durchgeführten experimentellen und numerischen Untersuchungen konnte der Einfluss der Kassettenstege und der Längsfugen der Sandwichelemente derart quantifiziert werden, dass Aussagen über gemittelte Oberflächentemperaturen an der inneren Deckschicht der Sandwichelemente möglich sind. Abhängig von den jeweiligen Bauteildicken kann die im Sandwichelement anzusetzende Temperaturdifferenz um bis zu 53 % reduziert werden. Beispielhaft zeigt Bild 3 die experimentell und numerisch ermittelten Temperaturverläufe für eine Hybridfassade mit 100/600 mm Kassettenprofil und 120 mm PUR-Sandwichelement für den Lastfall Temperatur Sommer, Farbgruppe III. Hier kann die Bemessungstemperaturdifferenz im Sandwichelement von 55 auf 42 K reduziert werden.

Zusätzlich kann die Biegeweichheit der Kassettenprofile berücksichtigt werden. Betrachtet man die schmalen Kassettenurte als starre Auflager führt dies zu einer deutlichen Überschätzung der auftretenden Zwangskräfte. Neben der globalen Biegeweichheit hat auch die lokale Steifigkeit der schmalen Gurte im Lasteinleitungsbereich einen Einfluss. Zunächst wurde Federsteifigkeit der schmalen Gurte für lotrechte Druck- und Zuglasten unter ausgewählten Parametern experimentell bestimmt. Anschließend wurde unter Berücksichtigung dieser Ergebnisse ein dreidimensionales Stabwerksmodell eines Fassadenausschnitts erstellt und anhand von Großbauteilversuchen kalibriert. Das folgende Bild 4 zeigt beispielhaft die Verformungsfigur (links, gelb) und den Querkraftverlauf der Kassettenprofile (rechts) eines 6 x 6 m großen Fassadenausschnitts einer temperaturbeanspruchten Hybridfassade mit 100/600 mm Kassettenprofil und 120 mm PUR-Sandwichelement. Die Kassettenprofile spannen horizontal zwischen einer primären Tragstruktur (hier grün dargestellt). Unter den gewählten Randbedingungen können sich die mittleren Sandwichelemente nahezu zwängungsfrei verformen. Mit abnehmendem Abstand zur primären Tragstruktur erhöht sich die Systemsteifigkeit und die Kassettenprofile werden entsprechend stärker beansprucht. Auch bei diesem Modell zeigt sich deutlich die Lastkonzentration im Trauf- und Fußbereich.

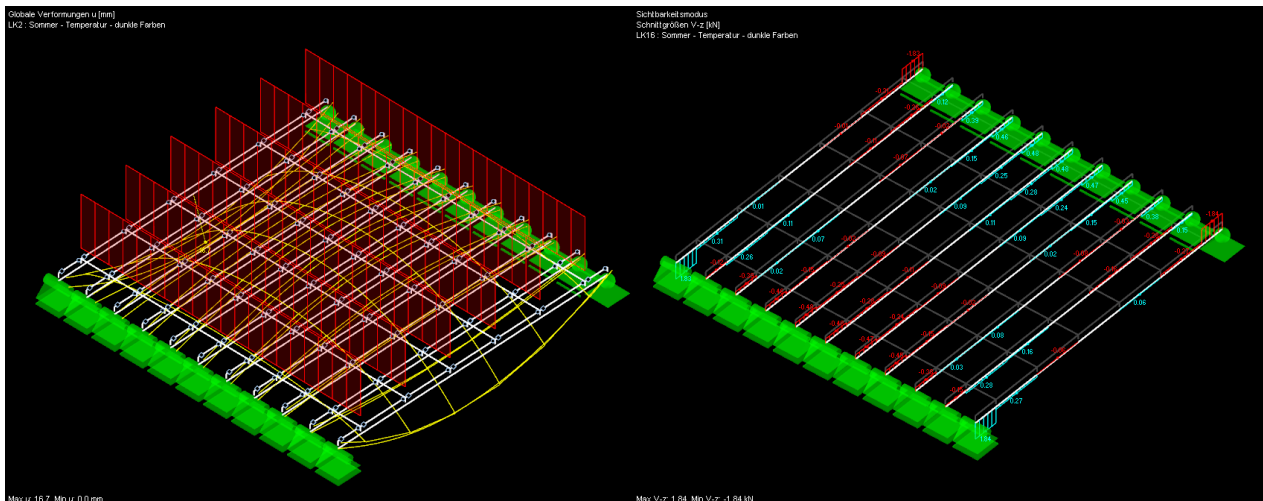


Bild 4: Verformungsfigur (links, gelb) und Querkraftverlauf Kassettenprofile (rechts) einer Hybridfassade für den Lastfall Temperatur Sommer FGIII

5 Steigerung der Tragfähigkeit durch Aktivierung der Biegesteifigkeit der Sandwichelemente

Gegenüber den bislang üblichen Trapez- und Wellprofilaußenschalen besitzen Sandwichelemente eine deutlich größere Biegesteifigkeit. Veränderte Windlastannahmen und der zusätzliche Lastfall Temperatur können bei Hybridfassaden dazu führen, dass der geforderte, erneute statische Nachweis der bestehenden Kassettenprofile eine zu geringe Tragfähigkeit ausweist. Für diese Fälle wurde untersucht, inwiefern die Sandwichelemente die Kassettenprofile statisch ertüchtigen können.

Zunächst wurde die in der Bauausführung einfachere vertikale Verlegung der Sandwichelemente experimentell untersucht. Die direkt an den schmalen Kassettenurten befestigten Sandwichelemente können bei unterschiedlichen Randbedingungen die Tragfähigkeit der Kassettenprofile zunächst gar nicht oder nur geringfügig steigern. Die Art der Befestigung (verdeckt oder sichtbar mit geringerem Abstand) hat dabei keinen Einfluss auf die Biegetragfähigkeit bei lotrechten Druck- und Zuglasten. Bei vertikaler Verlegung kann die große Biegesteifigkeit der Sandwichelemente nicht aktiviert werden, weil die quer zur Spannrichtung der Kassettenprofile verlaufenden Sandwichelement-Längsfugen eine hinreichende Kraftübertragung verhindern, siehe Bild 5 links. Eine formschlüssige Ausführung der profilierten Längsfugen ohne das weiche und nachgiebige Dichtband ermöglicht für andrückende Lasten eine deutliche Steigerung der Tragfähigkeit (+10,31 % bei verdeckter Befestigung und +48,04 % bei sichtbarer Befestigung im Abstand von 20 cm unter den gewählten Randbedingungen), ist jedoch baupraktisch zunächst nicht umsetzbar. Zur Steigerung der Tragfähigkeit bei abhebenden Lasten muss die Längsfuge Zugkräfte übertragen. Auch dies ist beispielsweise mit

Spannschlössern in der Fuge möglich, aber baupraktisch zunächst nicht umsetzbar. Insgesamt wurden 31 Großbauteilversuche mit vertikal verlegten Sandwichelementen durchgeführt.

Zum Tragverhalten von Hybridfassaden mit horizontal verlegten Sandwichelementen wurden 18 Großbauteilversuche durchgeführt. Wegen der unterschiedlichen Baubreiten ist eine direkte horizontale Verlegung von Sandwichelementen auf Kassettenprofilen in der Regel nicht möglich. Es müssen zusätzliche, vertikal verlaufende Profile eingesetzt werden, die die schmalen Kassettenurte gegen seitliches Ausweichen stabilisieren (siehe Detail Bild 5 rechts). Bei Kassettenprofilfassaden mit bestehender horizontaler Außenschale können vorhandene Profile weiterverwendet werden. Erwartungsgemäß kann die Tragfähigkeit des Hybridsystems mit in Spanrichtung verlaufenden Sandwichelementen erheblich gesteigert werden, da hier keine Längsfugen den Kraftfluss unterbrechen. Hier haben die Art der Befestigung der Sandwichelemente an den Profilen, der Querschnitt der Profile und der Abstand der Profile untereinander einen signifikanten Einfluss auf das Tragverhalten. Für andrückende Lasten kann die Tragfähigkeit bei Wechsel der Verlegerichtung der Sandwichelemente von vertikal zu horizontal mit zusätzlichen Profilen unter den gewählten Randbedingungen um bis zu 255,35 % gesteigert werden, für abhebende Lasten um 576,48 %. Folglich stehen bei dieser Variante ausreichend Tragreserven zur Verfügung. Wegen des hohen Anteils der Sandwichelemente am Lastabtrag wird empfohlen, die Sandwichelemente zur Kraftübertragung an ihren Auflagern direkt mit der primären Tragstruktur zu verbinden, andernfalls wird in diesen Bereichen die Querkrafttragfähigkeit der Kassettenprofile deutlich überschritten. Gleichzeitig ist eine realitätsnahe Erfassung der auftretenden Zwangskräfte infolge Temperaturdifferenz am Sandwichelement deutlich einfacher, da die aufwendige dreidimensionale Schnittgrößenberechnung entfällt.

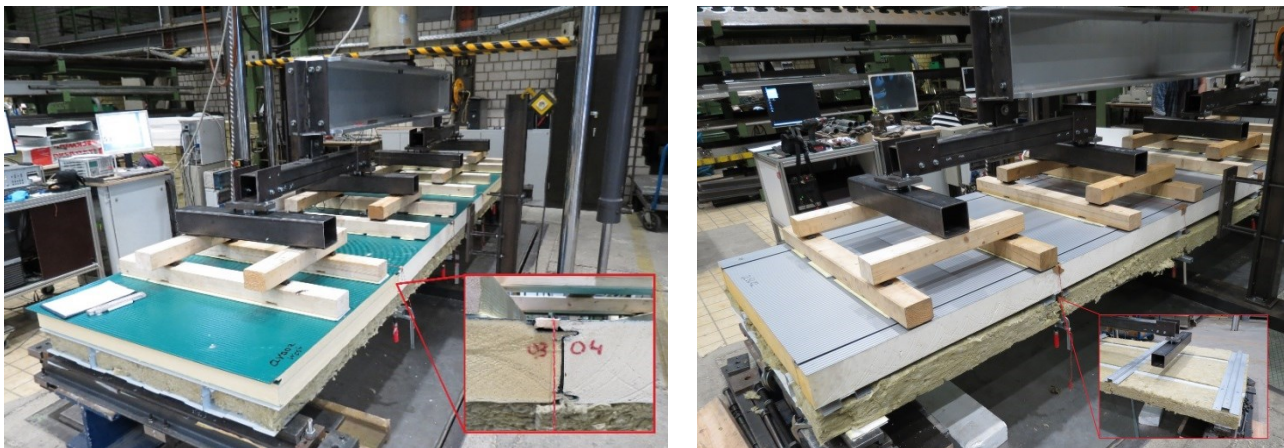


Bild 5: Einfeldträger-Biegeversuche zum Tragverhalten von Hybridfassaden bei andrückenden Lasten; links: vertikal verlegte Sandwichelemente mit Längsfugen quer zur Lastabtragsrichtung, rechts: horizontal verlegte Sandwichelemente mit zusätzlichen Hut-Profilen

6 Zusammenfassung und Empfehlungen für eine baupraktische Anwendung

Soll eine bestehende Kassettenprofilfassade energetisch saniert werden, kann die Hybridfassade eine ökonomische und ökologische Alternative zum vollständigen Rückbau sein. Zunächst sollte mit Hilfe der erstellten Arbeitshilfe [11] überprüft werden, ob in allen betreffenden Gebäudebereichen der statische Nachweis der bestehenden Kassettenprofile mit den veränderten Windlastannahmen möglich ist und in wie weit Tragreserven für den zusätzlichen Lastfall Temperaturdifferenz am Sandwichelement zur Verfügung stehen. Die anzusetzenden Zwangsschnittgrößen können unter Berücksichtigung der tatsächlich auftretenden Deckschichttemperatur an der Innenseite und der Biegeweichheit der Kassettenprofile erheblich reduziert werden. Zusätzlich können Sandwichelemente mit einer sehr hellen äußeren Deckschicht verwendet werden, wodurch die Temperaturbeanspruchungen reduziert werden.

Die heute übliche verdeckte Befestigung der Sandwichelemente in der Längsfuge kann sowohl bei vertikaler, also auch bei horizontaler Verlegung der Sandwichelemente in einer Hybridfassade angewendet werden. So wird der Montageaufwand reduziert und die Fassade optisch aufgewertet. Auch die Stabilisierung der schmalen Kassettenurte gegen seitliches Ausweichen ist bei vertikaler Verlegung der Sandwichelemente mit verdeckter Befestigung möglich, wenn die Sandwichelemente im Trauf- oder Fußpunkt hinreichend steif mit den Auflagern der Kassettenprofile gekoppelt sind. Es wird empfohlen, in jedem Kreuzungspunkt von Sandwich-Längsfuge und Kassettenurte ein Befestigungsmittel anzuordnen, auch wenn die auftretenden Zwangskräfte mit größerem Abstand der Befestigungspunkte reduziert werden können. Die Montage der Befestigungsmittel in den Kreuzungspunkten ist fehleranfällig und sollte sorgsam durchgeführt werden.

Ist die Tragfähigkeit der Hybridfassade mit vertikal verlegten Sandwichelementen nicht ausreichend, oder hatte die Bestandsfassade bereits eine horizontal verlegte Außenschale, können durch horizontal verlegte Sandwichelemente ausreichende Tragreserven erzeugt werden. Bei dieser Variante sind zur Anpassung der unterschiedlichen Baubreiten und zur Stabilisierung der schmalen Kassettenurte gegen seitliches Ausweichen vertikal verlaufende Hut- oder Z-Profile notwendig. Der Abstand dieser Profile sollte so gewählt werden, dass die schmalen Kassettenurte ausreichend

gegen seitliches Ausweichen stabilisiert werden und gleichzeitig der Montageaufwand nicht zu groß wird. Mit geringer werdendem Abstand der Profile erhöht sich die Verbundtragwirkung von Kassettenprofil und Sandwichelement, diese ist bei ausreichender Einzeltragfähigkeit der Sandwichelemente aber häufig zur Bemessung nicht erforderlich.

7 Förderhinweis und Danksagung

Das IGF-Vorhaben „Bauen im Bestand – Lösungen für Dach und Fassade in Stahlleichtbauweise“, IGF-Projekt Nr. 18623, 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 Energie aufgrund eines Beschlusses des Deutschen Bundestages gefördert. Die Autoren danken neben den fördernden Institutionen der zweiten Forschungsstelle des genannten Forschungsvorhabens und den am Vorhaben beteiligten Industriepartnern für die gute Zusammenarbeit.

8 Quellenangabe

- [1] Bauordnung für das Land Nordrhein-Westfalen – Landesbauordnung – BauO NRW – Bauaufsicht für Bauwesen, Raumordnung und Städtebau – 2000/03.
- [2] Fauth, C., Holz, R., Ruff, D., Ummenhofer, T.: Neue Berechnungsverfahren für dünnwandige Stahlprofiltafeln – Ergebnisse aus dem europäischen Forschungsprojekt GRISPE. Stahlbau 86 (2017) H. 10 S.880-889. DOI: 10.1002/stab.201710526
- [3] Daten zur Energiepreisentwicklung – Lange Reihen von Januar 2000 bis November 2017, Statistisches Bundesamt (Destatis), 2017.
- [4] DIN EN 1991-1-4: Eurocode 1: Einwirkungen auf Tragwerke – Teil 1-4: Allgemeine Einwirkungen – Windlasten. Berlin: Deutsches Institut für Normung e.V., 2010/12.
- [5] DIN EN 14509: Selbsttragende Sandwich-Elemente mit beidseitigen Metalldeckschichten – Werkmäßig hergestellte Produkte. Berlin: Deutsches Institut für Normung e. V., 2013/12.
- [6] Experimentelle Untersuchungen zur Bestimmung der Tragfähigkeit von Hybridkonstruktionen. Prüfbericht Nr. 12-49p (Rev. c). Institut für Stahlbau und Werkstoffmechanik Darmstadt, 2013.
- [7] Eggersglüß, L. Analytische und numerische Untersuchungen zum Tragverhalten von Stahl-Kassettenprofilen mit einer Außenschale aus Sandwichelementen. Lehrstuhl Stahlbau TU Dortmund, Masterthesis, 2016.
- [8] Energieeffizienzstrategie Gebäude, Wege zu einem nahezu klimaneutralen Gebäudebestand, Kurzfassung. Bundesministerium für Wirtschaft und Energie (BMWi), Berlin, 2015.
- [9] Gutachterliche Stellungnahme Nr. Z-1310. iS-engineering GmbH. Darmstadt, 2013.
- [10] Hinweise und Beispiele zum Vorgehen beim Nachweis der Standsicherheit beim Bauen im Bestand – Fachkommission Bautechnik der Bauministerkonferenz (ARGEBAU) – DIBt, 2008/04 – URL https://www.dibt.de/de/Geschaeftsfelder/data/Hinweis_Bauen_im_Bestand.pdf.
- [11] IFBS – Internationaler Verband für den Metalleichtbau: Vergleich der anzusetzenden Windlast nach DIN EN 1991-1-4 mit der DIN 1055-4 ab 1938 (in Vorbereitung), 2018.
- [12] Kuhnhenne, M., Ungermaun, D., Brieden, M., Wiegand, A.: Bauen im Bestand – Lösungen für Dach und Fassade in Stahlleichtbauweise. Stahlbau 86 (2017), H. 10 S.862-872. DOI: 10.1002/stab.201710535.
- [13] Kuhnhenne, M., Ungermaun, D., Brieden, M., Wiegand, A.: Bauen im Bestand – Lösungen für Dach und Fassade in Stahlleichtbauweise. Abschlussbericht zum Forschungsprojekt IGF 18623, FOSTA P 1098, Düsseldorf, 2018.

Die Digitalisierung der Lehre und des Lernens als Forschungsgegenstand der TU Darmstadt

Dr. Ing. Christoph Rensing *
Prof. Dr.-Ing. Ralf Steinmetz **

* Technische Universität Darmstadt, Fachgebiet Multimedia Kommunikation, christoph.rensing@kom.tu-darmstadt.de

** Technische Universität Darmstadt, Fachgebiet Multimedia Kommunikation, ralf.steinmetz@kom.tu-darmstadt.de

Inhalt: Digitales Lehren und Lernen nimmt an der TU Darmstadt einen hohen Stellenwert ein. Dieser Beitrag gibt einen umfassenden Überblick über die Forschungsarbeiten der letzten zwei Jahrzehnte zum Thema Digitalisierung von Lehre und Lernen an der TU. Einleitend wird das Umfeld für diese Forschungsarbeiten an der TU skizziert. Abschließend werden kurz- und langfristige Perspektiven aufgezeigt.

Stichworte: E-Learning, Forschung, Digitalisierung der Lehre, TU Darmstadt

1 Einleitung

¹Die Technische Universität Darmstadt verfolgt seit 2001 nicht nur dezentral in den Fachbereichen und Instituten, sondern auch zentral signifikante Anstrengungen, Infrastrukturen und Beratungsangebote zur Digitalisierung von Lehre und Lernen zu schaffen. Diese Aktivitäten mündeten 2003 in der Formulierung der Vision der „Dual Mode TUD“ [1]. Ein weiterer Hinweis ist, dass die TU Darmstadt 2004 als erste deutsche Universität einen Preis für E-Learning bzw. E-Teaching zusammen mit der Carlo und Karin Giersch-Stiftung etablierte. Seitdem werden jährlich herausragende Beispiele für den Einsatz digitaler Medien in der Lehre mit dem „Best E-Teaching Award“² ausgezeichnet. Inzwischen hat der Einsatz digitaler Medien und Infrastrukturen in der Lehre der TU Darmstadt in allen Fachbereichen eine hohe Durchdringung erfahren.

Digitales Lehren und Lernen sind aber an der TU Darmstadt ebenso lange Gegenstand interdisziplinärerer Forschung. Dies drückte sich u.a. darin aus, dass das Präsidium schon im Jahre 2006 einen „Profilbildenden Entwicklungsschwerpunkt E-Learning“ einrichtete. Zwischen 2006 und 2009 waren viele E-Learning Forschungsaktivitäten im DFG Graduiertenkolleg 1223 „Qualitätsverbesserung im E-Learning durch rückgekoppelte Prozesse“ gebündelt. Auch nach Auslaufen dieser verbindenden Maßnahmen erfolgten weiterhin vielfältige Forschungsarbeiten. Ausdruck der verschiedenen Forschungsanstrengungen im E-Learning war – neben verschiedenen internen Veranstaltungen – die Ausrichtung von drei wissenschaftliche Tagungen, der 4. e-Learning Fachtagung Informatik der Gesellschaft für Informatik (DeLFI) im Jahre 2006, der 16th ACM Annual Conference on Innovation and Technology in Computer Science Education (ITiCSE) im Jahre 2011 und des Jungen Forums Medien und Hochschullehre (JFMH) im Jahre 2016. Wie umfangreich und vielfältig die Forschungsaktivitäten an der TU Darmstadt weiterhin sind, wurde deutlich an einem vom Forum Interdisziplinäre Forschung (FIF) der TU Darmstadt im Juni 2017 ausgerichteten Workshop „Lernen in der Digitalisierung – Veränderungen verstehen und gestalten“. Der vorliegende Beitrag verfolgt das Ziel, die verschiedenen Forschungsarbeiten zur Digitalisierung von Lehre und Lernen an der TU Darmstadt zusammenzufassen, zu klassifizieren und Perspektiven für die nächsten Jahre aufzuzeigen.

2 E-Learning Forschungsfelder an der Technischen Universität Darmstadt

Der Begriff „E-Learning“ hat sich Ende des vorherigen Jahrhunderts etabliert. Im Jahre 2002 gründete sich beispielsweise die Fachgruppe E-Learning der Gesellschaft für Informatik³ und im gleichen Jahr wurde in [2] die Bedeutung des E-Learning für die Hochschulen diskutiert. Schon einige Jahre früher erfolgte an der TU Darmstadt Forschung zu digitalem Lehren und Lernen.

2.1 Überblick

Versucht man die vielfältige E-Learning Forschung an der TU Darmstadt seit der Jahrtausendwende zu klassifizieren, so lassen sich drei grundlegende Bereiche erkennen, siehe Abbildung 1. Ausgangspunkt für die Forschung war und ist oftmals die eigene Hochschullehre. So finden sich im ersten Bereich „Lernen in der Vorlesung“ verschiedene, zumeist in den Jahren 2002 bis 2009 durchgeführte Arbeiten zur Nutzung digitaler Technologien in der Präsenzvorlesung im Hörsaal selbst oder zur Bereitstellung von Werkzeugen, mittels derer digital verfügbare Vorlesungsmaterialien annotiert werden können. Erneut betrachtet wurde die Umgestaltung der Vorlesung unter Verwendung digitaler Medien in den letzten Jahren unter dem Begriff „umgedrehte Vorlesung“ (Flipped Classroom).

¹ Im folgenden Text werden anstelle der Doppelbezeichnungen die Personen- und Funktionsbezeichnungen in männlicher Form verwendet, stehen aber jeweils für die weibliche und männliche Form.

² https://www.e-learning.tu-darmstadt.de/eteaching_award/index.de.jsp

³ <https://fg-elearning.gi.de/>

Ein zweites umfangreiches Feld ist „Multimediales Lernen“. Die digitale Aufbereitung von Lerninhalten erlaubt eine räumliche und zeitliche Flexibilisierung des Lernens. Multimedia bietet zudem Potenziale, die Motivation, das Verstehen, das Behalten und den Transfer des Wissens zu befördern. Diese Vorteile werden verstärkt in Forschungsarbeiten zur Visualisierung und Animation betrachtet, aber auch in fachdisziplinären Projekten wie beispielsweise den Sportwissenschaften. Daneben finden sich in diesem Bereich Forschungsarbeiten zur Erstellung und Wiederverwendung von multimedialen Objekten. Die Relevanz dieses Feldes ergibt sich daraus, dass deren Erstellung sehr aufwändig ist. Ein weiterer, seit ca. 2010 in den Betrachtungsfokus gerückter Teilbereich ist das spielerische Lernen.

Der dritte große Bereich, in dem E-Learning Forschung an der TU Darmstadt erfolgt und erfolgte, behandelt Fragestellung kollaborativen Lernens und hier insbesondere der Realisierung von Feedback als ein wesentliches Element von Lernprozessen. In diesem Bereich ist ein Wandel von einer Fokussierung auf die spezifische Gestaltung von Lernanwendungen hin zu einer Analyse der Verwendung bestehender Anwendungen zu erkennen.

Charakteristisch für die E-Learning Forschung an der TU Darmstadt ist zudem, dass sie seit Anbeginn von drei Gruppen getragen wird: Das ist einerseits die Informatik, die neue Lern- und Bildungstechnologien oder Methoden zur Erweiterung bestehender Lerntechnologien entwickelt. Andererseits sind es die Humanwissenschaften – und hier insbesondere die Pädagogik und Psychologie –, welche die Formen und Auswirkungen der Technologienutzung untersuchen. Die dritte Gruppe sind die verschiedenen Fachdisziplinen als Anwender der Methoden und Technologien. In Abbildung 1 ist dargestellt aus welchen dieser Gruppen die nachfolgend beschriebenen Forschungsarbeiten primär vorangetrieben wurden. Dies stellt eine Vereinfachung dar, erfolgte doch in den meisten Fällen eine interdisziplinäre Zusammenarbeit.

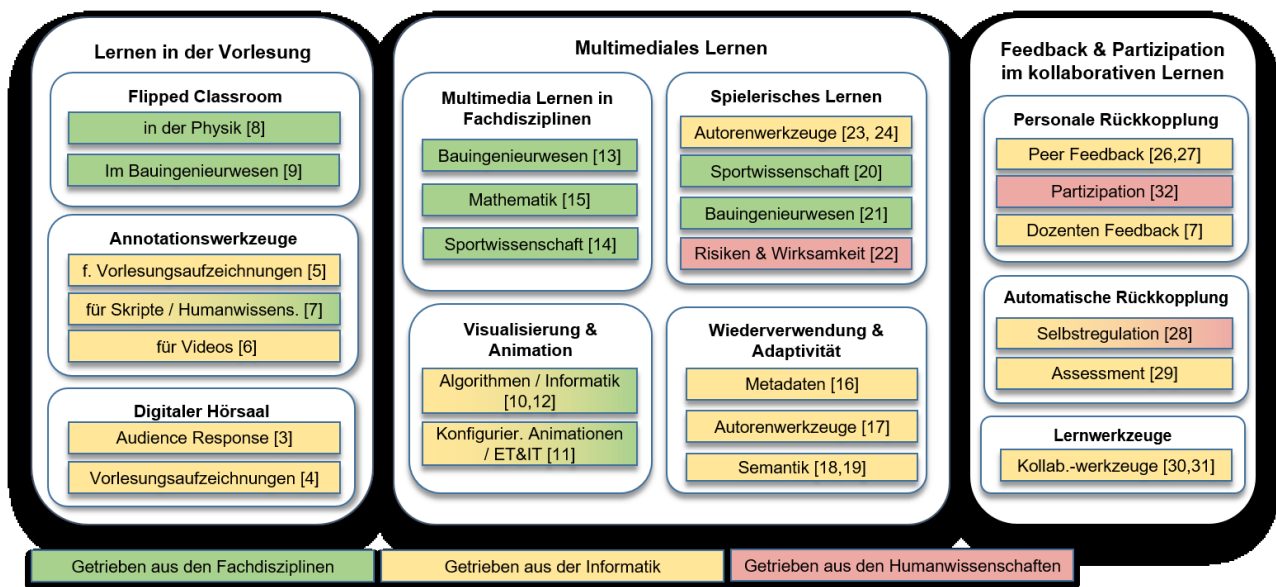


Bild 1: Überblick über die Forschungsarbeiten an der TU Darmstadt

2.2 Anreicherung von Vorlesungen

Die Vorlesung ist auch heute noch die zentrale Veranstaltungsform an Hochschulen. Sie weist aber gegenüber anderen Veranstaltungsformen häufig auch Nachteile auf. Diese Nachteile sind oftmals Ausgangspunkt für Forschungsarbeiten. Um die – gerade in Vorlesungen mit großen Teilnehmerzahlen – eingeschränkte Interaktivität zwischen Dozenten und Studierenden anzuregen und um die oftmals vorhandene Passivität der Studierenden zu durchbrechen, können sogenannte Audience Response Systeme eingesetzt werden. Bereits 2005 wurden an der TU Darmstadt erste Formen solcher Systeme entwickelt und erprobt [3]. Diese ermöglichten es den Studierenden, bereits digital Feedback zu geben, z.B. zum eigenen Verständnis oder zur Vorlesungsgeschwindigkeit, und von den Dozenten gestellte Quizfragen digital zu beantworten. So werden die Studierenden in der Vorlesung aktiviert und die Dozierenden erhalten umfangreichere Rückmeldung zur ihrer Lehre, die als Ausgangspunkt für Verbesserungen dienen können. Auch Systeme zur Aufzeichnung von Präsentationen im Hörsaal und deren Bereitstellung als Video [4], zur individuellen Annotation der Aufzeichnung durch Studierende [5] sowie zur kollaborativen Videoannotation [6] wurden an der TU Darmstadt entwickelt.

Das an der TU entworfene und erprobte interaktive Skript [7] stellt ein Zusatzangebot zur Vorlesung und deren Aufzeichnung dar. Im Gegensatz zum herkömmlichen Skript erlaubt es die diskursive Online-Arbeit am Text. Ausgangspunkt dafür ist die Möglichkeit, individuell und in digitaler Form Annotationen mit Symbolen wie Fragezeichen und Lesezeichen zu erstellen, aber auch schriftliche Anmerkungen zu einem Abschnitt des Skripts zu

erfassen. Annotationen und Anmerkungen können mit der Lerngruppe und dem Dozenten geteilt werden. Damit ergeben sich neue Möglichkeiten der Kollaboration und des Feedbacks.

Die Möglichkeit der digitalen Aufzeichnung von Vorträgen und deren Bereitstellung über das Internet sowie die Nutzung zusätzlicher Lernmaterialien bildeten den Ausgangspunkt für die sogenannte „umgekehrte Vorlesung“ (engl. inverted oder flipped classroom). Im Flipped Classroom Konzept erfolgt die Wissensvermittlung primär online unter Nutzung digitaler Angebote, häufig von Vortragsaufzeichnungen. Die Präsenzveranstaltung dient dann der Vertiefung und Anwendung des Wissens. Die Umsetzung dieser Lehrform erfolgt in ersten Lehrveranstaltungen auch an der TU Darmstadt. So wurden 2017 Prof. Jörg Lange und Dr. Felicitas Rädels für ihr Flipped Classroom Konzept mit dem Best E-Teaching Award ausgezeichnet. Die Umsetzung des Konzeptes ist aber auch Gegenstand wissenschaftlicher Untersuchungen am Beispiel von Serviceveranstaltungen [8] und Spezialisierungsveranstaltungen im Masterstudium [9] an der TU Darmstadt. Die durchgeführten Evaluationen deuten unter anderem an, dass sich Flipped Classroom Konzepte positiv auf das konzeptuelle Verstehen auswirken können und hohe Akzeptanz der Studierenden finden können.

2.3 Multimediales Lernen

Die digitale Aufbereitung und Bereitstellung von Lerninhalten bietet den großen Vorteil der Nutzung unabhängig von Raum und Zeit. Beim Einsatz multimedialer Elemente, wie Animationen oder Videos, zeigen sich weitere Potenziale im Vergleich zum Skript oder Lehrbuch. Diese Potenziale – durch eine umfassende Erstellung und Nutzung digitaler Lehr- und Lernmaterialien – aufzuzeigen, war ab 2001 Zielsetzung der BMBF Förderlinie „Neue Medien in der Bildung“. Forschende und Lehrende der TU Darmstadt beteiligten sich intensiv an diesem und nachfolgenden Förderprogrammen des Bundes und des Landes Hessen. Dabei lassen sich vier Betätigungsschwerpunkte an der TU erkennen:

Visualisierungen. Visualisierungen und Animationen bieten die Möglichkeit, komplexe Abläufe anschaulich darzustellen und somit Verstehensprozesse zu befördern. Die gilt beispielhaft für die Visualisierung von Algorithmen. Bereits seit 2000 erfolgte an der TU eine Beschäftigung mit Algorithmenanimationen. Das primäre Forschungsinteresse lag dabei auf der Gestaltung von Technologien zur Erstellung solcher Visualisierungen bzw. Animationen. In [10] wird ein Ansatz basierend auf Java in Form von Applets realisiert. Die Konfigurierbarkeit der Animationen ist in [11] und [12] wichtige Zielsetzung. Damit soll ermöglicht werden, dass einmal erstellte Animationen durch Parametrisierung angepasst und damit mehrfach durch einen Lernenden genutzt werden können.

Erprobung in Fachwissenschaften. Die Nutzung digitaler Lernmaterialien für ein ergänzendes Selbststudium wurde an der TU Darmstadt neben den bereits genannten Beispielen aus der Informatik und Informationstechnik auch in verschiedenen anderen Disziplinen untersucht. Beispielsweise wurde im Projekt Wibanet ein umfassendes multimediales Informationsportal für die Inhalte des Faches „Werkstoffe im Bauwesen“ geschaffen [13]. Bestandteil dieses Portals sind wiederum verschiedene Animationen. In den Sportwissenschaften lag ein der Schwerpunkt auf der Erstellung umfassenderer zusammenhängender Kurse zum Selbststudium der Studierenden [14]. Hier spielen neben Animationen annotierte Videos zur Veranschaulichung von Bewegungsabläufen eine große Rolle. In den Sportwissenschaften erfolgte eine umfangreiche Kooperation mit den anderen hessischen Universitäten. Ein überaus umfassendes Angebot von Lernmaterialien wurde in der Mathematik geschaffen. Diese digitalen Lernmaterialien werden in Brückenkursen für Studienanfänger bis heute erfolgreich verwendet [15].

Wiederverwendung und Adaptivität. Die Erstellung von digitalen Selbstlernmaterialien, insbesondere von multimedialen Elementen, ist überaus aufwändig. Daher wurde an der TU Darmstadt frühzeitig an Methoden geforscht, eine Wiederverwendung einmalig erstellter Elemente zu ermöglichen. Zu diesem Zweck wurden beispielsweise Repositorien entwickelt und digitale Lernressourcen mit Metadaten beschrieben [16][17]. Diese Idee findet heute in Form von Open Educational Resources neues Gehör. Um auch Lehrenden an Hochschulen, die in der Regel Fachexperten ohne Multimedia-Know-how sind, die Entwicklung von digitalen Lernmaterialien zu ermöglichen, arbeiteten Forscher der TU zudem an einfachen Autorenwerkzeugen. Das Web-basierte Autorenwerkzeug docendo erfüllt diese Anforderung und befördert zudem eine Wiederverwendung von einzelnen Assets [17]. Eine Form automatischer Wiederverwendung von Elementen eines umfassenden Kurses wurde mittels einer adaptiven Zusammensetzung der Elemente zu individuellen Kursen realisiert [18][19]. Dazu müssen die einzelnen Elemente nicht nur inhaltlich, sondern auch semantisch beschrieben und durch semantische Relationen in Beziehung zueinander gesetzt werden. Die adaptiv zusammengesetzten Kurse berücksichtigen die unterschiedlichen Zielgruppen und unterschiedlichen Lernstilpräferenzen der Nutzer.

Spielerisches Lernen. Eine besondere Form multimedialen Lernens stellt das spielerische Lernen dar. Im spielerischen Lernen findet Lernen während des Spielens oder in spielerischer Form statt. Lernaspekte werden dazu in eine digitale Spielumgebung integriert. Häufig nimmt der Lernende im Spiel eine Rolle ein, beispielsweise die eines Sportlehrers [20] oder einer Rettungskraft [21]. Im Spiel existiert dann eine digitale Repräsentation des Lernenden und diese Repräsentation muss Aufgaben bewältigen. Durch die Nutzung spielerischer Elemente lassen sich einerseits die Lernmotivation steigern und andererseits lässt sich erworbenes Wissen unmittelbar anwenden. Dieser Nutzen, aber auch mögliche Risiken spielerischen Lernens [22], wurden an der TU untersucht. Ein weiterer Forschungsschwerpunkt sind auch in diesem Bereich Autorenwerkzeuge und Adaptionsmechanismen. Innovative Werkzeuge zur Erstellung von

Serious Games, zu denen auch Lernspiele zählen, werden in [23][24] vorgestellt, Konzepte zur automatischen Adaptation und Personalisierung von Spielen in [25].

2.4 Feedback und Partizipation

Feedback, mittels dessen der Lernende Rückmeldung über seinen Lernprozess bekommen kann, ist ein zentrales Element von Lernprozessen. Mittels Feedback bekommt der Lernende Hilfestellung innerhalb des Lernprozesses und es lässt sich häufig die Motivation und damit letztendlich die Qualität des Lernprozesses steigern. Feedback kann zudem bei der persönlichen Reflektion des individuellen Lernprozesses unterstützen. An der TU Darmstadt war Feedback zur Verbesserung der Qualität im E-Learning Gegenstand des gleichnamigen DFG Graduiertenkollegs (2006 bis 2009), aber auch verschiedener individueller Forschungsarbeiten. Feedback muss nicht zwingend durch einen Lehrenden, sondern kann auch durch andere Mitglieder der Lerngruppe erfolgen. Verschiedene Formen dieses Peer-Feedbacks wurden in Forschungsarbeiten entwickelt und erprobt. Ein erstes Beispiel ist die Erstellung von Wiki-Artikeln durch Studierende im Bauingenieurwesen und der Rückmeldung zu den Artikeln durch anderer Studierende [26]. Ein zweites, sehr komplexes Beispiel erlaubt Feedback zur Korrektheit von Rechenwegen und Lösungen in der Mathematik in der Schule [27].

Neben dem Feedback durch den Dozenten oder den Peer-Lernenden wird an der TU aber auch an Verfahren zur automatisch Generierung von Feedback gearbeitet. Ein Beispiel hierfür ist eine statistische Auswertung des Lernverhaltens in einer kollaborativen Lernumgebung zur Unterstützung der Selbstregulation [28]. Wird durch die Auswertung ein Verhalten detektiert, welches nicht zielführend erscheint, werden die Lernenden durch sogenannte Prompts geführt. Verfahren des Natural Language Processing werden zur automatische Bewertung von Posts in Diskussionsforen in [29] verwendet.

Kollaboratives Lernen war bereits sehr früh Gegenstand der Forschung an der TU Darmstadt. Beispielsweise wurden in [30] Erweiterungen zu Chats in Form von Referenzen zwischen Chatbeiträgen entwickelt oder in [31] ein Tool für den Wissensaustausch in Gruppen bzw. kollaborative Wissenskonstruktion vorgestellt. Die Entwicklung von spezialisierten Tools für kollaboratives Lernen ist sehr charakteristisch für frühe Arbeiten in diesem Bereich. Aufgrund der breiten Verfügbarkeit sogenannter Social Software ändert sich dies. Social Software, ursprünglich für andere Anwendungsbereiche entwickelt, wird auch in Lernszenarien genutzt. Deren Verwendung steht damit stärker im Fokus des wissenschaftlichen Interesses. Beispielsweise werden in [32] der Einsatz von Social Software an Hochschulen und Hindernissen beim Einsatz analysiert.

3 Forschung heute und morgen

Der Nutzung digitaler Technologien innerhalb der Bildung werden auch nach rund 20 Jahren Forschung in diesem Bereich vielfältige Potenziale zugesprochen. Dass diese Potenziale aber noch nicht ausreichend ausgeschöpft sind, drückt sich unter anderem in der aktuellen Förderpolitik des Bundes und der Länder aus. So existieren derzeit Förderlinien des BMBFs zur Digitalen Hochschulbildung¹, zu digitalen Medien in der Beruflichen Bildung² und der Digitalpakt Schule³. Digitale Bildung wird dabei nicht nur als Gegenstand von Bildung sondern auch als Instrument verstanden [33]. Auch das Land Hessen sieht im Einsatz elektronischer Medien und neuer Lehr- Lernarrangements Möglichkeiten zur Steigerung der Qualität in der Lehre. Hessen hat gerade, basierend auf einem Landtagsbeschluss, ein durch den htcc e.V. begleitetes Projekt „Plattform digitalisierte Lehre“ aufgesetzt. Weiterentwicklungen im Bereich digitalen Lernens werden auch aufgrund des technologischen Fortschritts erfolgen. In den letzten Jahren erlaubte die breite Verfügbarkeit mobiler Endgeräte neue Lernszenarien des sogenannten mobilen Lernens. Verschiedene nationale und internationale Studien [34][35][36] sehen zukünftige Forschungs- und Entwicklungsschwerpunkte in der Gestaltung adaptiver Lernanwendungen, in der Nutzung maschinellen Lernens, in der Nutzung von Augmentierter und Virtueller Realität, in der Verknüpfung mit dem „Internet of Things“ sowie im Bereich Learning Analytics.

Zunehmende Bedeutung gewinnt auch das Lernen am Arbeitsplatz mit digitalen Medien. Nicht nur Lernen in der Hochschule und Schule sind Gegenstand der Betrachtung der Wissenschaftler der TU. Auch zum Lernen am Arbeitsplatz gibt es bereits Forschungsarbeiten an der TU. Dazu zählen beispielsweise die Gestaltung von Lernfabriken, in denen neue Formen der Qualifizierung in Produktionszusammenhängen erprobt werden [37], oder die Gestaltung von Lernanwendung für kollaboratives informelles Lernen [38][39] in Betrieben.

Wissenschaftler an der TU Darmstadt beschäftigen sich auch aktuell mit der Gestaltung digitalen Lehrens und Lernens und mit den mit der Digitalisierung von Lehre und Lernen verbundenen Fragestellungen. In dem vom Forum Interdisziplinäre Forschung (FIF) der TU Darmstadt im Juni 2017 ausgerichteten Workshop „Lernen in der Digitalisierung – Veränderungen verstehen und gestalten“⁴ wurden als derzeit betrachtete Themen beispielsweise

¹<https://www.bmbf.de/de/digitale-hochschullehre-2417.html>

²<https://www.bmbf.de/de/digitale-medien-in-der-bildung-1380.html>

³<https://www.bmbf.de/de/mit-dem-digitalpakt-schulen-zukunftsfahig-machen-4272.html>

⁴<http://bit.ly/2E713dy>

genannt: Adaptive Lernanwendungen, Analyse des Lernverhaltens, Übergänge zwischen Bildungsphasen, Umgang mit Heterogenität sowie kooperatives und kollaboratives Lernen. Neben den Potenzialen der Digitalisierung wurden aber auch die Risiken diskutiert, wie beispielsweise eine Überforderung der Lernenden oder Kontrolle der Lernenden.

Insgesamt ist die TU Darmstadt – gerade durch ihre interdisziplinäre Beschäftigung mit dem Thema – hervorragend aufgestellt, um die die komplexe Thematik der Digitalisierung in Bezug auf das Lernen und Lehren zukunftsweisend weiter voranzutreiben. Selbstverständlich benötigt dies weiterhin das substantielle persönliche Engagement, die Unterstützung der Universitätsleitung sowie auch langfristig angelegte koordinierte Drittmittelvorhaben.

4 Quellenangaben

- [1] Offenbartl, S., Rensing, C., & Steinmetz, R. (2004). Die Technische Universität Darmstadt auf dem Weg zur Dual Mode TUD. 2004): E-Learning-Strategien und E-Learning-Kompetenzen an Hochschulen. Bielefeld. S. 231-242.
- [2] Encarnação, J. L., Guddat, H., & Schnaider, M. (2002). Die Hochschule auf dem Weg ins E-Learning Zeitalter. E-Learning: Märkte, Geschäftsmodelle, Perspektiven. Bertelsmann-Stiftung, Gütersloh.
- [3] Mühlhäuser, M.: Digitale Hörsäle: Wo Präsenz- und Cyber-Universität sich treffen. In: Studieren im Cyber space?, Reihe: Bildung und Technik. LIT Verlag Münster, Germany, 2005.
- [4] Höver, K. M., von Bachhaus, G., Hartle, M., & Mühlhäuser, M. (2012). DLH/CLLS: an open, extensible system design for prosuming lecture recordings and integrating multimedia learning ecosystems. In Multimedia (ISM), 2012 IEEE International Symposium on (S. 477-482). IEEE.
- [5] Steimle, J., Brdiczka, O., & Muhlhauser, M. (2009). CoScribe: integrating paper and digital documents for collaborative knowledge work. IEEE Transactions on Learning Technologies, 2(3), 174-188.
- [6] Hofmann, C., Hollender, N., & Fellner, D. W. (2009). Workflow-based architecture for collaborative video annotation. In International Conference on Online Communities and Social Computing (S. 33-42).
- [7] Sesink, W., Geraskov, D., Göller, S., Rüsse, W., & Trebing, T. (2005). Transformation einer Vorlesung durch E-Learning-Elemente. MedienPädagogik: Zeitschrift für Theorie und Praxis der Medienbildung, 10, 1-28.
- [8] Enders, J. (2016). Peer Instruction und Flipped Classroom in der Service-Lehre Physik. In: PhyDid B - Didaktik der Physik - Beiträge zur DPG-Frühjahrstagung, Hannover.
- [9] Rädels, F., & Lange, J. (2017). Lerner aktivierende Lernformen für Bauingenieure–Beispiele für den Einsatz digitaler Medien in der universitären Lehre. Stahlbau, 86(8), 741-747.
- [10] El Saddik, A., Seeberg, C., Steinacker, A., Reichenberger, K., Fischer, S., & Steinmetz, R. (2000). A component-based construction kit for algorithmic visualizations. In Proceedings of the Conference on Integrated Design and Process Technology.
- [11] Aschenbrenner, P., & Schurr, A. (2003). Generating interactive animations from visual specifications. In Proceedings IEEE Symposium on Human Centric Computing Languages and Environments; S. 169-176.
- [12] Rößling, G., & Freisleben, B. (2002). ANIMAL: A system for supporting multiple roles in algorithm animation. Journal of Visual Languages & Computing, 13(3), 341-354.
- [13] Grübl, P., Schnittker, N., & Schmidt, B. (2003). Gibt es den „elektronischen Nürnberger Trichter“? Das Konzept des Blended Learning, dargestellt am Lernnetz WiBA-Net. In Digitaler Campus: Vom Medienprojekt zur nachhaltigen Mediennutzung auf dem Digitalen Campus (S. 127-138).
- [14] Wiemeyer, J., & Hansen, J. (2010). Hessische E-Learning-Projekte in der Sportwissenschaft. Das Verbundprojekt „HeLPS“. Köln: Sportverlag Strauß.
- [15] Bausch, I., Biehler, R., Bruder, R., Fischer, P. R., Hochmuth, R., Koepf, W., & Wassong, T. (2014). VEMINT– Interaktives Lernmaterial für mathematische Vor- und Brückenkurse. In Mathematische Vor- und Brückenkurse (S. 261-276). Springer Fachmedien Wiesbaden.
- [16] El Saddik, A., Fischer, S., & Steinmetz, R. (2001). Reusable multimedia content in Web based learning systems. IEEE MultiMedia, 8(3), 30-38.
- [17] Hoermann, S., Rensing, C., Steinmetz, R., & Kommunikation, F. M. (2005). Wiederverwendung von Lernressourcen mittels Authoring by Aggregation im ResourceCenter. In DeLFI (Vol. 3, S. 153-164).
- [18] Steinacker, A., Faatz, A., Seeberg, C., Rimac, I., Hormann, S., El Saddik, A., & Steinmetz, R. (2001). MediBook: Combining Semantic Networks with Metadata for Learning Resources To Build a Web Based Learning System.
- [19] Seeberg, C., Steinacker, A., & Steinmetz, R. (2000). Coherence in modularly composed adaptive learning documents. In Adaptive Hypermedia and Adaptive Web-Based Systems (S. 375-379). Springer Berlin/Heidelberg.

- [20] Kliem, A., Wendel, V., Winter, C., Wiemeyer, J., & Göbel, S. (2012). Virtual sports teacher—a serious game in higher education. *Int J Comput Sci Sport*, 10, 100-110.
- [21] Rüppel, U., & Schatz, K. (2011). Designing a BIM-based serious game for fire safety evacuation simulations. *Advanced Engineering Informatics*, 25(4), 600-611.
- [22] Bösche, W., & Kattner, F. (2011). Fear of (serious) digital games and game-based learning?: Causes, consequences and a possible countermeasure. *International Journal of Game-Based Learning (IJGBL)*, 1(3), 1-15.
- [23] Mehm, F., Göbel, S., & Steinmetz, R. (2013). An authoring tool for educational adventure games: concept, game models and authoring processes. *International Journal of Game-Based Learning (IJGBL)*, 3(1), 63-79.
- [24] Göbel, S. (2017). *Autorenenumgebung für Serious Games - StoryTec: Eine Autorenenumgebung und narrative Objekte für personalisierte Serious Games*. Technische Universität Darmstadt, Habilitation.
- [25] Göbel, S. & Wendel, v. (2016). Personalization and Adaptation. In: R. Dörner, S. Göbel, W. Effelsberg und J. Wiemeyer (Hrsg.): *Serious Games*; Springer; S. 161-210.
- [26] Tittel, S., Merle, H., Burgäß, R., Rensing, C., Lange, J., & Schläfer, S. (2011). Mobile Inhaltserfassung und mobiles Lernen mit dem Semantic Wiki im Bauingenieurwesen. In *DeLFI Workshops*.
- [27] Konert, J., Richter, K., Mehm, F., Göbel, S., Bruder, R., & Steinmetz, R. (2012). Pedale—a peer education diagnostic and learning environment. *Journal of Educational Technology & Society*, 15(4), 27.
- [28] Scholl, P., Benz, B. F., Böhnstedt, D., Rensing, C., Schmitz, B., & Steinmetz, R. (2009). Implementation and Evaluation of a Tool for setting Goals in self-regulated Learning with Web Resources. In *European Conference on Technology Enhanced Learning (S. 521-534)*.
- [29] Weimer, M., Gurevych, I., & Mühlhäuser, M. (2007). Automatically assessing the post quality in online discussions on software. In *Proceedings of the 45th Annual Meeting of the ACL on Interactive Poster and Demonstration Sessions (S. 125-128)*.
- [30] Mühlpfordt, M., & Wessner, M. (2005). Explicit referencing in chat supports collaborative learning. In *Proceedings of th 2005 conference on Computer support for collaborative learning: learning 2005: the next 10 years! (S. 460-469)*.
- [31] Miao, Y., & Haake, J. M. (2001). Supporting problem based learning by a collaborative virtual environment: a cooperative hypermedia approach. In *System Sciences, 2001. Proceedings of the 34th Annual Hawaii International Conference on (S. 10-20)*.
- [32] Grell, P., & Rau, F. (2011). Partizipationslücken-Social Software in der Hochschullehre. *MedienPädagogik: Zeitschrift für Theorie und Praxis der Medienbildung*, 21, 1-23.
- [33] BMBF (2016). *Bildungsoffensive für die digitale Wissensgesellschaft - Strategie des Bundesministeriums für Bildung und Forschung*, online verfügbar unter https://www.bmbf.de/pub/Bildungsoffensive_fuer_die_digitale_Wissensgesellschaft.pdf (Abruf am 25.01.2018)
- [34] Freeman, A., Adams Becker, S., Cummins, M., Davis, A. & Hall Giesinger, C. (2017). *NMC/CoSN Horizon Report: 2017 K–12 Edition*. Austin, Texas: The New Media Consortium.
- [35] Adams Becker, S., Cummins, M., Davis, A., Freeman, A., Hall Giesinger, C., and Ananthanarayanan, V. (2017). *NMC Horizon Report: 2017 Higher Education Edition*. Austin, Texas: The New Media Consortium.
- [36] Woolf, B. P. (2010). *A roadmap for education technology*.
- [37] Abele, E.; Chryssolouris, G.; Sihn, W.; Metternich, J.; ElMaraghy, H.; Seliger, G.; Sivard, G.; ElMaraghy, W.; Hummel, V.; Tisch, M.; Seifermann, S.: *Learning Factories for Future Oriented Research and Education in Manufacturing*. In: *CIRP Annals - Manufacturing Technology*, Published by Elsevier Ltd on behalf of CIRP, 66 (2) S. 803-826.
- [38] Rensing, C., Hellriegel, J., Prescher, T., Osranek, R., & Schulz, F. (2016). Eine Lernanwendung für arbeitsprozessintegriertes und-orientiertes Lernen zur Steigerung der beruflichen Handlungskompetenz mittels einer stärkeren Orientierung der Ausbildung an beruflichen Handlungssituationen. *DeLFI 2016--Die 14. E-Learning Fachtagung Informatik*.
- [39] Rensing, C., & Diaconita, I. (2014). A Q&A System Considering Employees' Willingness to Help Colleagues and to Look for Help in Different Workplace-Related Situations: An Analysis in the Automotive Sector. In *Advanced Learning Technologies (ICALT), 2014 IEEE 14th International Conference on (S. 701-705)*.
- [40] Rensing, C. (2017). *Adaptationsmechanismen für technologiegestütztes Lernen - Unterstützung informeller Formen des Lernens am Arbeitsplatz*. Technische Universität Darmstadt, Habilitation.

Möglichkeiten und Verbesserungen der Grundfachlehre durch die Verwendung von PINGO

Melanie Fiedler*
Michael Vormwald**

* Technische Universität Darmstadt, Institut für Stahlbau und Werkstoffmechanik, Germany,
fiedler@wm.tu-darmstadt.de

** Technische Universität Darmstadt, Institut für Stahlbau und Werkstoffmechanik, Germany

Abstract / Inhalt:

Smartphone, Tablet und Laptop sind heute fester Bestandteil des studentischen Alltags. Von den Lehrenden an Universitäten und Fachhochschulen wird deshalb immer mehr erwartet, sich dem aktuellen Stand der Technik anzupassen und das Lehr- und Lernangebot entsprechend zu erweitern. Dieser Beitrag soll kurz auf die aktuellen Problemstellungen in der Grundfachlehre eingehen, die Erwartungen der Studierenden beleuchten und anschließend an einem Praxisbeispiel aufzeigen, wie eine bestehende Grundfachvorlesung im technischen Bereich durch E-Learning ergänzt werden kann.

Stichworte: E-Learning, Grundfach, Mechanik, Bauingenieurwesen, Pingo

1 Problemanalyse Grundfach

Gerade die Grundfachveranstaltungen stellen Lehrende oft vor große Herausforderungen. Anders als im Vertiefungsbereich haben Grundfachlehrende mit einer hohen Diversität an Studierenden zu kämpfen. Zusätzlich dazu kommt noch an Anteil an Studierenden, die in Zukunft den Studiengang wechseln oder das Studium sogar ganz abbrechen werden. Diese inhomogene Masse an Studierenden für den Lehrstoff zu begeistern ist im Rahmen einer einfachen Vorlesung schwierig, vergleiche [1].

Eine weitere Schwierigkeit stellt der Übergang von der Schule zur Universität dar. Der Großteil der Studierenden lebte bis zum Studium bei den Eltern und war aus der Schule und dem Elternhaus einen strukturierten Tagesablauf gewöhnt. An der Universität ist zwar ebenfalls ein strukturierter Tagesablauf vorgesehen, es fehlt hier allerdings eine Kontrollinstitution. Ob Studierende eine Veranstaltung besuchen oder nicht, steht ihnen meistens frei. Ebenso ob sie in der Veranstaltung aufpassen oder nicht. Überraschungstests, spontanes Aufrufen oder Maßregelungen durch den Lehrenden wie in der Schule, sind an der Universität auf Grund der hohen Teilnehmerzahlen im Grundfach nicht mehr so einfach möglich. Zusätzlich bieten auch andere Studierende hohes Ablenkungspotential.

Durch die Erfindung von Smartphones und Laptops, durch die Studierende ständig erreichbar und vernetzt sind, ist in den letzten Jahren eine weitere Herausforderung aber auch eine neue Lehrmöglichkeit hinzugekommen, vergleiche [2], [3]. Studierende erwarten heute mehr von einer Vorlesung als einen Tafelanschrieb und einen einfachen Monolog, [4]. Hinzu kommt, dass das Studieren nicht länger als Privileg, sondern als Standard nach dem Abitur angesehen wird, [5]. Gerade durch letzteres kann die Lernmotivation der Studierenden senken, da häufig nur noch der Vergleich der eigenen Leistung mit der großen Masse herangezogen wird.

2 Erwartung der Studierenden

In einer anonymen Umfrage wurden in [4] 312 Studierende hinsichtlich ihrer Erwartungen an die Möglichkeiten des Einsatzes von E-Learning in Rahmen von Vorlesungen befragt. Dabei wünschten sich 80.1% der Teilnehmer_innen eine Möglichkeit zum direkten Feedback in der Vorlesung, mehr als 70% Möglichkeiten zur aktiven Auseinandersetzung mit dem Lehrinhalt innerhalb der Vorlesung. Dabei bevorzugten über 90% das Bereitstellen interaktiver Aufgaben über Smartphones, Tablets und ähnliche digitale Endgeräte, knapp die Hälfte lehnte dies allerdings als zusätzliche Aufgaben außerhalb der Vorlesung ab. Laut einer ähnlichen Studie von [2] mit 381 Teilnehmer_innen befürworteten auch hier über 85% die vollkommene bis teilweise Anwendung der neuen Technologien zur Aus- und Weiterbildung.

3 Anwendungsbeispiel Grundfachveranstaltung Werkstoffe im Bauwesen (3. Semester B.Sc.)

Im Rahmen der Grundfachveranstaltung *Werkstoffe im Bauwesen - Teil Werkstoffmechanik* wurde im Wintersemester 2016/2017 erstmals die Nutzung des Umfragetools PINGO [6] für den Vorlesungsteil Schwingfestigkeit getestet. Die Veranstaltung wird dabei von Bachelorstudierenden des Bau- und Umweltingenieurwesens verpflichtend im 3. Semester besucht und ähnelt inhaltlich den Veranstaltungen der Technischen Mechanik. Im Rahmen der 90-minütigen Vorlesung zum Thema Schwingfestigkeit wurden 6 Aufgaben gestellt, die die Studierenden mit Hilfe des eigenen Smartphones beantworten sollten. Dabei wurden zu jeder Frage Bilder oder Zeichnungen auf einer PowerPoint-Folie dargestellt und den Studierenden mit PINGO verschiedene Antwortmöglichkeiten zur Verfügung gestellt.

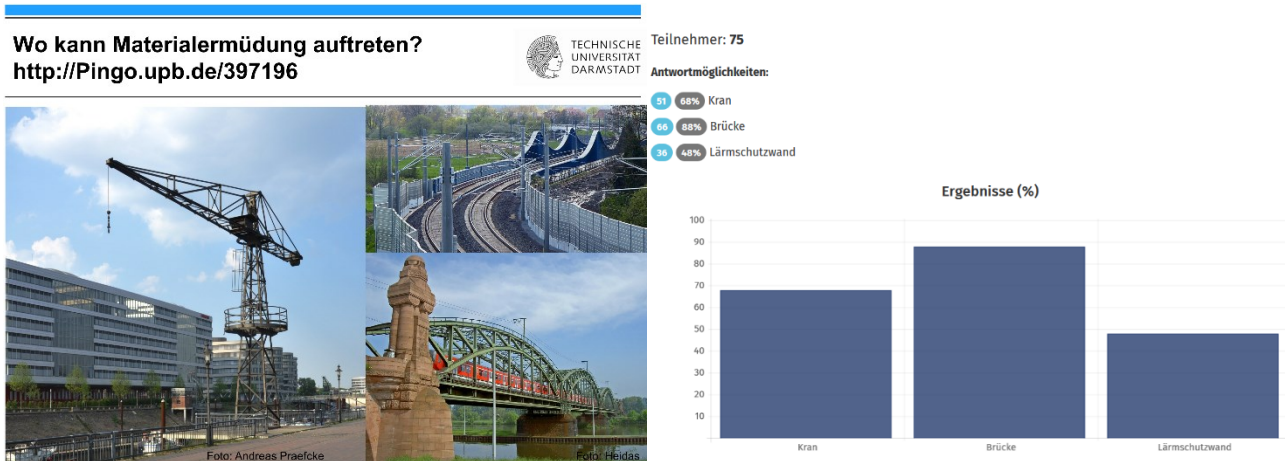


Bild 1: links: PINGO-Frage auf der Folie, rechts: Antwortmöglichkeiten und Ergebnisse

Nach einer Definition des Themas Schwingfestigkeit sollten Studierende zu Anfang direkt eine Schätzfrage beantworten. Hierfür wurden ihnen drei Beispielbilder, Bild 1, aus der Praxis gezeigt und die Frage gestellt *Wo kann Materialermüdung auftreten?* Die Studierenden mussten sich so aktiv mit dem Thema beschäftigen und einen Bezug zur Praxis finden. Durch die verschiedenen Anwendungsbeispiele entstanden so direkt zu Beginn verschiedene Verknüpfungen zwischen Theorie und Praxis. Im Anschluss an die PINGO-Umfrage wurde das Ergebnis mit den Studierenden diskutiert und die entsprechenden Anwendungsfälle genauer betrachtet.

Um das Interesse der Studierenden weiter zu wecken und das Risikoverständnis zu erhöhen, wurden anschließend verschiedene Schadensfälle aus der industriellen Praxis diskutiert. Hierbei ging es nicht nur um die Art und den Grund des Schadens, sondern auch um die damit einhergehenden Konsequenzen für die jeweiligen Nutzer sowie die beteiligten Ingenieure.

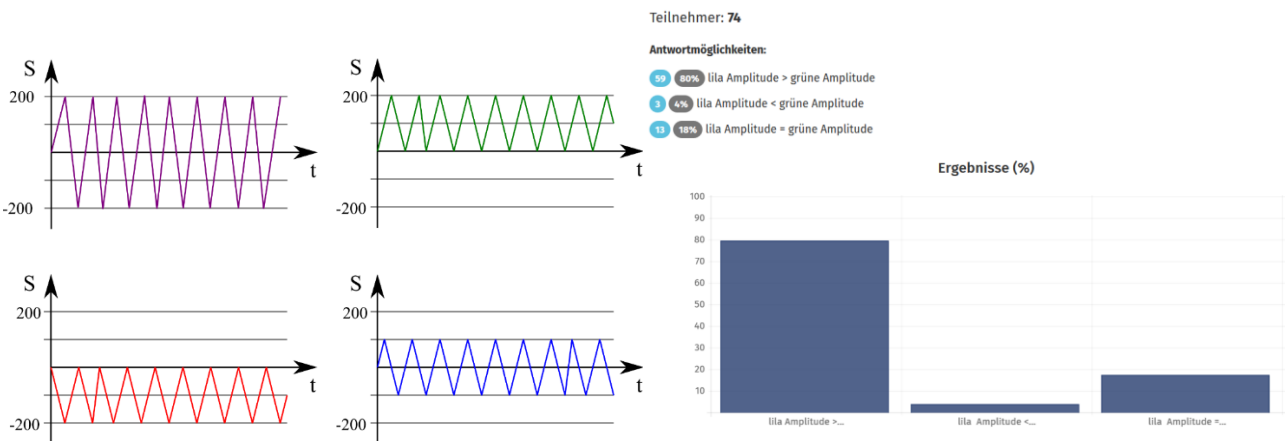


Bild 2: links: PINGO-Frage auf der Folie, rechts: Antwortmöglichkeiten und Ergebnisse

Erst danach wurden theoretische Fragestellungen in die Vorlesung integriert. An einem Schaubild wurde den Studierenden das Ablesen von Mittelspannung und Spannungsamplitude an einer einachsigen Belastungsfolge demonstriert. Anschließend wurde erneut mit PINGO das Verständnis geprüft. Die Studierenden mussten die eben gezeigten Verfahren selbst auf vier verschiedene Lastfolgen anwenden, siehe Bild 2Bild . In PINGO erhielten die Studierenden dafür je drei Antwortmöglichkeiten und mussten die richtige auswählen. Auch nach der Definition des Wöhlerdiagramms mussten die Studierenden diese zunächst auf eine einzelne PINGO-Aufgabe anwenden, bevor wieder eine Schätzfrage gestellt wurde.

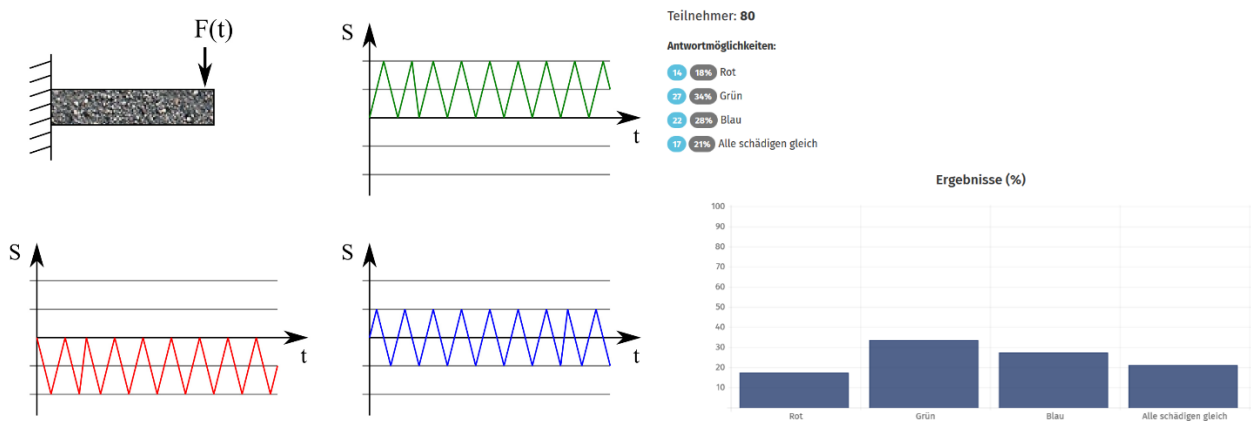


Bild 3: links: PINGO-Frage auf der Folie, rechts: Antwortmöglichkeiten und Ergebnisse

Bevor der Einfluss des Spannungsverhältnisses auf die Lebensdauer diskutiert wurde, erhielten die Studierenden zunächst wieder eine Schätzfrage. Auf Basis ihres im Studium und in der Vorlesung erlangten Wissens sollten sie abschätzen, *Welche der abgebildeten Spannungs-Zeit-Verläufe schädigt die Struktur am meisten und führt damit zur kürzesten Lebensdauer?* Die Umsetzung in PowerPoint und die Ergebnisse in Pingo sind in Bild 3 dargestellt. Auffällig ist, dass sich die Beteiligung unter den Studierenden im Rahmen der Vorlesung noch erhöhte.



Bild 4: links: PINGO-Frage auf der Folie (Bild Fahrradrahmen aus [7]), rechts: Antwortmöglichkeiten und Ergebnisse

Als letzte vorlesungsbezogene Fragestellung wurde den Studierenden ein angerissener Fahrradrahmen gezeigt und gefragt *Wie lange würden Sie einen angerissenen Fahrradrahmen noch verwenden?* Durch dieses Beispiel wurden Studierende angeregt, die in der Vorlesung gelernten Inhalten nicht nur auf die ingenieurwissenschaftliche Praxis, sondern auch auf den eigenen Alltag zu beziehen. Durch diese Verknüpfung wurde zusätzliches Verständnis gefördert und so Wissen nachhaltig gespeichert. Leider kam es im Rahmen der PINGO-Anwendung hier zu einer Fehlbedienung, so dass die Frage versehentlich zweimal gestartet wurde und kein Gesamtergebnis aus PINGO gezeigt werden kann. In Bild 4 ist das Ergebnis der ersten Fragerunde zu sehen, die 64 Studierende erfasste, 26 Studierende nahmen an der zweiten Fragerunde teil.

Im Anschluss an die Veranstaltungen des WiSe 16/17 und WiSe 17/18 wurden unter den Teilnehmer_innen Umfragen zwecks der Anwendung von PINGO in der Lehrveranstaltung durchgeführt. Von den 127 Rückmeldungen der Teilnehmer_innen lehnten unter 10% die Anwendung des Softwaretools komplett ab. Der Großteil von 74.60% würde PINGO gerne wieder im Rahmen der Veranstaltung eingesetzt sehen, 16.54% zumindest hin und wieder, was auch die Ergebnisse aus [2] und [4] bestätigt.

4 Zusammenfassung und Ausblick

Der Einsatz des Softwaretools PINGO zur Durchführung von Peer-Instruction im Rahmen der Grundfachveranstaltung *Werkstoffe im Bauwesen – Teil Werkstoffmechanik* erwies sich als gutes Mittel, um einige Probleme in der Grundfachvorlesung zu beheben. Durch die Verwendung von PINGO mit verschiedenen Fragetypen wurden die Studierenden nicht nur als passive Hörer in die Veranstaltung integriert, sondern konnten aktiv teilnehmen. Der Hörsaal war während der Veranstaltung deutlich ruhiger, die Studierenden wirkten aktiver und interessierter am Themeninhalt. Durch verschiedene Praxisbeispiele konnte das Interesse der einzelnen Studierendengruppen geweckt werden. Während der Beantwortung der Fragen arbeiteten einzelne Studierende aktiv zusammen und diskutierten die jeweiligen

Fragestellungen in Kleingruppen. Durch den Einsatz von PINGO passten Studierende besser auf, da sie basierend auf dem Präsenzvortrag schon anschließende Fragen erwarteten und diese beantworten wollten. In diesem Zusammenhang soll für die Zukunft auch der Einsatz des Umfragetools KAHOOT getestet werden, das ähnlich wie PINGO das aktive Beantworten von Fragen per Smartphone innerhalb einer Vorlesung ermöglicht, hier allerdings noch Punkte für Schnelligkeit und richtige Antwort vergibt. Dadurch entsteht zusätzlich noch eine Wettbewerbssituation in der Veranstaltung, die das Interesse der Studierenden verstärken und Studierende zu mehr Vor- und Nachbereitung bewegen könnte.

Allerdings muss festgehalten werden, dass der Einsatz von PINGO in der Vorlesung nicht alle Probleme lösen kann. Infolge der Bologna-Reform sehen Studierende einzelne Veranstaltungen inzwischen als abgeschlossene Module an. Anders als im Diplomstudiengang, wo Verknüpfungen zwischen einzelnen Veranstaltungen durch Gesamtprüfungen geschaffen wurden, lernen die Studierenden der Bachelor- und Masterstudiengänge für jedes Fach einzeln. Die fehlenden Verknüpfungen stellen auch in Vertiefungsveranstaltungen ein Problem dar, in denen dies als fehlendes Vorwissen aus den Grundfächern deutlich wird. Gerade hier wird E-Learning zukünftig an Bedeutung gewinnen, da durch Wiki-Umgebungen problemlos Grundfach- mit Vertiefungswissen verbunden, die Inhomogenität des Vorwissens bewältigt und fehlenden Verknüpfungen wiederhergestellt werden können.

5 Literaturverzeichnis

- [1] A.-W. Scheer, „Hochschule 4.0,“ in *E-Learning 4.0 - Mobile Learning, Lernen mit Smart Devices und Lernen in sozialen Netzwerken*, 2017, pp. 101-123.
- [2] U. Dittler und C. Kreidl, „Führt die Omnipräsenz von Smartphone, Tablet & Co zu einer neuen Form des »Smart Social eLearning«?,“ in *Brücken bauen - Perspektiven gestalten ... für Wirtschaft, Hochschule und Öffentlichkeit*, Wien, 2016.
- [3] T. Roth, „Einsatz eines Classroom Response Systems in einer Grundlagenvorlesung zur klassischen Mechanik,“ *Didaktik der Physik - Frühjahrstagung*, Hannover 2016.
- [4] F. Kollmann und M. Schuhen, „Feedback zum Lernfortschritt der Studierenden während der Vorlesung,“ *Zeitschrift für Hochschulentwicklung* 10.2, pp. 19-37, 2015.
- [5] H. Schneider und B. Franke, „Bildungsentscheidungen von Studienberechtigten,“ *Forum Hochschule*, 2014.
- [6] M. Beutner, D. Kundisch, J. Magenheimer, J. Neugebauer und A. Zoyke, „Evaluation von Lerndesigns mit einem webbasierten Classroom Response System in der universitären Lehre,“ in *DeLFI 2014-Die 12. e-Learning Fachtagung Informatik*, 2014.
- [7] Torcman, 2014. [Online]. Available: <https://www.pedelecforum.de/forum/index.php?threads/rahmenbruch-oder-risse-an-d%C3%A4mpferhalterungen-von-xduro-fs-rx-rc-2011-2013-amt-2013.25635/page-3>.

Computer-based Analyses of Steel Structures course at RUB – Implementation of Blended Learning concept

M. Sc. Faranak Faghihi, Univ. Prof. Dr. Markus Knobloch*

*Ruhr-Universität Bochum, Chair of Steel, Lightweight and Composite Structures, Germany,
Faranak.Faghihi@rub.de, Markus.Knobloch@rub.de

Abstract

The master's program Computational Engineering is an international interdisciplinary framework offered at Ruhr-Universität Bochum (RUB) since 2000. Due to the diverse composition of the students, coming from different disciplines with a wide heterogeneous range of backgrounds, a basic minimum threshold of knowledge is required to be guaranteed for attending in the compulsory "Computer-based Analyses of Steel Structures" course presented by the chair of Steel, Lightweight and Composite Structures at RUB. Digitalization is accounted as a pioneer solution to increase the students' competences and comprehension during their master study and Blended Learning is one of the integrative methods that combine traditional lectures with modern e-learning concepts. Chair of Steel at RUB has implemented this format since last year in the course of international master students. In this article, the concept as well as the concerns and the necessity of applying online-learning in this course are explained and a detailed overview about the Inverted Classroom Model and all other digital activities in the Moodle platform of this course is demonstrated.

Key words: Steel Structures, Blended Learning, Inverted Classroom Model, Interdisciplinary, Internationality

1 Introduction

Interdisciplinary and international science programs always comprise a vast heterogeneity due to the various academic and cultural backgrounds of the students. In these programs, not all the students can follow the courses in a same tempo as they have different pre knowledge about each topic. Therefore, the necessity of developing a technique to bring all the students to a minimum level of prerequisites for these kinds of programs is noticeable. Since students have often a passive role in classic format of lectures, it is difficult to trace and address the different levels of knowledge within the class. Hence, the students have the chance to improve their knowledge only later after the lectures or solely for the goal of exam. Digitalization in learning and teaching systems is one of the novel progressive concepts nowadays, which activates students more in the lectures and facilitates them by diverse online tools and methods to improve the quality of their study. In engineering fields, digital teaching is also increasingly developing with the purpose to activate students effectively in the procedure of the courses. As a pioneer example, TU Darmstadt in the expertise field of Steel Structures has applied three different variants of digitalization [1]. Blended Learning is accounted as a significant method of performing digitalization in the learning system of a course. Within the last year, the chair of Steel, Lightweight and Composite structures at RUB has implemented "Blended Learning" and "Inverted Classroom Model (ICM)" format in the course "Computer-based Analyses of Steel Structures" of the international master's program Computational Engineering. Proceeding with some inverted classes and self-study phases during the semester has homogenized the average level of knowledge in the class and provided students with the opportunity to improve their learning performance. Detailed overview about the ICM classes is discussed in the following.

2 Master's Program Computational Engineering at RUB

Over the last decades, Computational Engineering has become increasingly important in both science and practical applications. With no doubt, an urge is progressing every day for working in an interdisciplinary field as Computational Engineering that combines the knowledge of the engineering mechanics, mathematics and computer science to address scientific and industrial challenges using numerical and computational methods. In response to this need, the faculty of Civil and Environmental Engineering has established the master's program Computational Engineering at Ruhr-Universität Bochum since 2000. This program provides students with computational and numerical skills. Computational Engineering, abbreviated as "CompEng", facilitates the students with the chance to obtain substantial knowledge in engineering, mathematical and computer science to perform analyses and designs in both engineering research fields and industries. This master program is unique since it is accounted as the longest-established CompEng degree program in Germany. The aim of this master program is preparing students to struggle through complex calculations, numerical simulations, programming and data processing applications in the field of constructional engineering. CompEng is welcoming all international students from all over the world, who have completed their bachelor degree in Civil Engineering, Mechanical Engineering, Mathematics or any other related engineering disciplines. Therefore, a vast variety of cultural and academic backgrounds can be observed among the students of CompEng. While the internationalized and multidisciplinary nature of CompEng produces a dynamic environment for learning and research, it also introduces difficulties in knowledge transfer due to the diverse cultural and academic backgrounds of the students. Studying and communication in English as an international language is another challenging aspect for all the students coming from abroad. A statistical study has been performed yearly, to investigate the cultural and academic heterogeneity of this program.

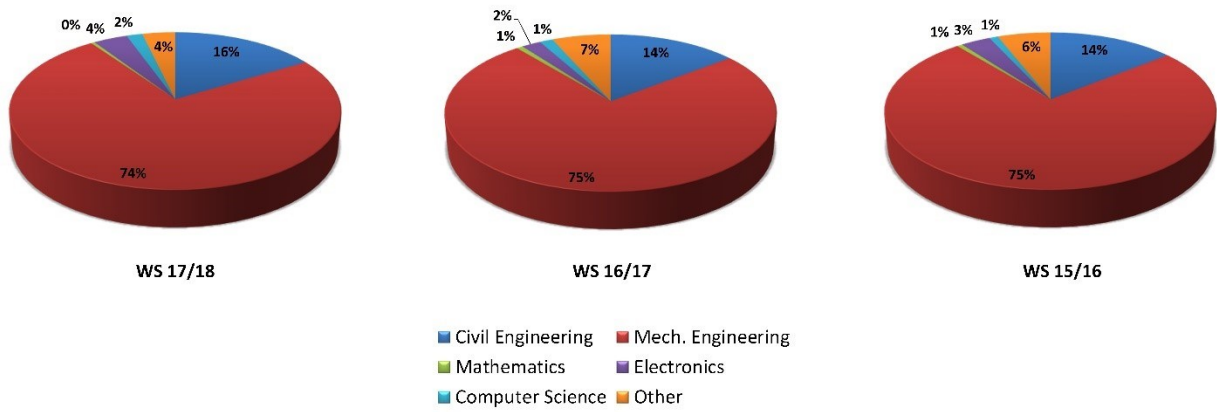


Figure 1: Statistical study of the academic background of the CompEng students during past three years

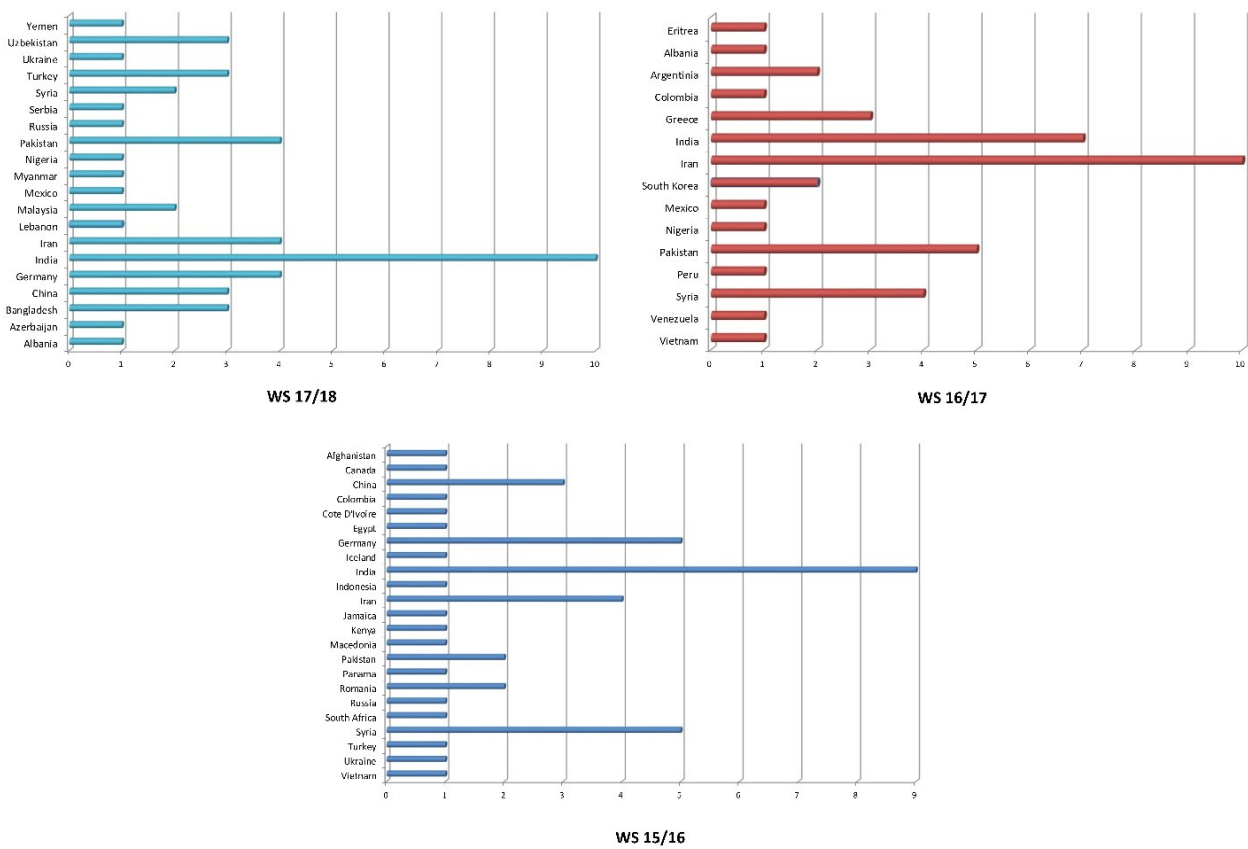


Figure 2: Statistical study of the cultural background of the CompEng students during past three years

Figure 1 demonstrates that in the past three years almost 75% of the students were from the field of Mechanical Engineering, while only 14.5% in average have studied Civil Engineering in their bachelor. It means almost 85.5% of the students of this master program lack the essential information about structural engineering and steel structures if any course would be presented in this field. These statistics underline the challenge of studying in an international interdisciplinary master program and highlight more the necessity of a homogenization of the students.

In addition, it is noticeable from Figure 2 that in the past three years most of the international students had come from Asia continent, which 71% percent is calculated as average. Additionally, no student had come from an English speaking country in the past two years and in winter semester 2015/16 the mother tongue language of only 6.5% of the students was English.

3 Computer-based Analyses of Steel Structures course at master's program CompEng

The chair of Steel, Lightweight and Composite Structures offers the compulsory course of Computer-based Analyses of Steel Structures (CbASS) every winter semester to the students of the CompEng program at their first semester. The CbASS course makes students acquaintant with the fundamental structural behavior of steel structures and introduces numerical solution procedures. It pursues the aim for students to achieve an understanding about applied mechanics approaches for modelling and analysis of steel structures. Students will become familiar with computer-oriented analyses and numerical software to assist them with design and modeling of practical problems in constructional engineering of steel structures. CbASS provides students with various introductory contents, including basics of analysis and fundamentals of computer-based calculations, stability behavior of structures and second order theory, verifications regarding structural behavior and fatigue strength in steel structures.

3.1 Traditional format of CbASS course and the necessity of applying digitalization

The traditional format of this course at previous years consisted of 2 hours of lecture and 2 hours of exercise. The students were provided with the lecture notes for the first time at the lecture and hence often did not get the opportunity to peruse the subject before the class. Since lecturer mainly performed lecture, the students acted often passively at the course and had to prepare themselves later with studying the lectures or practicing the exercises. The amount of the exercises for each topic was also limited to the time schedule of the course during the semester. Coming from different nationalities and respectively different educational systems, as well as variety in the bachelor background of students, cover a wide heterogeneity in the composition of the CompEng students. On the other hand, different topics to present in the lecture made the trend of the traditional course so much intensive. Due to the existing diversity among the students and also dense quantity of the several subjects, it was very challenging for all the students to tackle the huge amount of information, which they were faced with every time at the lecture. The tempo of the lectures was correspondent just with the tempo of the lecturer, which was incompatible with different tempo of learning for each of the students and therefore all the students could not pursue the classes beneficially. According to the evaluation from students at the winter semester 2016/17, the intense density of the learning material due to the variety in subjects and the lack of enough exercises and homework were one of the main dissatisfaction of the students. It was demanded to have more involvement and in-class activity and extra homework or student tasks to get deeper in the concept of the course. On the other hand, many of the students from other bachelor fields than Civil engineering concerned about the lack of enough background information about structural engineering and material properties of the steel. So, a basic minimum level of knowledge in steel structures was required to be met. Therefore, the necessity of a digital platform for providing all the fundamental preliminary information about structural engineering as well as the scheduled content of the course was highlighted. With the purpose of improving the format of the CbASS course, the idea of digitalization was planned to be implemented as the integrative concept to combine both online activities and presence lectures. Facilitating an online platform with the whole standard contents and additional educational supports, aimed to moderate the heterogeneity of the primary knowledge of the students about the steel structures and assist students to attain a greater understanding by learning each of the topics.

3.2 Blended Learning format of the CbASS course

3.2.1 Blended Learning and Inverted Classroom Model approach

Blended Learning is one of the methods used in the integrative concept of digital teaching, in which online learning complements presence lectures to provide a cohesive learning platform for students. Inverted Classroom Model or ICM is accounted as an additive form of the modern educational concepts, in which the online and presence phases are switched. In this concept the students do the self-study out of the class with the entire provided content e.g. at the online platform and the present class is then spent for deepening of the concept with the help of application-oriented, activating and cooperative methods. The lecturer is not any more just conveying the knowledge, but is accompanying in learning.

3.2.2 Detailed procedure of the "Blended Learning" format of the CbASS course

Since winter semester 2017, the chair of steel structures at RUB has implemented the Blended Learning format for the CbASS course to benefit from the advantageous aspects of both online platform and presence lectures. The course was designed as 3 traditional presence lectures and 6 ICM meetings with their accompanying exercise classes. All the lecture notes and additional background material were uploaded in the open-source learning platform Moodle for students. So, students were encouraged to prestudy and practice individually each of the topic of the lectures 10 to 14 days before the presence classes and collaborate then more in the in-class activities and discussions in the ICM classes. It concluded in the advantage, that each student, apart from his/her academic background, could pursue the topic in any place at any time with his/her own tempo and therefore could emphasize to reappraise the unresolved specific problems for him/herself. Additionally, 4 glossaries and 4 comprehensive quizzes were designed and uploaded in the Moodle with the purpose to provide students with the basic background information about the introductory knowledge of structural engineering and steel structures, categorized from easy to difficult. This tool aids students from other bachelor background fields to accomplish to the prerequisite knowledge level for this course. At the presence classes, then every time were discussions about concrete questions either with classmates or with the lecturers in order to get deeper in the subject and highlight the main ideas of the actual topic. For examining the output of the students in the self-study phase,

the students were supposed to fulfill also some particular tasks in the time period before ICM classes and to represent their feedback about that specific topic for other classmates. As the conclusion, significant complementary hints were mentioned by the lecturer in the ICM meetings to assure the complete coverage of the concept by in-class discussions. At the exercise classes, students were engaged to first solve some practice-oriented tasks, individually or in groups in a specific time period of the class. The lecturer would answer the question of the students about their calculation procedure by passing through the students. Later, a repetition was performed by the lecturer about the required fundamental information needed for solving that specific tasks and the method of the dealing with each task was explained in details. In the end, the final solution of the tasks was demonstrated and described by the lecturer in the class and all the exercise material was also later uploaded in the Moodle for students. Combination of the ICM classes and exercises improve the comprehension of the general group of the students about each topic and its practice-relevant problems and conclude in a more sustained and long-lasting learning.

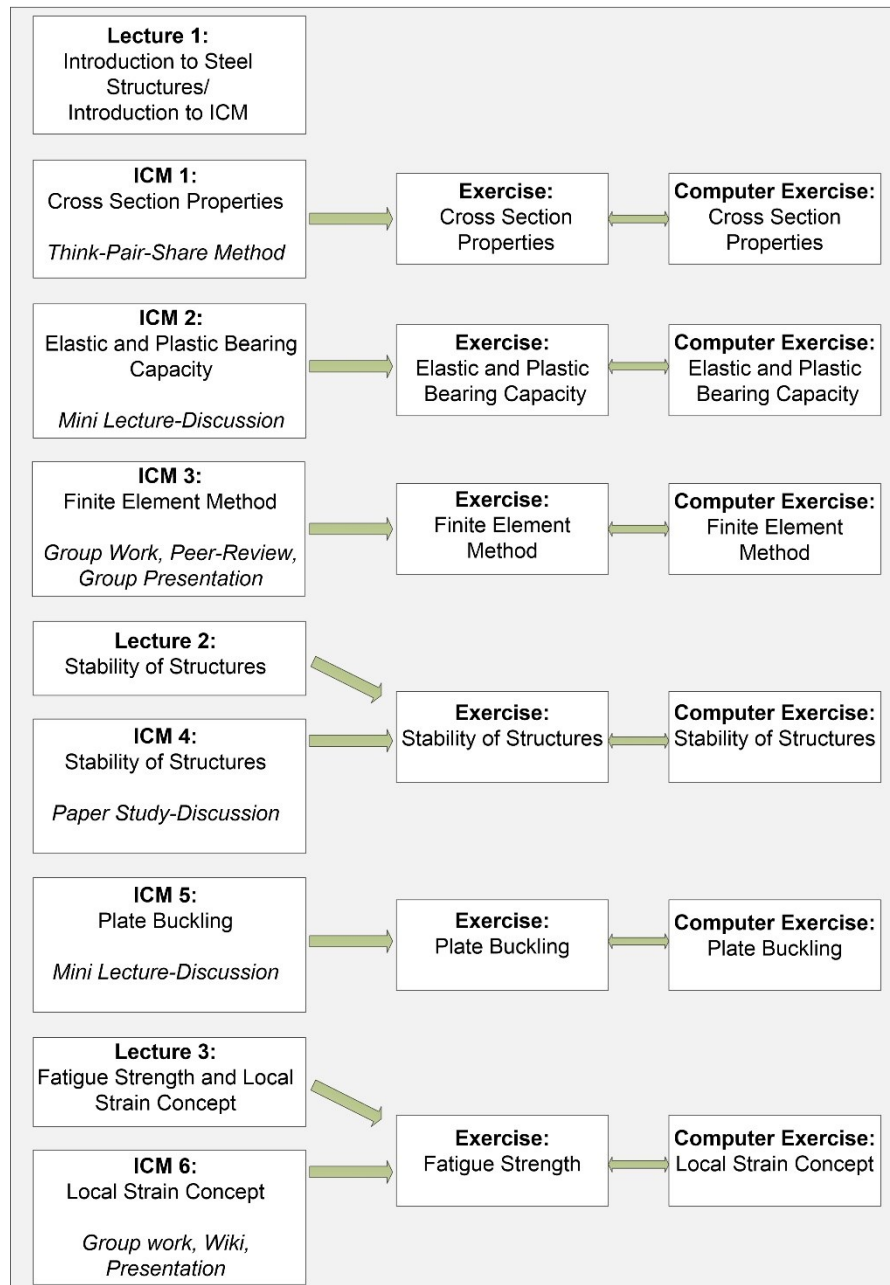


Figure 3: Schematic overview of the “Blended Learning” format of the CbASS course

As it can be observed from Figure 3, in each ICM class a specific different method was performed each time to set up the discussions and in-class activities. ICM classes followed the aim of examining the outcome of the self-study phase with regard to the particular tasks that students had to accomplish, keeping track of avoiding repetitive learning types.

“Finite Element Method” ICM:

One of the important ICMs for CompEng students was the “Finite Element Method” ICM, because FEM counts as the main fundamental concept that students of this master program have to perceive. The students were divided in 9 groups and each 3 groups were supposed to study and perform the task in one specific part of the topic including principles of the FEM, FEM for linear calculations of beam structures and FEM for nonlinear calculations of beam structures. Three tasks according to the main sub-topics respectively were defined by the lecturers. Therefore, each task was aimed to be carried out by three groups at the same time. The groups had to study themselves the corresponding part of the topic relevant to their task and fulfill the task in one week. The assignments of the groups had to be submitted in the “Workshop” tool of the Moodle platform, which provided specifically the peer-review of the submission of each group by other groups investigating the same subject. So, each submission was assessed by two other groups with giving comments and reviews about the results of the task. Finally, the lecturers evaluated all the submissions and assessments of all of the groups with applying the automatic grading system of the “Workshop” tool, which is based on the comments of the students and the lecturers during the peer-review. The results of the assessments had to be implemented in the final presentation that groups had to prepare for the ICM class. The purpose of this ICM was to improve the understanding of the students about the fundamental principal concept of Finite Element Method and its different aspects. It also challenged students with the team work in the multi-cultural predetermined groups by the lecturers and facilitated the chance for students to peer review. The presence class was spent to the presentation of the groups, which a representative person from each group performed it and then was served to concrete questions and discussions about each specific task. Final comments were given by the lecturers to complement the understanding of the topic.

“Stability of Structures” ICM:

“Stability of Structures” was taught as an ICM, which aimed in enhancing the insight of the students about the stability analysis, verifications for stability of the structures and second order theory, additionally to traditional lecture. In this ICM, the students were supposed to study two academic research papers: “Interaction formulae for members subjected to bending and axial compression in EUROCODE 3-the Method 2 approach” from Greiner and Lindner [2] and “New design curves for lateral-torsional buckling - Proposal based on a consistent derivation” from Taras and Greiner [3] in the time period of 10 days and fulfill the answers of determined questions regarding to these research papers. The perceived answers obtained from the papers had to be submitted as an assignment in the specific tool of Moodle platform called “Assignment” until a defined deadline. The assignments were collected, reviewed and summarized by the lecturers to be represented in the upcoming ICM meeting. The presence class was first served to clarify all the missing points and concrete questions regarding the main ideas of the concept of the stability and then was spent to discuss about the interpreted attainment of the students from the academic research papers.

“Local Strain Concept” ICM:

One other considerable ICMs of the CbASS course was the “Local Strain Concept” ICM. Fatigue strength and fatigue life prediction according to the local strain concept was taught for the first time at CbASS as a novel topic and applying the inverted class complementary to the traditional lecture brought students to an appropriate understanding of the general idea of this subject. After input lecture of this topic, the students were supposed to modify a created Wiki page in the Moodle according to the task they had to carry out in the time period of 14 days, which was a reasonable time estimation for fulfilling the tasks. The students were permissible to choose arbitrarily their group and pick out the task from the list of determined subjects uploaded in the Moodle. The tasks were defined with the purpose of meeting the full coverage of the main points of the concept. The objective of this ICM was dealing of the students with the specialized topic in the group work and presenting the outcomes as a representative Wiki page for other classmates in the presence meeting. It equipped students with the chance to develop their expertise in team work and to utilize Wiki tool besides the comprehension they could attain about the main topic. After submission, the lecturers reviewed the wiki page with applying comments and students had to prepare the final version of the Wiki page regarded their task to indicate it in the ICM meeting. The presence class was first expended with presentations of the representative persons from each group about their study on the tasks and second was served to complementary discussions about the distinguished open points that had to be clarified by the classmates and lecturers. Figure 4 illustrates as an example a section of the “Local Strain Concept” Wiki in the Moodle platform of the CbASS course.

Figure 4: Section of the Wiki page of the “Local Strain Concept” in CbASS course

4 Discussions and Concerns about the Blended Learning format of the CbASS course

Combining ICMs with traditional lectures resulted in various feedbacks from the students. Utilization of the online platform for uploading all the scripts and fundamental background information (including hints to other online resources) about the steel structures, facilitated the students with the access to a vast online data bank to be capable of self-studying at any arbitrary time and location. The majority of the students were satisfied with the idea of applying inverted classrooms and proceeding in a more technological path of learning, but they were concerned also about the increased time consumption during the semester for this course. The Blended Learning format led the majority of the students to emerge from the passive role and get involved in the activities of the course, apart from their various academic backgrounds. In particular, connecting the students with recent advances in researches by reading papers stimulated the curiosity and interest of the students into the course. Since applying Blended Learning, it was obviously perceptible by the lecturers, that the students deepened more in the concepts of the course and requested to get even deeper at discussions of the presence classes. Therefore, with this modern educational concept, noticeable learning performance of the students about the main subject of the steel structures in structural engineering and the included topics in this course was observed during the exercises and the consultation hours of the lecturers. This proved that applying a new teaching method can help the course more appropriately to achieve its purpose.

5 References

- [1] Rädels, F., Lange, J.: Lerner aktivierende Lernformen für Bauingenieure – Beispiele für den Einsatz digitaler Medien in der universitären Lehre, Stahlbau 86 (2017), Heft 8, S. 741 – 747.
- [2] Greiner, R., Lindner, J.: Interaction formulae for members subjected to bending and axial compression in EUROCODE 3 — the Method 2 approach. Journal of Constructional Steel Research 62 (2006) 757 – 770.
- [3] Taras, A., Greiner, R.: New design curves for lateral-torsional buckling – Proposal based on a consistent derivation. Journal of Constructional Steel Research 66 (2010) 648 – 663.

Erfahrungen mit dem Einsatz von Audience Response Systemen in der Hochschullehre

Dr.-Ing. Felicitas Rädels *

* Technische Universität Darmstadt, Institut für Stahlbau und Werkstoffmechanik
raedel@stahlbau.tu-darmstadt.de

Abstract:

Die Wissensvermittlung an Hochschulen erfolgt im Ingenieurbereich traditionell in Form von Vorlesungen. Dabei nehmen die Studierenden den Lernstoff zunächst hauptsächlich passiv durch Zuhören auf. Wissenschaftlich ist unumstritten, dass eine Aktivierung der Studierenden zu besseren Lernleistungen führt. Eine Möglichkeit der Aktivierung während der Vorlesung stellen sogenannte Audience Response Systeme (ARS) dar. Der Artikel beschreibt zunächst die Grundlagen dieser Lehrmethode. Anschließend werden bestehende Studien zur Nutzung von ARS und eigene Erfahrungen damit zusammengefasst.

Stichworte: Elektronisch unterstützte Lehre, Lerner Aktivierung, Live-Abstimmungen

1 Einleitung

Die universitäre Ausbildung im Bauingenieurwesen findet aktuell überwiegend in traditionellen Lehrformaten statt. Hohe Anteile von Frontalunterricht, üblicherweise in Form von Vorlesungen - teilweise ergänzt durch Hörsaal- oder Hausübungen - sind der Regelfall. Ein großer, wenn nicht sogar der entscheidende Vorteil der klassischen Vorlesungen an der Universität ist, dass innerhalb kurzer Zeit eine große Menge von Wissen von einer einzelnen Person an nahezu beliebig viele Zuhörer weitergegeben werden kann. Diesem Vorteil stehen jedoch mehrere Nachteile gegenüber. Einer dieser Nachteile stellt die Aufmerksamkeitsspanne dar, die bei reinem Zuhören deutlich kürzer ist als eine 90-minütige Vorlesung. Unter Wissenschaftlern ist zudem unumstritten, dass das reine Zuhören die am wenigsten effektive Lernmethode darstellt. Man muss sich als Dozent/in bewusst sein, dass Studierende längst nicht alles aufnehmen, was ihnen von den Lehrenden mitgeteilt bzw. vorgetragen wird. Dieser Problematik kann durch eine Aktivierung der Studierenden begegnet werden. Eine Möglichkeit dazu bieten sogenannte Audience Response Systeme. Die Grundlagen dieser Variante elektronisch unterstützter Lehre sowie vorhandene Studien und eigene Erfahrungen werden im Folgenden vorgestellt.

2 Definition und technische Umsetzung

Eine verhältnismäßig einfache Methode, Studierende während einer Vorlesung zu aktivieren, ist die Verwendung von elektronischen Live-Abstimmungssystemen. Diese werden auch im deutschen Sprachraum häufig mit dem englischen Begriff Audience Response Systeme (ARS) bezeichnet.

Wesentlicher Punkt der ARS ist die Möglichkeit der Interaktion zwischen einem Vortragenden, also im Kontext der Hochschullehre üblicherweise einem Dozenten, und dem zugehörigen Publikum, also den Studierenden. Insbesondere bei großen Lehrveranstaltungen mit sehr vielen Zuhörern stellt diese Kommunikation eine Herausforderung dar. Anderson et al. [1] haben dafür verschiedene Faktoren identifiziert. Zunächst wird die fehlende direkte Rückmeldung bei Verständnisschwierigkeiten von Studierenden genannt. Fragen werden innerhalb eines Themenblocks oft nicht direkt gestellt und im weiteren Verlauf der Veranstaltung als nicht mehr passend angesehen. Hinzu kommt die grundsätzliche Ängstlichkeit vieler Studierender, innerhalb großer Gruppen zu sprechen. Verstärkt wird diese Problematik durch die spezielle Umgebung der Vorlesung, während derer üblicherweise nur eine Person spricht. Dieses „Einzel-Sprecher-Paradigma“ führt nach Anderson et al. zu einer geringen Bereitschaft der Zuhörer, auf Fragen zu antworten.

Elektronische Abstimmungssysteme können die Lehrenden hier innerhalb verschiedener Szenarien unterstützen. Sie bieten die Möglichkeit, anonyme Abstimmungen durchzuführen, ähnlich wie es beim Publikumsjoker der Fernsehsendung „Wer wird Millionär?“ der Fall ist. Der/die Lehrende stellt dabei den Studierenden eine Frage mit mehreren Antwortmöglichkeiten. Die Fragestellung kann im Rahmen einer Beamer-Präsentation im Hörsaal angezeigt werden (siehe Bild 1). Die Studierenden beantworten die Frage dann individuell oder in Gruppen und übermitteln ihre Antwort über das Abstimmungssystem an den Dozenten. Die Ergebnisse der Umfrage sind sofort verfügbar und können im Hörsaal ohne Verzögerung über den Beamer visualisiert und bei Bedarf diskutiert werden. Die Lehrperson kann also auf die Ergebnisse von Fragen direkt reagieren. Zeigt sich beispielsweise bei einer Verständnisfrage, dass es auf Seiten der Studierenden noch Klärungsbedarf gibt, kann dieser Punkt noch einmal angesprochen oder wiederholt werden. Die Fragen können alternativ auch als Ausgangspunkt für eine Diskussion in Kleingruppen dienen. Eine weitere Möglichkeit besteht darin, während der Lehrveranstaltung ein direktes Feedback von den Studierenden zu erfragen. In jedem Fall stellen die Fragen eine Unterbrechung des Vortrags dar und ermöglichen so eine Aktivierung der Zuhörer. Ein weiteres Vorteil der Abstimmung liegt in der Anonymität [siehe z.B. 2,3]. Durch diese trauen sich auch zurückhaltende oder schwächere Studierende eher, sich an der Umfrage zu beteiligen.

Grundsätzlich kann bei Audience Response Systemen zwischen zwei Arten unterschieden werden. Bis vor einigen Jahren wurden fast ausschließlich hardwarebasierte Systeme, sogenannte „Clicker“ verwendet. Dabei handelt es sich um Funkgeräte, die vorab an alle Teilnehmer ausgeteilt werden und es dann ermöglichen, per Knopfdruck anonyme Abstimmungen durchzuführen. Im Zuge der inzwischen an Hochschulen praktisch flächendeckenden WLAN-Bereitstellung und der immer stärker zunehmenden Nutzung von internetfähigen mobilen Endgeräten wie Smartphones und Tablets (siehe dazu auch Bild 2) wurden auch zahlreiche webbasierte Systeme entwickelt. Bei diesen entfällt das Verteilen von Abstimmungsgeräten. Die Studierenden nutzen hingegen die Webseite oder App des jeweiligen ARS auf ihren eigenen Geräten zur Abstimmung.



Bild 1: Live-Abstimmung innerhalb einer Vorlesung von Herrn Prof. Jörg Lange an der TU Darmstadt.

3 Potenziale durch die Nutzung von Audience Response Systemen

Befragt man Nutzer von Audience Response Systemen zu den Vorteilen dieser Technik fallen meist Schlagworte wie Aktivierung der Studierenden, Unterbrechung der Vorlesung, höhere Aufmerksamkeit, anonyme Wissensüberprüfung, direktes Feedback oder die Möglichkeit, die Vorlesung an den Wissensstand der Studierenden anzupassen. Skeptiker hingegen sehen insbesondere einen erhöhten Vorbereitungsaufwand für die Lehrenden, bei Clickern hohe Anschaffungs- und Wartungskosten sowie bei der Nutzung eigener Geräte die Gefahr, dass die Studierenden dazu verleitet werden, sich auch außerhalb der Fragestellung mit privaten Dingen auf ihrem Smartphone zu beschäftigen anstatt aufmerksam der Vorlesung zu folgen. Ungefähr seit dem Jahre 2000 entstanden zahlreiche wissenschaftliche Studien zur Nutzung von ARS, deren wesentliche Erkenntnisse im Folgenden kurz zusammengefasst werden.

Ganz allgemein stellen zahlreiche Autoren fest, dass die Nutzung von ARS sowohl von Studierenden als auch von Lehrenden positiv bewertet wird [vgl. z.B. 2,3,4]. Kay[4], der 2009 insgesamt 67 Studien zur Nutzung von ARS systematisch ausgewertet hat, unterteilt die möglichen positiven Aspekte in drei Gruppen - Nutzen für die Lehrveranstaltung, Nutzen für den Lernprozess und Nutzen für Bewertungen bzw. Benotung.

Lehrveranstaltung: In mehreren Arbeiten wurde ein positiver Einfluss der ARS-Nutzung auf die Anwesenheit der Studierenden festgestellt [z.B. 5,6,7]. Zudem bestätigen zahlreiche Studien einen positiven Einfluss auf die Aufmerksamkeit der Anwesenden [z.B. 2,8,9]. Studierende schätzen die Anonymität des Systems, da sie sich aktiv an der Veranstaltung beteiligen können, ohne bei falschen Antworten Konsequenzen befürchten zu müssen [z.B. 2,3,10]. Passend dazu sprechen die Ergebnisse zahlreicher Studien dafür, dass die Nutzung von ARS zu einer höheren Beteiligung der Studierenden während der Präsenzveranstaltung führt [z.B. 5,6,7]. Ergänzend geben Studierende an, dass die Verwendung eines ARS bei ihnen zu einem größeren Interesse an den Inhalten der Veranstaltung geführt hat bzw. sie dazu ermutigt hat, sich stärker mit den vorgestellten Inhalten auseinanderzusetzen [z.B. 3,8,9].

Lernprozess: Zahlreiche Studien zeigen, dass die Nutzung von ARS zu regelmäßiger Interaktion der Anwesenden führt und dadurch eine bessere Artikulation der studentischen Bedürfnisse, ein gesteigerter Fokus auf diese sowie aktives Lernen und effektive peer-to-peer Diskussionen möglich werden [z.B. 10,11,12]. Eine wesentliche Grundlage stellt dabei die Möglichkeit des direkten Feedbacks von Studierenden dar [z.B. 6,12,13,14]. So können beispielsweise verbreitete Fehlvorstellungen, die durch ARS-Fragen aufgedeckt werden, zeitnah durch weitergehende Erläuterungen behoben werden. Ausführliche qualitative Forschungsarbeiten lassen den Schluss zu, dass ARS die Lernleistung positiv beeinflussen [z.B. 2,13,15]. Zudem kommen verschiedene experimentelle Studien zu dem Ergebnis, dass die studentischen Leistungen bei der Nutzung eines ARS gegenüber einer klassischen Vorlesung signifikant ansteigen [z.B. 16-20].

Beurteilung / Bewertung von Studierenden: Bewertungen von Studierenden können grundsätzlich in sogenannte „Formative Assessments“, also veranstaltungsbegleitende, von Noten unabhängige Beurteilungen und „Summative Assessments“, Prüfungen am Veranstaltungsende, unterschieden werden. Während ARS für die Prüfungen am

Veranstaltungsende in der Literatur keine Rolle spielen, kommen die Autoren zahlreicher wissenschaftlicher Arbeiten zu dem Ergebnis, dass ARS eine gute Möglichkeit darstellen, effektive „Formative Assessments“ durchzuführen [z.B. 5,7,16,21]. Insbesondere bieten die Ergebnisse der ARS-Umfragen den Studierenden auch die Möglichkeit, ihr eigenes Wissen mit dem der Kommilitonen zu vergleichen, was von Studierenden geschätzt wird [z.B. 2,3,7]. So können sie beispielsweise eigene Wissenslücken aufdecken oder sich dessen bewusst werden, dass ihre eigenen Verständnisprobleme auch bei anderen vorhanden sind. Es kann alternativ auch eine Wettbewerbssituation mit dem Ziel richtiger Antworten entstehen.

4 Herausforderungen bei der Nutzung von Audience Response Systemen

Neben den vielfältigen genannten positiven Aspekten existieren aber auch verschiedene Schwierigkeiten bzw. Herausforderungen bei der Nutzung von ARS. Kay [4] unterteilt diese auf Basis der von ihm ausgewerteten Studien in drei Gruppen - die technologischen Herausforderungen, die Herausforderungen für die Lehrperson und die Herausforderungen für die Studierenden:

Technologische Herausforderungen: Bei der Nutzung hardwarebasierter Systeme besteht die Notwendigkeit, über teure Hardware zu verfügen und diese auch dauerhaft zu warten, um einen reibungslosen Ablauf zu gewährleisten. Ist dies nicht der Fall, leidet die Akzeptanz der Technologie enorm [z.B. 17,22,23]. Diese Problematik ist durch die Entwicklung webbasierter Systeme weitestgehend verschwunden. Auch das Vergessen von Geräten durch Teilnehmer und der damit verbundene Ausschluss von der aktiven Beteiligung an den ARS-Umfragen [2,24] stellt inzwischen kein Kriterium mehr da. Eine im Sommersemester 2017 durchgeführte Umfrage unter Studierenden des Bauingenieurwesens an der TU Darmstadt zeigt, dass nahezu 100 % der Studierenden ohnehin immer mindestens ein mobiles Endgerät an der Universität dabei haben (Bild 2).

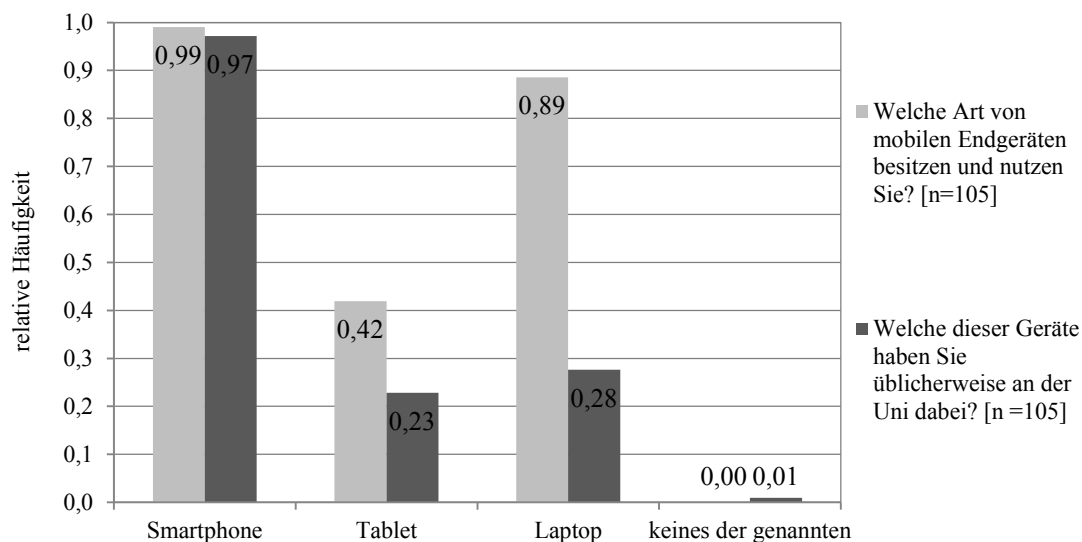


Bild 2: Ergebnisse einer Befragung zur Nutzung mobiler Endgeräte in Lehrveranstaltungen des Fachgebiets Stahlbau der TU Darmstadt.

Lehrperson bezogene Herausforderungen: Ein allgemein anerkannter Vorteil der ARS stellt die Möglichkeit eines direkten Feedbacks durch die Studierenden dar. Dazu müssen aber sinnvolle und zielführende Fragestellungen entwickelt werden, was je nach Inhalt der Veranstaltung sehr zeitaufwändig für die Lehrenden sein kann [25,26]. Für die Lehrperson ist es zudem nur eine Sache, z.B. Fehlvorstellungen bei den Teilnehmern zu erkennen. Eine ganz andere Sache ist es, darauf spontan reagieren und eine alternative bzw. bessere Erklärung anbieten zu können. Gerade bei unerfahrenen Lehrenden kann dies zu Frustration führen [4]. Der Verlauf der Lehrveranstaltung ist für die Lehrenden insgesamt deutlich weniger planbar als bei einer klassischen Vorlesung. Hauptsächlich unter Lehrenden, aber auch unter Studierenden ist außerdem die Befürchtung verbreitet, dass aufgrund der ARS-Fragestellungen und der anschließenden Diskussionen die Zeit fehlt, um den Stoff der Veranstaltung vollständig zu bearbeiten [7,25,27]. Auf der anderen Seite zeigen Studien aber auch, dass fachliche Zusammenhänge, die innerhalb traditioneller Vorlesungen vermittelt werden, weniger gut verstanden werden als solche, bei deren Vermittlung ARS zum Einsatz kommen [2]. Eine Möglichkeit dieser Problematik zu begegnen, bietet das sogenannte Inverted Classroom Modell. Dabei wird Lernstoff aus der Veranstaltung ausgelagert und damit Zeit für tiefere Diskussionen innerhalb der Präsenzveranstaltung geschaffen. Ausführliche Erfahrungen mit dieser Lehrmethode im Kontext Bauingenieurwesen können [28] entnommen werden.

Lerner bezogene Herausforderungen: Die Teilnahme an ARS-Umfragen fordert von den Studierenden mehr kognitive Energie und Engagement als es in einer traditionellen Vorlesung der Fall ist. Dies kann zu Stress, Frustration

oder Widerstand führen [11,25]. Zudem können Diskussionen unter Kommilitonen bzw. verschiedene Sichtweisen auch zur Verwirrung bei Studierenden beitragen [29]. Diese Probleme wurden jedoch nur in wenigen Studien genannt. In den allermeisten Studien äußerten sich die Studierenden zur Nutzung von ARS durchweg positiv [4].

5 Umsetzung am Fachgebiet Stahlbau der TU Darmstadt

Am Fachgebiet Stahlbau der TU Darmstadt werden insbesondere das Live-Feedback-Tool PINGO (Peer Instruction for very large Groups) der Universität Paderborn sowie Kahoot, ein eher auf das Spielerische angelegte, US-amerikanisches Programm genutzt. Zum Einsatz kommen die Abstimmssysteme in unterschiedlichen Veranstaltungen. So werden sie beispielsweise genutzt, um in Grundlagenvorlesungen mit über 200 Teilnehmern Inhalte der vorangegangenen Vorlesung zu wiederholen oder um das Verständnis des aktuellen Stoffes zu prüfen (s. Bild 3). Es werden aber auch Zwischenergebnisse in Hörsaalübungen abgefragt oder Feedbackfragen zu neuen Lehrmethoden in kleineren Veranstaltungen des Masterstudiengangs gestellt. Die Erfahrungen der Lehrenden sind dabei sehr positiv und auch die Rückmeldungen von Studierenden bestärken uns in der Nutzung von Live-Abstimmungssystemen.

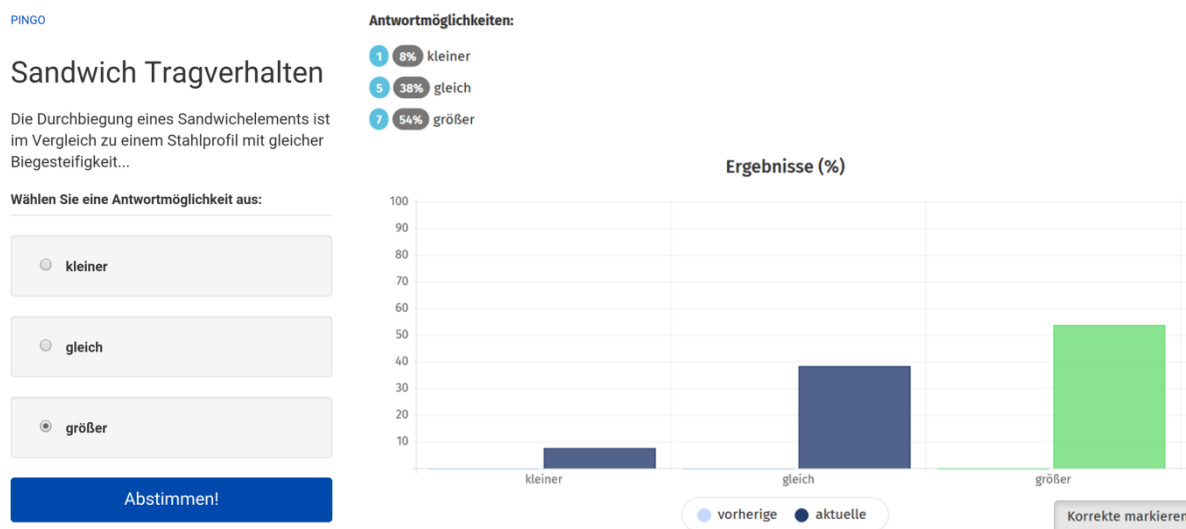


Bild 3: PINGO-Frage (links) und zugehörige Antworten von Studierenden (rechts).

6 Zusammenfassung

Zusammenfassend lässt sich feststellen, dass Audience Response Systeme bei didaktisch sinnvollem Einsatz in Vorlesungen ein großes Potential für gute Lehrveranstaltungen bieten. Durch die in den letzten Jahren extrem verbesserten technischen Möglichkeiten und die damit einhergehende Entwicklung verschiedener softwarebasierter Systeme lässt sich der Aufwand dafür in engen Grenzen halten.

7 Quellenangaben

- [1] Anderson, R., Anderson, R., Vandegrift, T., Wolfman, S., & Yasuhara, K.: Promoting interaction in large classes with computer-mediated feedback. In: Designing for Change in Networked Learning Environments (S. 119-123), Kluwer Academic Publishers, Bergen, 2003
- [2] Caldwell, J.: Clickers in the large classroom: Current research and best-practice tips. In: Life Sciences Education, Seiten 9-20, 2007
- [3] Simpson, V., Oliver, M.: Electronic voting systems for lectures then and now: A comparison of research and practice. In: Australasian Journal of Educational Technology, S. 187-208, 2007
- [4] Kay, R., LeSage, A.: Examining the benefits and challenges of using audience response systems: A review of literature. In: Computers & Education, S. 819-827, 2009
- [5] Siau, K., Sheng, H. und Fiu-Hoon Nah, F.: Use of Classroom Response System to Enhance Classroom Interactivity. In: Management Department Faculty Publications, Paper 26, University of Nebraska – Lincoln, 2006
- [6] Greer, L., Heaney, P.J.: Real-time analysis of Student Comprehension: An Assessment of Electronic Student Response Technology in an Introductory Earth Science Course. In: Journal of Geoscience Education, S. 345-351, 2004
- [7] Draper, S., Brown, M.: increasing interactivity in lectures using an electronic voting system. In: Journal of Computer Assisted Learning 20, S. 81-94, 2004

- [8] Bergtrom, G.: Clicker Sets as Learning Objects. In: *Interdisciplinary Journal of Knowledge and Learning Objects*, S. 105-110, 2006
- [9] Preszler, R., Dawe, A., Shuster, C., Shuster, M.: Assessment of the Effects of Student Response Systems on Student Learning and Attitudes over a Broad Range of Biology Courses. In: *CBE - Life Sciences Education*, S. 29-41, 2007
- [10] Kennedy, G., Cutts, Q.: The association between students' use of an electronic voting system and their learning outcomes. In: *Journal of Computer Assisted learning* 21, S. 260-268, 2005
- [11] Beatty, J.: *Transforming Student Learning with Classroom Communication Systems*, Educause Center for Applied Research, Boulder Colorado, 2004
- [12] Elliott, C.: Using a Personal Response System in Economics Teaching. In: *International Review of Economics Education*, S. 80-86, 2003
- [13] Cutts, Q., Kennedy, G.: Connecting Learning Environments Using Electronic Voting Systems. In: *Australasian Computing Education Conference*, Newcastle, 2005
- [14] Jackson, M., Ganger, A., Bridge, P., Ginsburg, K.: Wireless Handheld Computers in the Undergraduate Medical Curriculum. In: *Medical Education Online*, 10:1, 4386, 2009
- [15] Anderson, S., Goss, A., Inglis, M., Kaplan, A., Samarbakhsh, L., Toffanin, M.: Clickers and Student Performance: How well do they work for finance students with poorer grades and for students with harder courses? In: *AABRI International Conference Savannah*, SC15051, 2015
- [16] Bullock, D., LaBella, V., Clingan, T., Ding, Z., Stewart, G., Thibado, P.: Enhancing the Student-Instructor Interaction Frequency. In: *The Physics Teacher*, S. 535-541, 2002
- [17] El-Rady, J.: To Click Or Not To Click: That's The Question. In: *Innovate: Journal of Online Education*, Vol. 2. Issue 4, Artikel 6, 2006
- [18] Kaleta, R., Joosten, T.: *Student Response Systems: A University of Wisconsin System Study of Clickers*, Educause Center for Applied Research, Boulder Colorado, 2007
- [19] Pradhan, A., Sparano, D., Ananth, C.: The influence of an audience response system on knowledge retention: An application to resident education. In: *American Journal of Obstetrics and Gynecology*, S. 1827-1830, 2005
- [20] Schackow, T., Chavez, M., Loya, L., Freidman, M.: Audience Response System: Effect on Learning in Family Medicine Residents. In: *Family Medicine*, S. 496-504, 2004
- [21] Dufresne, R., Gerace, W.: Assessing-To-Learn: Formative Assessment in Physics Instruction. In: *The Physics Teacher*, S. 428-433, 2004
- [22] Hatch, J., Jensen, M., Moore, R.: Manna from Heaven or „Clickers“ from Hell. In: *Journal of College Science Teaching*, S. 36-39, Juli/Aug. 2005
- [23] Sharma, M., Khachan, J., Chan, B., O'Byrne, J.: An investigation of the effectiveness of electronic classroom communication systems in large lecture classes. In: *Australasian Journal of Educational Technology*, S. 137-154, 2005
- [24] Reay, N., Bao, L., Li, P., Warnakulasooriya, R., Baugh, G.: Towards the effective use of voting machines in physics lectures. In: *American Journal of Physics*, S. 554-558, 2005
- [25] Fagen, A., Crouch, C., Mazur, E.: Peer Instruction: Results from a Range of Classrooms. In: *The Physics Teacher*, S. 206-209, 2002
- [26] Freeman, M., Bell, A., Comerton-Forde, C., Pickering, J., Blayney, P.: Factors affecting educational innovation with in class electronic response systems. In: *Australasian Journal of Educational Technology*, S. 149-170, 2007
- [27] Slain, D., Abate, M., Hodges, B., Stamatakis, M., Wolak, S.: An Interactive Response System to Promote Active Learning in the Doctor of Pharmacy Curriculum. In: *American Journal of Pharmaceutical Education*, Artikel 117, 2004
- [28] Rädels, F.: *Eine Inverted-Classroom-Lehrveranstaltung im Stahlbau. Am Fachbereich Bau- und Umweltingenieurwissenschaften der TU Darmstadt eingereichte Habilitation*, 2017
- [29] Nicol, D., & Boyle, J.: Peer Instruction versus Class-wide Discussion in large classes: A comparison of two interaction methods in the wired classroom. In: *Studies in Higher Education*, S. 458-473, 2002

Qualitätssicherung digitaler Lernangebote am Beispiel von mathematischen Videos zum (Nach-) Lernen in einführenden Ingenieursveranstaltungen

Dr. Nora Feldt-Caesar*
Univ. Prof. Dr. Regina Bruder*

*Technische Universität Darmstadt, Fachbereich Mathematik, Arbeitsgruppe Didaktik, Germany,
feldt@mathematik.tu-darmstadt.de, bruder@mathematik.tu-darmstadt.de

Inhalt:

Lernvideos erfreuen sich wachsender Beliebtheit und auch in universitären Kontexten werden sie vermehrt eingesetzt. Das Angebot ist nur schwer zu überblicken und die Qualität der Videos variiert stark. In diesem Beitrag wird ein an der TU Darmstadt entwickeltes Angebot mathematischer Lernvideos vorgestellt. Zur Bewertung seiner Qualität wird ein aus einem interdisziplinären Projekt hervorgegangener Kriterienkatalog herangezogen. Anforderungen an Lernvideos sowie eine Normierung ihrer Qualitätsbeurteilung werden einschließlich der dabei auftretenden Schwierigkeiten diskutiert.

Stichworte: Digitale Lernangebote, Lernvideos, Qualitätssicherung, Kriterienkatalog

1 Einleitung: Videos zur Unterstützung von Lehr- und Lernprozessen

„Unsere Lernvideos erklären dir in kurzen, anschaulichen Lerneinheiten die Themen des Unterrichts. So erreichst du schnell und einfach in deinem eigenen Tempo dein persönliches Lernziel.“ So bewirbt die Berliner Online-Nachhilfe-Plattform sofaturator (www.sofaturator.com) ihre Lernvideos. Sofaturator ist ein kommerzieller Anbieter für Lernvideos, der seinen – laut eigenen Angaben – über 190.000 Nutzern fast 14.000 Lernvideos für alle Fächer und alle Klassenstufen zur Verfügung stellt. Auch für Studierende und Auszubildende gibt es mittlerweile ein Angebot von Lernvideos, digitalen Arbeitsblättern und sogenannten Hausaufgabenchats. Der große Erfolg der Plattform, die erst 2009 aus einem Start-Up hervorgegangen ist, ist nur ein Beispiel von vielen, das zeigt, welche starke Nachfrage und Bedeutung Lernvideos in den letzten Jahren zur Unterstützung individueller Lernprozesse gewonnen haben.

Lernende greifen immer häufiger und vorwiegend eigenständig auf Lernvideos zu. Nach und nach beziehen aber auch mehr Lehrende an Schulen und Hochschulen Lernvideos gezielt in den Unterricht ein. Durch Plattformen wie youtube und hohe Internetgeschwindigkeiten auch auf mobilen Endgeräten sind Videos fast immer und überall verfügbar. Der wachsenden Nachfrage entsprechend steigt auch das Angebot von Lernvideos. Mit Hilfe von Smartphones und entsprechenden Apps gelingt die Produktion von Videos immer einfacher und schneller, sodass die Anzahl der zur Verfügung gestellten Videos ins Unüberschaubare zu wachsen scheint. Die Qualität der Videos variiert dabei stark, sowohl in Bezug auf die dargestellten Inhalte und die Art ihrer Darbietung als auch hinsichtlich der technischen Aufbereitung. Für Lehrende und Lernende ist es schwierig, das aktuelle Angebot zu überblicken und Videos mit hohem Lernpotenzial auszuwählen.

In diesem Beitrag wird ein an der TU Darmstadt konzipiertes digitales Unterstützungsangebot, das als Hauptelement Lernvideos verwendet, vorgestellt mit den typischen Anforderungen und auch Schwierigkeiten einer solchen Entwicklung. Für die Qualitätssicherung wurde der aktuelle Stand eines von einer interdisziplinären Projektgruppe der TU Darmstadt entwickelten Kriterienkatalogs zur Qualitätsbeurteilung von Lernvideos zugrunde gelegt.


2 Mathematischen Videos zum (Nach-)Lernen in einführenden Ingenieursveranstaltungen – ein Einsatzszenario an der TU Darmstadt

Ähnlich wie andere Universitäten und Fachhochschulen verzeichnet auch die TU Darmstadt in den einführenden Mathematiklehrveranstaltungen für Ingenieure (Bauingenieurwesen, Maschinenbau und Elektrotechnik) teilweise hohe Durchfallquoten [1], [2]. In diesen Studiengängen weisen Studierende eine große Heterogenität bezüglich ihres mathematischen Vorwissens, aber auch bezüglich ihrer Lernstrategien, ihres Lernpotentials, ihres Arbeitstempos und ihrer Motivation auf. Hier scheint es erstrebenswert, den Studierenden über die Präsenzübungen und die bereit gestellten Musterlösungen hinaus ein flexibles Lernangebot zum eigenständigen Nacharbeiten von Vorlesungsinhalten zu unterbreiten. Vor diesem Hintergrund ist das Projekt MaViT (**M**athematische **V**ideo-**T**utorials online) entstanden, das aus Mitteln zur Qualitätssicherung der Lehre (QSL) im FB Mathematik finanziert werden konnte. Das Kernelement der entwickelten digitalen Lernmaterialien bilden Videotutorials, die in eine interaktive Umgebung eingebettet sind. In den Videotutorials selbst werden Lösungsvorschläge zu typischen Übungsaufgaben teilweise oder auch vollständig

So erhalten Sie Zugang zu den Lernumgebungen:

- 1) Gehen Sie auf <https://moodle.tu-darmstadt.de/>
- 2) > „Als Gast anmelden“ (oben links)
- 3) > „Als Gast anmelden“ (unten bestätigen)
- 4) Fügen Sie diesen Kurslink in die Eingabezeile des Browsers ein: <https://moodle.tu-darmstadt.de/course/view.php?id=4343>
- 5) Bestätigen Sie Ihre Zustimmung zur Datenschutzerklärung.

vorgeführt. Auf diese Weise soll die Bearbeitung von Übungsaufgaben dem individuellen Leistungsvermögen entsprechend unterstützt und ein eigenständiges Nacharbeiten angeregt werden. Dazu werden die Studierenden auf der Startseite jeder Lernumgebung aufgefordert, eine typische Übungsaufgabe des jeweiligen Themengebiets selbstständig zu lösen (Bild 1). Anschließend besteht die Möglichkeit, in Abhängigkeit vom individuellen Leistungsstand bzw. von konkreten Erfahrungen mit der Aufgabenbearbeitung auszuwählen, ob das Ergebnis direkt mit dem Lösungsvorschlag verglichen werden soll, ob man in einem kurzen Video einen ersten Lösungshinweis (und nach Bedarf dann auch weitere) erhalten möchte oder man sich in einem ausführlicheren Videotutorial einen Vorschlag zur kompletten Bearbeitung der Aufgabe anschauen möchte. In einigen Videotutorials erlauben Navigationselemente (sog. "Callouts") in den html-Versionen des Videos das Überspringen bestimmter Abschnitte, beispielsweise längerer Rechenpassagen oder sehr grundlegender Erklärungen. Auf diese Weise besteht die Möglichkeit, je nach Ausgangsniveau die passende Art der Hilfestellung auszuwählen. Als Ergänzung zu dem Videotutorial werden zu jedem Thema weitere Übungsaufgaben mit gestaffelten Lösungshinweisen angeboten. Für inhaltliche Fragen zu den Aufgaben und Diskussionen stehen moderierte Foren zur Verfügung.



Startseite

Tutorial **Fourier-Reihen**

Versuchen Sie zunächst, folgende Aufgabe selbst zu bearbeiten:

Aufgabe
 Die Funktion $f(x) = |x|x$ für $x \in [-\pi, \pi)$ werde 2π -periodisch auf ganz \mathbb{R} fortgesetzt. Bestimmen Sie die Fourier-Reihe von f .
 Wo stimmt die Fourier-Reihe von f mit f überein? Wie verhält sie sich an den übrigen Stellen?

Wählen Sie nun eine der folgenden Möglichkeiten:

Bild 1: Startseite der Lernumgebung zum Videotutorial „Fourier-Reihen“

Für die Erstellung der Videos wurde ein digitaler Stift verwendet. Mit Hilfe einer Screencast-Software wurden die auf dem Bildschirm entstehenden, handschriftlichen Lösungswege in Echtzeit abgefilmt und durch verbale Erläuterungen ergänzt. Die inhaltliche Konzeption dieses Angebotes erfolgte in Abstimmung mit Dozenten der einführenden Service-Lehrveranstaltungen, sodass die im Video verwendeten Aufgabenstellungen, Notationen und inhaltlichen Erläuterungen so weit wie möglich auf Vorlesungs- und Übungsinhalte abgestimmt werden konnten. Für die Videotutorials wurden zentrale Themengebiete der Veranstaltung ausgewählt, bei denen aus der Erfahrung der Lehrkräfte häufig Schwierigkeiten unter den Studienanfänger_innen zu beobachten sind. Die in den Videotutorials thematisierten Aufgaben sollen typische Übungsaufgaben auf *grundlegendem* Niveau darstellen. Erst in den ergänzenden Übungsaufgaben werden den Studierenden dann auch vereinzelt Aufgaben auf einem höheren Niveau angeboten. Das Lernangebot soll damit das selbstständige Schließen von Lücken im grundlegenden Wissen und Können und Überwinden von typischen Schwierigkeiten ermöglichen und die Grundlagen für ein erfolgreiches Weiterlernen in der Vorlesung und den Übungen der aktuellen Veranstaltung sichern. Zur alleinigen Vorbereitung auf die abschließenden Semesterklausuren ist die Beschäftigung mit diesem Angebot hingegen nicht ausreichend, darauf werden die Studierenden an verschiedenen Stellen hingewiesen. Die Lernumgebungen mit den integrierten Videotutorials werden den Studierenden über einen frei zugänglichen moodle-Kurs bereitgestellt, sodass sie darauf jederzeit und ohne Anmeldung auf externen Plattformen zugreifen können.

Die Entwicklung eines solchen digitalen Lernangebots ist mit einem besonderen Zeitaufwand verbunden. Im Projekt MaViT ergab sich für jede Lernumgebung folgender Arbeitsablauf: Nach einer ersten Konzeption des Drehbuchs, in

dem neben den gesprochenen und geschriebenen Inhalten auch deren Synchronisation visualisiert wurde, erfolgte in mehreren Überarbeitungszyklen die Absprache mit einem der Dozenten der Service-Lehrveranstaltungen. Sobald die finale Version des Drehbuchs vorlag, fand der eigentliche Dreh statt. Hierbei wurde die Erfahrung gemacht, dass es bei der Komplexität der aufgezeigten Rechenschritte sinnvoll ist, zwei verschiedene Personen zum Sprechen und Schreiben einzusetzen. Beim anschließenden Schneiden des Videos konnte die Synchronisation von Ton und Bild dann weiter optimiert werden. Auch zusätzliche Graphiken, Animationen und Callouts wurden hierbei je nach Inhalt, in der Regel jedoch recht sparsam eingefügt. Zusätzlich wurden Teilvideos extrahiert, in denen jeweils ein zentraler Hinweis zur Aufgabebearbeitung dargeboten wird. Im Anschluss an die eigentliche Videoproduktion wurde nach geeigneten Übungsaufgaben gesucht, die das Video sowohl hinsichtlich ihres Inhalts als auch mit Blick auf ihre Schwierigkeit sinnvoll ergänzten. Zu diesen Aufgaben wurden dann Lösungshinweise und Musterlösungen erarbeitet. Alle Arbeitsprodukte wurden schließlich in einem moodle-Kurs mit Hilfe des plattformeigenen Lektionsformats zu einer interaktiven Lernumgebung zusammengefügt. Dabei wurde darauf geachtet, dass stets mehrere Dateiformate zur Verfügung gestellt wurden: Alle Inhalte können sowohl direkt in moodle betrachtet werden als auch als mp4- bzw. pdf-Datei heruntergeladen werden. Da jeder dieser Arbeitsschritte im Sinne des Mehr-Augen-Prinzips überprüft wurde und an verschiedenen Stellen auch die Rückmeldung des Dozenten der Service-Veranstaltung eingeholt wurde, entstanden mehrere Korrekturzyklen, wodurch sich der gesamte Gestaltungsprozess oft über mehrere Wochen, teilweise sogar Monate erstreckte.

Nach den ersten Semestern im Einsatz wurden die Studierenden jeweils nach Semesterende in einer Online-Umfrage um ihre Einschätzung zum „Mehrwert“ des Lernangebots gebeten. 97,4% der 267 Lernenden, die an der Umfrage teilnahmen, empfanden das Angebot für sich selbst als hilfreich (42,9%) oder sehr hilfreich (54,5%). Das Tempo der Erklärungen wurde von den Nutzern größtenteils als angemessen angesehen, einige wünschten sich jedoch eine noch größere Ausführlichkeit. Häufig wurde der Wunsch nach weiteren vertiefenden Aufgaben geäußert, die das Niveau der Klausur widerspiegeln. Daraufhin wurde versucht, die Zielstellung des Angebots klarer zu kommunizieren. Die Zugriffsdaten auf die einzelnen Tutorials zeigten, dass das Angebot mit einer ähnlichen Häufigkeit genutzt wird wie die konventionellen Materialien (Skript, Übungsblätter, usw.), allerdings nur dann, wenn das Angebot in den veranstaltungsinternen moodle-Kurs integriert wurde. In einem gesonderten moodle-Kurs waren die Zugriffszahlen geringer. Die Studierenden, die das Angebot nutzten, schätzten ihr mathematisches Leistungsniveau in Bezug auf die jeweilige Veranstaltung überwiegend als (leicht) überdurchschnittlich ein (\bar{X} 6,2, wobei 10 *sehr gut*, 1 *sehr schlecht* bedeutet; SD 1,8). Hieraus ergibt sich die Frage, ob die intendierte Zielgruppe von lernschwächeren Studierenden optimal erreicht werden konnte.

Insgesamt wurde in dem Projekt MAVIT die Erfahrung gemacht, dass die Erstellung von Videotutorials einen langwierigen und sehr arbeitsintensiven Prozess darstellt, dass das Angebot gleichzeitig aber auch sehr gut angenommen und mehrheitlich als sehr hilfreich empfunden wird.

3 Qualitätssicherung von Lernvideos bzw. videobasierten Lernumgebungen: Der Anforderungskatalog des Projekts CAKE

Damit digitale videogestützte Angebote wie im Projekt MaViT, wirksam werden und auch längerfristig sinnvoll eingesetzt werden können, müssen bestimmte Anforderungen an ihre Qualität erfüllt sein. Mit dem Projekt CAKE [3], das an der TU Darmstadt im Zuge einer interdisziplinären Kooperation der Bereiche Mathematikdidaktik, Sportwissenschaft, Mediendidaktik und Multimedia Kommunikation initiiert wurde (Projektmitglieder: Regina Bruder, Petra Grell, Johannes Konert, Christoph Rensing, Joseph Wiemeyer), konnte an Ergebnisse zur Qualitätsbeurteilung von digitalen Lehr-Lernangeboten in Verbindung mit dem damaligen Graduiertenkolleg E-Learning an der TU Darmstadt angeknüpft werden, an dem auch der Jubilar beteiligt war. Relevante Quellen zur Qualitätsbeurteilung waren hier: Bruder, Deneke & Sonnberger [4] und Sonnberger & Bruder [5]. Auf dieser Grundlage wurden relevante Anforderungen zu einem adaptiven Kriterienkatalog zur Beurteilung von Lernvideos bzw. videobasierten Lernumgebungen zusammengestellt. Mit der Konzeption des Katalogs wurde dabei eine zweifache Zielstellung verfolgt: Zum einen soll der Katalog als Leitfaden bei der Erstellung von qualitativ hochwertigen Lernvideos genutzt werden können. Zum anderen soll er bei der Auswahl geeigneter Lernvideos aus dem vielfältigen Angebot bereits bestehender Videos eine Orientierung bieten. In letzterem Fall ermöglicht der Anforderungskatalog die Ermittlung von Stärken und Schwächen eines Lernvideos, die dann in einem Gutachten zusammengestellt werden können. Hierzu liegen bereits Erfahrungen vor u.a. auch im Rahmen von Qualitätsbeurteilungen von computergestützten Lernspielen (CBT, WBT, serious games), vgl. [6]. Auch für die Vergabe des Best-E-Teaching-Awards der TU Darmstadt, den der Jubilar bereits mehrfach mit seinen Mitarbeiter_innen erhalten hat, wurden diese Kriterien zugrunde gelegt.

Angesichts der enormen Verbreitung von Lernvideos scheint es sinnvoll, gewisse Standards zu ihrer Entwicklung zu erarbeiten. Im Folgenden soll der aktuelle Stand des Katalogs zur Analyse und ggf. Beurteilung von Lernvideos oder videobasierten Lernumgebungen im Projekt CAKE vorgestellt werden.

Der adaptiv gestaltete Katalog gliedert die als relevant erachteten Qualitätskriterien in die Kategorien Fehlerfreiheit, Zieltransparenz, Technische Umsetzung, Inhaltliche Aufbereitung, Subjektive Wahrnehmung, Individualisierungsmöglichkeiten sowie ggf. Einbettung in eine Lernumgebung. Tabelle 1 zeigt exemplarisch einige der Kriterien auf.

Eine aktuelle Version des Bewertungskatalogs wurde im Rahmen einer Wissenschaftlichen Hausarbeit [7] probeweise zu einem digitalen Bewertungstool umgesetzt, das unter <https://wwwid.mathematik.tu-darmstadt.de/videotutorials/> verfügbar ist. Dabei fragt das Bewertungstool zu Beginn nach einigen allgemeinen Angaben zum Video, beispielsweise nach der Art des Videos („Klassisches Erklärvideo“ oder „Exploratives Video“). Im Verlauf der Beurteilung muss der Nutzer zusätzlich angeben, ob es sich bei dem Lernvideo um ein Hypervideo handelt und ob das Lernvideo in eine Lernumgebung bzw. einen Kontext eingebettet ist oder ob es für sich steht. Da sich aus diesen beiden Merkmalen ganz verschiedene Zielstellungen bzw. Videoarten ergeben, unterscheidet sich je nach Eingabe die Zusammenstellung der nachfolgend abgefragten Kriterien: Die Kategorie *Individualisierungsmöglichkeiten* wird bei Hypervideos um weitere Kriterien ergänzt, die Kategorie *Einbettung in eine Lernumgebung* tritt bei Videos mit Lernumgebung bzw. Kontext zusätzlich hinzu. Je nach Angabe folgen dann zwischen 44 und 60 Kriterien. Jedes dieser Kriterien erfordert zunächst eine Einschätzung, ob es für das zu beurteilende Video überhaupt von Relevanz ist. So kann beispielsweise der Aspekt Rechtschreibung aus der Bewertung eines Videos ohne Textelemente ausgeklammert werden. Wird die Frage nach der Relevanz mit ‚ja‘ beantwortet, schließt sich die Frage nach der Existenz des Merkmals an. Erst wenn auch diese Frage mit ‚ja‘ beantwortet wird, wird der Nutzer dazu aufgefordert, das Merkmal in seiner Qualität zu bewerten. In der Regel wird hierfür eine fünfstufige Likert-Skala (sehr gut – gut – befriedigend – schlecht – sehr schlecht) angeboten. Bei jedem der Kriterien steht ein Hilfe-Button zur Verfügung, über den der zu beurteilende Aspekt genauer erläutert wird (vgl. Bild 2).

Tabelle 1: Kategorien und Beispiele von Qualitätskriterien des Bewertungskatalogs

Kategorie	Qualitätskriterien (exemplarisch)
1. Fehlerfreiheit	Inhaltliche Fehlerfreiheit Technische: Fehlerfreiheit (v.a. Lauffähigkeit)
2. Zieltransparenz	Zielformulierung (für den Lernenden) Ausweisen des notwendigen Vorwissens (Ausgangsniveau) Inhaltliche/ konzeptuelle Fokussierung (roter Faden)
3. Technische Umsetzung	Bildqualität Schriftgröße Bild-Ton-Passung
4. Inhaltliche Aufbereitung	4.1 Gegenstandsinteresse Motivation 4.2 Visualisierungs- und Gestaltungselemente Verschiedene Erkenntnisebenen (Bruner) 4.3 Umgang mit Komplexität und Stofffülle Angemessene Kleinschrittigkeit 4.4 Umgang mit Heterogenität Verschiedene Anforderungslevel
5. Subjektive Wahrnehmung	Zielgruppenangemessene Ästhetik Qualität der Aussprache Übersichtliches Schriftbild
6. Individualisierungsmöglichkeiten	Verschiedene Zugänge/Lösungswege Auswahl verschiedener Zugänge* Hilfoptionen wählbar (auch weitere Erklärungen)*
7. Einbettung in eine Lernumgebung**	Unterstützung von Kommunikation und Kooperation** Musterlösungen** Lernzuwachskontrolle**

*nur bei Auswahl „Hypervideo“

** nur bei Auswahl „Lernumgebung vorhanden“

Nach der Einschätzung aller Kriterien erhält der Nutzer einen Überblick, in dem für die genannten Bewertungskategorien jeweils eine Gesamtnote ermittelt wird (Bild 3). An einer detaillierteren Auswertung, die dem Nutzer einen differenzierten Überblick über die Stärken und Schwächen des beurteilten Lernvideos gibt, wird derzeit gearbeitet.

4 Exemplarische Qualitätsbewertung eines Lernvideos

Nutzt man den Katalog für eine beispielhafte Bewertung einer der zuvor vorgestellten videobasierten Lernumgebungen aus dem Projekt MaViT, so gelingt es, einige Stärken und Schwächen in der Konzeption herauszustellen. Für die beispielhafte Beurteilung wurde ein Videotutorial zum Thema Fourier-Reihen zusammen mit der Lernumgebung, in die es eingebettet ist, ausgewählt.

Inhaltlich und didaktisch wurden die Videos sorgfältig erarbeitet und möglichst genau auf die Lehrveranstaltungen abgestimmt, in denen sie eingesetzt werden. In dieser Hinsicht wird daher erst einmal kein Nachbesserungsbedarf deutlich. Durch die Einbettung in eine Lernumgebung und die Staffelung der Hilfestellung wird zudem eine vergleichsweise hohe Eigenaktivität der Lernenden erreicht. Weniger gut schneidet die videobasierte Lernumgebung

hinsichtlich der technischen Umsetzung ab. Bild- und Tonqualität des Videos sind zwar ausreichend, sodass alle Inhalte problemlos verstanden bzw. gelesen werden können, aus einer ästhetischen Perspektive besteht hier aber durchaus Verbesserungspotential. Da jedoch die inhaltliche Konzeption der Videos und ihre Nähe zur Lehrveranstaltung im Fokus standen, sind Reserven in diesem Bereich aus Sicht der Entwickler akzeptabel.

Eine Schwäche der Lernumgebungen wurde im Rahmen der Kategorien Zieltransparenz und Einbettung in eine Lernumgebung deutlich (Bild 2): Bisher werden die notwendigen Vorkenntnisse nicht ausgewiesen. Hier besteht Nachbesserungsbedarf. Ebenso wurde durch den Bewertungsprozess mit Hilfe des Kriterienkatalogs das Fehlen einiger Angaben in den Metadaten (Entstehungsjahr, Dauer des Videos) deutlich. In dem exemplarisch bewerteten Video zum Thema Fourier-Reihen wird ein Hyperlink verwendet, sodass das Video als „Hypervideo“ eingestuft wurde und somit auch alle Kriterien aus der Kategorie „Individualisierungsmöglichkeiten“ erhoben wurden. Hier zeigen sich viele Möglichkeiten, die in dem Video aktuell noch nicht ausgeschöpft werden. Durch das Anbieten unterschiedlicher Zugänge bzw. Lösungswege sowie verschiedener Anforderungslevel könnte das Potential zur Individualisierung optimiert werden. Auch eine Lernzuwachskontrolle würde eine sinnvolle Erweiterung des Angebots darstellen.

Qualitätsbeurteilung von Videotutorials

2. Zieltransparenz (2 von 7)

	Element relevant?	Falls relevant, Element vorhanden?	Wenn vorhanden, Beurteilung?
<input checked="" type="radio"/> Aussagekräftige Zielformulierung (für die Lernenden)	<input checked="" type="radio"/> Ja <input type="radio"/> Nein	<input checked="" type="radio"/> Ja <input type="radio"/> Nein	<input checked="" type="radio"/> Sehr gut <input type="radio"/> Gut <input type="radio"/> Befriedigend <input type="radio"/> Schlecht <input type="radio"/> Sehr schlecht
<input checked="" type="radio"/> Nachvollziehbare Zielbegründung (für die Lernenden)	<input checked="" type="radio"/> Ja <input type="radio"/> Nein	<input checked="" type="radio"/> Ja <input type="radio"/> Nein	<input type="radio"/> Sehr gut <input type="radio"/> Gut <input type="radio"/> Befriedigend <input type="radio"/> Schlecht <input type="radio"/> Sehr schlecht
<input checked="" type="radio"/> Ausweisen des notwendigen Vorwissens für das Verständnis des Lernvideos (Ausgangsniveau)	<input checked="" type="radio"/> Ja <input type="radio"/> Nein	<input type="radio"/> Ja <input checked="" type="radio"/> Nein	
<input checked="" type="radio"/> Gliederung in Sinnabschnitte am Anfang und im Verlauf des Videos, damit Teilschritte und Teilziele nachvollziehbar bleiben	<input checked="" type="radio"/> Ja <input type="radio"/> Nein	<input checked="" type="radio"/> Ja <input type="radio"/> Nein	<input type="radio"/> Sehr gut <input type="radio"/> Gut <input type="radio"/> Befriedigend <input type="radio"/> Schlecht

Technische Universität Darmstadt | Fachbereich Mathematik | AG Didaktik | Lena Schwarzer

Bild 2: Kategorie „Zieltransparenz“ des Bewertungstools (hier exemplarisch beantwortet für die videobasierte Lernumgebung zum Thema Fourier-Reihen des Projekts MaViT)

Qualitätsbeurteilung von Videotutorials

Vielen Dank!

Die Evaluation des Videotutorials ist beendet und gespeichert. Folgende Bewertung kann aus Ihrer Evaluation geschlossen werden:

Kategorie	Durchschnittswert
Fehlerfreiheit	1
Zieltransparenz	2.5
Technische Umsetzung	2.4
Inhaltliche Aufbereitung	1.8
Subjektive Wahrnehmung	2.3
Individualisierungsmöglichkeiten	5.3
Einbettung in eine Lernumgebung	2.8
Gesamt	2.6

Technische Universität Darmstadt | Fachbereich Mathematik | AG Didaktik | Lena Schwarzer

Bild 3: Überblick der Auswertung über die Bewertung (hier beispielhaft für die videobasierte Lernumgebung zum Thema „Fourier-Reihen“ aus dem Projekt MaViT der TU Darmstadt)

Die exemplarische Bewertung der videobasierten Lernumgebung verdeutlicht das Potential des Kriterienkatalogs: Stärken und Schwächen in der Konzeption können detailliert herausgearbeitet werden, sodass Ansatzpunkte für mögliche Nachbesserungen erkennbar werden. Gleichzeitig wird auch deutlich, dass die ermittelten Durchschnittsnoten für die einzelnen Kategorien erst zusammen mit einem differenzierten Blick auf die dahinterliegenden Kriterien an Aussagekraft gewinnen.

5 Ausblick

Die derzeitige Entwicklung einer Bewertungsübersicht mit einer detaillierten Hervorhebung der Stärken und Schwächen des jeweiligen Lernvideos soll helfen, das Potential des Kriterienkatalogs optimal auszuschöpfen. Die aktuelle Zusammenfassung der Ergebnisse verfügt hier über eine noch unzureichende Aussagekraft. Längerfristig soll zusätzlich die Möglichkeit geschaffen werden, mehrere Lernvideos miteinander zu vergleichen, indem die Bewertungsergebnisse von mehreren Videos einander gegenübergestellt werden. Denkbar wäre hier eine Ausweitung zu einem Bewertungsportal, in dem Nutzer ihre Bewertung speichern können und gleichzeitig einen Überblick über die Einschätzung anderer Nutzer erhalten können.

Bisher fehlen noch aussagekräftige Studien zur Wirksamkeit von Lernvideos. Durch ein Kontrollgruppendesign könnten verschiedene Wirkungszusammenhänge zwischen Merkmalen von Lernvideos und erzielten Lerneffekten transparent gemacht werden und in die Gestaltung des Kriterienkatalogs einfließen. Dabei darf jedoch nicht außer Acht gelassen werden, dass zu beobachtende Lernprozesse in der Regel aus komplexen Wirkungszusammenhängen heraus entstehen und hier bestenfalls begünstigende Faktoren identifiziert werden können.

Sinnvoll wäre dann eine im Idealfall domänenspezifische Normierung der Gütekriterien. So sollte beispielsweise für die im universitären Bereich eingesetzten Lernvideos in der Community der Hochschullehre ein entsprechender Konsens über Qualitätsanforderungen gesucht werden. Aufgrund der Vielzahl unterschiedlicher Zielstellungen und der damit verbundenen Vielfältigkeit, die in der Konzeption von Lernvideos zu beobachten ist, scheint es sinnvoll, die Adaptivität des Kriterienkatalogs weiter auszuweiten. Eine Abfrage von entsprechenden Metadaten zu Beginn des Bewertungsprozesses würde ermöglichen, der Zielsetzung des Videos, seiner Zielgruppe und dem intendierten Einsatzszenario durch eine Anpassung der einzustufenden Qualitätsmerkmale stärker Rechnung zu tragen. Gleichzeitig müsste eine Basis von allgemeingültigen Kriterien festgelegt werden, die für alle Lernvideos eine gemeinsame Norm darstellt und damit die Vergleichbarkeit ihrer Qualität zumindest zu einem gewissen Grade gewährleistet. Hier stehen noch weitreichende Aushandlungsprozesse aus, in die sich neben den Didaktiken und der Medienpädagogik auch die einzelnen Fachwissenschaften einbringen können und sollten.

6 Quellenangabe

- [1] Cramer, E. & Walcher, S. (2010). Schulmathematik und Studierfähigkeit. *Lehren und Lernen MDMV*, 18, 110–114.
- [2] Heublein, U., Schmelzer, R. & Sommer, D. (2005). *Studienabbruchstudie 2005*. HIS GmbH: Hannover. Abrufbar unter: www.dzhw.eu/pdf/pub_kia/kia200501.pdf [15.12.2017]
- [3] Bruder, R., Grell, P., Konert, J., Rensing, Ch., Wiemeyer, J. (2015). Qualitätsbewertung von Lehr- und Lernvideos. In N. Nistor & S. Schirlitz (Hrsg.), *Digitale Medien und Interdisziplinarität. Herausforderungen, Erfahrungen, Perspektiven - Proceedings of GMW 2015* (S.295-297). Münster: Waxmann. Abrufbar unter: <https://www.waxmann.com/fileadmin/media/zusatztexte/3338Volltext.pdf> [15.12.2017]
- [4] Bruder, R., Deneke, M. & Sonnberger, J. (2007). Wie kommt Qualität ins E-Learning? Qualitätsentwicklung in E-Learning-Veranstaltungen an der TU Darmstadt. *Qualität in der Wissenschaft*, 1, 17-21
- [5] Sonnberger, J. & Bruder, R. (2009). Evaluation und Qualitätssicherung durch ein E-Learning-Label. In U. Dittler et al. (Hrsg.), *E-Learning: Eine Zwischenbilanz* (S. 55-70). Heidelberg: Waxmann.
- [6] Bruder, R., Brücher, D. & Sonnberger, J. (2006). Lernsoftware im Online-Zeitalter. *Computer + Unterricht*, 62, 48-51.
- [7] Schwarzer, L. (2015). *Eine datenbankbasierte Qualitätsbeurteilung von Videotutorials*. Unveröffentlichte Wissenschaftliche Hausarbeit, TU Darmstadt [einzusehen in der Handbibliothek der Arbeitsgruppe Didaktik am Fachbereich Mathematik der TU Darmstadt].

Freiberufler und Wissenschaftler Parallelen im Berufsfeld und in der Vergabe von Aufträgen

Dr.-Ing. Marc Böttcher *

* INGENIEURBÜRO DR. BÖTTCHER, Raiffeisenstr. 13, 35083 Wetter-Amöna, Dr.Boettcher@BueroBoettcher.de

Abstract / Inhalt:

Wenn Sie sich mit den selbständigen Ingenieuren beschäftigen, kommen Sie sehr schnell auf den Begriff des Freiberuflers. Freiberufler besitzen eine eigenständige Arbeitsweise. Sie sind keine Dienstleister und können daher nicht über den Preis verglichen und ausgewählt werden. Erfahrung und Vertrauen stehen bei der Wahl an erster Stelle und das Honorar ist festgesetzt in einer Honorarordnung. Zwischen Freiberuflern und Wissenschaftlern ergeben sich viele Parallelen in der Zielsetzung und der Arbeitsweise. Während Landesmittel über Schlüsselzuweisungen vergeben werden, unterliegen Forschungsgelder und Drittmittel bereits dem Wettbewerb. Wenn man die Vergabe öffentlicher Aufträge an Freiberufler betrachtet, kann man erkennen, wohin sich die Vergabe von Forschungsmitteln entwickelt.

Stichworte: Freiberufler, Vergabe, Öffentliche Aufträge, Drittmittel, DFG, AiF

1 Was ist ein selbständiger Ingenieur?

Selbständiges Arbeiten heißt, dass man Aufträge annimmt, diese bearbeitet und nach Abschluss der Leistung eine Rechnung stellt. Der selbständige Ingenieur führt alleine oder mit Partnern sein Büro, hat eventuell Mitarbeiter und ist dann Arbeitgeber. Hier steht an erster Stelle die Unterscheidung zum Arbeitnehmer, der ein Gehalt für seine Arbeit bekommt. Das unterscheidet den selbständigen Ingenieur jedoch nicht vom Handwerker, vom Händler oder vom freien Mitarbeiter. Das Besondere und auch das Herausragende beim selbständigen Ingenieur ist jedoch seine Freiberuflichkeit, auf die wir gleich noch deutlicher zu sprechen kommen. Wichtig ist dabei der Ausbildungsgrad des Ingenieurs. Ein Ingenieur hat erfolgreich ein Studium der Ingenieurwissenschaften absolviert. Früher wurde ihm dann der Grad des Diplom-Ingenieurs verliehen. Heute ist es der Bachelor oder der Master of Engineering. Wir selbständigen Ingenieure sind in der Ingenieurkammer organisiert. Dies bringt einen Berufsethos mit sich, den wir in unseren „Grundsätzen zur Berufsordnung“ [1] festgehalten haben. Hier steht unter vielem anderen, dass die selbständigen Ingenieure:

- sich vorbildlich zu verhalten,
- sich staatsbürgerlich zu engagieren,
- das Berufsethos zu pflegen,
- sich fachlich fortzubilden und
- mit dem erworbenen Leistungsvermögen der Allgemeinheit zu dienen haben.

Um gegen Fehler in der Ausübung des Berufs gewappnet zu sein werden selbständige Ingenieure verpflichtet eine Berufshaftpflichtversicherung abzuschließen. Um die Unabhängigkeit gegenüber unseren Kunden zu wahren dürfen wir keine Geschäftsbeziehungen zu Herstellern von Bauprodukten haben. Und zu guter Letzt dürfen wir Eigenwerbung nur in einem eng gesteckten Rahmen ausüben.

2 Was ist ein Wissenschaftler?

Im Regelfall haben Wissenschaftler eine abgeschlossene Hochschulbildung und sind als Forscher tätig, häufig auch als Hochschullehrer. Sind sie im universitären Umfeld tätig, sind Sie Angestellte des jeweiligen Bundeslandes. Im Bauingenieurwesen erfordert die Anstellung als Wissenschaftlicher Mitarbeiter den Abschluss des Masters of Engineering. Professoren werden heute fast nur noch mit dem Ausbildungsgrad der Promotion eingestellt. Neben den verwaltungsrechtlichen Vorschriften für Angestellte und Beamte des Landes diszipliniert die wissenschaftliche Gemeinschaft ihre Mitglieder zum wissenschaftlichen Berufsethos. Für Beamte gilt die Dienst- Gehorsams- und Treuepflicht. Neben der Hingabe für den Beruf und die gewissenhafte Pflichterfüllung besteht die Verpflichtung dienstliche Anordnungen zu befolgen und Vorgesetzte zu beraten und zu unterstützen. Der Diensteid verpflichtet den Wissenschaftler zum Bekenntnis und zum Eintreten für die freiheitliche demokratische Grundordnung und der Uneigennützigkeit. Die wissenschaftliche Gemeinschaft verpflichtet in ihrem Berufsethos zur Ehrlichkeit, dem soliden wissenschaftlichen Arbeiten und dem kollegialen Umgang mit Kollegen, um nur einige zu nennen. Dieses Berufsethos ist oft ungeschrieben und selbstregulierend.

3 Was ist ein Freiberufler?

Der Freiberufler ist kurz gefasst: eine Person, die besonders umfangreiches Wissen in seinem Beruf besitzt und dieses zum Wohle der Gesellschaft und seiner Klienten einsetzt. Neben dem selbständigen Ingenieur wird dieser Status neben anderen auch dem Architekten, dem Arzt und dem Juristen verliehen, wenn sie selbständig tätig werden. Anders als der

Handwerker oder der Gewerbetreibende übernehmen wir Freiberufler Aufgaben, die besonderes Vertrauen in unsere Integrität voraussetzen. Denn bei der Auftragsvergabe ist das Ziel des Auftrags oft noch nicht bekannt. Es ist vielmehr der Weg zum Ziel, den wir beauftragt bekommen.

- Wenn bei Ihnen ein Stechen in der Brust auftritt, wünschen Sie sich einen Arzt, der die Symptome untersucht, falls nötig eine Behandlung einleitet und sie bis zur Gesundung betreut.
- Wenn Sie unverschuldet des Mordes angeklagt werden, wünschen Sie sich einen Anwalt, der sie berät, erforderliche Gutachten einholt und sie vor Gericht exzellent vertritt. Und
- Wenn sie ein neues Bauwerk planen, wünschen Sie sich einen Ingenieur, der ein wirtschaftliches, dauerhaftes und verkehrssicheres Bauwerk plant, unabhängig ausschreibt und die Umsetzung in Ihrem Sinne überwacht.

Bei allen drei Fällen geht es um Vertrauen. Sie müssen dem Arzt, dem Anwalt oder dem Ingenieur vertrauen, dass er in Ihrem Sinne handelt. Frei von eigenen wirtschaftlichen Interessen und immer nach bestem Wissen und Gewissen. Das ist genau das Berufsethos des Freiberuflers.

Obwohl der Wissenschaftler ein Angestellter oder Beamter des Landes ist, lassen sich die Eigenschaften des Freiberuflers auch bei ihm wiederfinden: Auch er besitzt umfangreiches Wissen in seinem Gebiet und setzt es zum Wohle der Gesellschaft ein. Da außerhalb der wissenschaftlichen Gesellschaft kaum jemand seine Ergebnisse bewerten kann, ist auch bei ihm ein besonderes Vertrauen in seine Integrität erforderlich. Wie beim Freiberufler ist in der Forschung am Anfang der Arbeit das Ergebnis nicht bekannt. Im Gegensatz zum selbständigen Ingenieur wird der Wissenschaftler nicht beauftragt, sondern ist in der Wahl des Forschungsgebietes weitgehend frei. Auch er kennt zu Beginn seines Forschungsauftrags das Ziel noch nicht.

4 Die Arbeitsweise des Freiberuflers und des Wissenschaftlers

Wenn ein Kunde uns einen Auftrag erteilt, (z.B. „Entwerfen Sie bitte ein optimales Tragwerk für mein Gebäude“) ist zu Beginn der Arbeit nicht klar, wohin die Reise geht und welches Ergebnis am Ende steht. Wir müssen uns das Ziel erarbeiten. Dafür gruppieren wir uns die Aufgabe in unterschiedliche Teilleistungen ein und arbeiten Sie nacheinander ab. Anhand der Statik möchte ich ihnen die Vorgehensweise einmal aufzeigen:

- Die Grundlagenermittlung dient dazu, den Bauort, die Bauherrschaft und die besonderen Umstände des Objekts kennenzulernen.
- In der Vorplanung werden erste Ideen entwickelt, wie die Aufgabe gelöst werden kann. Wir stellen dem Bauherrn die Möglichkeiten vor und grenzen die Optionen ein.
- Sind das Bauverfahren und die Materialwahl klar, entwickeln wir den Entwurf des Tragwerks. In den wesentlichen Teilen berechnen wir das Tragwerk und kommen zu einer Dimensionierung. Nach Abschluss des Entwurfs können auch schon erste Baukosten festgelegt werden.
- Die Genehmigungsplanung umfasst dann die umfangreiche Berechnung des Tragwerks in allen wesentlichen Teilen.
- Die Ausführungsplanung beinhaltet die Detailarbeit. Sie wird niedergelegt in Schal- und Bewehrungsplänen sowie Konstruktionsplänen in Stahl- oder Holzbau. Hier wird jedes einzelne Bewehrungsseil im Betonbau gezeichnet und in seiner Lage genau beschrieben, alle Verbindungsmittel und Anschlusspunkte bemessen und festgelegt.
- Angaben, die der Architekt in der Ausschreibung benötigt, werden in der Vorbereitung der Vergabe zusammengestellt: Hierzu gehören z.B. Mengen des Bewehrungsstahls, Einbauteile und Befestigungsmittel.

Werden diese Schritte eingehalten, entwickelt sich eine erste Idee zu einem detaillierten Konstruktionsplan für das Bauwerk. Bei allen anderen Freiberuflern ist die Vorgehensweise ähnlich und vergleichbar. Sei es der Architekt, der Steuerberater oder der Künstler: Immer ist es ein Arbeiten vom Waagen zum Konkreten, an dessen Ende die schöpferische Leistung steht. Sei es das Gebäude, die Firmenstruktur oder die Skulptur.

Auch der Wissenschaftler wird sich für sein Forschungsvorhaben einen Fahrplan zurechtlegen. Aufarbeitung der Grundlagen, Austausch mit Forschern der gleichen und angrenzenden Fachgebiete, theoretische Bearbeitung der Aufgabe, wissenschaftliche Experimente zur Verifizierung der theoretischen Überlegungen und schlussendlich die Zusammenfassung seiner Theorie in einer wissenschaftlichen Arbeit. Veröffentlichung in Fachkreisen und Verteidigung der Ergebnisse im Rahmen von Kongressen und Tagungen. Nach jedem einzelnen Schritt ist das Ziel neu zu überdenken und neu zu justieren. Es ist nicht selten, dass der Weg zum Forschungsergebnis am Ende ein ganz anderer ist als man sich ihn vorher zurechtgelegt hatte.

5 Die Auswahl des geeigneten Freiberuflers und des Wissenschaftlers

Wie wählen Sie nun einen Freiberufler aus, der für Sie eine Aufgabe bearbeiten soll? Entweder haben Sie bereits positive Erfahrungen mit dem Freiberufler oder Sie wählen ihn sich aufgrund von Empfehlungen aus. Ist die Aufgabe nicht allzu schwierig oder haben Sie viele Aufgaben zu vergeben, können Sie auch Erfahrungen sammeln und auf gut Glück einen Freiberufler auswählen.

Ein Beispiel: Was machen Sie, wenn Sie plötzlich Herzbeschwerden bekommen?

- Sie blättern in den Gelben Seiten und wählen eine ortsansässigen Arzt.
- Sie gehen zu einem Arzt, von dem Sie von Bekannten schon gutes gehört haben. Oder
- Sie gehen zu einem Arzt, bei dem Sie vermeintlich wissen, dass er eine gute Leistung erbringt.

Die beste Alternative ist der kontinuierliche Vertrauensaufbau zum Freiberufler. Sie gehen erst einmal zum Hausarzt, der Sie in der Vergangenheit auch kompetent zu anderen Gesundheitsfragen beraten hat. Dieser überweist Sie dann falls nötig zu einem Kardiologen, den er kennt und seine Leistung einschätzen kann.

Soll ein Gebäude geplant werden, ist der Architekt in der Position des Hausarztes und der Fachplaner in der Position des Kardiologen.

Auch Wissenschaftler müssen sich mit Ihrer Reputation und Ihrem Konzept um Forschungsaufträge bewerben. Werden Fördergelder bereitgestellt, steht der Zuschussgeber vor der gleichen Frage: Wer bekommt den Zuschlag? Ist es ein Institut oder ein Wissenschaftler, mit dem man schon erfolgreich zusammengearbeitet hat, hat man auch hier Vertrauen aufgebaut. Erst dann kann man guter Hoffnung sein, dein Anliegen in gute Hände gelegt zu haben [15].

Am Vertrauen kommt man bei Freiberuflern und Wissenschaftlern nicht vorbei. Der Preis ist dabei keine gute Entscheidungsgrundlage.

6 Das Honorar des Freiberuflers und die Mittelzuweisung beim Wissenschaftler

Am Anfang ist es für den Kunden und für den Freiberufler oft unmöglich, den Aufwand für die Leistung abzuschätzen. Am Anfang des Auftrags („Entwerfen Sie bitte ein optimales Tragwerk für mein Gebäude“) weiß der Kunde nicht, was er am Ende dafür bekommt. Wie soll er einschätzen, ob das Honorar, das er ausgehandelt hat gut investiert ist? Biete ich zu wenig an, überspringt der Freiberufler einfach ein paar Leistungsphasen und wiegt den Kunden in dem guten Gewissen, sich optimal mit seinem Problem auseinandergesetzt zu haben. Habe ich zu viel Honorar verhandelt, reibt sich der Freiberufler die Hände. Eine schwierige Situation, die so ganz anders ist als im Rest der kapitalistischen Welt, in der Sie für eine identische Leistung den geringsten Preis suchen. Während für den Bauunternehmer ein Leistungsverzeichnis vorliegt, für den Einkäufer eines Industrieunternehmens eine eindeutige Spezifikation angegeben ist oder für den Endkunden das Glas Nutella klar definiert ist, gibt es für die Leistung des Freiberuflers keine klare Definition. Am Ende ist das Resultat immer ein Prozess, der im Vorhinein nicht genau definiert werden kann.

Die Mittelzuweisung beim Wissenschaftler birgt das gleiche Problem: Wie soll der Zuschussgeber erkennen, ob die angegebenen Mittel für die Erforschung gerechtfertigt sind? Sind die Mittel zu knapp bemessen, wird die Forschung nicht in alle Tiefen des Problems vorstoßen können. Zu wenig Zeit zum Denken, zu wenig Geld für Material und externe Leistungen zerstören den Forschungserfolg. Sind die Mittel zu hoch, besteht die Gefahr, dass der Weg nicht ergebnisorientiert beschritten wird.

6.1 Die Honorarordnung für Architekten und Ingenieure (HOAI)

Um dieses Problem in den Griff zu bekommen, hat man die Freiberufler vom Preiswettbewerb ausgenommen. Unser Honorar bemisst sich anteilig an den Kosten des Werks. Beim Architekt und beim Statiker sind das die Baukosten, beim Rechtsanwalt ist es der Streitwert und beim Steuerberater die Bilanzsumme. Es wird also davon ausgegangen, dass die Planung eines teuren Gebäudes mehr Aufwand bedeutet als die eines günstigen. Das Preisrecht wird in der Honorarordnung für Architekten und Ingenieure (HOAI) [2] festgelegt und das Honorar wird in Honorartabellen in Abhängigkeit der Baukosten angegeben. Um die Aufgabe in allen Leistungsphasen auskömmlich zu bearbeiten benötigen bei einer Bausumme von 1 Mio € der Statiker ca. 3,5% der Bausumme und der Architekt ca. 12%. Die oben angesprochenen Leistungsphasen werden in Prozentpunkten zur Gesamtsumme bewertet. In der Tragwerksplanung sieht das dann wie folgt aus:

- | | |
|----------------------------|------|
| • Grundlagenermittlung | 3 % |
| • Vorplanung | 10 % |
| • Entwurfsplanung | 15 % |
| • Genehmigungsplanung | 30 % |
| • Ausführungsplanung | 40 % |
| • Vorbereitung der Vergabe | 2 % |

Der Zeitpunkt, an dem die Baukosten und damit auch das Honorar festgelegt werden, ist nach Abschluss der Entwurfsplanung festgelegt. Der Entwurf steht fest und eine Kostenberechnung kann erstellt werden.

Diesem Verfahren wird oft vorgeworfen, dass hohe Baukosten ein hohes Honorar für die Freiberufler erzeugen. Der finanzielle Anreiz des Freiberuflers müsste daher sein, ein möglichst teures Bauwerk zu errichten. Schaut man sich aber die Realität an, bauen wir nicht zum ersten Mal eine Brücke oder zum ersten Mal ein Verwaltungsgebäude. Über Referenzobjekte und den Baukostenindex kann der Bauherr schon am Anfang schätzen, was das Objekt kosten wird. Da muss der Planer schon gute Argumente haben, wenn die Baukosten so weit darüber liegen, dass sich das nennenswert auf das Honorar auswirkt. Zusätzlich muss der Planer den Realitätstest seiner Baukostenberechnung bestehen nämlich

dann, wenn das Gebäude gebaut und die Kosten festgestellt wurden. Das Ziel des Freiberuflers ist es immer, eine Empfehlung für den nächsten Auftrag zu bekommen. Dafür ist auch die Baukostensicherheit ein wichtiges Argument. Über das Honorar kann er sich ja von den Mitbewerbern nicht abheben.

Der Tragwerksplaner hat kein Interesse an künstlich erhöhten Baukosten. Er arbeitet darauf hin, ein logisches, einfaches Tragwerk zu errichten. Das hat Vorteile für beide Seiten: Für den Statiker reduziert es den Planungsaufwand und für den Bauherrn reduziert es die Baukosten. Ob wir die Lösung in Stahl, Beton oder in Holz aufzeigen, hat für uns keinen Einfluss auf das Honorar. Wir können hier nach der besten Lösung für den Kunden suchen.

Für den Wissenschaftler gibt es keine Honorarordnung. Hier erfolgt die geregelte Mittelzuweisung entweder aufgrund von Schlüsselzuweisungen des Landes oder durch die Vergabe von Forschungsaufträgen. In der klassischen Landesstelle steht es dem Institut frei, welcher Forschung sich der wissenschaftliche Mitarbeiter annimmt. Die Forschung ist frei und unabhängig. Werden Forschungsaufträge bearbeitet, geht dies mit einer ausführlichen Bewerbung einher. Hier müssen Kosten, Materialeinsatz, eine klare Zielvorstellung und auch der konkrete Weg zur Zielerreichung formuliert werden. Einen erfolgreichen Forschungsantrag kann man daher nur kurz vor Beendigung des Vorhabens formulieren. Erst dann ist nämlich klar, auf welchem Weg man zu welchem Ziel gelangt ist. Im Vorhinein ist das Vorhaben wie beim Freiberufler unmöglich präzise zu beschreiben.

6.2 Die Beauftragung außerhalb der Honorarordnung

Wenn man bei Baufirmen oder bei Privatpersonen allein schon das Wort HOAI sagt, bekommt man oft ein müdes Lächeln geschenkt und der potentielle Kunde wendet sich oft ab. Der Kunde möchte am liebsten einen günstigen Festpreis vereinbaren. Diesen Preis kann er dann wie gewohnt mit anderen Angeboten vergleichen und fühlt sich sicher, den besten Preis bei gleicher Leistung erzielt zu haben. Ein Nachlass ist dann sicher auch noch drin. Kommt es dem Kunden aber allein auf den Preis an, dann bekommt er auch genau das, was er bestellt hat. Eine billige Planung. Ist die HOAI mit ihren Leistungsphasen nicht Bestandteil des Auftrags, bekommt er auch nur eine Genehmigungsplanung. Die ist in der Tragwerksplanung für 30% des Honorars zu haben. Alle Leistungsphasen davor werden eingespart und die Ausführungsplanung auf den Bauunternehmer abgewälzt. Das muss nicht unbedingt schlecht sein. Die Hauptsache ist, der Kunde weiß, was er da bestellt hat. Ein Rundum Sorglos Paket ist nur mit der vollen Beauftragung der HOAI zu erreichen.

Viel schlimmer für beide Seiten ist bei der Bestellung zum Festpreis ein Mentalitätswandel im Geschäftsverhältnis. Der Freiberufler wandelt sich zum Dienstleister.

Es ist wichtig zu verstehen, dass Freiberufler mit Ihren Honorarordnungen eher in der Planwirtschaft als im Kapitalismus angesiedelt sind. Es ist nicht das Ziel des Freiberuflers ein hohes Honorar mit einem geringen Aufwand zu erzielen. An erster Stelle steht, eine sehr gute Leistung zu erbringen, um weiter empfohlen zu werden.

Jetzt muss man sich allerdings fragen, warum in einer sozialen Marktwirtschaft dieses planwirtschaftliche System verankert wurde. Um es kurz zu machen: Die Honorarordnung schützt den Kunden auch vor überzogen hohen Preisen und vor dem Wissensvorsprung der Freiberufler. Schauen wir uns einmal an, was mit den Preisen passiert, wenn bei Freiberuflern die Honorarordnung nicht mehr verbindlich wird:

Rechtsanwälte bieten oft an, die Leistung nach Stunden abzurechnen. Hier wird der Stundensatz zum Qualitätsmerkmal. Ob ich 250,- €/Std. abrechne, was als eher unterer Wert zu betrachten ist oder 1.500,- €/Std. ist der Kanzlei überlassen. Will ich einen möglichst guten Anwalt beauftragen, der mich vertritt, muss ich tief in die Tasche greifen. Schlimmer noch: viele Menschen in unserer Gesellschaft können sich dann einen guten Anwalt nicht mehr leisten. Das gesellschaftliche Ziel, die Gleichheit vor dem Gesetz, ist dann nicht mehr gewahrt. Die USA verfolgen dieses Prinzip. Kommt es zur Abrechnung, ist es dem Rechtsanwalt überlassen, die Anzahl der Stunden anzugeben. Ob er 120 Stunden oder 240 Stunden zur Vorbereitung auf den Prozess benötigt hat, kann der Klient nicht bewerten.

Noch ein Beispiel?

Der Arzt wurde in den Regelleistungen durch die Krankenkassen so stark nach unten gedrückt, dass er die Behandlung kaum noch auskömmlich durchführen kann. Er befindet sich in einer Situation, dass er Zusatzeinnahmen generieren möchte. Im rechtlichen Rahmen sind das individuelle Gesundheitsleistungen, die der Kunde selbst zu bezahlen hat oder Untersuchungen, die medizinisch nicht erforderlich sind. Hier ist der Arzt kein Freiberufler mehr, denn er hat finanzielle Vorteile von der Beratung seiner Kunden. Über die Möglichkeiten außerhalb des rechtlichen Rahmens berichtet in regelmäßigen Abständen die Presse: Da gibt es Absprachen mit Pharmaunternehmen, Boni auf verschriebene Medikamente zu erhalten [3]. Da werden in Absprache mit Krankenkassen die Patienten kränker gemacht als sie sind [4] oder es werden mit den von Ihnen abhängigen Nachunternehmern, Leistungsbeteiligungen vereinbart [5].

Wenn Sie mich fragen, ist das Verfahren mit der Honorarordnung ein ganz guter Kompromiss, mit dem alle Seiten gut leben können. Der Freiberufler wird ethischen Grundsätzen verpflichtet und in die Pflicht genommen, die Planung erschöpfend durchzuführen. Dafür wird er mit auskömmlichen Honoraren versorgt.

In der Wissenschaft gibt es ebenfalls die Möglichkeit der Beauftragung außerhalb der geregelten Mittelzuweisung. Es sind die Drittmittelaufträge. Hier verhandeln Privatpersonen und Firmen direkt mit den Wissenschaftlern und deren Instituten. Oft sind es Dienstleistungen, die die Institute für Dritte erbringen:

- Durchführung von Versuchen, Auswertung und Interpretation von Ergebnissen für eine klar umrissene Fragestellung (z.B. 25 Auszugsversuche in Sandwichbauteilen Typ 1 mit direkter Befestigung einer Schraube ohne Kalotte) oder
- Planung und Durchführung von Fortbildungen (Bemessung von Anschlüssen im Stahlbau).

Hiergegen ist aus wissenschaftlicher Sicht nichts einzuwenden. Die Institute nutzen ihre Kompetenz um Drittmittel einzuwerben. Hieraus ergeben sich im Institut finanzielle Spielräume, um wissenschaftliche Mitarbeiter mit der freien Forschung zu beauftragen. Durch den Kontakt mit den fachbezogenen Dritten ergeben sich oft Synergieeffekte und der Rückgriff auf Erfahrungen und Ressourcen. Durch den Einfluss der Externen wird die Forschung oft zielgerichteter und führt oft schneller zum Ziel. Freie Forschungsaufträge von Dritten auf Honorarbasis sind jedoch ausgesprochen selten. Wichtig ist hier jedoch den Verlust der Unabhängigkeit und der Verlust des freien Forschens [14]. Gibt ein Pharmaunternehmen eine Studie in Auftrag, ob ein Medikament die Symptome einer Krankheit lindert, kann das Ergebnis der Studie positiv sein. Ob ein vierwöchiger Aufenthalt am Meer die gleichen oder bessere Ergebnisse erzielt wird jedoch nicht untersucht [16], [17].

7 Die öffentliche Vergabe von freiberuflichen Leistungen und Forschungsaufträgen

Da die Honorarordnung eine Übereinkunft von Freiberuflern mit der öffentlichen Hand ist, sind öffentliche Stellen besonders an die HOAI gebunden. Werden also öffentliche Gebäude, Brücken, Kanalnetze oder Freianlagen geplant, erfolgt die Beauftragung nach HOAI. Auch die Kommunen stehen vor der schwierigen Aufgabe ein Büro für eine Aufgabe auszuwählen. Da es sich um öffentliche Gelder handelt, ist es zusätzlich wichtig nicht in den Verdacht der Vorteilsnahme zu geraten. Die übliche Vergabepaxis sah vor, dass das Bauamt einer Kommune einen Pool aus geeigneten Ingenieurbüros anlegte, mit denen Sie in der Vergangenheit erfolgreich zusammengearbeitet hatten. Um nicht in die Abhängigkeit von einzelnen Büros zu geraten wurde der Pool immer auch durch neue Büros ergänzt. Bei kleineren Bauvorhaben wurden neue Büros getestet und somit Vertrauen aufgebaut. Der Pool war damit in ständiger Bewegung. Ziel der Ingenieurbüros war es, durch gute Leistung in dem Pool zu bleiben und bei weiteren Projekten erneut angefragt zu werden. Das Honorar spielte keine Rolle, denn es gibt ja die HOAI. Mussten außergewöhnliche Projekte geplant werden, die eine besondere Schwierigkeit aufwiesen oder einem besonderen Anspruch unterlagen, wurde die Ingenieurleistung ausgeschrieben.

7.1 Vergabe über 209.000,- € Netto-Honorarsumme

Durch die Europäische Union wurde ein Ausschreibungsverfahren für große Bauvorhaben verpflichtend festgelegt und mündete 1997 in Deutschland in der Verdingungsordnung für freiberufliche Leistungen (VOF) [6]. Ab dem Jahr 2016 ist die VOF in der Verordnung über die Vergabe öffentlicher Aufträge (VgV) [7] aufgegangen. Freiberufliche Leistungen werden in Abschnitt 6 behandelt. Die Vergabeschwelle wurde am Honorar festgemacht und liegt bei 209.000,- € Netto-Honorar. Bei Planungsleistungen ab dieser Schwelle muss das Planungsvorhaben veröffentlicht werden und in einem ersten Schritt können sich alle Ingenieurbüros an einem Leistungswettbewerb beteiligen. Hier werden Parameter des Büros abgefragt, die die wirtschaftliche, technische und personelle Eignung beleuchten. Wesentlich ist natürlich auch die Erfahrung auf dem angefragten Gebiet. Unter den für geeignet bewerteten Büros kommt es dann zu einem Preiswettbewerb im Rahmen der HOAI. Kurios. Habe ich doch gerade noch gesagt, dass die HOAI keinen Preiswettbewerb unter Freiberuflern zulässt. Da kollidiert die Auffassung der Europäischen Union, die auf Wettbewerb setzt, mit den Rechten der Freiberufler in Europa. Um europäisches Recht mit deutschem Recht in Einklang zu bringen, wurde begonnen, die HOAI zu verbiegen. Variablen der HOAI wie etwa die Prozentsätze der Leistungsphasen wurden gemindert, Besondere Leistungen, Zuschläge und Nebenkosten waren reine Verhandlungsmasse.

Augenfällig ist hierbei, dass gerade Großprojekte seit einiger Zeit in der öffentlichen Kritik stehen [8]. Wenn es um die Liste der Steuerverschwendung geht, sind Großbaustellen immer wieder ein Thema. Gerade Termine und Baukosten werden nicht eingehalten [9]. Untersuchungen zeigen, dass es immer ein Versagen vieler Beteiligter bedarf, um ein Projekt in den Abgrund zu stürzen [10]. Dass sich der Planer bei Großprojekten immer häufiger als reiner Dienstleister fühlt, trägt aber sicher nicht zum besseren bei.

7.2 Vergabe unter 209.000,- € Netto-Honorarsumme

Das alles hatte auf die mittelständischen Architektur- und Ingenieurbüros jedoch keinen Einfluss. Der durchschnittliche selbständige Ingenieur beschäftigt gerade einmal 3 Mitarbeiter und ist weit weg von solchen Großprojekten. Prekär wurde die Situation jedoch als 2015 das Hessischen Vergabe- und Tarifreue Gesetz (HVTG) [11] auf freiberufliche Leistungen angewandt werden sollte.

Sinn des HVTG ist es, eine verbindliche Regelung bei der Beschaffung von Bauleistungen und Bau-Dienstleistungen zu geben. Hier werden Vergabeverfahren festgelegt und Auftragssummen als Verfahrensabgrenzungen benannt. Ziel ist ein fairer Wettbewerb zwischen Bauunternehmen und Bau-Dienstleistern. Über eine Leistungsbeschreibung, das

Leistungsverzeichnis (LV) werden die angefragten Leistungen klar beschrieben und ermöglichen den Preisvergleich. Der Bauunternehmer muss sich gleichzeitig zu Tariflöhnen bekennen, wenn er für den öffentlichen Auftraggeber arbeitet.

Um die Regelungslücke für Vergaben an Freiberufler unterhalb von 209.000,- € zu schließen, wird seit 2015 das HVTG auch auf die Vergabe von freiberuflichen Leistungen bei öffentlichen Planungsaufträgen angewendet. Die Begründung hierfür erfolgt durch die Gleichsetzung von freiberuflichen Leistungen mit Bau-Dienstleistungen, da freiberufliche Leistungen explizit im HVTG nicht genannt werden.

Wie ich oben schon ausgeführt hatte, sind freiberufliche Leistungen jedoch keine Dienstleistungen und schon gar nicht Bau-Dienstleistungen im Sinne des HVTG. Dort sind Leistungen gemeint, die zur Unterstützung für die Herstellung des Bauwerks benötigt werden. Hierzu zählen z.B. Transportdienstleistungen, Security auf der Baustelle, Reinigung von Unterkünften und Verkehrswegen. Gerade für diese Leistungen, die oftmals von gering qualifizierten Arbeitskräften erbracht werden, ist es sinnvoll auf die Tariftreue zu bestehen. Die Leistung lässt sich exakt ausschreiben und an den Mindestbietenden vergeben.

Bei Architekten- und Ingenieurleistungen werden hochqualifizierte Arbeitskräfte eingesetzt. Eine Vielzahl von unbesetzten Stellen zeigt die gute Position der Arbeitnehmer, die bei geringen Absolventenzahlen, steigenden Aufgaben und einer Verrentung starker Planerjahrgänge in Zukunft sicher bestehen bleiben wird. Die Forderung nach Tariftreue oder einem Mindestlohn, wie es das HVTG fordert, erscheint für Freiberufler und ihre Mitarbeiter daher unnötig.

Die Einbindung freiberuflicher Leistungen in das HVTG hat fatale Konsequenzen für den Sachbearbeiter im öffentlichen Dienst und das anbietende Architektur- oder Ingenieurbüro.

Der Sachbearbeiter im Tiefbauamt einer Stadt, der eine Brücke sanieren soll oder die angestellte Architektin beim Landkreis, die einen Schulbau realisieren möchte: beide stehen vor der schwierigen Aufgabe, ein qualifiziertes Planerteam auszuwählen. Der Sachbearbeiter muss sich schon bei der Anfrage Gedanken machen, in welcher Höhe das Honorar liegen wird, denn er muss die Vergabegrenzen des HVTG einhalten.

- Liegt das Honorar unter 10.000,- € netto, kann er einen Planer seines Vertrauens zum Angebot auffordern.
- Liegt das Honorar im Bereich von 10.000,- € bis 50.000,- €, müssen 5 Planer zu einem Preiswettbewerb aufgefordert werden.
- Liegt das Honorar im Bereich von 50.000,- € bis 209.000,- € muss ein Interessenbekundungsverfahren (IBV) vor dem Preiswettbewerb vorgeschaltet werden.

Um diese Grenzen abschätzen zu können, ist für die unterschiedlichen Gewerke (Statik, HLS, Wärmeschutz, Elektroplanung,...) die Schwierigkeit der Planungsaufgabe, der zusätzliche Aufwand beim Umbau und die zu erbringenden Leistungen in den einzelnen Planungsphasen festzulegen. In der Sprache der HOAI heißt das: Honorarzone, Umbauzuschlag und Teilleistungen müssen vom Sachbearbeiter definiert werden. Das ist eine schwierige Aufgabe, die selbst den Fachingenieuren in ihren eigenen Disziplinen nicht immer leicht fällt und die Sachbearbeiter gerade bei kleinen Kommunen oft überfordert. Ist das zu erwartende Honorar bestimmt, kann die Vergabeart festgelegt werden.

7.2.1 Vergabe unter 10.000,- € Netto-Honorarsumme

Hier kann der Sachbearbeiter ein ihm geeignet erscheinendes Architektur- oder Ingenieurbüro zu einem Angebot auffordern. Das Angebot kann entweder frei nach geschätztem Aufwand und Stundenansätzen verfasst werden, wenn die Mindestsätze der HOAI unterschritten werden oder es fußt auf der HOAI. Da nur ein Büro angefragt wird, kann der Fachingenieur die möglichen Variablen der HOAI mit dem Sachbearbeiter frei verhandeln.

7.2.2 Vergabe zwischen 10.000,- € und 50.000,- € Netto-Honorarsumme

Hier sind nach HVTG 5 Planer zu einem Preiswettbewerb im Rahmen der HOAI aufzufordern. Hierbei gibt es 2 Möglichkeiten der Anfragen: Der Sachbearbeiter überlässt es den Planern, die Variablen der HOAI selbst zu wählen oder er gibt die Variablen der HOAI vor.

Im 1. Fall, führt das zu einem unzulässigen Preiswettbewerb mit erstaunlichen Kuriositäten: Wissentlich falsche Einstufung in die Honorarzone, Abschläge in den Teilleistungen, die mit einer Leistungsverminderung einhergehen und Dumpingpreise bei den Besonderen Leistungen, um nur einige zu nennen.

Der Sachbearbeiter steht vor 5 unterschiedlichen Angeboten, die nicht miteinander vergleichbar sind. Mit der Vergabe nach HVTG bekommt der Planer mit dem geringsten Preis den Auftrag, obwohl alle Planer unterschiedliche Leistungen und Rahmenbedingungen angesetzt haben. Das ist nicht im Sinne eines gleichen Wettbewerbs und nicht im Sinne des HVTG. Hier wird die HOAI eindeutig pervertiert.

Im 2. Fall gibt der Auftraggeber die wichtigsten Variablen vor. Damit definiert der Sachbearbeiter die Leistung und er bekommt nach HOAI vergleichbare Angebote. Werden keine Besonderen Leistungen angefragt, bleiben dem Planer nur noch die Nebenkosten und der Honorarsatz als variable Größe. Möchte er den Auftrag für sich entscheiden, setzt er Mindestsatz ein und stellt die Nebenkosten auf 0. Jetzt ist das passiert, was die HOAI fordert: Gleiche Preise für gleiche

Leistungen. Der Sachbearbeiter hat dem HVTG genüge getan und steht wie vor der Einführung des HVTG vor der Auswahl eines ihm geeigneten Planers. Die Honorareinbußen liegen bei ca. 25 %.

Im ersten Fall wird die HOAI ausgehebelt, im zweiten Fall das HVTG.

7.2.3 Vergabe zwischen 50.000,- € und 209.000,- € Netto-Honorarsumme

Bei dieser Vergabehöhe ist ein Interessenbekundungsverfahren (IBV) vor dem Preisangebot vorgeschaltet. Das HVTG fordert hier ein einfaches Bewerbungsschreiben, das dem Sachbearbeiter einen Einblick in die wirtschaftliche, technische und personelle Leistungsfähigkeit des Planungsbüros vermitteln soll. Ist das aufgeforderte Büro unbekannt, kann dies sinnvoll sein. Sollen auf dieser Grundlage jedoch Büros ausgewählt werden, muss eine Rangfolge erstellt werden. Hier sind die abgefragten Kriterien zu vergleichen und zu bewerten. Das führt zu einer Bewertungsmatrix mit objektiven Kriterien, die immer auch Büros von der erfolgreichen Teilnahme ausschließen. Aus dem formlosen Bewerbungsschreiben wird eine dem VOF bzw. VgV vergleichbare Bewerbungsanfrage mit Nebenwirkungen.

- Ist der Umsatz des Büros oder die Mitarbeiteranzahl maßgebend, werden kleine Büros schlecht bewertet.
- Ist die Erfahrung der Mitarbeiter maßgebend, werden junge Büros schlecht bewertet.
- Sind die Referenzprojekte maßgebend, werden Büros mit nicht passenden Projekten schlecht bewertet.

Die Konsequenz aus diesem Verfahren ist, dass auf Dauer nur noch umsatzstarke Büros mit einer ausreichend erfahrenen Belegschaft öffentliche Aufträge bearbeiten. Hat man in 5 Jahren keine öffentlichen Aufträge mehr bearbeitet, hat man keine passenden Referenzprojekte mehr, um sich erfolgreich bewerben zu können. Gerade für die Fachingenieure (HLS, Elektro, Statik, ...) passen die Anfragen der Referenzprojekte nicht mit den erforderlichen Leistungen zusammen. Hier kommt auf den Sachbearbeiter eine besondere Verantwortung zu. Er muss unabhängig vom Gebäudetyp fachspezifische Kriterien entwickeln, für die er Referenzen abfragt. Für den Planer entsteht ein nicht unerheblicher finanzieller Aufwand für die Bearbeitung des IBVs. Bearbeitungskosten von 1.500,- € sind hier die Regel. Dem gegenüber steht eine nur geringe Chance, zum Preiswettbewerb zugelassen zu werden.

Nachdem durch das IBV 5 Büros ausgewählt wurden, werden diese zur Abgabe eines Honorarangebotes aufgefordert. Hier zeigen sich die gleichen Probleme wie unter Kap. 7.2.2 aufgeführt.

7.3 Die öffentliche Vergabe von Forschungsaufträgen

Überträgt man dieses Auswahlverfahren auf die Wissenschaft, zeigen sich die gleichen Probleme wie beim Freiberufler.

Um eine einheitliche Vergleichsbasis zu erzeugen, müssen Qualitäten quantifiziert werden. Ausstattung des Instituts, Mitarbeiteranzahl, Absolventenzahlen, Dienstjahre und Erfolge der Forscher und viele Kriterien mehr werden in einer Matrix quantifiziert werden. Erst beim Erreichen eines bestimmten Grenzwertes darf sich das Institut um einen Forschungsantrag bewerben. Auch die Schlüsselzuweisungen der Landesstellen werden sich hiernach richten. Der Verwaltungsaufwand ist wie beim Freiberufler nicht zu unterschätzen. Er bindet kreative Kräfte an Verwaltungsaufgaben, die in der Forschung fehlen.

Im Nachgang wird es zum Preiskampf kommen. Welches Institut hat den wirtschaftlichsten Weg zur Erreichung des Forschungsziels gefunden? Für die Institute wird der Weg der Gleiche sein wie für die Ingenieurbüros. Große Einheiten werden die Gewinner sein. Kleine Institute und dabei besonders die ehemaligen Fachhochschulen (Heute: Universities of applied sciences) werden sich dagegen nicht behaupten können [18]. Hier agiert der Zuschussgeber wie ein privater Drittmittelgeber. Es kommt zur Verflachung der Forschung. Institute werden durch das Verfahren ermuntert, die Gebiete zu erforschen, in denen es die meisten und aussichtsreichsten Forschungsmittel gibt. Eine freie Forschung kann nur noch über die Schlüsselzuweisung der Länder erfolgen.

Das alles wäre nicht so schlimm, wenn nicht das Land als Dienstherr gleichzeitig kontinuierlich die Mittel für die Landesstellen verkürzen würde. Durch das Verbot der Verrechnung von Forschungsmitteln gibt es anders als im freiberuflich geführten Ingenieurbüro keine Möglichkeit, die freie Forschung durch Umschichtung von Restbeträgen der Forschungsaufträge zu unterstützen.

8 Die Zukunft der Ingenieurbüros und der wissenschaftlichen Institute

2016 hat die europäische Kommission mitgeteilt, dass sie gegen Deutschland eine Klage beim Europäischen Gerichtshof (EuGH) wegen der Mindest- und Höchsthonorare der HOAI einreicht. Nach Auffassung der Kommission laufen diese der Dienstleistungsrichtlinie zuwider. Auch hier herrscht ein eklatantes Missverständnis über die Art von freiberuflichen Leistungen. Die EU-Kommission klagt an, dass es bei freiberuflichen Leistungen nicht zu einem uneingeschränkten Preiswettbewerb kommen kann. Stimmt. Und wie oben schon gesagt aus einem guten Grund. Die Entscheidung des EuGH wird für Mitte 2018 erwartet. Aber nicht nur in der europäischen Kommission, sondern auch auf Bundesebene in Deutschland wird am Status des Freiberuflers gesägt. Die Unterschwellenvergabeordnung (UVgO) vom Februar 2017 [12] fordert in §50, dass Öffentliche Aufträge über freiberufliche Leistungen, grundsätzlich im Wettbewerb zu vergeben seien. Wie dieser Wettbewerb aussehen soll, bleibt jedoch offen.

Wenn im nächsten Jahr die HOAI fällt, wird es spannend für unseren Berufsstand und für die Gesellschaft.

Begreifen wir Ingenieure uns dann als reine Dienstleister, werden wir wie große Firmen ein Nachtragsmanagement aufbauen und juristischen Beistand benötigen. Es geht ja nicht mehr um das Werk, sondern nur noch um die Erfüllung einer zwangsläufig unbeschreibbaren Dienstleistung. Da wird Nachträgen Tür und Tor geöffnet zum Nachteil von gerade unerfahrenen Bauherren. Ein Festpreis beinhaltet nur die Mindestplanung mit einfachen, teuren Lösungen, ohne dass der unwissende Bauherr es bewerten kann. Durch die öffentlichen Ausschreibungen bekommt auch der unverantwortliche Ingenieur immer wieder eine Chance auf einen neuen Auftrag. Er muss nur billig genug sein. Um die geringen Preise umzusetzen, muss der Selbständige seine Mitarbeiter im Gehalt drücken, um seine eigenen Gewinne aufrecht zu erhalten. Der Bachelor-Ingenieur mit einem Einstiegsgehalt von unter 30.000,- €/Jahr wird dadurch attraktiv werden. Der Weg des Maschinenbaus wird auch für die Baubranche kommen: viele kleine Ingenieurbüros werden zu wenigen großen Ingenieurgesellschaften mit all den kartellrechtlichen Problemen und den Absprachen zwischen Wirtschaft und Politik, wie wir sie zur Zeit beim Diesel-Skandal zu sehen bekommen. Auch kleine Bauvorhaben werden negativ in der Presse erscheinen mit Schäden, Mängeln, Kosten- und Terminüberschreitungen, wie wir es heute nur bei Großbaustellen erleben.

Die wissenschaftlichen Institute stehen in dem gleichen Spannungsfeld wie die Ingenieurbüros. Durch die Vergabepaxis der Zuschussgeber werden große Institute bevorzugt und erhalten weiterhin DfG- und AiF-Mittel. Kleine Institute und insbesondere Institute von ehemaligen Fachhochschulen werden auf Dauer nicht mehr berücksichtigt. Freie Forschung ist auf Landesmittel beschränkt und wird durch die angewandte Vergabepaxis abgebaut. Drittmittelbasierte Aufträge aus der Wirtschaft können nicht in der notwendigen wissenschaftlichen Tiefe und Breite bearbeitet werden, so dass Forschungsergebnisse zu interessengeleiteten Gutachten werden. Hierfür geben die Institute dann nur noch ihren Namen und den wissenschaftlichen Anstrich.

9 Quellenangabe

- [1] Grundsätze zur Berufsordnung (Berufsgrundsätze) für die Mitglieder der Ingenieurkammer Hessen vom 02.11.2012.
- [2] 7. Novelle der Verordnung über die Honorare für Architekten- und Ingenieurleistungen (HOAI) vom 17.07.2013
- [3] „Pharmahonorar für Ärzte. Vielen Dank für die Millionen!“, Christina Elmer, Markus Grill und Stefan Wehrmeyer, Spiegel Online vom 14.07.2016
- [4] „Gesundheitsministerium will Schummeleien von Ärzten und Kassen stoppen“, Daniel Pokraka, ARD-Studio-Berlin, vom 20.01.2017
- [5] Das Zahntechnikerhandwerk zwischen Gesundheitspolitik und Markt, Wolfram Wassermann / Wolfgang Rudolph, Rationalisierungs- und Innovationszentrum der Deutschen Wirtschaft, Hans-Böckler-Stiftung, Eschborn und Düsseldorf, Mai 2003.
- [6] Vergabeordnung für freiberufliche Leistungen (VOF) vom 18.11.2009.
- [7] Verordnung über die Vergabe von öffentlichen Aufträgen (Vergabeverordnung – VgV) vom 12.04.2016.
- [8] „Deutschland verschwendet Milliarden auf Baustellen“, von Tobias Kaiser, Die Welt vom 29.05.2016
- [9] „Schwarzbuch 2016/17: Wie der Staat Steuergeld verschwendet“, Florentin Schumacher, Spiegel Online vom 06.10.2016
- [10] Endbericht der Reformkommission Bau von Großprojekten, Bundesministerium für Verkehr und digitale Infrastruktur vom Juni 2015
- [11] Hessisches Vergabe- und Tariftreuegesetz (HVTG) vom 19.12.2014
- [12] Verfahrensordnung für die Vergabe öffentlicher Liefer- und Dienstleistungsaufträge unterhalb der EU-Schwellenwerte (Unterschwellenvergabeordnung - UVgO) vom 02.02.2017.
- [13] „Marburger Erklärung“ zum Vergabeverfahren freiberuflicher Leistungen für öffentliche Aufträge im Unterschwellenbereich, Architekten und Ingenieurverein (AIV) Marburg e.V. vom 08.06.2017.
- [14] „Drittmittel an Universitäten - Einfluss der Geldgeber auf die Forschung bleibt unklar“, Armin Himmelrath, Deutschlandfunk vom 14.05.2016.
- [15] „Der schwierige Balanceakt der Forschungsfinanzierung“, Christoph Küffer, ETH Zürich vom 25.08.2016.
- [16] „Die gekaufte Wissenschaft“, Kerstin Kohlenberg und Yassin Musharbash, Zeit Online vom 08.08.2013.
- [17] „Glyphosat vergiftet die Wissenschaft“, Elke Bodderas, die Welt vom 18.03.2017.
- [18] „Sein, Schein, Scheine: Der Druck der Drittmittel.“, Prof. Micha Teuscher im Interview mit Zeit Online vom 21.01.2015.

Werkstoffinnovationen im Bauwesen

Prof. Dr. ir. Eddie Koenders¹
Dr. Chem.-Ing. N. Ukrainczyk²
Dr. Antonio Caggiano³
Dr.-Ing. A. Gilka-Bözwow⁴

¹Professor und Direktor des Instituts für Werkstoffe im Bauwesen, koenders@wib.tu-darmstadt.de

²Postdoc – Forscher in Geopolymere und Transportmodellierung, ukrainczyk@wib.tu-darmstadt.de

³Forschungsstipendiat der Alexander von Humboldt-Stiftung, caggiano@wib.tu-darmstadt.de

⁴Postdoc – Forscher in ultra-leichte Zementöse und Geopolymerschäume, gilka-boetzow@wib.tu-darmstadt.de

Technische Universität Darmstadt, Institut für Werkstoffe im Bauwesen, Germany

Abstract:

Ermutigende Innovationen und Entwicklungen auf dem Gebiet des Bauens und der Baustoffe können erreicht werden, indem man Energieeffizienz als Schlüsselparаметer anerkennt und einen ganzheitlichen Ansatz anstrebt, der zu einer verbesserten Nachhaltigkeitsperspektive führt. Energieeffizienz kann erreicht werden durch eine unvoreingenommene Neubewertung der vorherrschenden Konzepte oder durch die Überprüfung von akzeptierten Lösungen für die am häufigsten verwendeten Baustoffe. In dieser Hinsicht tendieren die internationalen Forschungsanstrengungen dazu, alternative Lösungen zu finden, die den CO₂-Fußabdruck von Zement verbessern. Eine mögliche Entwicklung in diese Richtung, die dazu neigt, ökologischen Bindemitteln eine Antwort zu geben, stellen alkali-aktivierte Bindemittel oder das explizitere Geopolymer dar. Auch werden Wärmespeichermaterialien vorgestellt, bei denen Phasenwechselmaterialien verwendet werden, um einen Beton anfälliger für Wärmespeicher und -freisetzung zu machen. Schließlich werden ultraleichte zementgebundene und Geopolymerbasierte Schaume vorgestellt und diskutiert.

Stichworte: Baustoffe, Energie, Geopolymere, Schaum, Wärmespeicher

1 Einleitung

Energieeffizienz im Bauwesen kann in verschiedene vorherrschende Aktivitäten zerlegt werden, die den Energiebedarf von den Sektoren als Ganzes charakterisieren. Generell sind diese Aktivitäten in der Regel abhängig vom Stand der Technik und verfügen über ein eigenes Innovationspotenzial. Haupttreiber ist die Zirkularität oder Rohstoffe mit dem Ziel, deren Verbrauch zu minimieren, indem der Einsatz von recycelten Bauschutt (CDM) verbessert wird. Daraus folgt, dass Materialien und/oder Produkte im Hinblick auf einen möglichst geringen Einsatz natürlicher Rohstoffe entwickelt werden müssen und gleichzeitig die Verwendung von recycelten Bestandteilen gefördert werden muss. Darüber hinaus steht die Materialperformance im Hinblick auf die Fähigkeit zur Energieeinsparung oder Energieeinsparung im Vordergrund. Um einige mögliche Innovationen aufzuzeigen, die sowohl Nachhaltigkeit als auch Energieeffizienz vorantreiben, werden in diesem Beitrag drei Richtungen aufgezeigt, die sich mit der Verwendung von Geopolymeren als mögliche Alternative zu zementgebundenen Materialien, der Nutzung von Wärmespeicherungsphänomenen in Bauelementen unter Verwendung von Phasenwechselmaterialien und schließlich der Verwendung von ultraleichtem Schaumstoff auf Zement- oder Geopolymerbasis als mögliche Alternative zu vorherrschenden Dämmstoffen befassen.

Die Baubranche benötigt jedes Jahr enorme Mengen an Rohstoffen, um ihren jährlichen Bedarf an Bauwerken aus Beton mit Portlandzement als Hauptbindemittel zu decken. Im Jahr 2018 rechnet der Weltmarkt mit einem Verbrauch von 4216 Mio. t Zement [1]. Diese riesigen Mengen an Zement werden immer mehr zum Diskussionspunkt und vor allem wegen der riesigen Menge an fossilen Brennstoffen, die benötigt werden, um Kalkstein zu einem Portlandzementklinker zu brennen, was mit der Emission großer Mengen an CO₂ einhergeht, die sowohl durch die Verbrennung fossiler Brennstoffe als auch durch die Entsäuerung des Kalksteins verursacht werden. Wegen der enormen Mengen an Zement, die jedes Jahr benötigt werden, wird nach Alternativen gesucht, was sich jedoch als keine leichte Aufgabe herausstellte [2]. Daher ist es das Streben der Sektoren, Zement durch weltliche puzzolanische Materialien zu ersetzen, mit dem Ziel, ihre Produkte "grüner" zu machen. Innovationen in dieser Richtung haben zu Zementersatzsystemen, gemischten Puzzolansystemen und schließlich zu Systemen geführt, bei denen Zement vollständig ersetzt wird, was zu Systemen führt, bei denen die puzzolanischen Materialien durch zugesetzte Alkalien aktiviert werden. Wenn diese Puzzolane immer noch eine signifikante Menge an Calcium enthalten, werden sie als alkali-aktivierte Bindemittel bezeichnet, und wenn dieser Calciumgehalt vernachlässigbar ist, werden diese Systeme als Geopolymere bezeichnet.

In Abschnitt 2 werden weitere Einzelheiten zu diesem Thema erläutert, wobei der charakteristische Unterschied im Härtungsmechanismus mit Zement hervorgehoben wird, sowie ein Eindruck über die mechanischen Eigenschaften von Geopolymeren vermittelt wird, wobei insbesondere die Druckfestigkeit für ein reines Geopolymer auf Metakaolinbasis

sowie ein gemischtes Geopolymer auf Metakaolin-Trass-Basis angesprochen wird. Die Ergebnisse werden präsentiert und diskutiert. Anschließend wird in Abschnitt 3 das Potenzial der Wärmespeicherung in Beton diskutiert und einige Ergebnisse eines kleinen Forschungsprojektes vorgestellt. In Abschnitt 4 werden die Fortschritte bei ultraleichten mineralischen Schäumen in Form von experimentellen Arbeiten sowie eines konzeptionellen Modells zur Entwicklung eines mineralischen Schaums auf der Grundlage mechanischer und thermischer Anforderungen diskutiert, was zu einer energieeffizienten und nachhaltigen Alternative für Dämmstoffe führt.

2 Geopolymere

Die Entwicklung von Geopolymeren als mögliches Bindemittel neben Zement hat bereits eine sehr lange Geschichte. Ursprünglich wurde der Begriff Geopolymer vom französischen Chemiker Joseph Davidovits in den 1970er Jahren vorgeschlagen [3]. Geopolymere gelten als anorganische Polymere, die aus zwei Komponenten bestehen: einem reaktiven Pulver, das vorzugsweise große Mengen an amorphem SiO_2 und Al_2O_3 enthält, und einer alkalischen Aktivatorlösung. Die chemische Reaktion dieser beiden Komponenten wird als Geopolymerisation bezeichnet. Danach härtet das Stoffgemisch aus und verwandelt sich in ein wasserbeständiges Aluminiumoxid-Silikat-Netzwerk. Dann steht ein Bindemittelsystem zur Verfügung, das ähnlich wie Zement in Baustoffen (Matrizenkleber für Mörtel oder Beton) betrachtet werden kann. Der Begriff Geopolymer ist in der einschlägigen Literatur manchmal verwirrend. In der von Davidovits in den 1970er Jahren durchgeführten Forschung verwendete der Autor Metakaolin und Alkalisilikat (Wasserglas) als Basismaterialien [3]. Es handelt sich um Rohstoffe ohne Calciumoxid-Gehalt. Da es derzeit keine Regeln für die chemisch-mineralogische Zusammensetzung der Rohstoffe gibt und diese nicht normativ verankert sind, wird der Begriff Geopolymer manchmal auch für alkalisch aktivierte Schlackenzemente (Hüttensandzement) verwendet, die ebenfalls einen erheblichen Anteil an Calciumoxid enthalten. Bei diesen Systemen führt die Reaktion nicht nur zur Bildung eines reinen Alumosilikatnetzwerkes, sondern auch zur Bildung von Hydratphasen wie im Zement [4].

Nach dieser Definition von Geopolymeren eignet sich Metakaolin (kalziniertes Kaolin) aufgrund der großen Mengen an reaktivem SiO_2 und Al_2O_3 am besten als reaktiver Feststoff. Die Feinheit des Metakaolinpulvers variiert je nach weiteren Inhaltsstoffen, wie z.B. Quarz. Darüber hinaus kann Flugasche, die als Nebenprodukt von Kohlekraftwerken anfällt, auch zur Synthese eines Geopolymers verwendet werden. Allerdings ist die Reaktivität im Allgemeinen viel geringer als bei Metakaolin. Ein großer Vorteil ist jedoch die Kugelform der Flugaschepartikel, die sich positiv auf die Verarbeitbarkeit der Mischungen auswirken. Besonders für Geopolymere ist dies positiv zu bewerten, da Fließmittel für zementbasierte Systeme nicht den gleichen Wirkungsgrad haben und daher eine höhere Dosierung der Aktivatorlösung erforderlich ist. Entwicklungen in diese Richtung sind nach wie vor Teil des aktuellen Stands der Forschung. Geopolymere können als Beton oder als Leim verwendet werden. In Abb. 1, links, wird ein Geopolymerbeton auf Metakaolin-Basis mit einer Druckfestigkeit von 20 MPa, 33 MPa und 41 MPa nach 1, 2 bzw. 7 Tagen vorgestellt. Auf der rechten Seite sind Geopolymer Leimproben mit drei verschiedenen Metakaolinarten dargestellt, deren eintägige Festigkeit je nach Alkali-/Pulververhältnis zwischen 60 und 75 MPa liegt [5].



Abb. 1: Links und Mitte: Geopolymerbasierte Betonprobe. Rechts unten: Geopolymere Leimproben. Rechts oben: Ökozement-Logo.

2.1 Geopolymerization versus cement hydration

Die Grundreaktion zwischen Zement und Wasser wird allgemein als 'Zement-Hydratation' bezeichnet und geht mit der Entwicklung von Hydratationsprodukten einher, wie z.B. Calciumsilikathydrate (C-S-H) Phasen, Calciumaluminathydrate (C-A-H) sowie Calciumhydroxid ($\text{Ca}(\text{OH})_2$). Bei der Betrachtung des Aushärtungsprozesses von Geopolymeren, der als "Geopolymerisation" bezeichnet wird, ist zu beachten, dass sich dieser Prozess vollständig von der Zementhydratation unterscheidet und sich anhand der schematischen Darstellung in Abb. 2 [6] einfach erklären lässt. Genauer gesagt, die OH-Ionen aus der alkalischen Aktivatorlösung lösen in einem ersten Schritt die amorphen Bestandteile des reaktiven Feststoffes auf. Dadurch werden die Bindungen von SiO_2 und Al_2O_3 zu Monomeren (d.h. $\text{Si}(\text{OH})_4$ und $\text{Al}(\text{OH})_4$) sowie zu anderen komplexen Molekülen aufgebrochen. Die Reaktionsentwicklung dieses Prozesses wird mit Hilfe eines isothermen Kalorimeters gemessen und zeigt zu Beginn der Reaktion einen stark ausgeprägten exothermen Peak für verschiedene Metakaolin-basierte Pasten (siehe Abb. 3, links). In der anschließenden Polykondensationsreaktion, die durch den zweiten exothermen Peak der Wärmekurve repräsentiert wird, kommt es zur Agglomeration kolloidaler Partikel, was zu einer Weiterentwicklung und räumlichen Vernetzung der Polymerketten

führt und mit dem Fortschreiten der Kondensationsreaktion fortgeführt wird. Schließlich wird ein daraus resultierendes gehärtetes Aluminosilikatnetzwerk aufgebaut, das sich aus den mit Sauerstoffatomen verbundenen Tetraedern $[\text{SiO}_4]^{4-}$ und $[\text{AlO}_4]^{5-}$ zusammensetzt. Die Kationen K^+ und Na^+ sind für den Ladungsausgleich der negativ geladenen $[\text{AlO}_4]^{5-}$ Tetraeder verantwortlich und werden somit ebenfalls in das Netzwerk eingebunden. Vergleicht man die Ergebnisse mit der Hydratation von Zement, so stellt man fest, dass nur ein sehr kleiner Teil des Wassers (aus der Aktivatorlösung) chemisch in das Aluminosilikatnetz integriert ist. Dies hat zur Folge, dass sich die Porenstruktur von Geopolymeren wesentlich von zementgebundenen Pasten unterscheidet, die typischerweise ein nahezu monogroßes Netzwerk kleiner Poren enthalten (siehe Abb. 3, rechts).

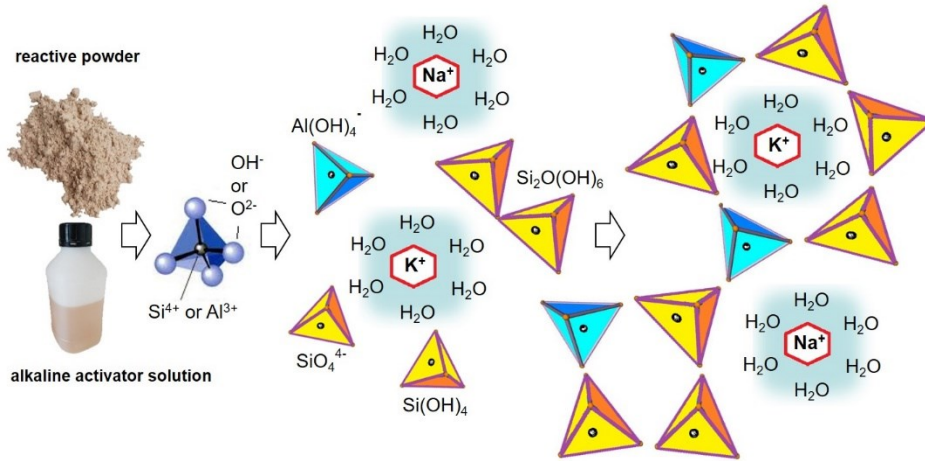


Abb. 2: Schematische Darstellung der Geopolymerisation als Mechanismus, der zu gehärteten Geopolymeren führt [6].

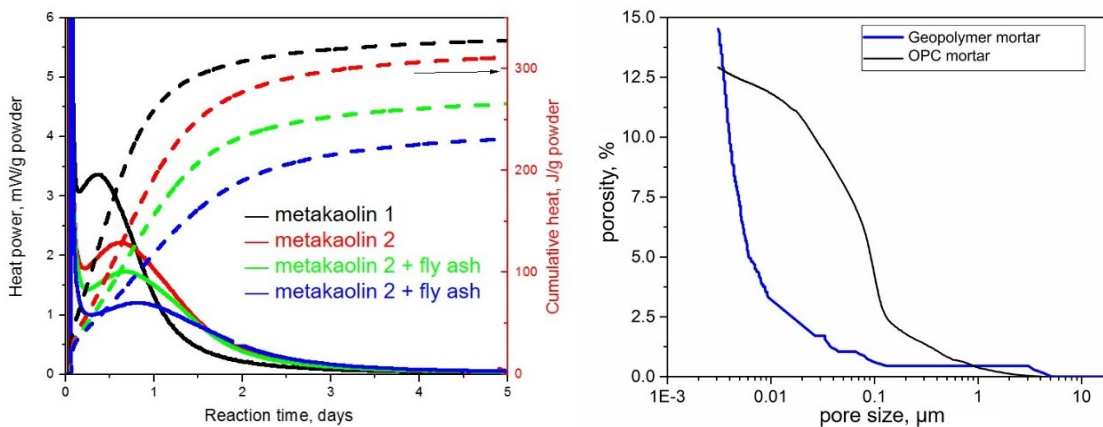


Abb. 3: Links: Isotherme Wärmeentwicklung verschiedener Metakaolin-Gemische. Rechts: Typische Porenstruktur eines normalen Portlandzementmörtels und einer typischen Geopolymerpaste auf Metakaolinbasis [6].

2.2 Mechanische Eigenschaften von Geopolymeren

Die mechanischen Eigenschaften geopolymerbasierter Systeme entwickeln sich in einer typischen Weise, die sich deutlich von herkömmlichen zementbasierten Systemen unterscheidet und die kumulative Wärmeentwicklung widerspiegelt, wie in Abb. 3 dargestellt. Auch bei der Entwicklung der Druckfestigkeit folgt dieser Trend nicht dem typischen Muster, wie es bei Hydratationsreaktionen von Zementen üblich ist, sondern entwickelt sich oft plötzlich, indem er der schnellen Auflösungsreaktion folgt und zu einer schnellen Entwicklung der mechanischen Eigenschaften führt, zu denen auch die Druckfestigkeit gehört. Abhängig von den Rohstoffen, die für die Geopolymerisation verwendet werden, ist die Geschwindigkeit der Geopolymerisationsreaktion schneller als bei einer herkömmlichen zementbasierten Reaktion.

Betrachtet man zwei verschiedene Typen von Geopolymermörteln, einen auf Metakaolinbasis und einen anderen mit einem gemischten Pulver auf Metakaolinbasis als Ausgangsmaterial für die Polymerisationsreaktion, so lassen sich unterschiedliche Eigenschaften für die Druckfestigkeit sowie für die Verarbeitbarkeit und Porosität beobachten [7]. Die in dieser Arbeit skizzierten Tests wurden für die in Tabelle 1 dargestellten Eigenschaften des Mischungsdesigns durchgeführt. Die mit mMT30 angezeigte Mischung stellt einen 30%igen Ersatz von Metakaolin durch Trass dar und benötigte eine geringere Menge an Geosil, während die Verarbeitbarkeit des Mörtels bei ca. 18,5 cm gehalten wurde.

Dies lag vor allem an der wesentlich höheren Oberfläche des Metakaolins (Blain 26000 cm²/g) im Vergleich zu Trass (Blain 6000 cm²/g). Obwohl der Gehalt an Metakaolin und Geosil signifikant reduziert wurde, gab es keine signifikante Abnahme der Druckfestigkeit. Beide Mischungen zeigten eine Druckfestigkeit von 66 und 65 MPa ohne bzw. mit dem Trass-pulver. Dies ist auf die Verringerung der Porosität in der Matrix zurückzuführen. Dieser Rückgang der Porosität $\approx 14\%$ kann höchstwahrscheinlich auf den Rückgang des Geosil-Gehalts (d.h. des Wasser-Feststoff-Verhältnisses) zurückzuführen sein, der etwa 15 Vol.-% beträgt, könnte aber auch auf den Synergieeffekt der binären Mischung zurückzuführen sein.

Die Ergebnisse zeigen auch einen sehr konsistenten Eindruck von der Verarbeitbarkeit gegenüber der Druckfestigkeit und der damit verbundenen Porosität. Da die Verarbeitbarkeit immer noch ein sehr wichtiges Thema ist, das immer noch ein ernsthafter Forschungsgegenstand ist, kann die Entwicklung einer Geopolymermischung immer noch als Ausgleich zwischen den richtigen Inhaltsstoffen betrachtet werden. Genau an diesem Punkt steht der Durchbruch in größeren praktischen Anwendungen noch aus. Ein weiterer Punkt sind die Entwicklungen bei den Alkali-Aktivatoren. Dies könnte auch einen wichtigen Impuls für die Entwicklung der Geopolymere geben.

Tabelle 1: Mörtel-Metakaolin-Trass-Mischungsdesign für Standardprismen, die bei 20°C ausgehärtet werden.

Mörtel (m)	Metakaolin (M), g	Trass (T), g	Norm. Sand, g	Geosil, g	Ausbreitmaß, cm
mM	450	0	1350	475.0	19
mMT30	315	135	1350	403.8	18

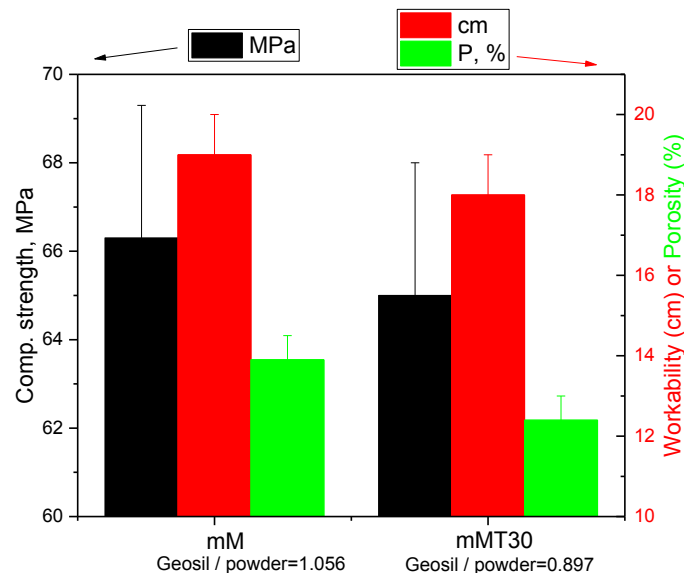


Abb. 4: Druckfestigkeit, MIP nach 7 Tagen, Verarbeitbarkeit für Metakaolin und Metakaolin-Trass Mörtel (Tabelle 1).

3 Wärmespeicherung in Baustoffen

Bisher konzentrierten sich die Innovationen in der Betonindustrie vor allem auf die Verbesserung der Betoneigenschaften, die zu Systemen mit hoher Leistung, hoher Festigkeit oder selbstverdichtenden Eigenschaften führen. Neuerungen verlangen jedoch nach ganzheitlichen Antworten im Sinne der Säkularität, bei der Bauschutt wiederverwendet wird und/oder Wärmespeicherkonzepte zur Einsparung von Energiebedarf [8]. Dieser Trend wurde von der Betonindustrie vorangetrieben, die sich verpflichtet hat, ihren CO₂-Fußabdruck drastisch zu reduzieren [9] und ihr "graues" Image in ein "grüneres" und umweltfreundlicheres um zu verwandeln [10]. Es müssen noch erhebliche Anstrengungen unternommen werden, um die konkrete Nachhaltigkeitsperspektive zur Senkung der CO₂-Emissionen und zur Steigerung der Energieeffizienz zu verbessern. Die heutigen Technologien machen es möglich, diese Ambitionen sogar noch zu übertreffen, indem sie zementbasierte Elemente durch die Integration von Phase Change Materials (PCMs) in Energiespeicher, Ausgleichs- und Reduktionselemente um zu wandeln.

PCMs können ein Material organischer oder anorganischer Natur sein. Bislang sind Paraffinwaxe [11] die am häufigsten verwendeten kommerziellen organischen Wärmespeicher-PCMs. Sie zeichnen sich aus durch eine große Latentwärmespeicherdichte, geringe oder keine Unterkühlung, niedrigen Dampfdruck, gute thermische und chemische Stabilität, fehlende Phasentrennung, selbstnukleierendes Verhalten, anpassungsfähige Phasenwechseltemperaturen, Umweltverträglichkeit, Ungiftigkeit und geringe Wirtschaftlichkeit. Ein besonderes Augenmerk liegt jedoch auf der niedrigen Wärmeleitfähigkeit, die die Geschwindigkeit, mit der Wärme während des Schmelz- und Kristallisationsprozesses gespeichert und freigesetzt werden kann, verringert. Darüber hinaus beeinflusst die

Dichteänderung, die während eines Heiz-/Kühlzyklus beim Durchlaufen einer Schmelze/Verfestigung sowie einer Fest-Flüssig-Phasenumwandlung auftritt, die Volumenänderung in hohem Maße.

Die Integration von PCMs in Baustoffe wie Beton ist eine sehr effiziente Methode, um den Energiebedarf in modernen Gebäuden und/oder anderen zivilen Anwendungen auszugleichen. Aufgrund ihrer Fähigkeit, große Mengen an Wärmeenergie bei konstanten Temperaturbedingungen zu speichern und freizusetzen, haben PCMs das Potenzial, den täglichen Energiebedarf für die Beheizung oder den Ausgleich der Tagestemperaturen in Gebäuden zu reduzieren. Mit diesem, die Verbesserung der sowohl die thermische Isolierung (geringere Wärmeleitfähigkeit) und thermische Masse, die Einbeziehung von PCMs in Beton tragen zu einer deutlichen Verbesserung der thermischen Eigenschaften der Materialien. Die Fähigkeit, Wärme in einem PCM-Beton zu speichern, machte es interessant, verschiedene Aspekte zu untersuchen, die einen breiteren Einsatz im Bauwesen und in der Gebäudetechnik ermöglichen.

In der wissenschaftlichen Literatur verfügbare Studien berichten über den Einsatz von mikroverkapselten PCMs [12][13]. Sie zeigten, dass die reduzierten mechanischen Eigenschaften von PCM-Beton mit der Zugabe von PCM-Kapseln geringerer Festigkeit in Verbindung stehen. Ein höherer Anteil an zugesetzten PCM-Kapseln führt zu einer stärkeren Beeinträchtigung der mechanischen Eigenschaften. Schließlich kann es während des Mischens zu möglichen Beschädigungen der Mikrokapselformen kommen, die zu Undichtigkeiten und damit zu einer Beeinträchtigung der umgebenden Matrix führen können. Dies impliziert, warum Makroverkapselungen mit einer starken Schale bisher bevorzugt werden [14]. Daher lassen sich drei typische Methoden zur Einarbeitung von PCM in Beton für den speziellen Einsatz in Baustoffen unterscheiden:

1. Betoneintauchen: Eintauchen des flüssigen PCM in einen getrockneten Porenbeton;
2. Verkapselung: Direktes Mischen eines gekapselten PCM während der Betonmischstufe;
3. Aggregatimprägnierung: Vakuumimprägnierung des PCM in porösen Aggregaten.

Bisher werden in der Forschung, aber auch in der Praxis hauptsächlich gekapselte PCMs eingesetzt. Diese PCMs verändern die Phase innerhalb der Kapsel und bleiben so beim Wechsel von fest zu flüssig und umgekehrt erhalten (Abb. 5).

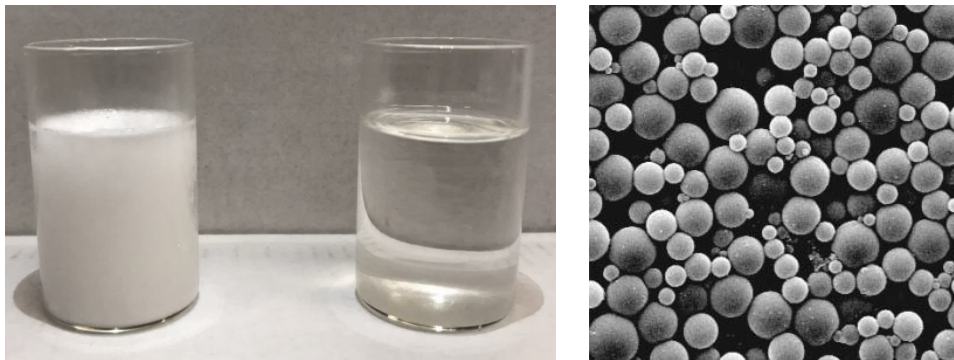


Abb. 5: Links: PCM im festen Zustand und im flüssigen Zustand. Rechts: Mikroverkapselten PCMs.

4 Ultraleichte zementgebundene und Geopolymerbasierte Schaumsysteme

Mineralisierter Zementschaum ist ein noch aufkommendes Material, das als nachhaltiges Material für die Isolierung von in-situ oder vorgefertigten Stabilisierungsanwendungen verwendet werden kann. Mineralische Schäume können häufig verwendete Isolierungsprodukte auf Kohlenwasserstoff- oder Glasfaserbasis ersetzen, die feueranfällig und schwer zu recyceln sind. Zementschäume sind polydisperse Systeme, bestehend aus Luftblasen, die durch Zementleimschichten getrennt sind, deren morphologische Struktur während des Abbindens, mindestens aber vor Beginn des Hydratationsprozesses, "eingefroren" (stabilisiert) wird. Ein erfolgreicher Einsatz dieser zementgebundenen Schäume erfordert eine kontinuierliche Kontrolle der intrinsisch instabilen Schaummorphologie, die durch die verschiedenen dynamischen Vorgänge beeinflusst wird, die dazu neigen, die Kräfte zwischen den inneren lamellaren Oberflächenkräften und der Blasenporenstruktur auszugleichen. Eine stabile Struktur kann vor allem dadurch optimiert werden, dass man die Wechselwirkungskräfte, die zwischen der Schaumviskosität, die die Rate der morphologischen Veränderungen bestimmt, und der kontinuierlichen Bindungsrate des Zementleims bis zum Abbinden ausgleicht. Am Institut für Bauwesen und Baustoffe der TU Darmstadt [15][16] wurde ein Forschungsprojekt durchgeführt, in dem die Fähigkeit zur Beherrschung der Prozesse, die diese Schauminstabilitäten steuern, hervorgehoben wird.

Ein mineralisierter Zementschaum ist ein hochporöses, ultraleichtes Zementmaterial, bestehend aus Zementleim und Schaummittel ohne Zugabe von groben Zuschlagstoffen. Mineralisierte Schaumstoffe auf Zementbasis härten durch die Zementhydratationsreaktion zwischen Wasser und Zement aus. Es ist möglich, die verschiedenen Schaumbetonarten anhand der Trockendichte oder der Zusammensetzung zu unterscheiden. Mit dieser Methode kann die morphologische Struktur identifiziert werden, die für die Materialeigenschaften ausschlaggebend ist [17]. Eine Literaturübersicht zeigte viele Parallelen bei der Bezugnahme auf die verschiedenen Dichtebereiche und bei der Bezugnahme auf die Tatsache,

dass diese Dichten in den meisten Fällen zwischen 100 kg/m^3 und 500 kg/m^3 lagen. Dies kann zum einen damit zusammenhängen, dass Forschungen auf bestimmte Zusammensetzungen angewandt wurden, zum anderen, dass es bei der Herstellung von Schaumbeton - auch im Labor - sehr schwierig ist, genau die spezifizierte Bemessungsdichte zu erreichen [18]. Dies zeigt die Notwendigkeit, verschiedene Schaumbetonarten zu klassifizieren.

Es wurde ein morphologisch basiertes Modell entwickelt, mit dem die Porenstruktur und -verteilung der Lamellen, die den tragenden Rahmen um die Luftblasen darstellen, schematisiert werden kann und mit dem die Instabilitäten simuliert werden können, die sich nach dem Gießen in einem Mineralschaum entwickeln. Dieses so genannte Achteck-Quadrat-Modell ermöglicht eine vordefinierte Auslegung von Mineralschäumen und ermöglicht eine Optimierung des Wärmedämmvermögens. Um die Komplexität des Morphologie-Blasen-Clusters zu schematisieren (Abb. 6, links), wurde ein konzeptioneller zweidimensionaler Modellierungsansatz betrachtet, der aus vier Achtecken in quadratischer Anordnung aufgebaut wurde (Abb. 6, Mitte). Das vorgeschlagene Modell ermöglicht eine realistische Verteilung der Massen über die geometrische Blasenstruktur, wobei ein bestimmter Teil der Masse den Blasenoberflächen und ein verbleibender Teil den Knoten zwischen den Blasen zugeordnet wird, was zu einer Konfiguration führt, die in der Lage ist, die Schaumstabilität und die bauphysikalischen Eigenschaften wie die Wärmeleitfähigkeit zu simulieren. Neue Entwicklungen in diesem Bereich sind Schaumstoffe auf Basis von Geopolymeren. Diese Schaumstoffe sind sehr gut geeignet für Hochtemperaturanwendungen (Abb. 6, rechts).

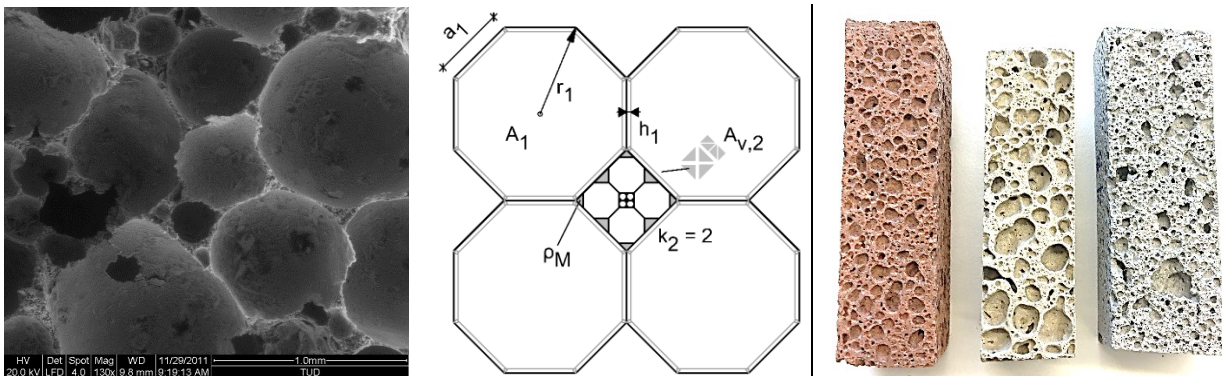


Abb. 6: Links: REM-Aufnahme eines mineralisierten Zementschaums. Mitte: Zweidimensionales Achteck-Quadrat-Modell. Rechts: Geopolymer-Schaum

5 Diskussion und Schlussfolgerung

Die in diesem Beitrag behandelten Forschungslinien zeigen einige potenzielle Themen, die Innovationen und Entwicklungen im Bereich der Bau- und Baustoffe mit dem Schwerpunkt Energieeffizienz unterstützen. Hauptziel ist es, ganzheitliche Ansätze anzustreben, die zu verbesserten Nachhaltigkeitsperspektiven führen. Die internationale Forschung tendiert zu alternativen Lösungen, die die Entwicklung sogenannter umweltfreundliche Zemente unterstützen. Dabei kann es sich sowohl um Rohstoffe als auch um Abfälle aus Endprodukten handeln. Insbesondere weltliche Materialien können als alternative Quellen in Betracht gezogen werden. Dabei spielt die Reaktivität der Abfallprodukte eine dominierende Rolle, die möglicherweise den Einsatz innovativer alternativer Bindemittel wie alkali-aktivierte Bindemittel oder Geopolymere vorantreibt. In diesem Beitrag werden Hintergründe und Möglichkeiten von Geopolymeren diskutiert, gefolgt von Wärmespeichermaterialien und ultraleichten Schaumstoffen auf Zement- oder Geopolymerbasis. Diese Entwicklungen zeigen potenzielle Forschungsinnovationen und mögliche Auswirkungen von Baumaterialien auf die Energieeffizienz.

6 Quellenangabe

- [1] The Global Cement Report Forcasts 2016-2018, Cement International Review, ICR Research, United Kingdom.
- [2] K. Scrivener, Calcined Clays for Sustainable Concrete, Proceedings of the 1st Int Conference, Springer.
- [3] J. Davidovits, Geopolymer Chemistry & Applications, Institut Géopolymère, Saint-Quentin, 2008
- [4] J.L. Provis, A. Palomo, C. Shi, Cem. Concr. Res. 2015, 78, 110-125
- [5] Vogt, O. Einflussgrößen auf die Eigenschaften von Geopolymer-Bindemitteln, Master-Thesis, Institut für Werkstoffe im Bauwesen, TU Darmstadt, November 2015.
- [6] N. Ukrainczyk, O. Vogt, E.A.B. Koenders, Reactive Transport Numerical Model for Durability of Geopolymer Materials, Adv. Chem. Eng. Sci., 2016, 6, 355-363
- [7] N. Ukrainczyk, O. Vogt, H. Breitzke, G. Buntkowsky, E.A.B. Koenders: Geopolymers from mixtures of Trass and (Meta-) Kaolin, 2nd Int. Conf. On the Chemistry of Construction Materials, Munich, 2016
- [8] Rezgui Y. et al. (2010), Generations of knowledge management in the architecture, engineering and construction industry: An evolutionary perspective. Adv. Engng. Inform., 24(2), 219-28.

- [9] UNEP SBCI (2009), Buildings and Climate Change, United Nations Environment Programme-SBC Initiat.
- [10] Schneider M. et al. (2011), Sustainable cement production-present and future. *Cem Concr Res*, 41, 642-50.
- [11] Ukrainczyk N. et al. (2010), Thermophysical Comparison of Five Commercial Paraffin Waxes as Latent Heat Storage Materials, *Chem. Biochem. Eng. Q.*, 24(2), 129-37.
- [12] Hunger M. et al. (2009), The behavior of self-compacting concrete containing micro-encapsulated phase change materials, *Cement Concrete Composites*, 31, 731-43.
- [13] Park S.K. et al. (2009), Development of anti-fungal mortar and concrete using Zeolite and Zaocarbon microcapsules, *Cement Concrete Composites*, 31, 447-53.
- [14] Memon S.A. (2014), Phase change materials integrated in building walls: A state of the art review, *Renewable and sustainable energy reviews*, 31, 870-906.
- [15] C. Mankel, A. Caggiano, N. Ukrainczyk and E.A.B. Koenders, Micro-Scale Thermal Analysis Of Cement-Based Energy Storage Composites Containing Phase Change Materials (PCMs), *Numerical Methods in Advanced Applications*, Volume XXXV. ISSN 1666-6070.
- [16] Gilka-Bötzow, A., 2016. Betrachtung instationärer zementöser Schaumstrukturen (Dissertation), TU Darmstadt, Darmstadt.
- [17] Ramamurthy, K., Kunhanandan Nambiar, E.K., Indu Siva Ranjani, G.: A classification of studies on properties of foam concrete. In: *Cement and Concrete Composites* 31 (2009) pp. 388–396
- [18] Stark, J.: Dauerhaftigkeit haufwerksporiger Leichtbetone mit Schaummörtelbindung. Fraunhofer IRB-Verlag, Stuttgart (2003)

Vergesst die Trennung - gemeinsam ist besser!

Univ. Prof. Dr.-Ing. Stefan Winter *

* Technische Universität München, Lehrstuhl für Holzbau und Baukonstruktion, Germany, winter@tum.de

Inhalt

Unendlich viel Forschung ist in die Entwicklung der werkstoff-spezifischen Bauweisen in den letzten Jahren gesteckt worden. Und immer wieder gibt es Tendenzen zur Abgrenzung zwischen Beton-, Stahl-, Mauerwerk- oder Holzbauweise. Bei genauer Betrachtung aber gibt es keine ‚reinen‘ Bauweisen - alles ist gemischt. Vom Baustoff über die Bauart bis zum Bauwerk. Und echte Industriestandards sucht man im Bauwesen vergebens, das Bauen ist archaisch geblieben. Es ist daher an der Zeit, doch noch einmal einen Versuch zur Industrialisierung des Bauwesens zu machen und dazu die traditionelle Abgrenzung zwischen den Baustoffen aufzugeben. Hybrides Bauen ist nicht nur die Gegenwart, es ist die Zukunft.

Stichworte: Hybrides Bauen, Industrielles Bauen, Vorfertigung

1 Einleitung

Bauen ist archaisch - bis heute! Ja, das ist eine provozierende Aussage - aber sie ist begründet durch regelmäßig erlebte Realität auf deutschen und europäischen Baustellen. Allzu häufig ist der Fall, dass auf Grundlage unzureichender Planung, unter hohem Zeitdruck und mit nicht immer hinreichend qualifiziertem Personal gebaut wird. Man fängt halt mal an, irgendwie wird es schon ausgehen. Leider sehr oft verbunden mit moderaten bis horrenden Preissteigerungen. Das ist im Wohnungsbau so, aber auch beim Bau von Infrastruktur (BER und Stuttgart lassen grüßen!), bei der Errichtung von öffentlichen Bauten (Elbphilharmonie) oder im Tiefbau. Warum ist das so? Der Bauwirtschaft ist es einerseits bisher einfach nicht gelungen ihre Produktivität zu steigern (Bild 1), andererseits existieren keine echten und vor allen Dingen Werkstoff übergreifenden Industriestandards.

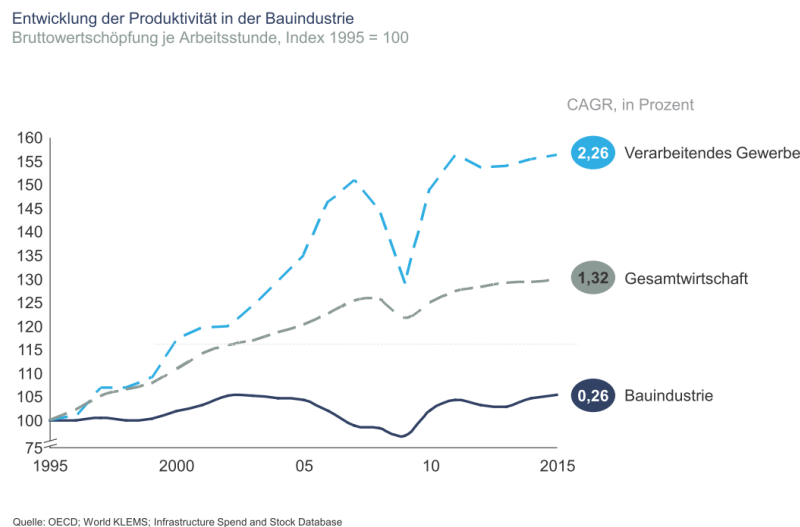


Bild 1: Produktivität im Bauwesen

Ausnahmen bestätigen natürlich die Regel - einige Beispiele: Bauprodukte sind über (harmonisierte) Bauproduktnormen standardisiert und folgen zumindest einer halbwegs einheitlichen Maßsystematik. Der Stahlbau nutzt seit Jahrzehnten darüber hinaus gehend standardisierte Anschlüsse, z.B. [1]. Der Trockenbau folgt zumindest einer einheitlichen Maß- und Konstruktionssystematik. Fertig- und Halbfertigteile im Stahlbetonbau sind ebenfalls halbwegs einheitlich. Und natürlich gibt es eine Reihe von Systemanbietern die vom Fertighaus über Büro- und Verwaltungsbauten bis zu Industriehallen in ihren jeweiligen Systemen fertige Lösungen anbieten. Die Regel aber ist das ‚One-design‘, also eine der jeweiligen Bauaufgabe höchst individuell angepasste Lösung für genau dieses eine Gebäude.

Dieses Vorgehen wird von verschiedenen Seiten unterstützt: Die Architektenschaft ist bis heute durchgehend so ausgebildet, dass nur der individuelle, besondere Entwurf zählt und daher unbedingt durchgesetzt werden muss. Nicht nur im äußeren Erscheinungsbild, sondern eben auch im Detail. Im Sinne der Identitätsstiftung wird dieses Vorgehen

von vielen Bauherren gestützt, ja geradezu erwartet. Die bauausführenden Unternehmen wiederum differenzieren sich gerne durch ‚ihre‘ besonderen Lösungen. Und selbst auf der Ebene der Bauprodukte und der Bauarten grenzen sich die Hersteller bis heute lieber durch Eigenlösungen als durch auf einheitliche Normen gestützte Effektivität ab. Das Durcheinander verschärft sich durch die bestehenden Abgrenzungen der Baustoff bezogenen Bauweisen: Betonbau, Stahlbau, Mauerwerksbau, Holzbau - jeder gegen jeden und am Besten auch innerhalb der Bauweisen - z.B. rote gegen weiße Steine. Da diese Trennung bis auf wenige Ausnahmen ebenso im universitären Umfeld besteht, wird entsprechendes ‚Konkurrenzdenken‘ von der Architektur bis zu den Ingenieurwissenschaften häufig geradezu süffisant gelehrt - nicht unbedingt Quelle der Inspiration für grenzüberschreitendes Denken.

Dabei bedarf es dringend einer Standardisierung verbunden mit einer möglichst weitgehenden Vorfertigung und einer effektiven Zusammenarbeit aller, um trotz des bestehenden Fachkräftemangels und der begrenzten Bau - und Planungskapazitäten insbesondere die Nachfragen im Wohnungsbau und bei der Sanierung gebauter Umwelt zu befriedigen. Ein Teil der Lösung wird, zusammen mit den neuen digitalen Möglichkeiten, im hybriden Bauen liegen.

2 Hybrides Bauen

Hybrides Bauen wird die Zukunft bestimmen! Allerdings hat es bereits die Vergangenheit bestimmt und ist – wenn auch noch nicht mit dem Modewort des ‚hybriden Bauens‘ belegt - schon immer üblich gewesen. Fundamente und Kellergewölbe aus Stein, darüber ein gemauertes Erdgeschoss und dann Holz-Fachwerkbau mit Lehmausfachungen - hybrides Bauen. Oder die Mauerwerksbauten der Gründerzeit - Decken und Dächer aus Holz. Die großartigen Kirchenbauten des Mittelalters - hybride Konstruktionen aus Naturstein, Holz und sogar ab und zu geschmiedeten Zugbändern oder Verbindungen aus Metall. Die wunderbaren Bahnhofshallen des vorletzten und letzten Jahrhunderts - häufig Hybride aus Gusseisen, Mauerwerk, Holz und Glas.

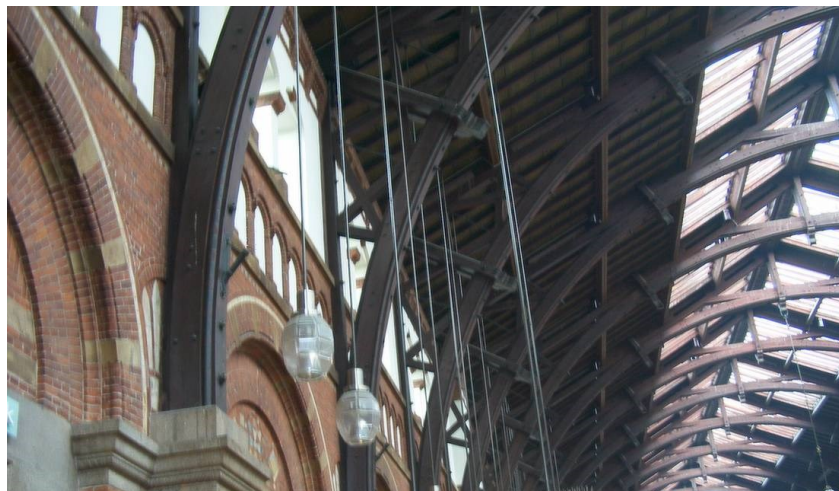


Bild 2: Dachkonstruktion Bahnhof Kopenhagen: Stahl-Holz-Mauerwerk

Die eher stupide und sehr stark vereinfachende Einteilung der Bauweisen in Betonbau, Mauerwerksbau, Stahlbau oder Holzbau traf und trifft es nicht. Sie kann allenfalls eine Einteilung der Bauten nach dem jeweiligen ‚Leitbaustoff‘ sein. Und selbst da stellt sich die Frage: Was heißt ‚leitend‘? Gewicht, Menge, Fläche, Kosten, ...? Schon immer hat man verbaut, was als Material möglichst ortsnah vorhanden war, ökonomisch erschwinglich und für das jeweilige Einsatzgebiet am einfachsten zu gewinnen, zu verarbeiten und zu errichten. Die Materialien haben die Formfindung und den Tragwerksentwurf beeinflusst und die Baumeister der unterschiedlichen Epochen dazu angespornt, die Eigenschaften möglichst optimal zu nutzen. In diesem Sinne war und ist das Bauwesen von Beginn an dem Gedanken der (hybriden) Effizienz verpflichtet.

So wie die natürlichen Baustoffe Stein und Holz den Entwurf beeinflusst haben, so haben es erst recht die neuen, künstlich geschaffenen Baustoffe wie Stahl, Glas und Stahlbeton sowie die vielfältigen Kombinationen daraus. Genau genommen beginnt hybrides Bauen bei den Baustoffen und ist dort selbstverständlich: Moniers Entwicklung des Stahlbetonbaus zum Beispiel ist nichts anderes als die Entwicklung eines hybriden Baustoffs. Joseph Monier war ja schließlich ursprünglich Gärtner und in diesem Berufsfeld ist das Kreuzen ja durchaus üblich (hybride Pflanzensorten). Auch Otto Hetzers Brettschichtholz ist ein hybrider Werkstoff - aus Holz und Klebstoff. Hybride Konstruktionsstoffe gibt es also viele: von Stahlbeton und Brettschichtholz über Glas- oder Carbonfaser verstärkte Kunststoffe bis hin zu Verbundgläsern und Wood Polymer Composites (WPC). Und sie werden in Zukunft als hybride Baustoffe noch mehr können: Betone können z.B. inzwischen so modifiziert werden, dass sie selbst als Solarzelle fungieren und Strom erzeugen (DysCrete - Prof. Heike Klusmann, Universität Kassel) oder als Schaltfläche für die Innenraumbeleuchtung dienen. Bauteile lassen sich zur Heizung und Kühlung aktivieren oder dienen zur Integration von Lüftung - alles hybrid.

Die nächste Stufe des hybriden Bauens ist dann die Kombinationen von mehreren Konstruktionsbaustoffen zu hybriden Bauteilen. An dieser Stelle hat der Stahlbau eine Vorreiterrolle eingenommen - und hier ganz besonders das Institut für Stahlbau der TU Darmstadt. Dazu zählen die Entwicklung der Trapezblech-Sandwichbauteile (Prof. Jungbluth, Prof. Berner) und insbesondere die Weiterentwicklung des Stahl-Beton-Verbundbaus, mit dem sich auch der Jubilar, dem dieser Band gewidmet ist, sehr intensiv in Forschung und Praxis beschäftigt hat. Aus der von ihm betreuten Dissertation des Verfassers [1] stammt die nachfolgende Abbildung zu (hybriden) Profilverbund-Bauteilen.

Neue Materialien und Bauteile beflügeln die Phantasie, wollen ausprobiert sein, die Grenzen sollen gestalterisch und technisch erfahren werden. Das berührt das Arbeitsgebiet der Architekten, aber gemeinsam mit diesen ist es vor allem die Aufgabe der Bauingenieure die notwendigen Entwicklungen voran zu treiben. Mit neuen Materialien und Bauarten sind neue Prüfverfahren, Berechnungsmethoden und Standards zu entwickeln. Aus Sicht des Verfassers eine der schönsten, spannendsten und lohnendsten Aufgaben unseres Berufs. Zu den Materialien gehört, neben der Lust sie auszuprobieren und ihre Grenzen zu entdecken, immer die wissenschaftlich basierte Beschreibung ihrer Material-, Festigkeits- und Steifigkeitseigenschaften und darüberhinaus die Entwicklung neuer Fertigungs- und Berechnungsmethoden. Das Material ist jedoch nicht alleine der Treiber technischer Entwicklung. Zu einer erfolgreichen Verwendung gehören immer auch das ingenieurtechnische Modell und die Möglichkeit der Herstellung und Verwendung zu akzeptablen Kosten. Dabei kommt es durchaus vor, dass ein ‚altes‘ Material durch den Einsatz neuer Fertigungsverfahren zu völlig neuen Anwendungen kommt. Die heutige Präzision vorgefertigter Stahl- oder Holzbauten zum Beispiel ist der millimetergenauen Planung und Fertigung in CAD-CAM Prozessen geschuldet. Und die aktuelle Entwicklung der additiven Fertigung (3D-Druck) eröffnet z.B. dem Bauen mit Beton, Stahl, Kunststoff und holzbasierten Stoffen völlig neue Anwendungsbereiche. Aber: Neue Bauverfahren und Baustoffe erfordern neue Entwurfssystematiken, eine neue Bauprozessorganisation, einen anderen Bauablauf und immer eine neue Ausbildung aller Beteiligten.

Bezeichnung des Bauteils	Statisches System	Darstellung des Bauteils
Profilverbund-Stützen		
Profilverbund-Träger		
Profilverbund-Platten		
Profilverbund-Plattenbalken		
Profilverbund-Scheiben		

Bild 3: (Hybride) Profilverbundbauteile, aus [1]

Die richtige Materialwahl und die richtige Werkstoffkombination erzeugen zusammen mit dem Tragwerksentwurf die erforderliche Ressourcen- und Energieeffizienz, Robustheit und Dauerhaftigkeit der Gebäude und ihrer Konstruktionen - das Ergebnis in den allermeisten Fällen: Hybrides Bauen. Bild 4 zeigt als Beispiel die Konstruktion eines siebengeschossigen Gebäudes in Berlin - offiziell ein ‚Holzbau‘. Zu sehen ist die Kombination aus Holz-Beton-Verbunddecken mit deckengleichen Unterzügen aus Stahl, Holzstützen, Außenwänden aus Holz (mit mineralischem WDVS) und Tiefgarage samt Erschließungsbauwerk aus Stahlbeton. Und im Ausbau jede Menge Gipsbaustoffe. Wenn das nicht hybrides Bauen ist?!



Bild 4: Hybride Gebäudekonstruktion (C13, Kaden&Klingbeil Architekten, Berlin)

Bei der Auswahl der Baustoffe und Bauarten stellt sich ergänzend die Frage, wie viel Energie unsere Gebäude für die Herstellung der Baustoffe, die Errichtung und schließlich Abriss und Wiederverwertung verbrauchen. Mit der Berechnung von Lebenszyklusanalysen (LCA - Life Cycle Assessment) werden die Umweltwirkungen von Gebäuden dargestellt. Sie zeigen, dass durch die Optimierung der Energieverbräuche während der Nutzung inzwischen der Energiebedarf für die Herstellung und den Abriss der Gebäude überwiegt. Es ist anzunehmen, dass wir in nicht allzu weiter Ferne den Primärenergiebedarf für die Errichtung des Bauwerks samt der korrelierenden CO₂-Emissionen auch bauaufsichtlich gefordert nachweisen müssen. Ein weiteres Argument für geplantes, hybrides Bauen.

Zusätzlich ist für alle Baustoffe wegen der zunehmenden Verknappung die Frage der Wiederverwendbarkeit zu stellen. In Deutschland beträgt der derzeitige Materialbestand nur in Gebäuden ca. 15,3 Mrd. to! Bei einer planmäßigen Lebensdauer unserer Bauwerke von 50 Jahren wird die Wiedergewinnung der Baustoffe aus den Bauwerken - das sogenannte ‚Urban Mining‘ - also eine wesentliche Bedeutung gewinnen (bisher ‚nur‘ ca. 8 mio to Recycling / a). Wir müssen lernen recycling-gerecht zu konstruieren! Idealerweise entstehen Bauwerke, die ohne großen (Energie-) Aufwand wieder in ihre Ausgangsbaustoffe zerlegt werden können. Der Haken daran: Man muss heute Dinge tun und bezahlen, von denen man selbst nicht mehr profitiert. Bauherren und damit ihre Planer müssten also eigentlich wie Förster agieren: Generationen übergreifend nachhaltig handeln! Es steht zu vermuten, dass zur Erzielung einer hohen Recyclingfähigkeit wiederum der sinnvolle Mix von Baustoffen und Bauweisen zu den besten Ergebnissen führt.

Allerdings: Ohne qualifizierte Arbeitskräfte ist das alles nicht möglich. Moderne und traditionelle Baustoffe erfordern ein umfangreiches Wissen. Vom Maurer, der ein hochwertiges Sichtmauerwerk errichtet, über den Betonbauer und seine Bewehrungskennnisse, den Schweißer, der Schweißreihenfolgen kennen muss bis hin zum Holzbauer, der heute mit vielfältigen neuen Holzbaustoffen und computergestützter Fertigung umzugehen hat. Das spricht für ein weiteres Verlegen von Baustellenarbeit zu industrieller Vorfertigung in ein gesichertes und kontrollierbares Umfeld. Womit wir bei der Frage wären, wie (echtes) industrielles Bauen zusammen zu entwickeln ist.

3 Industrielles Bauen

In dem Anfang des Jahres 2018 abgeschlossenem Forschungsprojekt ‚Bauen mit Weitblick‘ [3] hat sich eine Forschergruppe aus Wissenschaft und Industrie mit dieser Fragestellung erneut beschäftigt. ‚Erneut‘ - denn in der Vergangenheit hat es bereits vielfach Ansätze gegeben, um industrielles Bauen mit Baustoff übergreifenden Standardisierungen zu erreichen. Die berühmten Namen reichen von Le Corbusier bis Konrad Wachsmann und Walter Gropius, um nur einige zu nennen - und alle sind gescheitert!

Warum also das Ganze noch einmal versuchen? Zum einen ist es ein akademischer Grundsatz und eine Frage der Neugierde, Fragestellungen die bisher nicht befriedigend gelöst wurden zu wiederholen, um sie auf der Grundlage fortgeschriebener Wissenschaft und Technik neu zu untersuchen. Im Fall des industrialisierten Bauens haben sich viele Randbedingungen verändert. Neben den bereits o.a. Problemen gibt es andererseits sehr positive Entwicklungen, z.B. in der Fertigungstechnologie und der Digitalisierung auf allen Ebenen.

Um es vorwegzunehmen: Natürlich wurden im Vorfeld des Vorhabens andere Branchen sehr intensiv untersucht [4], u.a. der Schiffsbau und der Automobilbau. Von beiden Branchen kann man viel lernen, aber es gibt eben auch

gravierende Unterschiede: Die Produkte der beiden genannten Branchen sind mobil, können an vielen Orten dieser Welt produziert werden und die gebaute Umwelt wird zumindest teilweise den Produkten angepasst.

Ziel des Vorhabens war die Entwicklung der Methodik und die Bereitstellung eines ‚Systembaukasten Geschosswohnungsbau‘, der industrialisierten, sozialen Wohnungsbau mit hoher, nachhaltiger Bauqualität ermöglicht. Dazu wurden zunächst in einem Anforderungskatalog, basierend auf Förderkriterien und Baurecht der Länder, alle Leistungsanforderungen definiert. Dieser Anforderungskatalog stellt alle Informationen für zukünftige Weiterentwicklungen zur Verfügung. Aus den Anforderungen wurden die Funktions- und Produktstrukturen für einen Systembaukasten entwickelt.

Ein Systembaukasten ist ein Baukastensystem eines spezifischen Systems aus einer Anzahl von Bausteinen (Baugruppen), die anwendungsspezifisch ausgewählt und unter Beachtung von Verträglichkeit miteinander kombiniert werden. Sie besitzen normierte Gestalt- und Werkstoffeigenschaften, sind aufeinander abgestimmt, konkret und können wiederum aus (weniger komplexen) Bausteinen bestehen. Beim Konfigurieren werden die Bausteine verwendet, ohne ihre Gestalt zu verändern. Der ursprüngliche Ansatz zur Entwicklung eines einzigen ‚Systembaukastens für den sozialen Wohnungsbau‘ ist daher nicht realisierbar. Es kann immer nur ein Systembaukasten für ein spezifisches Bausystem (z.B. Betonfertigteil-Bauweise) entwickelt werden, da tragwerksplanerische, bauphysikalische und brandschutztechnische Eigenschaften unterschiedlicher Bausysteme stark differieren und eine vollständige Parametrisierung derzeit (noch) nicht zu bewältigen ist.

Im Vorhaben wurden Bausteine mit Hilfe einer ‚Baugruppen‘ – Systematik entwickelt, die als Baugruppen-Gebäude (BG-G) jeweils Wohnungsgruppen oder Typengeschosse umfassen (Bild 5). Die digitale Definition der Baugruppen umfasst alle Elemente der Baukonstruktion (Schächte, Trennwände, Decken, Dachdecken) und der Technischen Gebäudeausrüstung (TGA). Sie enthält zudem alle zur Fertigung der Baugruppen erforderlichen Daten, stellt also eine vollständige Werkstattplanung für die ausführenden Firmen zur Verfügung. Eine Baugruppe ist eine Planungseinheit und damit eine ideale Anwendung des Building Information Modelling (BIM), da die Daten einmal für wiederholende Anwendungen generiert werden (im Gegensatz zum heutigen ‚One-Design‘). Eine Parametrisierung in Teilbereichen, z.B. Fensterformate, Fassadenausführung oder Deckenspannweiten ist möglich. Eine weitgehende Vorfertigung in den jeweiligen Bausystemen ist sinnvoll, aber nicht zwingend erforderlich. Ein Systembaukasten besteht real in einer unterschiedlich ausgeprägten Mischung aus Vorfertigung, Vorkonfektionierung und örtlicher Ergänzung.

Die im Vorhaben erprobten Systembaukästen verwenden eine Beton-Raummodul-Bauweise und eine hybride Tafelbauweise aus Holztafeln für Wände und Dach sowie Decken aus Spannbeton-Hohldeckeln (hybride Bauweise) mit jeweils maximierter Vorfertigung. Damit konnte nachgewiesen werden, dass sich der erforderliche Wohnungsmix in Mittelgang-, Laubengang-, Punkthaus- und Spannergebäuden generieren lässt (Bild 5). Die architektonische Gestaltungsfreiheit bleibt durch Teilparametrisierung und die Ergänzung durch Anbau-Baugruppen wie Balkone oder Laubgänge (BG-A) und Erschließungen (BG-E) erhalten. In mehreren Optimierungszyklen wurden Prozessanalysen durchgeführt, die insbesondere die Einsparpotentiale im Bereich der internen Planungs- und Produktionsoptimierung durch Wiederholungseffekte aufzeigen konnten. Zusätzliche Einsparpotentiale entstehen durch hohe Stückzahlen gleicher Bauprodukte. Eine Beschränkung dieser Effekte ist durch die derzeitige Marktlage (Knappheit an Baustoffen, Produktionskapazitäten, Arbeitskraft) begründet. Die ursprünglich angestrebte Kostengrenze von 1.200 €/m² vermietbare Fläche brutto für die Kostengruppen 300, 400 und 700 nach DIN 276 konnte noch nicht nachgewiesen werden. Es erscheint unter Berücksichtigung der aktuellen konjunkturellen Lage jedoch realistisch, durch die beschriebenen Industrialisierungsschritte zumindest ein stabiles Preisniveau von unter 1.600 €/m² erreichen zu können. Durch weitere künftige Optimierungen des industriellen Bauens ist eine weitere Senkung in Richtung der Zielvorgabe denkbar.

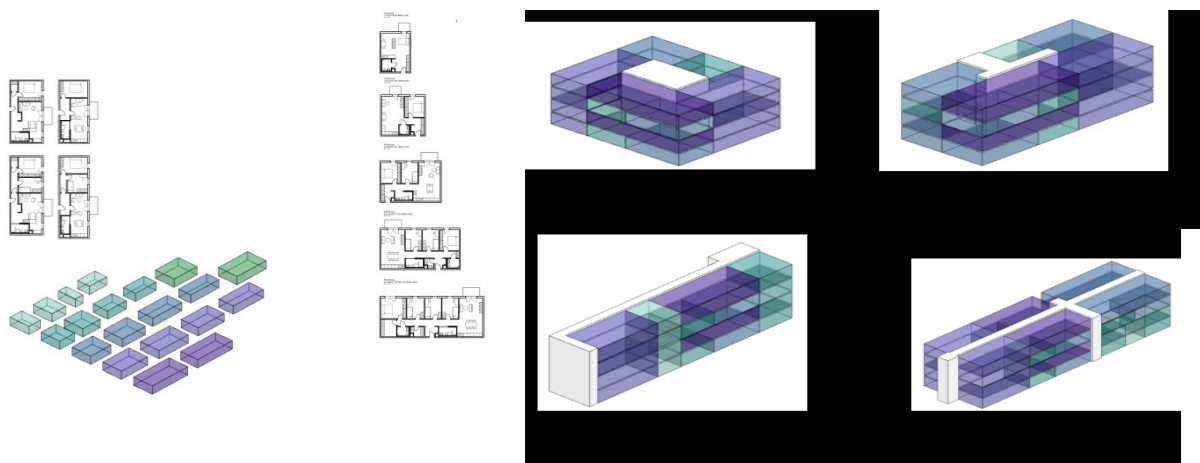


Bild 5: Baugruppen Gebäude und mögliche Konfigurationen von Gebäuden

Das Vorhaben hat gezeigt, dass ‚Systembaukästen‘ für Gebäude ein deutlicher Schritt in Richtung einer echten Industrialisierung des Bauwesens sein können. Die erforderlichen digitalen Instrumente stehen zur Verfügung, um mit Hilfe von Konfiguratoren den architektonischen Entwurf zu generieren und auf dieser Grundlage dann - ohne weitere Anpassungsplanung für die Fertigung - die Gebäude preiswert realisieren zu können. Das Vorhaben ist jedoch wie viele Ansätze zuvor von einer falschen Grundannahme ausgegangen. Diese lautet - wenn auch indirekt -, dass ein ‚Systembaukasten‘ immer nur von einer Firma angeboten werden kann. Was dann wiederum mit hohen Investitionen in Produktionsmittel und Planungsinstrumente verbunden ist. Besser wäre die Entwicklung eines oder mehrerer ‚Open-Source-Systembaukästen‘, die jeweils auf spezifische (hybride) Bauweisen zurückgreifen, jedoch nur auf solche, die ubiquitär verfügbar sind. Also beispielsweise auf die schon untersuchte hybride Tafelbauweise, oder eine reine Stahlbetonbauweise mit Halbfertigteilen, oder eine reine Holzbauweisen, oder... die beste Lösung ist vermutlich auch in diesem Fall eine hybride Lösung. Wohl auch in dem Sinn, dass hochinstallierte Raummodule für Bäder und andere Technikeinheiten mit vorgefertigten Tafелеlementen kombiniert werden. Wenn allerdings Bauweisen mit fest definierten Schnittstellen und in sich unveränderbaren Baugruppen zu einem Industriestandard im Bauen führen sollen, dann ist ein Umdenken auf vielen Ebenen erforderlich: Die Architekten müssen lernen mit solchen Systemen umzugehen und nicht ihre Erfüllung in der Erfindung neuer Details zu sehen, die Tragwerksplaner müssen ebenfalls eine teilweise Reduktion ihrer Tätigkeit auf Konfiguration akzeptieren (drum herum bleibt genug Arbeit!), dto. die TGA-Planer. Und letztendlich müssen die Firmen lernen sich auf Produktionsoptimierung zu konzentrieren. Und einfach das zu Bauen, was geplant ist.

4 Fazit

Es gibt sehr viele Gründe, gemeinsam die sinnvollsten Misch-Konstruktionen zu wählen um die gewünschten Funktionen mit bestmöglicher Ressourcen- und Energieeffizienz zu realisieren. Da der Bausektor derzeit eine sehr erfreuliche Blütezeit erlebt, ist es jetzt an der Zeit die notwendigen Schritte in die Zukunft zu machen. Bereits heute zeigen viele erfolgreich gebaute Beispiele: „Mischen possible!“

5 Danksagung

Besten Dank an das Team des BBSR und das Förderprogramm ‚Zukunft Bau‘ sowie allen Industriepartnern für die Förderung und Unterstützung des Forschungsvorhabens ‚Bauen mit Weitblick‘.

Besten Dank aber vor allen Dingen an Univ.-Prof. Dr.-Ing. Jörg Lange für die lange kollegiale Freundschaft, die ‚über die Werkstoffe hinweg‘ bis heute als höchst positiv empfunden wird. Der Holzbau im Übrigen wäre ohne viele Stahlbauteile kaum als Ingenieurholzbau realisierbar - die große Seelenverwandtschaft ist unvermeidbar!

6 Literatur

- [1] Kindmann, R.; Vette, J.: Merkblatt 322, Geschraubte Verbindungen im Stahlbau (Ausgabe 2012). Stahl Informationszentrum, Düsseldorf. ISSN 0175-2006.
- [2] Winter, S.: Untersuchungen zum Tragverhalten von Profilverbundstützen aus hochfestem Feinkornbaustahl StE 460 bei Normaltemperatur und im Brandfall. Dissertation, TU Darmstadt, 1998.
- [3] Lechner, M.; Köhler, C.; Winter, S.; et.al.: Bauen mit Weitblick. Forschungsbericht für das Bundesinstitut für Bau-, Stadt- und Raumforschung im Forschungsprogramm ‚Zukunft Bau‘. TU München, 2018 (unveröffentlicht).
- [4] Mindrup, K.; Ott, S.; Lattke, F.; Winter, S.: Integrale Holzbauplanung. Forschungsbericht für die Deutsche Bundesstiftung Umwelt (DBU). TU München, 2016 (unveröffentlicht).

Probebelastungen an Befestigungssystemen zur Erzielung von Zustimmungen im Einzelfall und nach Technischer Regel

Dr.-Ing. K-H Lieberum *

* Technische Universität Darmstadt, Institut Werkstoffe im Bauwesen, Prof. Koenders, Germany,
lieberum@wib.tu-darmstadt.de

Inhalt:

Werden bei der Planung bzw. Ausführung von Verankerungen Abweichungen zu den Angaben in den Regelwerken bzw. Zulassungen festgestellt, so ist in der Regel eine Zustimmung im Einzelfall der Obersten Bauaufsicht des jeweiligen Landes erforderlich. Auch bei der Anwendung von europäisch technischen Zulassungen, kann es erforderlich sein, Probelastungen vor Ort durchzuführen.

Befestigungen Einzelfall Probelastung ETB ETA Technische Regel

1 Einleitung:

Die moderne Befestigungstechnik bietet inzwischen für fast jeden Anwendungsfall geeignete Befestigungsmittel bzw. Befestigungssysteme. So gibt es zugelassene Befestigungen für nicht vorwiegend ruhende Belastungen, für seismische Beanspruchungen, für Verankerungen in Porenbeton und für eine Vielzahl von Mauerwerksuntergründen in diversen Ausführungen und Lastabstufungen.

2 Problem

Trotz dieser Vielfalt werden in der Praxis - überwiegend im Zuge von Nutzungsänderungen bzw. Umbauten im Bestand - immer wieder Situationen angetroffen, die von den Zulassungen nicht abgedeckt sind. Beispiele dafür sind:

- Befestigungen von Fenstern mit absturzsichernder Verglasung nach der TRAV [1]
- Befestigungen an Hohlkörperdecken.
- Vorhandener Untergrund wird in der Zulassung nicht aufgeführt.
- Kombination von mehreren Produkten nach unterschiedlichen Zulassungen.

Nach den Landesbauordnungen bedarf es bei von der Zulassung abweichenden Randbedingungen einer Zustimmung im Einzelfall der Obersten Bauaufsichtsbehörde des jeweiligen Bundeslandes. Dazu sind in vielen Fällen Versuche vor Ort erforderlich. Versuchsaufbau und Versuchsdurchführung sind dabei auf die konkreten Randbedingungen abzustellen. So kann mit Axialzugversuchen an Befestigungsmitteln der Nachweis der lokalen Lasteinleitung geführt werden, die Lastweiterleitung im Bauteil ist aber ebenfalls zu berücksichtigen. Als Beispiel können Hohlkörperdecken aus Leichtbeton oder Ziegelsteindecken genannt werden.



Bild 1: Bruchbild einer Hohlkörperdecke nach Probelastung

Wie Bild 1 zeigt, können über die eingemörtelte Gewindestange so hohe Lasten eingeleitet werden, dass der untere Spiegel der Hohlkörperelemente das maßgebende Kriterium für die Bestimmung der Lasten ist. Bei einem falschen Versuchsaufbau z. B. mit enger Abstützung wird dieser Effekt nicht erfasst. Auch muss die maximale Anzahl der Befestigungspunkte begrenzt werden, da die über die Befestigungsmittel eingeleiteten Lasten Zugspannungen im Bauteil hervorrufen, die sich mit denen aus der Lastabtragung des Bauteils erzeugten Zugspannungen überlagern. Hinweise dazu finden sich u.a. in DIN SPEC 1021-4-1: 2009-08 [2]. In einigen nationalen Zulassungen ist aus diesem Grund der Schubspannungsanteil aus indirekten Lasten begrenzt. Insofern sind immer zwei Nachweise erforderlich:

- Nachweis der lokalen Lasteinleitung
- Nachweis der Bauteiltragfähigkeit

Noch etwas anders gestaltet es sich bei Befestigungen in Mauerwerk. Während in den bisherigen nationalen Zulassungen für Verankerungen in Mauerwerk eine Last für alle denkbar ausgebildeten Steinformate (Abmessungen, Lochanteil, Stegusbildung) für die unterschiedlichsten Mauerwerksarten (Ziegel, Hohllochziegel, Kalksandstein u.a.) angegeben waren, wird in den europäischen Zulassungen (ETA bzw. ETB) für jeden Stein eine zugehörige Last ausgewiesen. Während das bei Neubauten kein Problem darstellt, ist bei Umbauten im Bestand eine Untergrunduntersuchung erforderlich, um Informationen zum verwendeten Stein und zum Mörtel zu bekommen. Dazu sind aufwendige Probenentnahmen vor Ort erforderlich und rein formal wäre auch eine Zustimmung im Einzelfall zu beantragen. Um dieses Verfahren zu vereinfachen, wird im Deutschen Institut für Bautechnik zur Zeit an einer Technischen Regel *Durchführung und Auswertung von Versuchen am Bau gearbeitet* [3] gearbeitet, die für Injektionsankersysteme im Mauerwerk nach ETA und ETB gilt. Gleiches ist auch für Kunststoffdübel vorgesehen.



Bild 2: Bruch im Mauerwerk bei intakter Verankerung

3 Quellenangabe

- [1] TRAV: Technische Regel für die Verwendung von absturzsichernden Verglasungen (TRAV): Fassung Januar 2003
- [2] DIN SPEC 1021-4-1: Bemessung der Verankerung von Befestigungen in Beton: August 2009
- [3] DIBt Technische Regel: Durchführung und Auswertung von Versuchen am Bau für Injektionsankersysteme im Mauerwerk mit ETA nach ETAG 029 bzw. nach EAD 330076-00-0604: Stand Dezember 2016